Der
Stahlbau
1930

III
676.

DER STAHLBAU

BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ
Nr. inw. III/676.

Techn. Hochschule
zu Danzig.
Lehrstuhl für Statik
und Eisenbetonbau
Inv. No. I J 1

III 0911

DER STAHLBAU

Beilage zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Schriftleitung:

Dr.-Ing. **A. Hertwig,** Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin

Professor **W. Rein,** Breslau, Technische Hochschule

3. Jahrgang

1930

BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ
Nr. inw. III/676

Mit 843 Textabbildungen

Techn. Hochschule
zu Danzig.
Lehrstuhl für Statik
und Eisenbetonbau
Inv. No. B 79

Berlin 1930
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Alle Rechte vorbehalten. — Nachdruck verboten.

B-ka GPG
D/R-397/191
/3

Inhalts-Verzeichnis des 3. Jahrganges, 1930.

Sachverzeichnis.

Seite

Amerikanische Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken . 117
— Neue — Deckenbauweise in Stahl . . 10
— Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahl-Hochbaues 214, 240
Amerikanische Stahlbauschriften. Die Überlegenheit des Stahlbaus 192
— Stahlskelett-Hochhäuser 311
Antonius-Kirche, Über den Neubau der — — in Schneidemühl 40
„Appartement - Haus". Neubau „Woga-Hotel", Berlin W, Kurfürstendamm 260
Aufstockung, Die — des Grand Hotels Fürstenhof in Nürnberg 140
Aufstockungssteuer, Keine — in Berlin . 288
Ausbesserungswerks, Die Halle des — für elektrische Lokomotiven in Dessau 265, 282
Ausstellung „Stahlbau im Bild". Künstler und Techniker. „Stählerne" Kunst . 11
Ausstellung „walter gropius" 144
Auswechslung. Brückenauswechslung bei Naumburg a. d. Saale 300
Bahnhof, Der neue Hochbahnhof am Kottbusser Tor in Berlin 157
— Stählerne Bahnsteighallen auf — „Ausstellung", Berlin-Charlottenburg . . 150
Bahnsteighallen, Stählerne — auf Bahnhof „Ausstellung", Berlin-Charlottenburg 150
Bauen im Winter 11
Behälter. Der Stahlbehälterbau . 17, 49, 73
Bemessungsgrundlagen, Über die — des amerikanischen Stahl-Hochbaues 214, 240
Berechnungsgrundlagen, Kritik zum Normblatt-Entwurf E 120, betreffs — für die Eisenkonstruktionen von Kranen 35
Biegung, Stäbe, die auf Knicken und durch Einzellasten auf — beansprucht werden 7
Bonifatius-Kirche. Eine neue Stahlkirche im Ruhrgebiet 59
Braunschweig, Flugzeughallen des Braunschweiger Flughafens 124
— Neubau einer Großbäckerei in Stahlskelett für den Allgemeinen Konsumverein, — 224
Breslau, Das neue Warenhaus Wertheim in — 113, 192
Brücken, Amerikanische Richtlinien für die Ausführung von geschweißten — . . 117
— Brückenauswechslung b. Naumburg a. d. S. 300
— Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken 248, 312
— Der Fußgängersteg über das östliche Becken des Rheinauhafens in Mannheim 217
— Die älteste Hängebrücke Europas . . . 143
— Die $\varkappa$-Werte für die Berechnung der Momente und Querkräfte von Straßenbrücken nach DIN 1072 102
— Dynamische Probleme im — bau . . . 301
— Ersatz einer 46 Jahre alten Schmiedeeisenbrücke durch ein neuzeitliches Stahlbauwerk 264
— Straßenbrücke über die Geeste im Zuge der Verbindungsstraße Lehe—Geestemünde 32
— Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten (Ketten u. Kabeln) 25, 37, 120

Seite

Brücken. Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken 85, 215
— Unterführung der Moltkestraße in Duisburg 128
Bürogebäude, Stahlkonstruktion zu einem Wolkenkratzer - Theater- und — in Chicago 84
Bunker. Kohlenbunker mit gewölbten Wänden 298
Chicago, Das Tacoma-Gebäude in — . . 96
— Stahlkonstruktion zu einem Wolkenkratzer-Theater- und Bürogebäude in — . . 84
Coburg, Stahlskelettkonstruktion Postdienstgebäude — 287
Dauerversuche mit Nietverbindungen 277, 289
Deckenbauweise, Neue amerikanische — in Stahl 10
Deckenträger, Über die Berechnung der — von Garagenbauten 295
Dessau, Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in — 265, 282
Deutschen Museums, Die Neubauten des — — in München 109
Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes, Das Verwaltungsgebäude des — — — in Hamburg 147
DIN 1072, Die $\varkappa$-Werte für die Berechnung der Momente und Querkräfte von Straßenbrücken nach — 102
Dornier Metallbauten G. m. b. H., Flugzeughalle der — — —, Friedrichshafen . 142
Dreigurtträger. Die räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger . . . 201
Durchlaufende Träger, Der — — unter Berücksichtigung der Plastizität . . 13
Dynamische Probleme im Brückenbau . . 301
Einflußlinien, Beitrag zur Definition der Spannkräfte und der Ermittlung der — der Kernpunktsmomente beliebiger Tragwerke 55
Eisenbahnbrücken (s. unter Brücken).
England, Stahlbauforschung in — . . . 228
Entwurf, Der neue — zu „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten" 105
— Kritik zum Normblatt-— E 120, betreffs Berechnungsgrundlagen für Eisenkonstruktionen von Kranen 35
Ergänzung zu dem Aufsatz „Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht" . . . 204
— zu dem Beitrag „Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahlhochbaues" 240
Ersatz einer 46 Jahre alten Schmiedeeisenbrücke durch ein neuzeitliches Stahlbauwerk 264
Fabrikgebäude. Das Stahlskelett der Gasentschwefelungsanlage der Ruhrgas Akt.-Ges. auf Zeche Minister Stein in Dortmund-Eving 23
— Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau 265, 282
— Eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion in Prag 153
— Lagergebäude in Stahlskelettbauweise . 253

Seite

Fabrikgebäude. Montagehalle 107
— Neubau der Hamburger Müllverbrennungsanstalt in Tiefstack 227
— Neubau einer Großbäckerei in Stahlskelett für den Allgemeinen Konsumverein, Braunschweig 224
— Neubau eines Lager- und Versandhauses der Senkingwerk A.-G. in Hildesheim 127
— Stahlbaukonstruktion für ein Kesselhaus 68
— Stahlskelettbau des neuen Umspannwerks „Scharnhorst" der Bewag zu Berlin . 97
— Webereigebäude in Oppach, Sachsen . . 179
Feuerschutz, Der — von Stahlskelettbauten 156
Finanzielle Betrachtung der Umbaumöglichkeiten von Stahlbauten 36
Flugzeughalle der Dornier Metallbauten G. m. b. H., Friedrichshafen 142
Flugzeughallen des Braunschweiger Flughafens 124
Fördergerüst, Neue — -Konstruktionen . 221
Forschung, Stahlbau- — in England . . . 228
Frankfurt a. M., Zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in — —. 130
Friedrichshafen, Die neue Luftschiffhalle in — 61
Füllbaustoffe, Rostschutz. Einwirkung der verschiedenen — auf die Stahlteile der Konstruktionen beim Stahlskelettbau 15
— Über Zusammensetzung und Eigenschaften der — 30
Fußgängersteg, Der — über das östliche Becken des Rheinauhafens in Mannheim 217
Garagenbauten, Über die Berechnung der Deckenträger von — 295
Gasbehälter. Der Stahlbehälterbau 17, 49, 73
Gasentschwefelungsanlage, Das Stahlskelett der — der Ruhrgas Akt.-Ges. auf Zeche Minister Stein in Dortmund-Eving 23
Gasschmelzschweißung, Anwendung der — für Stahlbauten 80
Gewichtsersparnis bei biegebeanspruchten Normalprofil - I - und Grey - Trägern aus St 52 45
Gewölbten Wänden, Kohlenbunker mit — — 298
gropius, Ausstellung „walter —" 144
Großbäckerei, Neubau einer — in Stahlskelett für den Allgemeinen Konsumverein, Braunschweig 224
Hängebrücke, Die älteste — Europas . . 143
Hängegurten, Über die Bemessung und Ausführung von — (Ketten und Kabeln) 25, 37, 120
Hallen, Bahnsteig — 150
— Die — des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau 265, 282
— Flugzeug — 124, 142
— Luftschiff — 61
— Montage — 107
— Neue Rinderschlacht — mit Kühlhaus auf dem Berliner städtischen Vieh- und Schlachthof an der Landsberger Allee 238
— Turn — 191

Seite

Hamburger, Neubau der — Müllverbrennungsanstalt in Tiefstack . . . 227
Haus Vaterland 1
Hochbahnhof, Der neue — am Kottbusser Tor in Berlin 157
Hochhäuser. Amerikanische Stahlskelett- — 311
— Das Europahaus in Leipzig 181
Isolierungen. Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schall — in Gebäuden 169, 187, 198, 300
— Über Zusammensetzung und Eigenschaften der Füllbaustoffe 30
— Die Stahlskelettkonstruktion zum Bezirkskrankenhaus Waiblingen 251
— Vortrag Dengler in Erfurt 72
— Das Tacoma-Gebäude in Chicago . . . 96
— Das Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen - Verbandes in Hamburg 147
— Stahlkonstruktion zu einem Wolkenkratzer-Theater- und Bürogebäude in Chicago 84
— Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau . 193, 210, 240
— Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahlhochbaues 214, 240
Hochspannungsleitungen. Stahlgittermaste für eine 60-kV-Leitung 8
— Stahltürme von 41 und 50 m Höhe für Starkstromfreileitungen 92
Hotels und Gaststätten. Die Aufstockung des Grand Hotels Fürstenhof in Nürnberg 140
— — Haus Vaterland 1
— — Neubau „Woga Hotel", Berlin W, Kurfürstendamm 260
Industriebauten (s. unter Fabrikgebäude).
Jenseits von Treu und Glauben. Kreditschwindel und neues Strafrecht . . 216
Kabeln, Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten (Ketten und —) 25, 37, 120
$\varkappa$-Werte, Die — für die Berechnung der Momente und Querkräfte von Straßenbrücken nach DIN 1072 102
Kernpunktsmomente, Beitrag zur Definition der Spannkräfte und der Ermittlung der Einflußlinien der — beliebiger Tragwerke 55
Kesselhaus, Stahlkonstruktion für ein — . 68
— Stahlskelett für das neue 100-at- — im Großkraftwerk Mannheim 306
Ketten, Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten (— und Kabeln) 25, 37, 120
Kettle-Brücke. Ersatz einer 46 Jahre alten Schmiedeeisenbrücke durch ein neuzeitliches Stahlbauwerk 264
Kino. Haus Vaterland 1
Kinoeinsturz, Zum Prozeß über den — in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. Main 130
Kirchen, Eine neue Stahl — im Ruhrgebiet 59
— Über den Neubau der Antonius-Kirche in Schneidemühl 40
Knicken, Stäbe, die auf — und durch Einzellasten auf Biegung beansprucht werden 7
Kohlenbunker mit gewölbten Wänden . . 298
Kostenvoranschläge, Die Vergütungspflicht für — 263
Kottbusser Tor, Der neue Hochbahnhof am — — in Berlin 157
Kranen, Kritik zum Normblatt-Entwurf E 120, betreffs Berechnungsgrundlagen für die Eisenkonstruktionen von — . . 35
Krankenhaus. Die Stahlskelettkonstruktion zum Bezirkskrankenhaus Waiblingen 251
Kreditschwindel, Jenseits von Treu und Glauben. — und neues Strafrecht . 216
Kritik zum Normblatt-Entwurf E 120, betreffs Berechnungsgrundlagen für die Eisenkonstruktionen von Kranen 35
Kühlhaus, Neue Rinderschlachthalle mit — auf dem Berliner städtischen Vieh- und Schlachthof an der Landsberger Allee 238
Kunst, Künstler und Techniker. „Stählerne" — 11
Lagergebäude in Stahlskelettbauweise . . 253

Seite

Lager- und Versandhauses, Neubau eines — — der Senkingwerk A.-G. in Hildesheim 127
Leipzig, Das Europahaus in — 181
Luftschiffhalle, Die neue — in Friedrichshafen 61
Malapane-Brücke. Die älteste Hängebrücke Europas 143
Mannheim, Das Stahlskelett für das neue 100-at-Kesselhaus im Großkraftwerk — 306
— Der Fußgängersteg über das östliche Becken des Rheinauhafens in — . . 217
Maste. Stahlgittermaste für eine 60-kV-Leitung 8
— Stahltürme von 41 und 50 m Höhe für Starkstromfreileitungen 92
Momente, Die $\varkappa$-Werte für die Berechnung der — und Querkräfte von Straßenbrücken nach DIN 1072 102
Montagehalle 107
Müllverbrennungsanstalt, Neubau der Hamburger — in Tiefstack 227
München, Die Neubauten des Deutschen Museums in — 109
Museums, Die Neubauten des Deutschen — in München 109
Nachtrag zu: „Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten" . . 120
Nichtrostende und schwerrostende Stähle für den Stahlbau 275
Niederfinow, Sonderentwürfe für die Gestaltung des Schiffshebewerks — . . 205
Nieten, Versuche an — aus Siliziumbaustahl und gewöhnlichem Nietstahl . . . 133
Nietverbindung, Versuche über das Zusammenwirken von — und Schweißnaht 145, 204
Nietverbindungen, Dauerversuche mit — 277, 289
Nürnberg, Die Aufstockung des Grand Hotels Fürstenhof in — 140
Oberpostdirektion Charlottenburg, Die Neubauten des Reichspostzentralamtes in Berlin-Tempelhof und der — . . 309
Oppach, Webereigebäude in —, Sachsen . 179
Plastizität, Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der — 13
Postgebäude, Die Neubauten des Reichspostzentralamtes in Berlin-Tempelhof und der Oberpostdirektion i. Charlottenburg 309
— Stahlskelettkonstruktion Postdienstgebäude Coburg 287
Prag, Eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion in — 153
Prozeß, Zum — über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. Main 130
Querkräfte, Die $\varkappa$-Werte für die Berechnung der Momente und — von Straßenbrücken nach DIN 1072 102
Räumlichen Zusatzkräfte, Die — — beim Drei- und Viergurtträger 120
Reichspostzentralamt, Die Neubauten des — in Berlin-Tempelhof und der Oberpostdirektion in Charlottenburg . . 309
Rheinauhafens, Der Fußgängersteg über das östliche Becken des — in Mannheim 217
Richtlinien, Amerikanische — für die Ausführung von geschweißten Brücken . 117
— Der neue Entwurf zu „— für die Ausführung geschweißter Stahlbauten" . 105
Rostschutz. Einwirkung der verschiedenen Füllbaustoffe auf die Stahlteile der Konstruktion beim Stahlskelettbau . 15
— Nichtrostende und schwerrostende Stähle für den Stahlbau 275
— Über Zusammensetzung und Eigenschaften der Füllbaustoffe 30
Schallisolierungen, s. a. Isolierungen.
— Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von — in Gebäuden 169, 187, 198, 300
— Über Zusammensetzung und Eigenschaften der Füllbaustoffe 30
Schiffshebewerks, Sonderentwürfe für die Gestaltung des — Niederfinow . . 205
Schlachthalle, Neue Rinder — auf dem Berliner städtischen Vieh- und Schlachthof an der Landsberger Allee 238
Schneidemühl, Über den Neubau der Antonius-Kirche in — 40

Seite

Schweißung. Amerikanische Richtlinien über d. Ausführung v. geschweißten Brücken 117
— Anwendung der Gasschmelzschweißung für Stahlbauten 80
— Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken 248, 312
— Der neue Entwurf zu „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten" 105
— Ein geschweißtes Schwimmbecken . . . 312
— Eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion in Prag 153
— Geschweißte Stahlhochbauten. Die neuen „Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten" . . . 235
— im Stahlbau 274
— im Stahlbau 1929 . . . . . 160, 228
— Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen mit geschweißten und genieteten Stabverbindungen 229
— Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht 145, 204
— Welche Vorteile erwachsen der deutschen Wirtschaft durch — im Stahlbau? . . 121
Schweizerischen Bundesbahnen, Versuche der — — mit geschweißten und genieteten Stabverbindungen 229
Schwerrostende, Nichtrostende und — Stähle für den Stahlbau 275
Schwimmbecken, Ein geschweißtes — . . 312
Siliziumbaustahl, Versuche an Nieten aus — und gewöhnlichem Nietstahl . . . 133
Silos. Der Stahlbehälterbau . . . 17, 49, 73
Skelettbau, s. u. Fabrikgebäude, Hallen, Hochhäuser, Hotels und Gaststätten, Kesselhaus, Kirchen, Krankenhaus, Lagergebäude, Verwaltungsgebäude, Warenhaus, Wohnungsbauten u. s. f.
Stähle, Nichtrostende und schwerrostende — für den Stahlbau 275
Stahlbehälterbau, Der — . . . 17, 49, 73
Stahldecken. Neue amerikanische Deckenbauweise in Stahl 10
Stahlgittermaste für eine 60-kV-Leitung . 8
Stahlkirche, s. a. unter Kirchen.
Stahlskelettbau, s. u. Fabrikgebäude, Hallen, Hochhäuser, Hotels und Gaststätten, Kesselhaus, Kirchen, Krankenhaus, Lagergebäude, Verwaltungsgebäude, Warenhaus, Wohnungsbauten u. s. f.
Stahltüren und Stahltore 82
Stahltürme von 41 und 50 m Höhe für Starkstromfreileitungen 92
Statischen Unbestimmtheit, Absteigen der — — 258
Straßenbrücke (s. unter Brücken).
St 52, Gewichtsersparnis bei biegebeanspruchten Normal-I- und Grey-Trägern aus — 45
Tacoma-Gebäude, Das — — in Chicago . 96
Tanks. Der Stahlbehälterbau . 17, 49, 73
Theater, Stahlkonstruktion zu einem Wolkenkratzer-— - u. Bürogebäude in Chicago 84
Tiefstack, Neubau der Hamburger Müllverbrennungsanstalt in — 227
Tore. Stahltüren und Stahltore 82
Transport, Vom Massen — in den Betrieben des Industriebezirkes 71
Tschechischen, Die — Vorschriften für Stahlkonstruktionen im Hochbau 95
Turnhalle in Stahlskelettbauweise in Grünberg/Schl. 191
Ullsteinhaus, Das — in Berlin . . . 47, 166
Umbau. Haus Vaterland 1
Umbaumöglichkeiten, Finanzielle Betrachtung der — von Stahlbauten . 36
Umspannwerks, Stahlskelettbau des neuen — „Scharnhorst" der Bewag zu Berlin 97
Unbestimmtheit, Absteigen der statischen — 258
Unfall, Richtigstellung einer — -Meldung . 300
Vaterland, Haus — 1
VDK, Das Stahlskelett zum Verwaltungsgebäude der —, Hamburg 176
Vergütungspflicht, Die — für Kostenvoranschläge 263
Versuche an Nieten aus Siliziumbaustahl und gewöhnlichem Nietstahl . . . 133
— Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden 169, 187, 198, 300

Seite

Versuche. Dauerversuche mit Nietverbindungen 277, 289
— Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der Plastizität 13
— der Schweizerischen Bundesbahnen mit geschweißten und genieteten Stabverbindungen 229
— über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht . 145, 204
— Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken 85, 215
— Dynamische Probleme im Brückenbau . 301
Verwaltungsgebäude, Das — des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes in Hamburg 147
— Das Stahlskelett zum — d. VDK. Hamburg 176
Verwindungssteifigkeit, Über die — von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken 85, 215
Vorschriften, Die tschechischen — für Stahlkonstruktionen im Hochbau . . . 95
— Geschweißte Stahlhochbauten. Die „neuen — für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten" 235

Seite

Vortrag Brunner. Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau 193, 210, 240
— Dengler in Erfurt 72
— Kulka, Dynamische Probleme im Brückenbau 301
Wacker Drive Building. Stahlkonstruktion zu einem Wolkenkratzer-Theater- und Bürogebäude in Chicago 84
Wärmeschutz. s. a. unter Isolierungen.
— Über Zusammensetzung und Eigenschaften der Füllbaustoffe 30
Waiblingen, Die Stahlskelettkonstruktion zum Bezirkskrankenhaus — 251
Warenhaus, Das neue — Wertheim in Breslau 113, 192
Wasserbehälter. Der Stahlbehälterbau 17, 49, 73
Webereigebäude in Oppach, Sachsen . . 179
Werkstätten (s. unter Fabrikgebäude).
Wertheim, Das neue Warenhaus — in Breslau 113, 192
Wirtschaft, Welche Vorteile erwachsen der deutschen — durch Schweißung im Stahlbau 121

Seite

Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues 241, 269
„Woga-Hotel", Neubau — —, Berlin W, Kurfürstendamm 260
Wohnungsbaues, Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-— 241, 269
Wohnungsbauten, s. a. unter Appartement-Haus.
— Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau 210
Zusammenwirken, Versuche über das — von Nietverbindung und Schweißnaht 145, 204
Zusatzkräfte, Die räumlichen — beim Drei- und Viergurtträger 201
Zuschrift zu dem Aufsatz „Schweißung im Stahlbau 1929" 228
— Das Schweißen von Stahlhochbauten und Stahlbrücken 248, 312
— zu dem Aufsatz „Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau 240

Namenverzeichnis.

Seite

Bading, W., Oberingenieur der Vereinigten Stahlwerke AG., Dortmunder Union, Dortmund. Stahlskelettkonstruktion Postdienstgebäude Coburg 287
Bäßler, K., Chefarchitekt München. Die Neubauten des Deutschen Museums in München 109
Bergfelder, W., Dr.-Ing., Dortmund. Die räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger 201
Bernhard, Rudolf, Dr.-Ing., Reichsbahnrat, Berlin. Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken 85
Bohny, F., Dr.-Ing., Dr.-Ing. h. c. Baurat, Sterkrade. Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten (Ketten und Kabeln) 25, 37
— Nachtrag zu: „Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten" . . 120
— Das Schweißen von Stahlhochbauten und Stahlbrücken 312 248
Bondy, Otto, Dipl.-Ing., Berlin. Schweißung im Stahlbau 1929 160
— Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken 312
Boos, Werner, Dipl.-Ing., Berlin. Amerikanische Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken 117
Bousset, Dr.-Ing., Baurat, Berlin. Der neue Hochbahnhof am Kottbusser Tor in Berlin 157
Bräunig, Dipl.-Ing., Berlin. Die tschechischen Vorschriften für Stahlkonstruktionen im Hochbau (ČSN 1051 — 1929) . . 95
Brunner, Dr.-Ing., ehr., Professor, Graz. Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau . . 193, 210
Burkij, J. F. W., Civil-Ingenieur, Rotterdam. Zuschrift zu dem Aufsatz „Schweißung im Stahlbau 1929" 228
Bühler, A., Dipl.-Ing., Sektionschef für Brückenbau b. d. S. B. B., Bern. Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen mit geschweißten und genieteten Stabverbindungen 229
Caemmerer, L., Dr.-Ing., Dormund. Vom Massentransport in den Betrieben des Industriebezirks 71
Cajar, R., Oberbaurat, Berlin-Halensee. Anwendung der Gasschmelzschweißung für Stahlbauten 80
Christiani, Paul, Dr.-Ing., Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen. Absteigen der statischen Unbestimmtheit 258
Collin, Ernst, Redakteur, Berlin. Künstler und Techniker. „Stählerne Kunst" . 11
Contag, Regierungsbaurat, Eberswalde (s. unter Plarre).
Czech, Ingenieur, Essen-West. Montagehalle 107
Doorentz, Richard, Baurat, Leipzig. Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden 169, 187, 198, 300
Döcker, Richard, Dr., Architekt, Stuttgart. Die Stahlskelettkonstruktion zum Bezirkskrankenhaus Waiblingen . . . 251
Driesen, W., Oberingenieur, Leipzig. Webereigebäude in Oppach, Sachsen . . . 179
Dürbeck, A., Ingenieur, Berlin. Neubau „Woga-Hotel", Berlin W., Kurfürstendamm 260
Faltus, Franz, Dr.-Ing., Pilsen, Eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion in Prag 153

Seite

Franke, E., Dipl.-Ing., Essen. Nichtrostende und schwerrostende Stähle für den Stahlbau 275
Fricke, H., Dipl.-Ing., Berlin. Neue Rinderschlachthalle mit Kühlhaus auf dem Berliner städtischen Vieh- und Schlachthof an der Landsberger Allee . . . 238
Friedrich, E. G., Dr., Geh. Baurat, Berlin. Das neue Warenhaus Wertheim in Breslau 113, 192
Fritsch, Karl, Dipl.-Ing., Vorstand der Entwurfsabteilung des Tiefbauamts Mannheim. Der Fußgängersteg über das östliche Becken des Rheinauhafens in Mannheim 217
Frömling, H., Leipzig. Stahlbaukonstruktion für ein Kesselhaus (Kammgarnspinnerei Stöhr & Co., AG., Leipzig) 68
Gaber, Dr.-Ing., Professor, Karlsruhe. Versuche an Nieten aus Siliziumbaustahl und gewöhnlichem Nietstahl . . . 133
Gerstenberg, Leopold, Dipl.-Ing., Hamburg. Neubau der Hamburger Müllverbrennungsanstalt in Tiefstack . . 227
Gottfeld, Harry, Dipl.-Ing., Berlin. Haus Vaterland 1
— Die $\varkappa$-Werte für die Berechnung der Momente und Querkräfte von Straßenbrücken nach DIN 1072 102
— Über die Berechnung der Deckenträger von Garagenbauten 295
Grün, Richard, Dr., Professor, Düsseldorf. Über Zusammensetzung und Eigenschaften der Füllbaustoffe 30
Gruetz, H., Oberingenieur, Mainz-Gustavsburg. Kohlenbunker mit gewölbten Wänden 298
— Das Stahlskelett für das neue 100-at-Kesselhaus im Großkraftwerk Mannheim . . 306
Guttmann, A., Professor, Dr., Düsseldorf. Rostschutz. Einwirkung der verschiedenen Füllbaustoffe auf die Stahlteile der Konstruktion beim Stahlskelettbau 15
Haupt, Dipl.-Ing., Dortmund. Straßenbrücke über die Geeste im Zuge der Verbindungsstraße Lehe—Geestemünde . 32
Hentschke F., Ziv.-Ing., Berlin. Die Neubauten des Reichspostzentralamtes in Berlin-Tempelhof und der Oberpostdirektion in Charlottenburg 309
Herbst, Friedrich, Dr.-Ing., Oberregierungs- und -baurat, Berlin. Über den Neubau der Antonius-Kirche in Schneidemühl (Kirche in Stahlskelettbauweise) 40
— Stahlskelettbau des neuen Umspannwerks „Scharnhorst" der Bewag zu Berlin . 97
— Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau 265, 282
Hertwig, Dr.-Ing. ehr., Geh. Regierungsrat, Professor, Berlin. Zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. M. 130
Hilpert, A., Dr.-Ing., Professor, Technische Hochschule Berlin. Welche Vorteile erwachsen der deutschen Wirtschaft durch Schweißung im Stahlbau? . . 121
— Geschweißte Stahlhochbauten. Die neuen „Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten" . . . 235
Hochheim, Reichsbahnrat, Berlin. Gewichtsersparnis bei biegebeanspruchten Normalprofil I- und Grey-Trägern aus St 52 45
Hülsen, Ferdinand, Oberingenieur, Hamburg. Das Stahlskelett zum Verwaltungsgebäude der VDK, Hamburg . . . 176

Seite

Kayser, H., Professor, Darmstadt. Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht . . . 145
— Ergänzung zu dem Aufsatz „Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht" . . . 204
Kegel, Oberingenieur, Essen. Stahltüren und Stahltore 82
Kleinlogel, A., Dr.-Ing., Professor, Darmstadt. Zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. Main 130
Kottenmeier, E., Oberingenieur, Hannover-Herrenhausen. Der Stahlbehälterbau. 17, 49, 73
Krabbe, Reichsbahnoberrat, Essen. Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken . 215
Kulka, Dr.-Ing., Professor, Hannover. Dynamische Probleme im Brückenbau . . 301
Lewenton, Georg, Dipl.-Ing., Duisburg. Unterführung der Moltkestraße in Duisburg 128
Maier-Leibnitz, Dr.-Ing., Professor, Stuttgart. Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahl-Hochbaues 214, 240
Maushake, H., Oberingenieur, Braunschweig. Flugzeughallen des Braunschweiger Flughafens 124
— Neubau einer Großbäckerei in Stahlskelett für den Allgemeinen Konsumverein, Braunschweig 224
Müller, Karl Ludwig, Dr.-Ing., Regierungsbaumeister a. D., Berlin. Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues 241, 269
Petry, W, Dr.-Ing., Obercassel (Siegkreis). Das Ullsteinhaus in Berlin. Erwiderung auf den gleichbenannten Aufsatz von Dr.-Ing. Weiß, München (s. a. unter Weiß) 166
Plarre und Contag, Regierungsbauräte, Eberswalde. Sonderentwürfe für die Gestaltung des Schiffshebewerks Niederfinow 205
Ringelmann, Regierungsbaurat, Berlin. Stählerne Bahnsteighallen auf Bahnhof „Ausstellung", Berlin-Charlottenburg 150
Rohrer, Hans, Oberingenieur, Burbach. Das Europahaus in Leipzig 181
Rüter, Otto, Dipl.-Ing., Hannover. Neubau eines Lager- und Versandhauses der Senkingwerk A.-G. in Hildesheim . 127
Schaechterle, K., Dr.-Ing., Reichsbahnoberrat, Stuttgart. Dauerversuche mit Nietverbindungen 277, 289
Schäfer, Dipl.-Ing., Frankfurt a. M. Beitrag zur Definition der Spannkräfte und der Ermittlung der Einflußlinien der Kernpunktsmomente beliebiger Tragwerke 55
Schaim, J. H.-, Dipl.-Ing., Berlin. Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der Plastizität 13
Scharnow, C., Dr.-Ing., Sterkrade. Die neue Luftschiffhalle in Friedrichshafen . . 61
Schimmelbusch, Karl-Ludwig, Dr., Amtsgerichtsrat, Emmerich. Jenseits von Treu und Glauben 216
Schleusner, A., Dortmund. Stäbe, die auf Knicken und durch Einzellasten auf Biegung beansprucht werden . . . 7
Schmitz, Dipl.-Ing., Köln. Neue Fördergerüst-Konstruktionen 221
Schmudde, H., Obering., Köln-Kalk. Stahlgittermaste für eine 60 kV-Leitung . 8

	Seite
Schultz, E., Dipl.-Ing., Obering., Niesky, Ob.-Lausitz. Stahltürme von 41 und 50 m Höhe für Starkstromfreileitungen	92
Schultz, A., Breslau. Die älteste Hängebrücke Europas	143
— Schweißung im Stahlbau	274
Schweppe-Aebli, A. W., Ing., Düsseldorf. Zuschrift zu dem Aufsatz „Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau“ (s. a. unter Brunner)	240
Seidemann, L., Oberingenieur, Dortmund. Das Stahlskelett der Gasentschwefelungsanlage der Ruhrgas Akt.-Ges. auf Zeche Minister Stein in Dortmund-Eving	23
Siegert, Dipl.-Ing., Grünberg. Turnhalle in Stahlskelettbauweise in Grünberg/Schl.	191
Spohr, Dr., Kiel. Die Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge	263
Timm, G., Bauingenieur, Hamburg. Das Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes in Hamburg	147
Ulbricht, Rudolf, Oberingenieur, Düsseldorf-Benrath. Lagergebäude in Stahlskelettbauweise	253
Unold, G., Dr.-Ing., Professor, Chemnitz. Kritik zum Normblatt-Entwurf E 120, betreffs Berechnungsgrundlagen für die Eisenkonstruktionen von Kranen	35
Weiß, Wilh., Dr.-Ing., München. Das Ullsteinhaus in Berlin (s. a. unter Petry)	47
Weiß, Wilh., Dr.-Ing., München. Die Aufstockung des Grand Hotels Fürstenhof in Nürnberg	140
Wendt, Reg.- u. Baurat, Berlin-Zehlendorf-West. Der Feuerschutz von Stahlskelettbauten	156
Wernekke, Geh. Regierungsrat, Berlin. Die Überlegenheit des Stahlbaus	192
— Stahlbauforschung in England	228
— Ersatz einer 46 Jahre alten Schmiedeeisenbrücke durch ein neuzeitliches Stahlbauwerk	264
— Ein geschweißtes Schwimmbecken	312
— Amerikanische Stahlskelett-Hochhäuser	311
Wolff, L., Dipl.-Ing., Obering., Kaiserslautern. Flugzeughalle der Dornier Metallbauten G. m. b. H., Friedrichshafen	142

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 10. Januar 1930 | Heft 1

Alle Rechte vorbehalten.

Haus Vaterland.

Von Dipl.-Ing. **Harry Gottfeldt**, Berlin.

Wenige Bauten der letzten Zeit haben in der breiten Öffentlichkeit derartige Beachtung gefunden, wie das im vergangenen Jahr eröffnete „Haus Vaterland“ am Potsdamer Platz in Berlin. Die neuartige Einrichtung und Ausstattung der Gasträume, die Innen- und Außenarchitektur, die nach neuesten Gesichtspunkten ausgestatteten Küchen- und Wirtschaftsräume wurden in Tages- und Fachzeitungen eingehend besprochen. Der Ingenieur, der den kühnen Plänen des Gastronomen und des Architekten in harter Arbeit zum Leben verholfen hat, stand, wie so oft, etwas im Hintergrund. In den folgenden Zeilen sollen daher die wichtigsten und interessantesten Teile dieses schwierigen Um- und Neubaues einer Würdigung unterzogen werden.

Um einen Überblick über die gestellte Aufgabe zu erlangen, ist zunächst eine kurze Beschreibung des Bauwerkes in seinem ursprünglichen Zustand erforderlich. Das nach einer Front- und zwei Längsseiten freistehende Gebäude von etwa 25 m Breite und etwa 85 m Länge enthielt im vorderen Teil das bekannte Café Vaterland, im rückwärtigen ein großes Kino (Abb. 1 u. 2). Das Café ist unverändert erhalten geblieben und während des ganzen Umbaues geöffnet gewesen. Beide Betriebe nahmen die ganze Breite des Gebäudes ein. Die Tragkonstruktion besteht in dem Café aus schweren, im Raume stehenden Stützen, die außer den darüberliegenden Geschossen auch die Galerie des Cafés tragen (Abb. 2, 2a). Der Kinoraum wurde von fünf großen kastenförmigen Zweigelenkrahmen mit hochliegendem Zugband umschlossen, die auch den frei vorragenden Rang trugen (Abb. 1). Die darüberliegenden Räume dienten, abgesehen von den durch Licht- und Luftschächte beanspruchten Teilen, für kleinere Betriebe, Büro-

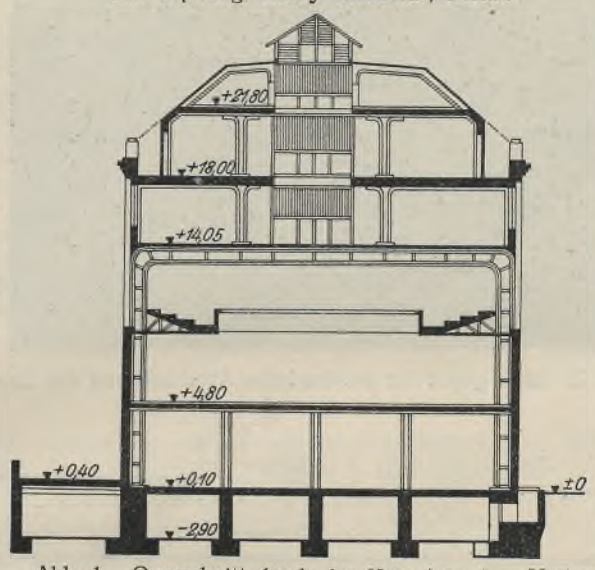


Abb. 1. Querschnitt durch das Kino (vor dem Umbau).

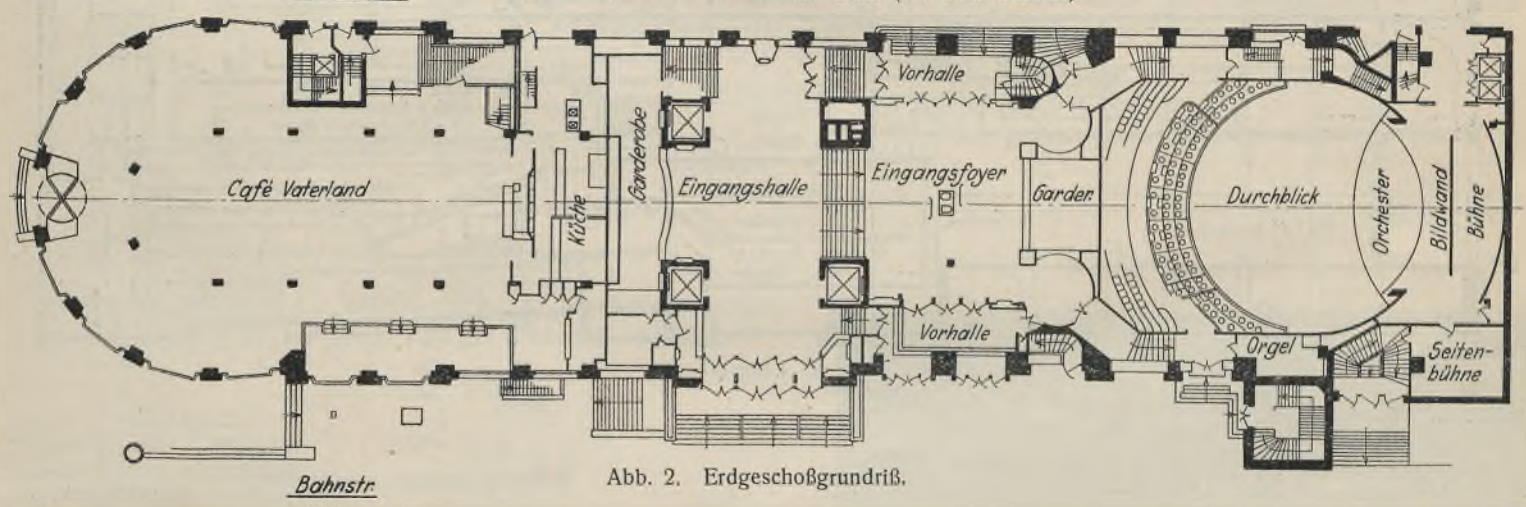


Abb. 2. Erdgeschoßgrundriß.

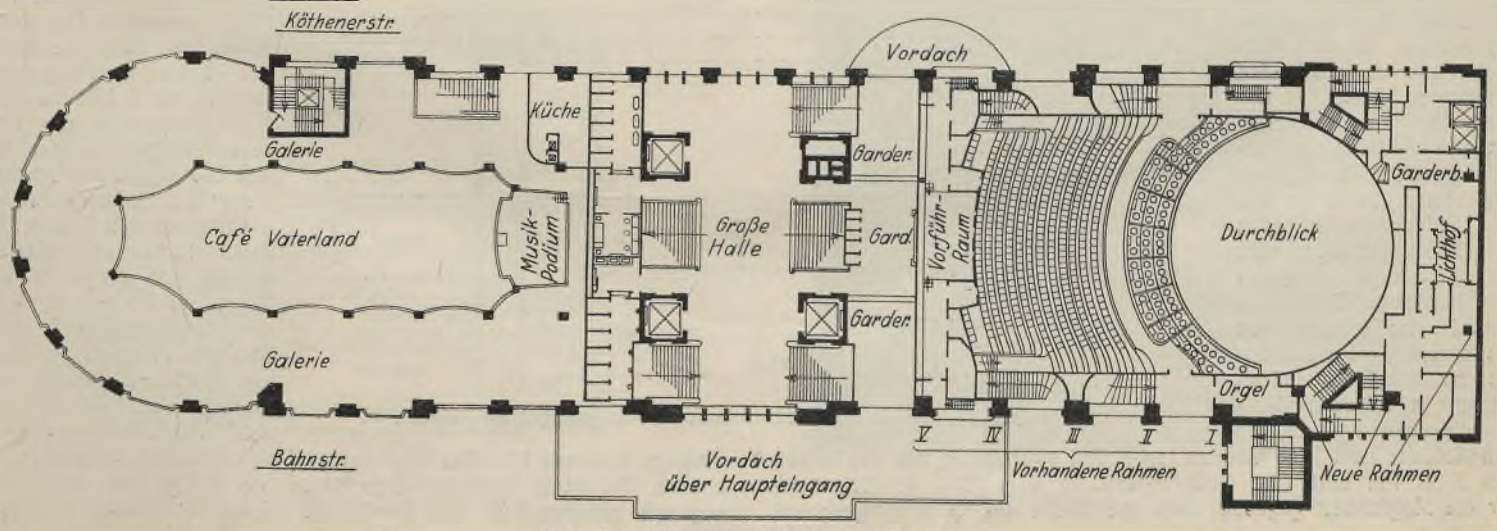


Abb. 2a. Grundriß in Höhe des Ranges.

und Wirtschaftsräume und wurden durch weniger weit freitragende Rahmen-, Träger- und Stützenkonstruktionen überdeckt (Abb. 1, 3, 10, 19; unmittelbar hinter der auf Abb. 3 erkennbaren provisorischen Wand liegt das in vollem Betriebe befindliche Café). — Die gesamte Tragkonstruktion wurde im Jahre 1911 von der Firma Steffens & Nölle AG., Berlin-Tempelhof, in Stahl ausgeführt. Bei der Wahl des Baustoffes dürfte bereits damals der Gedanke an später erforderlich werdende bauliche Veränderungen erheblich mitgesprochen haben, da bekanntlich Stahlbauten stets die besten Möglichkeiten zu baulichen Veränderungen, selbst einschneidendster Art bieten. Alle über und neben dem Café Vaterland liegenden Räume wurden so weitgehenden Veränderungen unterworfen, daß zeitweise neben den massiven Umfassungswänden und einzelnen für die neue Raumeinteilung verwertbaren Konstruktionen der Obergeschosse in der Hauptsache nur noch die vorerwähnten fünf Rahmen standen. Die Hauptmerkmale des Umbaues lassen sich folgendermaßen angeben: Durch Hinzunahme eines an die Rückfront anschließenden Gebäudes konnte der vorhandene Bau um etwa 12 m nach hinten verlängert



Abb. 3. Blick gegen die provisorische Abschlußwand des Cafés.

tiefer zu legen, d. h. an die Rahmenkonstruktion noch eine Zwischendecke anzuhängen und so von der Eingangshalle her bequem zugängliche Räume zu schaffen. Ingenieurmäßig handelte es sich darum, die vermehrten Decken so anzuordnen, daß die vorhandenen Rahmen sie noch aufnehmen konnten (Abb. 1 u. 7). Mit Rücksicht auf die tiefe Lage des Parketts mußten die Zugbänder der vorhandenen Rahmen entfernt werden. Sie wurden zum Teil durch die Tragkonstruktion des außerordentlich ausgedehnten neuen Ranges, die im folgenden noch genauer erläutert werden, ersetzt. In den oberen Räumen waren zahlreiche Teile der vorhandenen Konstruktion zu verändern oder zu verstärken, andere wieder durch neue Teile zu ersetzen; außerdem wurde in die vorhandene Kuppel eine neue Innenkuppel eingebaut.

Die nun folgende Besprechung einzelner Konstruktionsteile möge mit den bereits mehrfach erwähnten fünf alten Rahmen und der zwischen sie einzubauenden Rangkonstruktion begonnen werden. In Abb. 5 ist eine Teilansicht des der neuen Eingangshalle zunächst liegenden Rahmens V mit den Unterzügen über dem Parkettvorraum und

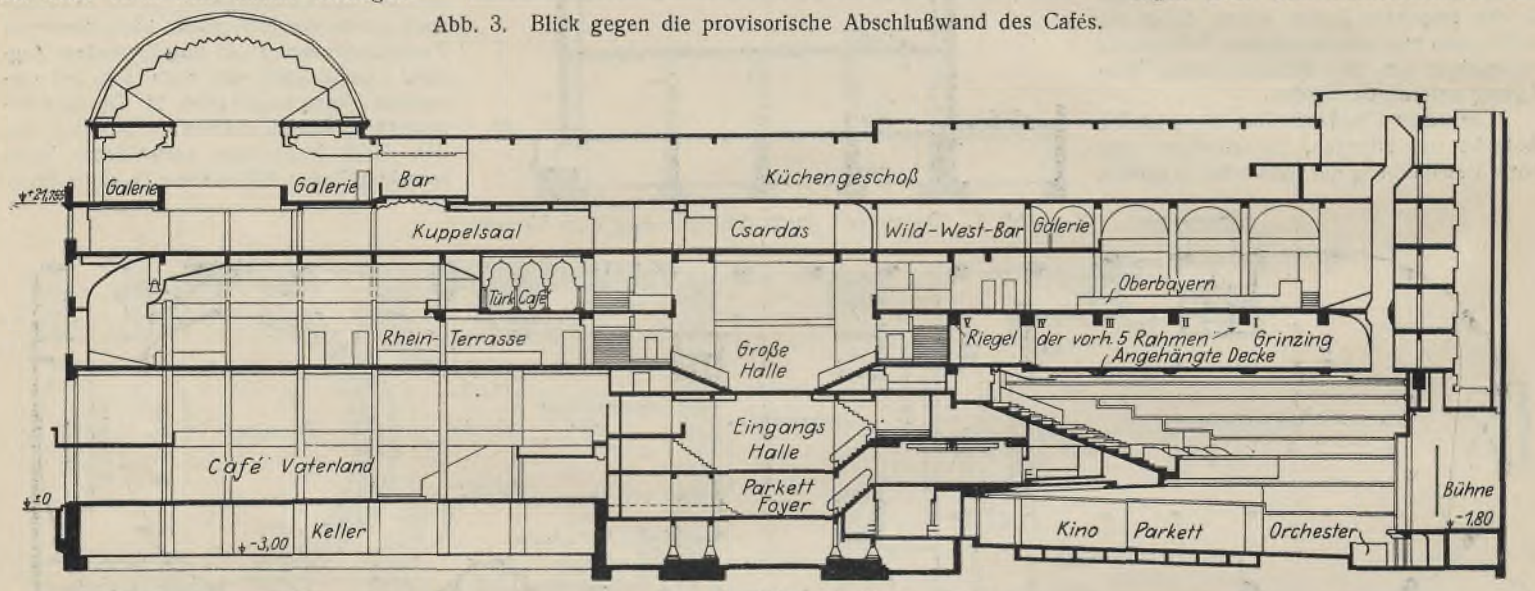


Abb. 4. Längsschnitt.

werden. Hierdurch war die Möglichkeit geschaffen, das Kino derart zu verschieben, daß zwischen Café und Kino ein Raum für eine große, repräsentable Eingangshalle zu den neu zu schaffenden Gasträumen blieb. Die vier Ecken dieser Halle werden von Fahrstuhlschächten gebildet, die gleichzeitig als Tragkonstruktion für die von allen Seiten anschließenden Deckenträger dienen. Da das unter dem bisherigen Kino liegende Erdgeschoß (Abb. 1) nur schlecht mit den in den Obergeschossen neu zu schaffenden Gasträumen in Zusammenhang zu bringen war, entschloß man sich, das neue Kino tiefer zu legen, und zwar derart, daß das Parkett noch 3 bis 4 m unter der Straßenoberfläche liegt (Abb. 4). Hierdurch war die Möglichkeit gegeben, auch die Decke des Kinos entsprechend

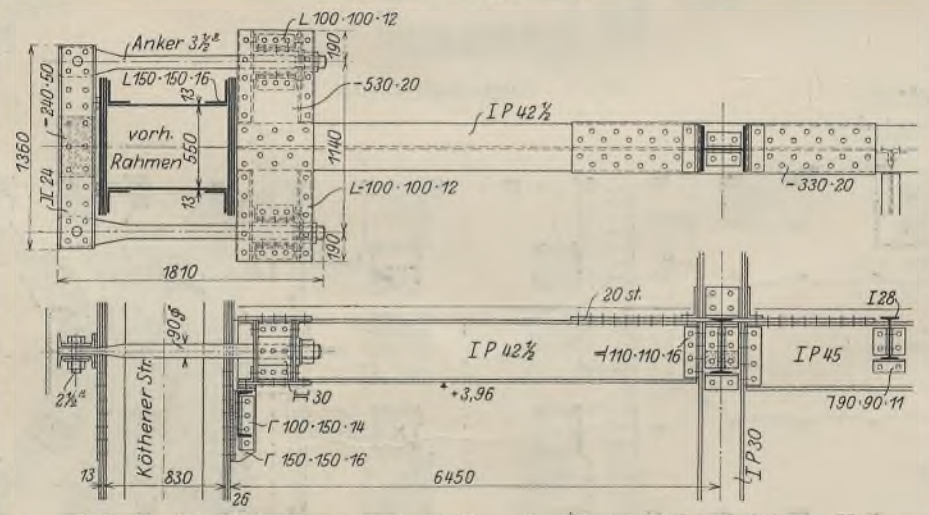


Abb. 5. Anschluß der als Zugband dienenden Deckenträger an Rahmen V.

dem Eingangsfoyer wiedergegeben. Die Unterzüge werden in zwei Zwischenpunkten durch Stützen aus I P 30 unterstützt. Der obere von beiden ist an die Stelle des früheren Zugbandes getreten. Abb. 5 läßt die zugfeste Verbindung der einzelnen Träger erkennen sowie die eigenartige Ausbildung des Anschlusses an den Rahmenstiel; durch einen den Stiel umfassenden Kasten werden die Zugkräfte als Druck auf die äußere Seite des Stieles abgegeben; zwei Seiten des Kastens bestehen aus Rundeisen von 90 mm Durchmesser. — Abb. 6 zeigt eine Ansicht des nächstfolgenden Rahmens IV. Das Zugband wird von schweren Deckenträgern gebildet, die durch zwei Zwischenstützen aus I P 30 und zwei Aufhängungen gehalten sind. Abb. 6 zeigt die zugfeste Verbindung zwischen

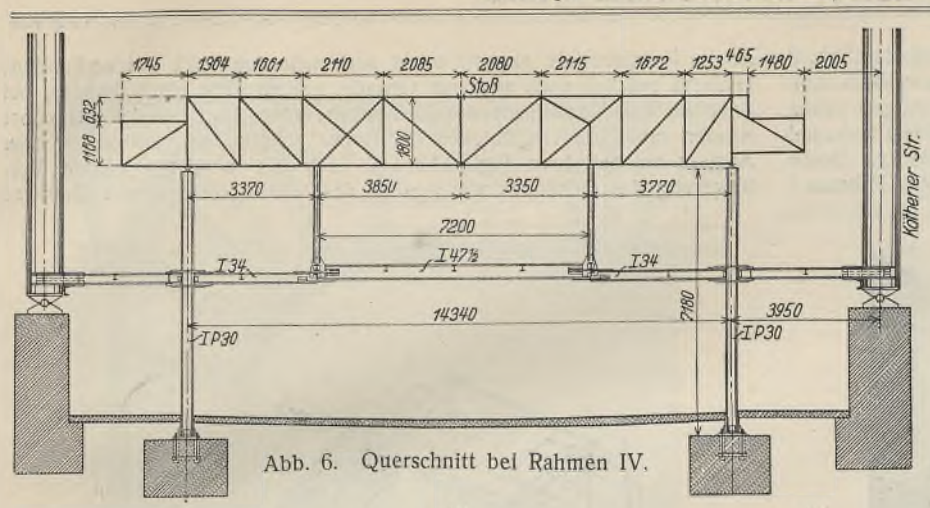
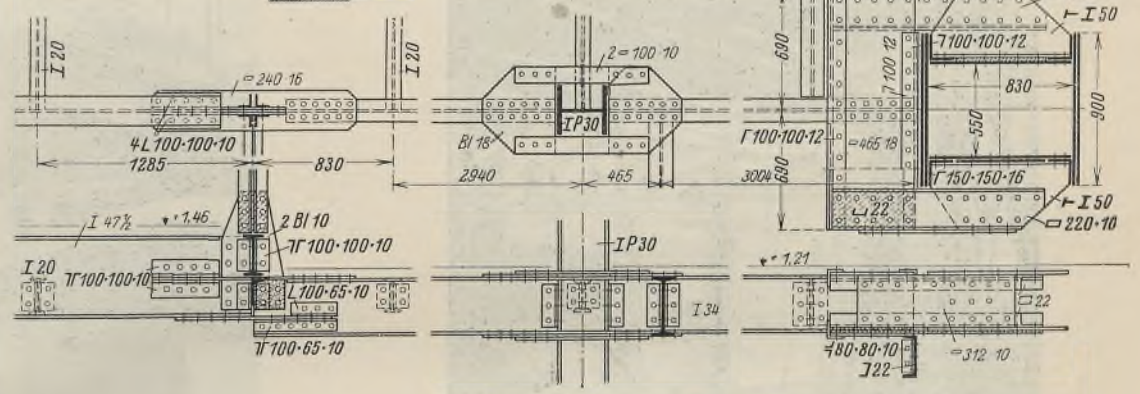


Abb. 6. Querschnitt bei Rahmen IV.

den einzelnen Trägern sowie den Anschluß an den Rahmenstiel, der hier in etwas anderer Weise ausgebildet ist als bei Rahmen V und durch zwei kupierte I 50 vermittelt wird (Abb. 6a). Um den Anschluß montieren zu können, mußte in einem der beiden Stehbleche des kastenförmigen Stieles die in der Abbildung ebenfalls erkennbare Montageöffnung vorgesehen werden. Die vorerwähnten Zwischenstützen tragen im folgenden Geschoß einen Gitterträger, an den wiederum die Aufhängungen ihre Lasten abgeben; ferner dient derselbe zur Aufnahme der Rangträger (s. Abb. 9). Den Gitterträger bis an die Stiele des vorhandenen Rahmens heranzuführen und stützenlos an diese anzuschließen, war aus dem Grunde nicht möglich, weil an den Längsseiten die Zugänge vom Eingangsfoyer zum Rang liegen (vgl. Grundriß Abb. 2 und Querschnitt Abb. 7).

In ähnlicher Weise erfolgte die Ausbildung bei Rahmen III. Der Raum unterhalb des Ranges ist bereits so niedrig, daß er nur noch ein Geschoß aufnehmen kann (Garderobe, vgl. Längsschnitt Abb. 4). Es bildet daher hier der Gitterträger selbst das Zugband. Eine besondere Schwierigkeit ergab sich bei diesem Rahmen daraus, daß wegen des darunter befindlichen Parketts weder Stützen gestellt noch aus den bereits bei Rahmen IV besprochenen Gründen der Gitterträger ohne weiteres bis an den Rahmenstiel herangeführt werden konnte. Um die seitlichen Zugänge frei zu halten, blieb daher nichts anderes übrig, als die Endfelder des Gitterträgers rahmenförmig auszubilden (Abb. 8).



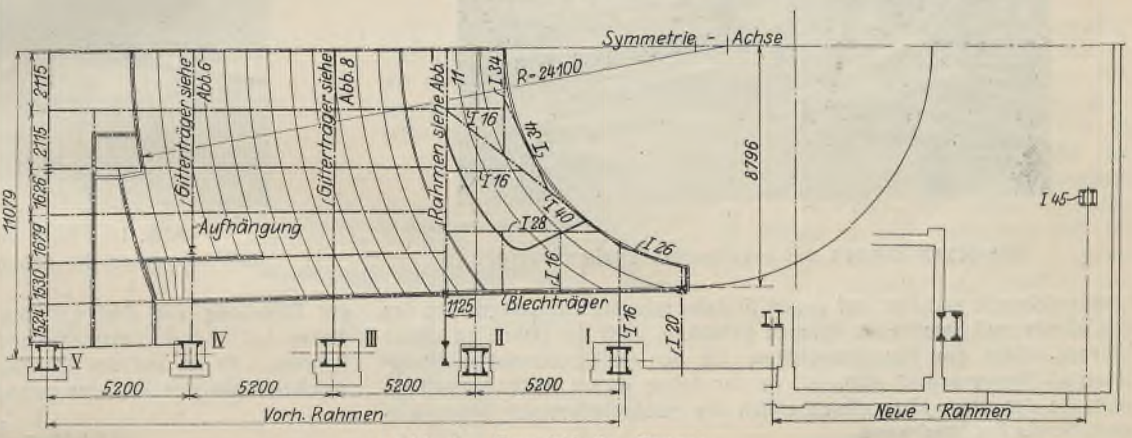


Abb. 9. Grundriß des Ranges.

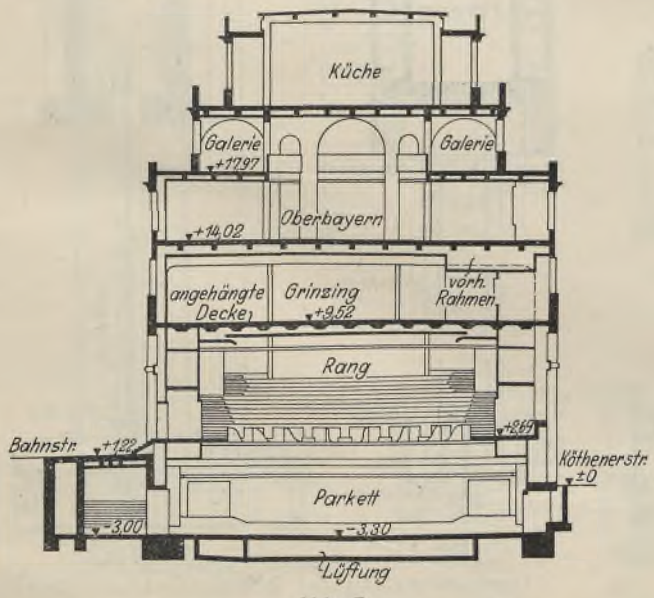


Abb. 7.
Querschnitt durch das Kino nach dem Umbau.

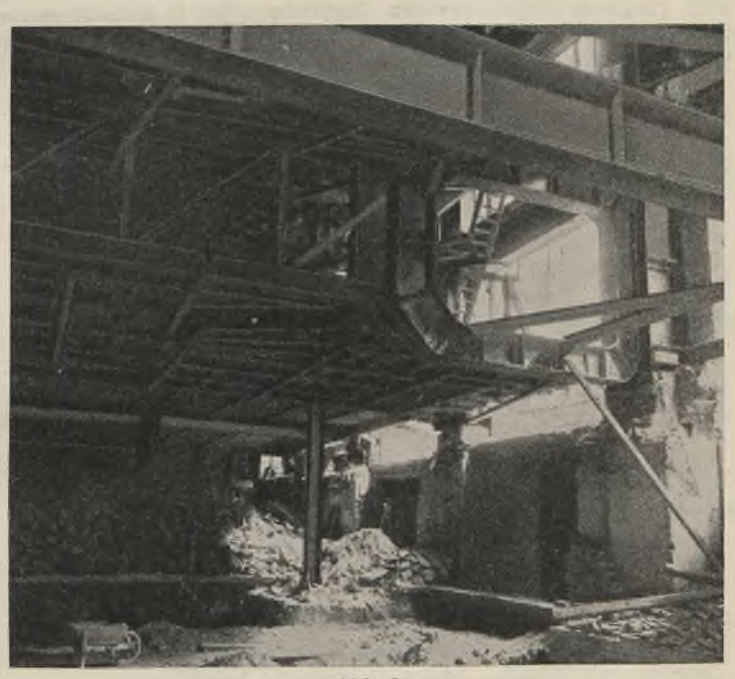


Abb. 8.
Fachwerkträger mit rahmenförmigem Endfeld bei Rahmen III.

Abb. 6a.
Einzelheiten zu Abb. 6. Zugfeste Verbindung der Deckenträger. Stützen und Hängestangen. Zugbandanschluß.

Von hier ab reicht der Rang, dessen Gesamtgrundriß in Abb. 9 wiedergegeben ist, in seinem Hauptteil nicht mehr ganz bis zum Rahmen II. Die vordere Unterstützung wird von einem in Abb. 11 wiedergegebenen flachen Zweigelenkrahmen mit Zugband von 4,65 m Systemhöhe und rund 22,5 m Stützweite gebildet. Nahe den Längswänden schließen an diesen Rahmen zwei parallel zu den ersteren verlaufende, bis über Rahmen I hinausreichende und hier auf neuen Stützen ruhende Blechträger an; das von diesen und dem neuen Rahmen gebildete, nach der Bühne zu offene Viereck bildet das Haupttraggerippe für den halbkreisförmigen Rangabschluß (Ranggrundriß Abb. 9). In der Achse dieses Blechträgers liegt auch die das ganze Kino einschließlich der halbkreisförmigen Bühne umschließende Fachwerkwand.

Bei den letzten beiden Rahmen I und II mußten die in Höhe der alten Erdgeschoßdecke liegenden Zugbänder (Abb. 1) entfernt werden. Die geringen Schübe werden durch die großen Pfeiler aufgenommen. Überdies wurden die Träger der neu angehängten Decke möglichst kräftig an die Rahmenstiele angeschlossen und auch unter sich gut verbunden; letzteres geschah auch aus dem Grunde, um im Falle eines Brandes, bei dem mit der Möglichkeit des Nachgebens einer Hängestange gerechnet werden muß, die Tragfähigkeit der Decke zu erhalten und sie vor dem Absturz zu bewahren (vgl. Abb. 14). Für die bereits erwähnte Verlängerung des Gebäudes war jenseits des letzten vorhandenen Rahmens die Erstellung von drei weiteren Rahmen erforderlich. Der erste von diesen hat 18,8 m Stützweite und etwa die gleiche Höhe wie die alten Rahmen. Er ist auf den Lichtbildern Abb. 10 u. 12 zu erkennen. Abweichend von den letzteren gelang es hier, wenigstens für die Stiele noch

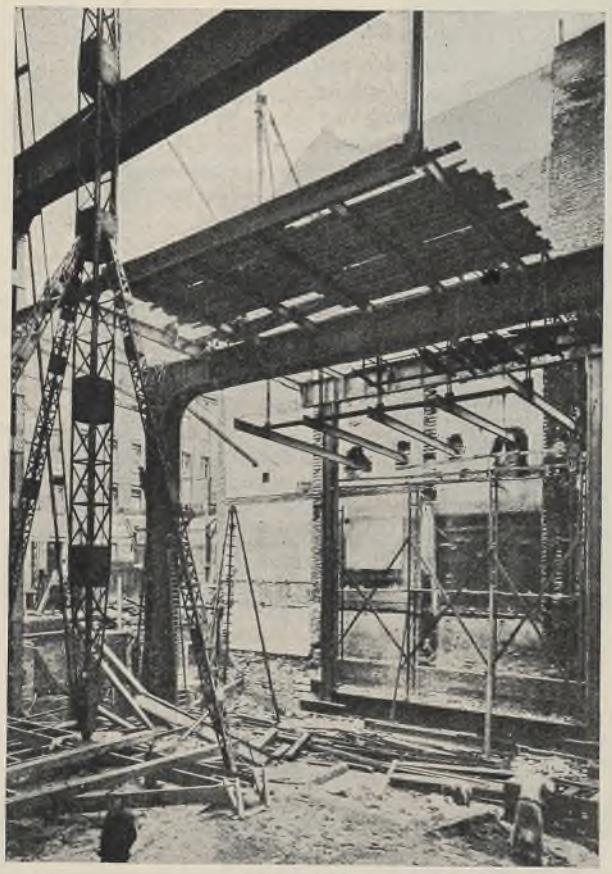


Abb. 12.
Die neuen Rahmen mit angehängten Deckenträgern.

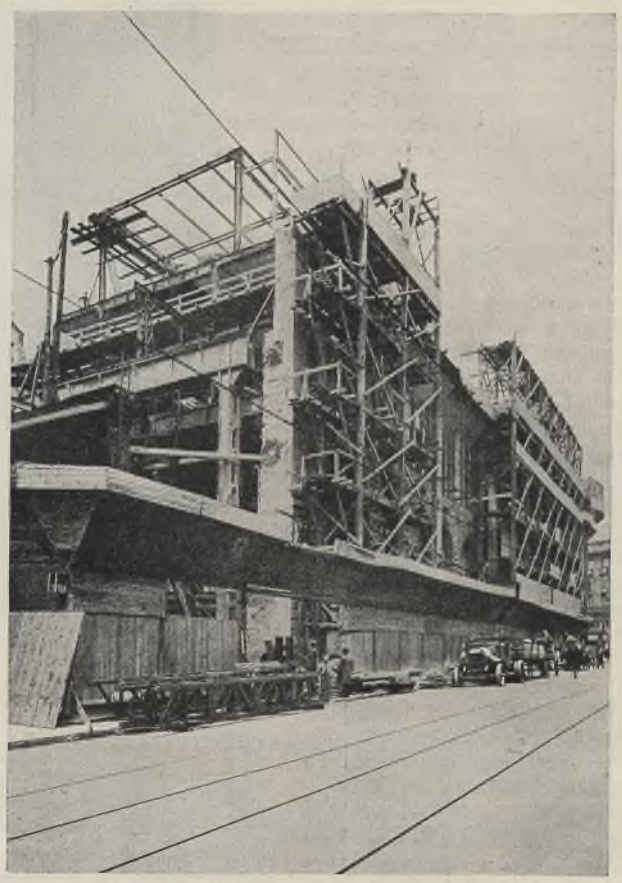


Abb. 10. Blick von der Köthener Straße.
Im Vordergrund die neuen Rahmen für die Verlängerung.

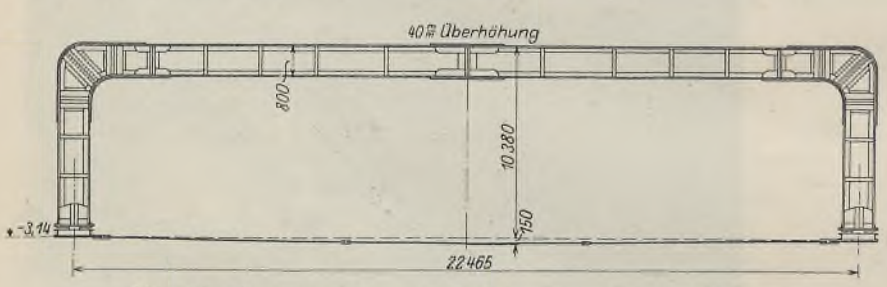


Abb. 11. Zweigelenkrahmen unter dem Rang (vergl. Abb. 9).

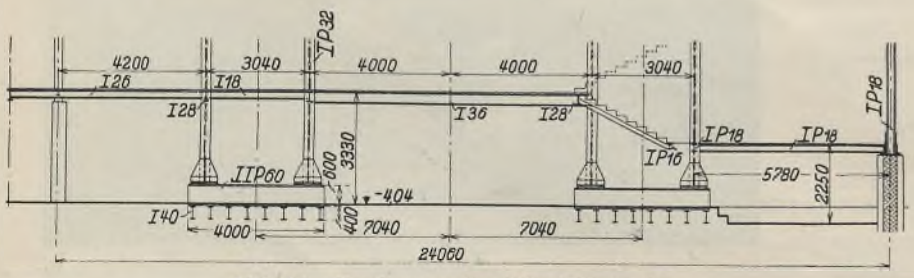


Abb. 15. Fundierung der Fahrstuhlschächte.

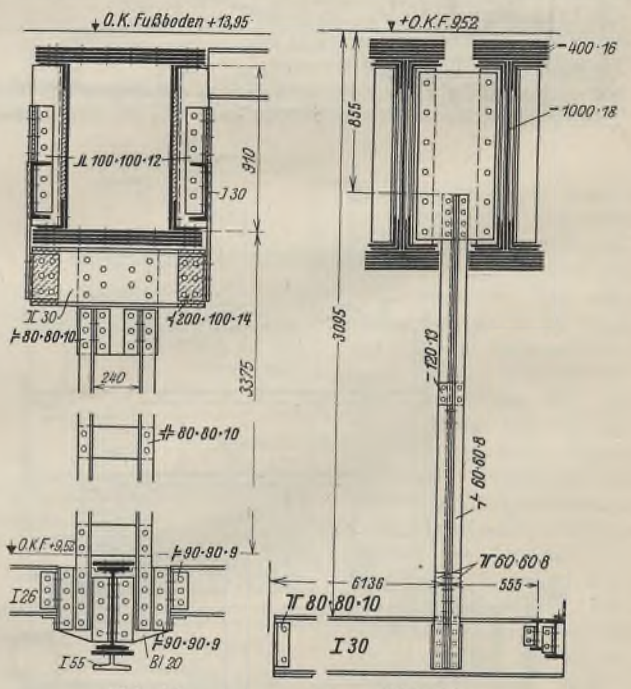


Abb. 14. Abb. 14a.
Gegenüberstellung der Befestigungen der Hängestangen für die Decken an den alten (Abb. 14) und neuen Rahmen (Abb. 14a).

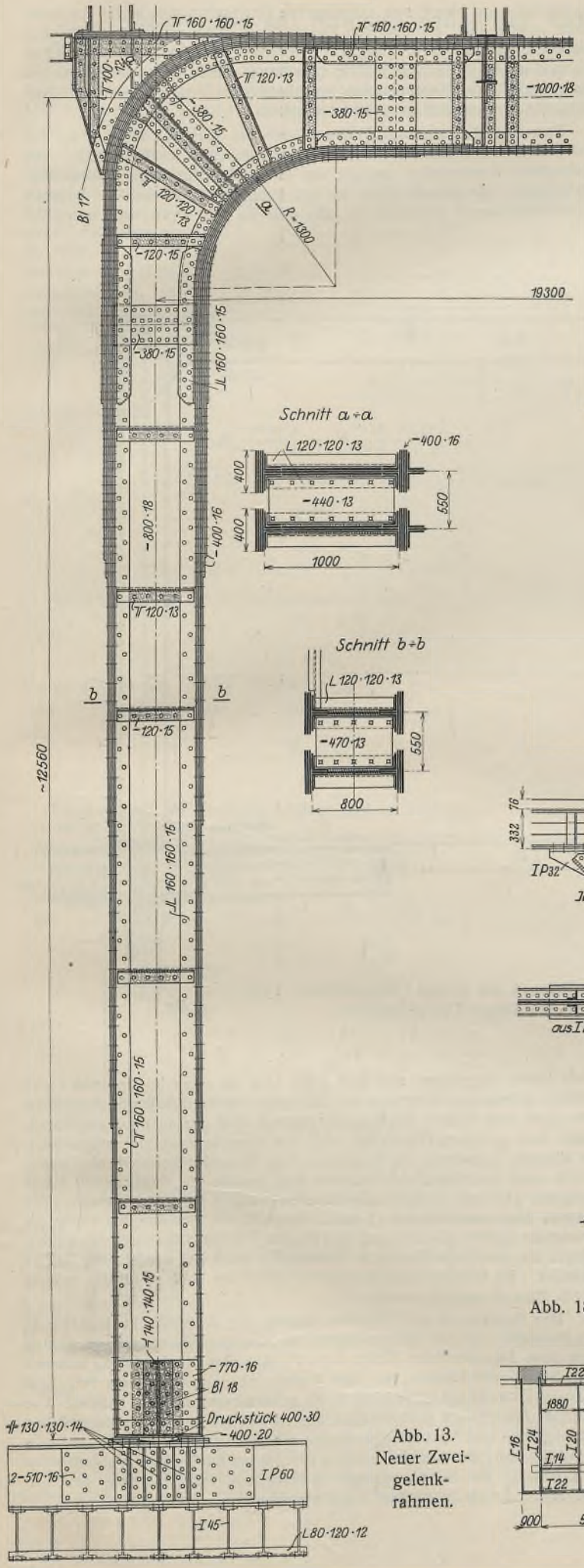
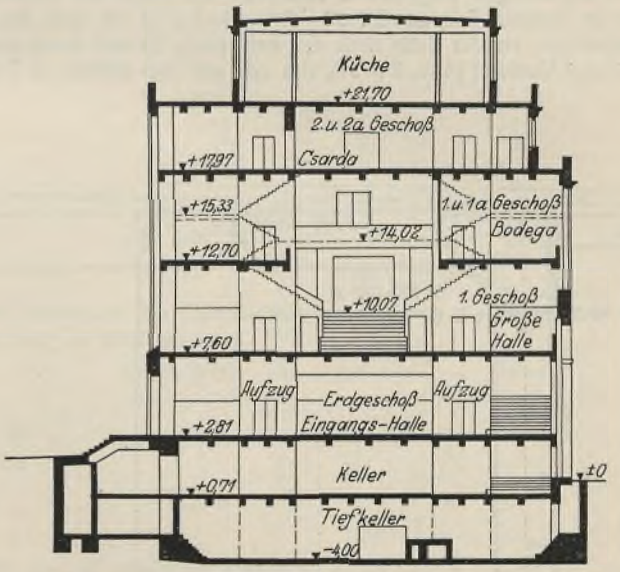


Abb. 13. Neuer Zweigelenkrahmen.

mit Walzträgern, und zwar mit II P 50 auszukommen. Der Riegel wird von zwei gekuppelten Blechträgern gebildet, die mit den Stielen durch steife Ecken verbunden sind. Ganz besondere Abmessungen erreicht dagegen der folgende, in Abb. 13 dargestellte und auch auf den Lichtbildern Abb. 10 u. 12 erkenntliche Rahmen, der eigentlich aus zwei miteinander gekuppelten einwandigen Rahmen von 19,3 m Stützweite und rd. 12,5 m Systemhöhe besteht. Die Kastenform der alten Rahmen wurde



Ahb. 16. Querschnitt durch die Eingangshalle.

wegen der hiermit verbundenen Bearbeitungs- und Montageschwierigkeiten nicht beibehalten, insbesondere auch mit Rücksicht auf den Anschluß der Hängestangen für die darunter hängende Decke, der bei dem vorhandenen Rahmen erhebliche Umstände verursachte (vgl. die Gegenüberstellung Abb. 14 u. 14a). Vorhanden sind je ein Stehblech 800 · 18 im Riegel bzw. 1000 · 18 im Stiel mit vier Gurtwinkeln 160 · 160 · 15; dazu kommen bis zu fünf Gurtplatten 400 · 16. An den Stoßstellen ergeben sich hieraus Materialstärken von $2 \times 15 + 6 \times 16 = 126$ mm (s. a. Abb. 14a). Der letzte der neuen Rahmen endlich steht nahe der Giebelwand und dient vor allem einer besseren Fundierung, die überhaupt wegen des hohen Grundwasserstandes und der tiefen Lage des Kellers bzw. des Kinoparketts einen schwierigen Punkt bildete; alle neuen Konstruktionen mußten in Höhe der Kellersohle auf schwere Trägerroste gestellt werden (Abb. 15), um an Fundierungstiefe zu sparen. Ebenso steht der letzte Rahmen auf einem unteren durchgehenden doppelwandigen Blechträger, der vollkommen einbetoniert wurde (Abb. 12). Die Konstruktion ähnelt im übrigen derjenigen des ersten der neuen Rahmen; die Stützen bestehen aus je II 45 in 10 m Achsabstand, der

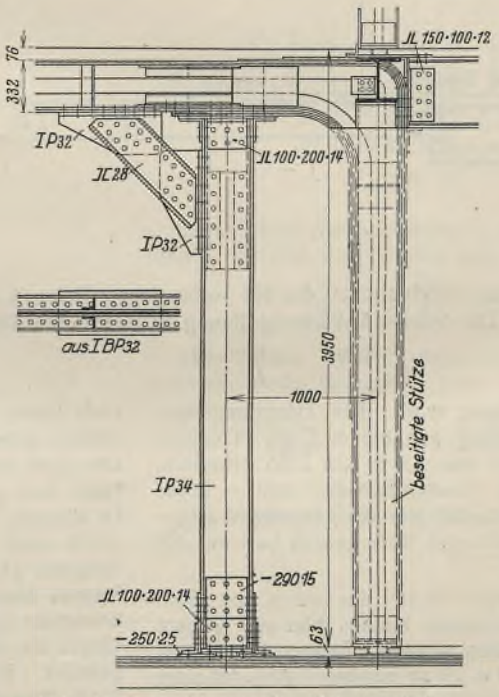


Abb. 18. Versetzung des Rahmenstieles um 1 m.

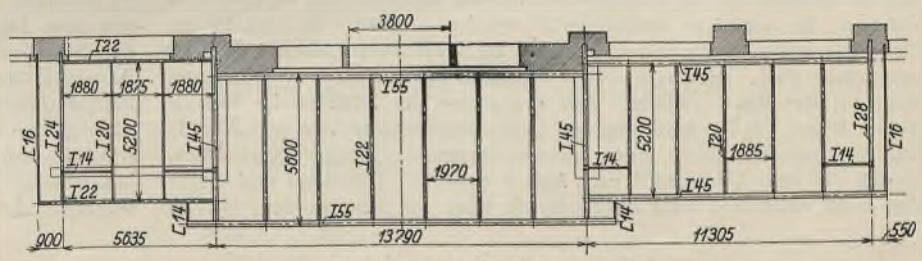


Abb. 17. Grundriß des Vordaches am Eingang.

Riegel jedoch nur aus einem Blechträger. Eine biegungsfeste Verbindung zwischen Riegel und Stiel ist nicht vorgesehen, so daß die Bezeichnung dieser Konstruktion als Rahmen nicht ganz wörtlich zu verstehen ist.

Ein weiteres Beispiel für die angewendete Flachgründung ist in Abb. 15 wiedergegeben, die den unteren Teil der schwer belasteten Fahrstuhlschächte in den vier Ecken der Eingangshalle (s. a. Abb. 2, 4, 16) mit den zugehörigen Trägerrosten darstellt. Die Stiele der Schächte bestehen im unteren Teil aus I P 32. Bemerkenswert ist auch die große Eingangstreppe an der Seite nach der Bahnstraße zu mit ihrem gewaltig ausladenden Vordach (Abb. 2 u. 17), das von nur vier Stützen in 5,635 m, erforderlich war, durch neu aufgebrachte Gurtplatten verstärkt. An einer Stelle mußte auch im obersten Geschoß ein größerer Raum stützenfrei überdeckt werden; hier wurde ein schwerer Fachwerkträger von 20,2 m Stützweite und 2,9 m Systemhöhe eingebaut. Beide Gurte mußten wegen der außerhalb der Knotenpunkte anschließenden Deckenträger und Dachaufbauten biegungsfest ausgebildet werden.

Zum Schluß noch einige Worte über die Kuppel, die den an der Front nach dem Potsdamer Platz liegenden Rundbau krönt (Abb. 2). Die vorhandene Konstruktion besteht aus einer vierzehnseitigen Schwedler-Stahlkuppel, die jedoch nicht in der üblichen Weise auf die äußeren Umfassungsmauern abgestützt ist; der unterste Ring ist vielmehr unter 45°

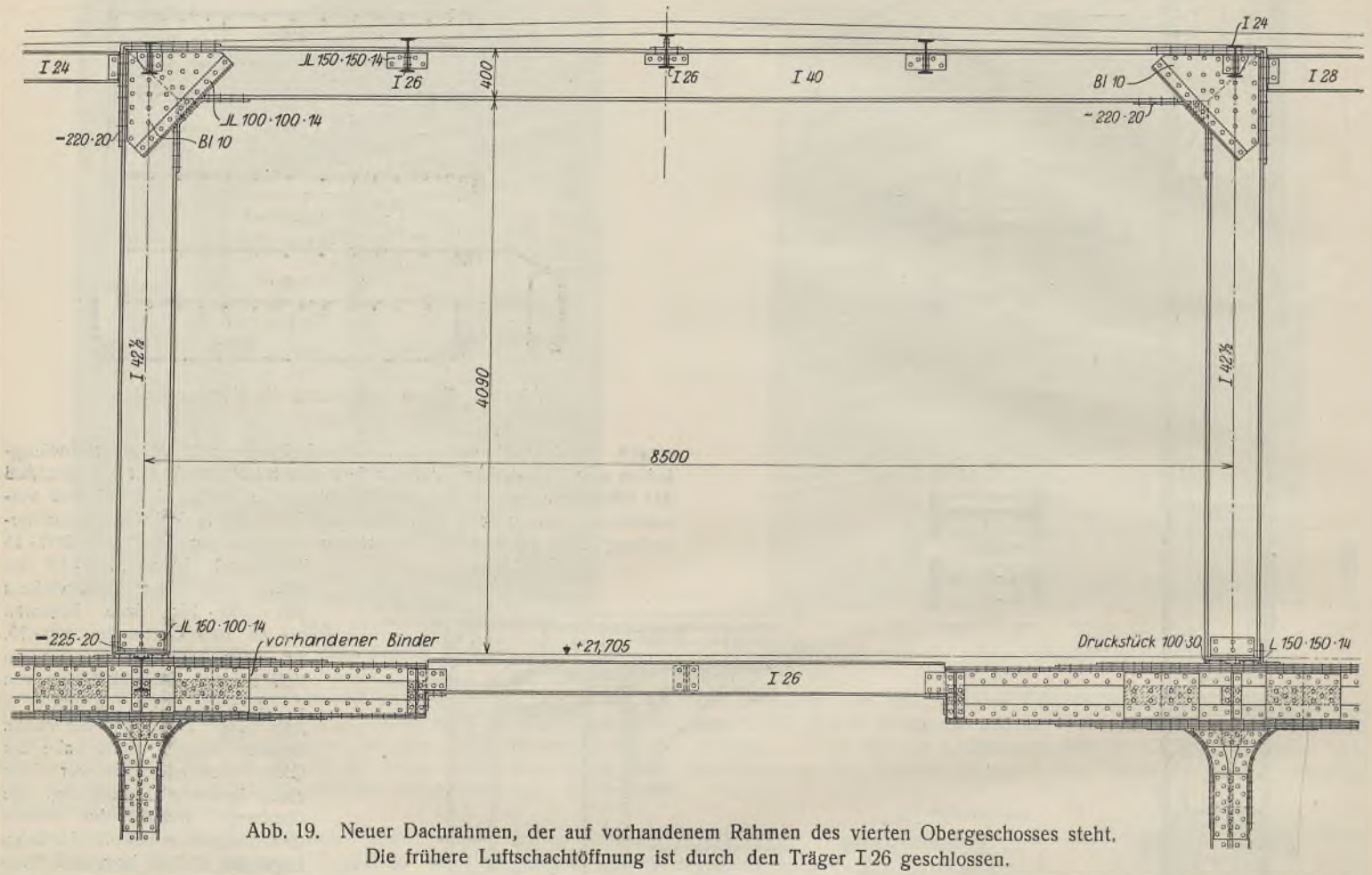


Abb. 19. Neuer Dachrahmen, der auf vorhandenem Rahmen des vierten Obergeschosses steht. Die frühere Luftschachtöffnung ist durch den Träger I 26 geschlossen.

13,790 m und 11,305 m Abstand getragen wird. Die Hauptkragträger bestehen aus I 45, der vordere Unterzug aus einem I 55. Treppenwangen, die bei einer Lichtweite von nur 3,8 m ein I 55 erfordern, dürften ebenfalls keine alltäglichen Konstruktionen sein. Diese schweren Profile sind dadurch begründet, daß hier die Längswand gegen das Kellermauerwerk vorspringt und daher mit ihrer ganzen Last auf den erwähnten Wangen ruht (Abb. 16).

Von den zahlreichen interessanten Einzelheiten der neuen und abzuändernden Konstruktionen der Obergeschosse können hier nur wenige besonders charakteristische herausgegriffen werden. Einiges hiervon ist auch aus den vorhergehenden Abb. 1, 3 u. 10 zu ersehen. Abb. 18 zeigt besonders eindringlich, mit welcher Rücksichtslosigkeit beim Vorhandensein von Stahlkonstruktionen störende Bauteile entfernt oder versetzt werden können, wie im vorliegenden Beispiel die Stiele der vorhandenen Rahmen, die um 1 m zurückgesetzt werden mußten. In Abb. 19 ist einer der neuen Dachrahmen, wie sie auch auf dem Lichtbild Abb. 10 erkennbar sind, wiedergegeben; dieselben stehen auf vorhandenen Rahmen; der Raum zwischen den Kragarmen der letzteren in Abb. 19 diente früher zur Durchführung von Licht- und Luftschächten (vgl. Abb. 1) und ist nunmehr durch einen zwischengespannten Träger geschlossen, so daß der neue Querschnitt nach Abb. 7 entsteht. Die Stiele und Riegel der nicht entfernten oder abgeänderten alten Rahmen wurden, wo es nach innen eingezogen und gibt seine Last an einen inneren von sechs Stützen getragenen Ringträger ab. Die beiden unteren Außenringe gehören also nicht zum System der Kuppel, sondern sind nur an diese angehängt. Nach dem gleichen Prinzip ist auch die neue Innenkuppel ausgebildet. Da dieselbe jedoch nur zur Aufnahme einer Spiegeldecke dient, also weder Wind- noch Nutzlasten aufzunehmen hat, konnte die Konstruktion etwas einfacher gehalten werden. Die Streben wurden ganz fortgelassen. Die Kuppel über zwölfseitigen Grundriß besteht also nur aus den stetig gekrümmten Sparren ⊐⊏ 10 und den Ringen I 12; nur die untersten beiden Ringe, die erhebliche Zug- bzw. Druckkräfte erhalten, werden von ⊐⊏ 12 gebildet. Im Scheitel sind die Sparren durch ein oberes und ein unteres Blech zusammengeschlossen.

Der Entwurf zu dem Neubau stammt von Architekt Stahl-Urach; die Projektierung und die umfangreichen statischen Berechnungen wurden von dem Ingenieurbüro Kuhn und H. Schaim durchgeführt, während die Stahlkonstruktionen von den Firmen Steffens & Nölle AG. und Krupp-Druckenmüller G. m. b. H. geliefert und montiert wurden. Die übrigen Bauarbeiten einschließlich des Abbruches und der umfangreichen Abfangungs- und Aussteifungsarbeiten wurden von der Firma Heilmann & Littmann, Bau- und Immobilien AG., ausgeführt. Allen Vorgenannten bin ich für die liebenswürdige Unterstützung bei Abfassung der vorstehenden Arbeit zu großem Dank verpflichtet.

Stäbe, die auf Knicken und durch Einzellasten auf Biegung beansprucht werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **A. Schleusner,** Dortmund.

Nach Abb. 1 sei P die Druckkraft, Q die Einzellast, die den Stab auf Biegung beansprucht; l und r seien die Abstände der Kraft Q vom linken bzw. rechten Lager, $s = l + r$ die Spannweite, τ_l der Winkel der elastischen Linie am linken Lager. Der Allgemeinheit wegen seien noch eine gleichmäßig verteilte Last g und zwei Endmomente M_l und M_r angenommen. Die Differentialgleichung lautet bekanntlich

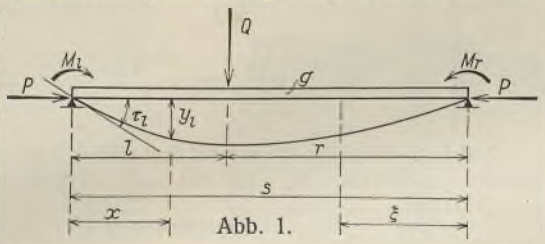


Abb. 1.

$$(1)\quad \begin{cases} E J y_e'' = -P y_e + M_l \cdot \dfrac{s-x}{s} + M_r \cdot \dfrac{x}{s} \\ \qquad\qquad + \dfrac{Q r}{s} \cdot x + \dfrac{g}{2} \cdot x (s-x) \end{cases}$$

mit der Lösung:

$$(2)\quad \begin{cases} P y_e = -M_l \cdot \dfrac{s-x}{s} - M_r \cdot \dfrac{x}{s} - \dfrac{Q r}{s} \cdot x \\ \qquad - \dfrac{g}{2} \cdot x (s-x) - g k^2 + C_1 \cdot \sin \dfrac{s-x}{k} + C_2 \cdot \sin \dfrac{x}{k}, \end{cases}$$

wo

$$(3)\quad k = \sqrt{\frac{EJ}{P}},$$

also

$$(4)\quad M_x = -g k^2 + C_1 \cdot \sin \frac{s-x}{k} + C_2 \cdot \sin \frac{x}{k};$$

Grenzbedingung am linken Auflager $y_e = 0$, also

$$(5)\quad C_1 = \frac{M_l + g k^2}{\sin \dfrac{s}{k}}.$$

Analog gilt für den rechten Abschnitt

$$(6)\quad M_\xi = -g k^2 + C_3 \cdot \sin \frac{s-\xi}{k} + C_4 \cdot \sin \frac{\xi}{k},$$

also

$$(7)\quad C_3 = \frac{M_r + g k^2}{\sin \dfrac{s}{k}}.$$

Es sind noch die Übergangsbedingungen zu erfüllen:

$$M_{\text{links}} = M_{\text{rechts}}$$

$$\frac{d M_x}{d x} = -\frac{d M_\xi}{d \xi} + Q$$

für $x = l$ und $\xi = r$.

$$(8)\quad \frac{M_l + g k^2}{\sin \dfrac{s}{k}} \cdot \sin \frac{r}{k} + C_2 \cdot \sin \frac{l}{k} = \frac{M_r + g k^2}{\sin \dfrac{s}{k}} \cdot \sin \frac{l}{k} + C_4 \cdot \sin \frac{r}{k}.$$

$$(9)\quad \begin{cases} -\dfrac{M_l + g k^2}{\sin \dfrac{s}{k}} \cdot \cos \dfrac{r}{k} + C_2 \cdot \cos \dfrac{l}{k} \\ \qquad = \dfrac{M_r + g k^2}{\sin \dfrac{s}{k}} \cdot \cos \dfrac{l}{k} - C_4 \cdot \cos \dfrac{r}{k} + Q k. \end{cases}$$

Daraus ergibt sich sofort

$$C_2 \cdot \sin \frac{s}{k} = (M_r + g k^2) + Q k \cdot \sin \frac{r}{k}$$

$$(10)\quad C_2 = \frac{M_r + g k^2 + Q k \cdot \sin \dfrac{r}{k}}{\sin \dfrac{s}{k}},$$

analog

$$(11)\quad C_4 = \frac{M_l + g k^2 + Q k \cdot \sin \dfrac{l}{k}}{\sin \dfrac{s}{k}}.$$

Damit

$$(4a)\quad \begin{cases} M_x = -g k^2 + \dfrac{M_l + g k^2}{\sin \dfrac{s}{k}} \cdot \sin \dfrac{s-x}{k} \\ \qquad + \dfrac{M_r + g k^2 + Q k \cdot \sin \dfrac{r}{k}}{\sin \dfrac{s}{k}} \cdot \sin \dfrac{x}{k}. \end{cases}$$

Nach einigen Zwischenrechnungen ergibt sich für den Tangentenwinkel am linken Lager, wenn man nur die Einzellast berücksichtigt:

$$(12)\quad \tau_l = \frac{Q}{P}\left(-\frac{r}{s} + \frac{\sin \dfrac{r}{k}}{\sin \dfrac{s}{k}}\right) = \frac{Q}{P} \cdot \nu''''.$$

Für die anderen äußeren Lasteinflüsse ergibt sich, wie bekannt[1])

$$\tau_l = \frac{M_l}{P s} \cdot \nu' + \frac{M_r}{P s} \cdot \nu'' + g \cdot \frac{s}{P} \cdot \nu''', \quad \text{wo}$$

$$\nu' = 1 - \frac{s}{k} \cdot \operatorname{ctg} \frac{s}{k},$$

$$\nu'' = \frac{s}{k} \cdot \operatorname{cosec} \frac{s}{k} - 1,$$

$$\nu''' = \frac{1 - \cos \dfrac{s}{k}}{\dfrac{s}{k} \cdot \sin \dfrac{s}{k}} - \frac{1}{2} = \frac{k}{s} \cdot \operatorname{tg} \frac{s}{k \cdot 2} - \frac{1}{2}.$$

Bei symmetrischer Lage der Einzellast $Q \left(l = r = \dfrac{s}{2}\right)$ wird

$$(12a)\quad \nu'''' = -\frac{1}{2} + \frac{1}{2 \cos \dfrac{s}{2k}}.$$

Das Maximum des Feldmomentes ergibt sich nach bekannter Weise aus Gl. (4a); es wird zunächst

$$(13)\quad \operatorname{tg} \frac{x_m}{k} = \frac{(M_r + g k^2) - (M_l + g k^2) \cos \dfrac{s}{k}}{\sin s/k} + \frac{Q k \cdot \sin \dfrac{r}{k}}{\sin s/k}$$

und dann

$$(14)\quad M_{\max} = -g k^2 + \frac{M_l + g k^2}{\cos \left(\dfrac{x_m}{k}\right)}.$$

Hat man es mit einer Lastengruppe (n Lasten Q) zu tun, so geht Gl. (12) über in

$$(15)\quad \tau_l = \sum_1^n \frac{Q_n}{P}\left(\frac{\sin \dfrac{r_n}{k}}{\sin \dfrac{s}{k}} - \frac{r_n}{s}\right) \quad \text{bzw.}$$

$$(15a)\quad \tau_r = \sum_1^n \frac{Q_n}{P}\left(\frac{\sin \dfrac{l_n}{k}}{\sin \dfrac{s}{k}} - \frac{l_n}{s}\right).$$

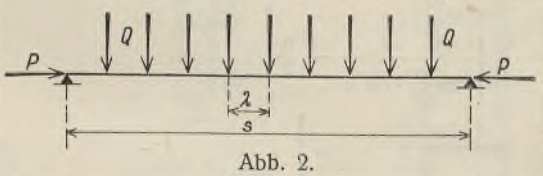


Abb. 2.

Sind die Lasten der Größe nach alle gleich und wirken sie in gleichen Abständen λ, so daß s in n gleiche Teile geteilt wird und $(n-1)$ Lasten Q vorhanden sind (Lastanordnung I), so läßt sich die Summation leicht ausführen. Es tritt eine Summe auf

$$\sin \frac{\lambda}{k} + \sin \frac{2\lambda}{k} + \sin \frac{3\lambda}{k} + \ldots \sin \frac{(n-1)\lambda}{k}.$$

Die Summe ist der imaginäre Teil von $\sum_1^{n-1} \varrho\, e^{i \varrho \cdot \frac{\lambda}{k}}$, die sich als geometrische Reihe summieren läßt:

$$\sum_1^{n-1} \varrho\, e^{i \varrho \cdot \frac{\lambda}{k}} = \frac{e^{i \cdot \frac{\lambda}{k}} + e^{i(n-1)\frac{\lambda}{k}} - e^{in \cdot \frac{\lambda}{k}} - 1}{2\left(1 - \cos \dfrac{\lambda}{k}\right)}.$$

Nimm davon den imaginären Anteil, so wird

$$(16)\quad \sum_1^{n-1} \sin \varrho \cdot \frac{\lambda}{k} = \frac{-\sin n \cdot \dfrac{\lambda}{k} + \sin (n-1)\dfrac{\lambda}{k} + \sin \dfrac{\lambda}{k}}{2\left(1 - \cos \dfrac{\lambda}{k}\right)}.$$

Die rechte Seite läßt sich noch weiter umformen; es ergibt sich dann nach einigen Zwischenrechnungen

$$(17)\quad \sum_1^{n-1} \sin \varrho \cdot \frac{\lambda}{k} = \frac{\sin (n-1)\dfrac{\alpha}{2} \cdot \sin n \cdot \dfrac{\alpha}{2}}{\sin \dfrac{\alpha}{2}}\,^{2})$$

wenn ich zur Abkürzung $\dfrac{\lambda}{k} = \alpha$ setze.

Setzt man Gl. (17) in Gl. (15) ein, so erhält man

$$(18)\quad \tau_l = \frac{Q}{P}\left[\frac{\sin (n-1)\dfrac{\alpha}{2} \cdot \sin n \cdot \dfrac{\alpha}{2}}{\sin \dfrac{\alpha}{2} \cdot \sin n\alpha} - \frac{n-1}{2}\right].$$

[1]) Müller-Breslau, II. 2., 2. Aufl., S. 634.

[2]) Man vgl. dazu Knopp, Theorie und Anwendung der unendlichen Reihen, 2. Aufl., S. 358 ff., wo die Summierung unserer Reihe aus der Theorie der Fourierschen Reihen heraus erfolgt.

Für sehr große n muß daraus der Beiwert ν''' für gleichmäßig verteilte Last g folgen. In der Tat wird wegen $Q = g\lambda$

$$\tau_l = \frac{g\lambda}{P}\left[\frac{\sin\left(n\cdot\frac{\alpha}{2}-\frac{\alpha}{2}\right)\sin n\cdot\frac{\alpha}{2}}{\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\frac{s}{k}} - \frac{n-1}{2}\right]$$

$$\tau_l = \frac{g\lambda}{P}\left[\frac{\left(\sin\frac{n\alpha}{2}\cdot\cos\frac{\alpha}{2}-\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\cos\frac{n\alpha}{2}\right)\sin\frac{n\alpha}{2}}{\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\frac{s}{k}} - \frac{n-1}{2}\right]$$

zur Abkürzung: $\frac{s}{k} = n\alpha = \varphi$.

$$\tau_l = \frac{g\lambda}{P}\left[\frac{\left(\sin\frac{\varphi}{2}\cdot\cos\frac{\alpha}{2}-\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\cos\frac{\varphi}{2}\right)\sin\frac{\varphi}{2}}{2\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\frac{\varphi}{2}\cdot\cos\frac{\varphi}{2}} - \frac{n}{2} + \frac{n}{2n}\right]$$

$$\tau_l = \frac{gs}{P}\left[\frac{k}{s}\cdot\frac{\sin\frac{\varphi}{2}\cdot\cos\frac{\alpha}{2}-\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\cos\frac{\varphi}{2}}{\cos\frac{\varphi}{2}} - \frac{1}{2}\right]$$

$$\tau_l = \frac{gs}{P}\left[\frac{k}{s}\cdot\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2} - \frac{1}{2}\right] = \frac{gs}{P}\cdot\nu'''.$$

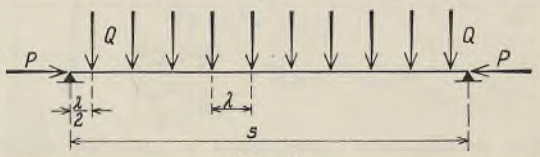


Abb. 3.

Wird der Stab durch n gleiche Lasten Q belastet, die voneinander den Abstand λ haben, von den beiden Lagern dagegen $\frac{\lambda}{2}$ (Lastanordnung II), so wird ähnlich den früheren Ableitungen

$$\tau_l = \frac{Q}{P}\left[\frac{1-\cos\varphi}{2\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\varphi} - \frac{n}{2}\right] \text{ oder}$$

$$\tau_l = \frac{Q}{P}\left[\frac{\sin^2\frac{\varphi}{2}}{\sin\frac{\alpha}{2}\cdot\sin\varphi} - \frac{n}{2}\right]$$

$$\tau_l = \frac{Q}{P}\left[\frac{\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}}{2\cdot\sin\frac{\alpha}{2}} - \frac{n}{2}\right] \tag{19}$$

Der Grenzwert für τ_l bei $n\to\infty$ wird wieder

$$\tau_l = \frac{gs}{P}\cdot\nu'''.$$

Der Einfluß der biegenden Wirkung von P auf die Knotenmomente eines auf mehreren Stützen gelagerten Stabes ergibt sich aus der bekannten Grundgleichung $\tau_l' + \tau_r = \triangle\vartheta_m$.

Wir erhalten als erweiterte Clapeyronsche Gleichung in der Schreibweise von Müller-Breslau

$$\left\{\begin{aligned} &M_{m-1}\psi_m'' + M_m\left(\psi_m' + \psi_{m+1}'\right) + M_{m+1}\psi_{m+1}'' \\ &\quad = \triangle\vartheta_m - \frac{g_m s_m}{P_m}\cdot\nu_m''' - \frac{g_{m+1}s_{m+1}}{P_{m+1}}\cdot\nu_{m+1}''' \\ &\qquad - \frac{Q_m}{P_m}\cdot\nu_m'''' - \frac{Q_{m+1}}{P_{m+1}}\cdot\nu_{m+1}''''. \end{aligned}\right. \tag{20}$$

Hieraus lassen sich die Stützenmomente bestimmen.

Das Feldmoment unter der m^{ten} Last Q wird dann nach Müller-Breslau [3]) (bei der Lastenordnung I) mit unserer Bezeichnungsweise:

$$\left\{\begin{aligned} \mathfrak{M}_m = &\left[\frac{nQ}{s}k^2\cdot\frac{\frac{\alpha}{2}}{\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}} + \frac{1}{2}(M_l + M_r)\right]\frac{\cos\left(\frac{n}{2}-m\right)\alpha}{\cos\frac{n\alpha}{2}} \\ &+ \frac{1}{2}(M_l - M_r)\frac{\sin\left(\frac{n}{2}-m\right)\alpha}{\sin\frac{n\alpha}{2}} - \frac{nQ}{s}\cdot\frac{k^2\cdot\frac{\alpha}{2}}{\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}}. \end{aligned}\right. \tag{21}$$

Zahlenbeispiel: Balken auf drei starren Stützen. $s_1 = s_2 = 320$ cm $n = 8$ $\lambda = 40$ cm $J = 320$ cm^4 $E = 120\,000$ kg/cm^2 $Q = 65$ kg $P = 2600$ kg.

Lastanordnung I.

$$k = \sqrt{\frac{120\,000\cdot 320}{2600}} = 121{,}52 \tag{3}$$

$$\alpha = \frac{\lambda}{k} = \frac{40}{121{,}52} = 0{,}329\,216 \qquad \frac{\alpha}{2} = 0{,}164\,608$$

$$n\alpha = \varphi = \frac{s}{k} = 2{,}633\,728$$

$$\frac{Q}{P} = 0{,}025$$

$$\frac{n-1}{2} = 3{,}5$$

$$\frac{n}{2} = 4.$$

Stützenmoment: $M_c = -s\cdot\frac{Q\,\nu''''}{\nu'}$

$$M_c = -\frac{320\cdot 65\left(\frac{\sin 3{,}5\,\alpha\cdot\sin 2\,\alpha}{\sin 0{,}5\,\alpha\cdot\sin 8\,\alpha} - 3{,}5\right)}{1-\varphi\operatorname{ctg}\varphi}$$

$$M_c = -\frac{320\cdot 65\cdot 7{,}615}{5{,}732} = -\underline{27\,600}\text{ kgcm}.$$

Lastanordnung II.

Stützenmoment: $M_c = -\frac{320\cdot 65\left(\frac{\operatorname{tg} 4\,\alpha}{2\cdot\sin 0{,}5\,\alpha} - 4\right)}{1-\varphi\operatorname{ctg}\varphi}$

$$M_c = -\frac{320\cdot 65\cdot 7{,}77}{5{,}732} = -\underline{28\,200}\text{ kgcm}.$$

Rechnet man mit gleichmäßig verteilter Last

$$g = \frac{65}{40} = 1{,}625\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}},$$

so wird das Stützenmoment

$$M_c = -gs^2\cdot\frac{\nu'''}{\nu'}$$

$$M_c = -\frac{1{,}625\cdot 320^2}{5{,}732}\cdot\nu''' = -29000\,\nu'''$$

$$\nu''' = \frac{1-\cos\varphi}{\varphi\cdot\sin\varphi} - \frac{1}{2} = 0{,}963$$

$$\underline{M_c = -27\,927\text{ kgcm}},$$

Das Feldmoment (nach Gl. 21) unter der 4. Last ($m = 4$) wird bei

Lastanordnung I: $M_4 = +15\,950$ kgcm,

Lastanordnung II: $M_4 = +14\,750$ „

gleichmäßig verteilter Last $g = 1{,}625$ kg/cm: $M_4 = +16\,020$ „

In der Nähe der Bruchgrenze werden die Unterschiede der M_m-Werte erheblich größer.

[3]) Man vgl. dazu Müller-Breslau a. a. O., S. 659.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlgittermaste für eine 60-kV-Leitung.

Von **H. Schmudde**, Köln-Kalk.

Für die Hochspannungsleitung, die sich von der Zeche Werne I/II über die Orte Bergkamen-Werne, Kamen nach Königsborn mit einem ungefähr rechtwinkligen Abzweig von Kamen über Derne nach Rauxel zur Zeche Viktor I/II erstreckt, kamen zwei Leitungssysteme mit je drei Seilen zur Verlegung. Die Maste hatten hiernach je sechs Leitungsseile von 95 mm² Cu mit 12,5 mm Durchmesser zu tragen; außerdem wurde noch ein Blitzseil vorgesehen von 50 mm² Fe mit 9 mm Durchmesser. Die Leitungsseile wurden in der allgemein üblichen Weise an zwei Traversen rechts und links der Maste aufgehängt. Das Blitzseil ist mitten auf die Maste auf je einen besonderen Aufsatz aufgelegt. Die Gesamtlänge der Hochspannungsleitung ist etwa 45 km und die größte Entfernung der Maste 250 m. Durch diese größte Entfernung und den dadurch bedingten Durchhang der Leitungsseile ergab sich eine Mindestlänge von etwa 19,5 m für die Maste. Außer den Masten mit der Normallänge von 19,5 m kamen auch noch Maste mit größeren Längen, und zwar bis 50,5 m zur Aufstellung. Die für diese Hochspannungsleitung erforderlichen Maste, unter denen einige besonders bemerkenswerte sind, sollen Gegenstand des vorliegenden Aufsatzes sein.

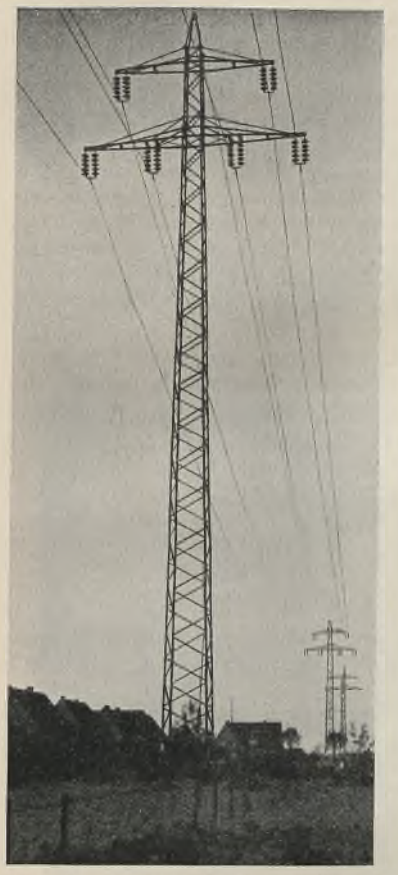


Abb. 2. Ansicht der Normal-Maste von 19,5 m Länge.

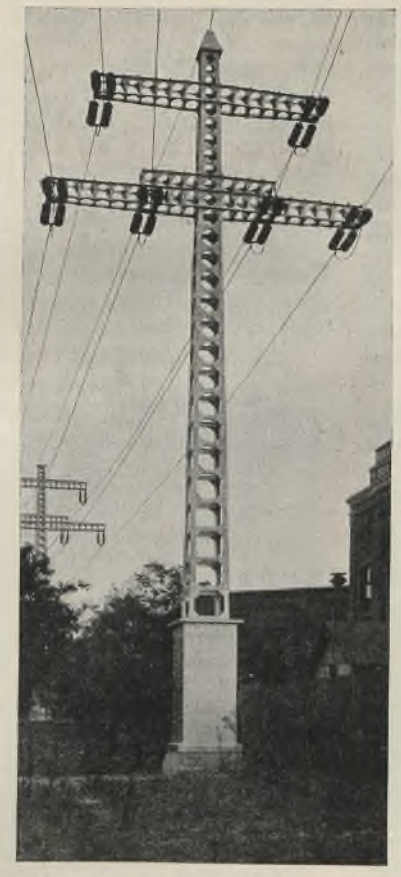


Abb. 5. Ansicht der Ziermaste von 19,5 m Länge.

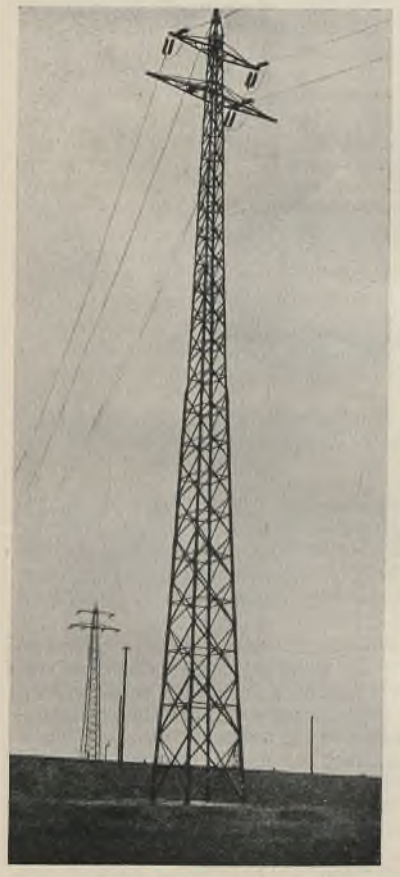


Abb. 4. Ansicht der Eisenbahn-Kreuzungs-Maste von 50,5 m Länge.

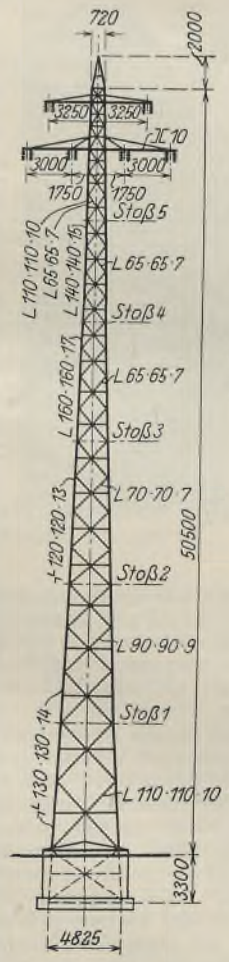


Abb. 3. Systemskizze der Eisenbahn-Kreuzungs-Maste.

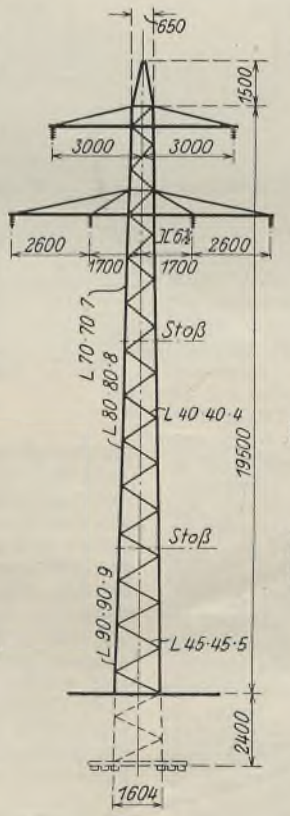


Abb. 1. Systemskizze der Normal-Maste.

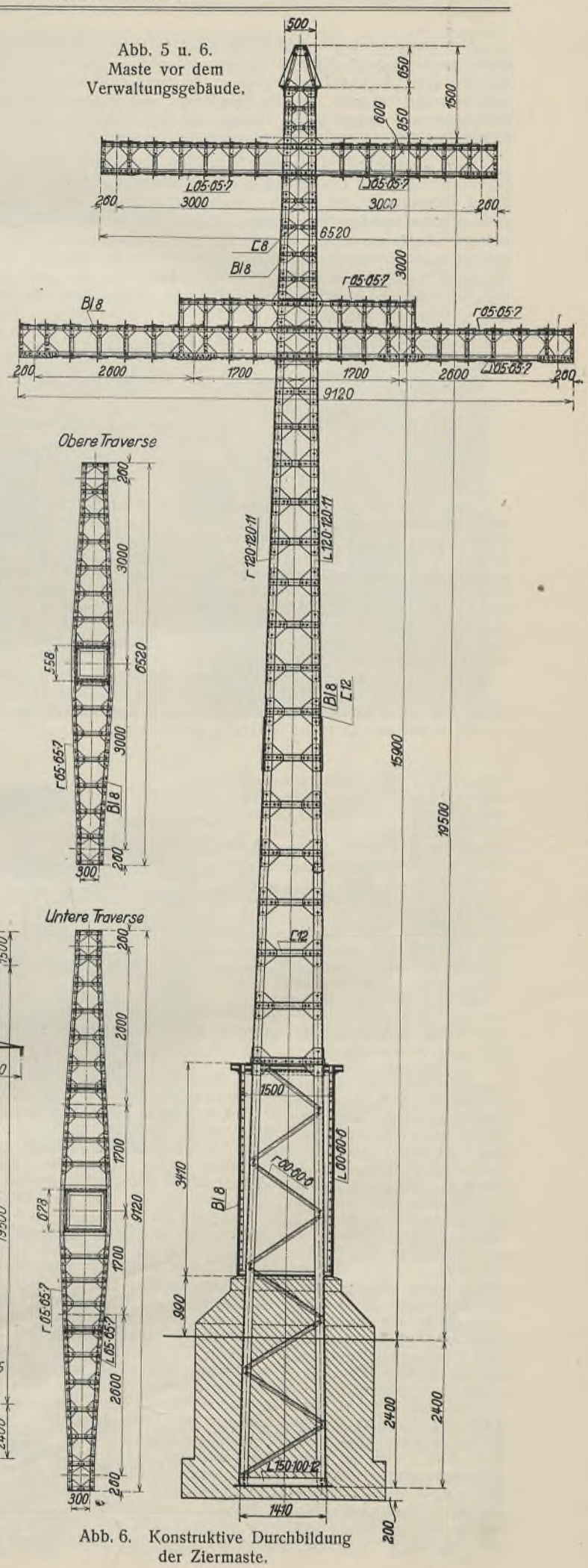


Abb. 6. Konstruktive Durchbildung der Ziermaste.

Alle Maste erhielten quadratischen Querschnitt. Die Ausbildung der normalen Maste zeigt die Systemskizze der Abb. 1 und das Lichtbild in Abb. 2. Die Diagonalstäbe verlaufen in einer einfachen Zickzacklinie und bestehen, ebenso wie die Eckpfosten, aus je einem Winkelprofil. Die Fundierung dieser Maste erfolgte auf Holzschwellen, die mit der Fußkonstruktion der Maste fest verschraubt wurden.

Eine abweichende Gestaltung erhielten die beiden Maste, die zur Überkreuzung einer Eisenbahnlinie der Reichsbahn dienten. Die Länge dieser Maste mußte mit 50,5 m gewählt werden. Bei dieser Länge und dem aufzunehmenden Spitzenzug von 5,6 t war es nicht mehr möglich, bei den Eckpfosten mit einfachen Winkeleisen auszukommen. Die Linienführung der Eckpfosten und der Diagonalen wurde, um dem Mast ein schlankes Aussehen zu geben, anders gewählt als bei den normalen Masten. Abb. 3 zeigt das Systembild der Masten mit Profilangabe. Abb. 4 gibt ein anschauliches Lichtbild der beiden Maste. Die Fundierung dieser Maste erfolgte in Beton. Ein solcher Mast wog einschließlich Traversen rund 23 t.

Von den vielen für die ganze Leitung erforderlichen Masten fanden zwei Stück vor dem Verwaltungsgebäude der Zeche Viktor I/II Aufstellung. Es war die Bedingung gestellt, daß diese beiden Maste eine architektonisch ansprechende Gestaltung erhalten sollten. Aus diesem Grunde wurde statt des allgemein üblichen Dreiecknetzwerkes ein vielfaches Rahmenfachwerk gewählt, und zwar sowohl für die Maste selbst, als auch für die Traversen. Der untere Mastteil wurde außerdem noch bis in Höhe von rd. 3,7 m mit Blech sockelartig umkleidet. Abb. 5 gibt im Lichtbild die architektonische Gestaltung der beiden Maste und Abb. 6 ihre konstruktive Ausbildung an. Die Maste haben die Normallänge von 19,5 m. Sie stehen im Abstand von 54 m voneinander und rund 187 m von den nächstfolgenden Masten entfernt. Einer dieser Maste ist als Winkelmast für eine Abweichung der Leitungen von rd. 171 ° bestimmt. Beide Maste erhalten jedoch ganz gleiche Ausbildung. Das Gewicht eines solchen Mastes war rd. 8,3 t.

Für die Gesamthochspannungsleitung mußten insgesamt 173 Stahlmaste im Gewichte von über 600 t geliefert und aufgestellt werden.

Die Herstellung und Lieferung der Maste erfolgte durch die Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk.

Verschiedenes.

Neue amerikanische Deckenbauweise in Stahl (Eng. News-Rec. 1929, Bd. 103, Nr. 9, S. 326). Augenblicklich sind in den Vereinigten Staaten Untersuchungen im Gange über einen besonderen neuen Deckentyp, dessen Traggerippe aus gewöhnlichen normalen I-Trägern mit aufgeschweißten Stahlblechen besteht. Diese neue Decke verbessert die Windsteifigkeit der Gebäude, ist zudem leichter als alle bisherigen Bauweisen und ist schließlich auch wirtschaftlich. An und für sich ist die Ermöglichung dieser Deckenausführung der in der Jetztzeit sich ganz besonders vervollkommnenden Schweißtechnik zu danken. Der Vorteil des erheblich geringeren Eigengewichts wäre in der Tat nicht zu unterschätzen und tritt so recht in Erscheinung, wenn man die Stützenlastenzusammenstellung eines großen Bauwerks betrachtet und dabei gewahr wird, daß bisher in diesen Stützengesamtlasten allein schon das Eigengewicht mit nahezu zwei Dritteln vertreten ist.

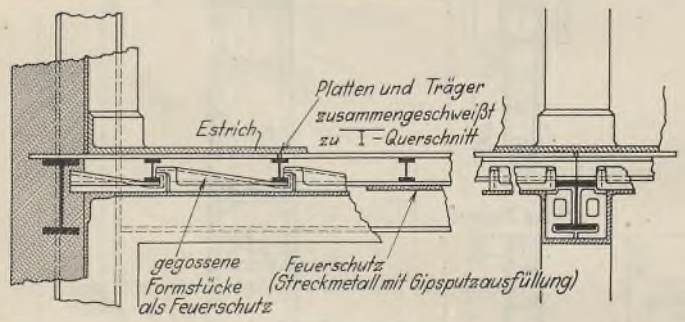


Abb. 1. Erste Ausbildung.
(Deckenträger und Platten gehen über die Unterzüge hinweg.)

Durch die Verwendung von I-Normalprofilen mit aufgeschweißten Stahlplatten von zu normenden Abmessungen soll eine möglichst leichte Decke herausgebracht werden, bei der dann auch ohne weiteres alle Spannungsverhältnisse bestimmbar sind. Die 76 bis 127 mm hohen I-Träger sollen von Unterzug zu Unterzug mit 6,1 m Länge gespannt sein (erforderlichenfalls können auch andere Trägerhöhen verwendet werden). Die 4,8 oder auch 6,7 mm dicken Stahlplatten werden auf die Oberflansche der Träger aufgelegt, so daß sie über dem Trägermittel zusammenstoßen, wobei jedoch noch ein Zwischenraum von 6 mm verbleibt. Hierauf arbeitet ein automatisch wirkender Schweißapparat an den Stoßfugen der Platten entlang, indem er die Kanten zusammenschweißt und sie überdies an den Trägeroberflansch aufschweißt. Auf diese Weise entsteht eine Art T-Querschnitt, wobei die Stahlplatte als Druckgurt und der I-Träger gleichsam als Steg wirksam ist. Die neutrale Achse dieses dergestalt zustande gekommenen Querschnitts wird nahe am Oberflansch des Trägers verlaufen. Die Beanspruchung in Platte und Oberflansch beträgt je nach Profil 210 bis 280 kg/cm², während sie im Unterflansch 1265 kg/cm² ausmacht. Hierbei ist angenommen, daß diese zusammengesetzte Konstruktion durchlaufend, über die Unterzüge hinweg, ausgeführt ist (Abb. 1), oder sonst, daß die kleinen Deckenträger nach Art der Abb. 2 ausgeklinkt vor den Unterzug stoßen, wobei die Platte jedoch über den Unterzugoberflansch hinwegläuft. Somit entsteht nach Abb. 2 eine der gegenwärtig auch bei uns in Deutschland geübten Einspannungen, jedoch mit dem Unterschied, daß bei uns die Kopfdeckplatte dank ihrer Schmalheit Formänderungen in gesunden Grenzen mitzumachen in der Lage ist, was bei der vorliegenden amerikanischen Bauweise, der großen Plattenbreite wegen, nicht gut möglich ist. Nachstehend sollen nun zwei Beispiele von den amerikanischen Decken gegeben werden.

Beispiel 1.
Trägerhöhe $h = 76$ mm, I-Träger von $l = 2{,}54$ m Spannweite (Trägerabstand ist in der Quelle leider nicht angegeben) mit $g = 8{,}5$ kg/m; Platte 4,7 mm stark.
Dann ist die Tragfähigkeit der Decke $q = 930$ kg/m², Durchbiegung $y = 1{,}78$ mm.
Beträgt die Spannweite jedoch $l = 3{,}8$ m, dann ist $q = 415$ kg/m² und $y = 4$ mm.
Eigengewicht der fertigen Decke = 52 kg/m².

Beispiel 2.
$h = 127$ mm, $g = 15$ kg/m, Abstand der I-Träger 61 cm, Platte 6,4 mm, dann wird $q = 1170$ kg/m² bei $l = 4{,}6$ m, $y = 2^1/_2$ mm
und $q = 640$ kg/m² bei $l = 6{,}1$ m, $y = 4{,}4$ mm.
Deckengewicht 75 kg/m².

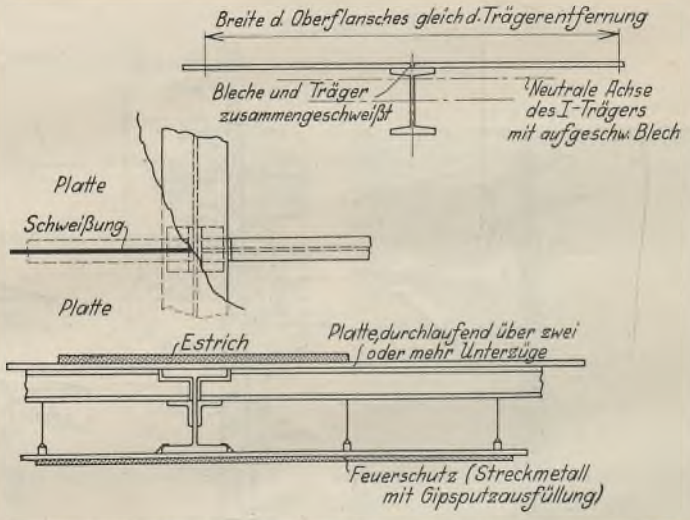


Abb. 2. Zweite Ausführung. Nur die Platte geht über den Unterzug hinweg, die Deckenträger stoßen dagegen.

Die Festigkeit sowie die Formänderung der Platten selbst ist befriedigend, denn eine 6,4-mm-Platte trug bei einem Trägerabstand von 61 cm eine gleichmäßig verteilte Last von $q = 2750$ kg/m² bei einer Durchbiegung von $y = 2{,}94$ mm, oder eine Einzellast in Plattenmitte von $P = 1117$ kg/lfd. m mit $y = 1{,}5$ mm und schließlich eine 4,7-mm-Platte: $q = 1540$ kg/m² und $P = 630$ kg/m.

Mit dieser neuen Deckenform wird das entstehende feste Stahldeck zu einem wirksamen Verband gegen Drehwirkungen irgendwelcher Art, wie sie z. B. durch Wind und auch durch Erdbeben bewirkt werden können. Selbstverständlich muß die Decke auch auf ihre Feuerbeständigkeit hin gesichert werden, und zwar stets dann, wenn die brennbaren Gebäudeinhalte eine Hitze erzeugen, die eine Temperatur im Stahl von **538° C** bewirkt. Dieser Zweck kann erreicht werden entweder durch feuerbeständige, z. B. gegossene Formstücke, die wie in Abb. 1 auf die Unterflanschen der kleinen I-Träger verlegt werden, oder auch durch Streckmetall mit Gipsputzausfüllung. Es soll noch bemerkt werden, daß die Stahlplatten von oben mit irgend einem üblichen Belag (Estrich) versehen werden.

Die Kosten für das Schweißen des Leistchens in der Stoßfuge der Platte und auf dem Kopfflansch des Trägers ist von einem Unternehmer

bei Verwendung automatisch wirkender Schweißmaschinen auf 0,28 R.-M. lfd./m geschätzt worden. Ein anderer Unternehmer hat sich bereit erklärt, diese Arbeit für 0,42 bis 0,55 R.-M. je m² Decke zu übernehmen.

Da die Schweißnaht nicht weit von der neutralen Achse liegt, so ist ein Werfen der Decke nicht zu befürchten. Die Gesamtkosten einer Decke aus 76 mm-I-Trägern, 4,7 mm-Platten, auf der Oberseite mit Korkziegeln abgedeckt und auf der Unterseite durch Streckmetall mit Gipsputz gegen Feuer gesichert, betragen:

je m² rd. **12½ R.-M.**

Die neue Decke wird je nach Ausführung 90 bis 270 kg/m² leichter als irgendeine der bisherigen Konstruktionen (man denke an die Steindecken, die ohne Träger allein schon etwa 130 bis 250 kg/m² wiegen). Bei einem 75stöckigen Bau mit einer Feldteilung von 5,5 × 5,7 m wird die Ersparnis an Eigengewicht auf ein einziges Stützenfundament fast schon 90 t betragen. D.



Abb. 1.



Abb. 2.

Künstler und Techniker. „Stählerne" Kunst. Es ist noch gar nicht so lange her, daß die Künstler auf den Gedanken gekommen sind, die Schöpfungen der Technik als ebenbürtige Motive anzuerkennen. Denn man glaubte früher, daß wahre Schönheit sich nur in der Natur offenbare. Bis dann eines Tages die Technik auch für die Kunst entdeckt wurde, der Künstler erkannte, daß die monumentale Wucht der Hochöfen, die bizarre Form der Krane, der kühne Schwung der Brückenbogen, der Koloß des Fabrikgebäudes und andere technische und architektonische Werke seines Pinsels oder Griffels genau so würdig seien, wie etwa die schöne Landschaft oder der Mensch es sind.



Abb. 3. Phot.: A. Groß, Berlin.

Welche Fülle von Anregungen die Technik dem Künstler bietet, bewies in überzeugender Weise die vom Deutschen Stahlbau-Verband aus Anlaß der Tagung seines 25jährigen Bestehens in der Technischen Hochschule, Berlin, veranstaltete Kunstausstellung „Stahlbau in Bild und Plastik". Das von dem bekannten Bremer Maler und Graphiker Fritz Jacobsen zusammengestellte Material zeigte in Gemälden, Graphiken, Zeichnungen, Plastiken und Photographien, welche starken Eindrücke der moderne Künstler von den Schöpfungen des Stahlbaus empfangen und wie er sie zu eindrucksvollen Kunstwerken gestaltet hat; sodann wurde durch diese Ausstellung aber auch dargetan, daß in diesen technischen Leistungen, die oft Wunderwerke deutscher Ingenieurkunst darstellen, ästhetische und formbildende Elemente selbst schon enthalten sind. Und so lieferte diese Ausstellung zugleich einen wertvollen und überzeugenden Beitrag zu der sich immer stärker bahnbrechenden Erkenntnis, daß Schönheit und moderne Technik durchaus nicht mehr zwei entgegengesetzte Begriffe sind. Ingenieur und Architekt wirken heute durch ihre Zweckbauten in hohem Maße kunstschöpferisch.

Da sehen wir — nur einiges sei aus der großen Zahl der vom Stahlbau-Verband vorgeführten Arbeiten herausgegriffen — auf dem großen von Hans von Bartels geschaffenen Gemälde der riesigen Straßenbrücke Köln—Deutz, wie sich dieses großartige stählerne Werk dem schönen landschaftlichen Bilde vollkommen einfügt. Oder wir erkennen an dem von Jacobsen geschaffenen Gemälde der Rheinbrücke Duisburg—Hochfeld, wie aus dem kühnen, weitausholenden Schwung der Brückenbogen, aus ihren Trägern und Stützen ein großartiges Gebilde von höchstem ästhetischen Reiz entstanden ist. Da tönt uns aus dem Bilde „Eisenbauwerkstatt" von Baluschek das gewaltige Lied der Arbeit entgegen; da verstehen wir bei der Kohlezeichnung einer Stahlkirche (von Jacobsen), daß der moderne Stahlbau nicht nur der zweckmäßigste Baustil für profane Zwecke ist, sondern auch ein der religiösen Andacht dienendes Gebäude würdig zu errichten vermag.

Besonders interessant vom technischen wie vom künstlerischen Gesichtspunkt sind die Jacobsenschen Zeichnungen der Stahlskelettbauten von Geschäftshäusern usw.; hier blicken wir nicht nur gewissermaßen hinter die Kulissen dieser Bauweise, wir erkennen auch, wie sie formbildend wirkt, also grundlegend für die zweckmäßige Gliederung und die neuzeitlich-ästhetische Gestaltung des Baues und besonders der Fassaden wird. Die Anregungen, die gerade technischen Zwecken dienenden Stahlbauten, wie Rampenbrücken, Fördergerüste, Eisenbauhallen, Martinwerke, Hochöfen usw. dem Künstler unserer Zeit bieten, zeigen auch die Radierungen und Zeichnungen von Künstlern wie J. C. Turner, Graf und anderen. So reizt den Künstler bald die Wucht der Formen, bald der großartige Rhythmus der sich aus stählernen Bogen und Balken fügenden Bauten; ihr scheinbares Gewirr ordnet sich dem künstlerischen Blick stets zu einer Harmonie, und der tiefere Sinn des ganzen Bauwerks offenbart sich ihm im Erkennen der diesen durchdringenden zweckmäßigen Idee.

Zahlreiche Photographien, unter ihnen Meisterleistungen der photographischen Kunst, sowie eine Sammlung bildlicher Darstellungen aus den verschiedensten Gebieten des Stahlbaues, bildeten wertvolle Ergänzung der gezeigten Kunstwerke, weil auf diesen Blättern sich die einzelnen Phasen des Stahlbaus und seine zahlreichen Anwendungsgebiete in einer auch für den Fachmann lehrreichen Weise erkennen ließen.

Und nicht vergessen seien als eindrucksvolle Beigabe dieser einzigartigen Kunstausstellung (die es verdient, auch in anderen deutschen Städten gezeigt zu werden) die von Bildhauern, wie Walter Becker, Prof. Jaensch, Schaper, Luise Schmuckler, Thuma und Post stammenden Plastiken, die uns den arbeitenden Menschen in der bildnerischen Schönheit seines mühseliger Arbeit dienenden Körpers zeigen. Ernst Collin.

Bauen im Winter. In der wichtigen und zur Zeit wieder sehr aktuellen Frage des Bauens im Winter sei im folgenden ein interessantes Beispiel aus der Praxis gegeben.

Die Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen a. Neckar, Württemberg, begann am 2. Januar 1929 mit der Montage eines Kessel- und Maschinenhauses für die Baumwollspinnerei in Eisenlohr-Dettingen. Trotz der ganz außergewöhnlichen Kälte (bei einer Temperatur von — 25 ° wurde ohne besondere Vorkehrungen noch gearbeitet) war

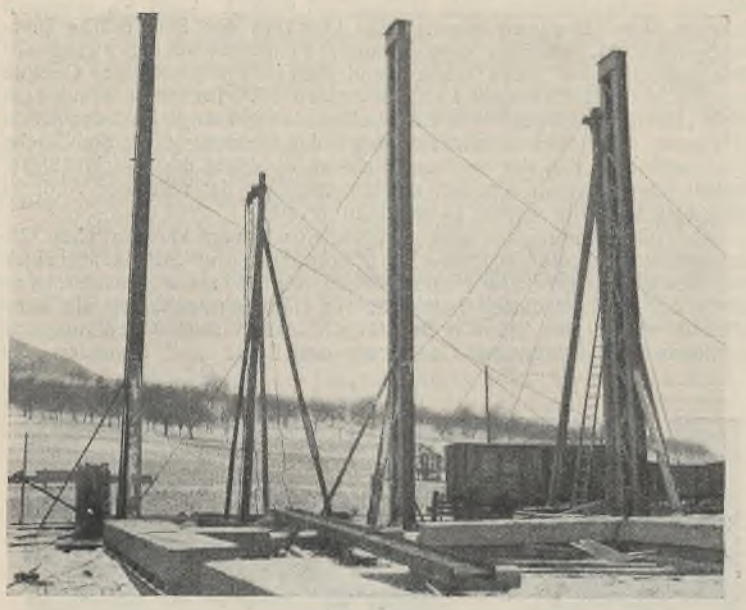


Abb. 1.

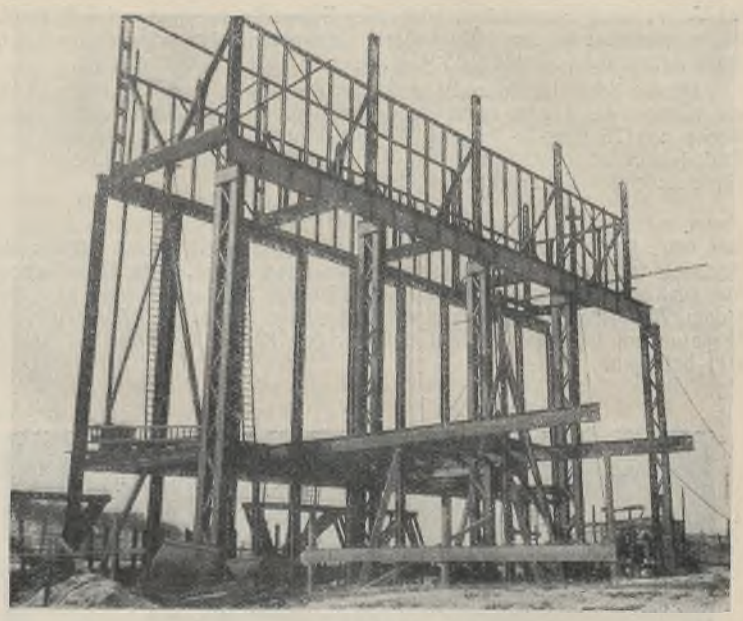


Abb. 2.

bereits Anfang Februar die Montage des Bunkerteiles vom Kesselhaus beendet.

Nun zeigte sich aber ein großer Übelstand. Infolge des strengen Frostes waren die Fundament- und Maurerarbeiten für das weiter zurückliegende Kesselhaus vollständig eingestellt worden, und es konnte deshalb



Abb. 3.

die Montage dieser Bauteile nicht gleichzeitig oder im Anschluß an die Montage des Bunkerteiles durchgeführt werden. Es mußten aus diesem Grunde, wie aus Abb. 2 ersichtlich, die Deckenträger des 1. Geschosses samt Unterzügen, welche sich auf dem Mauerwerk des Kesselhauses abstützen sollten, provisorisch durch Holzstützen abgefangen werden. Erst

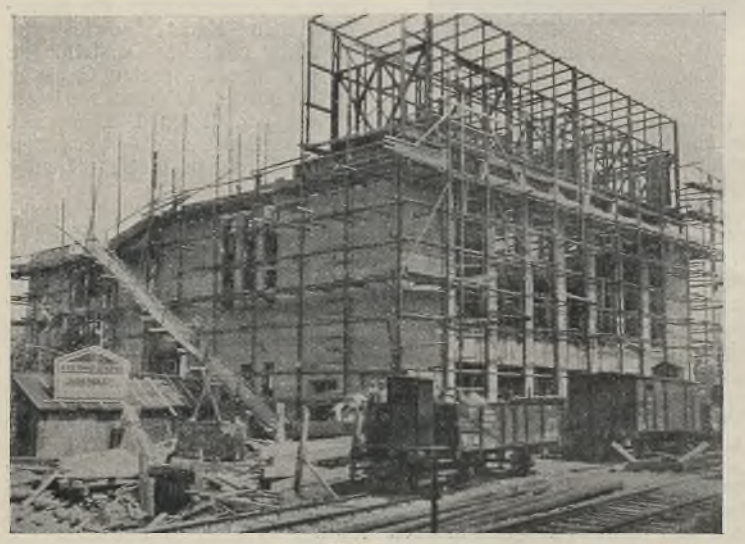


Abb. 4.

nach Einsetzen von milderem Wetter konnten die Fundament- und Mauerwerksarbeiten und daran anschließend die Montage der übrigen Bauteile fortgeführt werden.

Durch diese Verzögerung konnte die Stahlkonstruktion erst Anfang Juni beendet werden. Hätte man die Tragkonstruktion des Kessel- und Maschinenhauses nicht auf Mauerwerk, sondern statt dessen, ebenso wie die Bunkerkonstruktion, auf stählernen Säulen abgestützt, so wäre die Verzögerung zweifellos vermieden worden, und die Aufstellung der Stahlkonstruktion hätte programmäßig Anfang März beendet sein können.

Die Gesamtanlage besteht aus einem Bunkerhaus von 6,4 × 31,0 m Grundrißfläche und 21,5 m Höhe, dem eigentlichen Kesselhaus von 12,1 × 31,0 m Grundrißfläche und 16,8 m Höhe und dem Maschinenhaus von 14,5 × 31,0 m Grundrißfläche und 14,0 m Höhe einschließlich Kranbahn.

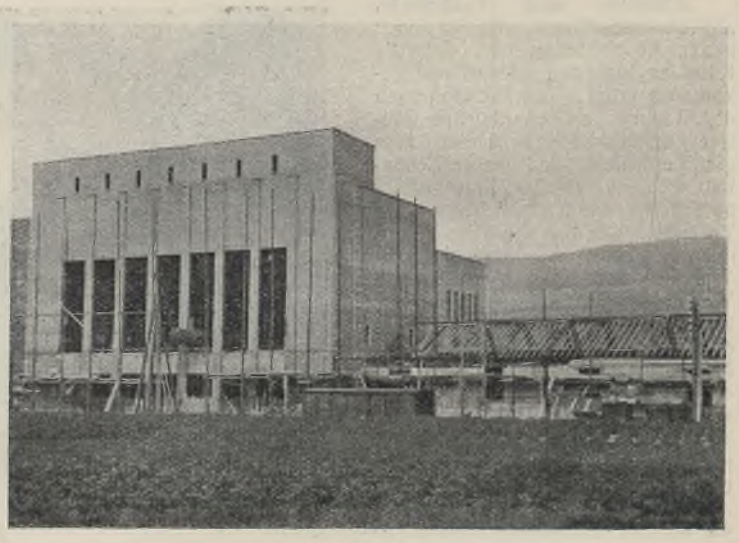


Abb. 5.

Abb. 1 bis 3 zeigen verschiedene Montagezustände, während Abb. 4 den Bau in einem vorgeschritteneren Stadium und Abb. 5 den vollendeten Rohbau darstellt.

Aus Abb. 5 läßt sich bereits erkennen, daß die architektonische Lösung der Anlage außerordentlich glücklich genannt werden muß. Die einfachen glatten Flächen und die schlanken rechteckigen Fensteröffnungen der würfelförmigen Gebäude kommen der Forderung nach Einfachheit und Sachlichkeit in jeder Beziehung entgegen. Auch in diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß die architektonischen Möglichkeiten, die der Stahlskelettbau bietet, unbegrenzt sind und daß sich jede Gebäudeart ihrer Umgebung — auch wie in vorstehendem Beispiel einer mit ausgesprochen ländlich-hügeligem Charakter — ohne Schwierigkeiten anpassen läßt.

INHALT: Haus Vaterland. — Stäbe, die auf Knicken und durch Einzellasten auf Biegung beansprucht werden. — Stahlgittermaste für eine 60-kV-Leitung. — Verschiedenes: Neue amerikanische Deckenbauweise in Stahl. — Künstler und Techniker. „Stählerne" Kunst. — Bauen im Winter.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 24. Januar 1930 | Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der Plastizität.

Von Dipl.-Ing. **J. H.-Schaim**, Berlin.

In seiner ausgezeichneten Veröffentlichung über „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufiger Belastung" sagt Prof. Grüning zum Schluß:

„Es erscheint mir kaum zweifelhaft, daß auch für das elastische Kontinuum ähnliche Beziehungen gelten, in Sonderheit die, daß nur aus einem zusammenhängenden Spannungs- oder Verzerrungsbild Aufschluß über die Tragfähigkeit gewonnen werden kann. Denn durch die Einwirkung wiederholter Belastungen entstehen solange bleibende Verzerrungen, bis die Formänderung eine rein elastische geworden ist, sofern ein Spannungszustand statisch möglich ist, der in keinem Punkte die Elastizitätsgrenzen überschreitet."

Diesen Satz im Falle des durchaufenden Trägers empirisch nachzuprüfen, war Gegenstand mehrerer Versuche im Staatl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Dahlem.

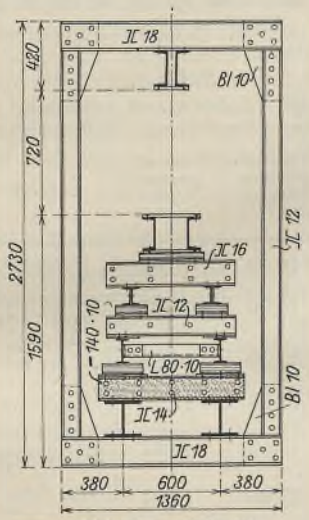


Abb. 1a. Schnitt.

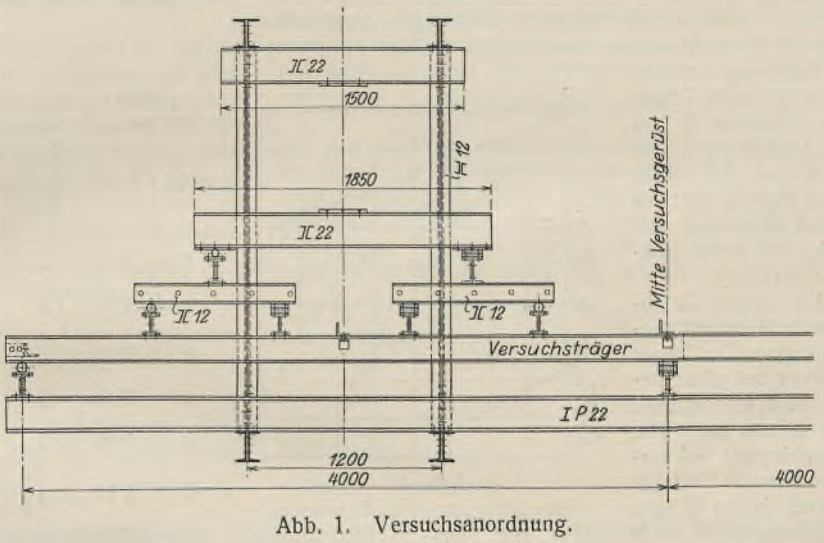


Abb. 1. Versuchsanordnung.

Der Stahlskelettbau, wie der Stahlbau überhaupt, ist bemüht, die konstruktive Durchbildung der Tragwerke einerseits zu vervollkommnen und sie anderseits zu verbilligen. Dies ist nur möglich, wenn die Erkenntnis der Eigenschaften des Stahles als Baustoff immer mehr vertieft und statisch konstruktiv verwertet wird. Mit Recht bemerkt Prof. Grüning in der oben erwähnten Schrift, daß die Dehnbarkeit und Zähigkeit des Stahls jeder statisch unbestimmten Konstruktion Sicherheiten verleihen, die dem statisch bestimmten System fehlen (vgl. auch Gehler, „Sicherheit und Beanspruchung", 2. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien). Ja erst die statische Unbestimmtheit bringt diese Eigenschaften zur vollen Wirkung, und der Stahl erweist sich dadurch gerade für die statisch unbestimmten Konstruktionen als das vornehmlich geeignete hervorragende Material. Als ein besonders geeignetes statisch unbestimmtes System gilt mit Recht der durchlaufende Träger über mehrere Stützen. — Als Vorläufer dieser Grüningschen Theorie können die Versuche des Deutschen Stahlbau-Verbandes nach der von Herrn Geheimrat Prof. Siegmund Müller angegebenen Anordnung betrachtet werden, die ihren Niederschlag in den ministeriellen Bestimmungen vom Jahre 1925 gefunden haben.

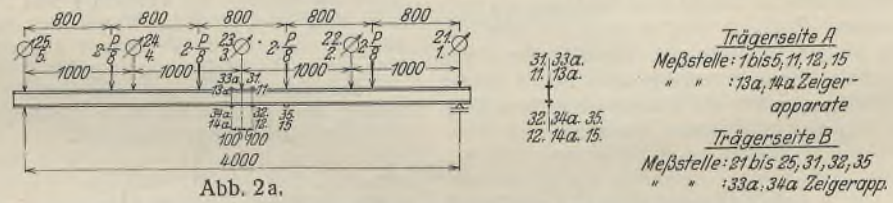


Abb. 2a.

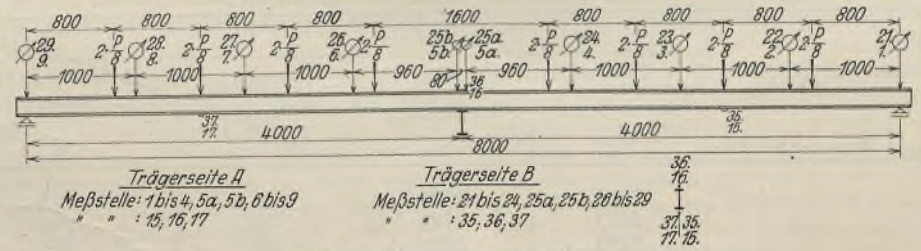


Abb. 2. Übersicht der Meßstellen.

Danach dürfen durchlaufende Träger im Endfeld mit $\frac{q\,l^2}{11}$ und im Mittelfeld mit $\frac{q\,l^2}{16}$ gerechnet werden, wenn über den mittleren Stützpunkten die Kontinuität durch eine Zuglasche hergestellt wird, deren Querschnitt mindestens 0,8 des gestoßenen Trägerflanschquerschnittes beträgt. Dieser Konstruktion lag wohl die Idee zugrunde, daß durch den geringeren Querschnitt über der Stütze eine größere Zerrung stattfinden muß und daß damit eine Angleichung der Feld- und Stützenmomente erzielt wird.

Das Verdienst dieser Versuche ist erheblich, weil sie den Weg zu der neuen Betrachtungsweise geebnet haben. Die Bedeutung der Stahleigenschaften und speziell auch der Plastizität für die statisch unbestimmten Tragwerke, die Auswirkung auf die statische Behandlung hat Prof. Grüning eingehend dargetan. Gleich nach dem Erscheinen der Grüningschen Schrift sind in Berlin einige Stahlskelettbauten durchprojektiert und berechnet worden in der Weise, daß der ungestoßene durchlaufende Träger über mehrere Felder in derselben Weise behandelt wurde wie der Träger mit Kontinuitätszuglasche, d. h. sie wurden mit $\frac{q\,l^2}{11}$ im Endfeld und mit $\frac{q\,l^2}{16}$ im Mittelfeld berechnet. Dies ermöglichte konstruktiv ohne Materialverschwendung Lagerlängen mit geringerer Werkstatt- und Montagearbeit zu verwenden.

So waren in den Jahren 1927, 1928 und 1929 mehrere Stahlskelettbauten entstanden, die den Forderungen an Güte und Wirtschaftlichkeit immer mehr entsprochen haben. Um manche behördliche Bedenken über die Zulässigkeit einer Angleichung der Berechnungsweise ungestoßener durchlaufender Träger an die der Träger mit Kontinuitätszuglasche zu zerstreuen, wurden die verschiedenen ausgeführten Bauwerke, als auch die inzwischen veröffentlichten Versuche von Maier-Leibnitz angeführt. Zugleich wurden im Frühjahr des Jahres 1929 die nachfolgend beschriebenen Ver-

suche im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem durchgeführt. Die Versuche bezweckten im wesentlichen festzustellen, inwieweit die Tragfähigkeit kontinuierlicher Träger bei gleichen Profilen größer ist als die der Träger auf zwei Stützen, ferner ob die oben erwähnten Berechnungsannahmen zutreffend sind.

Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 1 u. 1a zu ersehen. Bei jedem Versuch wurde zu gleicher Zeit ein Trägerpaar belastet. Gewählt wurden

1. je zwei Träger I 16 als Balken auf zwei Stützen von 4 m Spannweite (Versuche 1 u. 4).
2. 2 I 16 als Balken auf drei Stützen von 4 m Feldweite (Versuche 2 u. 5).
3. 2 I 14 als Balken auf drei Stützen von 4 m Feldweite (Versuche 3 u. 6).

Diese Versuchsreihe wurde zweimal wiederholt, also im ganzen sechs Versuche mit je zwei Trägern. Die Versuchsanordnung wurde so getroffen, daß die Lasten in Form von vier Einzellasten in jedes Feld übertragen wurden.

Gemessen wurden die Dehnungen in den Punkten 11, 12, 15, 31, 32 u. 35 bezw. 15, 16, 17, 35, 36 u. 37 (vgl. Abb. 2 u. 2a).

Ferner wurden die Durchbiegungen in den Feldmitten- und Feldviertelpunkten gemessen. Die Formänderungen der Ankerträger I P 22 bewirkten in den höheren Laststufen, daß das Mittelauflager sich weniger senkte als die Endauflager, d. h. es hatte eine relative Hebung der Mittelstützung stattgefunden, mithin auch eine Erhöhung der Spannungen über der Mittelstütze. In der Abb. 3 sind für den Versuch 4 die gesamten als auch die federnden Dehnungen in Feldmitte aufgetragen, desgleichen für die Versuche 5 und 6 die Dehnungen im Felde und über der Stütze.

Bei derselben Belastung sind die bleibenden Dehnungen beim Träger auf zwei Stützen (Versuch 4) am größten. Sie sind bedeutend größer als die Dehnungen über der Stütze im Versuch 5; sind sogar größer als die Dehnungen bei derselben Belastung im Versuch 6 mit den kleineren Trägerprofilen (I 14).

In der Abb. 4 sind die Durchbiegungen in Feldmitte bei zunehmender Belastung aufgetragen. Der Träger auf zwei Stützen weist bei einer Belastung von etwa 11 t eine größte Durchbiegung von 40 mm auf. Die entsprechende Durchbiegung bei derselben Belastung im Versuch 5 beträgt nur 11 mm, im Versuch 6 etwa 22 mm.

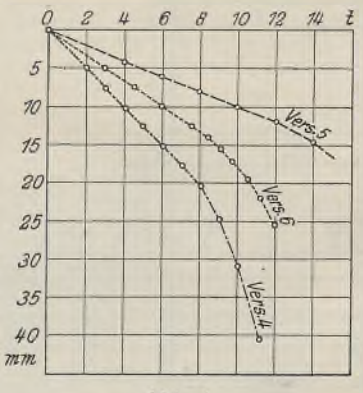


Abb. 4.
Durchbiegungen in Feldmitte.

Es sei hervorgehoben, daß nach der völligen Entlastung die durchlaufenden Träger eine Ausbiegung[1]) nach oben von etwa 40 mm aufwiesen. Zugleich zeigten sich bei den angeschlemmten Flanschen und Stegen deutlich die Verzerrungen, wie es zu erwarten war. Das Ergebnis dieser Belastungsversuche ist in der Zahlentafel Nr. 1 zusammengestellt und läßt die bedeutend größere Tragfähigkeit der kontinuierlichen Träger ohne weiteres erkennen.

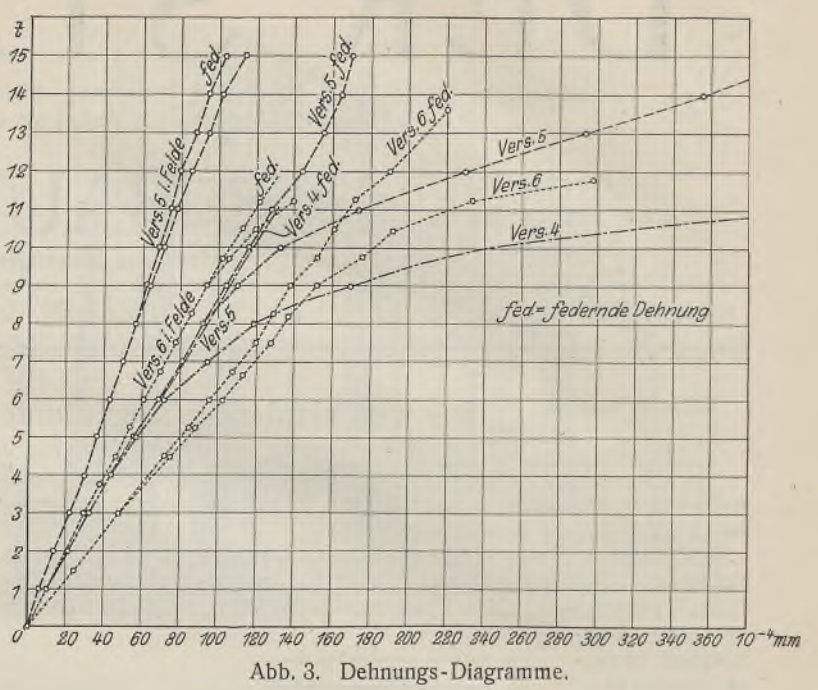


Abb. 3. Dehnungs-Diagramme.

Tafel 1.
Prüfung von Trägerfeldern auf zwei und drei Stützen.

Versuch Nr.	Profil	Zahl der Stützen	Größte aufgebrachte Zusatzlast pro Feld	Größte aufgebrachte Last pro Feld	Verformungserscheinung
1	I 16	2	10,00	10,67	Beide Träger beginnen seitlich auszubiegen
2	I 16	3	15,00	15,67	Bei ~ 14,0 t Zusatzlast beginnen beide Träger im Feld II seitlich auszubiegen
3	I 14	3	14,30	14,97	Beide Träger im Feld II bei 0,4 *l* von den äußeren Auflagern seitlich ausgeknickt
4	I 16	2	12,03	12,70	Beide Träger seitlich ausgeknickt
5	I 16	3	19,00	19,67	Beide Träger in beiden Feldern bei 0,4 *l* von den äußeren Auflagern seitlich ausgeknickt
6	I 14	3	13,60	14,27	Beide Träger in beiden Feldern seitlich leicht ausgebogen

Die für Versuch 3, 4 und 5 angegebenen Zahlen sind als Höchstlasten anzusehen. Bei Versuch 1 und 2 wäre eine weitere Laststeigerung noch möglich gewesen. Wegen des seitlichen Nachgebens wurde hiervon bei den ersten Versuchen abgesehen. Bei Versuch 6 wäre noch eine kleine Laststeigerung möglich gewesen.

Bei den Trägern auf drei Stützen hat in allen Versuchen die Belastung zum Fließen im Felde geführt, ohne daß Anrisse an den Trägern über der Stütze eingetreten sind.

Tafel 2.
Ergebnisse der Prüfung von Flachstäben auf Zugfestigkeit.

Stab Nr.	Entnommen aus Träger			Festigkeit			Formänderung	
				Spannungen σ kg/cm²		Verhältnis	Dehnung δ_{10} für Meßlänge	Querschnittsverminderung q
	NP	Zone	Versuch	Streckgrenze σ_S	Bruchgrenze σ_B	$\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ 100%	$l = 113\sqrt{f} = 14$ cm %	%
A 10	16		1	2620	3730	70	29,8	62
B 10	16		1	2670	3790	70	26,7	60
A 20	16		2	2320	3630	64	30,2	65
B 20	16		2	2740	3820	72	28,0	63
A 30	14		3	2880	4110.	70	30,2	66
B 30	14		3	3170	4190	76	27,9	66
A 40	16	Flansch	4	2990	3940	76	26,3	65
B 40	16		4	2800	3820	73	27,0	66
A 50	16		5	2510	3620	69	28,7	66
B 50	16		5	2730	3970	69	28,3	65
A 60	14		6	3100	4080	76	30,4	67
B 60	14		6	3020	4150	73	28,9	65

Die rechnerische Ermittlung der größten Beanspruchung bei den aus der oben erwähnten Zahlentafel ersichtlichen Lasten beträgt:

Beim Versuch 1 2780 kg/cm²
„ „ 2 4100 „
„ „ 3 5450 „
„ „ 4 3300 kg/cm²
„ „ 5 5100 „
„ „ 6 5250 „

Die Festigkeitseigenschaften der Probeträger sind aus der Zahlentafel 2 zu ersehen. Daraus geht hervor, daß die größte Zugfestigkeit in den Flanschen rd. 4000 kg/cm² beträgt.

[1]) Abheben von mittlerem Auflager.

Tafel 3.

$l_1 = 1$	Vollbelastung $q_1 = q_2 = 1$			$q_1 = 1;\ q_2 = 0$			$q_1 = 1;\ q_2 = 0{,}20\ q_1$			$q_1 = 1;\ q_2 = 0{,}5\ q_1$		
l_2	M_1	M_f	$M_m = \frac{1}{2}(M_1 + M_f)$	M_1	M_f	$M_m = \frac{1}{2}(M_1 + M_f)$	M_1	M_f	$M_m = \frac{1}{2}(M_1 + M_f)$	M_1	M_f	$M_m = \frac{1}{2}(M_1 + M_f)$
$l_2 = 0$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{14{,}3}$	$\frac{1}{10{,}3}$									
$l_2 = 0{,}25\ l_1$	$\frac{1}{10{,}0}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{10{,}9}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{12{,}5}$	$\frac{1}{11}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{12{,}0}$	$\frac{1}{10{,}9}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{12{,}5}$	$\frac{1}{11{,}2}$
$l_2 = 0{,}5\ l_1$	$\frac{1}{10{,}6}$	$\frac{1}{12{,}2}$	$\frac{1}{11{,}3}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{11{,}6}$	$\frac{1}{11{,}8}$	$\frac{1}{11{,}7}$	$\frac{1}{11{,}5}$	$\frac{1}{11{,}6}$	$\frac{1}{11{,}3}$	$\frac{1}{11{,}8}$	$\frac{1}{11{,}5}$
$l_2 = 0{,}75\ l_1$	$\frac{1}{10{,}2}$	$\frac{1}{12{,}3}$	$\frac{1}{11{,}2}$	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{11{,}0}$	$\frac{1}{12{,}3}$	$\frac{1}{12{,}9}$	$\frac{1}{11{,}2}$	$\frac{1}{12{,}4}$	$\frac{1}{11{,}5}$	$\frac{1}{11{,}7}$	$\frac{1}{11{,}6}$
$l_2 = l_1$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{14{,}3}$	$\frac{1}{10{,}3}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{10{,}5}$	$\frac{1}{12{,}8}$	$\frac{1}{13{,}3}$	$\frac{1}{11{,}1}$	$\frac{1}{12{,}1}$	$\frac{1}{10{,}7}$	$\frac{1}{12{,}1}$	$\frac{1}{11{,}4}$

Da kein Bruch erfolgte, so können die rechnerisch ermittelten Beanspruchungen nicht eingetreten sein, vielmehr muß die Beanspruchung nicht unerheblich unter 4000 kg/cm² geblieben sein.

Zu demselben Ergebnis gelangt man auch bei dem Vergleich der Dehnungskurven aus den Versuchen 4 und 5.

Die Zerrung bzw. die dauernde Formänderung über der Stütze ermöglicht eine Art Minderung der Momente über der Stütze und eine Vergrößerung der Momente im Felde, in Richtung der Grüningschen Voraussetzung. Bei ein und demselben Belastungsfall müssen sich die Momente im Feld und über der Stütze dem Mittelwert dieser beiden Momente nähern. In dieser Weise sind ja auch die Werte $\frac{q\,l^2}{11}$ im Endfeld, $\frac{q\,l^2}{16}$ im Mittelfeld entstanden.

Die Wahl der Versuchsprofile I 16 und I 14 war nicht zufällig. Es sollten zugleich die vorerwähnten Werte nachgeprüft werden.

$$\text{Für I 16 } W_{16} = 116 \text{ cm}^3$$
$$\text{für I 14 } W_{14} = 81{,}6 \text{ cm}^3$$
$$\frac{W_{14}}{W_{16}} = \frac{81{,}6}{116} = \text{rd. } \frac{8}{11}.$$

In der Tat hat sich der durchlaufende Träger I 14 dem Träger auf zwei Stützen I 16 zumindest gleichwertig erwiesen. Die Berechnungsweise ist durch die Versuche vollkommen gerechtfertigt worden. Man könnte die Frage aufwerfen, ob bei anderen Verhältnissen zwischen den Spannweiten l_1 und l_2 als für $\frac{l_1}{l_2} = 1$ und ob auch bei anderen Belastungsannahmen als Vollbelastung dasselbe günstige Ergebnis zu erwarten ist.

In der Zahlentafel 3 sind die Nenner der Momente ausgedrückt in $q\,l_1^2$ für verschiedene Verhältnisse von $l_1 : l_2$ und für gestaffelte Lasten in l_2.

Aus dieser Übersicht ist zu entnehmen, daß der Ausdruck $\frac{q\,l^2}{11}$, wobei $q\,l^2$ den größeren Wert der beiden Felder darstellt, unabhängig vom Verhältnis der Stützenweiten zueinander und unabhängig vom Verhältnis der Eigengewichte zu den Nutzlasten für den Träger auf drei Stützen, allgemein zutreffend ist. Der Fall $l_1 = l_2$ und $q_1 = q_2$ ist der allerungünstigste. In den übrigen Fällen nähert sich sowohl das größte Feldmoment M_f wie auch das Stützenmoment M_1 dem Durchschnittswert $\frac{q\,l^2}{11}$; in diesem Falle wird die Plastizität gar nicht in Anspruch genommen. Z. B. für $l_2 = 0{,}5\ l_1$ und $q_2 = 0{,}2\ q_1$ ist $M_1 = \frac{1}{11{,}7} \cdot q\,l^2$ und $M_f = \frac{1}{11{,}5} \cdot q\,l^2$. Ähnlich verhält es sich mit dem Ausdruck $\frac{q\,l^2}{16}$ für die Mittelfelder.

Rostschutz. Einwirkung der verschiedenen Füllbaustoffe auf die Stahlteile der Konstruktion beim Stahlskelettbau.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. **A. Guttmann**, Düsseldorf.

Beim Stahlskelettbau ist die einwandfreie Erhaltung der Stahlteile ebenso wichtig wie beim Eisenbetonbau. Alle Einflüsse, die eine Rostbildung am Stahl herbeiführen können, müssen daher sorgfältig ferngehalten werden, zumal sich die Stärke der Stahlteile aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und aus anderen gewöhnlich nur auf das zulässige Maß beschränkt.

Aus dem Eisenbetonbau wissen wir, daß die Umkleidung des Eisens mit Zementmörtel[2]) oder Beton diesem nur dann einen wirksamen Schutz vor dem Verrosten gewährt, wenn nicht nur die Überdeckungshöhe groß genug ist, sondern wenn auch die Mischung selbst zementreich und dicht ist. Das beim Abbinden des Zements sich bildende Kalkhydrat ist ein gutes Rostschutzmittel. Liegt aber eine magere Beton- oder Mörtelmischung vor, aus der entsprechend wenig Kalkhydrat abgespalten wird und die auch für die Atmosphärilien durchdringlich ist, dann tritt allmählich Rosten der Eiseneinlagen ein. Verwendet daher der Stahlskelettbau lose Füllstoffe zur Ausfüllung der Wandhohlräume oder solche feste, die den Stahl nicht in gleich guter Weise umschließen wie im Eisenbetonbau, so wird er mit dem Rostangriff ungeschützten Stahles zu rechnen haben. Der Gehalt der Luft an schwefliger Säure, besonders in den Industriegegenden, in Verbindung mit einem hohen Feuchtigkeitsgehalt derselben, wie er bei Schwitzwasserbildung im Innern der Hohlwand unausbleiblich ist, wird die normale Einwirkung der Atmosphärilien noch vergrößern. Daneben können aber auch die festen oder losen Baustoffe, die zur Ausfüllung der Wand angewandt werden, selber einen schädigenden Einfluß ausüben, wenn sie einen größeren Gehalt an bestimmten Salzen, so z. B. Magnesiumchlorid oder Kalziumsulfat, aufweisen oder wenn sich Sulfate durch Reaktion der feuchten Luft mit Bestandteilen jener Stoffe bilden können. Schließlich ist auch der Fall denkbar, daß ein Füllbaustoff den Stahl zunächst dicht und fest umschließt, daß er sich aber allmählich — infolge Schwind- oder Wärmespannungen oder aus statischen Gründen — von den feststehenden Stahlstützen loslöst und diese nunmehr der Einwirkung der Atmosphäre preisgibt. Hiermit ist z. B. zu rechnen, wenn die Wand mit Zellenbetonmasse oder Gasbetonmasse ausgegossen wird; denn gegenüber den hohen Schwindzahlen dieser Betonarten (1 bis $1\frac{1}{2}$ mm je m) ist ihre Zugfestigkeit zu gering, um bei einer festen Einspannung die Schwindspannungen ohne Rißbildung aufnehmen zu können. Die Schwindung anderer Betonarten ist zwar nicht so groß, aber auch ihre Zugfestigkeit ist bei dem geringen Zementgehalt, den die Füllbetons gewöhnlich haben und auch haben müssen, um schlechte Wärme- und Schalleiter zu sein, nicht hoch genug, um bei fester Einspannung des Betons zwischen den Stützen die eintretenden Schwindspannungen aushalten zu können. Beim fetten Gußbeton bietet wahrscheinlich die Einbettung leichter Eiseneinlagen oder Streckmetall in den Beton hiergegen einen Schutz. Im allgemeinen wird man aber wohl mit fertigen Bauteilen größeren oder kleineren Formats ausmauern, wobei der fette Mörtel Rostschutz gewährt, wenn derselbe die Stützen dicht umschließt.

Das bekannteste Mittel des Stahlschutzes ist ein guter Rostschutzanstrich. Derartige Anstriche sind auch bereits bei Stahlhaut- oder Stahllamellen-Häusern eingeführt. Die Untersuchung von gestrichenen Stahlwänden in Bauten, bei denen die innere Bekleidung nach drei Jahren herausgenommen wurde, hat weder innen noch außen Ansätze von Rost ergeben. Dies ist ein sehr schönes Ergebnis. Da ferner die Lackfabriken für den Bestand der Anstriche der Stahlskelette eine fünfjährige Garantie gewähren, so erscheint die Lösung des Problems eines wirksamen Rostschutzes auch im Stahlskelettbau gar nicht so schwierig. Man hätte nur nötig, auch die Leicht- und Normalprofile durch Anstriche entsprechend zu schützen, was auch heute schon, allerdings nur auf besonderen Wunsch des

[1]) Vortrag, gehalten anläßlich der Tagung des Stahlbau-Studienausschusses der Beratungsstelle für Stahlverwendung in Düsseldorf am 15. November 1929.

[2]) Nicht unerwähnt soll hierbei bleiben, daß die Einbettung der Stahlteile in dichten Zementmörtel sich in Tausenden von Fällen vollkommen bewährt hat. Die Schriftleitung.

Bestellers, geschieht. Es fragt sich aber, ob der Mörtel, der zum Versetzen der festen Platten oder Steine zwischen die Stützen dient, dann noch an den Anstrichen eine genügende Haftfestigkeit entwickelt, sowie schließlich, ob er auf die Anstriche einen zerstörenden Einfluß äußert. Was zunächst den letzten Punkt betrifft, so besteht allerdings die Gefahr einer Zerstörung des Anstrichs an der Berührungsstelle desselben mit dem Zementmörtel infolge Verseifung der Öle des Anstrichs. Genaueres müßte aber noch durch Versuche ermittelt werden. Daß sich Eisenstäbe, mit Mennige gestrichen, auch im mageren Mörtel (1:4 Grobsand) fünf Jahre vollkommen rostfrei gehalten haben, wissen wir aus Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 22, S. 41), ebenso, daß bei Verwendung von Teeranstrichen auf Stahl in der gleichen Mischung erst nach zwei Jahren vereinzelte kleine Rostflecken auftraten, die sich nach fünf Jahren nur wenig vergrößert haben. Eine Verzinkung des Stahles hat die Bildung der Rostflecken nicht zu verhindern vermocht. Leider sind bei dieser Gelegenheit keine Versuche mit eingeschlämmten Eisen, d. h. mit Eisen, die einen Überzug von Zementbrühe erhalten hatten, gemacht worden. Hierüber liegen allerdings Versuche meines Instituts[3]) an Bimsbeton und Beton aus Leichtschlacke (Hochofenschaumschlacke oder Thermosit) vor. Bei diesen wurden Betons der Raumteilmischung 1 Zement : 2 Feinsand : 4 Bimssand bzw. Leichtschlacke während der Dauer von drei Monaten auf ihren Einfluß auf Stahleinlagen beobachtet. Nach dieser Zeit zeigten die Eiseneinlagen ohne Zementschlämme bereits vereinzelte stärkere Rostflecke, während die mit Zementschlämme versehenen vollständig rostfrei waren. Die Bimsindustrie bedient sich des Einschlämmens der Eiseneinlagen schon seit langem bei der Herstellung eisenbewehrter Bimsbetondielen, und zwar mit bestem Erfolge. Ich möchte daher die versuchsweise Anwendung dieses Verfahrens auch im vorliegenden Falle empfehlen. Die dünne Zementhaut der Zementschlämme hat allerdings den Nachteil, daß sie frei stehend infolge der Schwindung leicht abblättert. Sie darf also erst kurz vor dem Ausmauern oder Ausbetonieren des Skeletts angebracht werden. Eine bessere Haltbarkeit besitzt zweifellos eine Torkretschicht. Eine solche wäre zweckmäßig nach vollständiger Aufstellung des Skeletts auf die Stahlteile aufzuspritzen. Während die Überdeckungshöhe der Eisen beim Eisenbeton mindestens 1,5 cm beträgt, so wird diese bei Torkretierung der Stahlteile wegen der größeren Dichtigkeit des Torkretputzes erheblich geringer ausfallen können; doch wird man Näheres über die notwendige Stärke noch durch Versuche festzustellen haben.

Es bleibt noch die Frage zu erörtern, ob von dem Mörtel, der zum Versetzen der festen Leichtbetonteile oder Steine zwischen das Stahlskelett benutzt wird, an den erwähnten Anstrichen oder Schutzhüllen eine genügende Haftfestigkeit entwickelt wird. Über die Haftfestigkeit von Mörteln am Stahl, der mit den Ölanstrichen versehen ist, liegen mir Angaben nicht vor, so daß auch hierüber evtl. Versuche einzusetzen hätten, am besten in Verbindung mit den eingangs bezeichneten, bei denen der Einfluß des Mörtels auf die Dauerhaftigkeit des Anstrichs studiert werden soll. Vom Mennige-Anstrich wissen wir allerdings schon aus den bereits angeführten Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, daß er die Gleitfestigkeit der Eisen anfangs beträchtlich herabsetzt, später aber etwa den gleichen Wert ergibt wie ungestrichenes Eisen. Ein Teeranstrich hat bei den gleichen Versuchen etwa denselben Gleitwiderstand am Mörtel ergeben wie reiner Stahl. Was weiter die mit Zementschlämme oder mit Torkretputz versehenen Stahlteile betrifft, so ist anzunehmen, daß diese bei genügender Anfeuchtung am Mörtel abbinden und auch an ihm gut festhaften werden. Bei der unausbleiblichen Schwindung des Mörtels ist allerdings damit zu rechnen, daß, je je besser seine Haftung an den genannten Schutzschichten sein wird, um so eher auch die Gefahr besteht, daß er sich entweder vom Betonstein oder Mauerstein loslöst oder einen Riß erhält. Will man dies vermeiden, so wird man alle Maßnahmen unterlassen müssen, welche die Haftung befördern, z. B. das Annässen des Torkretputzes, oder man wird auch hier durch Einbettung von Stahlgeflechten die Schwindung verringern müssen.

Neben dem besonderen Schutz des Stahles durch Überzüge ist auch dessen chemische Zusammensetzung für den Rostschutz von Bedeutung. Am Stahllamellenhaus wird bereits durch die Anwendung gekupferten Stahls das Rosten erheblich verzögert, und es mag vielleicht hier die Mitteilung interessieren, daß ich bereits vor 15 Jahren für den Verein deutscher Eisenhüttenleute Versuche über das Rosten kupferhaltiger und kupferfreier Eisenbleche durchgeführt habe. Das Ergebnis ist im Bericht 1915 meines Instituts auf S. 12 veröffentlicht. Die Bleche wurden damals $2^1/_2$ Jahre im Freien gelagert. Nach 30 Wochen war bei den Blechen ohne Kupfergehalt das Rosten etwa 4- bis 5mal so groß wie bei denen mit Kupfergehalt (0,2 bis 0,3%) und nach $2^1/_2$ Jahren war der Unterschied noch größer. Es sei daher empfohlen, auch der Frage der Verwendung gekupferten Stahls zur Herstellung von Leichtprofilen oder Wohnhausprofilen nachzugehen, da ein solcher auch bei einer Verletzung oder einem Abblättern der Schutzschicht noch eine um 50% längere Lebensdauer des Stahls gewährleistet wird. (Vgl. Carius u. Schulz, „Stahl und Eisen" 1929, S. 1798.)

Kommt man, was nach meiner Auffassung sicher ist, auf die Dauer im Stahlskelettbau nicht ohne einen besonderen Schutz des Eisens durch Überzüge, gegebenenfalls in Verbindung einer besonderen Zusammensetzung des Stahles, aus, so ist auch die Frage, ob gewisse Bestandteile der Füllbaustoffe einen rostfördernden Einfluß auf den Stahl ausüben, von geringerer Bedeutung; denn in vielen Fällen wird eben der Schutzanstrich, z. B. aus Mennige, und darüber ein Asphaltanstrich genügen, um jene Einflüsse vom Stahl fernzuhalten. Ist Zementschlämme oder ein Torkretputz auf dem Stahl angebracht, so können diese Schichten allerdings zerstört werden bei einer Berührung mit feuchten Füllbaustoffen, die einen größeren Gehalt an Gips, Magnesiumchlorid u. dgl. besitzen. Nach der Zerstörung der Schutzschicht werden dann jene Salze einen starken Rostangriff am Stahl bewirken. Dieselbe Gefahr besteht beim Abblättern der üblichen Anstriche, die infolge des Temperaturwechsels von Sommer und Winter und unter dem Einfluß des Schwitzwassers großen Beanspruchungen ausgesetzt sind (vgl. Dr. K. Würth, Zeitschr. f. angew. Chemie 1929, S. 1161). Aus diesen Gründen wird man z. B. Kohlenasche u. dgl. als Zuschlag zum Leichtbeton nur mit Vorsicht benutzen, da die Aschen im Gegensatz zu den Hochofenschlacken häufig sehr reaktionsfähige Sulfide enthalten, die sich zu zerstörenden Sulfaten umsetzen können, ebenso Alkalien. Auch sollten aus den vorgenannten Gründen bei der Herstellung von Bauteilen aus Bimsbeton für den Stahlskelettbau Zementkalke als Zusatz zum Zement nur dann verwandt werden, wenn sie einen niedrigen Gehalt an Gips aufweisen. Als Ersatz für den Bimssand kommt als Zuschlag für den Leichtbeton gegebenenfalls die Hochofenschaumschlacke (Thermosit) in Frage. Derartiger Thermositbeton hat ähnliche Eigenschaften wie Bimsbeton und übt, wie schon erwähnt, auf eingeschlämmte Eisen ebensowenig wie der mit einem einwandfreien Bindemittel hergestellte Bimsbeton einen zerstörenden Einfluß aus. Gips und Sorelzement werden als Bindemittel zur Herstellung von Füllstoffen in der Regel ausscheiden, da sie auf die Dauer eine Durchfeuchtung nicht vertragen. Von fertigen Bauteilen aus Gußbeton und Zellenbeton ist ein schädigender Einfluß auf den Erhaltungszustand der Stahlteile nicht zu befürchten, ebensowenig wie von den verschiedenen Mauersteinen aus Hochofenschlacke und von guten Backsteinen. Bei den letzteren kann allerdings ein größerer Gehalt an löslichen Salzen gefährlich werden. Im Zweifel sollte man deshalb bei ihnen wie überhaupt bei Füllstoffen unbekannter Zusammensetzung stets vor der Verwendung den Gehalt an löslichen Salzen und deren Charakter feststellen, um sich vor Rostschäden zu bewahren.

Zum Schluß möchte ich noch kurz auf einige lose Füllstoffe für den Stahlskelettbau aufmerksam machen, die bei Füllung oder Stopfung zwischen Innen- und Außenwand ausgezeichnete isolierende Eigenschaften entfalten werden und die bei ihrer Verwendung keine anderen Maßnahmen zum Schutze des Stahles erfordern als die angegebenen. Ich meine die Schlackenwolle, den Isolierthermosit, die Glaswolle und den Isolierbims, alles Materialien mit einer Wärmeleitzahl von 0,04 bis 0,08. Da diese Stoffe grobkörnig bzw. voluminös sind, so ist auch nicht zu befürchten, daß sich die ganze Wand beim Herausziehen eines Nagels entleeren wird, wie dies bei feinkörnigen Füllstoffen leicht eintreten kann und auch wohl schon vorgekommen ist. Über die Eigenschaften von Schlackenwolle insbesondere ist Näheres zu finden in einem Aufsatz in „Stahl und Eisen" 1929, S. 97 bis 101.

Zusammenfassung.

1. Gegen die Wirkung feuchter Luft und von Industriegasen, aber auch gegen etwaige schädliche Einflüsse der Füllstoffe bedarf das Stahlskelett eines wirksamen Schutzes.

2. Da aus Gründen der guten Wärmehaltung, des geringen Gewichts usw. die Ausfüllung des Stahlskeletts und seine Ummantelung mit dichtem Zementbeton, der ein gutes Rostschutzmittel darstellt, nicht in Frage kommt, da ferner die Gas- und Zellbetonarten wegen ihrer großen Schwindung sich bald vom Stahl loslösen und dadurch den Stahl dem Einfluß der Atmosphäre preisgeben würden, und da schließlich die anderen Leichtbetonarten, wie Bimsbeton und Aschenbeton, luftdurchlässig sind, so ist eine Umhüllung des Stahles mit haltbaren Anstrichen oder einem dünnen, aber dichten Zementputz in Betracht zu ziehen. Zu klären bleiben noch die Fragen des Einflusses des Zementmörtels auf die Haltbarkeit der genannten Anstriche, die der Haftung an ihnen und beim Zementputz der erforderlichen Stärke.

3. Gips oder Sorelzement werden im allgemeinen für die Herstellung von Füllbetonbauteilen ausscheiden, ebenso Zementkalke mit hohem Gipsgehalt. Vor Verwendung von Kohlenasche als Zuschlag ist diese auf Eignung zu prüfen, desgleichen sind Art und Menge der löslichen Bestandteile bei neuartigen Füllbaustoffen festzustellen.

4. Neben den verformten Füllbaustoffen verdienen auch die grobkörnigen oder voluminösen, wie Glas- und Schlackenwolle, Isolierbims und Isolierthermosit, Beachtung.

[3]) Forschungsinstitut des Vereins deutscher Eisenportlandzement-Werke, Düsseldorf.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Stahlbehälterbau.

Von Oberingenieur **E. Kottenmeier,** Hannover-Herrenhausen.

Die wirtschaftliche Bedeutung, die dem Stahlbehälterbau als einem besonderen Zweig des allgemeinen Stahlbaues seit einer Reihe von Jahren in fortgesetzt steigendem Maße zukommt, läßt es wünschenswert erscheinen, an dieser Stelle einen allgemeinen, wenn auch in seinen Einzelheiten kurzgefaßten Überblick über das Wesen, die Konstruktion und Berechnungsweisen dieses aufwärtsstrebenden Bauzweiges zu geben.

Zu den Erzeugnissen des Stahlbehälterbaues gehören in der Hauptsache: Wassertürme, Gasbehälter, Tanks für Rohöle, Petroleum, Benzol oder Benzin, Klärbehälter, Bottiche für Wäschereien usw., Behälter und Apparate aller Art für die chemische Industrie, wie Destillierblasen, Dephlegmatoren, Kondensatoren, Rührwerke usw., ferner Wärmespeicher, stählerne Schornsteine, Rohrleitungen u. a. m.

Daß der Bedarf an Behältern aller Art ständig im Zunehmen begriffen ist, dürfte zum großen Teil seine Ursache haben in dem unaufhaltsamen Fortschreiten der chemischen Industrie, der besseren Ausnutzung der Nebenprodukte, die früher ungenutzt verlorengingen, ferner in der Ausnutzung der Wärme durch Wärmespeicher für Heizwerke usw. und nicht zuletzt in dem gewaltigen Aufschwung der Motoren- und Automobilindustrie, dem ungewöhnlich zunehmenden Verbrauch flüssiger Brennstoffe und der dadurch erforderlich gewordenen Aufspeicherung in den großen Konzentrationslagern der Welthäfen, den Abfüllstationen der Binnenhäfen und Tankstellen allerorts.

Wenngleich es eine Zeit hindurch den Anschein gehabt haben mag, als ob für den Behälterbau der Eisenbeton als Baustoff ernsthaft in Frage komme, so kann dieser Standpunkt heute als überwunden betrachtet werden. Einmal, weil Betonbehälter zu ihrer Herstellung mehr Zeit erfordern und im allgemeinen teurer werden, und anderseits, weil der Eisenbeton für Konstruktionen, die, wie es hier der Fall ist, in der Hauptsache auf reinen Zug beansprucht werden und außerdem noch absolut dicht bleiben müssen, sich weniger eignet. Betonbehälter sind im höchsten Grade unwirtschaftlich, weil die Zugspannungen doch wieder nur durch eine entsprechende Eisenbewehrung aufgenommen werden müßten, die Rißbildungen aber, die durch die elastischen Dehnungen unvermeidlich sind, eine Undichtigkeit und baldige Zerstörung der Wandungen zur Folge haben würden. Auch die Anbringung der Armaturen, Ein- und Auslaßstutzen usw. bereitet, soweit sie überhaupt möglich ist, große Schwierigkeiten, so daß der Eisenbeton als Baustoff für den vorliegenden Zweck als ungeeignet bezeichnet werden muß. Man hat versucht, bei etwa geeigneten Konstruktionen eine Kombination zwischen Stahl und Eisenbeton zustande zu bringen, indem man auf reinen Druck beanspruchte Teile in Eisenbeton, die auf reinen Zug beanspruchten dagegen in Stahl herstellte. Doch haben sich solche Bauten speziell bei Behältern nicht bewährt, weil an den Übergangstellen infolge des ungleichen elastischen Verhaltens der verschiedenen Materialien im Hinblick auf Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit sich Mängel herausstellten, die praktisch unvermeidlich und nicht zu beseitigen waren.

Dadurch, daß der Stahlbehälterbau das Arbeitsfeld dieses Gebietes nicht nur erworben, sondern unbedingt auch behauptet hat, werden alljährlich Tausende von Tonnen Stahl zu Behältern verarbeitet, so daß man mit Recht den Stahlbehälterbau als einen bedeutenden Zweig des allgemeinen Stahlbaues ansprechen darf.

Was die Entwicklung des Behälterbaues betrifft, so sei als älteste Konstruktionsart für Bottiche diejenige in Gußeisen erwähnt. Dieses Material eignet sich jedoch aus den vorher schon erwähnten Gründen für größere Gefäße nicht. Gußeisen kommt allenfalls noch für unterirdische Lagerbottiche und dann auch nur für kleinere Ausmaße in Betracht. Diese Behälter bestehen dann aus einzelnen Teilen, die an den Enden Flanschen erhalten und so unter Verwendung von Dichtungstreifen aus Gummi oder Asbest miteinander verschraubt werden. Die Flanschen dienen dann zur Aussteifung der ebenen Wände und des Bodens. Die Behälter hatten gewöhnlich die Form eines 4-seitigen Kastens. Diese Kastenform wurde für Behälter lange Jahre hindurch auch dann noch gebaut, als der hochwertige und der S.-M.-Flußstahl mit einer Festigkeit von 37 bis 44 kg/mm² und einer Dehnung von mindestens 18 % längst den Markt beherrschte.

Selbstverständlich werden auch heute noch die Kastenformen für Behälter ausgeführt, wenn die örtlichen Verhältnisse oder der Zweck dieses fordern. Statisch und daher auch wirtschaftlich, im Hinblick auf den Materialverbrauch, sind diese Behälterformen jedoch ungünstig deshalb, weil die ebenen Blechtafeln des Bodens und der Wände starken Biegungsspannungen ausgesetzt sind und daher besonders versteift werden müssen. Die rechnerische Erfassung der hierfür notwendigen und ausreichenden Blechstärken ist nicht einfach, weshalb sich vor allem schon Grashof und später Bach mit der Ermittlung der Beanspruchung ebener Platten eingehend befaßt haben. Auch Engeßer, Forchheimer, Hencky und andere haben das Problem in der Erkenntnis seiner Wichtigkeit behandelt. Weiter unten sollen einige Erläuterungen auch hierzu gegeben werden. Die gewöhnliche Ausführung war und ist, wie gesagt, heute noch so, daß man bei höher gelagerten Behältern den ebenen Boden auf einem Trägerrost verlegt, wobei die Träger in Abständen von etwa 1 m liegen und die ebenen Wände gegen den seitlichen Flüssigkeits- oder Gasdruck versteift bzw. untereinander verankert werden. Um die Biegungsbeanspruchungen zwischen dem Versteifungsgerippe nach Möglichkeit in reine Zugbeanspruchungen übergehen zu lassen, verwendete man zwischen den Trägern Tonnenbleche, wie dies, wo die baulichen Verhältnisse — z. B. bei Wassertrögen, Kanalüberführungen usw. — es erfordern, noch heute geschieht. Auch Buckelplatten werden bei kassettenartiger Trägerlage verwendet. Alles dies geschieht im Interesse der Ersparnis an Blechmaterial. Doch was hier am Gewicht der Bleche gespart wurde, mußte mehr oder weniger an Arbeitslohn wieder hineingesteckt werden wegen der Erschwernisse, die sich im Hinblick auf Anschlüsse der Böden an die Wände ergaben.

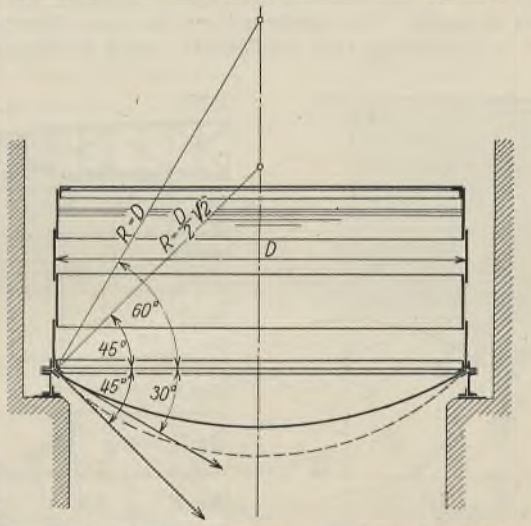


Abb. 1. Behälter mit hängendem Kugelboden nach J. Dupuit.

Immerhin deutete die erwähnte Bauweise schon auf das Bestreben der Fachkreise hin, alle Biegungsbeanspruchungen möglichst auszuschalten und das zugfeste Material voll auszunutzen. Man ging daher zunächst dazu über, den Wänden die Form eines Kreiszylinders zu geben, bei welchem in der Tat Biegungsspannungen im allgemeinen nicht auftreten, weil der Zylinder für waagerechte, nach allen Richtungen gleich große Seitenkräfte die Gleichgewichtsform darstellt. Die Böden ließ man eben, besonders wenn die Behälter zu ebener Erde gelagert sind. In dieser Form sehen wir heute die modernen Tankanlagen gebaut, die sich ausgezeichnet bewährt haben.

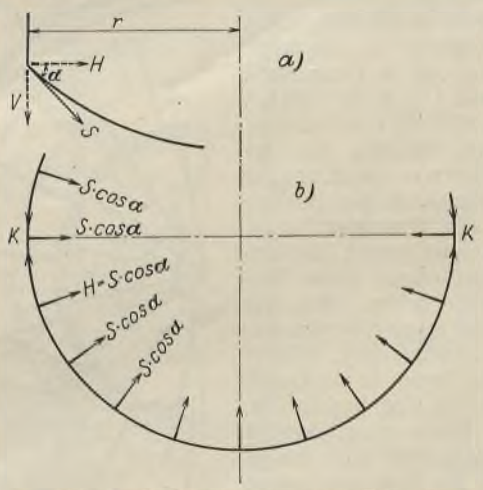


Abb. 2. Kraftentwicklung am Eckring.

Für hoch gelagerte Behälter dieser Art, etwa für Wassertürme, ist dann immer noch eine Trägerlage erforderlich. Für kleinere Behälter wird dies auch noch vielfach ausgeführt, weil diese Bauart dann die billigere sein dürfte. Aber ebenso wie es niemand versuchen würde, das Hängeseil einer Kabelbrücke möglichst gerade zu spannen, so lag der

BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ
Nr. inw. III/676.

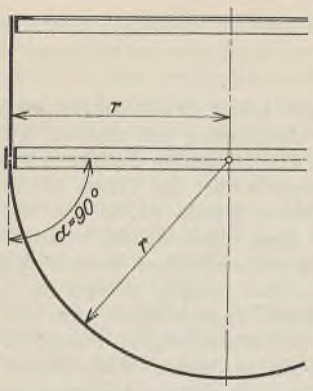


Abb. 3.
Ringloser Behälter
nach Barkhausen.

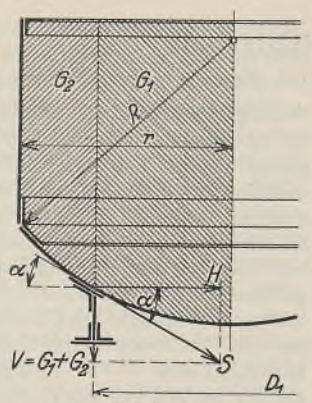


Abb. 4.
Stützung des Behälters in
einem kleineren Durchmesser.

Gedanke sehr nahe, die Bodenbleche größerer Behälter von vornherein durchhängen zu lassen. Die gegebene Form für einen derartigen Hängeboden, der es gleichzeitig auch ermöglichte, einen kontinuierlichen An-

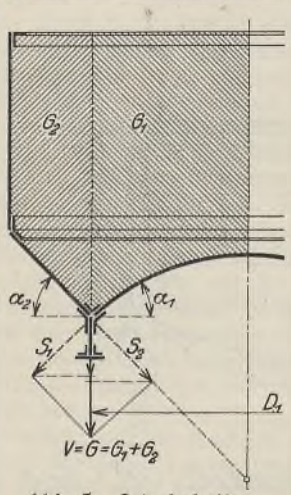


Abb. 5. Intzebehälter.

schluß an den Zylindermantel zu gewährleisten, war der Kugelabschnitt. Als Erfinder dieser Bauart muß J. Dupuit angesprochen werden, der die Konstruktion im Jahre 1854 in Paris veröffentlichte. Eine Übersetzung der Bekanntgabe von E. Sonne findet sich im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Leipzig 1879, Kap. II, S. 79, unter der Bezeichnung: „Erfindung der Behälter mit hängendem Kugelboden" (vgl. Abb. 1). Die ersten Behälter dieser Art in Deutschland wurden in Halle a. d. S. für 1200 m³, in Essen für 2000 m³ Inhalt erbaut. Die technische Beratung bei der Ausführung dieser und auch anderer Bauten lag damals in den bewährten Händen des Professors Intze, Aachen, einer der ersten, die sich um den Behälterbau große Verdienste erworben haben. Wie man aus Abb. 1 schon erkennt, werden also nicht nur die Mantelbleche, sondern auch der ganze Boden in der Hauptsache auf reinen Zug beansprucht, wodurch das Blechmaterial denkbar günstig ausgenutzt wird. Über den genauen Verlauf der Bodenspannungen sollen weiter unten ebenfalls Erläuterungen noch gegeben werden. Die ganze Last wird hierbei entweder durch einen geschlossenen Auflagerring oder auch durch einzelne Stützpunkte auf das Mauerwerk oder das Standgerüst übertragen. Im letzteren

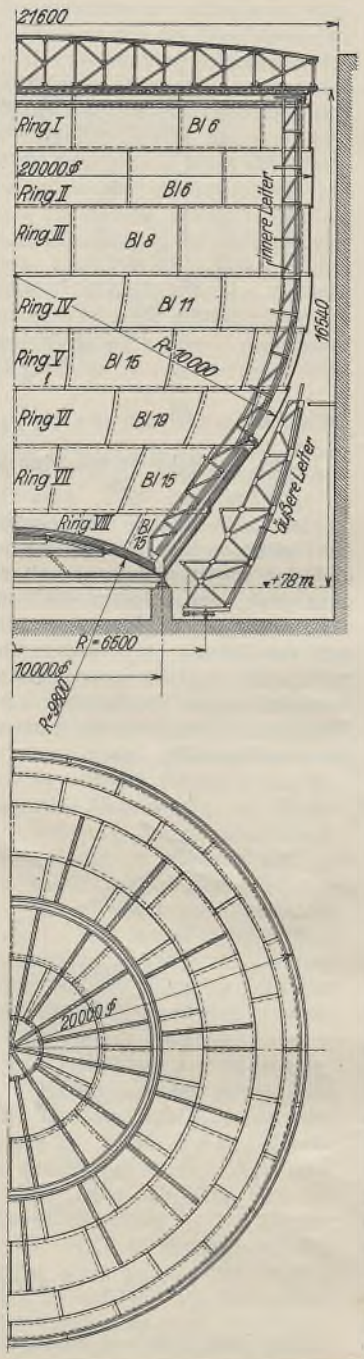


Abb. 7. Ansicht und Grundriß eines Wasserbehälters von 400 m³ Nutzinhalt nach Baurat „Intze".

Falle ist dennoch an der Stelle, wo der Boden an den Zylindermantel anschließt, ein geschlossener Druckring erforderlich, der die waagerechten Komponenten des schrägen Bodenzuges nach Art der umgekehrten Bogenträger aufnimmt.

Unter welchem Winkel zur Waagerechten man den Boden an die Zylinderwandung anschließen läßt, ist Sache des Entwurfs. Gern wählt man solche Winkel, bei denen man für die Anschlußwinkelringe mit handelsüblichen Profilen auskommt, um die sonst notwendige Schmiedearbeit zu vermeiden. In Halle wählte man $\sphericalangle \alpha = 30°$, wofür dann der Radius des Kugelbodens R = dem Durchmesser D des Zylinders wird, in Essen dagegen $\sphericalangle \alpha = 45°$, wofür $R = \frac{D}{2}\sqrt{2}$ sich ergibt. Im ersteren Falle werden Winkel von 120°, im anderen Falle Winkel von 135°, also ebenfalls handelsübliche Profile benötigt. Mit abnehmendem Winkel α nimmt nun die Beanspruchung des Bodens zu, seine Oberfläche dagegen ab. Mit wachsendem Winkel ist das umgekehrt. Man könnte also den Anschlußwinkel α auch von diesem Gesichtspunkt aus bemessen. Wie aus Abb. 2 ersichtlich, wird mit abnehmendem Winkel α aber auch der Eckring stärker

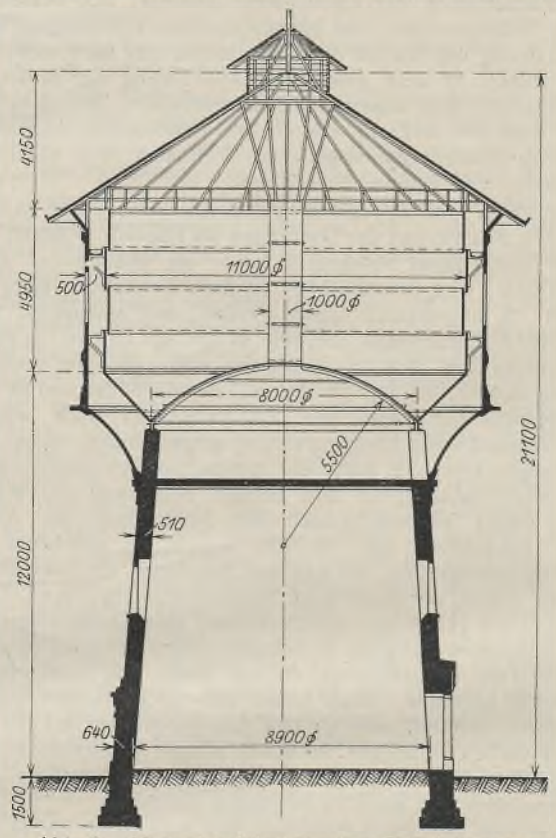


Abb. 6. Normalausführung eines Intzebehälters.

gedrückt. Ist nämlich G das Gewicht der Flüssigkeit einschließlich Eigengewicht des Bodens, dann ist der Bodenschub auf die Längeneinheit des Ringumfanges

$$S = \frac{G}{2 r \pi \sin \alpha} \tag{1}$$

und die Horizontalkomponenten dieses Schubes, die den Eckring auf dem ganzen Umfang drücken, daher

$$H = S \cos \alpha = \frac{G}{2 r \pi \operatorname{tg} \alpha}.$$

Der Ringdruck selbst ergibt sich nach Abb. 2 aus der Bedingung

$$2K = \frac{G}{2 r \pi \operatorname{tg} \alpha} \cdot 2r$$

$$K = \frac{G}{2 \pi \operatorname{tg} \alpha}. \tag{2}$$

Man sieht also, daß mit wachsendem Winkel α der Ringdruck K abnimmt. Vorweg sei erwähnt, daß dieser Umstand damals Barkhausen veranlaßte, den sogenannten ringlosen Behälter zu entwerfen (Abb. 3). Wird nämlich $\alpha = 90°$, schließt also der Boden tangential an die Zylinderwandung an, so tritt kein Ringdruck im Sinne der vorstehenden Formel mehr auf. Da außerdem der Krümmungsradius R des Bodens hierbei praktisch den Kleinstwert, nämlich r gleich Radius des Zylindermantels erhält und die Beanspruchung des Bodens seinem Halbmesser bekanntlich proportional ist, so erreichte Barkhausen gleichzeitig die geringsten Blechstärken für den Boden. Die wirtschaftlichen Vorteile der Konstruktion „Barkhausen" (Abb. 3) gegenüber derjenigen „Dupuit" (Abb. 1) sind daher unverkennbar.

Es gibt aber noch eine andere Möglichkeit, den waagerechten Ringdruck, wie er bei der Stützung nach Abb. 1 auftritt, zu Null werden zu

lassen. Nach Abb. 4 wird die Stützung der Behälter auch am Boden in einem kleineren Durchmesser D_1 vorgenommen, wenn es darauf ankommt, den Durchmesser des Mauerwerks oder des Stützgerüstes kleiner zu halten als den Durchmesser des Behälters. In diesem Falle wird der Auflagerring ebenfalls auf waagerechten Druck beansprucht, weil sich die Horizontal-

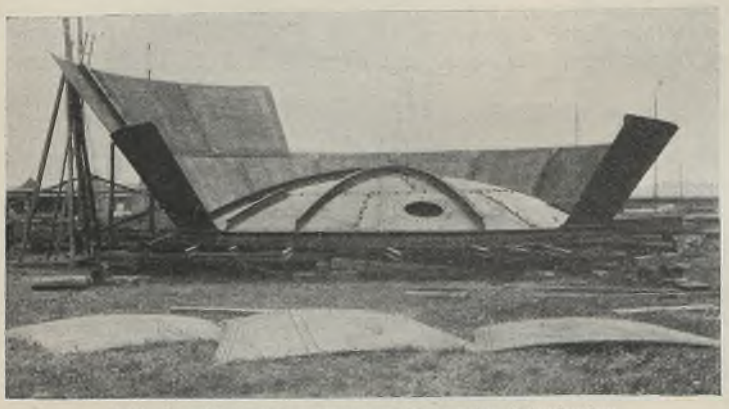


Abb. 9. Teilweise zusammengesetzter Intzeboden.

komponenten sowohl der innerhalb als auch der außerhalb der Auflagerringebene liegenden Lasten G_1 und G_2 in gleichem Sinne addieren. Intze erkannte nun, daß man den immerhin erheblichen waagerechten Druck durch Umkehren des inneren Bodenteils wesentlich verringern, ja, bei geeigneter Wahl des Durchmessers D_1 und der Neigungswinkel α_1 und α_2 sogar ganz aufheben kann. Für das Zusammenwirken der Kräfte hat man dann nach Formel (2), da G_1 den Ring nunmehr auf Zug beansprucht:

$$K = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{G_1}{\operatorname{tg}\alpha_1} - \frac{G_2}{\operatorname{tg}\alpha_2}\right) \tag{3}$$

welcher Wert $= 0$ wird, wenn die Bedingung erfüllt ist:

$$\frac{G_1}{\operatorname{tg}\alpha_1} = \frac{G_2}{\operatorname{tg}\alpha_2}$$

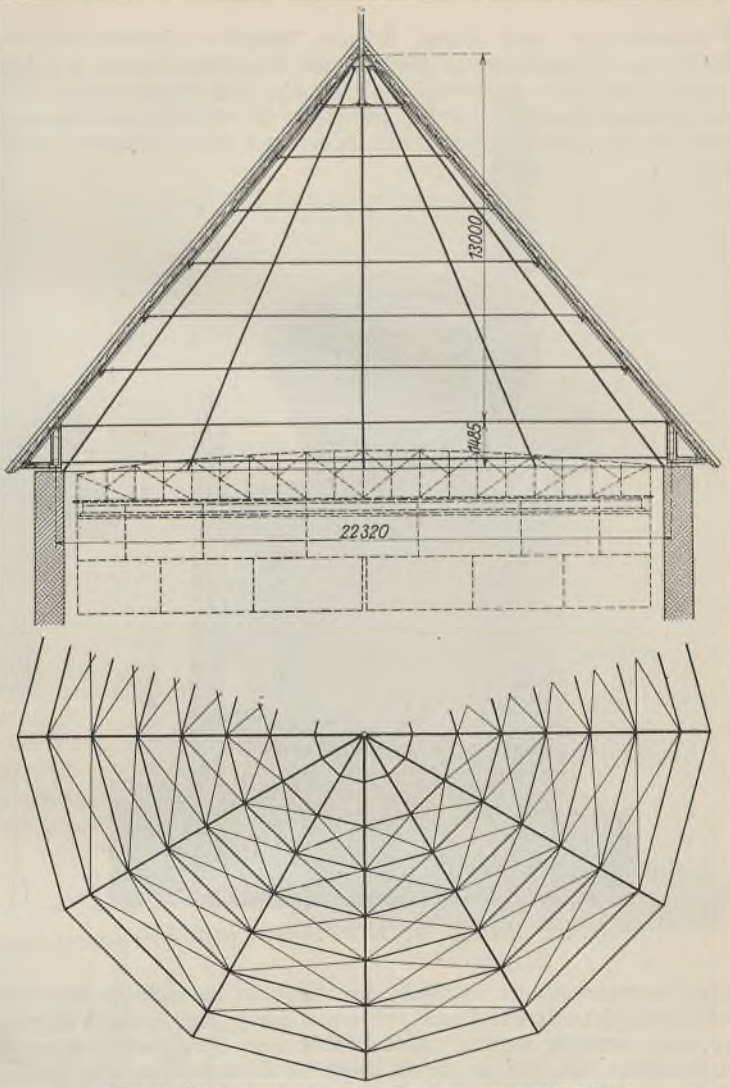


Abb. 8. Dachkonstruktion des Behälters nach Abb. 7.

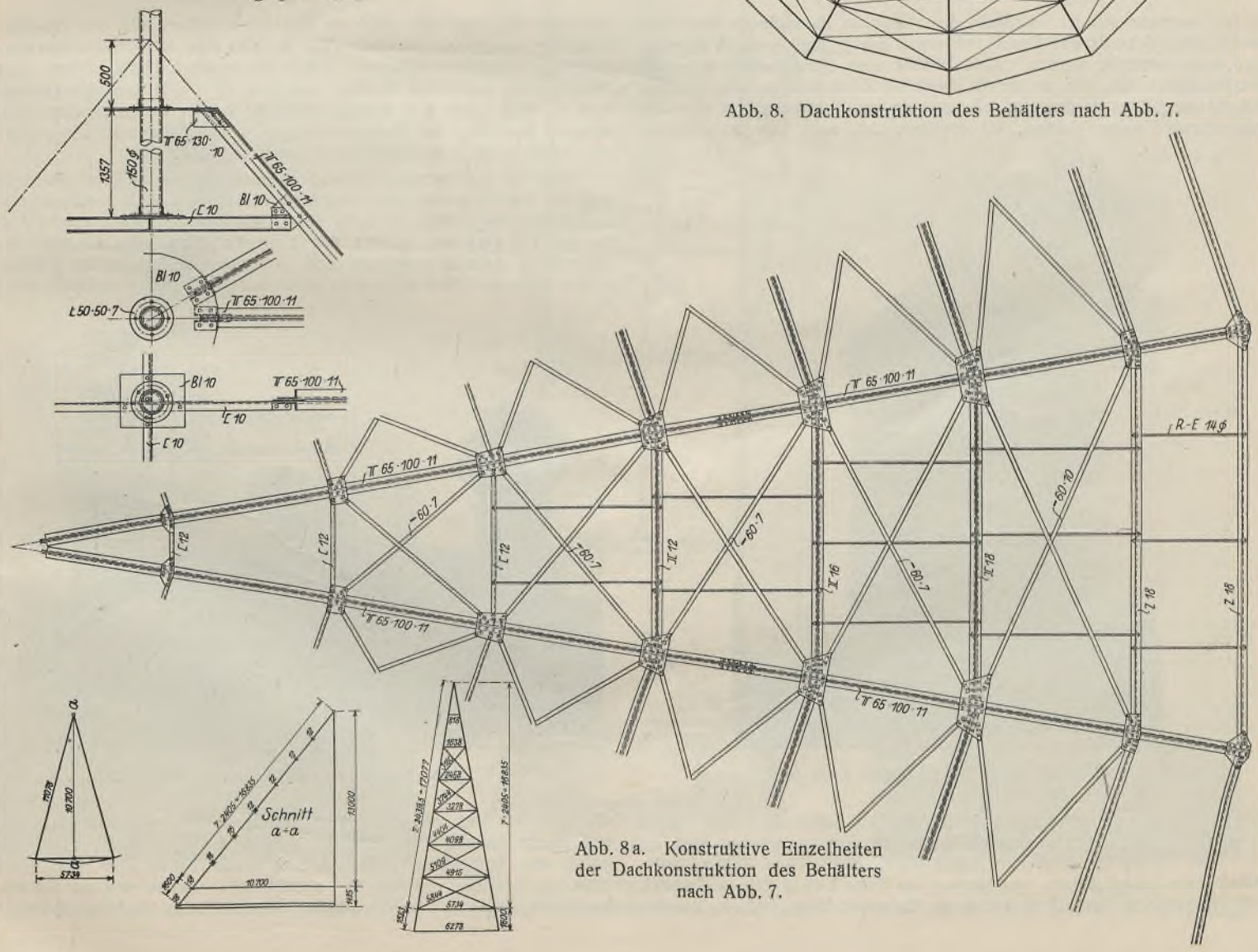


Abb. 8a. Konstruktive Einzelheiten der Dachkonstruktion des Behälters nach Abb. 7.

So entstand der nach seinem Erfinder benannte „Intzebehälter", Abb. 5, der als wesentliches Merkmal die Möglichkeit bietet, den Auflagerring von jedem waagerechten Druck oder Zug frei zu halten. Wie beim Barkhausenbehälter werden auch beim Intzebehälter nur lotrechte Kräfte auf den Unterbau übertragen. Da der nach oben gekrümmte Innenboden nunmehr sowohl im Sinne der Meridiane als auch im Sinne der horizontalen Schnittkreise Druckspannungen erhält, muß er durch Spanten und Ringe versteift werden. Abb. 6 stellt eine Normalausführung von Intzebehältern dar, wie sie für die Deutsche Reichsbahn in einer großen Anzahl ausgeführt worden sind. Da die neueren Konstruktionen alle ihre besonderen Vorzüge haben, sei erwähnt, daß auch die Barkhausenbehälter sich sehr stark eingeführt haben und ihnen in vielen Fällen wegen der meist etwas geringeren Kosten der Vorzug gegeben wird.

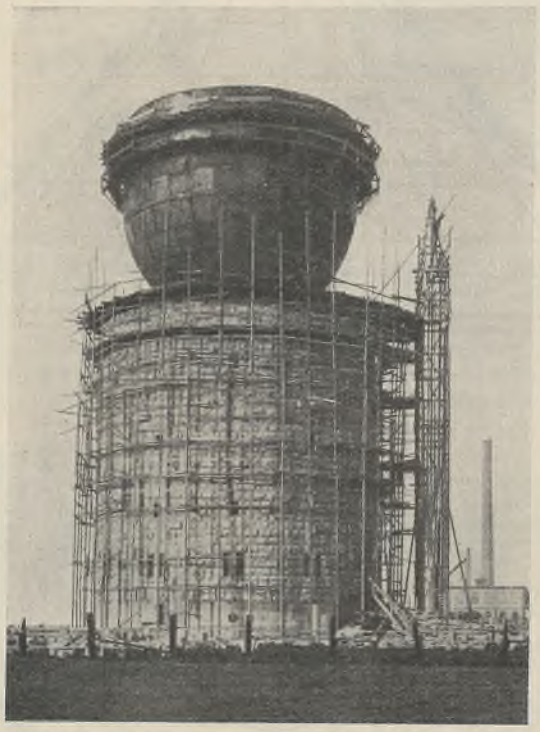


Abb. 10. Montage des Intzebehälters nach Abb. 7.



Abb. 11. Der fertige Intzebehälter nach Abb. 7.

Abb. 7 zeigt im Querschnitt einen Wasserbehälter von 4000 m³ Nutzinhalt nach Bauart „Intze", welcher von der Firma Louis Eilers, Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen, an der Vahrenwalder Straße in Hannover erbaut wurde. Die baulichen Verhältnisse ergaben hierbei einen kleineren Durchmesser D_1 des Auflagerringes, als sonst üblich. Um die vorerwähnte Bedingung zu erfüllen, um also den notwendigen Gegenschub des Innenbodens zu vergrößern, erkennt man deutlich, daß der Winkel α_1 entsprechend kleiner gewählt wurde als der Winkel α_2. Um den Behälter überall zugänglich zu machen, ist im Innern und auch in dem Zwischenraum zwischen dem inneren und äußeren Mauerwerk eine fahrbare Leiter angeordnet. Über dem Behälter ist ein Bedienungssteg vorgesehen, der auch den Zugang zum Dachraum gestattet.



Abb. 12. Kleiner Behälter ohne Auflagerring.

Abb. 8 u. 8a zeigt die stählerne Dachkonstruktion, die als 12seitige Pyramide ausgeführt wurde. Abb. 9 läßt den teilweise zusammengelegten Intzeboden erkennen. Abb. 10 veranschaulicht sodann den bereits fertig montierten Behälter und Abb. 11 den fertigen Wasserturm. Abb. 12 zeigt, daß man kleinere Behälter auch ohne besonderen Auflagerring ausführt. Die Bodenwandungen wirken hierbei als Blechträger und müssen natürlich entsprechend konstruiert sein.

Auch an Schornsteinen werden Behälter vielfach gebaut. Meistens sind die Kamine hierfür von vornherein hinreichend stark bemessen und auch darauf eingerichtet, d. h. in einer gewissen Höhe mit einem Auflagergesims versehen. Sollte das nicht der Fall sein, so muß der Schornstein statisch untersucht und entsprechend eingerichtet werden. In den meisten Fällen zeigt sich dann, daß er für die Anordnung eines mittleren Behälters ausreicht. Der Behälter besteht aus einem äußeren und einem inneren Mantel. Der Außenboden wird dann gewöhnlich kegel- oder kugelförmig ausgebildet, in beiden Fällen aber nach unten unter einem Winkel von etwa 45° verlängert, so daß er sich auf das vorhandene Traggesims des Schornsteins aufsetzt. Abb. 13, 14 u. 15 zeigen

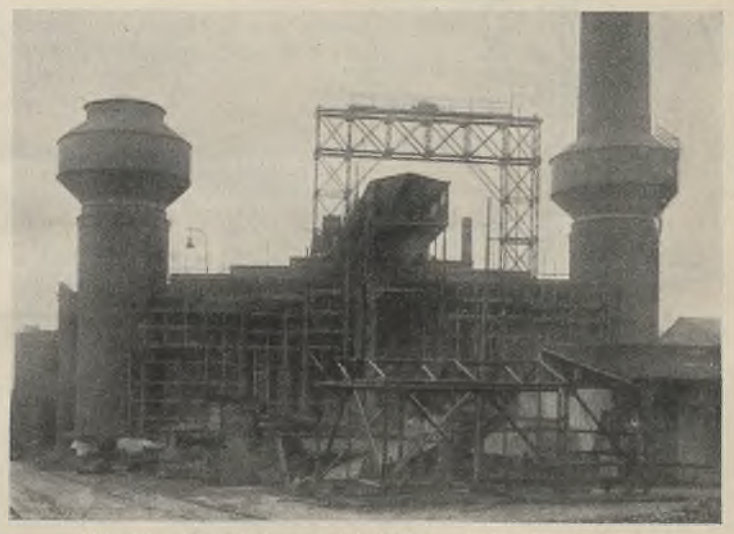


Abb. 16. Zwei Schornsteinbehälter mit je 400 m³ Inhalt.



Abb. 14.



Abb. 13.

Abb. 13 bis 15.
Bau eines Schornsteinbehälters
mit 250 m³ Inhalt.



Abb. 15.



Abb. 17.
Kugelbehälter mit 230 m³ Nutzinhalt.

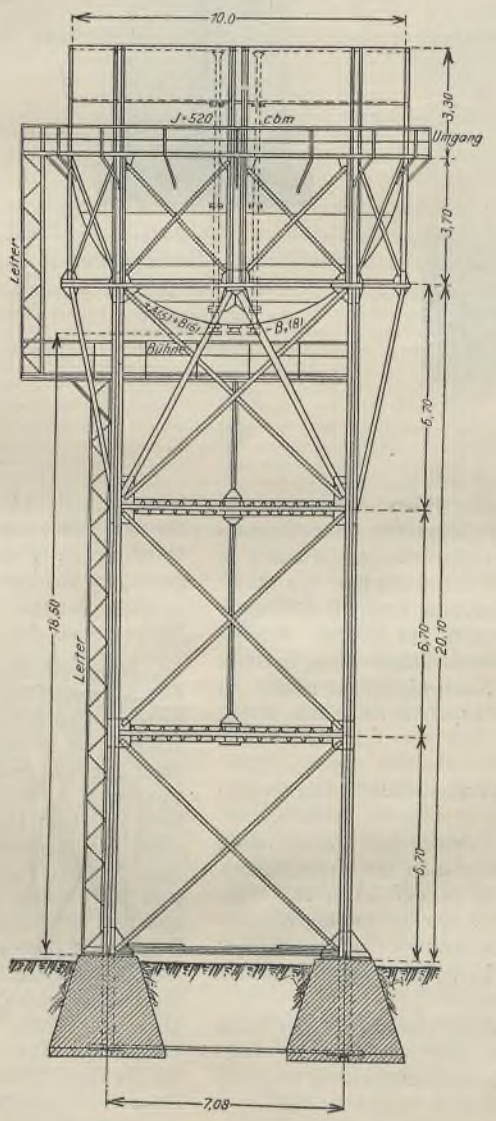


Abb. 19. Behälter
von 520 m³ Nutzinhalt mit Halbkugelboden.



Abb. 18. Kugelbehälter
mit 350 m³ Nutzinhalt kurz vor der Vollendung.

den Bau eines Schornsteinbehälters von 250 m³ Inhalt für die Draht- und Kabelwerke Hackethal, Hannover, in den verschiedenen Bauabschnitten bis zur Fertigstellung. Abb. 16 veranschaulicht zwei Schornsteinbehälter von je 400 m³ Inhalt mit kegelfömigen Außenböden auf dem Werk Leopold Cassella in Mainkur b. Frankfurt a. M. der I. G. Farbenindustrie. Der links stehende Kamin dient vorläufig als Wasserturm und kann, wenn der Bedarf eintritt, nach Fortnahme der Haube ungehindert hochgeführt werden.

Der äußere Mantel der Behälter wird oft auch als geschlossene Kugel ausgeführt, wobei es dann möglich ist, den Dachraum für den Inhalt nutzbar zu machen. Abb. 17 stellt einen derartigen Behälter auf stählernem Stützgerüst dar, welcher von der Firma Louis Eilers, Hannover auf dem Schwelwerk Gölzau erbaut wurde. Der Behälter hat einen Gesamtnutzinhalt von 230 m³ und wurde aus betriebstechnischen Gründen in zwei konzentrische Räume von je 100 m³ und einen solchen von 30 m³ unterteilt. Für den Stahlunterbau wurde zur Erzielung kurzer Knicklängen als Diagonalsystem das Rhombenfachwerk gewählt, ein System, welches Müller-Breslau erstmalig bei der Gerüstkonstruktion des Berliner Domes verwendete. Für den ausführenden Konstrukteur empfiehlt es sich hierbei, die Abzählung der Stäbe und Knotenpunkte nach dem ersten Bildungsgesetz

$$s = 2n - 3$$

(s = Anzahl der Stäbe, n = Anzahl der Knoten) vorzunehmen. Die Gerüsthöhe beträgt 35 m.

Auf Abb. 18 befindet sich ein ähnlicher Behälter von 350 m³ Inhalt im Endstadium der Montage. Als Unterbau dient hier ein außer Betrieb gesetzter Kamin, der von seiner Höhe von 65 m auf 35 m Höhe abgetragen wurde. Im Innern des Schachtes führt eine geräumige Wendeltreppe bis zum Behälter. Die Anlage wurde von der obengenannten Firma ausgeführt und dient in der schönen Umgebung von Ibbenbüren gleichzeitig als Aussichtsturm.

Den ersten Wasserturm, der nach dem System Barkhausen von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, auf Zeche „Minister Stein" erbaut wurde, zeigt Abb. 19. Es ist ein Behälter mit Halbkugelboden und tangentialer Stützung in acht Punkten des Umfanges. Der Inhalt des Behälters beträgt etwa 520 m³, der Durchmesser 10 m. Da es einmal aus statischen Gründen zweckmäßig ist, die Zylinderwandung in nicht zu großen Abständen höchstens von etwa 3 bis 4 m zu stützen, anderseits es wirtschaftlicher ist, den Stahlunterbau aus wenigen, dafür aber kräftigen Stützen herzustellen, so wurde jeweils einer um den anderen der oberen acht Stützenfußpunkte durch räumliche Druckstreben nach den vier Stützen des eigentlichen Unterbaues geführt. Die dadurch entstehenden waagerechten Kräfte am Kopf und Fuß dieser Streben werden dann durch geeignete Querkonstruktionen aufgenommen.

Abb. 20 zeigt den Hochbehälter der Stadt Unna, Inhalt etwa 800 m³, ebenfalls nach dem System Barkhausen von der vorgenannten Firma erbaut. Durch Anordnung einer oberen Halbkugel wurde der Dachraum für den Inhalt nutzbar gemacht. Entsprechend dem größeren Inhalt und Durchmesser ist der eigentliche Behälter in zwölf Punkten des Umfanges gestützt. Der Hauptunterbau dagegen besteht wiederum aus vier Stützen, weshalb jeweils zwei Stützenfußpunkte des oberen Teiles nach den Hauptstützen des Unterbaues abgestrebt wurden.



Abb. 21.
Wasserbehälter für China mit 500 m³ Inhalt.



Abb. 20.
Barkhausen - Hochbehälter
mit 800 m³ Inhalt
in Unna.



Abb. 22.
Wasserturm von 3000 m³ Inhalt bei Bremen.

Auch für das Ausland sind Wassertürme aller Art von deutschen Firmen ausgeführt. So zeigt Abb. 21 einen Turm für China mit einem Behälter von 500 m³ Inhalt, ausgeführt von Louis Eilers, Hannover. Beachtenswert ist der Wasserturm nach Abb. 22, der in der westlichen Vorstadt Bremens von der Dampfkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vormals A. Wilke & Comp., Braunschweig, errichtet wurde. Der Behälter hat ein Fassungsvermögen von ∼ 3000 m³ und ebenfalls einen Halbkugelboden. Die Stützung ist jedoch nicht tangential nach dem System Barkhausen vorgenommen. Die Stützen des Unterbaues sind in Rücksicht auf den für die dortige Gegend in Betracht kommenden höheren Winddruck gespreizt. Die dadurch an der Anschlußstelle am Behälter auftretenden horizontalen Druckkräfte werden durch einen Versteifungsringträger, der gleichzeitig als Boden des den Behälter umfassenden Laufsteges dient, aufgenommen. Die architektonische Gestaltung des Turmes ist das Ergebnis eines unter den Bremer Architekten veranlaßten Preisausschreibens im Jahre 1905. Die Ausführung muß als Beispiel einer äußerst glücklichen Lösung für die Verwendung des Stahles im Hochbau bezeichnet werden. (Fortsetzung folgt.)

Das Stahlskelett der Gasentschwefelungsanlage der Ruhrgas Akt.-Ges. auf Zeche Minister Stein in Dortmund-Eving.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur **L. Seidemann,** Dortmund.

Die Rationalisierungsbestrebungen der Großindustrie haben dazu geführt, auch die Leuchtgaserzeugung der einzelnen kleineren Gasfabriken der Gemeinden an den Gewinnungstätten der Steinkohle zusammenzufassen und die bei den Großkokereien der Steinkohlenzechen anfallenden Gasmengen in einem ausgedehnten Netz von Überlandleitungen wieder den Gemeinde-Gaswerken als den örtlichen Verteilungsstellen für Industrie, Gewerbe und Haushalt zuzuführen. Die den Vorlagen der Koksofenbatterien entströmenden Gasmengen müssen aber, wie auch in den Gasfabriken, erst noch einem Reinigungs- und Entschwefelungsverfahren unterworfen werden, um die für die Heiz- und Leuchtzwecke erwünschte Reinheit zu besitzen. Zu diesem Zwecke ist nun im verflossenen Sommer auf der Steinkohlenzeche Minister Stein der Vereinigten Stahlwerke in Dortmund-Eving für die Ruhrgas-Aktiengesellschaft in Essen eine große Entschwefelungsanlage entstanden, die von der Firma Gottfried Bischoff in Essen entworfen und ausgeführt worden ist. Die Lieferung und Montage der Stahlkonstruktionen des Reinigergebäudes einschließlich der Stahlfenster sowie der Gehäuse für die Reinigerkasten wurden von der Firma Gottfried Bischoff der Firma C. H. Jucho in Dortmund übertragen.

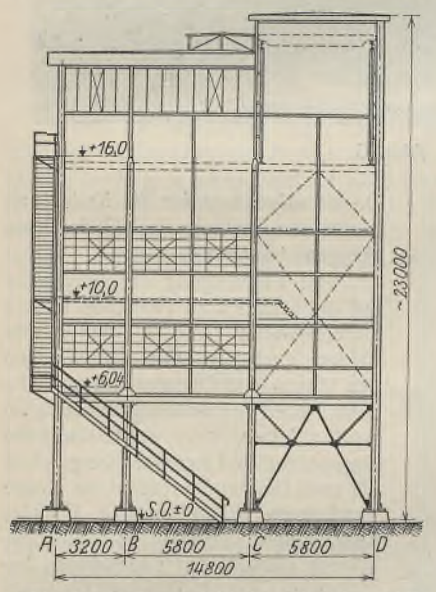


Abb. 2. Außenansicht der Giebelwand 9.

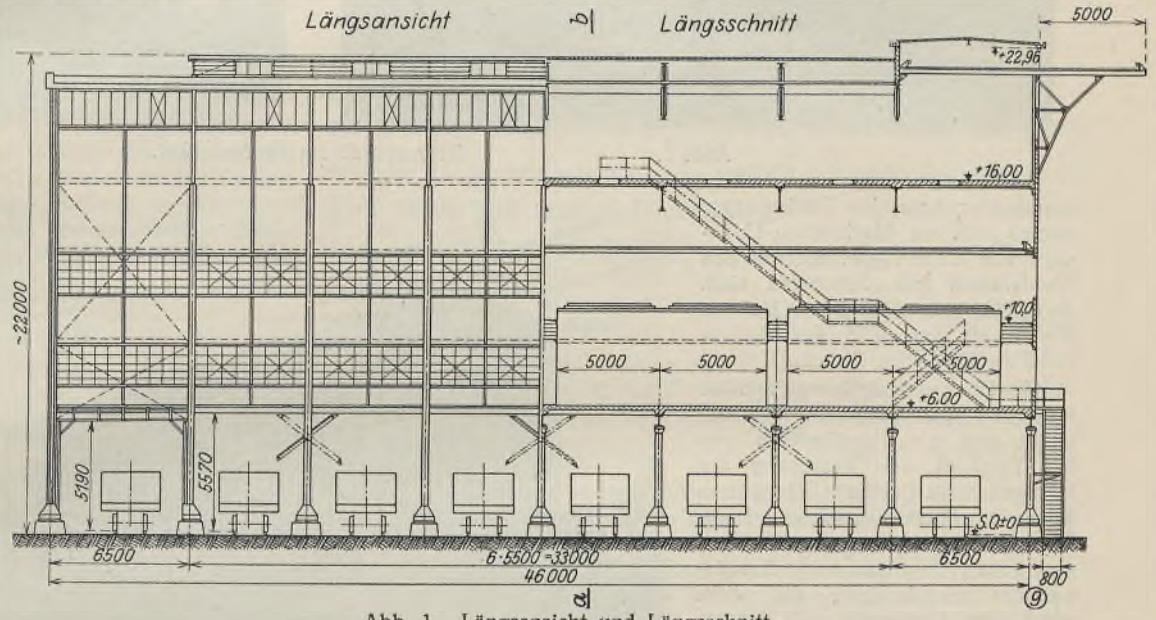


Abb. 1. Längsansicht und Längsschnitt.

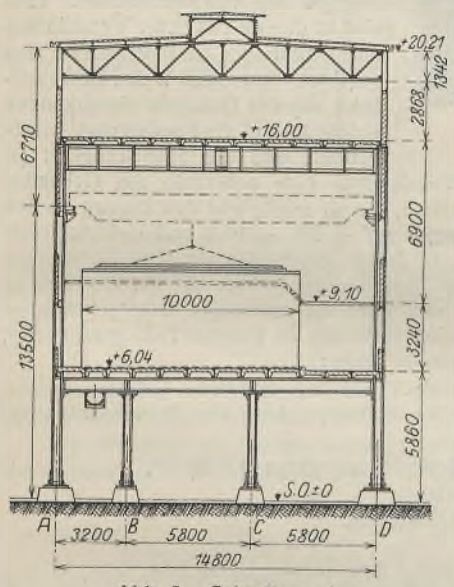


Abb. 3. Schnitt *a—b*.

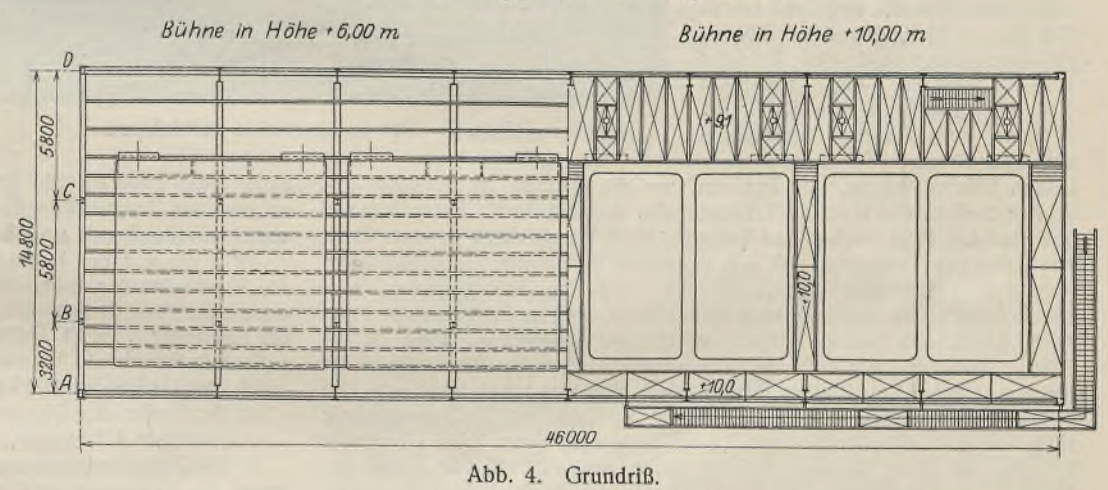


Abb. 4. Grundriß.

Wie die Entwurfzeichnung (Abb. 1 bis 4) zeigt, hat das Gebäude rund 46 m Gesamtlänge, 14,8 m Breite und von Schienenoberkante bis zur Traufe 20,2 m Höhe. Der Höhe nach ist es in drei Geschosse geteilt: ein ringsherum offenes Untergeschoß von 6 m Höhe, ein ringsherum geschlossenes Obergeschoß und ein gleichartiges Dachgeschoß. Der Länge nach ist das Gebäude in sechs mittlere Regelfelder von je 5,5 m und zwei Endfelder rechts und links von je 6,5 m gegliedert, in den Schmalseiten ist eine Felderteilung von zweimal 5,8 m und einmal 3,2 m vorhanden. Während in dem Untergeschoß, entsprechend der Felderteilung der Längs- und Schmalseiten, $4 \times 9 = 36$ Stützen stehen, sind im Ober- und Dachgeschoß die Innenräume vollkommen stützenfrei gehalten.

Die Bedachung besteht aus Stegzementdielen mit Dachpappeüberklebung. I-Pfetten übertragen die Dachlasten auf die trapezförmigen Fachwerkbinder, die mit den Wandstielen aus Breitflanschprofilen zu biegungsfesten Rahmen verbunden sind. Über den sechs mittleren Feldern ist durchlaufend ein Dachreiter von rd. 3 m Breite und 1 m Höhe mit beweglichen Jalousien in den Längswänden für die Entlüftung angeordnet. Auf einer Giebelseite ist in dem Endfelde entsprechend der Stützenstellung in den Wänden ein Dachaufbau von 6,5 m Länge und 5,8 m Breite vorgesehen, welcher die Laufbahn für eine elektrisch betriebene Laufkatze mit Greifer von 0,6 m³ Inhalt und für rd. 19 m Hubhöhe aufnimmt. Die Kranlaufbahn ist 5 m über die Giebelwand vorgekragt und durch eine Fachwerkkonsole mit 2,7 m Ausladung unterstützt (Abb. 1). Mittels des Greifers wird die Reinigungsmasse von Zechenflur auf den Dachboden gehoben, dort zur Lagerung ausgebreitet und durch Öffnungen im Boden von 1×1 m unmittelbar in die Reinigerapparate eingefüllt. Die Umfassungswände erhielten im oberen Teil ein ringsherum durchgehendes Lichtband von rd. 1,8 m Höhe; der übrige Teil der Wände ist durch einen Zwischenstiel nochmals in der Breite unterteilt und mit $^1/_2$ Stein ausgemauert. Der Boden des Dachgeschosses liegt auf + 16 und ist als Trägerdecke mit 12 cm starker Betonausfüllung ausgeführt. Die 1,35 m

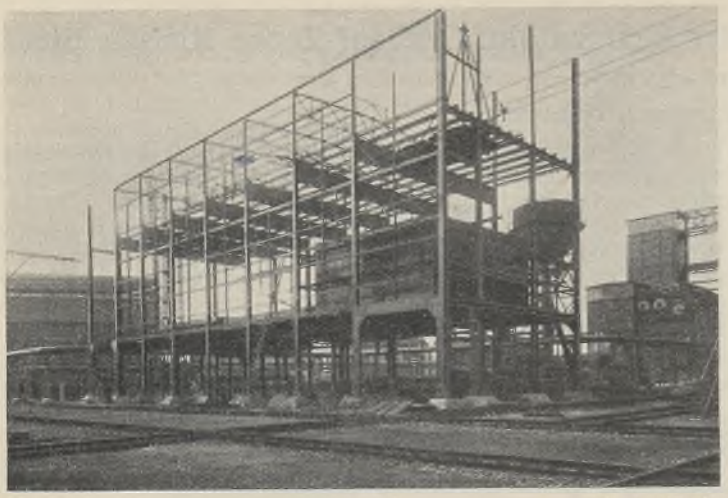


Abb. 5.

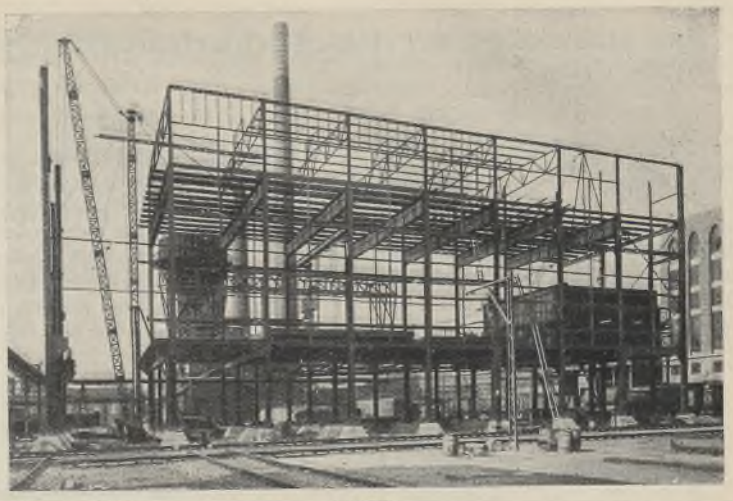


Abb. 6. Bauzustände am 15. Mai 1929.

auseinander liegenden Deckenträger stützen sich auf Blechbalken-Unterzüge von 1,2 m Höhe, die mit den Wandstützen fest verbunden sind. An den Giebelwänden dienen kleinere Blechträger von 0,35 und 0,45 m Höhe dem gleichen Zweck.

Im Obergeschoß, in welchem die Reinigerapparate aufgestellt sind, befindet sich ein Handlaufkran von 5 t Tragkraft zur Bedienung der Reiniger. Die Laufbahn für diesen Kran ist mittels Konsolen auf die Wandstützen abgefangen. Die Reinigerkasten werden von Arbeitsbühnen aus bedient, die dicht unter der Oberkante der Kasten auf + 10 und + 9,1 angebracht sind. Die auf + 10 liegen den Bühnen zwischen Längswand und Reiniger sowie zwischen den Reinigern sind etwa 1 m breit, die auf + 9,1 liegende etwa 3,5 m. Der Höhenunterschied von 0,9 m zwischen beiden Bühnen ist an den Punkten, wo die Bühnen im Grundriß zusammentreffen, durch einige Treppenstufen ausgeglichen. Diese Bühnen bestehen aus Riffelblechen auf Trägern. Eine Treppe führt in einer Ecke des Gebäudes nach dem auf + 6 liegenden Boden des Obergeschosses. Auf den Trägerlagen dieses Bodens sind die Reinigerkasten von quadratischem Grundriß mit 10 m Seitenlänge, welche im betriebsfertigen Zustande je 475 Tonnen wiegen, unmittelbar aufgestellt. Eine Betonfüllung zwischen den 1,25 m voneinander entfernten Blechträgern ist nicht vorhanden, die Behälterböden sind also von unten sichtbar. Die vor, hinter und zwischen den Behältern vorhandenen Bedienungsgänge sind wieder Trägerdecken mit 12 cm Betonausfüllung. Als Unterzüge konnten für diese Decken, bedingt durch die vorhandenen Zwischenstützen, Breitflanschträger verwendet werden, die als durchlaufende Balken über vier Stützen ausgeführt sind. Die Deckenträger über Ober- und Untergeschoß sind, wie auch die Dachpfetten in den Regelfeldern, als frei aufliegende Balken berechnet; in den 6,5 m breiten Endfeldern dagegen ist durch Einschalten eines Gelenkes in 1 m Abstand vom inneren Auflager die Stützweite auf 5,5 m ermäßigt, so daß in dem Endfeld und dem benachbarten Regelfeld Gerberbalken vorhanden sind. Unter der Deckenkonstruktion ist ein Verband zum Übertragen der waagerechten Kräfte auf die Giebelwand-Verbände vorgesehen. Für die Tageslichteinführung dienen oberhalb des Fußbodens und der Zwischenbühnen zwei Reihen Stahlfenster, die mit großen Lüftungsflügeln ausgestattet sind. Die Restflächen haben $^1/_2$ Stein starke Ausmauerung erhalten.

Das Untergeschoß weist, wie schon oben gesagt, in vier Längsreihen 36 Stützen auf. Die vier Eckstützen, bestehend aus ⊐⊏ 30 mit ungleich großen Abständen in den einzelnen Geschossen sind bis zum Dach durchgeführt; die übrigen Stützen bestehen aus Breitflanschträgern, wobei die Wandstützen bis zum Dachgeschoß das gleiche Profil aufweisen. Im Untergeschoß sind acht Eisenbahngleise in Mitte der Stützenfelder durchgeführt. Auf diesen Gleisen werden die Eisenbahnwagen herangeführt, in welche die verbrauchte Reinigungsmasse unmittelbar durch Öffnungen in den Apparateböden verladen wird. An drei Stellen sind umklappbare Rutschen in den 3,2 m breiten Feldern *A—B* (Abb. 1 u. 3) an den Unterzügen der Decke aufgehängt für die Entleerung durch die seitlich der Gleisachsen gelegenen Bodenöffnungen.



Abb. 7. Das fertiggestellte Stahlskelett.

Der Übertragung der Windkräfte auf die senkrechten Verbände in den Giebelwänden (Abb. 2) dienen die beiden Verbände unter den Decken des Unter- und Obergeschosses. Die senkrechten Verbände sind in den 5,8 m breiten Seitenfeldern der Giebelwand angeordnet, und zwar im Obergeschoß als zwei Diagonalverbände, im Untergeschoß als Fachwerkportale. Die vier senkrechten Verbände in den Endfeldern (Abb. 1) der Längswände bestehen im Obergeschoß gleichfalls aus Diagonalverbänden, im Untergeschoß dagegen aus Vollwandrahmen. Hier sind zu diesem Zweck die Wandstützen und Wandträger zu Blechbalken ausgebildet. Auf diese Weise sind sämtliche auf das Gebäude einwirkenden Kräfte bis auf die Fundamente herabgeführt, und die Standfestigkeit ist nach jeder Richtung hin gewährleistet. Eine außerhalb des Gebäudes angeordnete Treppenanlage (Abb. 1, 2 u. 4) ermöglicht den Zugang zu den verschiedenen Boden und Bühnen auf + 6,0, + 10,0 und + 16,0.

Für die von der Firma C. H. Jucho aufgestellte statische Berechnung der Konstruktionen waren die „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe" vom 24. Dezember 1919 und 25. Februar 1925 maßgebend; außerdem kamen als Nutzlasten in Frage:

für den Dachboden 800 kg/m²,
für den Boden des Obergeschosses entsprechend den Betriebslasten der Reiniger 4310 kg/m²,
für die Zwischenbühne und Bedienungsgänge 500 kg/m²,

ferner die Kranlasten, und zwar:

elektrisch betriebene Greiferlaufkatze,

im Dachgeschoß:

größte Raddrücke 2500 kg und 1,8 m Radstand,

5-t-Handlaufkran im Obergeschoß:

größte Raddrücke 2500 kg und 2,2 m Radstand.

Die Ausführung erfolgte in Flußstahl St 37. Das Gesamtgewicht der Lieferung betrug 554 t, wovon auf das Stahlskelett 311 und auf die vier Reinigerkasten 243 t entfallen.

Die Aufstellungsarbeiten wurden am 1. April aufgenommen und am 15. Juli 1929 beendet. Der Einbau der Reinigerkasten wurde entsprechend dem Fortschreiten der Gebäudemontage gleichzeitig vorgenommen. Als Montagehebezeug diente ein Schwenkmast für 15 t Nutzlast mit einem senkrechten Standbaum von 26 m Höhe und einem schwenkbaren Ausleger von 30 m Länge. Die Lichtbilder (Abb. 5 bis 7) zeigen die Stahlkonstruktionen während der Montage und nach erfolgter Fertigstellung.

INHALT: Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der Plastizität. — Rostschutz. Einwirkung der verschiedenen Füllbaustoffe auf die Stahlteile der Konstruktion beim Stahlskelettbau. — Der Stahlbehälterbau. — Das Stahlskelett der Gasentschwefelungsanlage der Ruhrgas Akt.-Ges. auf Zeche Minister Stein in Dortmund-Eving.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 7. Februar 1930 | Heft 3

Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten (Ketten und Kabeln).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing., Dr.-Ing. ehr. **F. Bohny,** Sterkrade.

Wenn ein Stahldraht nach Abb. 1 über eine Stützweite l gespannt wird mit einem Durchhange f in der Mitte, so stellt er sich unter seinem Eigengewicht g je Längeneinheit nach einer Kettenlinie ein. Bei flachem Durchhange ist indessen die Form der Hängekurve von der einer einfachen Parabel nur wenig verschieden, so daß es ohne großen Fehler zulässig ist, mit den einfachen mathematischen Verhältnissen der Parabel

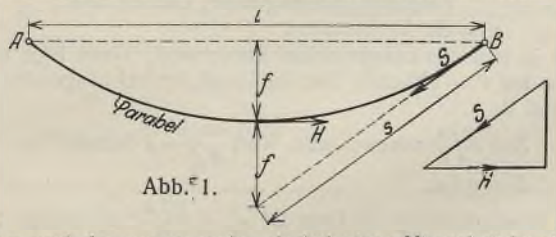


Abb. 1.

zu rechnen, und das um so mehr, als bei einer Hängebrücke die an den Draht bzw. an das Kabel anzuhängenden Lasten im großen und ganzen gleichmäßig auf die Horizontale sich verteilende Größen darstellen. Mit dieser Voraussetzung ist dann der Horizontalzug H in der Mitte der Spannweite

$$\underline{H = \frac{g\,l^2}{8\,f}} \tag{1}$$

und die größte Spannung nächst den Aufhängestellen A und B

$$\underline{S} = \frac{H\,s}{\frac{l}{2}} = \frac{g\,l^2}{8\,f} \cdot \frac{s}{\frac{l}{2}}$$

$$= \frac{g\,l\,s}{4\,f}. \tag{2}$$

Für die Verhältnisse $f = \frac{l}{9}$, $\frac{l}{10}$ und $\frac{l}{11}$, die im allgemeinen bei Ausführungen gewählt werden, wird im einzelnen

$$S_1 = 1{,}232\,g\,l$$
$$S_2 = 1{,}346\ ,,$$
$$S_3 = 1{,}464\ ,,$$

woraus zunächst ersichtlich ist, daß S um 9,5% bzw. 7,7% bzw. 6,5% größer wird als der Horizontalzug H.

Für die gleichen Spannweitenverhältnisse ergeben sich bei genauer Berechnung, d. h. bei Beachtung der Hängekurve als Kettenlinie

$$S_1' = 1{,}256\,g\,l$$
$$S_2' = 1{,}365\ ,,$$
$$S_3' = 1{,}477\ ,,$$

d. h. die Unterschiede sind nur 1,95% bzw. 1,4% bzw. 0,9% gegenüber S.

Die größte Beanspruchung im Drahte beträgt

$$\underline{\sigma_{max} = \frac{S}{F} = \frac{g\,l\,s}{4\,f\,F}} \tag{3}$$

wenn F die Querschnittfläche des Drahtes bedeutet.

Nimmt man für σ_{max} die Zugfestigkeit σ_z des Drahtmaterials an, so kommt man zur Feststellung der größtmöglichen Stützweite, die man mit diesem Material noch überspannen kann. Sie wird:

$$\underline{l_{max} = \frac{4\,f\,F\,\sigma_z}{g\,s}}. \tag{4}$$

Es kommt also ganz auf σ_z an, während g bei $F = 100$ cm² mit rund 0,08 t/m eingesetzt werden kann. Wählt man ein Drahtmaterial von gewöhnlicher Stahlgüte — St 37 —, wie es bei Ketten vorkommen kann, so beträgt σ_z im Mittel 4 t/cm². Der neue hochwertige Brückenbaustahl St 52 besitzt eine mittlere Festigkeit von 5,7 t/cm². Bei runddrähtigen Brückenseilen kann man σ_z zu etwa 15 t/cm² annehmen, bei geschlossenen Seilen mit profilierten Drähten zu etwa 18 t/cm² und bei hochwertigem Klaviersaitendraht kann σ_z bis zu 25 t/cm² und mehr ansteigen. Bei einem mittleren Pfeilverhältnis von $f = \frac{l}{10}$ ergeben sich somit folgende Größtwerte für die noch mögliche Überspannung:

allgemein $$l_{max} = \frac{100\,\sigma_z}{1{,}346 \cdot 0{,}08} = \text{rd. } 930\,\sigma_z,$$

somit:

bei Material von Normalgüte . . . . . $l_{max} = 930 \cdot 4 = $ rd. 3 700 m
bei Material aus St 52 . . . . . $l_{max} = 930 \cdot 5{,}7 = $ rd. 5 300 m
bei Drahtmaterial von 150 kg/mm² Festigkeit $l_{max} = 930 \cdot 15 = $ rd. 14 000 m
bei Drahtmaterial von 180 kg/mm² Festigkeit $l_{max} = 930 \cdot 18 = $ rd. 16 700 m
bei Klaviersaitendraht . . . . . $l_{max} = 930 \cdot 25 = $ rd. 23 000 m.

Man sieht, welche gewaltige Stützweiten bei voller Ausnutzung der Materialfestigkeiten erzielt werden können. Selbstverständlich gelten die errechneten Werte nur bei ruhiger Luft, ohne jegliche Zusatzbelastungen und bei gleichbleibender Temperatur. Letztere wird in erster Linie ihren Einfluß geltend machen. Bei sinkender Temperatur verkürzt sich der Draht, der Durchhang vermindert sich, H und S steigen. Die größtmögliche Spannweite von l_{max} ist also von vorherein kleiner anzunehmen.

Ohne Berücksichtigung des Temperatureinflusses oder anderer Nebenumstände sind in der Zusammenstellung I die größtmöglichen Spannweiten für die in Betracht gezogenen Pfeilverhältnisse zusammengefaßt.

Zusammenstellung I. Werte von l_{max} in Meter.

Material	$\frac{f}{l} = 1/9$	$1/10$	$1/11$
Flußstahl St 37	4 000	3 700	3 400
Flußstahl St 52	5 800	5 300	4 900
Draht von 150 kg . . .	15 000	14 000	13 000
Draht von 180 kg . . .	18 100	16 700	15 300
Klaviersaitendraht . . .	25 200	23 300	21 400

Bei Temperaturänderungen verändert sich die Länge des gespannten Drahtes, und entsprechend verändert sich der Durchhang, d. h. das Pfeilverhältnis. Sei l_1 die ursprüngliche Seillänge und Δl_1 ihre Verlängerung oder Verkürzung, so läßt sich ohne weiteres daraus die entstehende Änderung Δf des Pfeiles ermitteln (Abb. 2).

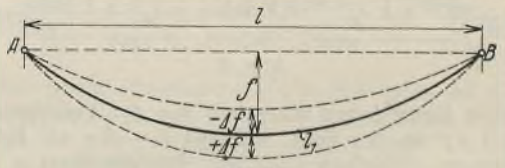


Abb. 2.

Die Seillänge ist angenähert:

$$l_1 = l + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l},$$

somit wird

$$l_1 \pm \Delta l_1 = l + \frac{8}{3} \cdot \frac{(f \pm \Delta f)^2}{l}$$

$$\pm \Delta l_1 = \frac{8}{3\,l}\left[(f \pm \Delta f)^2 - f^2\right] = \frac{8}{3\,l} \cdot 2\,f\,\Delta f \quad \text{und}$$

$$\underline{\pm \Delta f = \pm \frac{3}{16} \cdot \frac{l\,\Delta l_1}{f}}. \tag{5}$$

Die Seillänge verändert sich bei Temperaturänderungen um

$$\Delta l_1 = t\,\xi\,l_1,$$

wobei t die Zahl der Grade und ξ den Ausdehnungsbeiwert je Grad bedeutet. Bei $t = \pm 40°$ C und $\xi =$ rd. $\frac{1}{80\,000}$ wird also

$$\Delta l_1 = \pm \frac{40}{80\,000} \cdot l_1 = \pm 0{,}0005\, l_1,$$

und es ergibt sich z. B. bei obigem Beispiel mit $f = \frac{l}{10}$ und $l_{max} = 14000$ m eine Schwankung des Pfeilers um

$$\pm \Delta f = \frac{30}{16} \cdot \Delta l_1 = \pm 13{,}5 \text{ m}$$

oder um rd. 1 % von f. Dementsprechend wären also die Werte von l_{max} zu korrigieren, d. h. da für l_{max} nur tiefste Temperatur in Frage kommt, zu verkleinern. Wie man sieht, ist auch bei einer Temperaturveränderung in den üblichen Grenzen dieser Einfluß nicht sehr groß.

Man wird nun in Wirklichkeit natürlich nie an die äußerste Grenze der Materialfestigkeit herangehen, abgesehen davon, daß schon vor Erreichung dieser Grenze bleibende Dehnungen eintreten. Man wird bei den einfachen Stahlsorten unter der Streckgrenze des Materials bleiben, beim gezogenen Draht — dessen Streckgrenze nahe an der Bruchgrenze liegt — wird man noch mindestens eine $2^1/_2$fache Sicherheit gegen Bruch behalten wollen. Nimmt man letztere als Norm an, so ermäßigen sich die Werte für l_{max} ohne weiteres schon ganz wesentlich, und für das mittlere Pfeilverhältnis von $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$ z. B. würde sich ergeben:

l zulässig = rd. 1500 m bei Flußstahl St 37
„ = „ 2100 m „ „ St 52
„ = „ 5600 m „ Draht von 150 kg Festigkeit
„ = „ 6700 m „ „ „ 180 „ „ und
„ = „ 9300 m „ Klaviersaitendraht.

Aber nun soll der gespannte Draht auch noch etwas tragen, z. B. eine Brückenkonstruktion und die über diese sich bewegende Verkehrslast aus Wagen und Menschengedränge. Das ist natürlich nur möglich, wenn die Beanspruchungen des hängenden Drahtes oder des hängenden Gurtes noch weiter ermäßigt, d. h. wenn die Spannweiten noch kleiner gewählt werden. Die von den Hängegurten aufzunehmenden Lasten können dabei, wie bereits eingangs erwähnt, im allgemeinen als gleichmäßige je Längeneinheit verteilte Lasten angenommen werden, so daß sich der Hängegurt immer mehr nach der Seillinie einer solchen Belastung, der Parabel, einstellt. Durch eine geschickte Montageweise wird es auch immer möglich sein, alle Eigenlasten einer Brücke an den Hängegurt, die Kette oder das Kabel anzuhängen. Es bleiben dann nur die Verkehrslasten übrig, die sich bei einem geschlossenen Brückensystem auf den Hängegurt und den Versteifungsträger verteilen. Die Verteilung erfolgt in einem bestimmten Verhältnis, das abhängig ist von der Dehnbarkeit und der Biegungssteifigkeit der verbundenen Tragglieder — Hängegurt einerseits, Träger anderseits —, von der Art des Trägers, seiner Lagerung usw. Für jede Belastungsart und Laststellung kann die Verteilung nach den Regeln der Statik — genau oder angenähert — ermittelt werden. Bei voller Verkehrsbelastung, die maßgebend für die

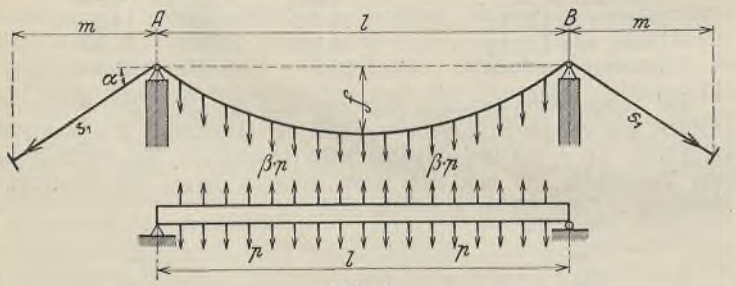


Abb. 3.

Bemessung des Hängegurtes ist, gehen von der Verkehrslast von p je Längeneinheit βp an den Gurt, während $(1 - \beta) p$ als Belastung dem Versteifungsträger verbleiben (Abb. 3). Für den Wert β gibt es Annäherungsformeln. W. Ritter z. B. ermittelte dafür[1]) bei einer Anlage mit einer Öffnung den Wert zu:

(6) $$\beta = \frac{1}{1 + \frac{48\, K\, J\, E}{5\, f\, l^2\, F\, E_1}},$$

hierin bedeutet:

$$K = \frac{(3\, l^2 - 8\, f^2)\ (l\, m + 2\, s_1^2)}{16\, f\, l\, m} + f,$$

welcher Wert bei nicht zu ungewöhnlichen Rückverankerungsverhältnissen und bei $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$ sich zu durchschnittlich $\frac{10}{3} \cdot l$ ergibt.

[1]) Siehe W. Ritter, Zürich, Statische Berechnung der Versteifungsfachwerke der Hängebrücken, Schweiz. Bauztg. 1883, Band I, Nr. 1 bis 6.

$J =$ mittleres Trägheitsmoment des Trägers,
$E =$ Elastizitätsmaß des Trägermaterials,
$E_1 =$ Elastizitätsmaß des Seil- oder Kettenmaterials,
$F =$ Scheitelquerschnitt der Kette oder mittlerer Scheitelquerschnitt des Kabels bei Annahme gleicher Beanspruchung im ganzen Kabel.

Müller-Breslau bezeichnete den Verteilungsfaktor β mit ν und gibt dafür[2]) den angenäherten Ausdruck:

(7) $$\nu = \frac{1}{1 + \frac{15\, h^2\, s_0\, F_c}{16\, f^2\, l\ F}},$$

hierin bedeutet:

$$s_0 = l\left(1 + \frac{16\, f^2}{3\, l^2}\right) + 2\, s_1 \sec \alpha,$$

welcher Wert zu rd. 1,9 l bei $f = \frac{l}{10}$ und bei nicht zu ungewöhnlichem Rückverankerungsverhältnis wird.

$F_c =$ mittlerer Querschnitt der Trägergurtung,
$F =$ wie oben bei Ritter,
$h =$ mittlere Höhe vom Versteifungsträger.

Beide Ausdrücke stimmen in ihren Endergebnissen und bei normalen Verhältnissen nahezu überein.

Es sei nun:

$g =$ die Eigenlast des Hängegurtes,
$g_1 =$ die Eigenlast der angehängten Brückenkonstruktion mit Fahrbahn, Fußwegdecke, Gleisen usw.,
$p =$ die Verkehrslast,

alle Werte je laufende Längeneinheit genommen. Dann ist g nach früher rd. 0,08 t/m bei $F = 100$ cm². Die Größtkraft im frei hängenden Gurt wird nach Formel 2:

$$S = \frac{g\, l\, s}{4\, f} \text{ oder — den Wert } \frac{s}{4\, f} = a \text{ benannt —}$$
$$S = g\, l\, a,$$

d. h. die Beanspruchung im Gurt ist $\sigma_g = \frac{g\, l\, a}{F}$; sie muß $< \sigma_{zul}$ sein, um noch die Belastungen g_1 und βp mittragen zu können. Oder mit anderen Worten, aus dem Unterschied zwischen σ_{zul} und σ_g ergibt sich die weitere Last, die der Gurt noch übernehmen kann, sie beträgt:

$$g_1 + \beta p = \frac{\left(\sigma_{zul} - \sigma_g\right)}{\sigma_g} g$$
$$= \frac{\left(\sigma_{zul} - \frac{g\, l\, a}{F}\right)}{\frac{g\, l\, a}{F}} g.$$

(8) $$\underline{g_1 + \beta p} = \frac{F\, \sigma_{zul} - g\, l\, a}{l\, a}.$$

Beispiel: Drahtmaterial von 15 t/cm² Festigkeit,

somit $\sigma_{zul} = \frac{15}{2{,}5} = 6$ t/cm², $F = 100$ cm², $g = 0{,}08$ t/m,

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{10}, \quad a = 1{,}346,$$
$$g_1 + \beta p = \frac{100 \cdot 6 - 0{,}08\, l \cdot 1{,}346}{l \cdot 1{,}346}$$
$$= \frac{600 - 0{,}108\, l}{1{,}35\, l},$$

hiermit wird:

bei $l = 1000$ m $g_1 + \beta p = 0{,}37$ t/m
„ $l = 2000$ „ „ $= 0{,}14$ „
„ $l = 3000$ „ „ $= 0{,}07$ „
„ $l = 4000$ „ „ $= 0{,}03$ „
„ $l = 5000$ „ „ $= 0{,}01$ „ und
„ $l = 5600$ „ „ $= 0{,}00$ „ (wie es sein muß).

In Abb. 4 ist das Tragvermögen dieses Hängegurtes graphisch dargestellt, also der Wert $g + (g_1 + \beta p)$. Die Kurve ist eine Hyperbel, die an die Horizontale in der Höhe $g = 0{,}08$ t/m tangiert und in diese bei $x = l_{zul}$ übergeht, sie tangiert ferner an die y-Achse.

Für die anderen in Betracht gezogenen Materialien ergeben sich mit denselben Voraussetzungen folgende Gleichungen:

bei St 37

$$\sigma_{zul} = \frac{4{,}0}{2{,}5} = 1{,}6 \text{ t/cm}^2$$
$$g_1 + \beta p = \frac{160 - 0{,}108\, l}{1{,}35\, l}, \text{ Grenzwert bei } l = 1500 \text{ m},$$

bei St 52

$$\sigma_{zul} = \frac{5{,}7}{2{,}5} = 2{,}28 \text{ t/cm}^2$$
$$g_1 + \beta p = \frac{228 - 0{,}108\, l}{1{,}35\, l}, \text{ Grenzwert bei } l = 2100 \text{ m},$$

[2]) Siehe Müller-Breslau II, 2. Auflage, S. 273.

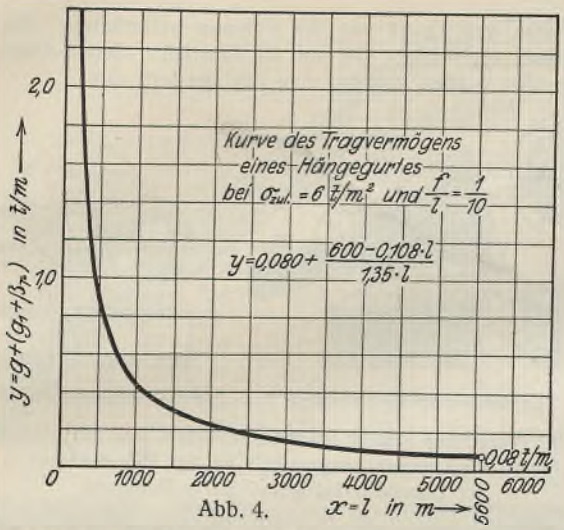


Abb. 4.

bei Drahtmaterial von 18 t/cm² Festigkeit

$$\sigma_{zul}=\frac{18{,}0}{2{,}5}=7{,}2\ \text{t/cm}^2$$

$$g_1+\beta p=\frac{720-0{,}108\,l}{1{,}35\,l},\ \text{Grenzwert bei } l=6700\ \text{m}$$

und bei Klaviersaitendraht von 25 t/cm² Festigkeit

$$\sigma_{zul}=\frac{25}{2{,}5}=10\ \text{t/cm}^2$$

$$g_1+\beta p=\frac{1000-0{,}108\,l}{1{,}35\,l},\ \text{Grenzwert bei } l=9300\ \text{m}.$$

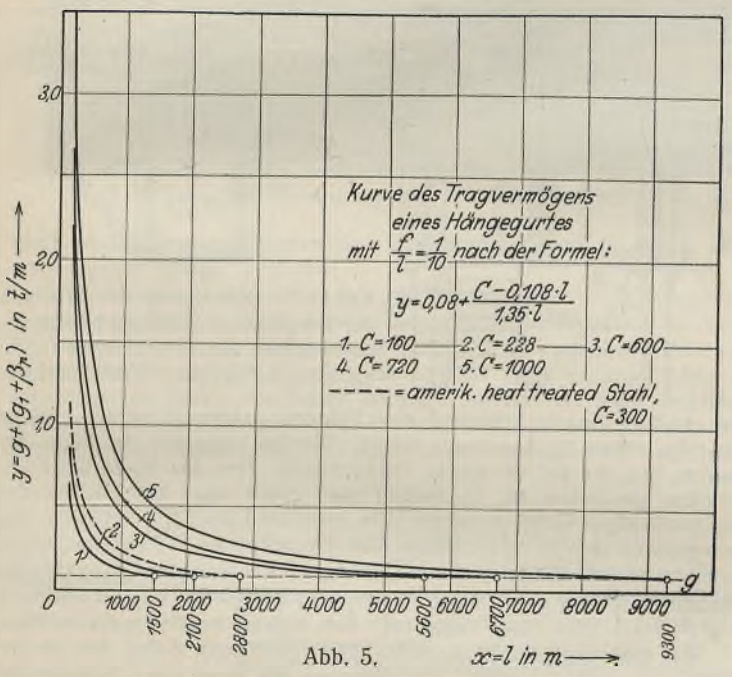


Abb. 5.

In Abb. 5 sind sämtliche Kurven nach diesen Gleichungen zusammengestellt. Außerdem ist eine Kurve — gestrichelt — eingeführt für einen besonderen amerikanischen Stahl, den sog. „heat treated"-Stahl der American Bridge Comp. Dieser Stahl fand bekanntlich Verwendung bei der Kette der Florianopolisbrücke in Brasilien; er stand ferner in ernstem Kampfe gegen die Kabelgurte aus parallelen Drähten bei der Fort-Lee-Brücke über den Hudson in New York. Es betrifft einen wärmetechnisch besonders behandelten Stahl von mindestens 105000 lbs/□" = 73,82 kg/mm² Festigkeit und von mindestens 75 000 lbs/□" = 52,73 kg/mm² Streckgrenze. Bei demselben Sicherheitsgrad wie oben würde bei diesem Stahl σ_{zul} = rd. 3,0 t/cm² betragen, und die Gleichung für das Tragvermögen lautet entsprechend:

$$g+(g_1+\beta p)=g+\frac{300-0{,}108\,l}{1{,}35\,l},$$

Grenzwert bei l = rd. 2800 m. In der Kette der Fort-Lee-Brücke wollte man mit σ_{zul} sogar bis zu 3,51 t/cm² gehen (nach den Ausführungsplänen bis zu 3,35 t/cm²).

Aus dem Vergleich der Kurven ist ohne weiteres die große Überlegenheit der Hängegurte aus Draht ersichtlich. Kein anderes Material als der gezogene Draht besitzt einen solchen Überschuß an Tragvermögen über sein Eigengewicht. Alles, was über der g-Linie liegt, ist für Zusatzlasten — Tragkonstruktion, Verkehrslasten usw. — ausnutzbar. Aus diesem Grunde wählen auch die Amerikaner — und mit Recht — bei ihren großen Brückenspannweiten nur den Drahtgurt zur Ausführung. Sie nehmen dabei manche Nachteile in Kauf und setzen sich über manche Bedenken hinweg, die bei uns bislang gegen diese Bauweise von Hängegurten sprachen. Die Verwendung von Ketten statt Kabeln, wie bei der Elisabethhängebrücke über die Donau in Budapest und bei der Straßenbrücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz — wo bei beiden Brücken der internationale Wettbewerb reine Kabelbrücken mit den ersten Preisen auszeichnete —, sprechen da eine besondere Sprache. Bei der Hängebrücke zwischen Köln und Mülheim wurde nun zum ersten Male in Deutschland auch dem Kabel, das hier allerdings aus Einzelseilen gebildet wird, der Vorzug gegeben.[3])

Dieselben Betrachtungen, wie sie vorstehend für das System der versteiften Hängebrücke durchgeführt sind, lassen sich natürlich für jedes andere Tragsystem durchführen, und es wäre eine reizvolle Aufgabe, wenn das z. B. für den einfachen Parallelträger, den Bogen mit Zugband usw. geschähe.

Als Nachteile des Kabels aus parallelen Drähten oder aus durchgehenden Seilen muß vor allem und im Gegensatz zur Kette die Unmöglichkeit festgestellt werden, im Querschnitt sich den auftretenden Kräften anzupassen. Die Drähte oder das Seil laufen in gleicher Stärke von Verankerung zu Verankerung durch und sind in ihrer Gesamtheit nach der Kraft an der ungünstigsten Stelle zu bemessen. Diese ist bei einer dreiteiligen Hängebrücke mit dem harmonischen Öffnungsverhältnis 1 : 2 : 1 das erste Stück nächst den Pylonenlagern, wo die Kraft S von Abb. 1 auftritt. Bei einem Pfeilverhältnis von $\frac{f}{l}=\frac{1}{10}$ erreicht S bereits die Größe von 1,077 H, d. h. es müssen bei diesem Pfeilverhältnis die Kabel und Seile im Scheitel und beim Einlauf in die Ankerschächte um 7,7 % stärker bemessen werden, als nötig. Weit ungünstiger wird aber dieser Umstand, wenn nur eine Öffnung mit straff von den Pylonenspitzen zur Verankerung verlaufenden Rückhaltegurten (Abb. 6) vorhanden ist. In diesem Falle muß meist der ganze Hängegurt nach der Rückhaltekraft R bemessen werden, er erhält eine auf der ganzen Länge zwischen den Pylonen überflüssige und nicht ausnutzbare Querschnittgröße. Wird die Neigung von R zu 45° gewählt, so wird der Überfluß an Querschnitt im Scheitel der Parabel 41,4 %.

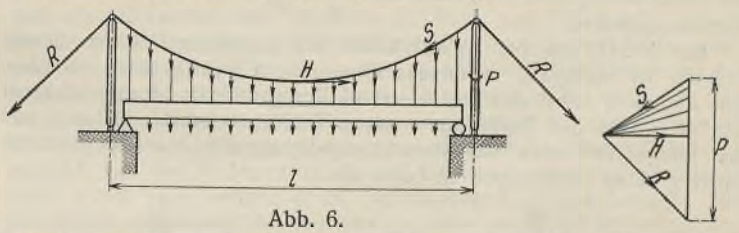


Abb. 6.

Als zur Zeit mächtigstes Beispiel für eine Kabelbrücke mit solch ungünstigen Stützweitenverhältnissen muß die im Bau begriffene Brücke über den Hudson bei New York — zwischen Fort Lee und Fort Washington — bezeichnet werden, deren Hauptabmessungen aus Abb. 7 zu ersehen sind. Die Kabel sind in den Seitenöffnungen, die zudem ungleiche Spannweiten besitzen, noch leicht gekrümmt, indessen so wenig, daß gegen eine straffe Rückankerung kaum ein großer Unterschied vorhanden ist. Es

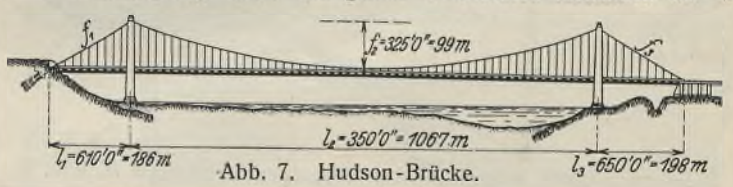


Abb. 7. Hudson-Brücke.

[3]) Bei der neuen Rheinbrücke Köln-Mülheim ist $\sigma_{zul}=5$ t/cm² und das Pfeilverhältnis rd. 1/9, somit $a=1{,}232$. Damit ergibt sich Gl. 8

$$g_1+\beta p=\frac{100\cdot 5-0{,}08\,l\,.\,1{,}232}{l\cdot 1{,}232}=\frac{500-0{,}1\,l}{1{,}232\,l}$$

und bei $l=315$ m

$$g_1+\beta p=\frac{500-31{,}5}{388}=\frac{468{,}5}{388}=\underline{1{,}21\ \text{t/m}}.$$

Der Gesamtquerschnitt aller 37 Kabel beträgt $37\cdot 42{,}55=1570$ cm² oder 15,7 dcm². Somit ergibt sich für diese Brücke:

$$g_1+\beta p=1{,}21\cdot 15{,}7=\text{rd. }\underline{19\ \text{t/m}}.$$

Die tatsächlichen Zahlen sind:

$g_1=12{,}8$ t/m

$\beta p=\underline{5{,}4\ \text{„}}$ (bei Vollbelastung der Mittelöffnung)

$\underline{18{,}2\ \text{t/m}}$

d. h. es ist Übereinstimmung zwischen Rechnung und Ausführung vorhanden.

liegt die Absicht, die Kabel durchweg in ihrer Tragfähigkeit auszunutzen, klar zutage. Da der Horizontalzug in allen drei Öffnungen derselbe sein muß, gilt das einfache Verhältnis:

$$H = g \cdot \frac{l_1^2}{8 f_1} = g \cdot \frac{l_2^2}{8 f_2} = g \cdot \frac{l_3^2}{8 f_3}$$

oder $$f_1 = f_2 \cdot \frac{l_1^2}{l_2^2} \qquad f_3 = f_2 \cdot \frac{l_3^2}{l_2^2}.$$

Die Kabel sind nach der Kraft an der steilsten Stelle dimensioniert. Nach den mir vom Erbauer der Brücke, Herrn O. H. Amman, Oberingenieur der Hafenbehörde von New York, zur Verfügung gestellten Unterlagen, beträgt die Größtkraft je Tragwand nächst den Türmen, und zwar aus Eigenlast, Verkehrslast und Temperatur rd. 60 000 t! Hierfür sind zwei gewaltige Kabel vorgesehen, bestehend je aus 61 Litzen (Strängen) zu je 434 Drähten von 5 mm Durchmesser. Der Nettodrahtquerschnitt dieser 26 474 Drähte beträgt 5160 cm², so daß die Größtbeanspruchung des Drahtmaterials rd. 5,8 t/cm² beträgt und die Sicherheit gegen Bruch $\eta = \frac{15{,}5}{5{,}8} =$ rd. 2,7fach ist[4]). Das Gesamtgewicht des einzubauenden Drahtes wird 57 200 000 lbs = rd. 26 000 t betragen, wozu noch 830 000 lbs = 380 t Umwicklungsdraht kommen. Beim Verding um dieses größte Los der Brücke hatten gefordert:

die American Bridge Co. . . .	0,1781 $/lb	= rd. 1650 RM/t
die Mc Clintic Marshall Co. . .	0,164 „	= rd. 1500 „
die John Roebling's Sons Co. in Trenton, N. Y.	0,1575 „	= rd. 1450 „

d. h. die altbekannte Kabelbrückenfirma Roebling war Mindestfordernde. Ihr ist auch der Zuschlag zusammen mit der Mc Clintic Marshall & Co. in Pittsburgh, Pa., welch letztere die gesamte übrige Stahlkonstruktion am billigsten angeboten hatte, erteilt worden, nachdem die Entscheidung für das Kabel — gegen die Kette, siehe später — gefallen war. Die vier Kabel der Fort-Lee-Brücke werden nach ihrer Fertigstellung, die in der üblichen Weise des Spinnverfahrens erfolgt, die größten bestehenden Kabel sein. Im zusammengepreßten Zustande wird der Durchmesser jedes Kabels 91½ cm betragen. Der Horizontalzug in diesen Kabeln beträgt bei denselben Belastungen, wie angeführt, rd. 25 000 t. Im Scheitel der Mittelöffnung sind die Kabel daher um $\frac{30}{25} = 1{,}2$fach, d. h. um 20% überdimensioniert.

Ein Mittel, um bei Kabelbrücken aus parallelen Drähten diesem Nachteil zu begegnen, ist meines Wissens noch nicht gefunden worden. Eine Änderung der Drahtstärke innerhalb des ganzen Drahtzuges ist kaum möglich. Auch das Einflechten weiterer Drähte nächst den Pylonen und das innige Verbinden der Verstärkungsdrähte mit den Hauptdrähten dürfte größten Schwierigkeiten begegnen.

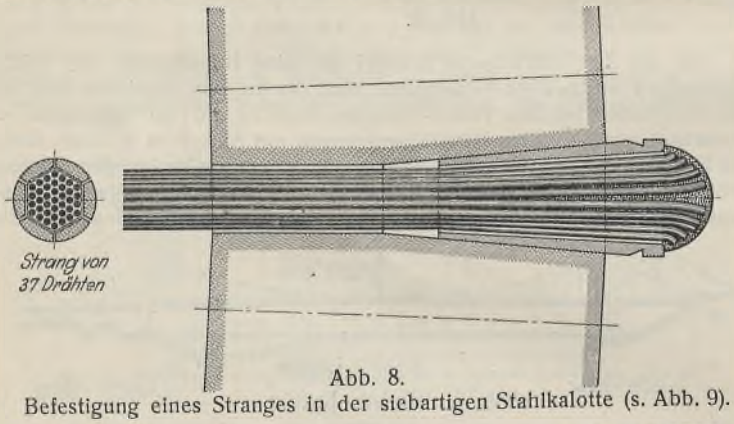


Abb. 8.
Befestigung eines Stranges in der siebartigen Stahlkalotte (s. Abb. 9).

Nur ein Vorschlag wurde Anfang 1894 ernstlich für die bereits erwähnte Hängebrücke über die Donau bei Budapest gemacht. Im preisgekrönten Wettbewerb ging der verstorbene Direktor Kübler von der Maschinenfabrik Eßlingen in Gemeinschaft mit den Kabelwerken von Felten & Guilleaume in Mülheim am Rhein dazu über, das Kabel der großen Mittelöffnung über den Pylonen aufhören zu lassen, da für sich zu verankern und an derselben Stelle für die Rückverankerung neue dem Ankerzug entsprechende stärkere Kabel anzuschließen. Die Kabel waren also bei diesem Vorschlage über den Pylonen durchschnitten und getrennt an demselben Auflagerkörper angeschlossen. Es waren paralleldrähtige Kabel zur Ausführung vorgeschlagen. Jedes Kabel der Hauptöffnung von 316 m Stützweite bestand aus 397 Strängen zu je 37 Drähten von 4 mm Durchmesser, und jeder Strang sollte für sich in einer siebartigen Stahlkalotte, in üblicher Weise befestigt, vergossen werden (Abb. 8 u. 9). Die Kalotten wurden umfaßt von einem entsprechend geformten Stahlformstück, das den Druck auf die Pylonen weiterleitete. Die Lösung war zweifellos eigenartig. Ob sie im Ernstfalle ohne Schwierigkeiten hätte ausgeführt werden können, mag dahingestellt sein.

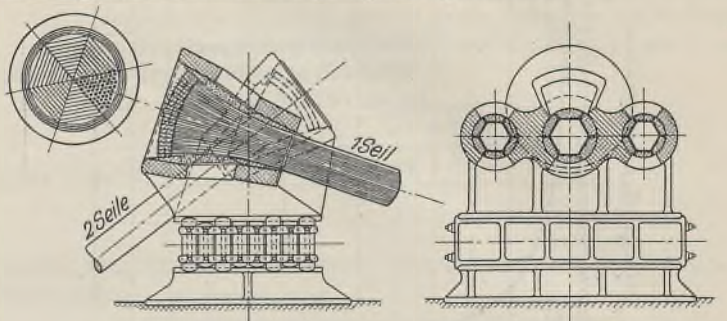


Abb. 9. Vorschlag Kübler für den Anschluß des Mittelöffnungs- und Rückverankerungskabels an das Pylonenlager der Elisabeth-Hängebrücke in Budapest.

Wesentlich einfacher gestaltet sich die Lösung, wenn man es mit Kabeln — Seilen — zu tun hat, die fertig aus der Fabrik zur Baustelle gelangen und die mittels sogenannter Seilköpfe — Seiltöpfe — an den Enden gefaßt werden können. Allerdings ist man in diesem Falle an den Größtwert der fabrikmäßigen Herstellung der Seile gebunden, der heute etwa mit 1400 t Bruchfestigkeit genannt werden kann. Eine solche Lösung besaß z. B. die — nach dem Versailler Diktat — nun abgebrochene Schwebefähre über ein Hafenbecken der alten Kaiserlichen Werft in Kiel (Abb. 10). Die Anordnung war sachgemäß und bot auch bei der Aufstellung der ganzen Fähre alle Vorteile[5]). In gleicher Weise kann auch

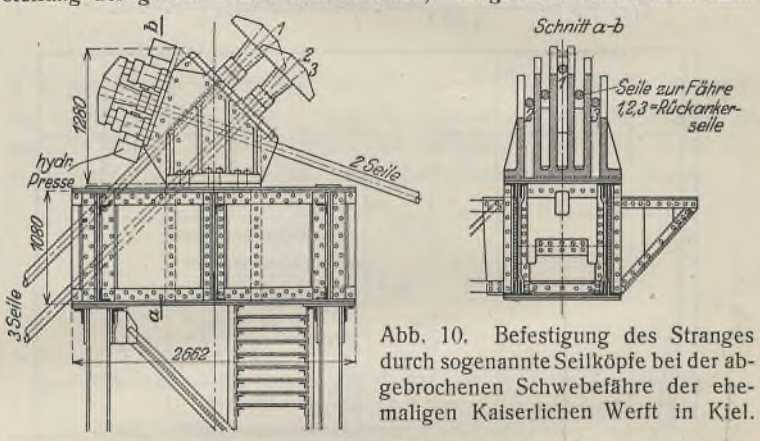


Abb. 10. Befestigung des Stranges durch sogenannte Seilköpfe bei der abgebrochenen Schwebefähre der ehemaligen Kaiserlichen Werft in Kiel.

eine größere Anzahl Seile auf den Pylonen gekuppelt werden, sofern man die offene Seilanordnung wählt. Werden dagegen die Seile gebündelt, wie das bei der neuen Straßenbrücke über den Rhein bei Köln-Mülheim geschehen ist, so kommt man kaum über den Nachteil der paralleldrähtigen Kabel hinweg. Alle Seile sind nach dem größten Zug zu bemessen und in dieser Stärke über die Sättel auf den Pylonen durchlaufen zu lassen. Ein Beispiel einer Lösung aus französischer Quelle für eine Hängebrücke von 2 × 530 m Stützweite, das jedoch wenig elegant erscheint, zeigt Abb. 11. Eine Konstruktion nach Abb. 10 wäre zweifellos vorzuziehen.

Das amerikanische Spinnen der paralleldrähtigen Kabel darf als bekannt vorausgesetzt werden. Ein Spinnrad, das längs einer Seilbahn geführt wird, legt Schleife um Schleife — also immer gleichzeitig zwei Drähte — von Ankerhuf zu Ankerhuf, bis jeweils ein sog. Strang oder eine Litze hergestellt ist. Die Drähte eines Stranges werden dann in kurzen Abständen provisorisch mit Draht gebunden, worauf der Strang über den Pylonen und an den Ankerpunkten in seine endgültige Lage gebracht wird. Alle Stränge eines Kabelgurtes liegen dann zuerst in der durch die Anordnung von Rundquerschnitten sich ergebenden Sechseckform beisammen, worauf mittels hydraulischer Pressen das Zusammendrücken in die Kreisform und schließlich noch das Umspinnen des fertigen Kabels erfolgt. Nur in den Sätteln auf den Pylonen und an etwaigen Umlenkstellen vor den Verankerungen behält der Gurt die Sechseckform. An diesen Stellen findet also stets ein Übergang aus der Kreisanordnung der Drähte in eine andere Anordnung statt, was nicht ganz ohne Bedenken ist, da dadurch zweifellos Angriffspunkte zum Rosten gebildet werden. In Amerika rechnet man indessen damit, und die Erfahrung scheint dieser Ansicht recht zu geben, daß solche Möglichkeiten nicht eintreten, zumal wenn die Drähte verzinkt sind und wenn vor und bei dem Legen der Drähte sowie vor ihrem Zusammenpressen ein gründliches Durchölen und Durchmennigen des ganzen Bündels erfolgt. Auch

[4]) Siehe Bohny, Der hochwertige Stahl im Eisenbau. Referat auf der internationalen Brückentagung in Wien im September 1928. (Vgl. Bautechn. 1928, Heft 49.)

[5]) Siehe hierüber: O. Franzius u. W. Knopp, Die Schwebefähre auf der Kaiserlichen Werft, Kiel. Z. d. V d I 1911, S. 764 bis 771, 805 bis 811, 877 bis 882.

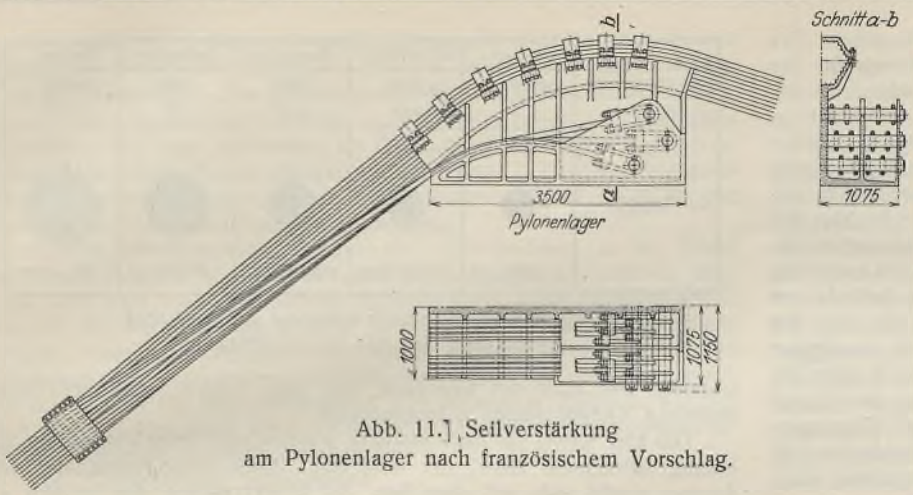


Abb. 11. Seilverstärkung am Pylonenlager nach französischem Vorschlag.



Abb. 12. Transport des Schuhendes eines Stranges zur Brücke. (Ohio-Brücke Portsmouth.)

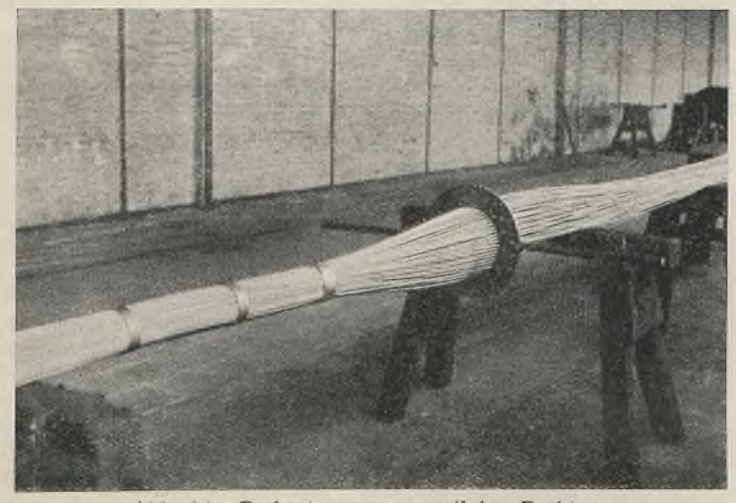


Abb. 14. Probestrang aus parallelen Drähten.

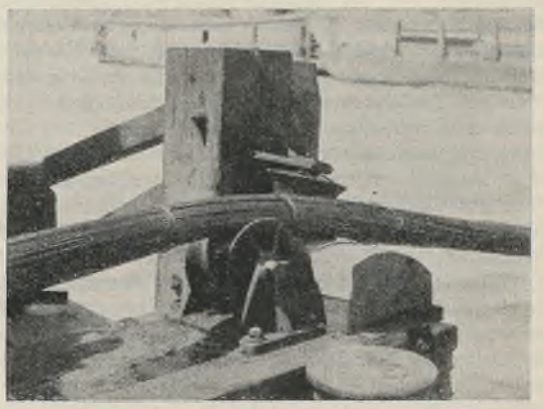


Abb. 13. Führung des Stranges auf dem Prahm beim Hinüberbringen über den Ohio-Fluß.

muß natürlich eine einigermaßen gewissenhafte und dauernde Überwachung der Anlage stattfinden.

Das Spinnen der Kabel an Ort und Stelle bedingt eine umfangreiche mechanische Anlage, wozu der Laufsteg von Ankerfundament zu Ankerfundament kommt, die Verwendung erster und teurer Arbeitskräfte usw. Diese Anlagen und das Spinnen lohnen sich daher in erster Linie bei sehr schweren Seilen. Bei Seilen leichterer Ausführung, Seile für Hängebrücken ländlichen Verkehrs usw. hat sich in Amerika noch eine andere Herstellungsart bewährt, die nach einer ersten Ausführung bei einer Brücke

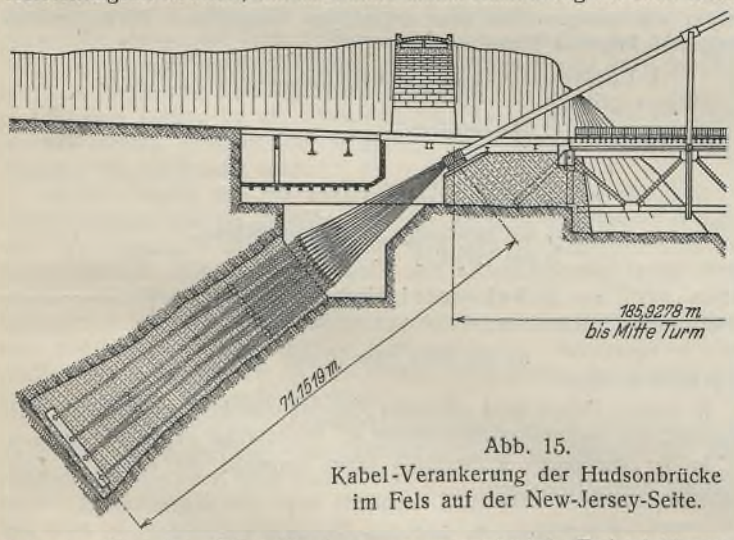


Abb. 15.
Kabel-Verankerung der Hudsonbrücke im Fels auf der New-Jersey-Seite.

über den Ohio das „Ohio-Verfahren" genannt wird. Es besteht grundsätzlich darin, daß man die einzelnen Stränge am Ufer liegend herstellt — spinnt —, sie dann in üblicher Weise bündelt und sie schließlich in diesem Zustande vom Ufer aus über den Fluß und die Pylonen zieht. Als ein Beispiel aus neuerer Zeit ist die Hängebrücke über den Ohio bei Portsmouth (O.) zu nennen, eine Straßenbrücke von 8,63 m Nutzbreite und mit Stützweiten von 106,68 m, 213,36 m und 106,68 m[6]). Von der Art der Kabelherstellung bei dieser Brücke seien noch zwei Bilder wiedergegeben (Abb. 12 u. 13), die in der angeführten Veröffentlichung nicht enthalten sind, nämlich die Art des Transportes vom Schuhende eines Stranges zur Brücke und die Führung des Stranges auf dem Prahm beim Hinüberbringen. Je Tragwand ist ein großes Kabel vorhanden, jedes bestehend aus drei Strängen zu je 486 Drähten. Insgesamt enthält also jedes Kabel 1458 Drähte, deren Durchmesser 4,115 mm beträgt. Nach dem Zusammenpressen der drei Stränge hatte das Kabel schließlich einen Durchmesser von 178 mm. Das Zusammenpressen wie auch das Anbringen der Kabelschellen erfolgte von Aufstellungskörben aus, die von einem auf dem Kabel laufenden kleinen Wagen herunterhingen.

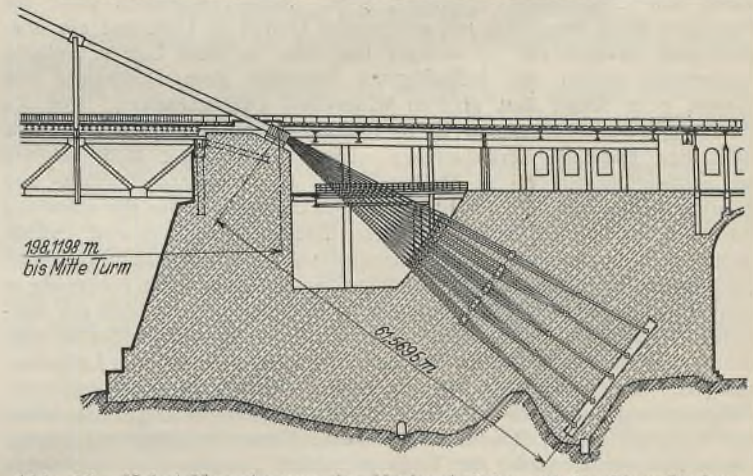


Abb. 16. Kabel-Verankerung der Hudsonbrücke auf der New-Yorker Seite in einem Betonklotz.

Beim Wettbewerb um die Rheinbrücke Köln-Mülheim hatte als einziges Werk die Gutehoffnungshütte eine Hängebrücke mit parallelen Drähten vorgeschlagen. Dabei sollten auch die einzelnen Stränge am Ufer hergestellt und später im ganzen über die Brückenöffnungen gezogen werden. Abb. 14 zeigt einen Probestrang in der Drahtfabrik des Werkes.

Ein besonders wichtiger Teil jeder Hängebrücke sind die Verankerungen. Aus Abb. 15 u. 16 sind die Kabelverankerungen bei der großen Hudsonbrücke ersichtlich. Sie sind charakteristisch für die Ausbildung solcher Baukörper in Amerika. Auf der New-Jersey-Seite (Abb. 15), wo

[6]) Siehe A. Müllenhoff, Aachen, Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth. Bautechn. 1928, Heft 9, S. 108 bis 112 und Heft 20, S. 267 bis 269.

der feste Fels hoch ansteht, erfolgt die Verankerung im Fels selbst. Das Augenstabbüschel, das an seinen oberen Enden die Ankerschuhe der einzelnen Kabelstränge aufnimmt, ist in einem Felsschacht fest einbetoniert. Es wird dabei eine solche Masse Felsen gefaßt, daß reichliche Sicherheit gegen irgendeinen Bruch oder gegen ein Nachgeben vorhanden ist. Auf der New Yorker Seite (Abb. 16) erfolgt die Verankerung in einem großen Betonklotz, wie das bei den meisten Hängebrücken drüben geschieht. Auch da ist für genügende Sicherheit gegen irgendwelche Bewegungen gesorgt. Der Untergrund — Felsen — ist vulkanischen Ursprungs und beiderseits absolut gesund und hart. Aber auch bei normalem Untergrund, bei Kies oder Sand, werden in Amerika die Ankerkörper nach der Form von Abb. 16 ausgebildet. Als Horizontalzug des oder der Kabel wird der größte Wert bei vollbelasteter Brücke und niedrigster Temperatur eingesetzt. Die Standfestigkeit der Widerlager muß dann die Bedingung erfüllen, daß nach Abzug der Vertikalkomponente des Kabelzuges und eines etwaigen größten Auftriebes — falls der Widerlagerkörper teilweise oder ganz im Wasser liegt — das verbleibende Gewicht noch ungefähr viermal so groß ist als H_{max}. Unter Annahme einer Reibungsziffer von 0,5 zwischen Mauerwerk und Untergrund würde also immer noch eine rd. 2fache Sicherheit gegen Verschiebung verbleiben. Wie man sieht, besitzt man drüben nicht die Bedenken, wie sie beim Köln-Mülheimer Brückenstreit aufgeworfen worden sind und die schließlich zu der doch nicht so einfachen Lösung des Systems einer in sich verankerten Kabelbrücke geführt haben.

Bei der Hudsonbrücke sollen die Ankeraugenstäbe auch aus „heat treated"-Material bestehen, indessen von einer geringeren Festigkeit, als sie für eine Augenstabkette zugelassen war. Die Mindestfestigkeit des Stahles soll 80 000 lbs/□" = 56,24 kg/mm² betragen, die Mindeststreckgrenze 50 000 lbs/□" = 35,15 kg/mm². Als Beanspruchung unter Einschluß aller auftretenden Kräfte sind 2,32 t/cm² festgesetzt, so daß also immer noch eine Sicherheit von mindestens 1,5 fach gegen bleibende Dehnungen vorhanden ist. Die Ankerstäbe sind mit ihrem ganzen Bündel, auch mit ihren Gelenken und Bolzenverbindungen fest in die Ankerkörper einbetoniert, eine spätere Revision oder ein Unterhalt ist daher unmöglich. Bei uns würde man unbedingt eine Zugänglichkeit all dieser Teile verlangen und höchstens den letzten Rost aus Trägern einbetonieren. In Amerika wundert man sich, daß die Deutschen so ängstlich sind, wir wundern uns über das Vertrauen, das man drüben solch nicht mehr prüfbaren Konstruktionen entgegenbringt.

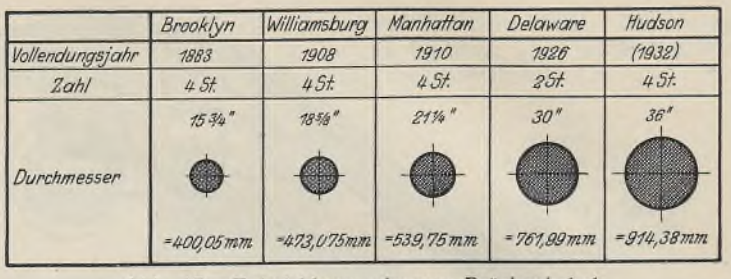


Abb. 17. Entwicklung schwerer Brückenkabel seit dem Bau der Brooklynbrücke.

Die vier Kabel der Hudsonbrücke werden nach ihrer Vollendung die bislang schwersten Kabel der Welt sein. Nach einer Aufstellung von Amman ergibt sich seit dem Bau der Brooklynbrücke die in Abb. 17 dargestellte Entwicklung schwerer Brückenkabel. Aus der Zusammenstellung II sind die Einzelheiten dieser Kabel näher zu ersehen.

Zusammenstellung II.
Kabelabmessungen der größten amerikanischen Hängebrücken.

Brücke	Jahr der Vollendung	Kabel: Zahl	Zahl je Kabel: Stränge	Zahl je Kabel: Drähte	Durchmesser cm	Querschnitt cm²	Zerreißfestigkeit des Drahtes t/cm²	somit Zerreißfestigkeit je Kabel t
Brooklyn . .	1883	4	19	5 296	40	729	11,3	8 200
Williamsburg	1908	4	37	7 696	47,3	1438	14,1	20 250
Manhattan . .	1910	4	37	9 472	54	1838	14,8	27 250
Delaware River . . .	1926	2	61	18 666	76,2	3625	15,1	55 000
Hudson River	(1932)	4	61	26 474	91,4	5160	15,5	80 000

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über Zusammensetzung und Eigenschaften der Füllbaustoffe.

Von Dr. **Richard Grün**, Düsseldorf.

(Vortrag, gehalten anläßlich der Tagung des Stahlbau-Studienausschusses der Beratungsstelle für Stahlverwendung in Düsseldorf, am 15. November 1929.)

Die wichtigste Eigenschaft der Füllbaustoffe ist zweifellos ihre Fähigkeit, der Wärme und dem Schall den Durchgang zu verwehren. Diese Fähigkeit wird allein bestimmt durch den Gehalt an Luft, und zwar muß diese Luft in dem Baustoff eingeschlossen sein in möglichst kleinen voneinander getrennten Kammern, damit Übertragung der Wärme durch Wärmekonvektion verhindert wird. Selbstverständlich sinkt die Festigkeit eines Baustoffes mit steigendem Gehalt an Luft, und ein Baustoff wird deshalb um so weniger fest sein, je mehr Luft er enthält. Anderseits werden die lufthaltigsten Baustoffe dem Durchgang von Wärme oder Schall den größten Widerstand entgegensetzen. Für die Erbauung von Wohnräumen ist es deshalb angebracht, möglichst stark lufthaltige Baustoffe heranzuziehen. Diese Verwendung stößt insofern auf Schwierigkeiten, als in Anbetracht der zu verlangenden Druck- und Zugfestigkeiten nur eine gewisse Höhe des Luftgehaltes für die einzelnen Baustoffe zulässig ist, solange von diesen Baustoffen verlangt wird, daß sie dem betreffenden Bauwerke gleichzeitig mit der Isolationsfähigkeit auch die notwendige Standfestigkeit verleihen. Sobald diese letzte Forderung in den Hintergrund tritt, sobald es also nicht notwendig ist, daß ein Baustoff gleichzeitig mit dem wärmesicheren Abschluß gegen die Außenluft auch die Standsicherheit des Bauwerks verbürgt, kann natürlich der Luftgehalt des betreffenden Baustoffs beliebig erhöht werden, da ja die statischen Aufgaben von anderen Bauelementen, die mit Wärmehaltung und Isolation nichts zu tun haben, übernommen werden. Dieser in gewissem Umfange ideale Fall der Trennung der Tragkonstruktion von den Abschlußwänden liegt bei der Stahlskelettbauweise vor. Bei ihr besteht die Möglichkeit, Baustoffe zu verwenden, welche infolge ihrer verhältnismäßig geringen Festigkeit für andere Bauzwecke ungeeignet oder minder geeignet sind. Es können also Baustoffe herangezogen werden, welche bei großem Luftgehalt eine eben durch diesen großen Luftgehalt bedingte geringere Druck- und Zugfestigkeit haben, welche aber selbstverständlich für die vorliegenden Bauzwecke noch ausreichen muß.

In weitaus den meisten Fällen wird die Luft in den betreffenden Baustoff hineingebracht, indem man diesem ein lufthaltiges Material beimengt, welches dann durch gewisse Bindemittel zum Zusammenhalt gebracht wird.

A. Füllbaustoffe.

Die Einteilung der Füllbaustoffe wird am zweckmäßigsten durchgeführt nach der Art dieses wirksamen Bestandteiles, welches die Luftzellen enthält. Als solche Träger der Luftzellen dienen entweder anorganische oder organische Stoffe. Die Füllbaustoffe werden also hergestellt auf anorganischer oder organischer Grundlage. Es ergibt sich demgemäß folgende Einteilung:

I. Füllbaustoffe auf anorganischer Grundlage.
Hierher gehören
a) die Tonsteine,
b) der Gips,
c) der Zement,
d) der Bims,
e) die schaumige Hochofenschlacke,
f) der Haydite

II. Auf organischer Grundlage
beruhen die Füllbaustoffe, welche entweder
a) aus Holz oder b) aus Torf
hergestellt werden.

In beiden Fällen kann entweder Zement oder Leim, schließlich auch Magnesit und Magnesiumchloridlauge als Bindemittel verwendet werden.

In der genannten Reihenfolge seien nunmehr die einzelnen Füllbaustoffe durchgesprochen:

I. Füllbaustoffe auf anorganischer Grundlage.

Die Füllbaustoffe dieser Gruppe zerfallen in zwei Unterabteilungen. Die erste Unterabteilung umfaßt diejenigen Füllbaustoffe, welche hergestellt werden ohne Einverleibung eines Füllmaterials, welche also direkt gebildet werden aus dem Träger der Erhärtung. Hierher gehören zunächst die altbekannten Tonsteine, weiter der Gips und schließlich die Schaumzementbaustoffe.

Zur zweiten Abteilung gehören diejenigen Baustoffe, die unter Verwendung von Zement als Bindemittel hergestellt werden aus Bims, Traß, Tuff, schließlich aus Hochofenschlacke und endlich aus Haydite.

a) Tonsteine. Tonsteine für die Verwendung im Stahlskelettbau werden meistens als Hohlsteine ausgebildet, um auf diese Weise eine Erleichterung des Steines und eine Erhöhung des Wärmeschutzes herbeizuführen.

b) Der Gips wird entweder zu Gipsdielen oder zu Gipsplatten verarbeitet, und zwar gewöhnlich als Gips allein unter Hinzufügung von Kokosfasern, Schilf, Haaren oder dergleichen. Diese organischen Materialien vermögen gewisse Zugspannungen aufzunehmen und auf diese Art zur Beständigkeit der Gipsformstücke beizutragen.

c) Die Schaumzementbaustoffe. Sie bestehen in der Regel aus reinem Zement, in den schwereren Ausführungen aus Zement, dem Traß, Sand oder ähnliche Füllstoffe zugefügt sind. Diese Füllstoffe haben aber mit der Wärmehaltung insofern nichts zu tun, als sie dieselbe nicht erhöhen, sondern im Gegenteil herabsetzen, während sie die Festigkeiten verbessern. Die Schaumzementbaustoffe haben alle das eine gemeinsam, daß der Zement vor dem Abbinden in eine schaumige Masse verwandelt wird, deren Gefüge dann durch das Erhärten des Zementes erhalten bleibt. Die Schaumzementbaustoffe zerfallen in:

1. Gasbeton und Schimabeton
2. Zellenbeton.

Beim Gasbeton und beim Schimabeton werden dem Zement vor der Verarbeitung Metallpulver, und zwar Magnesiumpulver, Aluminiumpulver oder Legierungen dieser Pulver evtl. zusammen mit Calcium beigemischt. Bekanntlich entwickeln die genannten Metalle bei Einwirkung von Basen Wasserstoff unter Bildung der entsprechenden Hydroxyde. Beim Anmachen des Zementes mit Wasser wirkt der frei werdende Kalk des Zementes auf die Metallpulver ein, und es entstehen Gase, welche infolge der plastischen Beschaffenheit der Masse nicht ohne weiteres entweichen können und die Masse zu einem schaumigen und verhältnismäßig leichten Gefüge aufblähen.

Der Zellenbeton erreicht das gleiche Ziel der Verwandlung der plastischen Zementmasse in ein schaumiges Aggregat dadurch, daß an Stelle der Gasentwicklung der Zement durch schaumerzeugende Mittel (Seife) aufgelockert wird und dann beim Abbinden in diesem Zustande erhärtet.

Sowohl bei Gasbeton als auch beim Zellenbeton müssen naturgemäß verhältnismäßig große Wassermengen angewendet werden, um das lockere Gefüge zu erreichen. Dieses Wasser verdunstet nach dem Erhärten des Zementes, und infolgedessen ziehen sich nachträglich die in der beschriebenen Weise erzeugten Baustoffe erheblich zusammen. Die Formstücke schwinden also. Es ist deshalb notwendig, entweder in geeigneter Weise Bewegungsfugen anzuordnen oder aber noch besser Schaumzementformstücke in Fabriken herzustellen und lagern zu lassen, bis der Schwindvorgang beendet ist. Selbstverständlich kann man sich auch dadurch helfen, daß man beim Aufbringen von Putz in fertigem Bauwerk diesen Putz auf besondere Putzträger aufbringt und so die Putzschicht unabhängig macht von etwaigen Bewegungen oder Schwindungsvorgängen im Bauwerkkörper selbst.

Die II. Unterabteilung der auf anorganischer Grundlage hergestellten Füllbaustoffe ist diejenige, welche hergestellt wird unter Einverleibung stark lufthaltiger Füllstoffe in Zementbeton. Als derartige Zuschläge kommt in allererster Linie Bims in Betracht. Auch andere vulkanische Erzeugnisse wie Traß, Tuffstein und vulkanische Aschen können an Stelle des Bimses verwandt werden. In der Praxis nimmt aber der Bims in dieser Beziehung eine überragende Stellung ein.

Weniger wichtig ist die schaumige Hochofenschlacke, und schließlich sei der Haydite erwähnt, der, in Europa noch ziemlich unbekannt, in Amerika viel verwendet wird.

d) Der Bims und die anderen vulkanischen Erzeugnisse kommen in Deutschland nur im Rheintal und in der Eifel in größeren Mengen vor. Der Bimsstein wird schon seit mehreren Menschenaltern zu den außerordentlich stark wärmehaltenden und verhältnismäßig festen Bimssteinen verarbeitet. Auch Bimsbeton kann an Ort und Stelle selbstverständlich hergestellt werden. Er hat den Schaumzementmassen gegenüber den Vorteil, daß er nicht so stark schwindet. Anderseits ist seine Anwendung aber natürlich an das örtliche Vorkommen des Bimses oder ähnlicher leichter Baustoffe geknüpft.

e) Schaumige Hochofenschlacke wurde bereits vor etwa 15 bis 20 Jahren zur Herstellung von Leichtsteinen herangezogen. Sie kann entweder allein oder aber zusammen mit Bims; schließlich auch mit Müllverbrennungsschlacke und ähnlichen Produkten verarbeitet werden und wird hauptsächlich verbraucht zur Herstellung von Schlackensteinen auf den Hochofenwerken, in geringem Umfange auch direkt zur Herstellung von Bimssteinen nach dem Scholschen Verfahren.

f) Der Haydite. Der Haydite ist ein gebranntes Tonerzeugnis, welches in Amerika erfunden wurde, als man drüben auf der Suche nach leichten Zuschlagstoffen für den Betonschiffbau war. Dieses Tonerzeugnis hat ein verhältnismäßig geringes Gewicht. Die aus ihm hergestellten Baustoffe haben ähnliche Eigenschaften wie gewöhnliche Ziegelsteine, sie vermögen aber die gute Wärmehaltung und Schallsicherheit von Bimsbaustoffen bei weitem nicht zu erreichen. Man kann den Haydite vielleicht vergleichen mit einem auf eine bestimmte Korngröße gebrochenen Backstein oder Leichtstein.

II. Füllbaustoffe auf organischer Grundlage.

Als organische Zuschlagstoffe für die Herstellung von Füllbaustoffen dienen zunächst das Holz und schließlich der Torf.

a) Holz.

Das Holz kann entweder verwendet werden als Sägemehl oder Holzmehl und schließlich in Form von Holzwolle oder ähnlichen Erzeugnissen. Nimmt man Holzmehl zusammen mit Magnesit, so erhält man das bekannte Steinholz, bei Anwendung von Holzwolle die unter dem Namen Heraklit und Tekton bekannten Dielen. Wichtig ist bei der Verwendung von Holz die Art des Bindemittels, welches zu seiner Bindung genommen wird.

1. Zement als Bindemittel. Zement spielt für Holzmehl eine untergeordnete Rolle, da Zement mit Holzmehl zusammen schlecht erhärtet. Dagegen kann bei Anwendung von holzwollartigen Erzeugnissen Zement genommen werden, wenn vorher diese Holzwollen mit Wasserglas befeuchtet wurden. Das Verfahren arbeitet in der Weise, daß die mit Wasserglas befeuchteten holzwollartigen Erzeugnisse zunächst mit Zement überstreut und dann gepreßt werden. Häufig wird beim Pressen auch noch Holz in Form von Latten als Armierung eingelegt, um die Bruchfestigkeit der so hergestellten Dielen zu erhöhen.

2. Magnesit als Bindemittel. Magnesit spielt als Bindemittel eine größere Rolle als Zement, da der Magnesit, wenn er mit Magnesiumchloridlauge angemacht wird, außerordentlich große Füllstoffmengen in sich aufzunehmen vermag. Als wichtigster Repräsentant der hierher gehörenden Baustoffe sei der sogenannte Heraklit genannt. Der Heraklit wird hergestellt aus Magnesiumoxyd, welches auf die mit Magnesiumsulfat angefeuchteten Holzwollen aufgestreut wird. Die so vorbehandelte Holzwolle wird dann gepreßt und bei hoher Temperatur zur schnellen Erhärtung gebracht. Diese hohen Temperaturen werden nicht nur angewendet, um eine schnelle Erhärtung zu erzielen, sondern auch, um zu verhindern, daß das Magnesiumsulfat löslich bleibt. Erfahrungsgemäß sollen bei hohen Temperaturen erhärtete Magnesiumoxyd-Magnesiumsulfat-Gemische verhältnismäßig wenig wasserlöslich sein und infolgedessen auch keine Rosterscheinungen an Stahl, mit dem sie in Berührung kommen, erzeugen.

3. Leime als Bindemittel für Holz werden verhältnismäßig in geringem Maße in Anwendung gebracht. Immerhin wäre den sogenannten Kaltleimen hier ein großes Absatzgebiet zu erschließen.

b) Torf.

Als Repräsentant der aus Torf hergestellten Füllbaustoffe sei das Torfoleum genannt, welches aus Torf mit einem Bindestoff gepreßt wird. Druckfestigkeiten vermögen selbstverständlich die Torfoleumplatte und ähnliche Erzeugnisse nicht aufzunehmen, sie kann also lediglich verwendet werden unter Putz, der am besten auf Drahtnetz, Streckmetall oder ähnlichen Putzträgern aufgebracht wird.

B. Putzträger.

Auch bei den Putzträgern kann man wieder unterscheiden diejenigen, die auf anorganischer Grundlage, und solche, die auf organischer Grundlage hergestellt werden.

I. Putzträger auf anorganischer Grundlage.

Als Putzträger, die auf anorganischer Grundlage beruhen, sei zunächst genannt:

a) das bekannte Streckmetall und die häufig verwendeten Drahtnetze. Die letzteren können auch, um ein besseres Haften herbeizuführen, überzogen werden entweder

b) mit Ton oder mit Zement. Die mit Ton überzogenen Drahtgewebe, das sogenannte Staußziegelgewebe, haben den Vorteil, daß der Draht infolge des Glühvorganges, dem er beim Brennen des Tones unterworfen wird, außerordentlich biegsam ist.

c) Das mit Zementmörtel versehene Schrödersche Drahtnetz zeichnet sich vor nicht in dieser Weise behandelten Drahtgeweben dadurch aus, daß auch an ihnen der Putz besser haftet als an reinem Drahtgewebe.

II. Putzträger auf organischer Grundlage.

Auf organischer Grundlage beruhen die Putzträger, welche schon im Mittelalter und Altertum in größtem Umfange verwendet wurden. Ursprünglich nagelte man auf die zu verputzende Fläche Binsen und andere pflanzliche Erzeugnisse. Neuerdings ist man dazu übergegangen, in Fabriken diese Binsen zu Matten zu verweben, die dann in großen Flächen auf die zu verputzenden Stellen aufgebracht werden und die gewöhnlichem Rohr gegenüber den Vorteil haben, daß sie untereinander zusammenhängen und deshalb viel schneller und sicherer zu verarbeiten sind. Während bei den Putzträgern die Isolation und der Abschluß lediglich dem Putz zukommt, ist bei den nun zu besprechenden Isolierplatten die Isolierfähigkeit in die Platte selbst verlegt.

C. Isolierplatten und Verblender.

Auch die Isolierplatten und Verblender können wieder eingeteilt werden nach den grundlegenden Rohstoffen, also in solche Platten, die auf anorganischer Grundlage, und solche Platten, die auf organischer Grundlage erzeugt werden.

I. Isolier- und Verblendplatten auf anorganischer Grundlage.

Hier ist zunächst zu nennen:

a) der Asbestzementschiefer, welcher schon seit Jahrzehnten als Dachdeckungsmaterial eingeführt ist. Der Asbestzementschiefer wird hergestellt aus Asbest und Zement, welche zusammen mit einem großen Wasserüberschuß auf Holländern, d. h. auf Papiermaschinen, zu einer Art Pappe verarbeitet werden. Diese Pappe wird nachträglich bei hohem hydraulischen Druck gepreßt und erhärtet dann zu einer Gesteinsplatte von außerordentlich großer Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Beanspruchung, Feuer u. dgl. Da die Platte aber sehr dicht ist, ist sie naturgemäß sehr stark wärmeleitend. Sie wird deshalb in neuerer Zeit zusammen mit Sperrholz zu dem sogenannten

b) Xylotekt verarbeitet, indem zwischen zwei Asbestzementplatten Sperrholzplatten eingebracht werden und das Ganze verleimt wird. Der Xylotekt hat gegenüber dem Asbestzementschiefer den Vorteil, daß er weit mehr wärmehaltend und schallsicher ist bei gleichzeitig erheblicher Widerstandsfähigkeit gegen Feuer und Wasser; er vereinigt also die Eigenschaften von Holz und Stein.

II. Isolierplatten auf organischer Grundlage.

Auf organischer Grundlage beruhen zunächst sämtliche Isolierplatten u. dgl., welche Kork in irgendeiner Form zu ihrer Herstellung benötigen; weiter die Gruppe von Isolierplatten, die aus Papier bestehen.

a) Bei der Heranziehung von Kork kann dieser entweder in Form von Granalien verwendet oder es kann Korkpulver herangezogen und schließlich kann der Kork mit entsprechenden Bindemitteln zusammen zu Platten verpreßt werden. Als Vertreter der Baustoffe, zu denen Korkmehl verwendet wird, sei zunächst die Antiphonplatte genannt, bei welcher Korkmehl in entsprechende Hohlräume eingebracht wird. Kittet man die Korkteile zusammen, so kommt man zu den Platten der Type Korsil.

b) Die nächste Gruppe von Isolierplatten stellt aus an sich hohlraumlosen Rohstoffen Platten her, welche Hohlräume enthalten. Sie verwendet also entweder Wellpappe oder aber Gras u. dgl. Mit Wellpappe hergestellt sind die sogenannten Absorbit- und die Weco-Platten, ebenso die Isoliertapeten Kosmos. Seegras enthalten die Platten Arci, die auf schlecht wärmehaltenden Wänden oder Fußböden eine gute Isolation zu verleihen vermögen.

c) Papierplatten. Für Bauausführungen, bei denen weder eine große Schall- noch Wärmeisolierung notwendig ist, werden neuerdings auch in Amerika Papierplatten hergestellt, welche nach der Verlegung mit Ölfarben- oder ähnlichen Anstrichen versehen werden können.

Zusammenfassung.

Es ist gar kein Zweifel, daß eine sehr große Anzahl von Füllbaustoffen, Putzträgern und Isoliermaterialien auf dem Markt sich befinden, die gute Eigenschaften haben. Es fehlt nur noch zur Zeit an einer unparteiischen Beurteilung all dieser Füllstoffe, da im allgemeinen nur die Angaben der Firmen zur Verfügung stehen, welche jeweils selbstverständlich die guten Eigenschaften ihrer Füllbaustoffe in bezug auf Wärmehaltung, Schallsicherheit usw. hervorheben, während Angaben über Schwindneigung, Rosterzeugung, Vergänglichkeit usw. meistens fehlen. Es ist zu wünschen, daß der Stahlwerksverband und der Deutsche Stahlbau-Verband in einheitlicher Weise diese Füllbaustoffe einer eingehenden Prüfung unterziehen lassen, da von dem guten Verhalten der Füllbaustoffe die Zukunft des Stahlskelettbaues in viel weiterem Maße abhängt als von der Stahlkonstruktion. Denn hinsichtlich der Stahlkonstruktion liegen bereits genügend Erfahrungen und Erfolge vor, wie aber die Füllbaustoffe, welche für die Wärmewirtschaft, Schallsicherheit und Beständigkeit sowie Bewohnbarkeit des Hauses von ausschlaggebender Bedeutung sind, sich in jedem Fall verhalten werden, ist keineswegs befriedigend geklärt.

Straßenbrücke über die Geeste im Zuge der Verbindungsstraße Lehe - Geestemünde.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Haupt**, Dortmund.

Die Verbindungsstraße zwischen den Stadtteilen Geestemünde und Lehe, der neugegründeten Stadt Wesermünde, führt im Osten über die Geeste, einen Nebenfluß der Weser.

Da die dort vorhandene Straßenbrücke, die sogenannte Franzosenbrücke, dem modernen Lastwagenverkehr nicht mehr gewachsen ist — als Höchstbelastung sind Lastwagen bis 8 t Gesamtgewicht zugelassen — entschloß sich der Magistrat der Stadt Wesermünde trotz der großen finanziellen Schwierigkeiten zum Neubau einer neuzeitlichen Straßenbrücke von 20 m Breite, wovon 12 m auf die Fahrbahn und 2 × 4 m auf die Fußwege entfallen, und etwa 100 m Länge unter gleichzeitiger Begradigung der sogenannten Leher Chaussee. Hierdurch soll vor allem der schwere Lastwagenverkehr der Wesermünder Fischindustrie sowie auch der Durchgangsverkehr aus den Hauptstraßen von Wesermünde und Bremerhaven umgeleitet und abgelenkt werden, damit das Zentrum der Stadt entlastet wird. Außerdem soll durch den Ausbau der Verbindungsstraße zwischen Wesermünde-Geestemünde und Wesermünde-Lehe eine Besiedelung des angrenzenden Industrie- und Wohngeländes erreicht werden.

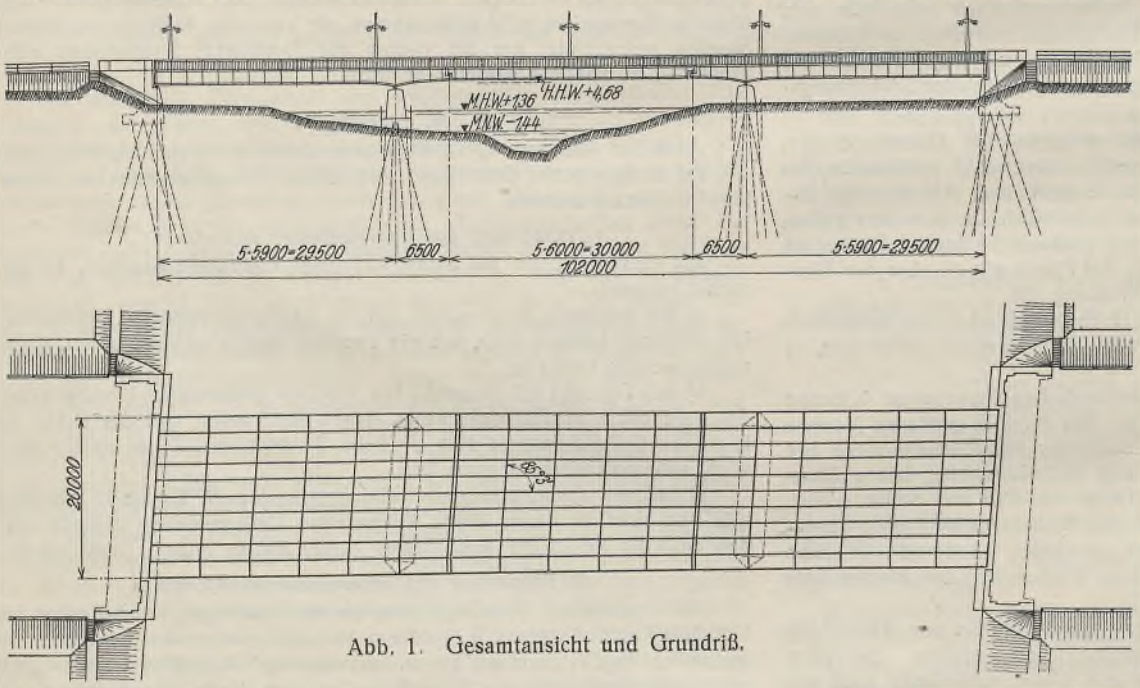


Abb. 1. Gesamtansicht und Grundriß.

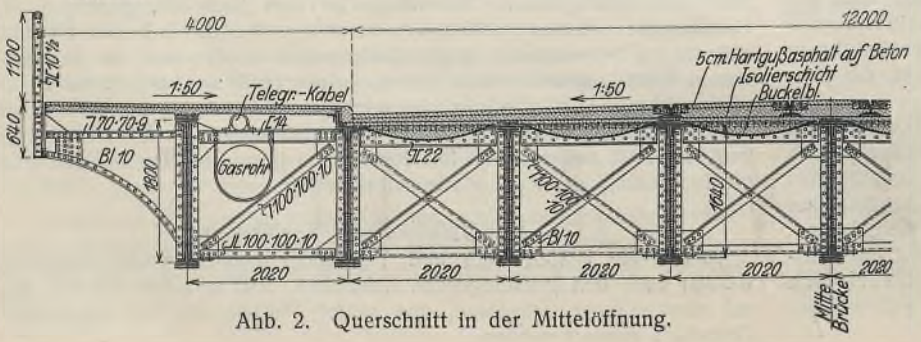


Abb. 2. Querschnitt in der Mittelöffnung.

Nach einer im Jahre 1926 stattgefundenen beschränkten Ausschreibung, bei welcher die Vereinigte Stahlwerke A.-G. bereits im wesentlichen den später zur Ausführung gelangten Entwurf einer Flachbrücke mit drei Öffnungen angeboten hatte, fand im Jahre 1927 eine zweite wiederum beschränkte Ausschreibung statt, bei welcher der Magistrat erstens die Abgabe von Angeboten auf eine von der städtischen Tiefbauabteilung (Herr Magistratsbaurat Detering) entworfene Flachbrücke über fünf Öffnungen forderte und zweitens die Ausarbeitung von Nebenangeboten für eine Brücke gleicher Bauart, jedoch mit nur drei Öffnungen als erwünscht bezeichnete.

Den Zuschlag erhielten im Januar 1928 die Vereinigte Stahlwerke A.-G., Abt. Dortmunder Union und die Firma Köhnke & Co., Bauunternehmung G. m. b. H., Bremen, auf Grund ihres gemeinsamen Nebenangebotes auf die gesamte Herstellung einer Brücke mit drei Öffnungen, und zwar die Vereinigte Stahlwerke A.-G. für die Herstellung des gesamten Stahlüberbaues und die Firma Köhnke & Co. für die gesamte Fundierung nebst Herstellung der Fahrbahn- und Fußwegdecken.

Wie aus der Abb. 1 (Ansicht und Grundriß) ersichtlich ist, beträgt die Stützweite der Seitenöffnungen je 29,5 m und die der Mittelöffnung 43 m. Die Wahl des Haupttragsystems — neun in Abständen von je etwa 2 m nebeneinanderliegende vollwandige Hauptträger — s. Abb. 2 (Querschnitt der Brücke) — ist bedingt durch die außerordentlich geringe Konstruktionshöhe, welche für die unter der Fahrbahn liegenden Hauptträger nur eine Stehblechhöhe von durchschnittlich 1,64 m zuläßt, d. i. in der Mittelöffnung $\sim \frac{1}{26}$ und in den Seitenöffnungen $\sim \frac{1}{18}$ der Stützweite.

Trotz dieser geringen Trägerhöhen halten sich die Durchbiegungen bei Belastung durch ruhende Verkehrslast (Menschengedränge von 500 kg/m² und 23-t-Dampfwalze) in durchaus normalen Grenzen. Sie betragen in den Seitenöffnungen nur $\frac{1}{890}$ und in der Mittelöffnung $\frac{1}{830}$ der Stützweite. Sämtliche Hauptträger sind als Gerberbalken ausgebildet. Die Gelenke liegen in der Mittelöffnung. Die Spannweite des Einhängeträgers beträgt 30 m.

Als Baustoff wurde für die Stahlkonstruktion normaler Flußstahl St 37 · 12 und für die Auflager Stahlguß Stg 52 · 81 gewählt.

Für die zulässigen Beanspruchungen wurden die BE-Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 25. Februar 1925 als maßgebend erachtet, wobei als Stoßzuschlag die Werte der Spalte III der Tafel 3 genannter Vorschriften in die Rechnung eingesetzt wurden.

Um die Verteilung der schweren Einzellasten (Dampfwalze, Lastautos, Straßenbahnwagen) auf mehrere Hauptträger zu gewährleisten, sind die letzteren in Abständen von rd. 6 m durch kräftige Fachwerk-Querverbände miteinander verbunden. Über den Pfeilern und Widerlagern sind diese Querverbände als Vollwandträger ausgebildet, um an diesen Stellen gegebenenfalls hydraulische Pressen zur Hebung der Brücke ansetzen zu können. Es besteht nämlich die Möglichkeit, daß später die Geeste bis zur oberhalb gelegenen Schiffdörfer Schleuse winterhochwasserfrei eingedeicht wird, für welchen Fall eine nachträgliche Hebung des Stahlüberbaues um 50 cm erforderlich wird.

Die Fahrbahndecke, welche aus Hartgußasphalt auf Betonunterlage besteht, liegt auf 9 mm starken unverzinkten Buckelblechen auf, welche die beachtenswerte Größe von rd. 1,8 × 6,0 m haben. (Die größten Abmessungen der von der Vereinigte Stahlwerke A.-G., Abt. Hörder Verein hergestellten Buckelbleche betragen 3,50 × 6,0 m).

Die festen Auflager auf den Widerlagern sowie die festen Gelenklager sind als Tangentialkipplager, die beweglichen Lager auf den Pfeilern sowie in den südlichen Gelenken als Einrollenlager ausgebildet.

Die Verschieblichkeit der Rollen ist so groß, daß außer den bei Temperaturschwankungen von ± 35 ° C auftretenden Bewegungen noch ein Aneinanderwandern der Widerlager um 10 cm stattfinden kann.

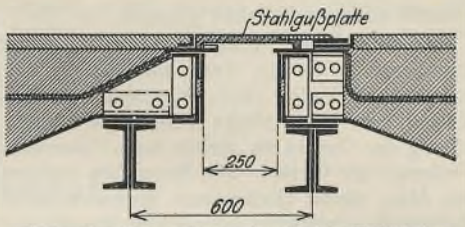


Abb. 3. Querschnitt durch die Fahrbahnunterbrechung am beweglichen Gelenk.

Die Ausdehnungsfuge an dem beweglichen Gelenk in der Fahrbahn und in den Fußwegen ist demgemäß für eine Verschiebung von + 15 cm und — 5 cm konstruiert. Innerhalb der Fahrbahn ist die Fuge durch Stahlgußplatten und bei den Fußwegen durch Raupenbleche abgedeckt. Die einzelnen Stahlgußplatten der Fahrbahnunterbrechung liegen mit ihren leistenartig ausgebildeten Längsrändern lose auf beiden Brückenteilen auf, so daß trotz der infolge Verkehrsbelastung auftretenden gegenseitigen Winkeländerung der beiden benachbarten Brückenquerschnitte die Platten immer fest aufliegen (Abb. 3). Die Länge der lose nebeneinander liegenden Platten beträgt im Maximum rd 2 m, das Gewicht des schwersten Stückes rd. 150 kg. Die Platten können also ohne Schwierigkeiten nach Bedarf abgehoben werden, wenn man den Anstrich des Fahrbahnschlitzes erneuern oder die in dem Schlitz liegende Entwässerungsrinne reinigen will.

An dem festen Gelenk in der Mittelöffnung und an den Widerlagern sind Schleppbleche angeordnet, über welchen die Fahrbahndecke und die Fußwegdecken durch Asphaltfugen unterbrochen sind.

Das Oberflächenwasser wird durch acht Regensinkkästen unmittelbar in den Fluß abgeleitet.

Mit der Aufstellung des Stahlüberbaues wurde im August 1928 begonnen.

Die Montage der einzelnen Träger gestaltete sich sehr einfach und ging rasch und ohne Unfall vonstatten.

Zuerst wurden die auf eine Länge von etwa 37 m zusammengenieteten Kragträger über der nördlichen Seitenöffnung ohne Verwendung von Gerüsten mit Hilfe eines einfachen Schwenkmastes verlegt (Abbild. 4). Sodann wurden die Einhängeträger von der vorgenannten Seitenöffnung aus verlegt, wobei sie an dem einen Ende auf ein schmales Hilfspfahljoch aufgelegt wurden, und zum Schluß wurden die Kragträger der südlichen Seitenöffnung mit Hilfe des jetzt in die Mittelöffnung vorgerückten Auslegermastes eingebaut (Abb. 5 u. 6).

Das gesamte Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 643 t einschließlich 18 t für die Auflager. Hierzu kommen noch rd. 25 t Rillenschienen für zwei

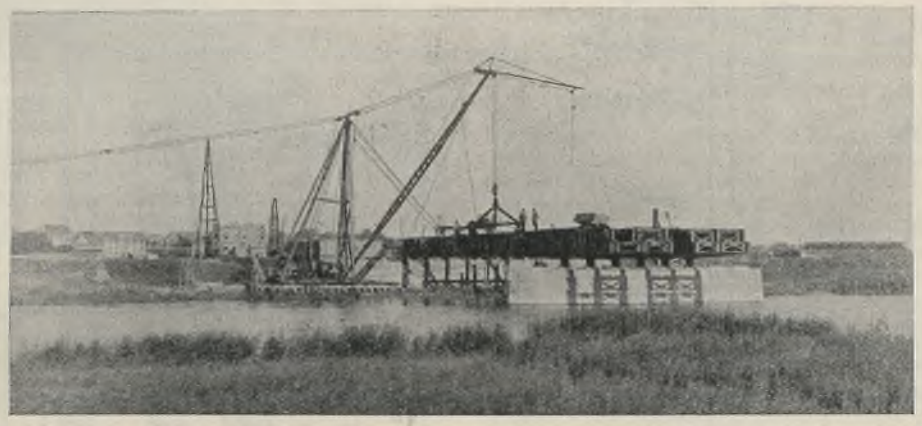


Abb. 4. Einbau des Kragträgers in der nördlichen Seitenöffnung mit Hilfe eines Schwenkmastes.

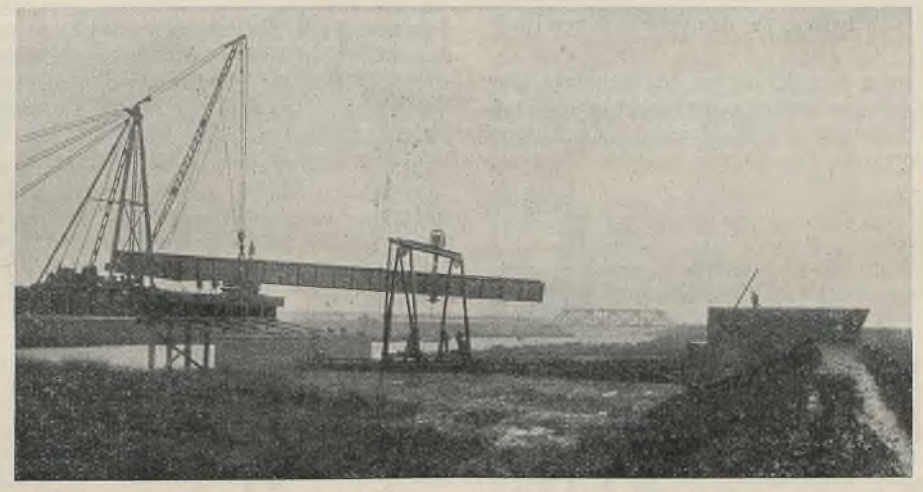


Abb. 5. Einlegen der Kranträger in der südlichen Seitenöffnung mit Hilfe des auf den Einhängeträgern der Mittelöffnung stehenden Schwenkmastes und mit Hilfe eines auf dem trockenem Grunde der Seitenöffnung laufenden Portalkranes.

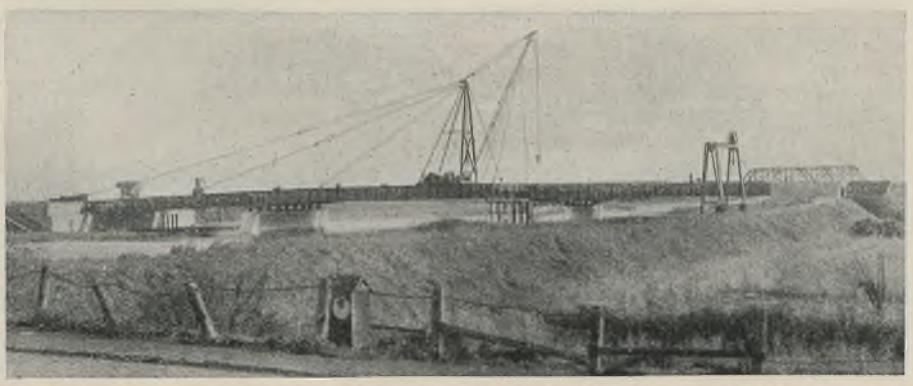
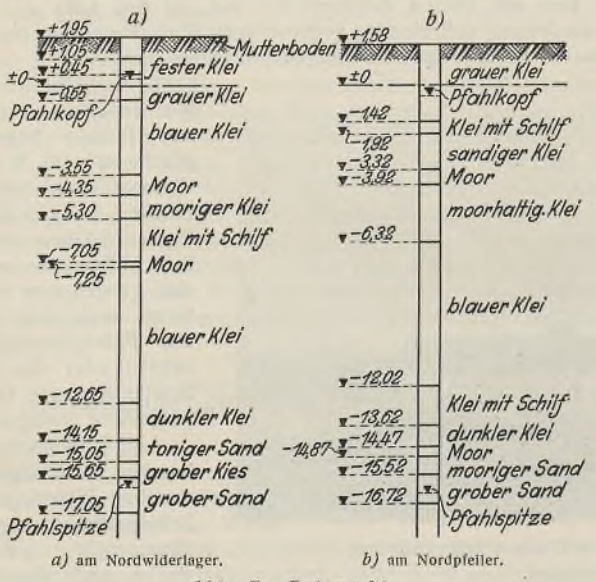


Abb. 6. Gesamtansicht der Brücke kurz vor dem Einlegen des letzten Kragträgers.

über die Brücke führende Straßenbahngleise. — Die Pfeiler und Widerlager sind auf hölzernem Pfahlrost gegründet, da, wie aus dem Bohrprofil (Abb. 7) zu ersehen ist, der anstehende Boden außerordentlich schlecht ist (Klei- und Moorschichten).

Bei der Fundierung war daher äußerste Vorsicht geboten.

Die Baustelle liegt im Tidegebiet. Der mittlere Tidehub beträgt etwa 2,80 m. Aus den Längenprofilen ist die Lage der Pfeiler und Widerlager zu ersehen. Der nördliche Pfeiler (Abb. 8) erhielt eine Einfassung mit kieferner Spundwand von 15 cm Stärke und 5,8 m Bohlenlänge, da er an der Uferböschung der Geeste zu stehen kam. Der südliche Pfeiler liegt auf dem Vorlande der Geeste. Die Baugruben wurden während der Bauzeit mehrere Male durch Hochwasser überschwemmt. Die Widerlager sind am Fuße des Geestedeiches angeordnet, so daß die beiderseitigen Deiche angeschnitten werden mußten. Die Baugrube der Widerlager wurde daher mit Fangedämmen eingefaßt, um das Hinterland vor Überflutungen zu schützen. Der vom Stadtbauamt aufgestellte und



a) am Nordwiderlager. *b)* am Nordpfeiler.

Abb. 7. Bohrprofil.

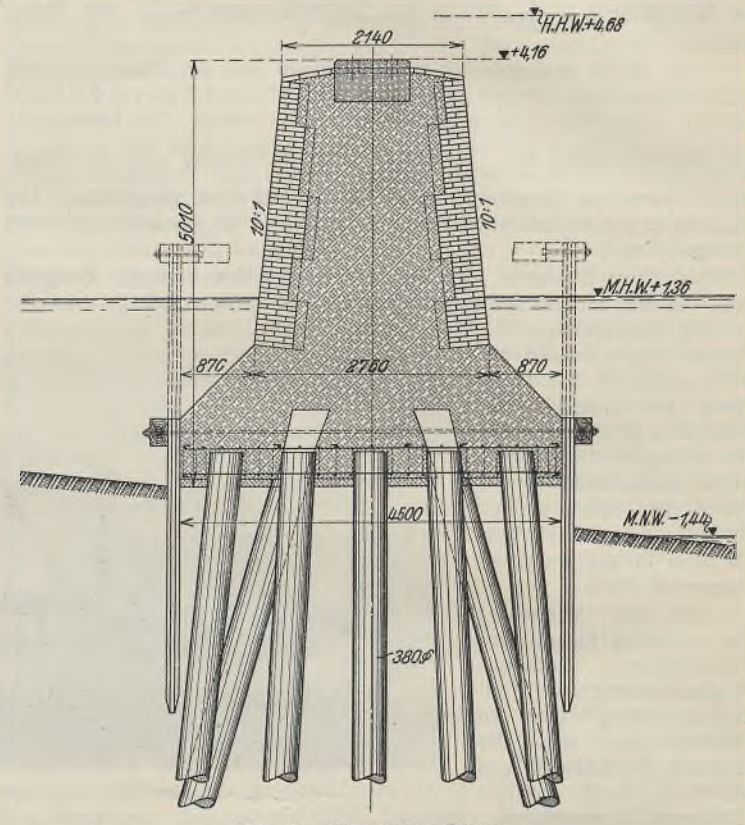


Abb. 8. Nördlicher Pfeiler.

ausgeführte Entwurf hierfür hat sich bestens bei den verschiedenen Hochwassern bewährt (Abb. 9).

Mit Rücksicht darauf, daß beim Bau der ersten Straßenbrücke über die Geeste dicht unterhalb der jetzigen Baustelle die Pfeiler in das Flußbett abgerutscht sind und mit Rücksicht auf die durch die Anschüttung des rd. 5 m hohen Straßendammes etwa hervorgerufenen Bodenverdrückungen, wurde seitens des Stadtbauamtes Wesermünde eine reichliche Verwendung von wirksamen Zugpfählen zur Pflicht gemacht. Aus diesen Gründen ist der Pfahlrost der Pfeiler und Widerlager sehr sicher konstruiert, so daß nur eine maximale Belastung der Pfähle von rd. 25 bis 27 t erreicht wurde. Die Tannenpfähle hatten einen Durchmesser von 38 ± 2 cm bei einer Länge von etwa 15,0 bis 17,0 m und stehen etwa 1,5 bis 2,0 m im Sand. Bei der Ausführung hat sich gezeigt, daß die Bohrprofile und die Rammergebnisse im Einklang stehen. Die Pfähle wurden mit zwei Stück Dampframmen, Menck & Hambrock, Altona, mit Nachlaufkatze und etwa 1,8 t Bärgewicht gerammt. In den letzten Hitzen betrug die Eindringtiefe je etwa 4 bis 5 cm.

Die Druckpfähle reichen etwa 30 cm in den Beton

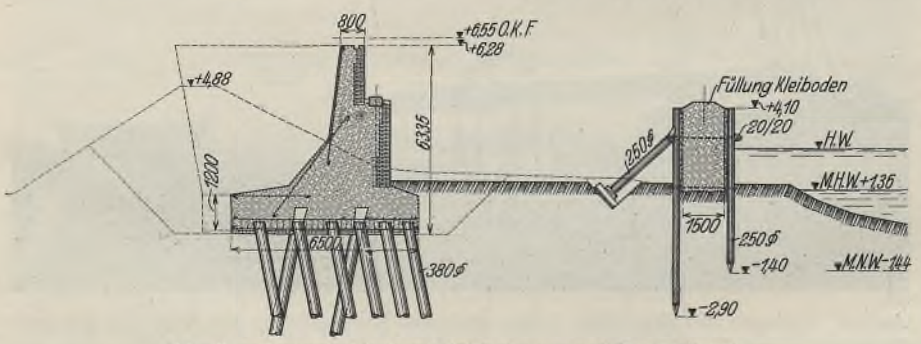


Abb. 9. Querschnitt durch Widerlager und Fangedamm.



Abb. 10. Ansicht der fertigen Brücke.

und die mit Spiralen von 8 mm ∅ armierten Zugpfähle etwa 80 bis 85 cm. Eine Verzimmerung des Pfahlrostes erschien nicht geboten, vielmehr wurde die Verbindung zwischen Pfählen und aufgehendem Beton durch den mit Eisen armierten Beton selbst hergestellt.

Der Beton der Pfeiler und Widerlager im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Hochofen-Zement : $^1/_8$ R.-T. Traß : $^1/_3$ R.-T. Sand : $2^1/_3$ R.-T. Feinkies : $2^1/_3$ R.-T. Grobkies, wurde im Gußverfahren hergestellt. Die Ansichtsflächen sind mit Bockhorner Klinker I. Sorte in 1 bis $2^1/_2$ Steinstärke verblendet und mit hartbraunen Klinkern II. Sorte hintermauert. Die Verblendung ist bei der statischen Berechnung als nichttragend eingesetzt. Die Rückenflächen der Widerlager sind zweimal mit Inertol gestrichen. Die Anschlüsse der Widerlager an die vorhandenen Deiche wurden sehr sorgfältig hergestellt. Die Flächen wurden mit Flachrasen abgedeckt und bestickt. Erst nach Abnahme dieser Bauteile durch das Wasserbauamt in Wesermünde konnte mit der Beseitigung der beiden Fangedämme begonnen werden. Die Auflagerquader für die Pfeiler 1,17 × 0,88 × 0,5 m und die Widerlager 0,63 × 0,49 × 0,3 m bestehen aus Granit. Mit dem Bodenaushub und dem gleichzeitigen Bau der beiden Fangedämme sowie den Rammarbeiten der beiden Pfeiler wurde am 12. Februar 1928 begonnen. Die Betonierungsarbeiten waren am 20. Juli 1928 beendet.

Die Bauleistungen für die Pfeiler und Widerlager setzen sich wie folgt zusammen:

Bodenaushub rund 4000 m³,

Zug- und Druckpfähle rund 547 Stück, ∅ 38 ± 2 je etwa 15 bis 17 m lang,
280 m² hölzerne Spundwand, 15 cm stark, 5,8 m Bohlenlänge rd. 1670 m³ Gußbeton,
rd. 250 m³ Verblendmauerwerk,
etwa 10 m³ Granitauflagerstein
sowie die beiden Fangedämme, die gleichzeitig hergestellt wurden.

Die Bauoberleitung für die gesamte Brücke, deren Ansicht nach beendeter Montage die Abb. 10 zeigt, lag in den Händen des Herrn Stadtbaurat Dr.-Ing. Kunz, die örtliche Bauleitung in den Händen des Herrn Magistratsbaurat Schwadtke. Die Bauleitung hat es sich angelegen sein lassen, die Unternehmer in verständnisvoller Weise tatkräftig zu unterstützen, so daß ein gutes Einvernehmen auf der Baustelle herrschte.

Verschiedenes.

Kritik zum Normblatt-Entwurf E 120, betreffs Berechnungsgrundlagen für die Eisenkonstruktionen von Kranen. Bei der statischen Behandlung von Stahlgerüsten für Krane erfolgt die Wahl der zulässigen Spannungen und Sicherheiten wohl mit Rücksicht auf den Anstrengungsgrad des Kranbetriebes und die Arbeitsgeschwindigkeiten. Diesen Einfluß pflegt man aber nur gefühlsmäßig zu erfassen, und bei gleichartigen Krangerüsten und Betriebszuständen schwanken die üblichen Sicherheiten immer noch in erheblichen Grenzen. Im Stahlhochbau dagegen und namentlich im Brückenbau kennt man solche Zustände nicht, da die zulässigen Spannungen und Sicherheiten durch scharf gefaßte Bestimmungen vorgeschrieben sind. Es ist daher zu begrüßen, daß der deutsche Kranverband durch Herausgabe des vorliegenden Normblattentwurfes für Krangerüste ähnliche Grundlagen wie für den Hoch- und Brückenbau ausgearbeitet hat, und so läßt sich erhoffen, daß die bisherige Unsicherheit in der Bewertung der genannten Einflüsse verschwinden wird.

Das Normblatt soll den Charakter einer Dinorm haben, und soweit Privataufträge in Frage kommen, soll es in freier Vereinbarung als Grundlage für Lieferung von Krangerüsten dienen. Damit tritt es in einen Gegensatz zu den genannten Hoch- und Brückenbaubestimmungen, die ja amtlichen Charakter tragen und für Hoch- und Brückenbauten allein maßgebend sind.

Mit dem Erscheinen des Entwurfs wurde behördlicherseits die Frage nach der Genehmigungspflicht und Berechnungsnachprüfung von Krananlagen aufgeworfen, wobei der Entwurf nach Überarbeitung und mit den erforderlichen Ergänzungen als Grundlage zu den neuen Kranbestimmungen dienen sollte. Nach gegenwärtiger Gepflogenheit ist mit der statischen Prüfung eines Stahlhochbaues auch die der ortsfesten Kranfahrbahn verbunden, während der darauf rollende Laufkran nicht der Prüfungspflicht untersteht, sondern im Sinne des Gesetzes als Maschine gilt. Hiernach ist z. B. eine ortsfeste Verladebrücke genehmigungspflichtig, eine fahrbare dagegen nicht. Denkbar wären solche behördlichen Bestimmungen, die sich aber nicht nur auf das Krangerüst erstrecken dürften — denn dieses ist der verhältnismäßig noch sicherste Teil —, sondern auch auf die Seile und Ketten und namentlich auf die elektrischen und mechanischen Sicherheitsvorrichtungen. Es soll hier nicht Möglichkeit und Bedürfnis nach behördlicher Prüfungspflicht zur Erörterung stehen, wenngleich gesagt werden kann, daß die Kranindustrie eine solche aus naheliegenden Gründen nicht befürworten dürfte.

Gleichgültig, ob die neue Dinorm privaten oder amtlichen Charakter tragen wird, ist jedenfalls zu fordern, daß deren Wortlaut klar und eindeutig abgefaßt ist. Ob diese Forderung im Entwurf hinreichend erfüllt ist, soll im Nachstehenden kritisch betrachtet werden.

Der Hauptteil des Entwurfs umfaßt die Eisenkonstruktionen von Kranen. Hierin ist in erster Linie an ortsfeste oder fahrbare Kranbrücken mit darauf fahrenden Drehkranen oder Laufkatzen gedacht, aber an keiner Stelle klar ausgesprochen. Soll beispielsweise ein Ausleger eines ortsfesten oder fahrbaren Drehkranes oder der zugehörige Ober- oder Unterwagen auch dazu gehören? Wohl kaum, denn solche Teile hängen eng mit dem maschinellen Teil des Kranes zusammen und lassen sich weder statisch noch konstruktiv nach den allgemeinen Stahlbauregeln behandeln. Daher möchte obige Begriffsumgrenzung textlich zum Ausdruck kommen. Die weitere Kritik bezieht sich also auf Kranbrücken und ähnliche Gerüste.

Die im Text vorkommenden Ausdrücke Last, Belastung, Eigengewicht, schwellende Belastung usw. sind wohl nicht hinreichend klar umschrieben. Statt Last oder Belastung wäre demnach zu setzen: Raddrücke des auf der Kranbrücke fahrenden vollbelasteten Kranes im Dienstzustande, aber ohne etwaige Überlastungs- und Stoßzuschläge. Unter Eigengewicht sollte verstanden sein das Gewicht der Kranbrücke mit allem unveränderlichen Zubehör einschließlich der etwa damit verbundenen Gegengewichte.

Das weitere bezieht sich zunächst auf ortsfeste Kranbrücken.

Im Entwurf sollen die von der zuschlagfreien Belastung (darunter seien also die Raddrücke bei Vollast verstanden) herrührenden Stabkräfte S_p wegen des Schwellens der Belastung (also wegen des Schwellens der Raddrücke) mit einem Ausgleichsfaktor ψ multipliziert und mit den vom Eigengewicht herrührenden Stabkräften S_g vereinigt werden zur maßgebenden Stabkraft S, die dann mit dem unveränderlichen Grundwert σ_{zul} verrechnet wird; der bei Brücken übliche Rechnungsgang sollte also sinngemäß auf Kranbrücken übertragen werden. Entsprechendes gilt auch für die Momente M_p usw.

Die Krane werden je nach relativer Belastungsdauer, relativer Lastgröße und nach Maßgabe der am Haken auftretenden Stöße in vier Gruppen geteilt und diesen werden die Werte $\psi = 1{,}2,\ 1{,}4,\ 1{,}6$ und $1{,}9$ zugeordnet.

Hierzu sei folgendes bemerkt: Die Häufigkeit des Auftretens der Vollast wechselt allerdings zwischen verschiedenen Kranklassen sehr stark, und dieses ist wohl von erheblicher Bedeutung für Teile, die der Abnutzung unterliegen, und daher in gewissen Zeiträumen ausgewechselt werden müssen, wie Drahtseile, Zahnräder und Lager, sowie für die der Erwärmung ausgesetzten Motoren.

Der Grad der Beanspruchung der Kranbrücke hängt zweifellos ab a) von den Raddrücken, b) von der Fahrgeschwindigkeit, c) von der Fahrbahnausbildung, d) von der Stützweite der Brücke.

Die Raddrücke sind durchaus nicht verhältnisgleich zur Nutzlast und bei Drehkranen können die Leerlastraddrücke unter Umständen größer als die bei Vollast sein. Die am Lasthaken wirkenden Stöße, stark bei Greiferkranen, schwach bei Stückgutkranen, treten nur bei ruhendem Kran während des ersten Anhubes aus der Ruhe auf, fallen also zeitlich nicht mit den vom Fahren herrührenden Stößen zusammen. Es erscheint demnach richtig, nur die statischen größten Raddrücke zu berücksichtigen.

Die Häufigkeit des Krahnfahrens ist neben der weiter unten zu besprechenden Fahrgeschwindigkeit selbstverständlich von erheblichem Einfluß auf die Lebensdauer der Fahrschiene und der Laufräder und überhaupt des gesamten Fahrwerks, aber doch wohl von geringerem Einfluß auf die Brückenbeanspruchung. Zieht man zum Vergleich die Eisenbahn- und Straßenbrücken heran, so hat man dort auch nur die Höchstbelastungen, aber nicht die Zahl ihres täglichen Auftretens berücksichtigt. Die Fahrgeschwindigkeit bildet dagegen in Verbindung mit der Fahrbahnausbildung sicher die Hauptursache der auftretenden Stöße; dabei wäre zwischen geschweißten, schrägen und geraden Schienenstößen zu unterscheiden. Die Stützweite des Kranes ist im Entwurf gar nicht berücksichtigt; unter sonst gleichen Verhältnissen sind die Stöße bei großen Stützweiten geringer als bei kleinen; für den als Fahrbahn dienenden Obergurt wäre (wie bei Längs- und Querträgern von Brücken) der Stoßzuschlag erheblich größer zu wählen als für die Brücke selbst.

Hat die Brücke eine eigene Fahrbewegung, dann soll nach dem Entwurf die vom Eigengewicht herrührende Stabkraft S_g mit der Stoßzahl φ multipliziert werden, so daß dann gilt

$$S = \varphi \cdot S_g + \psi \cdot S_p.$$

Hiergegen kann der Einwand erhoben werden, daß beim Brückenfahren doch nicht nur die Brücke, sondern auch der Kran samt angehängter Last in Schwingungen gerät. Außerdem sollte auch hier der Wert φ viel stärker als vorgeschlagen von der Fahrgeschwindigkeit und der Schienenstoßausbildung, aber nicht von der Fahrhäufigkeit abhängen. Dabei sollte auch zum Ausdruck kommen, daß wegen der möglichen Gleichzeitigkeit beider Fahrbewegungen die beiden Schwellungseinflüsse zeitlich zusammenfallen können. Zu überlegen wäre noch die zweifellos stärkere Stoßwirkung auf die an die Laufräder unmittelbar anschließenden Brückenteile, wie Stützenfüße von Verladebrücken.

Vorstehende Einwände sind zu folgenden Vorschlägen zusammengefaßt:

1. Die Berechnungsgrundlagen gelten für ortsfeste und fahrbare Kranbrücken.
2. S_g sind die Stabkräfte durch das Eigengewicht der Kranbrücke samt etwa darauf sitzender Gegengewichte.
3. S_p sind die von den größten statischen Raddrücken der Katze oder des Kranes herrührenden Stabkräfte.
4. Bei ortsfesten Kranbrücken sind die maßgebenden Stabkräfte

$$S = S_g + \psi \cdot S_p,$$

worin ψ einen Faktor bezeichnet, der mit steigender Fahrgeschwindigkeit zunimmt und mit steigender Stützweite fällt, und zwar nach Formel, Kurve oder Zahlentafel.

5. Bei fahrbaren Kranbrücken gilt

$$S = \varphi \cdot S_g + \varphi \cdot \psi \cdot S_p,$$

worin die Stoßzahl φ mit steigender Brückenfahrgeschwindigkeit nach Formel, Kurve oder Zahlentafel steigt.

6. Die Abstufung der Werte φ und ψ erfolgt je nach Schienenstoßausbildung getrennt für geschweißte, schräge und gerade Stöße.

7. Zu erwägen wäre noch, ob die beim Anstoßen des Kranes oder der Katze oder der Brücke am Fahrbahnende auftretende Kraft durch besondere Stoßzuschläge oder irgendwie berücksichtigt werden könnte.

Von Einfluß hierauf wäre in erster Linie die Fahrgeschwindigkeit, sowie die Größe der dämpfenden Gesamtmasse.

Über die weiteren Einzelheiten des Entwurfs wäre noch zu bemerken: Selbstverständlich muß St 48 durch St 52 ersetzt werden. Die Bemerkungen über mehrteilige Druckstäbe müssen den neuen in Vorbereitung befindlichen Hochbaubestimmungen angepaßt werden. Ein gleiches gilt für die Niet- und Schraubenbeanspruchung.

Im allgemeinen bedarf es noch sorgfältiger Überlegungen, bis das Normblatt eine den Bedürfnissen der Kranbaupraxis entsprechende Form angenommen hat.

Chemnitz, den 10. Januar 1930. Dr.-Ing. G. Unold.

Finanzielle Betrachtung der Umbaumöglichkeiten von Stahlbauten. In der holländischen Zeitschrift „Bouwbedrijf" 1929, Nr. 19, veröffentlicht Dr. A. Meijer eine bemerkenswerte Arbeit über dieses Thema und führt etwa folgendes aus:

Die Frage nach dem Baustoff ist für den Finanzmann wie jedes andere wirtschaftliche Problem eine Frage geldlicher Aufwendungen und Erträgnisse, das heißt von Kosten und Nutzen. Nicht die Anlagekosten, noch das Gesamterträgnis des Bauwerks, in das er sein Kapital steckt, interessieren den Finanzmann in erster Linie, sondern die Synthese der ursprünglichen Anlagekosten und periodischen Unterhaltungskosten einerseits und der periodischen Erträgnisse, der wirtschaftlichen Lebensdauer und des Restwertes anderseits.

Unter wirtschaftlicher Lebensdauer soll im Gegensatz zur technischen Lebensdauer der Zeitraum verstanden werden, während dessen das Bauwerk zu dem Zwecke verwendet wird, zu dem es ursprünglich errichtet worden ist. Restwert ist derjenige, den das Bauwerk nach Ablauf dieses Zeitraumes noch besitzt. Dieser Wert kann auch negativ sein, wenn beispielsweise die wirtschaftlichen Verhältnisse für das Bauwerk derart ungünstig sind, daß es zerstört werden muß und die Abrißkosten den Marktwert der frei werdenden Baustoffe übersteigen. Anderseits kann der Restwert auch stark positiv sein und selbst die ursprünglichen Baupreise übertreffen, wenn durch verhältnismäßig geringfügige bauliche Veränderungen das Bauwerk für einen anderen Zweck als den ursprünglichen verwendbar gemacht werden kann.

Eine einfache Formel möge die oben erwähnte Synthese von Kosten und Ertrag verdeutlichen. Der ursprüngliche Baupreis sei zu B, die mittleren jährlichen Unterhaltungskosten zu k, die jährlichen Einkünfte (Mieterträgnisse oder bei eigenem Gebäude das Äquivalent hiervon) zu h, die wirtschaftliche Lebensdauer zu l und der Restwert zu R angenommen.

In diesem Falle soll die jährliche Abschreibung $\frac{B-R}{l}$ betragen und das Reinerträgnis $h-k$, so daß der jährliche Reingewinn beträgt $h-k-\frac{B-R}{l}$ oder in % des im Bauwerk angelegten Kapitals

$$\frac{100\left(h-k-\frac{B-R}{l}\right)}{B}=\%.$$

Da nur die Absicht vorliegt, die Reinerträgnisse von Gebäuden zu vergleichen, ist die Formel in eine einfache Gestalt gebracht worden. Demzufolge ist die Abschreibung, die den Einblick in die Vergleichbarkeit verschiedener Gebäude am meisten vereinfacht, der Zeitdauer unmittelbar verhältnisgleich gesetzt worden. Einfachheitshalber sind die Unterhaltungskosten mit einem Jahresdurchschnitt angenommen worden, was an sich nicht richtig ist. Es ist für die Betriebsrechnung nicht gleichgültig, ob die Unterhaltungskosten sich in der Tat gleichmäßig über die wirtschaftliche Lebensdauer verteilen oder ob sie zu Beginn gering sind und gegen das Ende zu wachsen. Im zweiten Fall ergibt sich eine, wenn auch kleine Zinsersparnis, die in der Betriebsrechnung zum Ausdruck kommen müßte.

Inwiefern gibt die vorstehende Formel ein Beweismittel für die Zweckmäßigkeit der Baustofffrage zu Bauwerken großen Maßstabs? Um solches festzustellen, ist es erforderlich, die verschiedenen Faktoren für den Reinertrag in ihrem gegenseitigen Verhältnis für die Baustoffe zu betrachten. Der Faktor, der dem Finanzmann die geringste Mühe bei der Würdigung bietet, ist immer B, der Baupreis des von ihm zu finanzierenden Gebäudes. Dieser Preis ist für ihn eine feste Größe, die ihm von den Ingenieuren geliefert werden kann, wenn er seine Wünsche hinsichtlich Größe und Ausstattung bekanntgibt. Der Vergleich dieser Größe bei den verschiedenen Baustoffen wird im allgemeinen vom Techniker gezogen werden können; es handelt sich hier immer um eine Schätzung für ein Bauwerk, sei es aus Stahl oder anderen Baustoffen, das bestimmten Anforderungen genügen soll.

Nimmt man den Zähler des Bruches, der den Ertrag in % von dem ins Gebäude gesteckten Betrag wiedergibt, so ist in erster Reihe h, das mittlere Mieterträgnis des Gebäudes zu betrachten. Unter Miete wird hier die Nettomiete verstanden, d. i. der jährlich eingehende Betrag abzüglich der verschiedenen festen Lasten. Bei der Finanzierung eines Gebäudes, das man selbst benutzt, darf man sich keine zu günstige Rentabilität vorspiegeln, indem man die „Miete" höher ansetzt als die eines gleichartigen Gebäudes, das man freihändig mieten kann.

Ob das Mieteinkommen bei Bauwerken in Stahl oder anderen Baustoffen verschieden ist, kann im wesentlichen durch den Techniker beantwortet werden, wobei auf Schalldämpfung, Feuersicherheit (die Versicherungsprämien können auch dem Nicht-Techniker in dieser Hinsicht einen Aufschluß geben), verfügbaren Nutzraum usw. Rücksicht zu nehmen ist. Viel Unterschied scheint in dieser Beziehung zwischen Stahl- und anderen Baustoffen nicht vorhanden zu sein.

Wie steht es nun mit k, den mittleren jährlichen Unterhaltungskosten? Hierüber können nur ausführliche Statistiken über eine Reihe von Jahren den Finanzmann unterrichten. Es wäre interessant, die Ergebnisse solcher Statistiken, die zweifellos vorhanden sind, in vorgenannter Formel zu verwerten.

Gibt die Anwendung dieser Formel soweit dem Techniker keine Möglichkeiten, so liegt der Fall anders mit dem letzten Glied des Zählers im Bruch, das die Rentabilität angibt, das Glied nämlich, in dem Baupreis, Restwert und wirtschaftliche Lebensdauer enthalten sind. Zu sehr sind die Techniker geneigt, diese Faktoren „technisch", statt wirtschaftlich zu betrachten, wodurch falsche Schlußfolgerungen entstehen.

Da ist an erster Stelle die Schätzung der Lebensdauer. Der Ingenieur ist geneigt zu sagen: Dieses Bauwerk kann Jahrhunderte bestehen, d. h. daß die Lebensdauer unendlich lang geschätzt wird und die Abschreibung, die im Faktor $\frac{B-R}{l}$ liegt, ganz geringfügige Werte erreicht. Es ist bereits angegeben worden, daß mit der wirtschaftlichen Lebensdauer gerechnet werden muß und daß auch der wirtschaftliche Restwert für das Maß der Abschreibung bestimmend ist.

Hier nun ergeben sich Umstände, die sehr zugunsten des Stahlbaues wirken. In den letzten Jahrzehnten sieht man einen größer werdenden Unterschied zwischen der wirtschaftlichen und technischen Lebensdauer als Folge der vielen Änderungen, die im wirtschaftlichen Leben vor sich gehen. Jeden Augenblick können Umstände eintreten, die ganz andere Anforderungen an die Größe und Einrichtung des Gebäudes stellen. Diese Umstände betreffen Änderungen in der inneren und äußeren wirtschaftlichen Struktur (siehe Haus Vaterland, Berlin). Bei beiden ist der Stahlbau stark im Vorteil.

Unter internen wirtschaftlichen Strukturveränderungen versteht man die Änderungen an der Einrichtung des Gebäudes, die nötig sind, um den darin ausgeübten Betrieb rentabel zu erhalten bzw. zu machen. Für Fabriken gilt als innere Strukturveränderung beispielsweise die Verarbeitung anderer Rohstoffe, die Verwendung anderer Maschinenarten, der Gebrauch bestimmter Verarbeitungsverfahren für Abfallerzeugnisse u. dgl. Bei großen Gebäuden kann man auch an Veränderungen der Bestimmung denken, wie die Umwandlung eines Hotels in ein Bürohaus, eines Wohnhauses in ein Hotel usw.

Äußere Strukturveränderungen können u. a. sein die Verlegung von Verkehrswegen oder bestimmter Mittelpunkte, die für den Ankauf von Rohstoffen oder den Absatz von Waren wichtig sind, prohibitive Steuern u. a. m. Außerdem kann auch die Nachfrage des Publikums sich ändern und anderen Waren zuwenden, die Strukturveränderungen nötig machen.

Alle diese Veränderungen der inneren und äußeren Struktur zwingen den Finanzmann, höchst vorsichtig bei der Schätzung der wirtschaftlichen Lebensdauer des von ihm zu finanzierenden Bauwerks zu sein. Dieser Betrachtung sind sämtliche Gebäude unterworfen.

Doch kann bei Stahl mit einem viel größeren Restwert R in unserem Bruch gerechnet werden als bei anderen Baustoffen, in solchem Maße sogar, daß die jährliche Abschreibung und damit auch die Rentabilität fast gar nicht durch die Schätzung einer kurzen wirtschaftlichen Lebensdauer beeinflußt werden.

Bei Verwendung von Stahl ist immer die Möglichkeit vorhanden, am Ende der wirtschaftlichen Lebensdauer durch eine kleine Veränderung am Bauwerk dieses für einen anderen Zweck, einen veränderten Herstellungsgang brauchbar zu machen, eine Möglichkeit, die den Stahl besonders auszeichnet.

Dieser Umstand ist von größter Einwirkung auf den Restwert und damit, wie der Bruch zeigt, auf die Rentabilität.

Der Wert nach der Änderung für ein anderes Herstellungsverfahren kann wie bei Neubau für die zukünftige Rentabilität berücksichtigt werden. Verspricht das neue Herstellungsverfahren die gleichen wirtschaftlichen Vorteile wie das alte, dann hat das zur Folge, daß der Restwert R (Restwert hinsichtlich des ersten Verfahrens, also nach Ablauf der ursprünglichen Lebensdauer) gleich ist dem Baupreis B abzüglich der Kosten für die Änderung des Bauwerks zum Zwecke der Anpassung an das neue Herstellungsverfahren.

Die Abschreibung, die unseren Rentabilitätsbruch so stark beeinflußt, schrumpft hier somit zu den Kosten einer baulichen Abänderung, geteilt durch die Zahl der Jahre, zusammen, nach deren Verlauf diese Abänderung erforderlich wird. Der Prozentsatz der Rentabilität hängt dann beinahe ganz von den jährlichen Einkünften abzüglich Kosten im Verhältnis zu den gesamten Gestehungskosten des Bauwerks ab.

Ist der Wert R klein oder selbst negativ, dann ist die Größe der wirtschaftlichen Lebensdauer viel einflußreicher auf die Rentabilität als bei hohem Restwert, wie bei der Verwendung von Stahl gefunden wurde.

Wo die Einwirkung des Bruchs $\frac{B-R}{l}$ in der Rentabilitätsformel so augenscheinlich ist, wird sich der Finanzmann im allgemeinen hinsichtlich der Wahl des Baustoffs für große Gebäude für Stahl entscheiden.

INHALT: Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten (Ketten und Kabeln). — Über Zusammensetzung und Eigenschaften der Füllbaustoffe. — Straßenbrücke über die Geeste im Zuge der Verbindungsstraße Lehe-Geestemünde. — Verschiedenes: Kritik zum Normblatt-Entwurf E 120, betreffs Berechnungsgrundlagen für die Eisenkonstruktionen von Kranen. — Finanzielle Betrachtung der Umbaumöglichkeiten von Stahlbauten.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 21. Februar 1930 | Heft 4

Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten (Ketten und Kabeln).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing., Dr.-Ing. ehr. **F. Bohny**, Sterkrade.

(Schluß aus Heft 3.)

Auch in Europa besaßen wir früher eine größere Zahl von Hängebrücken mit größeren Spannweiten, die Kabel aus parallel gelegten Drähten besaßen. Ich nenne nur die beiden großen Hängebrücken über das Saanetal und über die Gotteronschlucht[7]) bei Freiburg in der Schweiz und den Drahtsteg über die Donau in Passau. Die meisten dieser Brücken sind im Laufe der Zeit durch andere Konstruktionen ersetzt worden, und wo sie als Hängebrücken geblieben sind, ersetzte man die Drahtkabel durch geflochtene Seile. Das ist doch auffällig. Auch die Tatsache, daß bei der Elisabethbrücke in Budapest und bei der Brücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz nicht, wie es die an erster Stelle preisgekrönten Wettbewerbsentwürfe vorsahen, Kabelgurte zur Ausführung gelangten, sondern ausgesprochen Ketten, zeigt, daß man in Europa dem Spinnen paralleler Drähte immer noch großes Mißtrauen entgegenbringt, während man jenseit des Atlantik auf solche Weise hergestellte Kabel für unübertroffen hält.

Gegen die Verwendung geflochtener Seile bestehen folgende Bedenken: die weit größere Dehnbarkeit und die auch heute noch nicht genauer bekannten inneren Eigenschaften solcher Seile. Zunächst ist das Elastizitätsmaß geflochtener Brückenseile — runddrähtiger oder verschlossener Konstruktion — wesentlich geringer als das des einfach gelegten Drahtes[8]). Dieser Wert ist aber entscheidend für die Verteilung der Lasten auf Hängegurt und Versteifungsträger. Je nach seiner wirklichen Größe können Hängegurt und Versteifungsträger über- oder unterbelastet, kann die vorgesehene Durchbiegung der Brücke über- oder unterschritten werden. Das Elastizitätsmaß wird sich auch nach der Bauart der Seile ändern, vielleicht auch mit der Belastung, und das selbst bei gut vorgereckten Seilen. Das bei der Berechnung zu berücksichtigen, dürfte nicht einfach sein. Als noch nicht aufgeklärte innere Eigenschaft möchte ich die Beanspruchung der Seile bei ihrer Biegung über die Sättel der Pylonen und bei etwaigen Umlenkungen an den Auflagern — vor den Verankerungen — bezeichnen, also an den Punkten, wo ausgesprochen Biegung und Zug herrschen. Es ist zweifellos, daß an diesen Stellen die äußeren Drähte erhebliche Zusatzbeanspruchungen erfahren. Schließlich wäre noch die Frage zu beantworten, wie sich der Zug auf die einzelnen Drahtlagen verteilt, d. h. wie jeder Draht und jede Drahtlage am Gesamtzug teilnimmt. Von all diesen Fragen hängt letzten Endes die Sicherheit des Hängegurtes ab. Hier kann wohl nur der eingehende Versuch in Verbindung mit genauen Feinmessungen Aufschluß geben.

Einen Vorteil hat indessen die Verwendung in der Fabrik fertig hergestellter Seile. Das ist die große Ersparnis an Montagezeit. Die Seile können vorzeitig in der Werkstätte geschlagen, mit den nötigen Seilköpfen versehen, vorgereckt und so rechtzeitig zur Baustelle zum Einlegen gebracht werden. Die Zeit, die die Amerikaner mit dem Spinnen der Paralleldrahtkabel benötigen, kann größtenteils gespart werden. Bei der Köln-Mülheimer Brücke hat sich diese Maßnahme besonders vorteilhaft erwiesen. Diesen Vorteil haben natürlich auch Paralleldrahtseile, wenn sie nach dem Ohio-Verfahren am Ufer hergestellt werden.

Die zweite wichtige Form des Hängegurtes ist die Kette. Über die Vor- und Nachteile der Kette ist bereits bei den Betrachtungen über die Tragfähigkeit der verschiedenen Gurtbeanspruchungen das Nähere gesagt worden. Es ist dort darauf hingewiesen worden, daß mit einer Kette niemals die Spannweiten erreicht werden können, wie das mit dem Draht möglich ist, und die Kurven der Abb. 5 drücken das klar und deutlich aus. Selbst der amerikanische „heat treated"-Stahl hat als Grenzwert $l_{zul} = 2800$ m.

Anderseits müssen als Vorteile der Kette hervorgehoben werden:
die Möglichkeit, alle Teile — Glieder und Bolzen — in der Werkstatt genauestens herzustellen und sie ganz nach den auftretenden Kräften zu bemessen;
die Möglichkeit, mehr Lasten — vom Versteifungsträger, von der Verkehrslast — an den Hängegurt zu bringen, indem die größere Masse der Kette ausgenutzt wird.

Wie sehr bei großen Spannweiten die Mengen von Kabel und Kette auseinandergehen, zeigen am besten die Ausschreibungszahlen für die große Hudsonbrücke, bei der Amman für beide Gurtformen Angebote einholte. Aus Zusammenstellung III sind die einzelnen Daten ersichtlich.

Zusammenstellung III.

Vergleich der hauptsächlichsten Gewichte beim Ketten- und Kabelentwurf bei der großen Hudsonbrücke von Amman.

	Nr.	Kettenentwurf t	Kabelentwurf t	Material
Kabel	1	—	26 400	Gezogener Stahldraht.
Kette	2	54 400	—	„heat treated"-Material
Pylonen	3	40 000	35 400	Kohlenstoff- und Siliconstahl
Rückverankerung	4	9 800	9 750	„heat treated"-Material für die Augenstäbe und Bolzen, Kohlenstoff- und Siliconstahl
Versteifungsträger	5	—	—	—
Fahrbahn	6	13 700	14 000	Kohlenstoff-, Silicon- und etwas Nickelstahl
Auflagerteile	7	2 300	2 400	Gußstahl und Gußeisen
Probestäbe der Kettenglieder	8	1 680	120	—

Bemerkungen: Zu 1. Einschließlich des Umhüllungsdrahtes.
„ 2. Augenstäbe der Kette mit ihren Bolzen.
„ 4. Augenstäbe mit ihren Bolzen, übrige Konstruktion der Ankerglieder und Ankerroste.
„ 5. Wird vorerst nicht ausgeführt.
„ 8. $\sim 3\,\%$ der Kettenglieder in der Brücke.

Das Hauptbauelement einer Kette ist das Kettenglied mit den Augen an den beiden Enden. Über die Gestaltung der Augen und über die Art ihrer Herstellung bestehen die verschiedensten Formeln und Werkstattmethoden. Die Amerikaner stellen die Kettenglieder — die Eye bars — durchweg durch Stauchen und Pressen der Stabenden in glühendem Zustande her. Bei der Elisabeth-Hängebrücke in Budapest wurden die Kettenstäbe aus dem vollen Blech herausgearbeitet. Bei anderen Kettenbrücken — Köln-Deutz, Humboldthafenbrücke Berlin usw. — wurde das Auge durch aufgenietete Verstärkungen hergestellt.

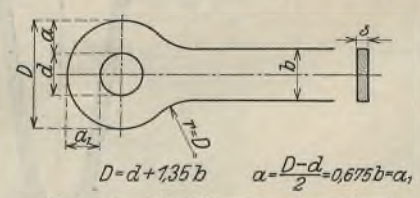


Abb. 18. Kreisförmige Augenform der amerikanischen Kettenglieder.

Die in Amerika zur Zeit übliche Augenform ist die Kreisform (Abb. 18). Die Stärke — Breite — des Auges beträgt durchweg
$a = 0{,}675\,b$, so daß der Gesamtdurchmesser des Auges
$D = d + 1{,}35\,b$ wird.

[7]) Saanetalbrücke, erbaut 1832 bis 1834, Stützweite 273 m und Gotteronschluchtbrücke, erbaut 1834 bis 1840, Stützweite 227 m.

[8]) Nach der Festschrift zur Eröffnung der Köln-Mülheimer Brücke (Berlin 1929, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) besitzen die bei diesem Bauwerk verwendeten verschlossenen Seile von 80 mm Durchmesser einen durch Versuche festgestellten Elastizitätsmodul von nur 1650 t/cm², während der einfach gezogene Draht einen solchen von rd. 2100 t/cm² besitzt.

Von der früheren ovalen Form ist man abgekommen. Die gängigen Abmessungen sind $b = 10''$, $12''$, $14''$, $16''$ oder 254, 305, 356 und 406 mm und $\delta = 1^1/_8''$ bis $2''$ oder 29 bis 51 mm. Diese Bemessungsweise entspricht der Erfahrung, Zerreißproben mit solchen Stäben ergaben stets einen Bruch im vollen Stabquerschnitt.

Es ist allerdings fraglich, ob bei dieser Form die Spannungen im Auge selbst gut verteilt sind. Nach einer neueren Arbeit[9]) sind auch bei gut eingepaßten Bolzen — wodurch größere Formänderungen des Auges verhindert werden — größere Werte von a und a_1 als $0{,}675\,b$ am Platze, sollen keine Überbeanspruchungen der inneren Augenränder stattfinden. Nach dieser Untersuchung wäre die ovale Form entschieden die bessere, a wäre zu mindestens $0{,}7\,b$ zu wählen, a_1 zu $1{,}0\,b$. Dabei ist namentlich auf einen recht schlanken Übergang vom Schaft zum Kopfe zu sehen.

Als Beispiel eines Kettengliedes mit durch aufgenietete Beilagen verstärkten Augen sei ein Glied der Kette der Kettenbrücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz gewählt (Abb. 19). Das Material dieser Kette besteht aus einem Chromnickelstahl, weshalb die Beanspruchungen zu 1,6-fach der Beanspruchungen bei einer Ausführung in St 37 gewählt wurden, nämlich zu:

$1{,}6 \cdot 1100 = 1760$ kg/cm² für senkrechte Lasten
$1{,}6 \cdot 1350 = 2160$ „ bei Berücksichtigung aller Lasteinflüsse,

beide Werte um 5% geringer an der geschwächten Stelle des Stabauges.

Bei $Z = \underline{360}$ t wird dann:

$$F = \underline{216} - 2 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}4 = 206{,}4 \text{ cm}^2$$
(Abzug 2 Niete zu 20 mm),

somit ist die Beanspruchung im vollen Stabquerschnitt

$$\frac{360\,000}{206{,}4} = \underline{1740} \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_{zul} = 1760 \text{ kg/cm}^2.$$

Im schwächsten Teile des Stabauges ist

$$F = 2 \cdot 30{,}0\,(0{,}9 + 2{,}4 + 0{,}9) - 4 \cdot 2{,}0\,(0{,}9 + 2{,}4 + 0{,}9) = 218{,}4 \text{ cm}^2$$
(Abzug 4 Niete zu 20 mm),

somit ist an dieser Stelle die Beanspruchung

$$\frac{360\,000}{218{,}4} = \underline{1650} \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_{zul} = 0{,}95 \cdot 1760 = 1670 \text{ kg/cm}^2.$$

Vom durchlaufenden Kettenstab werden unmittelbar auf den Bolzen übertragen

$$360 \cdot \frac{2{,}4}{4{,}2} = 206 \text{ t},$$

während die beiden Beilagen je 77 t zu übernehmen haben. Ihr Anschluß erfolgt durch je 66 Niete von 20 mm Durchmesser, also mit reichlich großem Scherquerschnitt.

Der Leibungsdruck auf den Bolzen von 300 mm Durchmesser beträgt

$$\sigma_l = \frac{360\,000}{30 \cdot 4{,}2} = 2860 \text{ kg/cm}^2$$

gegen σ_{zul} von $1{,}8 \cdot 1760 = 3168$ kg/cm².

Solange es sich um nicht allzu große Brückenabmessungen handelt — bei Straßenbrücken vielleicht bis zu 250 m Spannweite —, wird es möglich sein, mit einer einzigen Schar von Kettengliedern den Hängegurt zu bilden. Aber auch da werden die einzelnen Glieder bereits breit und schwer und der Unterhalt, das Streichen zwischen den Gliedern, schwierig. Bei der Elisabeth-Hängebrücke über die Donau in Budapest mit 290 m Stützweite der Ketten mußte man bereits zur Doppelkette übergehen und die Fahrbahn abwechselnd an die oberen und unteren Knoten anhängen. Werden die Kräfte im Kettengurt noch größer, so häufen sich die baulichen Schwierigkeiten. Das bislang größte Problem dieser Art bildete wieder die Hudsonbrücke von Amman. Die größte Kraft im Hängegurt betrug beim Kettenentwurf aus Eigenlast, Verkehrslast und Temperatur, und zwar je Tragrand rd. 75 000 t! Hierfür hatte Amman eine vierfache Kette

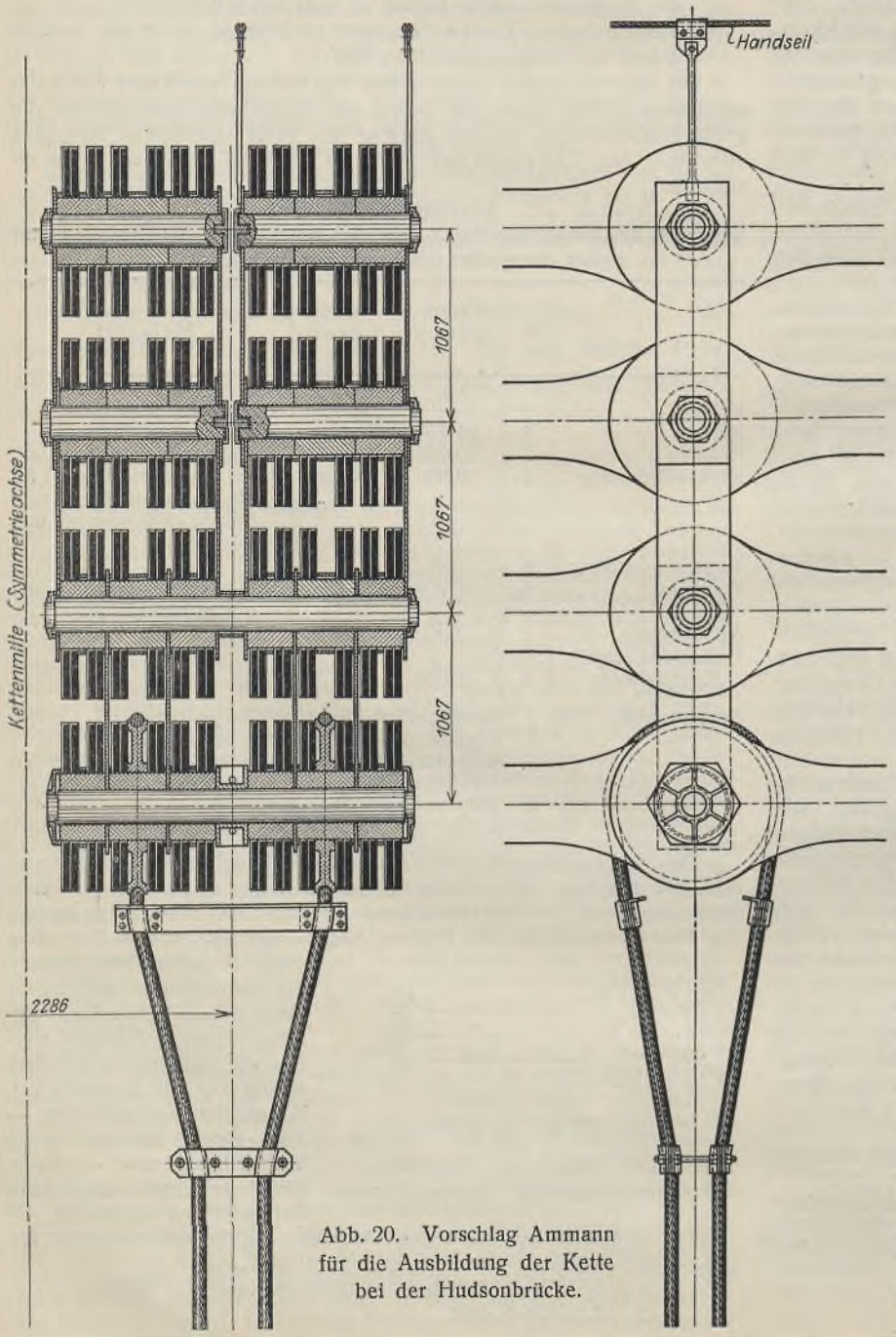


Abb. 20. Vorschlag Ammann für die Ausbildung der Kette bei der Hudsonbrücke.

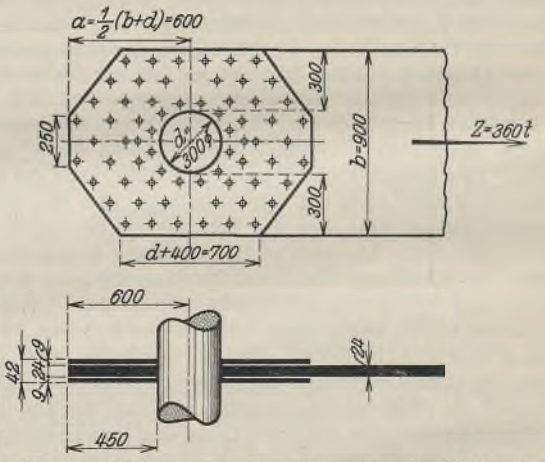


Abb. 19. Ausbildung der Augenform für die Kettenglieder der Kettenbrücke zwischen Köln und Deutz.

vorgesehen, bestehend aus je 24 Kettengliedern nebeneinander, insgesamt somit einen Gurt von $4 \times 24 = 96$ Gliedern in demselben Querschnitt! Der Querschnitt jedes Augenstabes war an der betreffenden Stelle — erstes landseitiges Gurtglied nächst den Türmen — mit $406{,}4 \times 57{,}15$ mm $= 232$ cm² vorgesehen, so daß der Gesamtquerschnitt 22 300 cm² betrug und die Beanspruchung $\frac{75\,000}{22\,300} = 3{,}35$ t/cm². Über den zur Verwendung vorgeschlagenen „heat treated"-Stahl ist bereits bei den Tragkraftkurven (Abb. 5) berichtet worden. Mit der ermittelten Beanspruchung würde die Sicherheit gegen Bruch noch mindestens $\frac{7{,}38}{3{,}35} = 2{,}2$ fach, gegen bleibende Dehnung noch mindestens $\frac{5{,}27}{3{,}35} = 1{,}6$ fach gewesen sein. Die halbe Kette erhielt mit diesen Abmessungen schon in Brückenmitte eine Höhe von rd. 3,6 m und eine Breite von rd. 1,9 m (Abb. 20), während

[9]) Dr.-Ing. J. Mathar, Über die Spannungsverteilung in Stangenköpfen. Doktor-Dissertation der Technischen Hochschule Aachen. Heft 306 der Forschungsarbeiten vom VDI.

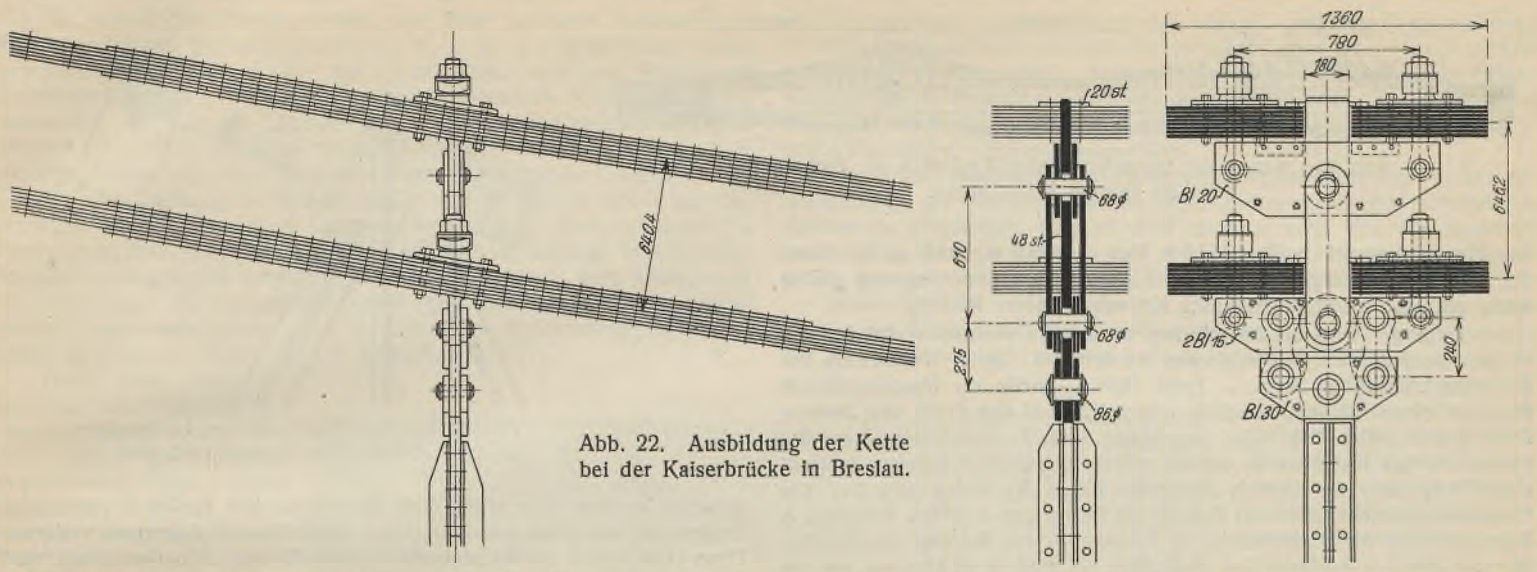


Abb. 22. Ausbildung der Kette bei der Kaiserbrücke in Breslau.

gegen die Türme zu und in den Seitenöffnungen sich noch weit größere Maße ergaben. Es ist zweifellos, daß eine solche Massierung von Lamellen große Bedenken hat. Man fragt sich vor allem, ob auch bei genauester Herstellung der einzelnen Augenstäbe und der zugehörigen Bolzen eine wirklich gleichmäßige Beanspruchung im ganzen Querschnitt erreicht werden kann[10]). Dazu kommen Spannungen, die zweifellos durch einseitige Wärmeeinwirkungen — von oben, von unten, übereck — der Sonne, des Windes usw. entstehen können und entstehen werden, die ziemliche Werte erreichen können. Da

$$\sigma = \xi\, t\, E$$

— t = Temperaturunterschied, ξ = Ausdehnungsbeiwert des Stahles —, so ergibt sich schon bei 10° Unterschied im Wärmegrad der einzelnen Stäbe und da eine Längenänderung so ziemlich ausgeschlossen ist, ein Spannungsunterschied von

$$\sigma = \frac{10 \cdot 2000}{80\,000} = \pm 0{,}25 \text{ t/cm}^2.$$

Bauliche Schwierigkeiten ergeben sich auch bei der Lagerung einer solchen vierfachen Kette auf den Türmen. Zu welch eigenartiger Lösung Amman kam, ist aus Abb. 21 ersichtlich. Um die aufgetürmten Einzelstützen, die Kettenglieder und Kettenbänder in gegenseitiger Lage zu halten, war es nötig, noch besonders kurze Schrägglieder einzufügen.

Nach der Fertigstellung der Brücke wirken die Türme als unten eingespannte Balken. Sie sind entsprechend auf Druck und Biegung bemessen. Für die Ausführung des Hängegurtes als Kabel gilt dasselbe, indem die bei der Aufstellung zuerst vorgesehene Rollenlagerung durch einen Verguß mit Hartblei in eine feste Lagerung verwandelt wird.

Eine ungewöhnliche Kettenform, eine Flachkette, ist von Trauer[11]) bei der Kettenbrücke — Kaiserbrücke — über die Oder in Breslau zur Ausführung gewählt worden. Die Stützweite der Kette beträgt 126,6 m. Die charakteristischen Einzelheiten dieser Gurtform sind aus Abb. 22 ersichtlich. Die Ausführung erfordert, wenn sie als Tragglied gut wirken soll, besonders sorgfältige Werkarbeit. Die Aufhängungen mit den vielen Gelenken und Waagebalken dürften auch ziemlich teuer geworden sein. Bei einer Breite des Gesamtgurtes von 1,36 m werden auch die oben erwähnten Nebenspannungen durch einseitige Wärmeeinwirkungen eintreten.

Die größere Masse der Kette bewirkt eine günstigere Verteilung der Verkehrslasten als beim Kabel. Der Wert von F — Scheitelquerschnitt der Kette — befindet sich sowohl bei Ritter, Gl. 6, wie bei Müller-Breslau, Gl. 7, im zweiten Gliede des Nenners vom Verteilungswert β bzw. ν, und zwar dort wieder unterm Strich. Mit wachsendem F nähert sich daher der Verteilungswert immer mehr dem Wert 1 und erreicht diesen Wert bei $F = \infty$, wie ohne weiteres verständlich ist. Unter sonst gleichen Verhältnissen wird somit bei einer Kettenbrücke ein größerer Teil der Verkehrslast an den Gurt gehen als bei einer Kabelbrücke.

Das gilt natürlich auch bei Kabelbrücken mit ungewöhnlich großen Abmessungen. Amman macht von dieser Tatsache bei seiner Hudsonbrücke Gebrauch, indem er zunächst den Versteifungsträger gar nicht einbaut. Erst später, wenn die untere Fahrbahn für die Schnellbahnzüge eingebaut wird, wird es nötig sein, auch den Versteifungsträger einzubauen. Die Höhe dieses Trägers ist zu 8,85 m vorgesehen, so daß das Verhältnis zur Stützweite rd. $\frac{1}{120}$ beträgt, was als sehr gering bezeichnet werden muß.

Abschließend möchte ich noch kurz auf die Hängebrückenform hinweisen, bei der der Obergurt des Versteifungsträgers mit dem Hängegurt zusammenfällt. Ist letzterer eine Kette, so ist die Ausbildung der ganzen Bauwerkkonstruktion ohne weiteres klar; es handelt sich dann um einfache Brückenknoten, die genietet oder mit Gelenken versehen sind. Das größte



Abb. 23. Brücke über einen Meeresarm bei Florianopolis.

Beispiel einer solchen Ausführung ist die schon bei den „heat treated"-Augenstäben erwähnte, von Robinson & Steinmann in New York entworfene und überwachte Brücke über einen Arm des Atlantischen Ozeans bei Florianopolis im brasilianischen Staate Santa Catharina (Abb. 23[12]).

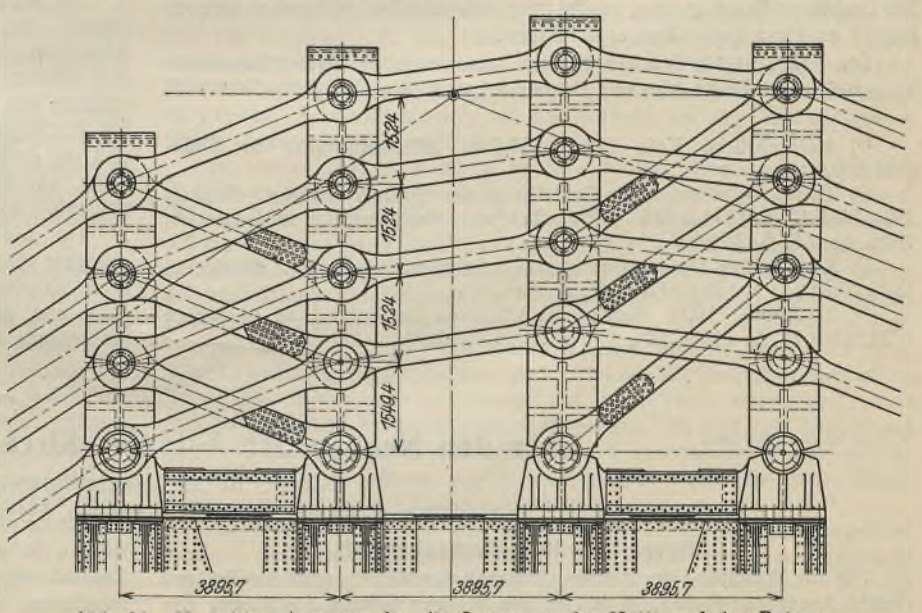


Abb. 21. Vorschlag Ammann für die Lagerung der Kette auf den Pylonen bei der Hudsonbrücke.

[10]) Die betreffende Vorschrift von Amman lautete: Augenstäbe, die nebeneinander in der Konstruktion sich befinden, sollen gleichzeitig an beiden Enden gebohrt werden. Das Bohren soll so genau erfolgen, daß, wenn zwei beliebig ausgewählte Augenstäbe nebeneinandergelegt werden, die Bolzen vom erforderlichen Durchmesser an beiden Enden gleichzeitig ohne Anwendung von Schlägen durch die Löcher hindurchgesteckt werden können.

[11]) S. „Der Eisenbau" 1911, Nr. 2, S. 45 bis 66 und Nr. 3, S. 118 bis 130.

[12]) Näheres s. Paper Nr. 1662 der Americ. Soc. of Civil Engineers.



Abb. 24. Kabel mit angeschlossenem Fachwerk als Vorschlag für die Bonner Rheinbrücke.

Die Hauptstützweite beträgt 1113 $^3/_4$ Fuß = 339,5 m, und es ist damit die Brücke die größtgespannte Brücke Südamerikas geworden und gleichzeitig die am weitesten gespannte Kettenbrücke der Welt.[13])

Schwieriger wird die Ausführung, wenn ein Kabelgurt vorhanden ist, an den ein Fachwerk angeschlossen werden soll. Beim Wettbewerb um die Rheinbrücke bei Bonn — Ende 1894 — hatte die Maschinenfabrik Eßlingen einen solchen Vorschlag eingereicht und sich damit den zweiten Preis geholt (Abb. 24). Die Anschlüsse der Fachwerkknoten an das paralleldrähtige Kabel waren einfach mittels angepreßter Schellen gedacht (Abb. 24 a), also nur mittels Reibung. Einen Vorschlag wie bei der Florianopolisbrücke, aber mit Kabeln als Hängegurt machten Robinson & Steinmann für die Hafenbrücke in Sydney — im Auftrage der English Electric Comp. of Australia Ltd. in Sydney —, und es sei hier nur auf die entsprechenden Veröffentlichungen von G. Müller und vom verstorbenen Professor Dr.-Ing. Schachenmeier verwiesen.[14]) Eine einwandfreie Lösung dieser Verbindung von Fachwerkkonstruktion und rundem Kabel — von mir kurz der „Kabelknoten" genannt — gibt es meines Wissens noch nicht. Es darf nicht übersehen werden, daß bei dieser Verbindung viel größere Kräfte zur Übertragung gelangen, als bei der einfachen Hängestange einer normalen Hängebrücke. Ohne künstliche Verdickung des Kabels an der betreffenden Stelle wird man im Ernstfalle bei großen Ausführungen nicht auskommen.[15])

Als Vorteil dieser Trägerform muß man bezeichnen, daß der Versteifungsträger an den Stellen der größten Verkehrslastmomente, an den $^1/_3$- bis $^1/_4$- Punkten der Stützweite, auch seine größte Höhe erhält.

Nachtrag.

Während der Niederschrift dieser Ausführungen kam aus den Staaten die aufsehenerregende Nachricht, daß bei zwei im Bau begriffenen Hängebrücken die ganzen Kabel wieder entfernt werden müßten, da sich in einzelnen Strängen zahlreiche Drahtbrüche gezeigt hätten[16]). Es handelt sich um die Kabelbrücke bei Mount Hope und die Kabelbrücke bei Detroit-Windsor. Erstere besitzt 365 m Spannweite mit zwei Kabeln von je 28 cm Durchmesser, jedes Kabel bestehend aus sieben Strängen von je 350 Drähten Nr. 6. Die Brücke bei Detroit hat 564 m Spannweite mit zwei Kabeln von je 51 cm Durchmesser, jedes Kabel bestehend aus 37 Strängen von je 216 Drähten Nr. 6. Die Mount-Hope-Brücke war bei der Entdeckung der Drahtbrüche schon nahezu fertiggestellt und man war mit dem Aufbringen der Betonfahrbahn begriffen. Bei der Detroit-Brücke waren bereits die Kabel fertig gesponnen und man war mit dem Anhängen des Versteifungsträgers beschäftigt.

Die Drahtbrüche wurden zuerst bei der Detroit-Brücke in geringer Zahl festgestellt, so daß man ihnen keine besondere Beachtung schenkte. Als aber bei der Mount-Hope-Brücke die Zahl der Drahtbrüche sich erheblich vermehrte, ja sogar an einem Strang von 350 Drähten insgesamt 250 Drähte zu Bruch gingen, mußte man sich auch bei der großen Detroit-Brücke zu einer Radikalkur entschließen.

Die Kabel beider Brücken wurden von derselben Unternehmerfirma hergestellt, der Draht war von der American Cable Comp. in New York

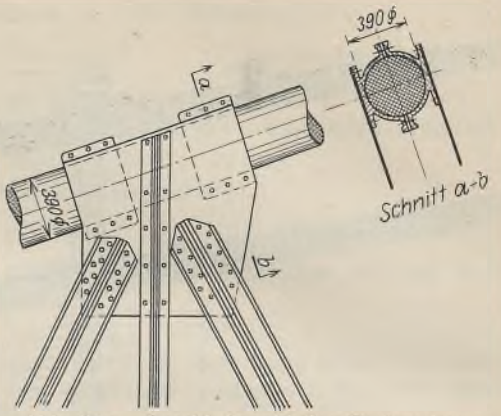


Abb. 24a. Anschlußpunkt des Fachwerkes an das Kabel bei dem Entwurf nach Abb. 24.

geliefert worden. Die größte Zahl der Brüche trat an den Verankerungsstellen ein, und zwar gerade dort, wo die Drähte die Ankerhufe verlassen. Diese Hufe hatten einen Durchmesser von 484 mm. Um das Umschlingen des Drahtes um die Hufe zu erleichtern, war — entgegen der üblichen Arbeitsweise — der Draht an diesen Stellen um eine Scheibe von 242 mm vorgebogen worden, ein Zeichen, daß er eine ungewöhnliche Steifigkeit besaß. Es war zum ersten Male ein „heat treated"-Draht verwendet worden statt des zuerst in den Bedingungen vorgesehenen und auch sonst üblichen „kalt gezogenen" Drahtes. Nach den amerikanischen Veröffentlichungen ergibt sich folgender Vergleich:

Drahtmaterial	vorgesehen kalt gezogen	verwendet warm behandelt
Drahtdurchmesser	4,88 mm	4,88 mm
Festigkeit	151,2 kg/mm²	155,0 kg/mm²
Streckgrenze (yield point) . .	101,0 „	133,9 „
„ in % der Festigkeit	65 %	85 %
Dehnung auf 10″ (254 mm) .	4 „	4 „
Kontraktion in %	?	30 „
Wickelprobe um	25,4 mm Durchm.	19,5 mm Durchm.

Der Hauptunterschied liegt also in der Streckgrenze, obwohl für deutsche Verhältnisse eine solche von 65 % für kalt gezogenen Draht als viel zu niedrig, ein solcher von 85 % für warm behandelten Draht als reichlich hoch bezeichnet werden muß. Offenbar wurde aber ein mehr oder weniger abgeschreckter Draht mit sehr geringer Biegsamkeit verwendet, der — da er in der Fabrik nur einen Zug erfordert — zudem sich noch besonders billig erweist. Er hat mehr körnige Struktur und ist empfindlich gegen Vibrationen. Demgegenüber muß der kalt gezogene Draht bei seiner Herstellung mehrere Züge durchlaufen, er wird dadurch biegsamer, sehnig im Gefüge und ohne weiteres für die Umschlingungen an den Kabelschuhen brauchbar. Er ist allerdings auch teurer als der abgeschreckte Draht.

Die erstmalige Verwendung des neuen und billigeren „heat treated"-Drahtes hat sich bei den obigen beiden Brücken bitter gerächt. Die Amerikaner wollen zwar noch nicht an einen Mißgriff im Material glauben und erklären die Vorkommnisse auf besondere und noch ungeklärte Eigenschaften des verwendeten Drahtes. Das United States Bureau of Standards hat erschöpfende Proben des ausgebauten Drahtes an sich genommen und ein großes Programm für die Prüfung aufgestellt. Man erwartet aber nicht, vor Ablauf von ein bis zwei Jahren die Ursache des Mißerfolges aufgeklärt zu bekommen.

Die neu fertiggestellten Kabel bestehen aus gewöhnlichem, kalt gezogenem Draht. Die Verluste betrugen bei der Mount-Hope-Brücke etwa 300000 $ und bei der Detroit-Brücke etwa 1200000 $. Sie wurden ganz von den Unternehmern der Brücken getragen, da diese für das empfohlene Material verantwortlich waren. Eine kostspielige Lehre!

[13]) Kettenbrücke Köln-Deutz 184,5 m, Elisabethbrücke in Budapest 290,0 m.

[14]) Dr. G. Müller. Die Gestaltung der Sydney-Brücke. Bauing. 1924, Heft 18, S. 559 bis 575. — Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier. Bautechn. 1925, Heft 3, S. 25 bis 27.

[15]) S. dazu den Meinungsaustausch Schachenmeier-Bohny. Bautechn. 1925, Heft 11, S. 125 u. 126.

[16]) S. Bauing. 1929, Heft 18, S. 322, von Dr. Tölke und Bautechn. 1929, Heft 12, S. 143 u. 144, von Prof. Müllenhoff.

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Neubau der Antonius-Kirche in Schneidemühl.

(Kirche in Stahlskelettbauweise).

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. **Friedrich Herbst,** Berlin.

1. Allgemeines über Kirchenbaustoff.

Für die Errichtung der Stätten, in denen der Mensch seinem religiösen Gefühl Ausdruck verlieh, d. h. für die heiligen Stätten des Altars, der Kanzel, des Kreuzes und der Taufe, und zwar bei den Kulturvölkern für den Bau von Kirchen, herrschte von jeher das heiße Bestreben vor, zum Aufbau in der Architektur und Kunst der jeweiligen Zeitepoche einen Baustoff und ein Gefüge zu verwenden, die den Charakter der Beständigkeit, Monumentalität, Formgestaltung und Wetterfestigkeit in sich trugen. Die Kirchen sind bei allen Völkern immer Dokumente der Baukunst und der Kultur gewesen.

Bei diesen Sakralbauten wurde, um dem sichtbaren Ausdruck von Würde und Pietät genügen zu können, meist der aus heimischem Boden gewonnene Stein, der Natur- oder Kunststein, in einem festen und dauerhaften Gefüge oft mit recht großem Aufwand an Mitteln und Form verwendet, weil er den Stürmen der Zeit, mitunter auch feindseligem Eingriff am meisten von allen Baustoffen zu trotzen schien, ferner einen sicheren Aufbau und eine vielseitige Form gewährleisten konnte.

Für die Erfüllung so heiliger und geweihter Zwecke schien nur der massigste Aufbau von langer Lebensdauer geeignet. Man denke an das Pantheon in Rom, das, 25 Jahre vor Christi Geburt errichtet, in schwerem Steinbau unvergänglich werk- und kunstgerecht gefügt, noch heute, nach rd. 2000 Jahren, als ein Denkmal altrömischer Baukunst uns Bewunderung abringt; oder man gedenke der monumentalen Erscheinung der Peterskirche in Rom und vieler anderen Sakralbauten.

Doch dem reichen, formalen wie bausicheren Gestalten dieser Denkmäler einer hohen Kultur, die der wirtschaftlichen und technischen wie der kulturellen Entwicklung von Volk und Zeit unterliegen, sind insofern bestimmte Grenzen gesetzt, als die Mittel für die ersehnte Bau- und Kunstform im Zwange bestehender Verhältnisse nicht immer verfügbar sind und der Wandel der Erzeugung und Bearbeitung von Werkstoff im Laufe der Zeiten auch auf den Kirchenbau nicht ohne Einfluß blieb. Dieser paßte sich den material-technischen und konstruktiven Fortschritten im Bauwesen, aber auch den Bestrebungen zum sparsamen Bauen an, ohne bei Verwendung von solchem, dem Stein gleichwertigen Material an Würde und Lebensdauer einbüßen zu müssen.



Abb. 1. Ansicht der Antonius-Kirche.

Die Verwendung eines solchen, den statischen und konstruktiven Erfordernissen in viel höherem Maße als der übliche Steinbau genügenden Baustoffs schuf für den Kirchenbau die erstrebenswerte Möglichkeit, dem Verlangen des Architekten nach hochstrebendem und weitem Raum, nach schlanken Säulen sowie nach Freiheit der Übersicht und Bewegung in der Kirche immer mehr zu entsprechen.

Was in früheren Jahrhunderten und Jahrzehnten große Baustoffmassen nötig machte, um weite und hohe, von Kuppeln und Gewölben gekrönte, durch gewaltige Strebepfeiler in der Wand gestützte Kirchenräume zu schaffen, kann bei der Verwendung neuzeitlichen und hochwertigen Baustoffs nach den Gesetzen einer verfeinerten Baustatik fast spielend erreicht werden.

Diese Möglichkeiten im Kirchenbau für eine ideale Raumgestaltung der Leichtbeschwingtheit und Atemfreiheit, zur Konzentration von Auge und Sinn nach Altar und Kanzel, sowie für die Harmonie vom Innenraum und vom äußeren Gepräge des Baukörpers im Benehmen mit dem Ingenieur weitsichtig und zeitgemäß auszuschöpfen, bleiben der Kunst des Architekten überlassen.

Es ist verständlich und würdig, die Entwicklung der Baustoff-Industrie — schon im Zwange der Wirtschaftsnot unserer Zeit — bei der Errichtung von Sakralbauten sich zu gutem Zwecke nutzbar zu machen und dabei nach der Gesetzmäßigkeit und nach ihrer Technik eine zeitgemäße Stilform zu schaffen. Ähnlich wie seiner Zeit die konstruktiven Formen der Gotik an die Gesetze des Steinbaus gebunden waren, so kann man heute aus dem Wesen eines hochwertigen Werkstoffs und seinen statisch-konstruktiven Eigenschaften eine neue Form entstehen lassen, frei vom Zwange überlieferter Bauformen.

Bei der Wahl des Baustoffs im Kirchenbau braucht man sich nicht an Traditionen von Bauform und Baumaterial zu halten, einer stilistisch-romantischen Voreingenommenheit zuliebe, um die „Würde" des Bauwerks zu wahren. Sind Aufbau und Stil des Baues aus Wesen und Eigenart des Werkstoffs geprägt, der sich der hohen Aufgabe gewachsen zeigt, so soll man nicht glauben, daß eine Verwendung zeitgemäßer Technik eine Verweltlichung des Kirchenbaues ist. Die Überspannung des Kirchenraumes durch weittragende, aber gut gestaltete Konstruktionen ist eine Errungenschaft moderner Ingenieurkunst, die man dem Sakralbau wie dem Profanbau zugute kommen lassen soll. Aus der neuartigen Konstruktion entwickelte der Architekt der Schneidemühler Kirche zwanglos die erstaunliche Raumform der pfeilerlosen Basilika, die sich an überaltete Gestaltung nicht gebunden fühlt.

Der in die Zukunft blickende Mensch vermag diese durchaus pfeilerlose Raumlösung, der das Bedrückende fehlt, als einen Triumpf schaffenden Geistes zu empfinden, und er wird dankbar sein, daß die Baukunst unserer Zeit solche großartigen und wirkungsvollen Räume mit verhältnismäßig geringem Aufwand für den Gottesdienst schaffen konnte.

Neuerdings hat außer Stein und Eisenbeton auch ein anderer Baustoff in den Kirchenbau mit besonders guten Aussichten Eingang gefunden, der bei seinen vorzüglichen, auf anderen Gebieten des Bauwesens längst und vorteilhaft erprobten Eigenschaften berufen erscheint, dem Kirchenbauer bei seinen Plänen eine recht brauchbare und zuverlässige Stütze zu bieten; es ist dies unser edelster Baustoff, der Stahl; ein Werkstoff von seltener Leichtigkeit und Spannkraft, der in der Form des Skelettbaues, zum Teil in Verbindung mit leichtem, wetter- und feuerfestem Massivstoff als füllender oder raumabschließender Bauteil, ferner in Verbindung mit dem licht- und farbenspendenden Glas, der Raum- und Formenbildung bei höchster Wirtschaftlichkeit und Festigkeit entsprechen dürfte.

Der Stahl ist wie kein zweiter Werkstoff berufen, wie bei weitgespannten Brücken und Hallen auch im Kirchenbau das Beglückende und von der Erdenschwere Erlösende der frei und sicher im Raum schwebenden Konstruktionen zu schaffen. Der Stahl löst den schaffenden Künstler aus der überlieferten Formenwelt des Steins und führt ihn, naturgemäß, wehrhaft und materialgerecht, einer neuen Entwicklung und Verwirklichung des Baugedankens zu, die vielleicht nicht weniger wert als die Meisterwerke vergangener Zeiten sind, ähnlich wie sich einst der konstruktive Geist der Gotik von byzantinischem und romanischem Baustil trennte.

Eine Kirche in Stahlskelettbau ist zum ersten Male in Ratingen-Düsseldorf im Jahre 1927, dann als reiner Stahl- und -Glasbau auf der „Pressa" in Köln errichtet und am 31. Mai 1928 eingeweiht worden. Es war ein Versuch, statt der traditionell gewordenen Massen in Steinbau einmal ein leichteres, aber raumschaffendes und sehr tragfähiges Material für die Durchführung des Baugedankens in hochstrebender Stilform zu verwenden. Namentlich auch, um das Bauwerk abtragen und an anderer Stelle wieder errichten zu können.

In letzter Zeit sind allein in Essen drei Kirchen in der Stahlskelettbauweise errichtet worden, und zwar in Essen-Altstadt-Ost, in Essen-Huttrop und in Essen-Holsterhausen. — In welcher Form und Gestalt mit dieser neuen Bauweise der aus der Auffassung der Gottesgemeinschaft zu entwickelnde Zweck- und Baugedanke verwirklicht werden kann, bleibt der künstlerischen Auffassung des Schöpfers vom Bauwerk, sowie weiterer Entwicklung der Kirchenarchitektur überlassen.

Bei den modernen Profanbauten hat der Stahl in jeder Beziehung allen Anforderungen entsprochen; auch er ist wie der Stein dem heimischen Boden, der Mutter Erde entnommen und durch einen künstlichen Prozeß zum baugerechten Werkstoff gewandelt worden. Es wird eine Auswirkung der Bewährung hinsichtlich Stabilität und Wirtschaftlichkeit sein, ob die Öffentlichkeit die neuen Konstruktionsgesetze und die sich daraus ergebenden Raumentwicklungen hinnimmt.

An dieser Stelle soll ein neuer Stahlskelettkirchenbau vorgeführt werden, der wegen charakteristischer Neuheiten gerade vom Standpunkt unseres modernen Stahlbaues unzweifelhaft Interesse erregen wird. Es soll sich hier aber vor allem um die sachgemäße Behandlung des Konstruktiven und Bautechnischen, weniger um ein Urteil über Architektur modernen Kirchenbaues handeln.

2. Die Antonius-Kirche.

Der Aufsatz betrifft die neue Antonius-Kirche zu Schneidemühl in der Grenzmark, die in diesem Jahre die katholische Pfarrgemeinde daselbst nach dem Entwurf des Architekten H. Herkommer, Regierungsbaumeisters a. D., Stuttgart, von einer anerkannten Stahlbaufirma erbauen ließ. — Abb. 1 zeigt die neue Kirche nach ihrer Vollendung. Die Gesamtanordnung derselben in Ansicht, Längsschnitt und Grundriß erhellt aus den Abb. 2 bis 4.

Der ganze Kirchenbau umfaßt: das Schiff mit zwei seitenschiffähnlichen Abtreppungen, dazu im Westen den Altarraum, daneben die Sakristei im Süden und die Antoniuskapelle mit Küsterwohnung im Norden, ferner im Osten den Turm mit dem Eingang und der Orgelempore, mit dem hochstrebenden Kreuz und mit dem Glockenturm.

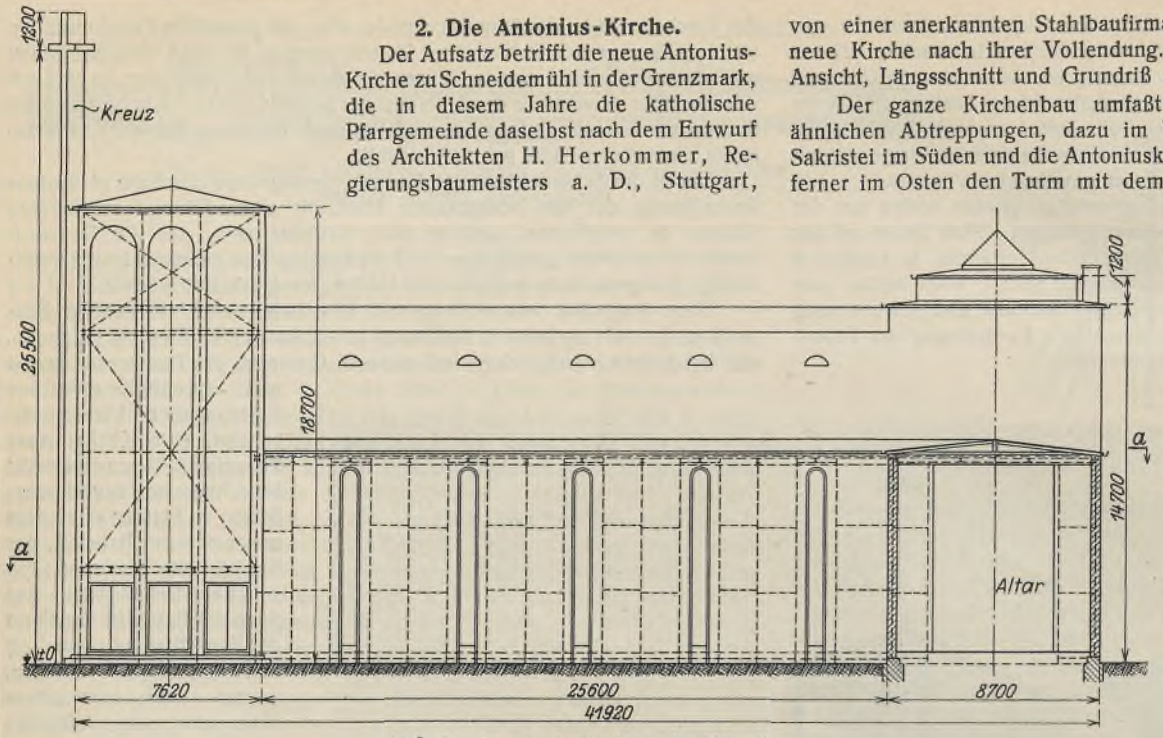


Abb. 2. Längsschnitt *b—b* (s. Abb. 4).

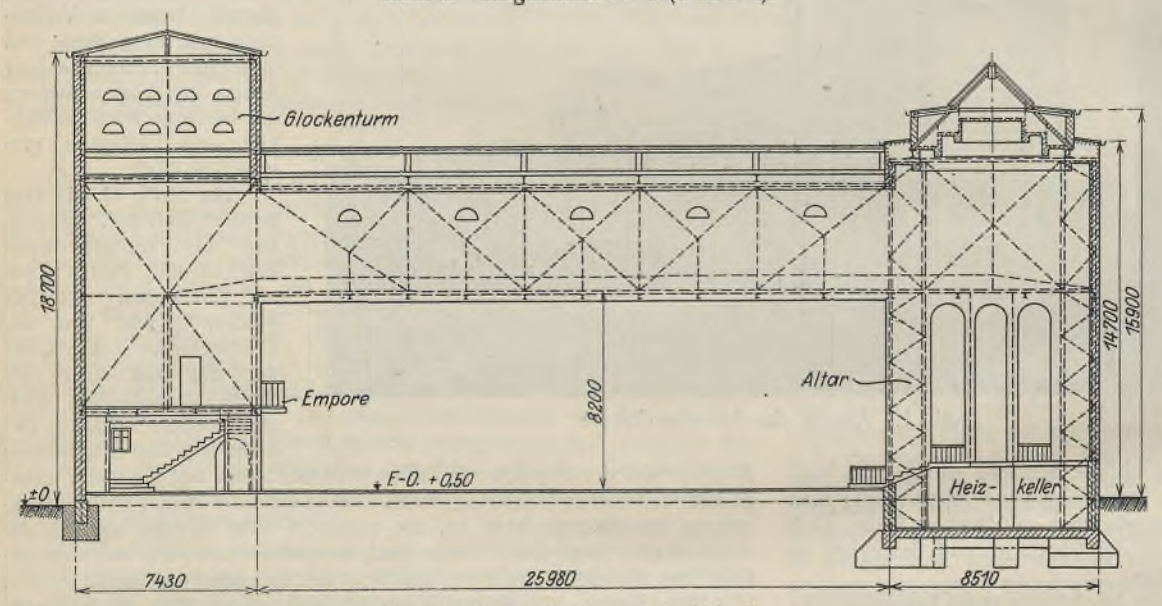


Abb. 3. Längsschnitt *c—c* (s. Abb. 4).

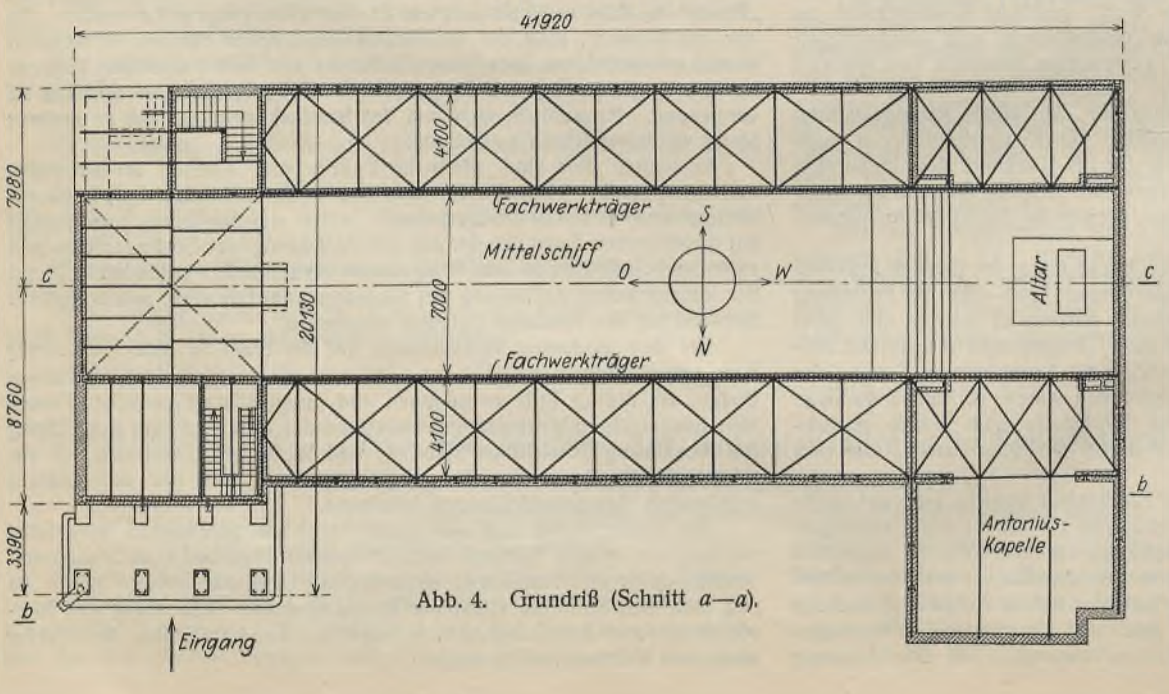


Abb. 4. Grundriß (Schnitt *a—a*).

Das Kirchenschiff ist im ganzen 25,6 m lang und 16 m breit, der Turm ist 7,20 m tief und 15 m lang; ferner ist das Querschiff mit Altar, Chor und Kapelle 8,5 m tief und 22,27 m lang. Es hat das Mittelschiff eine Firsthöhe von 14,70 m, die Seitenschiffe eine solche von 9,20 m. Der Turm zeigt eine höchste Erhebung von 19,50 m und das Querschiff eine solche von 17,90 m. Das symbolhafte Kreuz am Turm ragt siegreich 26,70 m hoch über den Erdboden hinaus.

Die Kirche soll im ganzen 1500 Kirchenbesucher aufnehmen können; sie sollte als geweihte Stätte würdig und geräumig, sowie stimmungs- und lichtvoll gehalten werden. Es wurde für den eigentlichen Kirchenraum — d. h. das Mittelschiff und die Seitenschiffe —, der die Besucher aufnimmt, auf jeden Fall sichtfreie Geräumigkeit ohne Stützenstellung und ein wohltuender Lichteinfall erreicht.

Auf eine Einschränkung der Baukosten mußte besonderer Wert gelegt werden, weil nur beschränkte Mittel bei der Not der Zeit verfügbar waren. Es war der Kunst des Architekten überlassen, bei der Gesamtgestaltung des Baues mit Schönheit und Würde die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit glücklich zu vereinen.

Für den konstruktiven Aufbau des Kirchengebäudes — d. h. für die Außen- und Innenwände, das Dach und die Decken — wurde als tragendes Gerippe grundsätzlich der Stahlskelettbau vorgesehen, mit dem in den Umfassungswänden ein 38 cm starkes Backstein-Füllmauerwerk, in den Innenwänden zum Teil ein 38 cm starker Leichtbaustoff und in den Decken Heraklithplatten zwischen Trägern zu verbinden waren.

Diese Stahlbauweise gewährleistet, ohne Feuersgefahr für den Stahl infolge entsprechender Ummantelung, nach reiflicher Erfahrung einen ebenso standsicheren wie schnellen und wirtschaftlich vorteilhaften Aufbau der Kirche, sowie die sichere wie wetterfeste Umschließung des Raumes.

Die tragende — selbständige und in sich versteifte — Konstruktion aller Räume, die hier am meisten interessiert, ist aus Abb. 4 zu ersehen. Die Konstruktion ist für die Aufnahme aller Wind-, Eigen- und Nutzlasten auf Grund einer genauen statischen Berechnung bemessen. Ein klares Bild des Traggefüges gibt auch die Montagedarstellung (Abb. 5 u. 6)

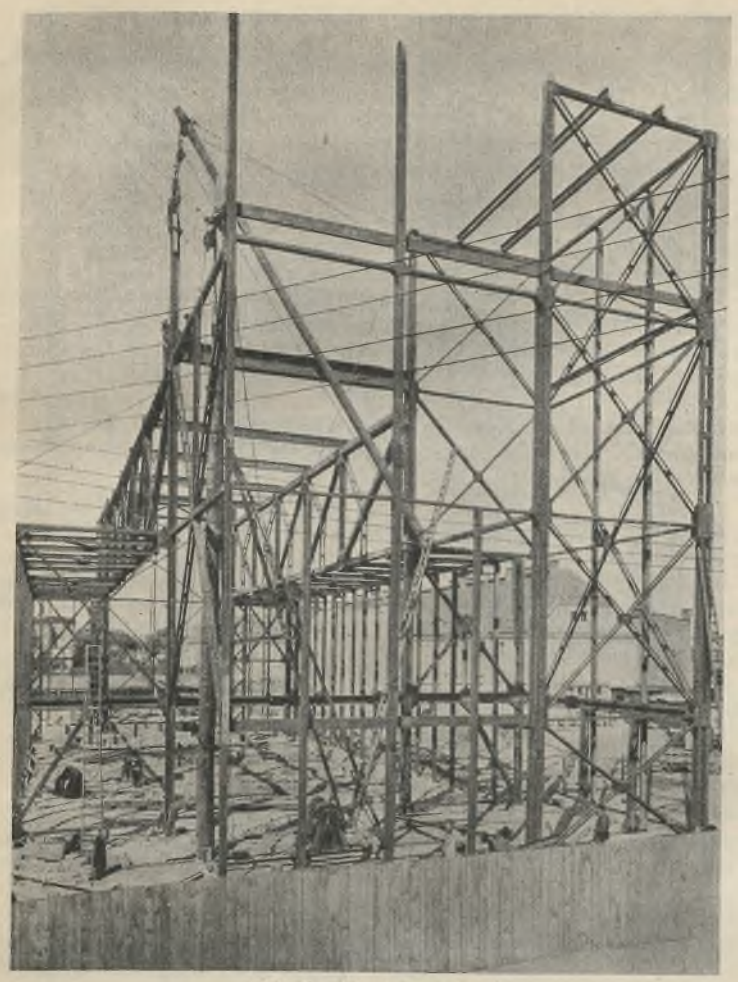


Abb. 5. Montagezustand.

Besonders bemerkenswert im Sinne der allgemeinen Ausführungen ist die den Hauptraum, d. h. den Raum des Mittel- und Seitenschiffes, umschließende Stahlkonstruktion, bei der zwei auf 26 m durchgehende, vom Turmbau zum Altarraum gespannte, etwa 4,5 m hohe, leichte Längs-Fachwerk-Stahlwände zu Seiten des Mittelschiffes, dessen Decke nebst Dach und zusammen mit der Fachwerkwand der Außenmauern auch die Decken nebst Dach der Seitenschiffe — und zwar ohne jede Stütze im Kirchenraum — frei durch den Raum tragen (Abb. 7). Am Obergurt dieser Fachwerkwand (⊏ 26 und I 22) stützt sich die Decke des Mittelschiffes, am Untergurt (⊏ 22 und I P 22) die Decke der Seitenschiffe. In deren Ebene liegt auch der horizontale Windverband zwischen Turm und Querschiff.

Dieses Konstruktionsgefüge gestattet es, in leichter und geräumiger, stützenentbehrender Bauart — ohne Einschaltung von Querbindern — den vom Architekten gewünschten Freiraum der Kirche zu schaffen, dem schlanke Fenster der Außenwände reichlich Licht zuwerfen.

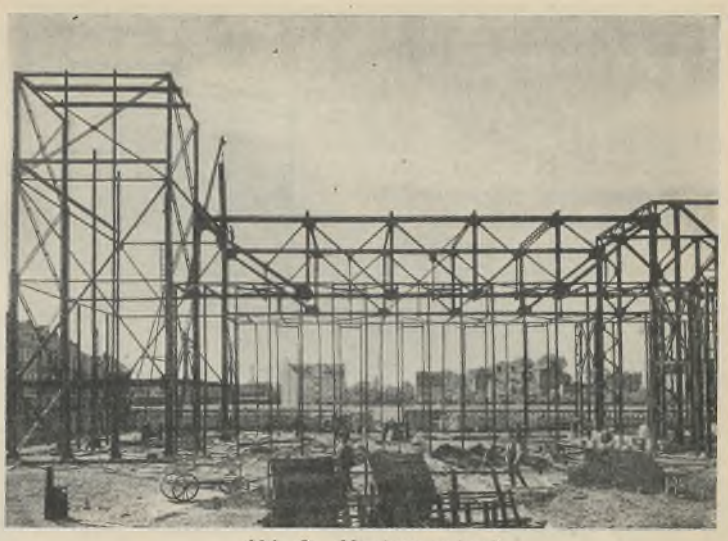


Abb. 6. Montagezustand.

Die etwa 8 m hohen, 25 m langen Außenwände der Seitenschiffe werden durch ein diagonalenloses System von Stahlstützen (I 18) gehalten, die sich unten gegen eine 80 cm tiefe Fundamentsohle, oben gegen den genannten Windverband lehnen, durch leichte Querriegel verbunden sind und auf der Nordseite fünf etwa 7,5 m hohen und 75 cm weiten Fenstern, in der Südwand fünf 2 m hohen, 30 cm breiten Fensterchen Raum lassen.

Die horizontalen, 4 m bzw. 7 m breiten Träger dieses ganzen Schiffgefüges nehmen, zum Teil mit Nebenträgern, zugleich die Decken auf.

Der im Osten an das Kirchenschiff sich anschließende Turm rechteckiger Form von etwa 7,5 × 15 m Größe — Eingänge, Treppen zur Empore, den Glockenstuhl und das Kreuz enthaltend — besitzt eine in sich versteifte (normale) Stahlkonstruktion aus Stützen, Riegeln, Horizontalträgern und Diagonalverbänden (Abb. 2 u. 3). Diese vertikal und horizontal versteifte Turmkonstruktion muß auch den einen Teil des Winddrucks auf das Kirchenschiff und die Vertikallasten aus diesem aufnehmen.

In der Höhe + 4 m über dem Erdboden liegt die Empore, in der Höhe + 14,40 m der Glockenstuhlraum und bei + 18,60 m das Dachgesims.

Die starken, die Gesamtlast aufnehmenden Hauptstützen des Turmes sind in ein kräftiges, etwa 2 m tiefes Betonfundament gestellt. Die Kernkonstruktion ist der mittlere, der Hauptschiffbreite angepaßte, aufsteigende Turm von 7 × 7 m Größe, an den sich die großen Längstragwände anschließen (Abb. 4).

An der Nordseite des Turmes befindet sich die Haupteingangshalle, die (an der Nordostecke) durch ein 26,70 m hohes Kreuz aus Eisenbeton weithin bezeichnet, durch fünf 18 m hohe und 1,80 m weite Portale zugänglich gemacht und gekennzeichnet ist (Abb. 1). Dieser Vorhallenraum wird von hochstrebenden, oben durch Rundbogen abgeschlossenen Pfeilern aus ausgemauerten Stahlstützen von 0,95 × 0,47 m Querschnitt getragen. In dieser Architekturform wird der Zugang zur geweihten Stätte macht- und wirkungsvoll nach außen hin in die Erscheinung gebracht. — Auf weitere Einzelheiten des mit Fenstern und Türen versehenen Turmes soll unter Hinweis auf die Abbildungen hier nicht weiter eingegangen werden.

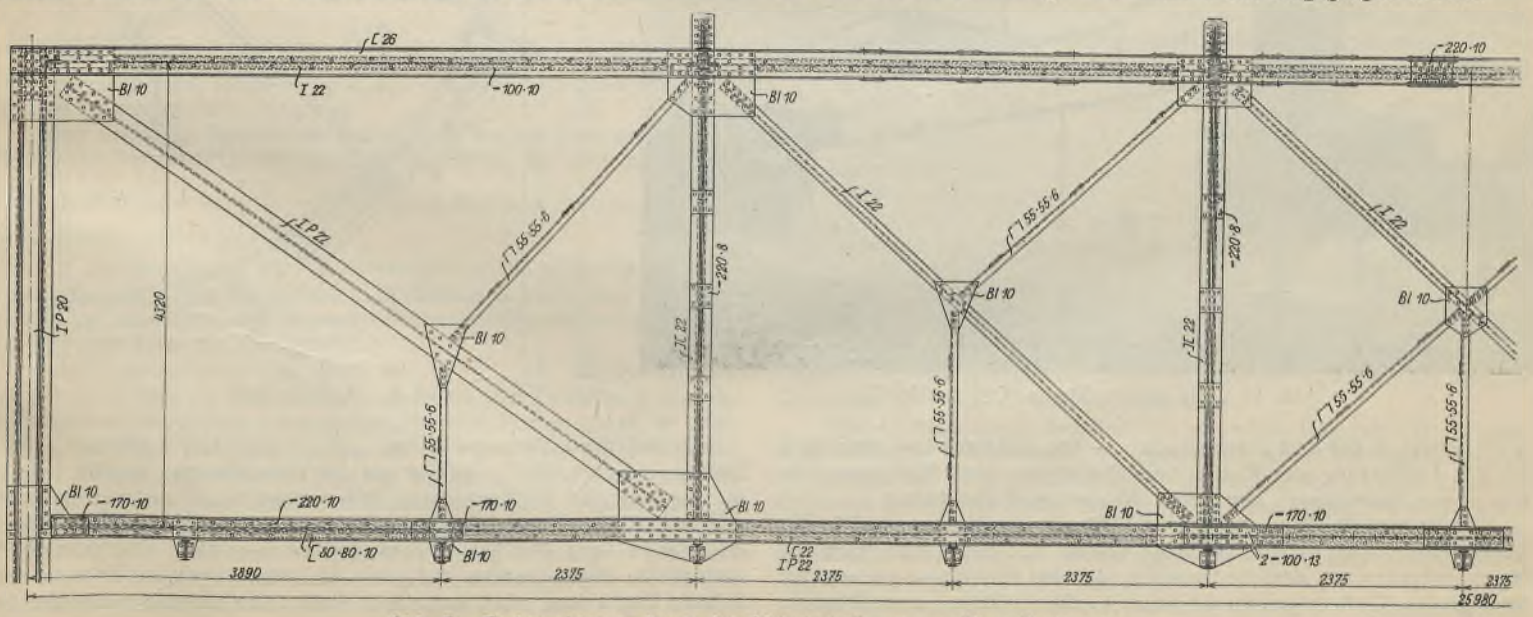


Abb. 7. Fachwerkträger längs des Mittelschiffs mit ∼ 26 m Stützweite.

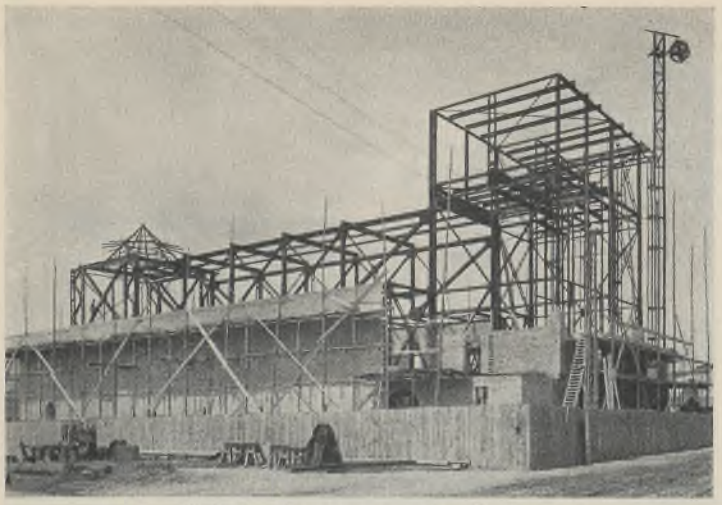


Abb. 9. Ausmauerung der Kirche.

Der an den Altarraum im Westen angeschlossene Querbau mit Antoniuskapelle und Küsterwohnung, in der Konstruktion ebenfalls aus dem umschließenden Stahlfachwerk und Trägerwerk bestehend, enthält in der Westabschlußwand einen steifen Stützen- und Windbock, der alle vertikalen und horizontalen Kräfte aus den beiden Fachwerkträgern des Längsschiffs und den mit ihnen verbundenen Windverbänden aufnimmt. Mit den Stützen sind hochstrebende Windfachwerke bis zu jenen Tragwänden verbunden. Die ebenfalls vom Stahlfachwerk umschlossene, von der Kirche und von außen aus zugängliche Antoniuskapelle ist niedriger, etwa 1 m höher wie die Seitenschiffe gehalten. Auch hier sind hohe, schlanke Fenster vorgesehen.

Besonders eigenartig und interessant am Altarraum ist der obere, 14 m über Fußboden gelegene Oberlicht-Kuppelabschluß (Abb. 3 u. 8). Ein auf einer quadratischen Basis von 6 × 6 m Größe sich stützendes, kegelförmiges Strahlenkreuz trägt eine besonders gestaltete Konstruktion konzentrischer, stufenförmig angeordneter Vollringe, welche mittels kittloser Verglasung eine geschickt angelegte, sehr wirkungsvolle und würdige Beleuchtung des Altars bei Tage und am Abend gestatteten. Die Kuppelringe sind 25 cm stark und in Leichtbeton ausgemauert.

Weiteres zeigt Abb. 8; hier sollte nur kurz das Charakteristische der Konstruktion erörtert werden. — Die behandelte Stahlkonstruktion ist in Außen- und Innenwänden wie schon gesagt mit Ziegel und Leichtbaustoff, sämtlich 38 cm stark, ausgemauert, dabei der Stahl noch $^1/_2$ Stein stark zum Schutz gegen Feuer und Rostgefahr ummantelt.

Die Fachwerktragwände des Mittelschiffes sind mit Leichtbaustoff von 1 t/m³ Gewicht völlig ausgemauert. Alle Wände sind, auch für den

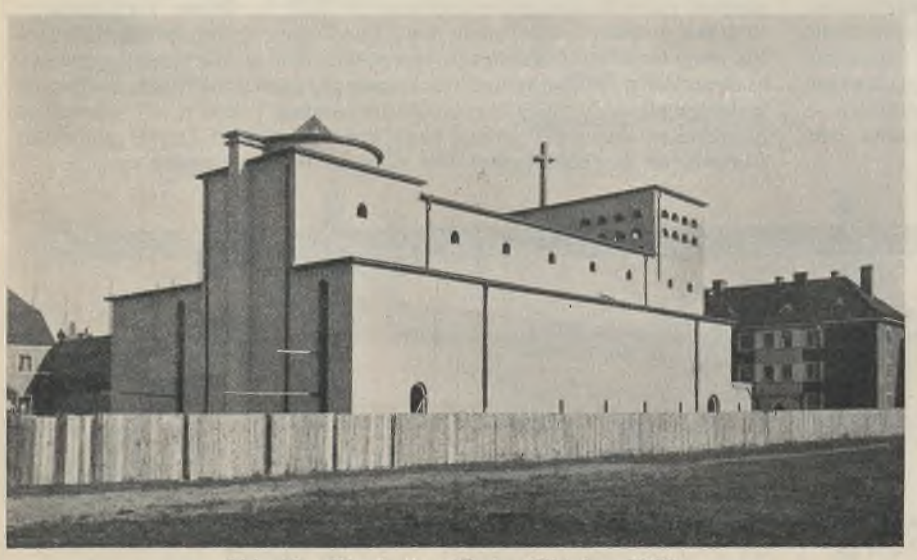


Abb. 10. Die fertige Kirche (Oktober 1929).

Wetterschutz, außen und innen geputzt. — Die Stahlbauweise kann auch für die Luftheizung der Kirche vorteilhafter als eine Massivbauweise sein, deren Mauermassen eine große Wärmemenge absorbieren.

Die Stahlkonstruktion der ganzen Kirche in der Montage und in der Ausmauerung zeigt die Abb. 9. Man erkennt auf den ersten Blick die ungemein leichte, fast zierliche Bauweise, die aber ausreichend geeignet ist, einen großen Kirchenraum würdig und fest auf lange Jahre zu umschließen. Die innige Verbindung von Stahl und Massivbaustoff kann ein widerstandsfähiges Gefüge von langer Lebensdauer und gutem Aussehen schaffen.

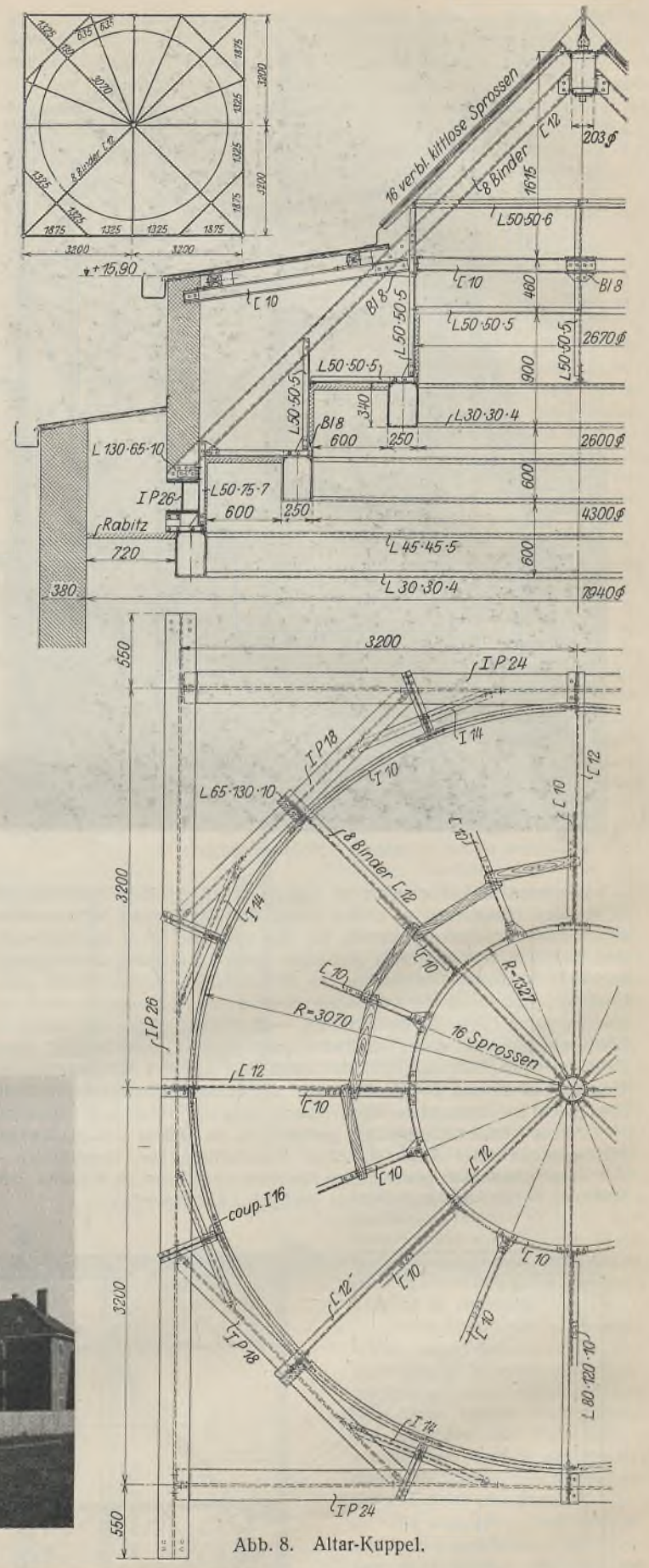


Abb. 8. Altar-Kuppel.

Es soll diese Bauweise — nur etwa 150 t Stahl enthaltend — im Rohbau sich um 50 % billiger als ein Eisenbetonbau gestellt haben. Wichtig bleibt für die Erscheinung einer solchen Kirche auch eine würdige und architektonisch geschmackvolle Behandlung der äußeren Gewandung; sie braucht trotz des Skelettbaues den monumentalen Charakter nicht entbehren. Ja, ausgefacht und verputzt unterscheidet sie sich in der äußeren Erscheinung nicht von einem Stein- oder Eisenbetonbau (Abb. 1).

Der Fußboden der Kirche liegt im Schiff etwa 50 cm über dem Erdboden, in manchen Teilen, z. B. im Altarraum auf + 1,55, nebenan auf

+ 0,95. Ein Keller mit der Heizeinrichtung und zum Abstellen befindet sich unter dem Altarraum (Sohle + 1,30).

Die Haupttragstützen des Bauwerks sind auf besondere, etwa 2 m tief hinabreichende Betonfundamente gestellt, die leichteren Zwischenwände, je nach Last und Untergrund, auf etwa 1 m tiefes durchgehendes Eisenbetonbanket gesetzt. Der Baugrund sollte nicht höher als mit 3 kg/cm² belastet, ein einseitiges Setzen von Bauteilen natürlich vermieden werden.

Die Decke über dem Heizkeiler ist massiv mit I-Trägern hergestellt und mit Muschelkalkplatten abgedeckt; sie ist im übrigen für die Aufnahme des aus Stein gebildeten Altars mit einer Belastung von etwa 2000 kg/m², sonst für 200 kg/m² Nutzlast bemessen.

Die Empore im Kirchenschiff hat eine zwischen I-Trägern gespannte Betondecke mit einer über Lagerhölzer (7/7 cm) gelegten Holzdielung und Trockensandzwischenfüllung erhalten, bemessen für eine Nutzlast von 350 kg/m².

Der Boden der Glockenstube im Turm, bemessen für eine Nutzlast von 1000 kg/m² und allseitig gegen Schall gegenüber dem Kirchenraum isoliert, ist ebenfalls massiv mit I-Trägern gebildet und mit einem 2 cm starken Zementglattstrich versehen.

Die 7 m weitgespannte Decke über dem Kirchenmittelschiff, die sich über die Obergurte der beiden Fachwerktragwände legt, ist aus konstruktiven und akustischen Gründen als Rippendecke ausgebildet; die mit Rabitz ummantelten Träger bilden Massivrippen von 30/60 cm (in 4,75 m Abstand); die dazwischenliegenden Rippen von 10/40 cm (in 0,815 m Abstand) sind aus Tektondielen hergestellt und verputzt. Auf der Decke liegt eine Sandschüttung von 7 cm Dicke. Über der Decke ist ein ganz flach geneigtes Satteldach in Stahl angeordnet, das auf Längspfetten eine mit Ruberoid versehene 24 mm starke Holzschalung trägt.

Die Decke über den beiden 4 m breiten und 4 m tiefer liegenden Seitenschiffen ist mit Heraklithplatten zwischen I-Trägern ausgeführt, die sich auf die Stahlpfosten der Außenwand und auf den Untergurt der Fachwerktragwände stützen. Auch hier sind die Träger als massive Rippen gebildet und das Dach genau wie das mittlere, nur einseitig geneigt, angelegt.

Die etwa so hoch wie die Seitenschiffe gebaute Antoniuskapelle ist ebenso wie diese mit einer waagerechten Massivdecke versehen und mit einem leichtgeneigten Pultdach wie die anderen abgedeckt.

Die im Turm befindliche Empore ist durch eine Massivtreppe, mit Muschelkalkstein belegt, zugänglich gemacht; der Treppenzugang im Turm ist in Holz gehalten.

Der 50 cm über Gelände liegende Fußboden des Kirchenraumes und alle im Erdgeschoß liegenden Räume sind mit 4 cm starken Kunststeinplatten aus Muschelkalk über einem 12 cm starken, mit Pappe belegten Betonboden abgedeckt; dagegen ist der Fußboden unter dem Gestühl in Holzdielung auf geeigneter Unterlage hergestellt.

Auf die Lage, Einrichtung und Ausbildung von Fenstern und Türen soll hier nicht weiter eingegangen werden.

Der im Spätherbst 1928 begonnene, durch die ungewöhnliche Kälte bis Mai 1929 behinderte Bau der neuen Kirche wird voraussichtlich Ende des Jahres eingeweiht werden. Die Kirche nach dem Stand des Baues im Oktober 1929 zeigt Abb. 1 u. 10.

Die Stahlkonstruktion konnte nach endgültiger Klarstellung des Entwurfs Mitte Februar 1929 in der Werkstatt vorbereitet und Ende März bereits montagefertig gemacht werden; die Aufstellung durfte wegen verspäteter Fertigstellung der Fundamente erst Mitte Mai begonnen werden, sie konnte schon Ende Juni 1929 in der Hauptsache abgeschlossen werden.

Die Lieferung und die Montage der ganzen etwa 150 t umfassenden Stahlkonstruktion war der Stahlhoch- und Brückenbauanstalt von E. de la Sauce & Kloss (D. Hirsch) in Berlin-Lichtenberg übertragen. Die anderen Bauarbeiten wurden von dem Baugeschäft Max Stark in Schneidemühl ausgeführt. Die Baukosten stellten sich, ohne Innenausstattung, auf etwa 200 000 M.

Die Erbauer der Kirche werden nach ihren persönlichen Erfahrungen den Eindruck gewonnen haben, daß der Stahl für den Sakralbau sich ebenso gut wie für den modernen Zweckbau eignet und im Kirchenbau die Möglichkeit zur aussichtsreichen Entwicklung bei geeigneter Gestaltung im Rahmen der Gesamtarchitektur zu bieten vermag.

Auch in Geschmacks- und Kunstfragen sind Überlieferung und Gewohnheit oft vorherrschend und trüben den Blick für die Entwicklung neuer Formen. So mögen manchem die hochstrebenden Säulen und die von ihm getragenen Gewölbe in massiger Steingliederung mehr Vertrauen einflößen als ein Bau in leichtgegliederter Stahlkonstruktion. Erst Führer einer Kunstbewegung müssen diesen Bann der Gewohnheit lösen. Dem Mut und dem Bauwillen des Schöpfers des hier erörterten Gotteshauses gelang es, aus Wesen und Eigenart des Werkstoffs technisch und organisch eine einheitliche und wahre Kunstform unserer Zeit zu entwickeln und dem Kirchenbau damit neue Wege zu weisen. Ihm und der Firma D. Hirsch danke ich an dieser Stelle für die Bereitstellung von Material für diesen Aufsatz, der ein interessantes Beispiel für die Verwendung des Stahles in Verbindung mit Ziegel ist. — Auch dieser Bau ist ein treffendes Beispiel für die Gemeinschaftsarbeit von Architekt und Ingenieur.

Gewichtsersparnis bei biegebeanspruchten Normalprofil-I- und Grey-Trägern aus St 52.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Hochheim.**

Der hochwertige Baustahl St 52 erlaubt gegenüber St 37 entsprechend der höheren zulässigen Spannung eine leichtere Bauweise. Eine Erhöhung der zulässigen Spannung um 50 % gegenüber St 37 bedeutet eine Querschnittsersparnis und damit Gewichtsersparnis von 33⅓ % bei einachsig beanspruchten Stäben. Bei auf Knickung beanspruchten Baugliedern ist die Ersparnis abhängig vom Schlankheitsgrad, bei Biegung von der Querschnittsverteilung. Maßgebend ist das Tragvermögen $W \cdot \sigma$. Bei gleichem Tragvermögen zweier Balken verschiedener Festigkeit besteht die Beziehung: $\frac{W_1}{W_2} = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$. Ist $\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ gemäß Annahme $= 1{,}5$, so ergibt sich für einen rechteckigen Querschnitt: $\frac{b_1 \cdot h_1^2}{b_2 \cdot h_2^2} = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1{,}5$. Gleiche Balkenhöhen vorausgesetzt, fordert $b_2 = \frac{2}{3} b_1$, d. h. die Gewichtsverminderung ist auch in diesem Falle 33⅓ %.

Liegt daran, an Bauhöhe zu sparen, und dies ist wohl der häufigste Grund der Verwendung höherwertigen Baustoffes, so wäre bei gleichen Balkenbreiten: $h_2 = h_1 \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} = 0{,}82\, h_1$, was hingegen nur eine Gewichtsverminderung von 18 % ergäbe.

Für die Berechnung der Gewichtsersparnis bei Walzprofilen lassen sich keine einfachen algebraischen Beziehungen aufstellen, und man kommt am schnellsten und übersichtlichsten mit der zeichnerischen Darstellung zum Ziele (vgl. Abb. 1 u. 2).

Trägt man auf einer Grundlinie der Größe nach die Querschnittsflächen der Profile auf und senkrecht dazu das dem Querschnitt und der zulässigen Beanspruchung entsprechende Maximal-Tragvermögen, so erhält man unter der Vorstellung stetigen Überganges zwei parabelähnliche Kurven AB und AC. Gleiche Ordinaten bedeuten gleiches Tragvermögen. Der waagerechte Abstand zweier Kurvenpunkte gleichen Tragvermögens ist also unmittelbar die absolute Querschnittsersparnis zweier Balken gleichen Tragvermögens. Zieht man vom Koordinaten-Anfangspunkt eine Gerade AD unter 45°, so schneidet diese auf den Ordinaten Längen ab, die den zugeordneten Flächenwerten auf der Grundlinie gleich sind. Eine weitere Gerade AF mit dem Neigungswinkel arctg ⅔ stellt dann eine Querschnittsverminderung von 33⅓ % dar. Setzt man nun die vorhin genannten Querschnittsersparnisse von der Linie AD nach unten ab, so erhält man eine zwischen AD und AF liegende Kurve AE, die von AD aus gemessen die absoluten Querschnittsersparnisse darstellt. Auf Abb. 2 sind außerdem die absoluten Querschnittsersparnisse noch einmal nach rechts herausgezeichnet. Die Relativersparnisse sind gleichfalls gezeigt. Wie ersichtlich, bewegt sich diese Kurve bei I-Trägern zwischen 22 und 24 %, bei Grey-Trägern zwischen rd. 14 bis 25 %, immer unter der Voraussetzung stetig wachsender Profile. Wegen der vorhandenen Stufen schwingt die Maßzahl der wirklichen Ersparnis um diese mittlere Kurve nach oben und unten. Nimmt man z. B. an Stelle eines an der höchstzulässigen Grenze beanspruchten Grey-Trägers Profil I 75 aus St 37 mit $W_x = 8068$ cm³ ein Profil gleichen Tragvermögens aus St 52 mit $W = \frac{2}{3} \cdot 8068 = 5379$ cm³, so bleibt nichts anderes übrig, als wegen der bestehenden Stufen das Profil I 60 mit $W_x = 5977$ cm³ zu wählen. Dieser Ersatz würde aber nur eine Ersparnis von rd. 10,5 % bedeuten. Der Fall tritt natürlich auch umgekehrt ein, daß das dem errechneten Tragvermögen zugeordnete ideelle Profil zu dem zu wählenden vorhandenen Profil aus St 52 günstiger liegt als bei St 37. Beispiel auf Abb. 1: Profil I 32 liegt zu dem ideellen Querschnitt aus St 52 mit 75 cm² günstiger als I 38 zu dem ideellen Querschnitt aus St 37 mit 98 cm². Der Ersatz des I 38 (St 37) durch I 32 (St 52) bedeutet eine Gewichtsersparnis von 27,4 %, während der Ersatz I 50 (St 37) durch I 45 (St 52) nur eine Gewichtsersparnis von 18,4 % ausmacht. Die eingezeichnete Kurve AE der ideellen Ersparnisse gibt also brauchbare Mittelwerte.

Diese Untersuchungen beziehen sich nur auf die Trägereinheit. Müssen mehrere Träger nebeneinander verlegt werden, so ist die Grenzersparnismöglichkeit von 33⅓ % offensichtlich, ungeachtet der weiteren Ersparnis durch die Verminderung des Eigengewichts. Das Eigengewicht spielt bei großen Brücken infolge seines mit der Spann- oder Stützweite quadratisch wachsenden Einflusses die ausschlaggebende Rolle; aber hierauf sollten sich die Betrachtungen nicht beziehen.

Wir haben gesehen, daß die Gewichtsersparnis bei Verwendung vorhandener Profile geringstenfalls nur 10,5 % betragen kann. Sind also Träger aus St 52 um 20 % teurer als aus St 37, so ergibt sich, daß die

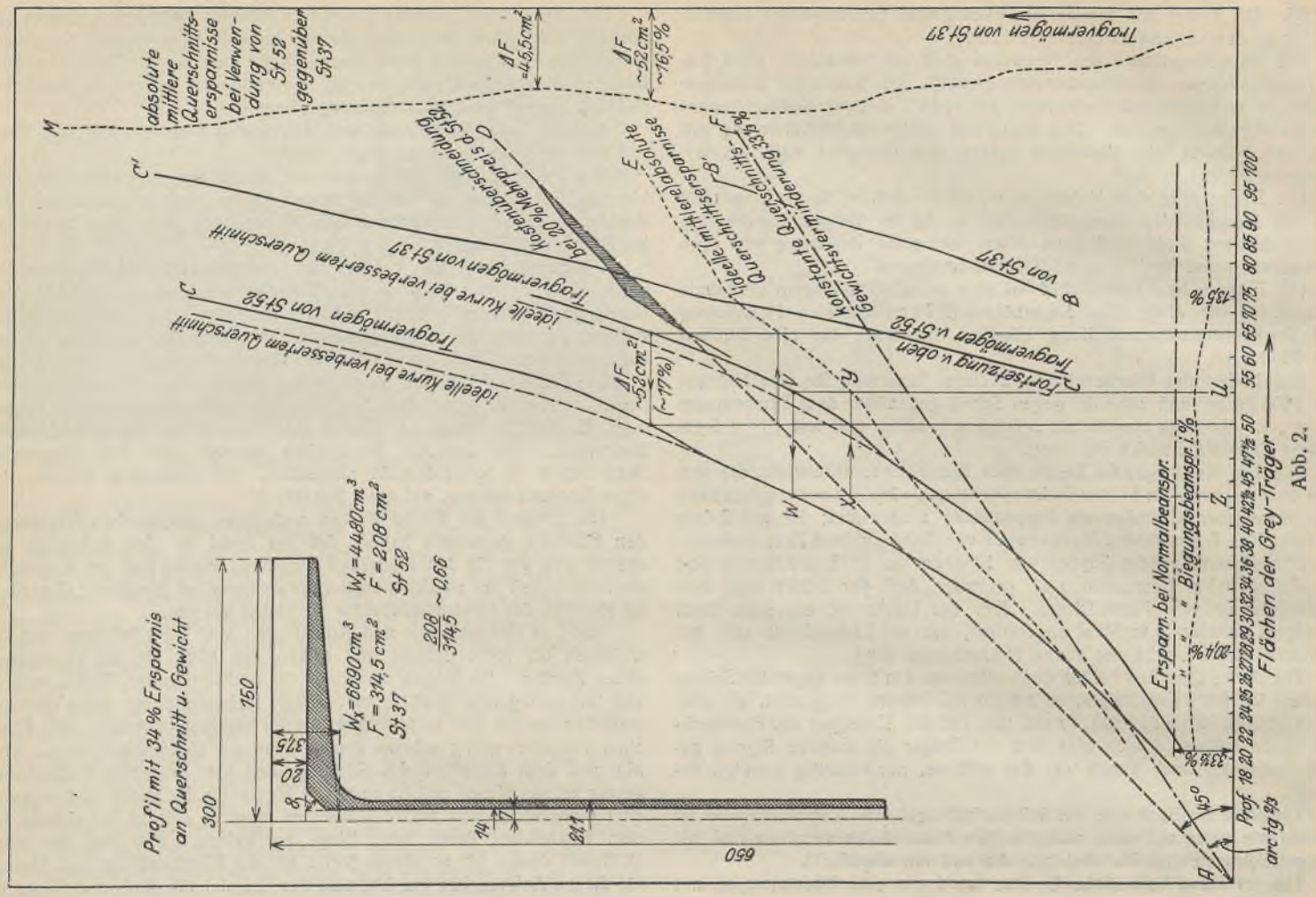

Profil mit 34 % Ersparnis an Querschnitt u. Gewicht
Tragvermögen von St 37
Tragvermögen von St 52
Ersparn. bei Normalbeanspr.
Flächen der Grey-Träger

Abb. 2.

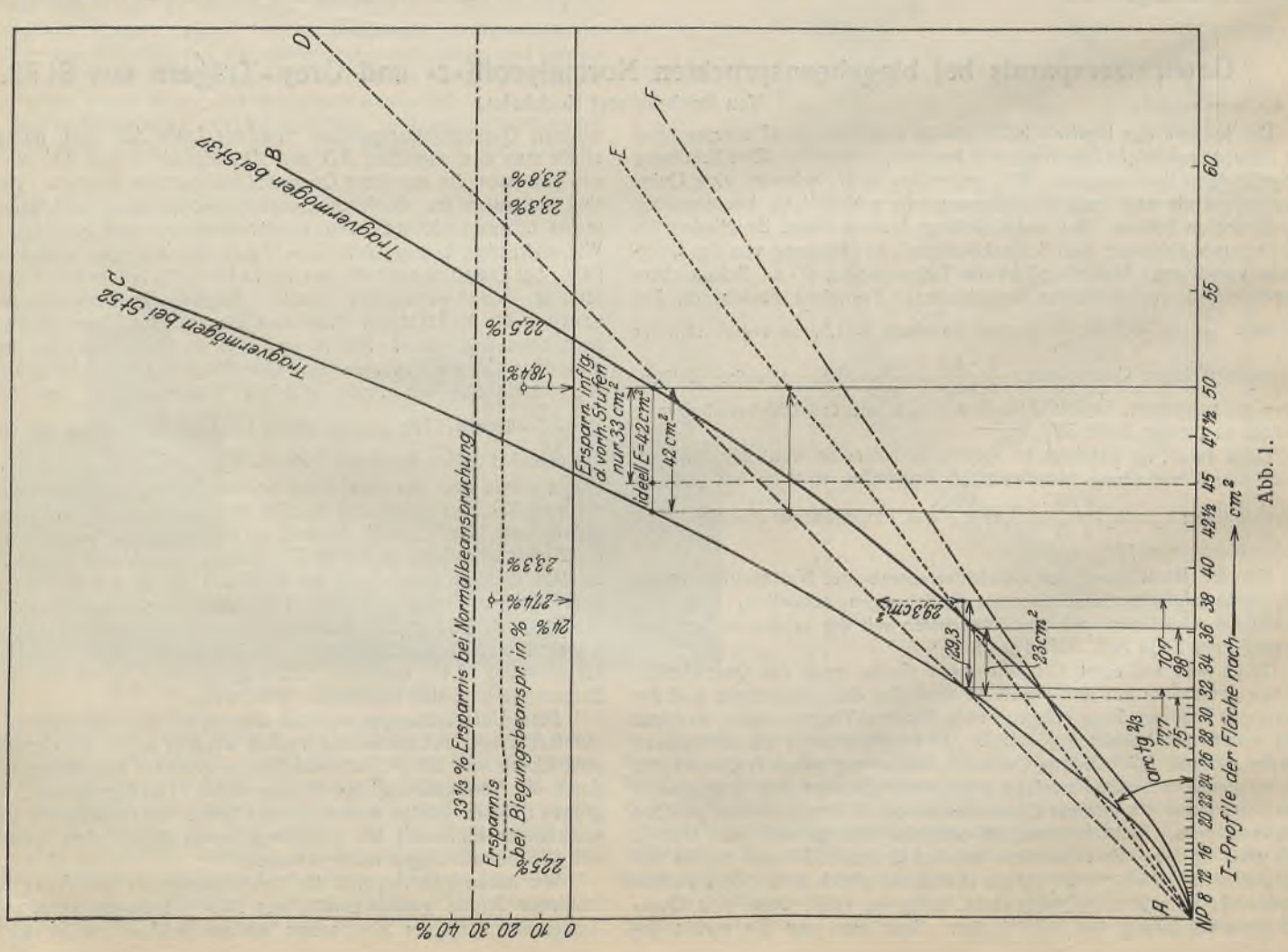

Tragvermögen bei St 37
Tragvermögen bei St 52
33⅓ % Ersparnis bei Normalbeanspruchung
Ersparnis bei Biegungsbeanspr. in %
I-Profile der Fläche nach cm²

Abb. 1.

Gewichtsersparnis im Gesamtpreise wieder ausgeglichen wird, wenn sie gleich oder kleiner als 16,7% ist. Wie in Abb. 2 sichtbar gemacht, würden also Grey-Profile über I 65 aus St 52, wenn keine technischen oder wirtschaftlichen Forderungen hinsichtlich Einschränkungen der Bauhöhe vorliegen, gegenüber Profilen aus St 37 im Nachteil sein. Hinzu kommt, daß häufig durch einschränkende Vorschriften die größere Durchbiegung des höher beanspruchten Trägers begrenzt ist, so daß in vielen Fällen das Tragvermögen des vollen Querschnitts gar nicht ausgenutzt werden kann. Ist man an solche Vorschriften nicht gebunden, dann empfiehlt es sich, große Profile aus St 52 mit besserer Querschnittsverteilung aus Universalprofilen zusammenzuschweißen, wie auf Abb. 2 dargestellt. Dieser P-Träger hat bei rd. 34% Materialersparnis und gleicher Bauhöhe ein noch etwas höheres Tragvermögen als ein Grey-Träger I 65 aus St 37, Wenn es gelingt, schwere Träger auch in St 52 als P-Träger zu walzen, würde bei Massenproduktion der gewalzte P-Träger natürlich vorzuziehen sein. Das Zusammenschweißen von Trägern bringt auch die Möglichkeit, die Flanschenbreite zu vergrößern und damit zu dem wirtschaftlichen H-Träger zu gelangen. Die am Übergang vom Steg zu den Flanschen in der Schweiße entstehenden Schubspannungen sind so gering, daß sie sich leicht beherrschen lassen.

Nachsatz: Wie ich von befreundeter Seite nachträglich erfahre, soll das Grey-Profil verlassen werden. Ferner wird mir mitgeteilt, daß das Peiner Walzwerk bereits P-Träger bis zu 40 cm Höhe in St 52 herstellt.

Durch meine Untersuchungen sollte gezeigt werden, welchen Einfluß die Querschnittsverteilung auf die Ersparnismöglichkeiten beim Übergang von St 37 auf St 52 hat und daß die Träger mit parallelen Flanschen vorteilhafter sind. Ob nun — wenigstens bei großen Profilen — der gewalzte P-Träger billiger als der geschweißte sein wird, muß die Praxis lehren.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Ullsteinhaus in Berlin.

Betrachtungen zu dem Werk: „Ein Industriebau", Bauwelt-Verlag, Berlin.

Von Dr.-Ing. **Wilh. Weiß,** München.

Bei allen größeren Hochbauten, welche geschäftlichen oder gewerblichen Zwecken dienen sollen, zeigt sich immer wieder dasselbe Bild: Kaum ist die Planung in der Hauptsache beendet, so wird der Bau, um eine meist kurz bemessene Bauzeit einhalten zu können, mit aller Macht hochgetrieben. Beim ersten Stockwerk angelangt, beginnen in der Regel die Änderungen, die in veränderten betrieblichen Dispositionen ihre Ursache haben. Je durchgreifender diese Umdispositionen sind, desto mehr Schwierigkeiten stellen sich der Ausführung entgegen. Dies ist der Boden, auf dem die meisten Erfahrungen gesammelt werden können. So war es auch bei dem Ullsteinhausbau. Diese wertvollen Erfahrungen und Ergebnisse bei einem Jahre beanspruchenden Neubau kamen bislang immer nur den am Bau Beteiligten zugute; die übrige Bauwelt erfuhr davon gewöhnlich sehr wenig oder gar nichts. Wohl fanden größere hervorragende Bauwerke ihre Besprechung in den Fachzeitschriften; man begnügte sich in den Aufsätzen jedoch mit der Darlegung des künstlerischen und konstruktiven Aufbaues, den zugrunde gelegten Belastungen, der Art der Berechnung und sonstigen rein technischen Angaben über den fertigen Bau. Über die technischen und sonstigen Schwierigkeiten, welche sich der Bauausführung entgegenstellten, welche durchgreifenden Änderungen vorzunehmen waren, welche wichtigen Erfahrungen gesammelt werden konnten — darüber schwiegen sich diese Berichte in den Fachzeitschriften aus. Dazu war entweder keine Zeit vorhanden oder diese Etappen der Bauausführung wurden angesicht des fertigen Bauwerks ganz von selbst in den Hintergrund gedrängt. Da die gesamte Bauwelt an den für die weitere Entwicklung im Bauwesen bedeutungsvollen Erfahrungen bei solchen Großbaustellen ein lebhaftes Interesse hat, so ist es dankbar zu begrüßen, daß über das Ullsteinhaus ein Werk vorliegt, das uns einen tiefen Einblick in die ganze Bauabwicklung des unter mancherlei Schwierigkeiten zu Ende geführten markanten Baues gestattet. Das Werk „Ein Industriebau" läßt wie ein Tagebuch von A bis Z die ganze Durchführung des Bauwerks unter günstiger Herausstellung des Wesentlichen am Auge des Lesers vorüberziehen und will rein sachlich zur Förderung einer folgerichtigen, sachlich berechtigten und den Zeitverhältnissen wohl angepaßten Entwicklung des Bauwesens alle Schwächen und Fehler aufdecken, die sich als Folge falscher Dispositionen und Entschlüsse herausstellten. Fehler werden bei großen Baustellen wohl nie vermieden werden können; es ist aber ein anerkennenswertes Beginnen, an den Erfahrungen, die sich daraus ergeben, die ganze Bauwelt teilnehmen zu lassen und sie so vor gleich schweren, ja verhängnisvollen Wirkungen zu bewahren. Dieser Dienst am Gemeinwohl, den die Verfasser mit ihrem Werk auf bautechnischem Gebiete leisten, ist um so wertvoller, als erstmalig über Erfahrungen in der Eisenbetonbauweise eines typischen Großbaues berichtet wird, die teilweise bisher nicht bekannt waren, ferner über solche Nachteile, die zwar schon bekannt sind, wie Stemmarbeiten, Bauverzögerung, Zinsverlust usw., die hier aber deutlich mit greifbaren Zahlen belegt werden. — Es möge die Aufgabe dieser Zeilen sein, sich mit dem Werk nur insoweit zu befassen, als die Bauweisen Stahl und Eisenbeton in Frage kommen. —

Bei der Wahl der Bauweise, die zugunsten des Eisenbetons ausfiel, entschied letzten Endes die Kostenfrage. Die Vergebung der Bauarbeiten erfolgte zu einer Zeit, wo die Konjunktur für die Stahlbaufirmen gegenüber den Eisenbetonbaufirmen etwas günstiger war. So ergab sich erklärlicherweise bei der Gegenüberstellung der Angebote ein Verhältnis von 1 : 1,42 zugunsten des Eisenbetons. Es ist hierbei allerdings noch zu berücksichtigen, daß bei diesem Bau die Verhältnisse für den Eisenbeton günstig lagen, insofern als die Länge der Unterzüge durchwegs nur 5 bis 8 m betrug, und gleichzeitig hohe Nutzlasten aufzunehmen waren. Es ist bekannt, daß in so gelagerten Fällen der Eisenbeton in der Kostenfrage sich günstiger stellt, während bei größeren Spannweiten und mittleren Nutzlasten der Stahlbau billiger zu stehen kommt. Über eine gewisse Grenze hinaus, was Spannweiten und Nutzlast anlangt, kommt aus Gründen der Abmessungen und der Wirtschaftlichkeit nur mehr Stahl als Baustoff in Frage. Neben der Kostenfrage sind wohl auch noch andere wichtige Gesichtspunkte erwogen worden, doch fielen sie, — wie sich herausstellte, sehr zum Schaden der Bauabwicklung — nicht mit dem vollen Gewicht in die Waagschale. Durch einen Bauarbeiterstreik wurden die Bauarbeiten um nicht weniger als 13 Wochen unterbrochen und als der Streik glücklich beigelegt war, setzte der zum Glück milde Winter 1925/26 ein. In dieser Hinsicht war der Bau zweifellos von einem Mißgeschick verfolgt, das einer gewissen Tragik nicht entbehrt, da gerade dieser gewaltige Neubau den Ausbruch des Streiks um jene Zeit begünstigte.

Als ein schwerer Fehler hat sich die Ausführung der Pfeiler in tragendem Mauerwerk herausgestellt. Da die Eisenbetondecken erst eingebaut werden konnten, wenn die Außenmauern bis zu dieser Höhe gediehen waren, so waren diese Arbeiten von den Maurern abhängig, die weniger rasch vorankommen konnten. Die dadurch eingetretenen Verzögerungen wirkten sich schwer zum Nachteil des Bauherrn aus. Diese Erfahrung liefert den besten Beweis für die Zweckmäßigkeit und Überlegenheit des Skelettbaues, bei dessen Anwendung die Maurer gänzlich unabhängig von den Eisenbetonleuten die Ausmauerung der nichttragenden Wände hätten vornehmen können. Zu diesen kostspieligen Aufenthalten kam als weiter erschwerender Umstand hinzu, daß bereits bei — 3° C das Mauern eingestellt werden mußte, während das Weiterbetonieren dank der getroffenen umfassenden Heizeinrichtungen bis zu — 6° C möglich war. Unsere Erinnerung an den allerdings außerordentlichen Winter 1928/29, der wochenlang Kältegrade bis zu 30° C und darüber brachte, läßt uns erkennen, daß Kältegrade von etwa 6° C als gering zu betrachten sind. Trotzdem ist dieser Kältegrad nach den bei noch tieferen Graden gemachten Erfahrungen, wobei noch weitestgehende Heizeinrichtungen vorgesehen waren, als die unterste Grenze für Betonierungsarbeiten anzusehen. Als Beweis hierfür kann der Neubau des Camera-Werkes der I. G. Farben in München dienen, der im Winter 1928/29 in Eisenbeton zur Ausführung gelangte. Unter Beachtung aller erdenklichen Vorsichtsmaßnahmen, die natürlich die Kosten unverhältnismäßig erhöhten, wurden Betonierungsarbeiten bei unter 6° C Kälte von einer anerkannt leistungsfähigen Münchener Baufirma vorgenommen, die unter dem Zwang der Verhältnisse geleistet werden mußten. Wenn ein solches Experiment — man kann es wohl nicht anders bezeichnen — ohne Rücksicht auf die Kosten auch einmal glücken kann, so geht es doch zu weit, einen solchen Fall zu verallgemeinern. Ungleich bessere und vor allen Dingen sicherere Möglichkeiten bestehen hier zweifellos im Stahlbau, mit dem es ohne jedes Risiko in Verbindung mit fast trockener Bauweise ohne weiteres möglich ist, selbst bei hohen Kältegraden Bauarbeiten auszuführen, solange eben die menschliche Arbeitsfähigkeit dazu in der Lage ist. Es fehlt keinesfalls an Beispielen, daß Stahlbauten bei strengstem Frost ausgeführt wurden.

Ein weiterer Umstand, der sich nicht zugunsten der gewählten Bauweise auswirkte, ist die bereits eingangs gestreifte Notwendigkeit von mancherlei Änderungen während des Baues. Als Parallele darf hier auf den Schockenbau in Stuttgart hingewiesen werden, der als bescheidenes Geschäftshaus erstehen sollte, durch Umdisponierungen während des Baues sich aber zu einem Kaufhaus mit bedeutenden Ausmaßen entwickelte. Da bei diesem Bau Stahl als Baustoff gewählt war, so waren die Änderungen leicht ausführbar. Auch beim Ullsteinbau waren offenbar recht weitgehende Änderungen notwendig geworden, „wobei man durch die bereits fertige Fundierung oder durch die bestehenden Geschosse so eingeengt war, daß es oft schwer fiel, den neu auftauchenden Bedingungen zu entsprechen". Die in dieser Hinsicht gemachten Erfahrungen sind ein neuer Beweis dafür, daß es durchaus unzweckmäßig ist, einen Bau in Eisenbeton auszuführen, wenn nicht absolut feststeht, daß mit Änderungen während des Baues nicht zu rechnen ist. Eine recht beherzigenswerte Lehre bietet das Kapitel „Stemmarbeiten" beim Ullsteinbau. Diese Art

von Arbeiten sind nicht vorher zu bestimmen, sie ergeben sich mit dem Vorwärtsschreiten des Bauwerks und wachsen aus den betrieblichen Erfordernissen heraus. Die meisten Stemmarbeiten verursacht normalerweise die sachgemäße Aufstellung eines Maschinenparks, aber auch sonstige auf geänderte Dispositionen zurückzuführende Arbeiten sind in der Hauptsache Stemmarbeiten, „die bei den Eisenbetondecken gegenüber den bei Stahlkonstruktionen möglichen Steineisendecken größeren Zeit- und Kostenaufwand mit sich bringen. Hierbei ist eben der Bauleiter vom Bauherrn abhängig, der aus inneren Notwendigkeiten heraus im Laufe der Bauausführung mehrfach sein Fabrikationsprogramm ändern mußte. Monatelang waren später 300 bis 400 Mann mit Stemmarbeiten beschäftigt". An anderer Stelle des Werkes heißt es, „daß von der gesamten Bausumme 11 bis 12 % auf Taglohnarbeiten kommen oder etwa 30 % aller Maurerarbeiten aus Taglohnarbeiten bestehen, wovon wieder die für Stemmarbeiten den weitaus größten Teil umfassen". Da es sich bei diesem Bau um eine Gesamtsumme von Millionen RM handelt, so kann man ermessen, welche beträchtliche Summe diese 11 bis 12 % darstellen und welche Summe hätte gespart werden können, wenn diese Stemmarbeiten an Steineisendecken und Mauerwerk hätten vorgenommen werden können; sie wären in diesem Falle vermutlich nicht halb so teuer zu stehen gekommen und wären bedeutend rascher auszuführen gewesen. Der Zeitgewinn fällt hier aus mehreren Gründen sehr bedeutend in die Wagschale. „Durch die Verzögerung des ganzen Baues um etwa ein halbes Jahr lagerte in den Lieferwerken der gesamte Maschinenpark für die Druckerei. Jede Woche Verzögerung verschlang neben entsprechenden Lagerungskosten große Summen an Zinsen, wozu noch der Gewinnverlust des darin angelegten Kapitals hinzukam."

Von besonderem Interesse ist, welcher Standpunkt hinsichtlich der zu wählenden Deckenart eingenommen wurde. Es muß hier erwähnt werden, daß schon bei der Wahl der Bauweise die Frage im Vordergrunde stand, in welcher Weise am zweckmäßigsten die durch die zahlreichen und schweren Druckereimaschinen in den einzelnen Geschossen bewirkten Erschütterungen und Stöße aufgenommen werden können. Die Bauherrschaft glaubte nämlich auf Grund von ungünstigen Erfahrungen bei einem anderen Bauwerk annehmen zu müssen, daß stählerne oder Eisenbetonstützen als Kern in den Pfeilern der Außenwand die Schallübertragung zum Nachbarn begünstigen, und entschied daher die Ausführung der Pfeiler der Außenwand in tragendem Mauerwerk. Diese Entscheidung hat sich, wie bereits oben erwähnt, verhängnisvoll ausgewirkt. Die gleiche Frage — die Frage der Aufnahme der Erschütterungen — hat auch für die Decken eine Rolle gespielt und es wurde dabei die Ansicht vertreten, „daß es notwendig sei, durch eine starke Verbindung und Einspannung der Decken in die Balken und der Balken in die Säulen, einen möglichst großen Teil des Bauwerks zur Aufnahme und Verarbeitung dieser zusätzlichen Beanspruchungen heranzuziehen, um durch große Massen den Ausschlag der Schwingungen zu verringern und die Dämpfung möglichst zu erhöhen". Es wird dann weiter ausgeführt, daß und inwiefern die Eisenbetonbauweise diesen Bedingungen am besten entspricht. Dem ist jedoch entgegenzuhalten, daß auch im Stahlbau es ohne weiteres möglich ist, die Deckenplatten in die Unterzüge einzuspannen dadurch, daß man sie als Koenensche Voutenplatten ausführt. Auch der steife Anschluß der Unterzüge an die Stützen in Rahmenbauweise ist heute im Stahlbau keine Seltenheit mehr. Größere Stahlskelettbauten der letzten Jahre sind in dieser Bauart ausgeführt. Mit der Ausführung der reinen Eisenbetondecke hat die Bauleitung den Nachteil der den Raum unterhalb der Decken versperrenden Abstützungen der Schalung und die Schwierigkeit der Stemmarbeiten in Kauf genommen; bei einer Steineisendeckenausführung wären die Räume unter den Decken infolge der Aufhängung der Schalung an den Trägern vollkommen frei gewesen und der Fortgang der Arbeiten wäre in keiner Weise behindert worden.

Die Dachausführung des Ullsteinbaues erfolgte in Stahlkonstruktion, um im obersten Geschoß „unter der leichten Decke den Vorteil eines großen weitgespannten Raumes zu gewinnen". Die am Teltowkanal bzw. an der Ullsteinstraße gelegenen Bauteile, von denen wegen der erheblichen Mehrkosten des Bauwerkes nur das Erd- bzw. erste Obergeschoß ausgebaut wurde, erhielten ein Notdach aus Stahlkonstruktion, dessen Binder bei einem späteren Hochführen der Flügel wieder verwendet werden können. Mit der Dachkonstruktion hat man dem Stahlbau Gelegenheit gegeben, zwei wichtige Vorzüge herauszustellen: den der Überbrückung großer Spannweiten mit geringstem Aufwand an Baustoff und Gewicht, sowie die Möglichkeit, ein Bauwerk abzubauen und an anderer Stelle wieder aufzubauen.

Aus der Darstellung über diesen künstlerisch und technisch hervorragenden Bau geht eindeutig hervor, daß die mit Schwierigkeiten durchsetzte Bauabwicklung auf zwei Ursachen zurückzuführen ist: 1. auf die Entscheidung, daß in Eisenbeton gebaut werden sollte, und 2. auf die Bestimmung, daß die Pfeiler der Außenwand in tragendem Mauerwerk auszuführen waren. Mit der Bauweise in Eisenbeton kam der Bau in den Bereich des wochenlangen Streiks und erwuchsen die bedeutenden Kosten für die Änderungen und Stemmarbeiten, mit der Ausführung der Mauerpfeiler ergaben sich die zeitraubenden und daher kostspieligen Aufenthalte bei den Betonierungsarbeiten. Von diesem letzteren Standpunkt aus betrachtet, hätte also unzweifelhaft die Skelettbauweise als solche den Vorzug verdient, wobei dahingestellt bleiben könnte, ob Stahl oder Eisenbeton vorzuziehen sei. Im Hinblick aber auf die bedeutenden Kosten der Änderungs- bzw. Stemmarbeiten wird auch die Frage: Stahl- oder Eisenbetonskelett nicht mehr zweifelhaft.

Erfahrungsgemäß sind Bauarbeiterstreiks weitaus häufiger als Metallarbeiterstreiks und selbst wenn nach Auftragserteilung bei der Anfertigung der Stahlkonstruktion beim Ullsteinbau ein Streik eingetreten wäre, so hätte man immer die Möglichkeit gehabt, bei längerer Dauer des Streiks andere nicht bestreikte Stahlbaufirmen heranzuziehen. Solcher Arbeitsersatz ist im Stahlbau leicht möglich. Außerdem hätte man aber auch wahrscheinlich die Stahlkonstruktion verschiedenen Firmen in Auftrag gegeben, wodurch eine etwaige Arbeitsverzögerung bei einzelnen Werken weit weniger stark in Erscheinung getreten wäre. Ein Beispiel hierfür bietet das noch größere Verwaltungsgebäude der I. G. Farbenindustrie in Frankfurt a. M., bei dessen Ausführung der Ausfall am Arbeitsabschnitt einer Firma zeitlich sich überhaupt nicht ungünstig ausgewirkt hat. Man kann also als sicher annehmen, daß auch beim Ullsteinneubau die Fertigstellung des Rohbaues in Stahlkonstruktion vor dem Winter unter allen Umständen erreicht worden wäre. Mit zwingender Notwendigkeit ergibt sich aus der ganzen Abwicklung des Ullsteinneubaues die Lehre, daß Bauwerke von den Ausmaßen dieses Baues am raschesten und billigsten in Stahl herzustellen sind, am billigsten mit ziemlicher Sicherheit auch dann, wenn der Angebotspreis in Stahl höher sein sollte. Voraussetzung ist dabei lediglich, daß alle Faktoren, die erfahrungsgemäß bei Ausführung größerer Bauten mehr oder weniger eine Rolle spielen, auch tatsächlich und entsprechend berücksichtigt werden. Beim Ullsteinbau waren die Abmessungen auf eine Ausführung in Eisenbeton geradezu zugeschnitten; im allgemeinen sucht man jedoch auch bei Fabrikbauten dieser Art mit möglichst wenig Stützen und nur einer Stützenreihe auszukommen, denn zahlreiche Stützen wirken stets mehr oder weniger störend, sind auch aus betrieblichen Gründen meist unerwünscht.

Der Bau lehrt weiterhin, daß der ungeheure Platzbedarf für die Lagerung der Baustoffe: Kies, Sand, Zement, Schalhölzer, für die Zurichtung der Bewehrungseisen, der Aufstellung der Baumaschinen usw. bei der Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile von Bauarten eine große Rolle spielt. Trotzdem an und für sich reichlich Platz vorhanden war — bei mehr im Innern einer Stadt gelegenen Baustellen herrscht meist empfindlicher Platzmangel — waren schließlich die sich ansammelnden Baustoffe nur mit größter Mühe unterzubringen. Reg.-Baumeister Braun, welcher der Oberbauleitung angehörte, berichtet darüber: „Alle nur zur Verfügung stehenden Ecken des Bauplatzes füllten sich mit Baustoffen. Sehnsüchtig warteten Bauleitung und Unternehmer auf die Beendigung der sich verzögernden Gründungsarbeiten, damit endlich durch gesteigerte Arbeitsleistung die die Baustelle erdrückenden Massen zum Aufführen des Rohbaues verwendet werden könnten. Die Gefahr rückte durch die Verzögerung immer näher, daß ein früher Winter den Rohbau vor Fertigstellung erfassen könnte. Überstunden, Nachtschichten, Fertigstellungsprämien versuchten größtmögliche Beschleunigung der Gründung zu erreichen. Die Eisenbetonarbeiten sollten eben mit voller Kraft einsetzen, da brach, gerade die besondere Lage dieses Baues als Ausgangs- und Brennpunkt benutzend, ein wilder Bauarbeiterstreik auf der Baustelle aus, dem rasch in Berlin und wenige Tage darauf fast in ganz Deutschland, der allgemeine Bauarbeiterstreik folgte. Sämtliche Hoffnungen auf Fertigstellung des Rohbaues vor dem Winter waren damit begraben".

Der von dem oben genannten Mitverfasser des Werkes behandelte Teil: Architektur und Planung des Baues, berichtet an verschiedenen Stellen in freimütiger Offenheit und objektiv über die bei dem Bau zutage getretenen Schwierigkeiten der Eisenbetonbauweise. Nicht den gleichen Eindruck gewinnt man bedauerlicherweise bei dem Teil des Werkes, welcher sich mit der Konstruktion und ihrer Ausführung näher beschäftigt. Der Verfasser gibt wohl ebenfalls im großen und ganzen die von Braun berichteten ungünstigen Erfahrungen zu, insbesondere da wo die offenen Ausführungen seines Kollegen B. diese Tatsachen deutlich erhellen. Er vermeidet aber jeden zahlenmäßigen Nachweis, der zuungunsten der Eisenbetonbauweise ausgelegt werden könnte, und glaubt gegen längst erwiesene Tatsachen ankämpfen zu sollen. So wird z. B. im Ernst niemand seinen Behauptungen, daß Änderungen an Eisenbetonbauten innerhalb der gleichen Grenzen wie beim Stahlbau möglich seien oder daß „nachträgliche Erhöhungen der Tragfähigkeit bei Eisenbeton sogar leichter ausführbar seien als bei einer Eisenkonstruktion", Glauben schenken.

Bei Bauwerken von den Ausmaßen des Ullsteinhauses kann nach diesen wertvollen, vielfach mit Zahlen belegten Mitteilungen in dem Werk „Ein Industriebau" die Entscheidung über die zu wählende Bauweise nicht mehr zweifelhaft sein.

INHALT: Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten (Ketten und Kabeln). (Schluß.) — Über den Neubau der Antonius-Kirche in Schneidemühl. — Gewichtsersparnis bei biegebeanspruchten Normalprofil-I- und Grey-Trägern aus St 52. — Das Ullsteinhaus in Berlin.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 7. März 1930 | Heft 5

Alle Rechte vorbehalten.

Der Stahlbehälterbau.[1]

Von Oberingenieur **E. Kottenmeier**, Hannover-Herrenhausen.

(Fortsetzung aus Heft 2.)



Abb. 24. Wasserbehälter mit 1000 m³ Inhalt in Worms (System Intze).

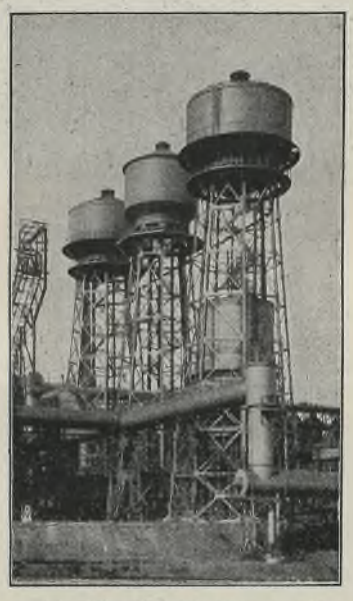


Abb. 23. Behältertürme mit 750 m³ und 500 m³ Inhalt, erbaut für Stahlwerk Hagendingen (System Intze).

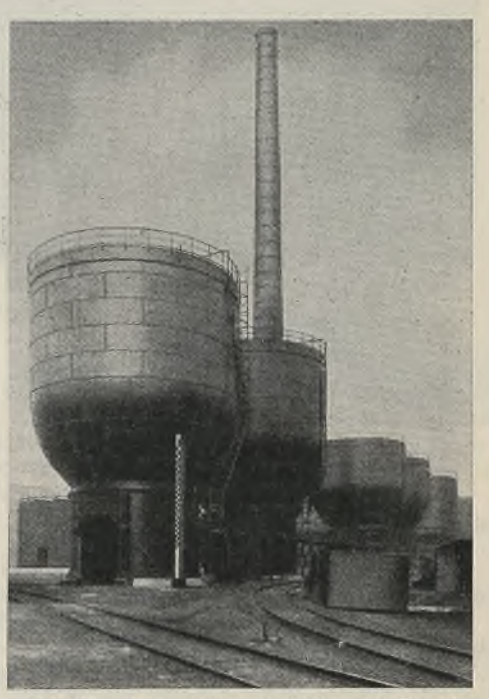


Abb. 25. Schwefelsäurebehälter mit Portalstützung von 1800 m³ und 1200 m³ Inhalt (System Intze).

Die Barkhausenbehälter wurden zuerst von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, erbaut, welche um das Jahr 1900 die Lizenz von Prof. Barkhausen erworben hatte.

Wesentlich früher, im Jahre 1883, erwarb die Firma F. A. Neumann, Eschweiler, das Patent des Aachener Prof. Otto Intze auf dessen bekannte Behälterkonstruktion in richtiger und weitschauender Erkenntnis der mit diesem Patent verbundenen konstruktiven und wirtschaftlichen Vorteile, nachdem sie vorher im eigenen Betriebe umfangreiche Versuche angestellt und keine Kosten gescheut hatte, die Ideen des Erfinders zu verwirklichen und die konstruktiven Einzelheiten auszubilden.

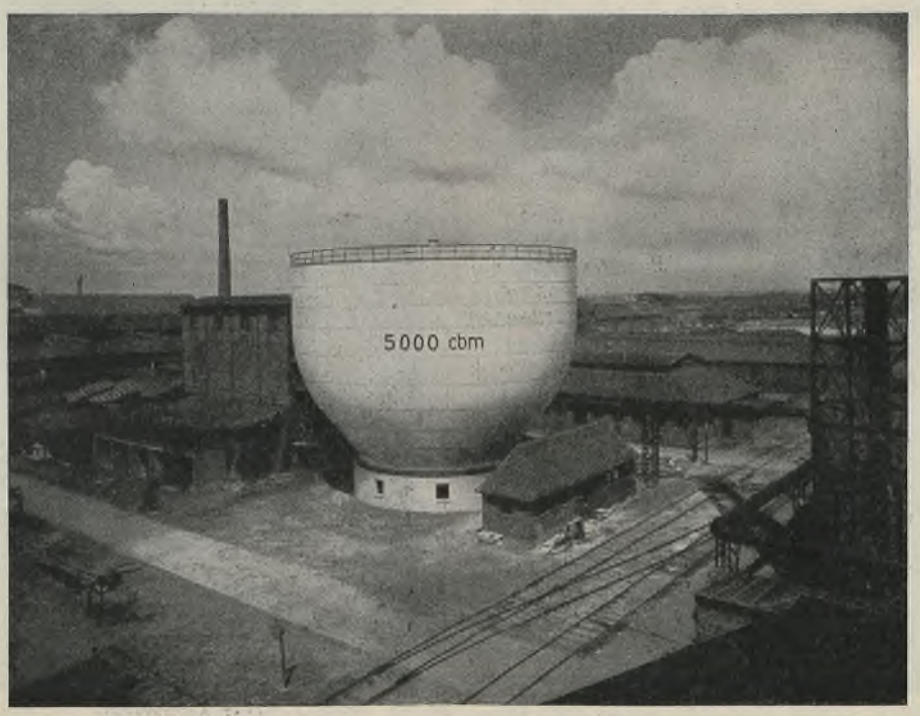


Abb. 26. Ammoniakwasserbehälter von 5000 m³ Inhalt (System Intze).

Die seinerzeit Hand in Hand mit verschiedenen Bahnverwaltungen vorgenommene Normung dieser Behälter (vgl. auch Abb. 6) ermöglichte der Firma die serienweise Herstellung der Auflager auf Vorrat zu einer Zeit, als der Serienbau in der Technik noch so gut wie unbekannt war.

Die Firma war alleinige Lizenzinhaberin für Deutschland sowie verschiedene angrenzende Staaten. Aus praktischen Erwägungen, der Fracht- und Zollersparnis wegen, hat die Firma seinerzeit Unterlizenzen an andere

[1]) Berichtigung zum ersten Teil des Aufsatzes „Stahlbehälterbau“ in Heft 2, 1930: Im Text unter Abb. 7 muß es heißen „von 4000 m³ Nutzinhalt“ und nicht 400 m³ Inhalt.

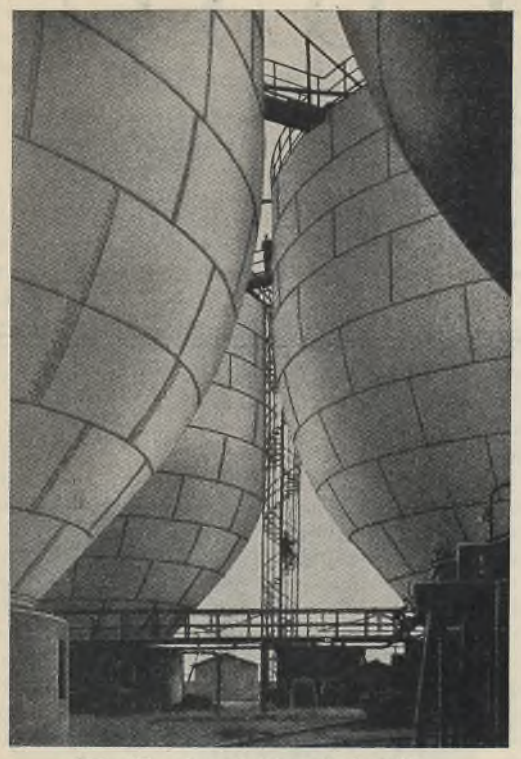


Abb. 27. Ammoniakwasserbehälter von je 5000 m³ Inhalt für die chemische Großindustrie (System Intze).

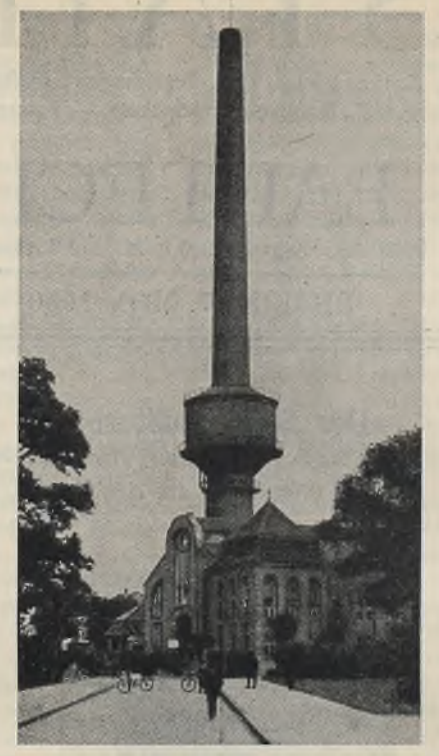


Abb. 28. Schornsteinbehälter von 600 m³ Nutzinhalt in Neuß (System Intze).



Abb. 29. Kugelform-Wasserbehälter von 1000 m³ Inhalt für Bahnhof Lehrte.

vergeben, so z. B. an die Berlin-Anhaltische Maschinenbau A.-G., Berlin, für das Gebiet östlich der Elbe.

Im Laufe der Jahre sind die Konstruktionen dieser Behälter weiter vervollkommnet und in den größten Dimensionen ausgeführt worden.

Die folgenden Abbildungen zeigen einige von der Firma F. A. Neumann ausgeführte Behälterbauten.

A. Behälter in Bauart Intze:

Abb. 23. Behältertürme mit Behältern von 750 — 750 — 500 m³ Inhalt, für das Stahlwerk Hagendingen, erbaut 1913,

Abb. 24. Wasserbehälter von 1000 m³ Inhalt auf Stahlstützung für die Firma Cornelius Heyl in Worms, erbaut 1913,

Abb. 25. 5 Schwefelsäurebehälter von je 1800 bzw. 1200 m³ Inhalt auf Portalstützung, erbaut 1928 für ein Werk der chemischen Großindustrie,

Abb. 26. 1 Ammoniakwasserbehälter von 5000 m³ Inhalt, ausgeführt für ein Werk der chemischen Großindustrie im Jahre 1923,

Abb. 27. 7 Ammoniakwasserbehälter von je 5000 m³ Inhalt für die chemische Großindustrie,

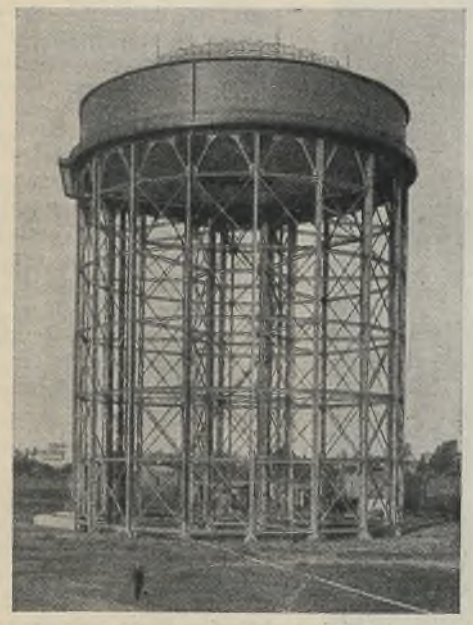


Abb. 30. Wasserturm mit ringförmigem Behälter von 3700 m³ Inhalt in La Plata.

Abb. 28. Schornsteinbehälter von 600 m³ Nutzinhalt, erbaut 1909 für das Elektrizitätswerk der Stadt Neuß.

B. Behältertürme anderer Bauart:

Abb. 29. Wasserbehälter von 1000 m³ Inhalt, in Kugelform, für Bahnhof Lehrte 1924, und als besonders interessante Bauweise nach dem Prinzip der Ringbehälter,

Abb. 30. Wasserturm mit ringförmigem Behälter von 3700 m³ Inhalt auf 32 m hoher Stahlstützung, geliefert und erbaut im Jahre 1912 für das Wasserwerk La Plata (Argentinien).

Beachtenswert ist ferner der Behälter nach Abbild. 31, der in verschiedenen Gegenden von der Firma Vereinigte Kesselwerke A.-G., Düsseldorf, Werk Orange, Gelsenkirchen, unter anderen im Jahre 1903 für die Wasserstation Recklinghausen-Erkenschwick, erbaut wurde und bei einem Durchmesser von 22,50 m und einer Mantelhöhe von 10,00 m einen Inhalt von 4000 m³ aufweist. Da der Unterbau nur eine geringe Höhe hat und zu Wohn- und Lagerzwecken dient, durfte der Boden eine gewisse Konstruktionshöhe nicht überschreiten. Die Aufgabe wurde bei geringstem Materialverbrauch dadurch gelöst, daß man den Boden unter



Abb. 31. Behälter mit 4000 m³ Inhalt. (Dreifaches System von Intze-Boden.)



Abb. 32. Wasserhochbehälter von 500 m³ Inhalt in Herne.



Abb. 34. Doppelhochbehälter von 300 m³ und 200 m³ Inhalt in Duisburg-Meiderich.



Abb. 33. Hochbehälter von 180 m³ Inhalt in Hoch-Emmerich.

Verwendung einer inneren kleineren Stützkugel aus einem dreifachen System von Intze-Boden gebildet und durch Ringmauern entsprechend gestützt hat.

Von der genannten Firma wurden ferner, ähnlich wie sie bereits für Gölzau, Bahnhof Lehrte u. a. erwähnt worden sind, der Wasserhochbehälter von 500 m³ für das Steinkohlenbergwerk „Gewerkschaft Friedrich der Große" in Herne (Abb. 32), der Hochbehälter von 180 m³ für die Bergwerksgesellschaft Diergardt, Hoch-Emmerich (Abb. 33), der Doppelhochbehälter von 300 und 200 m³ für die Aktien-Gesellschaft für Steinkohlenverflüssigung und Steinkohleveredelung in Duisburg-Meiderich (Abb. 34) und andere auf hohen Stahlgerüsten gebaut.

Zu der letzteren Ausführung ist zu bemerken, daß die Aufhängung des unteren Behälters von 300 m³ so erfolgt ist, daß trotz des tangentialen Anschlusses die Last durch den Schwerpunkt der unteren Stützenquerschnitte hindurch geht.

Einen großen Verwendungsbereich im Behälterbau stellen die Stahltanks dar, die zur Aufspeicherung von Öl, Petroleum, Benzin usw. benötigt werden. Abb. 35 zeigt einen solchen Tank. Da zu ebene rErde aufgestellt, bestehen diese Behälter aus einem flachen Boden, der auf einer geschlämmten Sandschüttung ruht und nach der Mitte zu der besseren Reinigung wegen ein geringes Gefälle hat, ferner aus dem Zylindermantel und einem gewölbten oder auch kegelförmigen Dach. Solche Tanks werden bis zu 12 000 m³ Inhalt und größer ausgeführt. Doch geht man nicht gern über eine gewisse Grenze hinaus, weil es dann zweckmäßiger ist, mehrere Tanks von kleineren Dimensionen zu bauen und sie nach Bedarf durch ein geeignetes Rohrleitungssystem zu einer sogenannten Tankbatterie zu vereinigen. Zur Aufrechterhaltung eines geordneten Betriebes und in Rücksicht auf die Zollvorschriften, Feuersgefahr usw. erfordern diese Flüssigkeitsspeicher naturgemäß eine umfassende Ausrüstung. Die Tanks erhalten nahe über dem Boden ein Mannloch mit Verschluß, desgleichen im Dach, einen Ein- und Auslaßstutzen, eine Schmutzablaßvorrichtung, ferner einen Flüssigkeitsanzeiger, der entweder aus einem Schwimmer oder aus Ölstandgläsern besteht, einen Gasabzug, eine Steigeleiter nach dem Dach, ein Schutzgeländer um den Dachrand und eine Blitzableiteranlage. Auch muß entsprechend den Vorschriften der Aufsichtsbehörden eine Umwallung der Tanks vorgesehen werden, die im gegebenen Falle den Gesamtinhalt aufnehmen kann. Auf dem Dach der Tanks wird ein Gasabzugstutzen mit Davyschem Sicherheitsnetz angeordnet. Der Stutzen hat den Zweck, einerseits den Tank bei Sonnenbestrahlung oder Füllung vor Überdruck, anderseits bei Abkühlung oder Entleerung vor Unterdruck zu schützen. Da bei Benzintanks besonders infolge der Sonnenbestrahlung große Verluste durch Verdunstung entstehen, ordnet man auf dem Tankdach eine Vorrichtung an, die es ermöglicht, den ganzen Tank gleichmäßig mit Wasser zu berieseln. Da diese Einrichtung naturgemäß ständig Betriebskosten verursacht, so hat man zu deren Vermeidung sinnreiche Konstruktionen erdacht. So wurde seinerzeit der Dampfkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vormals A. Wilke & Co., Braunschweig eine Anlage geschützt, durch welche die Verluste an Benzingas fast gänzlich vermieden werden konnten. Es handelt sich um die Anordnung eines kleinen Gasometers, dessen Gasraum mit den Gasräumen der Tankbatterie durch unterirdische Leitungen verbunden ist. Die Tanks selbst sind im übrigen geschlossen.

Ist in irgendeinem der Behälter Überdruck vorhanden, so steigt die Gasglocke, bei etwaigem Vakuum gibt sie Gas an die Tanks ab. Der Gasometer wirkt also sozusagen als Puffer und vermittelt den Ausgleich der Druckverhältnisse innerhalb der Tankbatterie, soweit es sein verfügbares Volumen, das dem normalen Betriebe entspricht, zuläßt. Bei außergewöhnlicher Gasentwicklung oder Vakuumbildung sind dennoch besondere Sicherungseinrichtungen getroffen. Dadurch also, daß die Tanks hierbei dicht verschlossen, ihr Inhalt daher mit der Atmosphäre nicht in Berührung steht, erklärt sich die rentable Wirkung dieser Anlagen, wodurch außerdem noch die Feuersgefahr auf ein Minimum herabgemindert ist.

Die Abb. 36 bis 39 zeigen die Montage eines großen Petroleumtanks von 33 m Durchmesser und 11,75 m Höhe mit einem Inhalt von etwa 10000 m³. Auf Abb. 36 ist der flache Boden mit dem äußeren Winkelring bereits zusammengenietet. Man befestigt soeben den ersten Mantelschuß, wonach die Dichtigkeitsprobe des Bodens erfolgt, der zunächst noch auf einer Zulage ruht und daher später nach dem Herablassen auf den Boden von unten her nicht mehr zugänglich wäre. Auf Abb. 37 ist bereits das Dachgespärre mit dem obersten Mantelschuß montiert. Man ist mit dem Verlegen der Dachbleche beschäftigt. Das Ganze ruht auf Hebewinden, und zwar genau über dem bereits herabgelassenen Boden. Erst wenn das ganze Dach mit dem obersten Schuß fertig montiert ist, wird dieser



Abb. 36. An den fertiggestellten Boden wird der erste Mantelschuß angebracht.

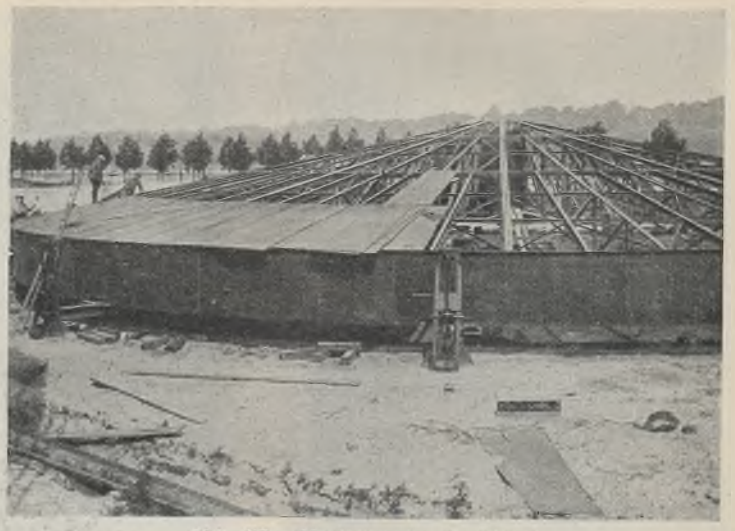


Abb. 37. Verlegen der Dachbleche.

Teil durch die auf dem Umfang gleichmäßig verteilten Winden so hoch gehoben, daß der zweitoberste Schuß angebaut werden kann. So schreitet die Montage vorwärts, gewissermaßen von oben nach unten bis zum ersten Schuß. Auf Abb. 38 schickt man sich an, den vierten Schuß einzubauen. Abb. 39 zeigt den fertig montierten Tank. Die Anlage, sowie die Tankgruppen auf Abb. 40 (zwei Behälter von je 18 m Durchmesser und 11,75 m Höhe) wurden von der Firma Louis Eilers, Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen, für die Rhenania-Ossag im „Neuen Petroleumhafen" Hamburg erbaut. Selbstverständlich stellt dieser Montagevorgang nur eine Spezialart dar. Vielfach werden die Tanks in der normalen Weise, also von unten aufbauend, montiert. Dadurch aber, daß die gesamte Konstruktion zu ebener Erde montiert werden kann, dürften die Vorteile der ersteren Art unverkennbar sein.

Wesentlich größere Fassungsräume als bei den Hochbehältern und Tanks werden bei den Gasbehältern gefordert. Die Gasbehälter bilden daher, obgleich die konstruktiven Einzelheiten im Prinzip die gleichen sind wie bei jenen, eine Gruppe für sich. Man unterscheidet Gasbehälter in Gebäuden und freistehende Gasbehälter. Während man früher die Ansicht vertrat, die Behälter in einem Gebäude unterzubringen, um sie gegen den immerhin gewaltigen Winddruck und gegen Witterungseinflüsse zu schützen, sind heute die für die freistehenden Behälter erforderlichen Führungskonstruktionen so vollkommen durchgearbeitet, daß fast nur noch freistehende Gasbehälter zur Ausführung gelangen. Die große Kapitalanlage, die zur Herstellung des massiven Mantelgebäudes und seiner Überdachung erforderlich ist, wird nicht mehr durch die oben genannten Vorteile, auf die man bei den freistehenden Behältern verzichtet, gerechtfertigt. Da der Gasinhalt nur durch Verkleinerung des Behältervolumens zum Ausströmen gebracht werden kann, muß die Gasglocke beweglich eingerichtet werden. Um bei großem Gasbedarf mit einer verhältnismäßig geringen Grundfläche auszukommen, werden außer der Glocke, also zwischen dieser und dem unteren Abschlußbassin, noch besondere Zylinderringe, sogenannte Teleskopringe eingebaut, so genannt, weil sich im Betriebe diese Ringe und auch die Glocke teleskopartig ineinander schieben bzw. auseinanderziehen. Man unterscheidet daher einhübige und mehrhübige Gasbehälter. Die letzteren stellen sich, auf die Einheit des Inhaltes bezogen, billiger als die einhübigen Behälter. Allerdings ergeben sie auch verschiedene Druckgrößen, deren Abstufung der Anzahl und dem Gewicht der Teleskope entspricht. Dieser Unterschied wird dann durch geeignete Druckregler ausgeglichen. Die Glocke und die Teleskope sind gegen Winddruck nur standsicher durch die Führung in ihren Führungsgerüsten. Diese bestehen aus polygonal um den Behälter angeordneten Pfosten, die mit Ringen und Diagonalverbänden zu einem räumlichen System vereinigt werden und so den sich auf- und abwärts bewegenden Teilen den erforderlichen Halt geben. Damit bei der Bewegung der Reibungswiderstand möglichst gering wird, ordnet man auf dem Umfang der Decke und der Teleskopringe Rollen an, die in Böcken verstellbar gelagert sind. Eine Verstellbarkeit der Rollen und Lagerböcke ist für die Inbetriebnahme wichtig. Nach Art dieser Rollenanordnung unterscheidet man Radial- und Tangentialführungen. Bei der Radialführung stehen die Rollen in der Richtung der Radien und laufen an der Innenseite der Pfosten. Bei der Tangentialführung stehen die Rollen senkrecht zur Radialebene und laufen dann entweder an den Flanken der Pfosten oder in einer besonderen Führungsschiene in Mitte der Diagonalfelder. Die letztere Führungsart ergibt leichtere Gerüste, weil bei der Tangentialführung theoretisch etwa die doppelten Anlageflächen gegenüber den Radialrollen angenommen werden können. Praktisch liegen die Verhältnisse allerdings anders. Die genannte Annahme trifft nämlich streng genommen nur für den oberen Rollenkranz wegen der als starre Scheibe wirkenden Decke zu. Das elastische Verhalten der Teleskopringe dagegen wird das einwandfreie Wirken der auf ihnen gelagerten Tangentialrollen in Frage stellen und daher auch hier eine Radialwirkung anstreben. Aus diesem Grunde ordnet man beide Rollensysteme gleichzeitig an. Mit dieser kombinierten Ausführung hat man dann die beste Erfahrung gemacht. Abb. 41 stellt einen freistehenden

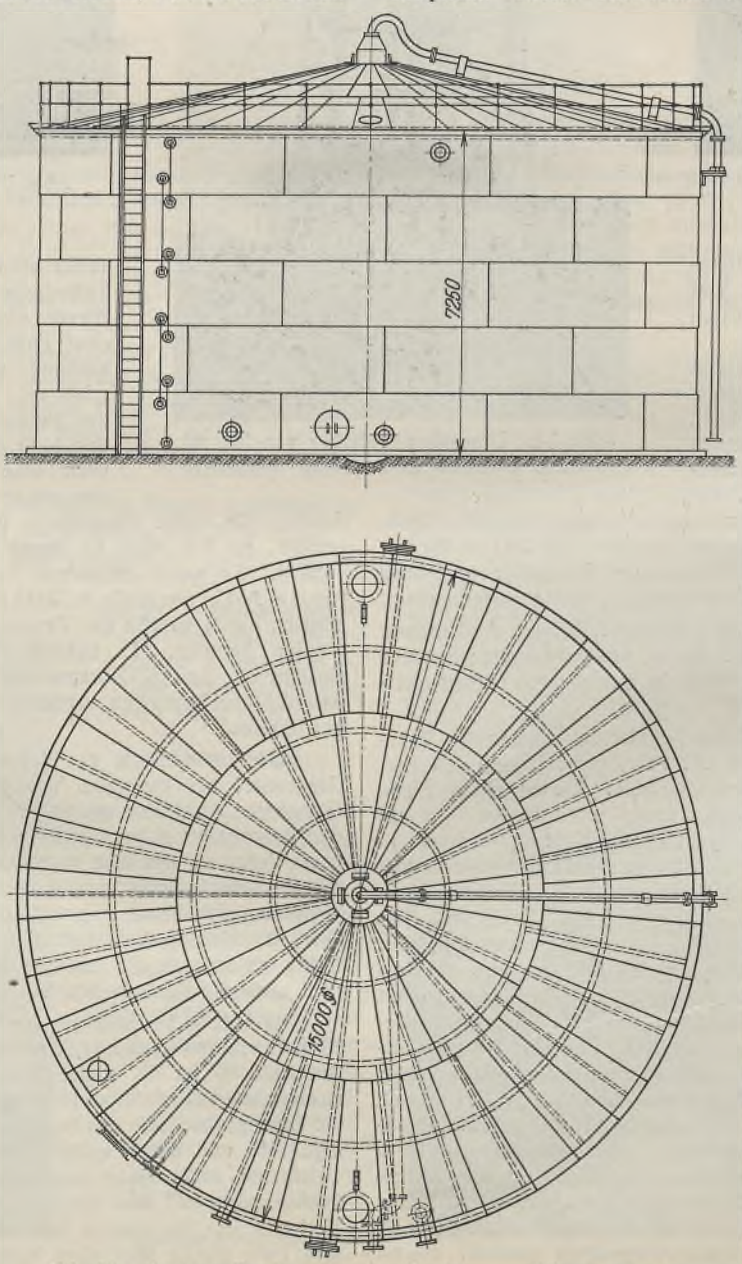


Abb. 35. System-Zeichnung eines Tanks von 1250 m³ Inhalt.

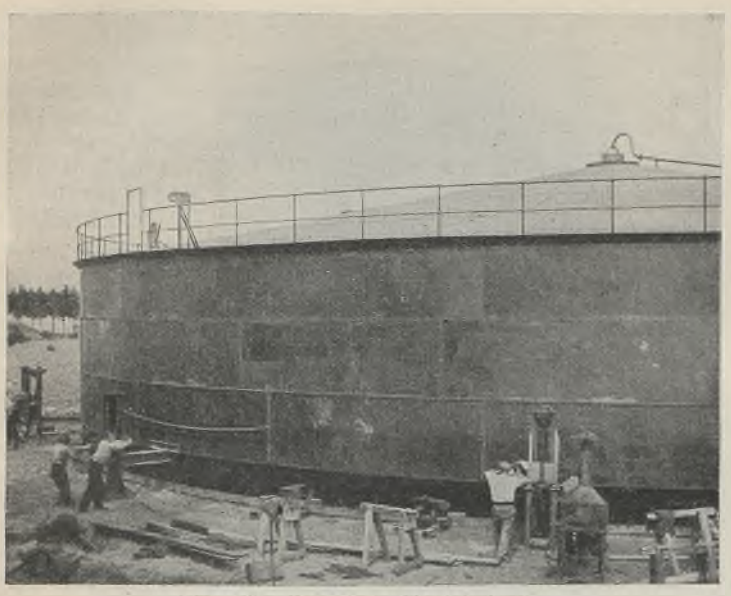


Abb. 38. Der vierte Mantelschuß wird eingepaßt.

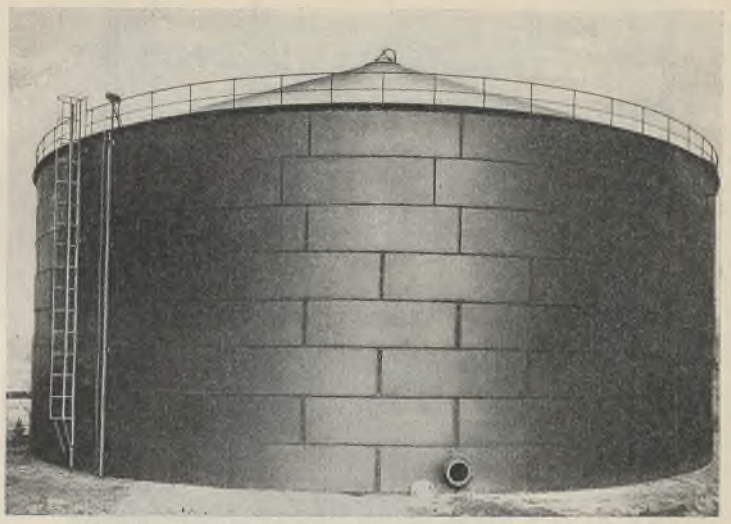


Abb. 39. Der fertige Petroleumtank von 10 000 m³ Inhalt und 33 m Durchmesser.

Gasbehälter mit Radialführung dar, welcher von der Dampfkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vormals A. Wilke & Co., Braunschweig, erbaut wurde und einen Inhalt von etwa 50 000 m³ aufweist. Abb. 42 zeigt ein weiteres Führungssystem. Es ist dies die gerüstlose Bauart mit Spiralführung. Der Gasbehälter wurde von der vorgenannten Firma für Japan geliefert. Glocke und Teleskop bewegen sich hierbei schraubenartig in- und auseinander. Die Stabilität weist nicht die gleiche Sicherheit auf, als dies bei den Behältern mit Führungsgerüst der Fall ist, weshalb sich die Konstruktion in Deutschland mit den strengen Anforderungen seiner Baubehörden nicht einbürgern konnte. Aus dem gleichen Grunde geht man hierzulande nicht über die Vierhübigkeit der Behälter hinaus, während man in England und Amerika fünf- und sechshübige Gasbehälter erbaute. Was die Becken betrifft, so gibt es auch hierfür verschiedene Ausführungen, über deren Wahl im allgemeinen der Baugrund ausschlaggebend ist. Die einfachste und auch billigste Bauweise ist das Flachbodenbecken, das allerdings eine große Wassermenge aufnehmen muß, die für den Abschluß der Gasglocken bei weitem nicht erforderlich ist. Da für diesen eigentlichen Zweck ein Ringgefäß vollkommen ausreicht, so baut man auch ringförmige Becken. Da der erforderliche Innenmantel zur Bildung des Ringbeckens aber einem starken, der Tiefe entsprechenden Druck ausgesetzt ist, so kann man es verstehen, daß die Konstrukteure in dem Bestreben einer möglichsten Materialersparnis die verschiedenartigsten Lösungen gesucht und wohl auch gefunden haben. Es entstand der einfache, mit Pfosten und Ringen ausgesteifte Druckzylinder, sodann die Pfostenkonstruktion mit zwischenliegenden nach innen gekrümmten Tonnenblechen, wodurch es gelang, diese Tonnenbleche wieder auf reinen Zug zu beanspruchen und die Ringversteifung der Bleche selbst zu sparen bzw. nur die Pfosten untereinander zu versteifen. Es sei noch erwähnt, daß die ohnehin notwendige

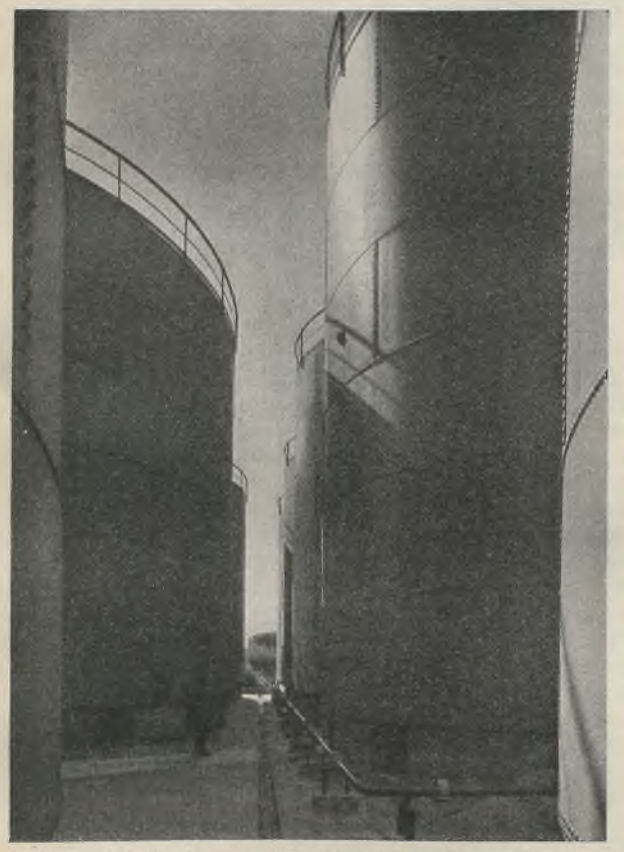


Abb. 40. Tankgruppe im „Neuen Petroleumhafen" in Hamburg.

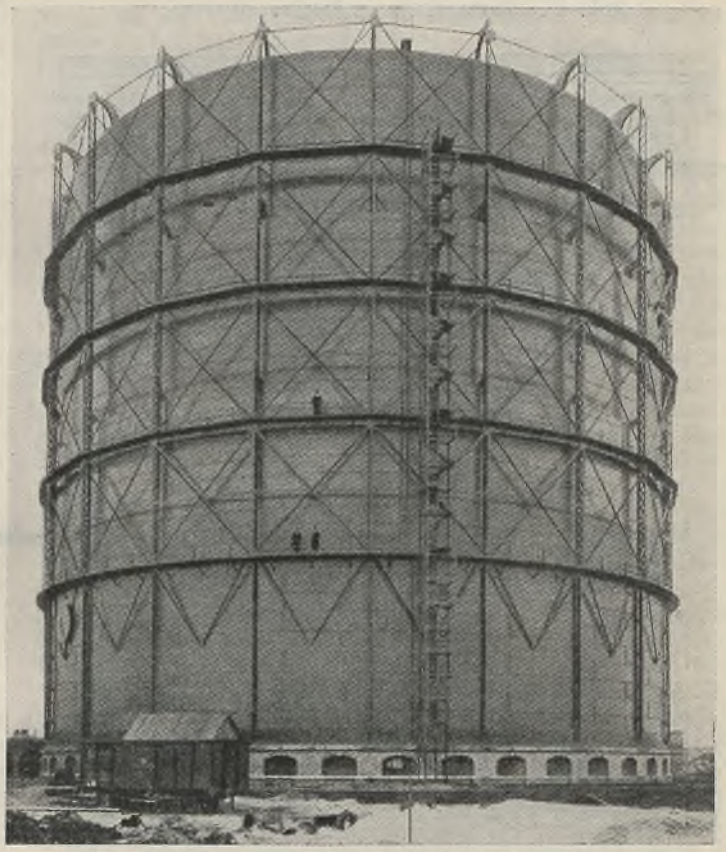


Abb. 41. Freistehender Gasbehälter mit Radialführung. (50000 m³ Inhalt).



Abb. 42. Freistehender Behälter mit Spiralführung.

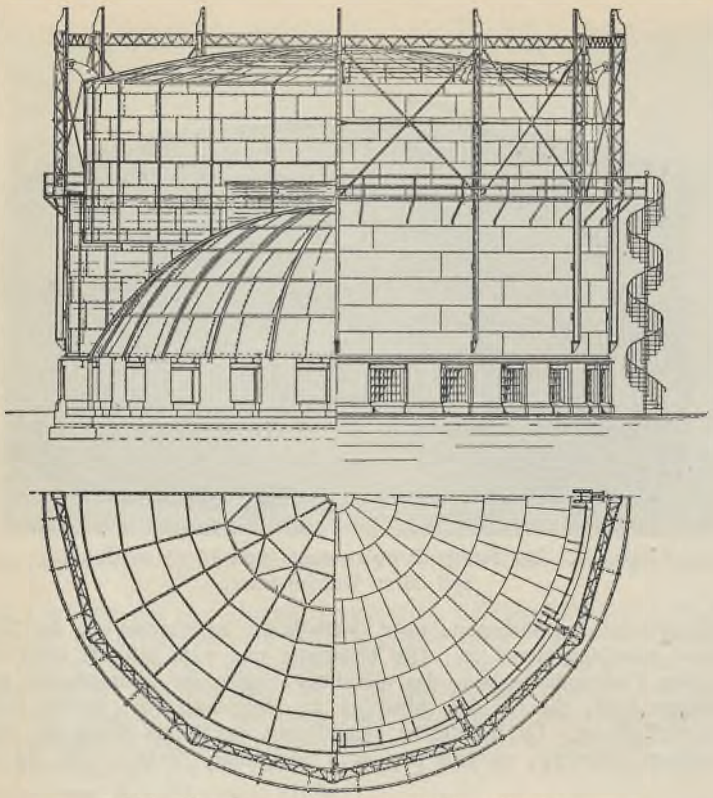


Abb. 43. Gasbehälter mit Stützkugelbecken.

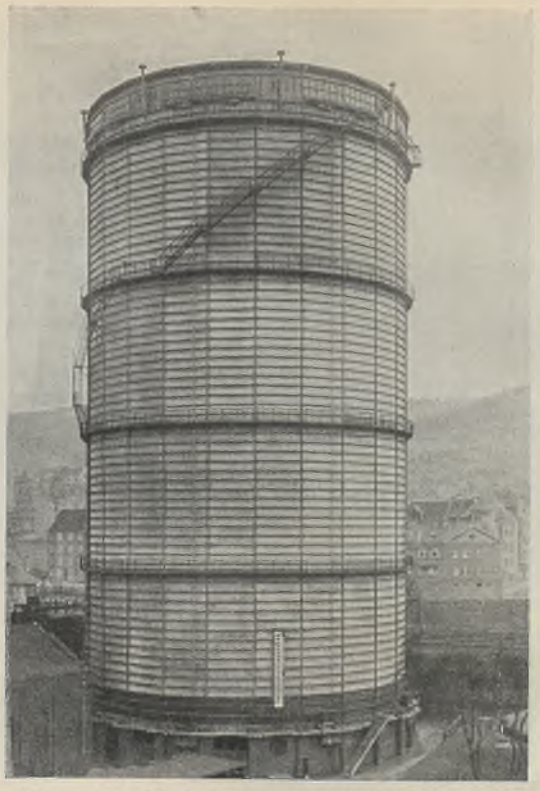


Abb. 44. Wasserloser Gasbehälter von 65000 m³ Inhalt in Hannover.

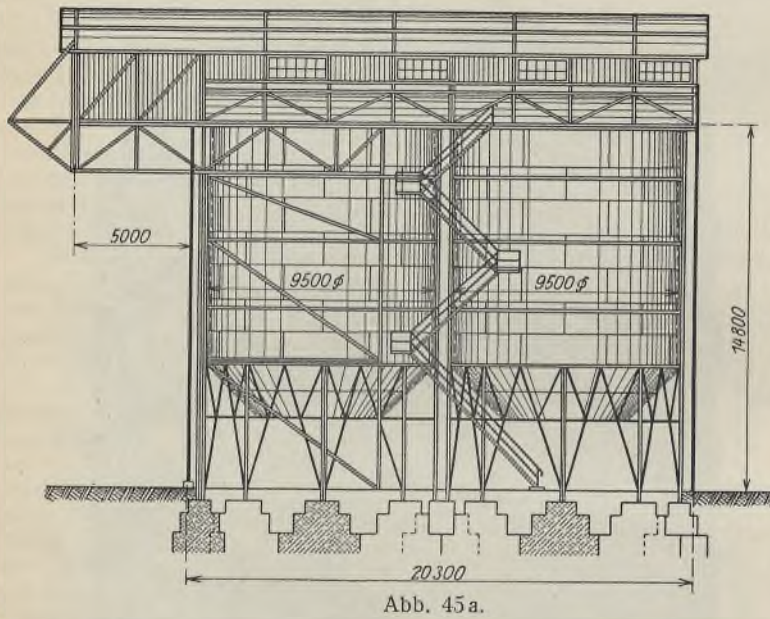


Abb. 45a.

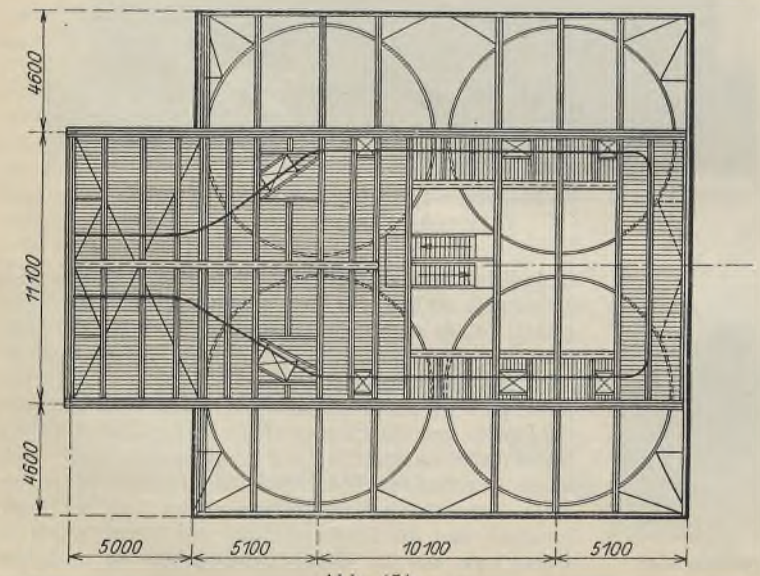


Abb. 45b.

Abb. 45. Siloanlage für Zement und Traß in Fürstenberg a. d. Oder.

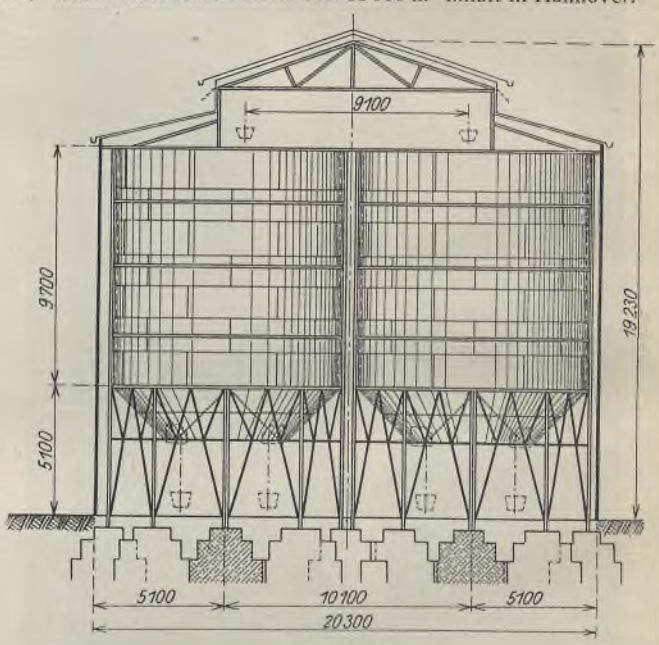


Abb. 45c.

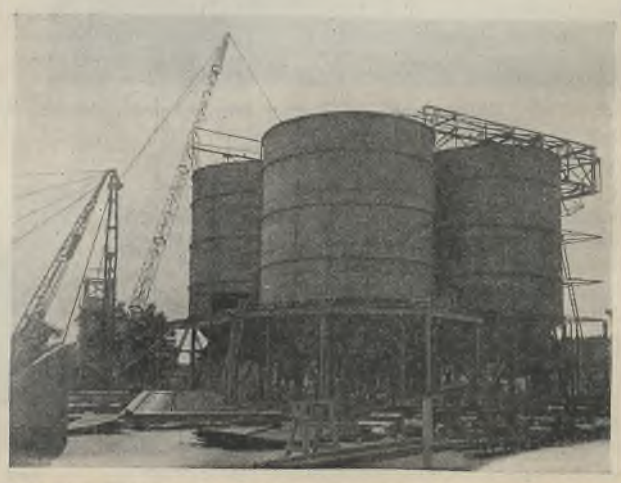


Abb. 46. Abgebrochene Silo-Anlage wird an anderer Stelle wieder aufgerichtet.

zentrale Absteifung der Stützenköpfe gleichzeitig zur Herstellung eines feststehenden Gespärres für die Glockendecke in Ruhestellung herausforderte, eine Konstruktion, die, wenn schon vorhanden, wegen der besseren Ausnutzung ihrerseits wieder Gelegenheit bot, sie mit einer flachen Abdeckung zu versehen, evtl. diese mit Wasser von geringem Tiefstand überfluten zu lassen und das Spiel der Kräfte im Sinne einer gegenseitigen Entlastung dieser Deckenkonstruktion und der Wandpfosten nutzbringend zu verwenden. Man sieht, welche wichtigen und interessanten Aufgaben dem Konstrukteur dadurch entstanden. Der frei werdende Innenraum konnte natürlich zu Lagerzwecken usw. ausgenutzt werden.



Abb. 47.

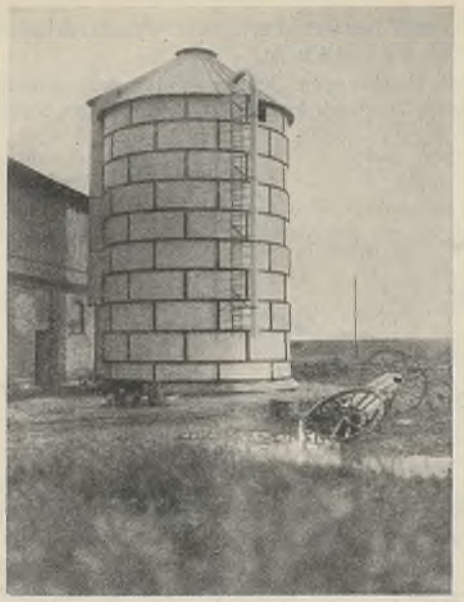


Abb. 48. Stahl-Hochsilo für Grünfutter.

Den gleichen Zweck verfolgte in der weiteren Entwicklung auch die Konstruktion eines Beckens mit innerer Stützkugel. Diese Böden erfordern ebenfalls in Bezug auf die Wahl der Blechstärken, Anordnung und Dimensionierung der Versteifungen usw. eine vorsichtige statische Untersuchung. Abb. 43 veranschaulicht in Schnitt und Ansicht die Konstruktion eines Stützkugelbeckens für einen Gasbehälter, der ebenfalls von der Dampkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vormals A. Wilke, Braunschweig, erbaut wurde. Da beim Füllen derartiger Becken infolge der von unten allmählich ansteigenden Belastung der Scheitel des Kugelbodens sich erfahrungsgemäß stark hebt, treten in der Blechhaut bzw. in den Versteifungen Zusatzspannungen auf. Um diese herabzumindern, ordnet man den statischen Erfordernissen entsprechende sogenannte Spannungsausgleichsbehälter an, wie dies in Abb. 43 im Schnitt ersichtlich ist. Das Dach der Glocke erhält als Tragwerk ein Gespärre, das als Schwedlerkuppel ausgeführt wird. Während des Betriebes wird das Dach von dem Gasdruck getragen. Will man also kein direktes Tragwerk für das Glockendach, dann ist, wie schon gesagt, unten ein feststehendes Gespärre für den leeren Zustand erforderlich. Für die Heizung, für den Ein- und Auslaß, für das Ablesen des Inhaltes, für die Druckregelung und für die Verhinderung des Vakuums sind entsprechende Ausrüstungsteile erforderlich.

In neuerer Zeit beginnen die Gasbehälter ohne Wasserbecken sich einzuführen, die ohne Zweifel als eine Errungenschaft der Technik angesprochen werden müssen. Der Gedanke selbst ist nicht neu, er wurde in Fachkreisen früher des öfteren erwähnt. Seine Verwirklichung scheiterte jedoch an der gar zu fern liegenden Möglichkeit der Abdichtung. Die Frage der Abdichtung kann heute zwar zu einem guten Teil als gelöst betrachtet werden, fordert aber dennoch zu Verbesserungen heraus. Der Behälter besteht aus einem einfachen Polygonmantel mit flachem Boden und Lüftungsaufbau. Die Glocke bzw. die Teleskope sind ersetzt durch eine im Innern des Behälters angeordnete starre Scheibe, die dem Umfang des Behälters möglichst genau angepaßt ist und nun gleichsam wie der Kolben in einer Gasmaschine sich dem Volumen der Gasfüllung entsprechend auf und nieder bewegt. Damit keine Gasverluste zwischen der Scheibe und der inneren Wandung des Behälters entstehen, muß auf dem ganzen inneren Umfang für eine sicher wirkende hermetische Abdichtung gesorgt werden, eine Abdichtung, die ihre Eigenart darin hat, daß sie auch der Auf- und Abwärtsbewegung Rechnung trägt. Wie schon gesagt, hat die Technik hierfür bereits ausgezeichnete Verfahren ersonnen, die zum Teil verschiedenen Firmen patentamtlich geschützt sind. Es unterliegt kaum noch einem Zweifel, daß die Zukunft dieser Bauart gehören wird, obgleich auch die anderen Konstruktionen ihre Vorzüge haben. Abb. 44 zeigt einen derartigen Gasbehälter, wie er u. a. erst kürzlich von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG., Werk Gustavsburg, für die Stadt Hannover errichtet wurde. Sein Inhalt beträgt 65 000 m³ bei einer Bauhöhe von 71 m, Durchmesser 40 m. Auch in Hagen und anderen Orten sind Gasbehälter dieser Art erbaut, der größte dürfte in Hamborn stehen mit einem Fassungsvermögen von 300 000 m³. Die Bauart der Firma Aug. Klönne, Dortmund, unterscheidet sich von der genannten durch ein besonderes Verfahren der Abdichtung.

Einen großen Raum des Verbrauchskonsums nehmen auch die Silobauten im Stahlbehälterbau ein, die zur Aufspeicherung von Getreide, Zement, Kohle usw. und neuerdings im modernen landwirtschaftlichen Großbetriebe auch des Grünfutters dienen. Abb. 45 zeigt die Konstruktion einer großen Siloanlage zur Lagerung von Zement und Traß, welche die Firma Louis Eilers, Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen, für Fürstenberg a./Oder geliefert und montiert hat. Die Anlage besteht aus acht Einzelzellen von je 9,50 m Durchmesser und etwa 10 m Tiefe. Die kegelförmige Gestaltung der Böden wurde zur Bildung der Auslauftrichter nutzbar gemacht, letztere mit einer besonderen Art von Verschlüssen versehen, die sich ausgezeichnet bewährt hat. Die Zellen wurden zum Schutz des Füllgutes umbaut und überdacht. Die Anlage in Fürstenberg wurde später demontiert und zu dem gleichen Zweck je zur Hälfte, wie auf dem Bilde dargestellt, in Groß-Wusterwitz und Niederfinow wieder errichtet. Abb. 46 zeigt die Anlage in der Montage, Abb. 47 veranschaulicht einen Stahl-Hochsilo für Grünfutter nach dem System „Ratinger Eisengießerei und Maschinenfabrik AG., Ratingen", in Alt-Guthendorf i. Mecklenburg im Bau. Die aus betriebstechnischen Gründen in jedem Blechschuß der ganzen Höhe vorgesehenen Öffnungen fordern naturgemäß ein konstruktives Eingehen auf die statischen Verhältnisse. Abb. 48 zeigt einen fertigen Stahl-Hochsilo nach dem gleichen System und ebenfalls von der genannten Firma erbaut. Diese Anlagen haben sich gut bewährt. Sie schützen das Gut vor der fäulenden Nässe und erhalten das Futter frisch und daher bekömmlich für das Vieh. (Schluß folgt.)

Beitrag zur Definition der Spannkräfte und der Ermittlung der Einflußlinien der Kernpunktsmomente beliebiger Tragwerke.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Schäfer**, Frankfurt a. M.

A. Orientierung der Spanngrößen.

Prof. Gehler bemerkt in II, 6 seines Buches „Der Rahmen", daß erfahrungsgemäß bei der Berechnung und Bemessung von Rahmen häufig Fehler dadurch entstehen, daß Vorzeichenfehler unterlaufen, und eine wenig erfreuliche Erfahrung nach dieser Richtung bildet die Ursache der nachstehenden Betrachtung. Von wirklich brauchbaren Definitionen für die Spannkräfte eines ebenen, im übrigen beliebig gestalteten und geformten Tragwerks wird man verlangen müssen,

a) daß sie unabhängig sind von der besonderen Form des Tragwerks und der Angriffsart und -richtung der äußeren Kräfte,

b) daß sich auf Grund der Definitionsgleichung für irgendeine Spanngröße, z. B. $M(x, y)$, richtige Werte ergeben für alle in Frage kommenden x und y. Dies muß auch dann noch der Fall sein, wenn im Laufe der Rechnung folgt, daß das Vorzeichen einer Kraftgröße umzukehren ist. Hiernach müssen also in einer brauchbaren Definitionsgleichung die betrachteten Größen als

[1]) Da manchen Lesern der Praxis die folgenden Ausführungen eines Praktikers über strenge Vorzeichen-Festsetzungen, wie sie den Mathematikern durchaus geläufig sind, vielleicht willkommen sind, bringen wir die Arbeit. Die Schriftleitung.

algebraische Funktionen der Spanngrößen und der Koordinaten erscheinen; und

c) daß die Anzahl der Voraussetzungen oder einschränkenden Bedingungen so gering als möglich ist.

Um den aufgestellten Forderungen Genüge leisten zu können, wird zunächst ein komplizierteres Tragwerk in geeigneter Weise in „Stabzüge“

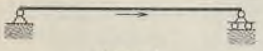


Abb. 1.

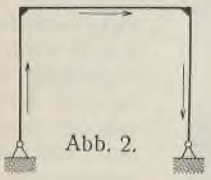


Abb. 2.



Abb. 3.

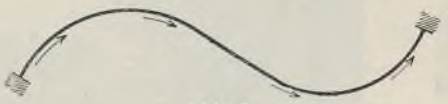


Abb. 5.

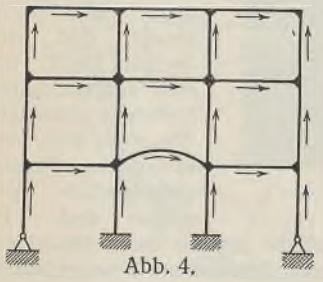


Abb. 4.

zerlegt und ebenso wird für diese einzelnen Stabzüge ein bestimmter „Durchlaufsinn“ festgesetzt. In Abbild. 1 bis 5 sind solche Zerlegungen in Tragelemente und deren Orientierung durch Angabe des Durchlaufsinnes durchgeführt. Nunmehr können unter Zugrundelegung dieses Durchlaufsinnes die positiven Werte für Biegemomente, Normal- und Querkräfte angegeben werden. Zu diesem Zweck wird im Stabpunkt (x, y) ein Schnitt in Richtung der Normalen geführt (Abb. 6), und bei diesem Schnitt werden, um eine Bezeichnung dafür zu haben, zwei Schnittufer unterschieden. Das positive Schnittufer gehöre der, auf Grund des festgesetzten Durchlaufsinnes, mit (II) bezeichneten Teilscheibe des Tragwerks an, und ebenso grenzt das negative Schnittufer die Teilscheibe (I) gegen die Teilscheibe (II) ab. Das ganze Tragwerk sei zunächst allgemein auf

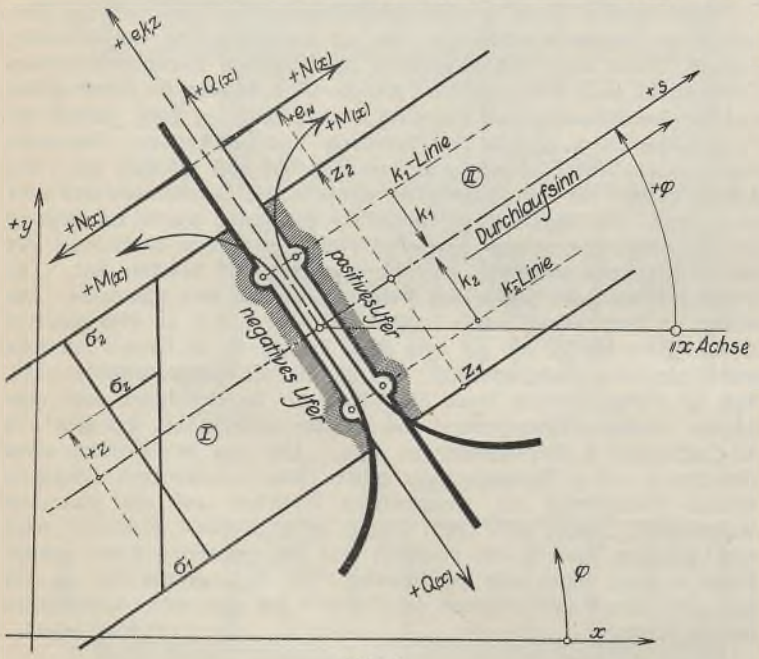


Abb. 6.

ein als fest zu denkendes Koordinatensystem x, y bezogen. Außer diesem festen Koordinatensystem soll noch ein mit dem jeweils betrachteten Querschnitt bewegliches oder, wie es kurz bezeichnet werden soll, Begleitkoordinatensystem s, e eingeführt werden. Die jeweilige $+s$-Richtung stimmt mit der Tangentenrichtung im Punkte x, y und dem durch den Durchlaufsinn gegebenen positiven Richtungsinn überein. Als positive Winkeldrehung φ sei die übliche im Gegenuhrzeigersinn drehende gewählt, und dann wird die positive e-Richtung aus der $+s$-Richtung durch deren Drehung um $+\frac{\pi}{2}$ erhalten. Die $+s$-Richtung bildet also mit der x-Achse den Winkel $\varphi = \varphi_s$ und die $+e$-Richtung den Winkel $\varphi_e = \varphi_s + \frac{\pi}{2}$. Schließlich werde für die Bewegung des Begleitkoordinatensystems noch festgesetzt, daß dieses nur so bewegt werden darf, daß die $+s$-Richtung immer mit dem Durchlaufsinn übereinstimmt und daß bei dieser Bewegung die $+e$-Achse nie aus der xy-Ebene in den Raum heraustreten darf. Die beiden verwendeten Bezugsysteme sind neben in Abb. 7 noch einmal übersichtlich dargestellt. Nun werde in Anlehnung an Abb. 6 festgesetzt, daß das Biegemoment $M(x)$ dann positiv sein soll, wenn es am positiven rechtsdrehend und also nach dem Gesetz von actio und reactio am negativen Ufer links-

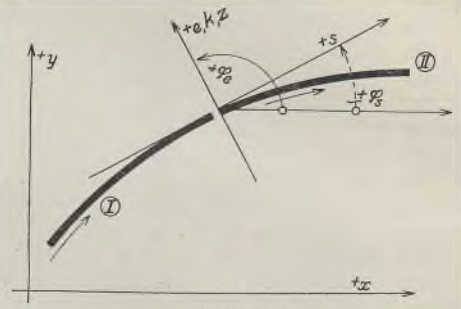


Abb. 7.

drehend wirkt. Die positive Querkraftrichtung wird im Zusammenhang mit der Wahl der $+s$-Richtung so bestimmt, daß ein $(+Q)(+ds)$ ein $+dM$ zur Folge hat. Offensichtlich ist diese Forderung dann erfüllt, wenn $+Q(x)$ am positiven Ufer mit der $+e$-Richtung zusammenfällt. Die Normalkraft sei als Druckkraft positiv eingeführt und ähnlich wie bei der Querkraft wird hier verlangt, daß ein $(+N)(+de)$ ein $+dM$ zur Folge hat. Wie aus Abb. 6 ersichtlich, wird diese Forderung dann erfüllt, wenn der Richtungsinn von $+N(x)$ (ebenfalls am positiven Ufer) mit dem von $+s$ zusammenfällt.

Biegemoment, Normal- und Querkraft erscheinen hier mit Hilfe der Schnittkraft ermittelt. Bildet man das Biegemoment aus den äußeren Kräften und diesen gegebenenfalls zuzurechnenden etwaigen Spannkräften unter Benutzung der Koordinaten x, y, so muß in bezug auf das Endergebnis natürlich in beiden Fällen vollkommene Übereinstimmung herrschen, also auch in bezug auf die Vorzeichen, was bei der Wahl des Systems x, y zu beachten ist, oder mit anderen Worten, das x-, y- und das s-, e-System müssen in Übereinstimmung gebracht sein. Die Spannkräfte $M(x)$, $N(x)$ und $Q(x)$, soweit sie an die Scheibe (II) angeheftet sind, kann man auffassen als die resultierenden Angriffsgrößen, mit denen die vorerwähnten äußeren Kräfte von Scheibe (I) an der Scheibe (II) angreifen. An Scheibe (I) angreifend gedacht, bilden $M(x)$, $N(x)$ und $Q(x)$ mit den gegebenen äußeren Kräften an Scheibe (I) ein Gleichgewichtsystem.

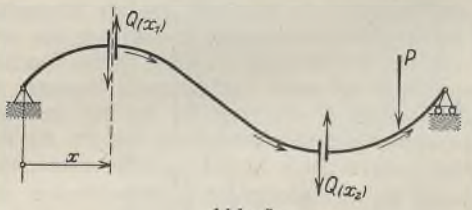


Abb. 8.

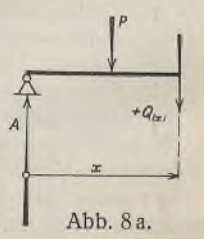


Abb. 8a.

Die vorentwickelten Methoden zur einwandfreien Bestimmung von Spanngrößen erweisen sich auch dann noch brauchbar, wenn die Tragwerkform von üblichen Gebilden abweicht, was an einem Beispiel gezeigt werden soll. Gegeben sei ein einfacher Balken von der in Abb. 8 gezeichneten Gestalt. Wenngleich der Stabzug bogenförmig ist, so stimmt z. B. die Querkraft in den Querschnitten x_1 und x_2 doch mit der Querkraft des einfachen, geraden Balkens überein. Vergleicht man nun hiermit die Definition, die Müller-Breslau in Bd. I, S. 215 (1927) seiner „Graphischen Statik der Baukonstruktionen“ gibt, so erkennt man sofort, daß die dort für $Q(x)$ gegebene Festsetzung, die auf der speziellen Form des Tragwerks aufgebaut ist, zu unbrauchbaren bzw. fehlerhaften Ergebnissen führt. Hierbei soll noch darauf hingewiesen werden, daß die in der Regel geübte Ermittlung und Darstellung von $Q(x)$ sich immer auf die an dem positiven Ufer wirkende Teilkraft bezieht. Die Gleichgewichtsverhältnisse verlangen aber die in Abb. 6 bzw. 8a gegebene Darstellung, denn bei dieser Festsetzung für die Gruppe $Q(x)$ gilt:

(1) $$A - P - Q(x) = 0$$

woraus folgt:

(2) $$\underline{Q(x) = A - P.}$$

Ebenso befriedigt die Gehlersche Methode des Augenpunktes nicht vollauf. Abgesehen davon, daß Gehler mit positiven Richtungen der äußeren Kräfte (s. d. S. 14) arbeitet, würden bei komplizierteren Traggebilden auch noch besondere Vorschriften über die Lage des Augenpunktes zu dem jeweils betrachteten Querschnitt zu machen sein. Ferner sagt die Methode im wesentlichen nur etwas über die Biegemomente und Stabkrümmungen aus. Diese Nachteile werden sämtlich bei der Orientierung

der Spannkräfte durch den Durchlaufsinn vermieden, und ein weiterer Vorteil kann darin erblickt werden, daß bei Anwendung des Durchlaufsinnes, für die Wahl des Richtungsinnes von etwaigen statisch unbestimmten Größen, bereits geeignete Anhaltspunkte vorliegen. Die bisher im besonderen betrachteten Verhältnisse bezogen sich auf Stabzüge mit einsinnig fortschreitendem Durchlaufsinn. Bei der Betrachtung eines mittleren Knotenpunkts eines Stockwerkrahmens z. B. liegen die Verhältnisse nicht ganz so einfach, jedoch entstehen keine besonderen Schwierigkeiten und deshalb wird hier von einer näheren Betrachtung abgesehen.

B. Ermittlung der spezifischen Spannungen.

Bevor die unter A gewonnenen Ergebnisse bei der Herleitung von Einflußlinien für die Kernpunkte benutzt werden, erscheint es notwendig, die Gleichungen für die Errechnung der Spannungen so anzuschreiben, daß diese ohne weiteres nach Größe und Vorzeichen richtig erhalten werden. Da insbesondere auch in der Festigkeitslehre „oben" und „unten" keine absoluten Begriffe sind und damit auch die häufig angewandten Bezeichnungen:

$$\sigma_o = \pm \frac{M_{ku}}{W_o} \qquad \text{und} \qquad \sigma_u = \mp \frac{M_{ko}}{W_u}$$

ohne die Angabe, was denn jeweils wechselnd oben und unten ist, keinen näheren Sinn haben, so sollen hier die Bezeichnungen oben und unten fallen gelassen und durch die Indizes 1, 2 .... im Sinne der wachsenden e, z, k des Begleitkoordinatensystems ersetzt werden. Die Bezeichnung einer beliebigen Spannung σ_z erfolgt nach ihrem Bestimmungswert z, und nur der Einfachheit halber sind noch die Randspannungen mit σ_1 und σ_2 wie bemerkt im Sinne der wachsenden z benannt, oder mit andern Worten, ist der Durchlaufsinn gegeben, dann liegen σ_1 und σ_2 jeweils immer auf demselben Rand. Festgesetzt sei, daß für die Folge den Druckspannungen das positive und den Zugspannungen das negative Vorzeichen zukommt. Ebenso sind alle Koordinatenwerte und Spannkräfte als algebraische, d. h. mit Vorzeichen behaftete Größen zu betrachten. Daher gilt für die beliebige Spannung σ_z ganz allgemein (Abb. 6):

$$\sigma_z = \frac{N}{F} + \frac{M}{J} \cdot z. \tag{3}$$

Bekanntlich ist M hierin das Biegemoment für die Stabachse und hat den Wert:

$$M = N e \tag{4}$$

und damit wird aus Gl. 3

$$\sigma_z = \frac{N}{F} + \frac{N e}{J} \cdot z = \frac{N}{F}\left[1 + \frac{F}{J} \cdot e z\right]. \tag{5}$$

Von Wichtigkeit sind bei gegebenen e nur die Randspannungen σ_1 und σ_2, die also durch Eintragung der Werte z_1 und z_2 in die Gl. 5 erhalten werden.

Es ist demnach:

$$\sigma_1 = \frac{N}{F}\left[1 + e \cdot \frac{F z_1}{J}\right] \tag{6}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{F}\left[1 + e \cdot \frac{F z_2}{J}\right]. \tag{7}$$

Zur Vereinfachung der Rechnung wird nun gesetzt:

$$\frac{J}{F z_1} = \frac{i^2}{z_1} = k_1 \tag{8}$$

$$\frac{J}{F z_2} = \frac{i^2}{z_2} = k_2. \tag{9}$$

Damit schreiben sich die Gl. 6 u. 7:

$$\sigma_1 = \frac{N}{F}\left[1 + \frac{e}{k_1}\right] = \frac{N(e + k_1)}{F k_1} = -\frac{N(e + k_1)}{F\,|k_1|} \tag{10}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{F}\left[1 + \frac{e}{k_2}\right] = \frac{N(e + k_2)}{F k_2}. \tag{11}$$

In diesen Gleichungen ist also, weil z_1 stets negativ, der mit ihm gebildete Wert k_1 auch stets negativ. Weiter könnte in diesen Gleichungen noch gesetzt werden:

$$F k_1 = W_1 \quad \text{(wo } W_1 \text{ wieder stets —) und} \tag{12}$$

$$F k_2 = W_2. \tag{13}$$

Ferner werde folgende Bezeichnung für die Kernpunktsmomente eingeführt

$$M_{k_1} = N(e + k_1) \tag{14}$$

$$M_{k_2} = N(e + k_2). \tag{15}$$

In diesen Gleichungen erscheint N mit verschiedenen Hebelarmen multipliziert, da man am einfachsten durch je eine Verschiebung des Nullpunktes der e-Achse um k_1 bzw. k_2 entstanden denken kann. Stellt man diese Beziehungen bildlich dar, so ergibt sich Abb. 9, aus der die angenäherte Lage der Normalkraft schon herausgelesen werden kann, wenn lediglich die Vorzeichen von M_{k_1} und M_{k_2} bekannt sind.

Kennt man nun für irgendeinen Schnitt aus irgendeinem Grunde (z. B. aus den entsprechenden Einflußlinien) die Werte M_{k_1} und M_{k_2}, so ergeben sich auf Gruud der vorstehenden Gleichungen rückwärts:

(16)	$N = \dfrac{M_{k_2} - M_{k_1}}{k_2 - k_1}$	k_1, k_2 beliebig.
(17)	$e = \dfrac{k_2 M_{k_1} - k_1 M_{k_2}}{M_{k_2} - M_{k_1}}$	

Hiermit folgt für das Biegemoment für die Achse des Stabzuges:

(18)	$M = N e = \dfrac{k_2 M_{k_1} - k_1 M_{k_2}}{k_2 - k_1}$	k_1, k_2 beliebig.

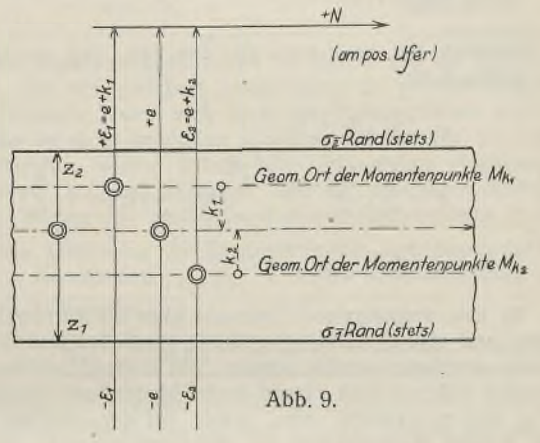


Abb. 9.

Sind die Kernabstände k_1, k_2 dem absoluten Betrage nach gleich, d. h. also unter Berücksichtigung der Vorzeichen:

$$k_1 = -k_2 = -k, \tag{19}$$

so folgt bei einem symmetrischen Querschnitt aus Gl. 16, 17, 18

(16a)	$N = \dfrac{M_{k_2} - M_{k_1}}{2k}$	k_1, k_2 unterliegen der Bedingung $k_1 = -k_2 = -k$.
(17a)	$e = k \cdot \dfrac{M_{k_1} + M_{k_2}}{M_{k_2} - M_{k_1}}$	
(18a)	$M = N e = \dfrac{M_{k_1} + M_{k_2}}{2}$	

Ist der zu untersuchende Querschnitt ein Rechteck, so ist bekanntlich $k_2 = +\frac{d}{6} = -k_1$, und damit würde sich in diesem sehr häufig vorkommenden Falle ergeben:

(16b)	$N = 3 \cdot \dfrac{M_{k_2} - M_{k_1}}{d}$	$k_2 = -k_1 = +\dfrac{d}{6}$.
(17b)	$e = \dfrac{d}{6} \cdot \dfrac{M_{k_1} + M_{k_2}}{M_{k_2} - M_{k_1}}$	
(18b)	$M = N e = \dfrac{M_{k_1} + M_{k_2}}{2}$	

Die vorstehenden Gleichungen sind unabhängig davon, wie M_{k_1} und M_{k_2} jeweils entstanden und insbesondere, welche Lastfälle in ihnen zusammengefaßt sind. Hat man nun von vornherein mehrere Lastfälle zu berücksichtigen, so bleiben die Gleichungen natürlich vollkommen gültig, nur steht statt eines Momentenwertes allein jetzt seine algebraische Summe, also z. B.

$$M_{k_i} = \left[M_g + \varphi M_P + M_t + \ldots\right]_{k_i} \qquad (i = 1,2). \tag{20}$$

Mit den vorstehenden Gleichungen kommt man in allen Fällen durch; jedoch ist es oft und insbesondere im Eisenbetonbau bei der Untersuchung exzentrisch beanspruchter Stäbe üblich, die Werte N, e aus den Randspannungen zu ermitteln. Für diesen Fall mögen die entsprechenden Gleichungen — der Vollständigkeit halber — auch noch kurz ohne besondere Herleitung angeschrieben werden. Es ergeben sich die folgenden Beziehungen, in denen alle Größen wieder als algebraische Größen anzusehen sind, und die im übrigen den durch Gl. 16, 17, 18, a, b gekennzeichneten Fällen entsprechen:

(21)	$N = F \cdot \frac{k_2 \sigma_2 - k_1 \sigma_1}{k_2 - k_1}$	k_1, k_2 beliebig.
(22)	$e = k_1 k_2 \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_1 k_1 - \sigma_2 k_2}$	
(23)	$M = N e = -F k_1 k_2 \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{k_2 - k_1}$	

Für den Fall der Gl. 19:

(21a)	$N = F \cdot \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2}$	$k_2 = -k_1 = k$.
(22a)	$e = k \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1}$	
(23a)	$M = N e = F k \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2}$	

Und schließlich hat man noch für den Fall, daß der Querschnitt wieder ein Rechteck ist:

(21b)	$N = F \cdot \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2}$	$k_2 = -k_1 = +\frac{d}{6}$.
(22b)	$e = \frac{d}{6} \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1}$	
(23b)	$M = N e = b d^2 \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{12}$	

Damit ist eine vollkommene Übersicht über die wichtigsten Grundlagen erreicht und eine Berechnungsmethode geschaffen, auf Grund deren Fehler leichter vermieden werden können. Mit Rücksicht auf hergebrachte Gepflogenheiten soll nur noch einmal darauf hingewiesen werden, daß σ_1 und σ_2 zu z_1 und z_2 gehören, also immer auf der gleichen Randseite liegen, das übliche Wechseln wie bei der Bezeichnung σ_o und σ_u also nicht notwendig ist, denn Größe und Vorzeichen unterliegen algebraischen Beziehungen, ergeben sich also ohne besondere Zutaten.

C. Einflußlinien für die Kernpunktmomente bei lotrechter Belastung.

Im Zusammenhange mit den vorhergehenden Untersuchungen soll kurz die Ermittlung der Einflußlinien für die Kernpunktmomente besprochen werden. Bekanntlich springt in dem Angriffspunkt einer Kraft P die

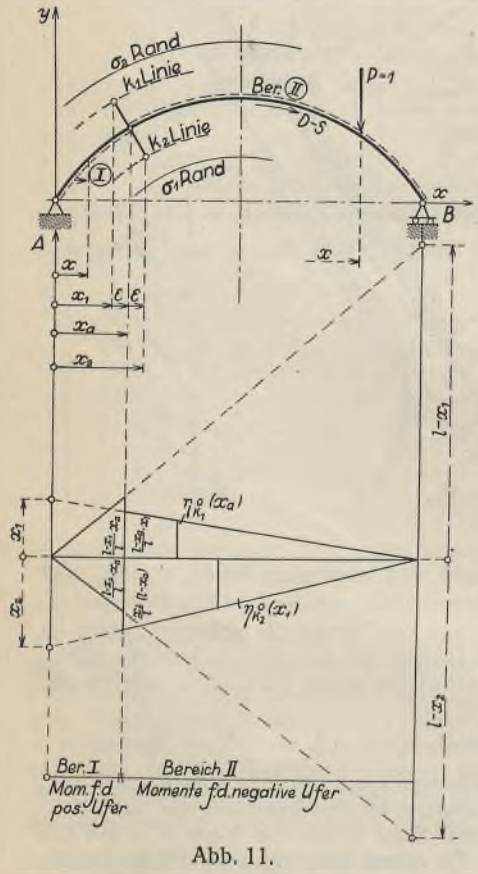


Abb. 11.

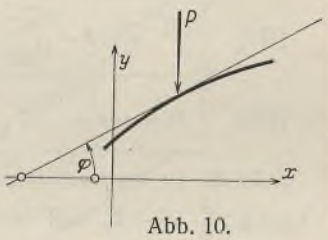


Abb. 10.

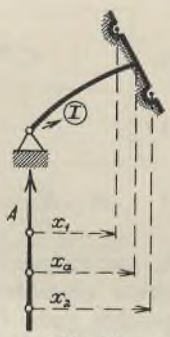


Abb. 12.

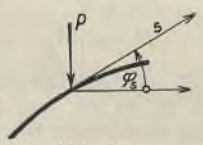


Abb. 13.

Normalkraft um den Betrag $P \sin \varphi$. Wird nun die Normalkraft aus den Einflußlinien für die Kämpfermomente errechnet, dann müssen diese Linien — wenn sie richtig sind — natürlich auch diesen Sprung der Normalkraft liefern. Daß die in der üblichen Weise hergeleiteten Einflußlinien dieser Forderung nicht genügen, mag der Leser sich später leicht selbst bestätigen. Die nachstehenden Untersuchungen beheben diesen Fehler und weiter zeigt sich, daß die oft als unangenehm empfundene Tatsache, wonach die Spitzen der Einflußlinien zweier Kernpunkte eines Querschnitts nicht übereinanderfallen, auf jener Ungenauigkeit beruht. Lediglich die Sprungbedingung für die Normalkraft in dem Querschnitt, der untersucht werden soll, kompliziert etwas die Einflußlinien, bringt aber weiter dafür Klarheit über die Spannungsermittlung, und zwar für den immer vorkommenden Fall, daß in dem fraglichen Querschnittspunkt eine Einzellast angreift. Die Verhältnisse werden am Schluß noch besprochen. Die Herleitung der Einflußlinien für die Kernpunktmomente soll an einem bogenförmigen Stabe gezeigt werden, der auch als das statisch bestimmte Hauptsystem eines eingespannten Gewölbes angesehen werden kann. Der Einfachheit halber werde vorausgesetzt, daß die Kernradien k_1 und k_2 der Gl. 19 genügen, ihrem absoluten Betrage nach also gleich sind. Durch den Schnitt bei $x = x_a$, der auf Grund der unter A und B getroffenen Abmachungen stets radial zu führen ist, wird der Stabzug in die beiden Teilbereiche (I) und (II) zerlegt. Wirkt die Last $P = 1$ im Bereich (II) im Abstande x, so folgt für die Kernpunktmomente:

$$M_{k_1} = A\, x_1 = \frac{l - x}{l} \cdot x_1 \tag{24}$$

$$M_{k_2} = A\, x_2 = \frac{l - x}{l} \cdot x_2. \tag{25}$$

Diese Ausdrücke für $M_{k_{1,2}}$ sind offenbar für alle x gültig, die der Bedingung $x_a \leqq x \leqq l$ genügen, denn an der Teilscheibe (I) greift bei dieser Laststellung für P als einzige Kraft der Auflagerdruck A an. Die Werte $M_{k_{1,2}}$ ändern sich also erst dann, wenn $P = 1$ auf die Scheibe (I) übertritt, was später untersucht wird. Zum Auftragen der Einflußlinien in dem Bereich (II) werden die Ordinatenwerte für $x = 0$ bestimmt und für diese folgt, bei der ohne weiteres verständlichen Bezeichnung, wo der obere Zeiger darauf hinweisen soll, daß es sich um Momente des Nullsystems handelt:

$$\underline{\eta^0_{k_1}(0) = x_1} \tag{26}$$

und

$$\underline{\eta^0_{k_2}(0) = x_2}. \tag{27}$$

Die üblichen Werte bleiben also erhalten. Im Punkte $x = x_a$ folgen indessen die Werte

$$\underline{\eta^0_{k_1}(x_a + 0) = \frac{l - x_a}{l} \cdot x_1} \tag{28}$$

und

$$\underline{\eta^0_{k_2}(x_a + 0) = \frac{l - x_a}{l} \cdot x_2}. \tag{29}$$

Hier weicht der Wert in Gl. 29 von der üblichen Darstellung ab. Läßt man die Last $P = 1$ auf der Scheibe (I) wandern, so erhält man auf Grund der gleichen Überlegungen (oder kürzer, auf Grund der Gegenseitigkeit der Momente):

$$\underline{\eta^0_{k_1}(x_a - 0) = \frac{l - x_1}{l} \cdot x_a}, \tag{30}$$

$$\underline{\eta^0_{k_2}(x_a - 0) = \frac{l - x_2}{l} \cdot x_a}. \tag{31}$$

Die Ordinatenabschnitte auf der Lotrechten durch $x = l$ (Auflager B) bleiben auch hier den bekannten Werten gleich. Damit ist der Verlauf der $\eta^0_{k\,i}$-Linien bestimmt und an Hand dieser Einflußwerte soll verifiziert werden, daß für eine im Punkte $x = x_a$ angreifende Kraft $P = 1$:

I. der gleiche Wert für das Achsmoment erhalten wird, einerlei ob man hierzu die Einflußwerte $\eta^0_{k_1}(x_a + 0)$ und $\eta^0_{k_2}(x_a + 0)$, d. h. die rechten Grenzwerte der Einflußordinaten oder die linken, $\eta^0_{k_1}(x_a - 0)$ und $\eta^0_{k_2}(x_a - 0)$, benutzt;

II. die rechten Einflußgrenzwerte d. s. $\eta^0_{k_{1,2}}(x_a + 0)$ die Normalkraft für das negative und die linken Grenzwerte d. s. $\eta^0_k(x_a - 0)$ die Normalkraft für das positive Ufer liefern;

III. als Folge von I. und II. die Ordinatendifferenz dem Sprung der Normalkraft, welcher, wie leicht ersichtlich, gleich $P \sin \varphi_s = \sin \varphi_s$ ist, entspricht.

Der Beweis zu I. wird leicht an Hand der Gl. 18a geführt. Danach folgt von rechts gebildet:

$$\eta^0(x_a + 0) = \frac{\eta^0_{k_1}(x_a + 0) + \eta^0_{k_2}(x_a + 0)}{2} = \frac{(l - x_a) x_1 + (l - x_a) x_2}{2\,l} = \frac{(l - x_a)(x_1 + x_2)}{2\,l} = \frac{(l - x_a)\, x_a}{l} \tag{33}$$

und ebenso von links gebildet

$$\eta^0(x_a - 0) = x_a \cdot \frac{(l - x_1 + l - x_2}{2\,l} = \frac{x_a (l - x_a)}{l}. \tag{34}$$

Es ist also $\eta^0(x_a+0)=\eta^0(x_a-0)=\eta^0(x_a)=\frac{x_a(l-x_a)}{l}$, was zu beweisen war.

Bei dem Beweis zu II. ist zu beachten, daß solange die Last P über dem Bereich (II) steht, die Momentenbildung gemäß Abb. 12 am negativen Ufer mit Hilfe des Auflagerdrucks A erfolgt. Rechnet man die Last P, selbst wenn sie im Punkte $x=x_a$ steht, noch zum Bereich (II), dann haben die $M_{k_{1,2}}$-Momente für das negative Ufer an Scheibe (I), welche für die Normalkraftbestimmung in Frage kommen, die in Gl. 24 u. 25 angegebenen Werte und daraus folgt für die Normalkraft am negativen Ufer, welche hier mit N_n bezeichnet werden soll, gemäß Gl. 16a:

$$(35)\qquad N_n=\frac{M_{k_2}-M_{k_1}}{2k}=\frac{A(x_2-x_1)}{2k}=A\cdot\frac{x_2-x_1}{2k}=\underline{+A\sin\varphi}$$

wie sich an Hand der Abb. 14 über den Wert von $\sin\varphi$ leicht feststellen läßt. Hier ist N positiv, also eine Druckkraft. Ebenso würde für das positive Ufer der Scheibe (II) vom Auflager B aus folgen

$$(36)\qquad N_p=\frac{M_{k_2}-M_{k_1}}{2k}=B\cdot\frac{(l-x_2)-(l-x_1)}{2k}=-B\cdot\frac{(x_2-x_1)}{2k}=\underline{-B\sin\varphi.}$$

Hier wirkt N_p also als Zugkraft. Die diesen Normalkräften entsprechenden Exzentrizitäten e_n bzw. e_p sind:

$$(37)\qquad e_n=k\cdot\frac{A(x_1+x_2)}{A(x_2-x_1)}=k\cdot\frac{2x_a}{x_2-x_1}=+\frac{x_a}{\sin\varphi},$$

$$(38)\qquad e_p=k\cdot\frac{B(l-x_1+l-x_2)}{B[(l-x_2)-(l-x_1)]}=-k\,2\cdot\frac{l-x_a}{x_2-x_1}=-\frac{l-x_a}{\sin\varphi}.$$

Diese rechnerisch gefundenen Werte, die in erster Linie die Anwendung der aufgestellten Gleichungen zeigen sollen, finden in Abb. 15 eine einfache geometrische Darstellung[1]). Die unter III. erwähnte Differenz ist nun gemäß Gl. 35 u. 36:

$$(39)\qquad N_n-N_p=(A+B)\sin\varphi=P\sin\varphi.$$

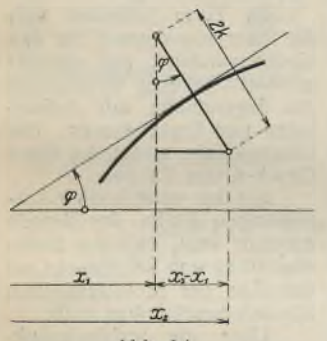


Abb. 14.

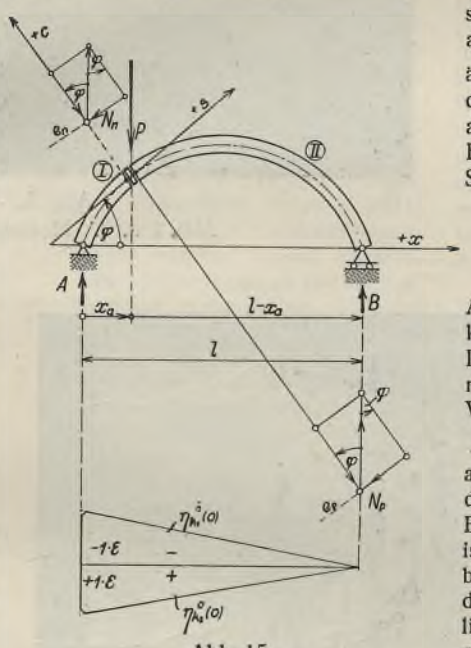


Abb. 15.

[1]) Insbesondere zeigt sich also, daß die Normalkräfte auf die verschiedenen Schnittufer (Abb. 6) nur dann gleiches e haben, wenn in dem betrachteten Querschnitt keine Einzelkraft angreift.

Hiermit ist nun gezeigt, daß nur durch die in Abb. 11 dargestellten Einflußlinien, die Gleichgewichts- bzw. Spanngrößen richtig wiedergegeben werden. Damit ist jetzt auch Klarheit über die Spannungen selbst geschaffen. Liegt ein Baustoff vor, bei dem die zulässigen Spannungen auf Zug und Druck gleich sind, z. B. bei Stahl, so wird die höchste Beanspruchung an jenem Ufer erhalten, welchem jene Normalkraft zukommt, deren absoluter Betrag am größten ist. Anders ist es bei einem Eisenbetonquerschnitt. Hier ergibt die größte positive Normalkraft die größte Betondruckspannung, und die größten Zugspannungen treten im Verein mit der kleineren Normalkraft auf, der bei gleichem Achsmoment die größere Exzentrizität entspricht. Nunmehr lassen sich auch die Gleichgewichts- und Spannungsverhältnisse an dem unendlich schmalen Körper, der die Last P selbst trägt, betrachten, worauf jedoch hier nicht weiter eingegangen werden soll. Bemerkt sei noch lediglich, daß die erhaltenen Sprungwerte nur in den $\eta^0_{k_i}$-Werten des statisch bestimmten Hauptsystems enthalten sind.

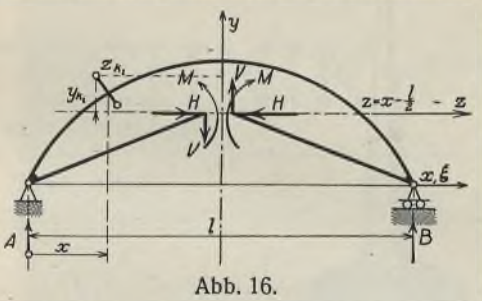


Abb. 16.

Denn in der Gleichung der Einflußlinie für irgendeinen Kernpunkt mit den (festen) Koordinaten y_{k_i}, z_{k_i}, z. B. des nebenskizzierten statisch unbestimmten Tragwerks:

$$(39)\qquad \underline{\eta_{k_i}(x)=\eta^0_{k_i}(x)-\eta_H(x)\,y_{k_i}-\eta_V(x)\,z_{k_i}-\eta_M(x)}$$

sind ersichtlich die Beiträge der statisch unbestimmten Größen stetig für alle y_{k_i} und z_{k_i}, die auf die η_H und η_V Linie, ähnlich wie eine Maßstabsänderung wirken. Gegen die Fassung der Gl. 39 könnte man einwenden, daß in einzelnen Termen der betreffende Kernpunkt nur durch „Verabredung" bestimmt sei. Diese Art der Darstellung, die sich der üblichen Form anlehnt, läßt sich vermeiden durch folgende unschwer verständliche Schreibweise:

$$(40)\qquad \underline{\eta(x_i,\xi)=\eta^0(x_i,\xi)-\eta_M(\xi)-\eta_V(\xi)\left(x_i-\frac{l}{2}\right)-\eta_H(\xi)\,y(x_i).}$$

In dieser Gl. 40 ist x_i die für die ganze Einflußlinie „festgehaltene" Abzisse des durch i näher bezeichneten Kernpunktes. Offensichtlich kommt i, entsprechend den Kernlinien, nur die Bezeichnung 1 u. 2 zu. Im übrigen ist die veränderliche Abzisse mit ξ bezeichnet. Streng genommen erscheint also hier die Einflußlinie als eine Gleichung in zwei Veränderlichen x und ξ, wie sie es ja in der Tat auch ist.

Abschließend ist vielleicht noch eine Angabe über die $\eta^0_{k_i}(o)$-Werte, also die Kernpunktmomente am linken Kämpfer erwünscht. Diese haben die in Abb. 15 eingetragene Gestalt, wobei ε die in Abb. 11 angegebene Bedeutung hat. Eine Vernachlässigung dieser klein erscheinenden Momente ist unzulässig, sie würde ein für das Gewölbe zu ungünstiges Spannungsbild zur Folge haben. Die Art der Darstellung dieser Einflußlinien, nämlich die Punktabgrenzung am Auflager soll dartun, daß die Werte der Einflußlinie am Auflager gegen $|\varepsilon\,1|$ streben, im Punkte $x=o$ selbst jedoch auf Null springen. Das ist dieselbe Erscheinung, wie sie z. B. bei einer Einflußlinie für die Querkraft für den Querschnitt x festgestellt werden kann. Rückt x in den Punkt o hinein und gleichzeitig die Last P, so wird der Wert der Querkraft zu Null, obwohl die Ordinate der Einflußlinie nach der gangbaren Auffassung hier gerade den Wert 1 hat.

Verschiedenes.

Eine neue Stahlkirche im Ruhrgebiet. Als zum ersten Mal der Gedanke, neben Hotel-, Geschäfts- und Wohnhausbauten auch Kirchen in „aller Freiheit und aller Gesetzmäßigkeit heutiger Technik" durchzuführen, festere Form annahm, erregte dies in weitesten Kreisen Aufsehen und Widerspruch. Die „steinerne Inbrunst emporgereckter Mauern und Pfeiler", wie sie selbst Prof. Bartning noch in seinem Buch: „Vom neuen Kirchenbau" verlangt, erschien stets als grundlegendes Moment für den Sakralbau. Erst als auf der „Pressa" in Köln Bartning seine in Stahl und Glas ausgeführte Kirche zeigte, bewirkte dies einen Umschwung in den Ansichten, und es setzte sich mehr und mehr die Erkenntnis durch, daß die Würde der Kirche nicht von überlieferten Bauformen und Baustoffen abhängig sei, und daß solche Fragen „ohne stilistisch-romantische Voreingenommenheit mit den klaren Mitteln heutigen Handwerks und heutiger Technik . . ." behandelt werden müssen.

Immerhin bestand der mehr oder weniger deutlich ausgesprochene Vorbehalt, daß mit der Eignung des modernen Baustoffes für den Sakralbau stets ausschließlich der protestantische Kirchenbau gemeint sei. Der sakrale Charakter des evangelischen Kirchenraumes, mit seiner klaren Ablehnung alles Dekorativen, ließe sich — so glaubte man — verhältnismäßig leicht in Einklang bringen mit der Strenge und Schlichtheit, die einem in Stahl ausgeführten Bauwerk eigen sind.

Da war es nun interessant zu erfahren, daß kürzlich in Essen-Huttrop eine von Regierungsbaumeister Emil Jung (Architekt BDA), Essen, in Stahl entworfene katholische Kirche — die St. Bonifatiuskirche — eingeweiht worden ist. Dieses Bauwerk, das besonders im Innern seinen Charakter als katholische Kirche nicht verleugnet, ließ sich, wie auch aus den Abbildungen gut zu erkennen ist, ohne Schwierigkeiten als Stahlbau durchführen.

Zur Verwendung des Stahlskeletts führten verschiedene Gesichtspunkte. So sollte z. B. der Blick aus den einzelnen Kapellen durch das Kirchenschiff nicht durch Stützen beeinträchtigt werden, was eine freie Überspannung des Raumes bedingte (Abb. 4). Der als Stockwerksbau ausgeführte Turm sollte eine schlanke Form erhalten, was weiterhin Verminderung der Wandstärken erforderte (Abb. 1).



Abb. 1. St. Bonifatiuskirche in Essen-Huttrop.

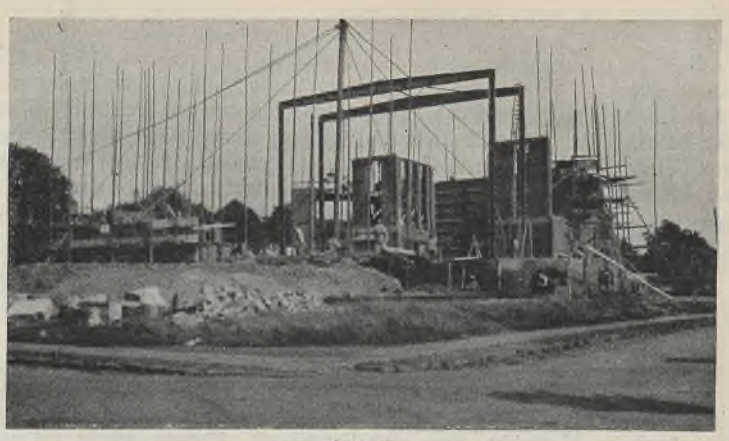


Abb. 2.



Abb. 3.
Abb. 2 u. 3. Montagezustände.

Anderseits aber mußte die Eigenart der katholischen Kirchen, ihre Aufteilung in verschiedene Raumabschnitte, in Kirchenschiff, Chor, Taufkapelle, Beichtkapelle, Marienkapelle usw., die meist durch Bogen und Pfeiler voneinander getrennt sind, gewahrt bleiben. Infolge der vielen wechselnden Überschneidungen werden hierdurch reizvolle Bildwirkungen erzielt. Symbolische Bilder, die Taufhandlung, und andere, die sieben Sakramente darstellend, schließlich noch Heiligenstatuen und Schmuck sind in jeder katholischen Kirche zu finden. Hieraus ergibt sich ohne weiteres, daß eine solche Kirche — selbst wenn darin dem modernen Empfinden in weitestgehendem Maße Rechnung getragen wird —, immer einen bis zu einem gewissen Grade prunkvollen Eindruck hinterläßt. Hier ist alles aufgelöst, feierlich bejahend, kurz, das Gegenteil von streng und einfach und auch die St. Bonifatiuskirche bildet hierin keine Ausnahme. Das schwarz gebeizte Gestühl gibt dem eigentlichen Laienraum eine Geschlossenheit gegen das hohe, durch bleiverglaste Fenster stimmungsvoll beleuchtete Kirchenschiff. Kostbarer belgischer Marmor umschließt den schlichten Altar. Die Chorrückwand schmückt ein Putzmosaik, welches durch das Kerzenlicht des Altars und die versilberte Lichtkuppel über dem Raum wirkungsvoll beleuchtet wird. Rechts und links vom Hochaltar sind — der Gemeinde nicht sichtbar — Emporen für Orgel und Kirchenchor angeordnet.

Dem Altar gegenüber befindet sich die Hauptempore, welche für ungefähr 200 Personen Platz bietet und eine wünschenswerte Erweiterung des unteren Laienraumes bildet.

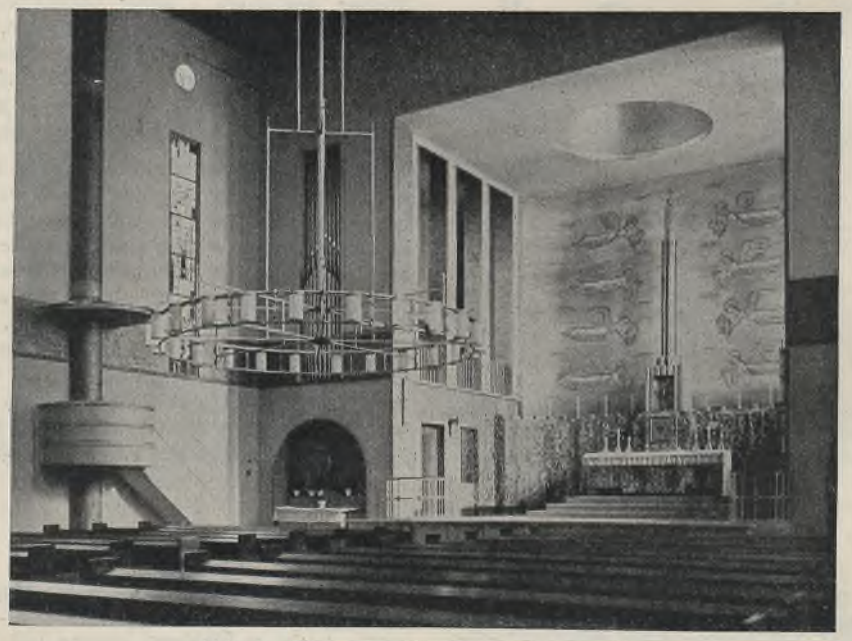


Abb. 4. Blick vom Kirchenschiff zum Altar.

Im Turm befinden sich die Beratungszimmer für den Kirchenvorstand, und darüber in drei weiteren Geschossen ein Jugendheim mit Aufenthalts- und Bastelräumen. Die Glockenstube bildet das obere Geschoß des Turmes.

Mit den vorstehenden Ausführungen dürfte der Beweis erbracht sein, daß der Stahlskelettbau sich keineswegs auf den Bau der protestantischen Kirchen beschränken muß.

Über die Stahlkonstruktion der St. Bonifatiuskirche, die von der Firma Gebr. Storp, Essen, geliefert und aufgestellt wurde, sei noch erwähnt, daß Binder und Stützen des Kirchenschiffes Viergelenkbogen bilden. Die Standsicherheit wird durch einen in der Dachebene angeordneten Fachwerkträger bewirkt. Dieser leitet die waagerechten Windkräfte an einem Auflager durch einen Fachwerkverband zwischen Turm und Kirchenschiff und durch die Emporendecke ins Mauerwerk bzw. in die Fundamente und am anderen Auflager durch einen Fachwerkbinder über der Chorwand ins Mauerwerk der Chorpartie.

Die Aufstellung der Konstruktion, die am 2. September begonnen wurde, war bereits am 22. September, also in knapp drei Wochen, durchgeführt.

INHALT: Der Stahlbehälterbau. (Fortsetzung.) — Beitrag zur Definition der Spannkräfte und der Ermittlung der Einflußlinien der Kernpunksmomente beliebiger Tragwerke. — Verschiedenes: Eine neue Stahlkirche im Ruhrgebiet.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 21. März 1930 | Heft 6

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Luftschiffhalle in Friedrichshafen.

Von Dr.-Ing. C **Scharnow**, Sterkrade.

Im Kriege wurde aus militärischen Gründen eine starke Luftschiffflotte geschaffen; Hand in Hand damit ging die Anlage von Luftschiffhäfen, die dem Hallenbau große, bisher unbekannte Aufgaben stellte. Es sind die verschiedenartigsten Vorschläge für die Anlage solcher Häfen gemacht worden — drehbare Hallen, Rundhallen, Sternhallen und zusammengesetzte Systeme. Bewährt haben sich bis heute die festen Langhallen, und der „Graf Zeppelin" hat den Beweis erbracht, daß selbst bei dem geringen Spielraum von 1 m zwischen Schiff und Halle mit gut eingespielter Fahrleitung, Besatzung und Bedienung ein zuverlässiger Fahrbetrieb möglich ist.

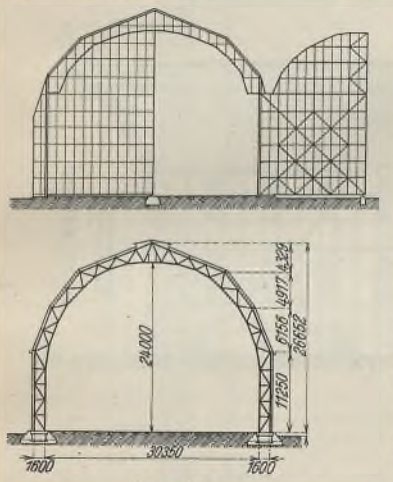


Abb. 1.
Luftschiffhalle Frankfurt.

Bilder von einigen Hallen, die von der Gutehoffnungshütte Oberhausen AG. erbaut wurden, werden kurz einen bedeutungsvollen Abschnitt aus der Entwicklung der Luftschiffhallen kennzeichnen.

Abb. 1 zeigt die Luftschiffhalle Frankfurt, erbaut 1911, Länge 160 m, nutzbare Breite 30 m, nutzbare Höhe 24 m, Gewicht 540 t;

Abb. 2: 3 Luftschiffdoppelhallen Seddin, erbaut 1915/16, Länge 242 m, nutzbare Breite 60 m, nutzbare Höhe 35 m, Gewicht 2820 t je Halle;

Abb. 3: 2 Luftschiffdoppelhallen Ahlhorn, erbaut 1916/17, Länge 260 m, nutzbare Breite 75 m, nutzbare Höhe 36 m, Gewicht 4400 t je Halle.

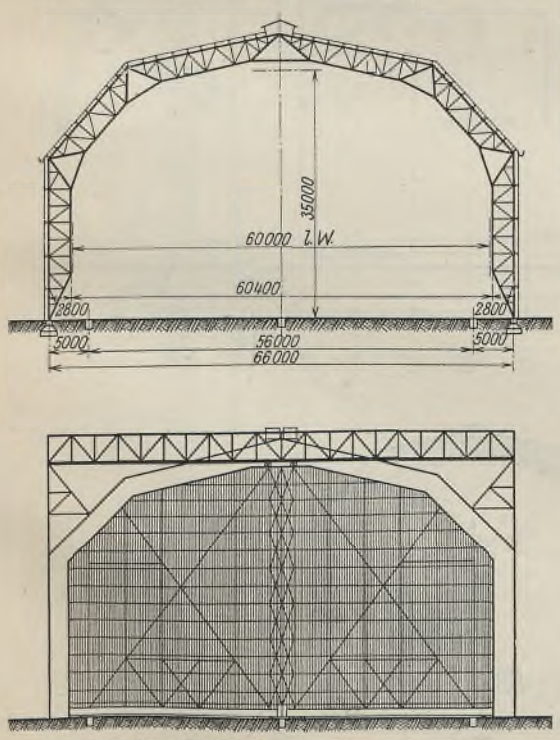
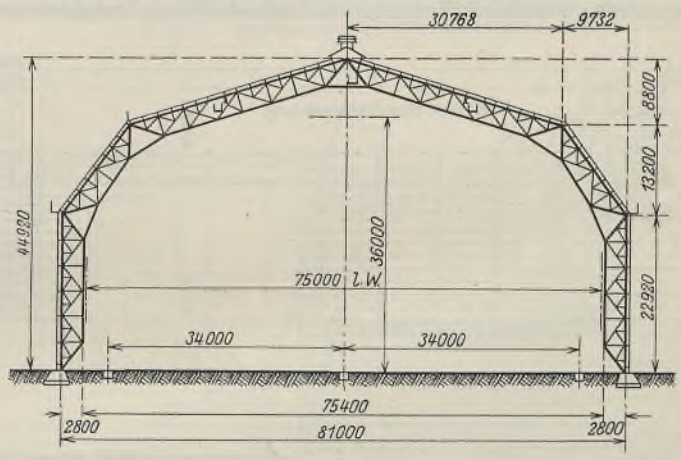


Abb. 2. Luftschiffdoppelhallen Seddin.

Waren bei der Frankfurter Halle noch zweiflüglige Drehtore vorgesehen, so hatten die während des Krieges erbauten Hallen ausnahmslos Schiebetore, die auf oberen und unteren Bahnen liefen und die in baulicher Durchbildung und Betriebsicherheit zweifellos die günstigste Lösung darstellen; leider verursachen die großen quer zur Halle stehenden Flächen unangenehme Windwirbel, die das Ein- und Ausbringen der Schiffe bei Wind erschweren.

Der unglückliche Ausgang des Krieges machte zunächst dieser Entwicklung ein Ende. Alles, was geschaffen war und auch friedlichen Zwecken hätte dienen können, wurde verschleppt oder zerstört, in Deutschland blieb nur ein Trümmerhaufen übrig.

Unterdessen griffen England und Amerika hauptsächlich aus militärischen Gründen den Gedanken des Großluftschiffes auf. England vergrößerte die Halle von Cardington (Abb. 4), die von der Flottenleitung im Jahre 1916/17 erbaut war. Diese Halle, die ursprünglich für zwei kleinere Schiffe bestimmt war und eine Nutzbreite von etwa 55 m, eine Nutzhöhe von 33 m und eine nutzbare Länge von 210 m hatte, gleicht in ihrer Form den Hallen von Tegel und Metz. Durch Erhöhung der portalartigen Seitenschiffe von 63,3′ auf 98,3′ und durch Höherlegen der Giebelwandabschlüsse am Hallenfirst wurde die Nutzhöhe auf rd. 47,8 m gebracht. Die Länge wurde durch vier neue Binderfelder auf rd. 250 m vergrößert. Der Umbau wurde durchgeführt von der Cleveland Bridge & Engineering Co. Ltd. in Darlington in der Zeit von Oktober 1924 bis



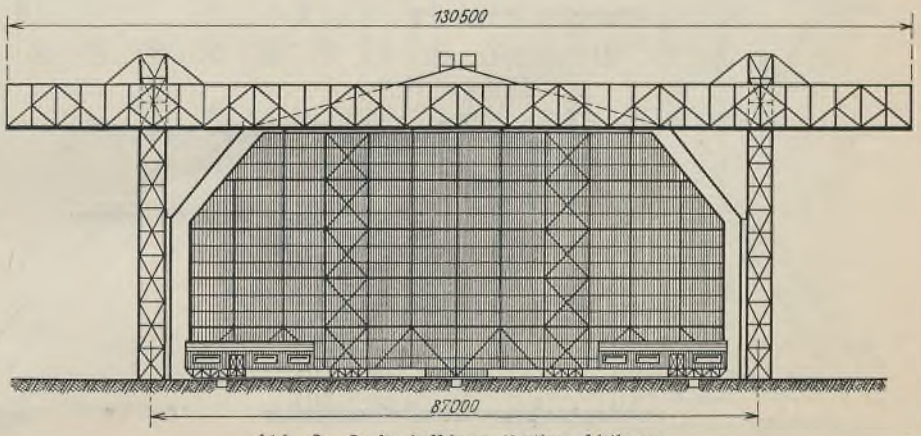


Abb. 3. Luftschiffdoppelhallen Ahlhorn.

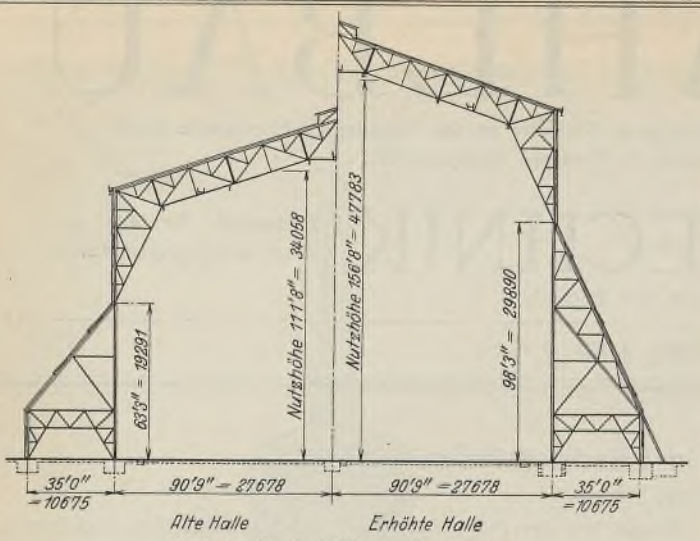


Abb. 4. Luftschiffhalle Cardington.

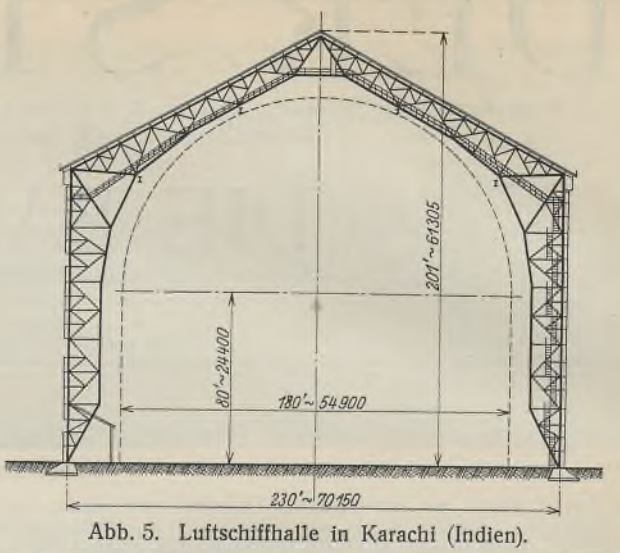


Abb. 5. Luftschiffhalle in Karachi (Indien).

Mai 1926, wobei die ganze Halle abgebrochen und neu aufgestellt wurde. Das Gesamtgewicht des Stahlbauwerkes beträgt 3720 t. Der Bau einer zweiten Halle für Karachi (Indien) wurde im Jahre 1925 der Armstrong Construction Co. Ltd. in Glasgow von der Marineleitung übertragen, und zwar auf Grund eines Entwurfes, der von der Gutehoffnungshütte aufgestellt war (Abb. 5). Diese Halle mit den Gesamtmaßen von 230 ′ Breite, 201 ′ Höhe und 850 ′ Länge nennen die Engländer mit Stolz die größte des englischen Weltreiches. Das Gewicht war zu etwa 4200 t ermittelt. Zum Vergleich mit deutschen Verhältnissen seien noch die Belastungen und Beanspruchungen angegeben:

für Cardington:
Wind auf das Dach 171 kg/m²,
Wind auf Seitenwände und Tore 147 kg/m²,
Schnee 24 kg/m²,
Saugwirkung war nicht zu berücksichtigen;

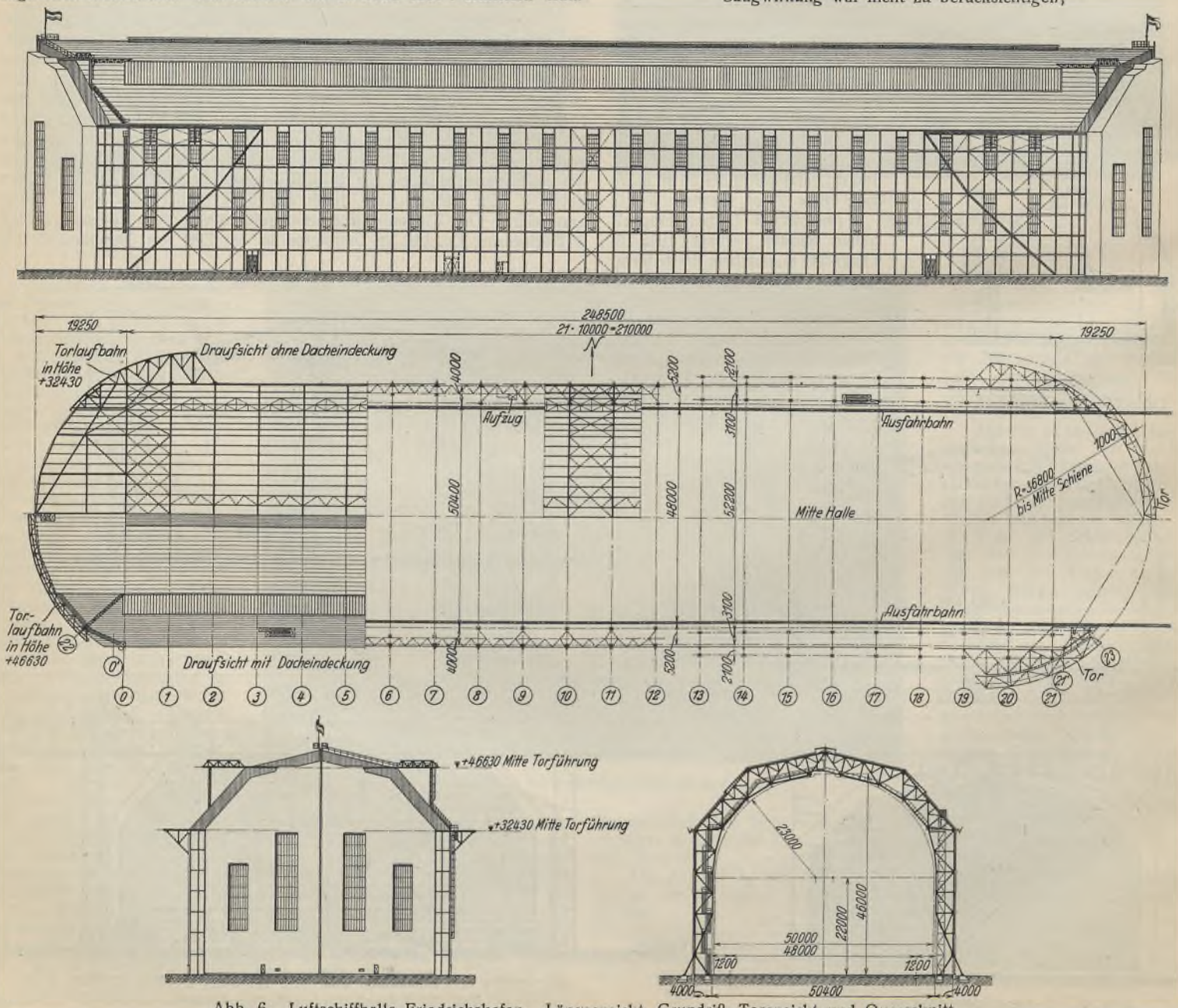


Abb. 6. Luftschiffhalle Friedrichshafen. Längsansicht, Grundriß, Toransicht und Querschnitt.

für Karachi:
Wind auf das Dach 171 kg/m²,
Wind auf Seitenwände und Tore 147 kg/m²,
Wind von innen (Saugwirkung) 74 kg/m².

Als Beanspruchungen waren zugelassen:

auf Zug 1100 kg/cm² für lotrechte Lasten ohne Wind und Schnee,
1260 kg/cm² für lotrechte Lasten mit Wind und Schnee,
auf Druck 85 % dieser Spannungen, jedoch nicht mehr, als sich nach der Claxton-Fidler-Formel ergibt.

Weiter war für Wechselstäbe der Spannungsspielraum mit 1890 kg/cm² begrenzt. Der verwandte Baustahl nach der British Standard Spezification hat 44 bis 52 kg/m² Festigkeit, 20 % Dehnung. Diese Spannungen sind im Vergleich zu den bei uns zugelassenen Arten sehr niedrig gehalten.

Beide Hallen haben senkrecht zur Hallenachse verfahrbare Schiebetore, bei der Halle Karachi in der in Deutschland üblichen Form mit einem oberen, waagerechten Führungsträger. Bei der Halle Cardington sind es Ballasttore, d. h. die Tore haben am Fuß eine breite Grundfläche, und

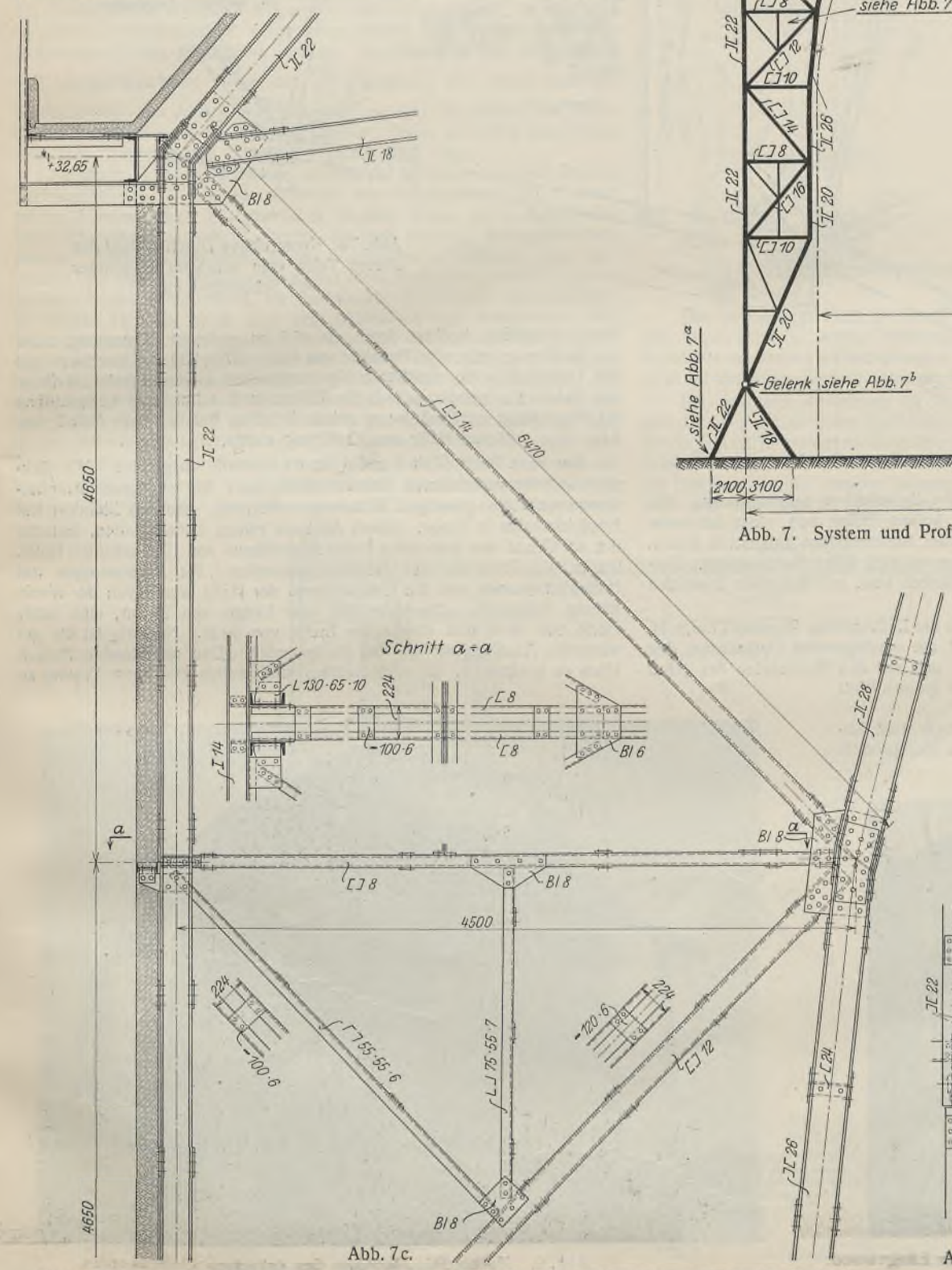


Abb. 7c.

Konstruktive Durchbildung des normalen Binders am Übergang von der Längswand in die Dachschräge.

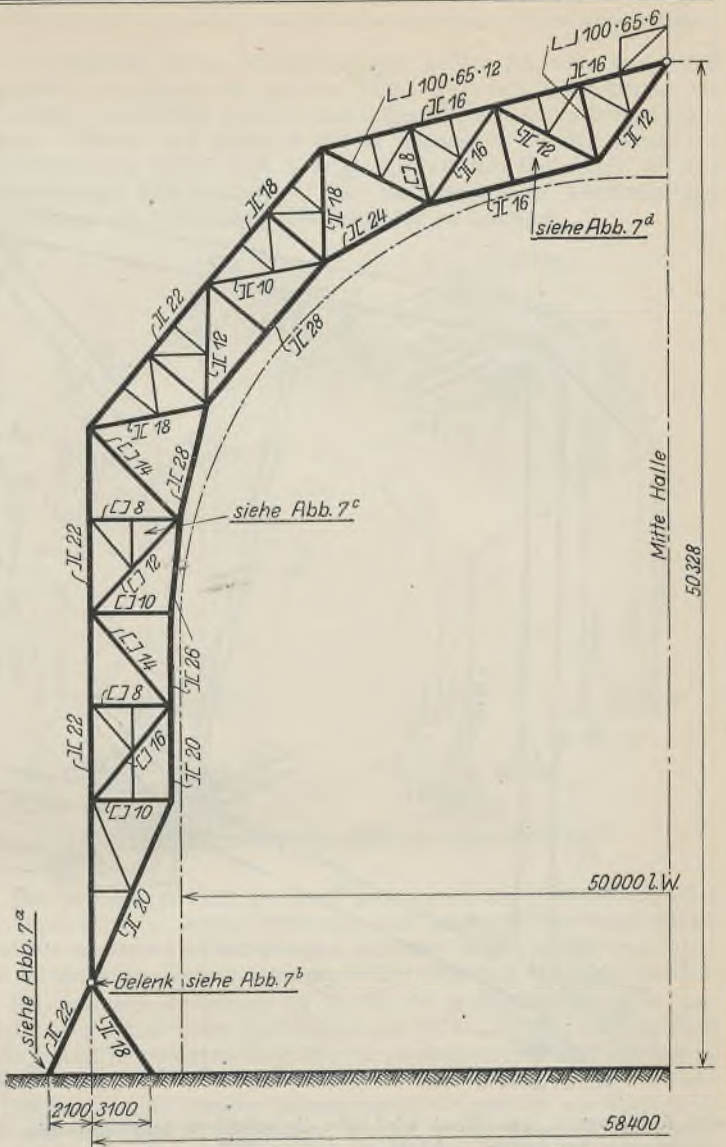


Abb. 7. System und Profile eines normalen Binders.

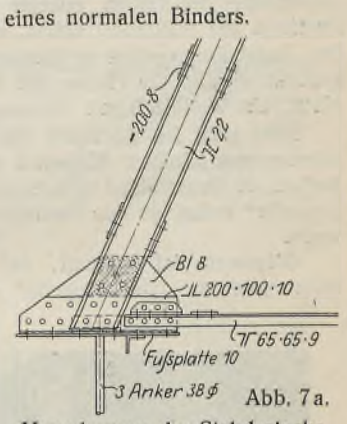


Abb. 7a.
Verankerung des Stabdreiecks, welches das Fußgelenk trägt.

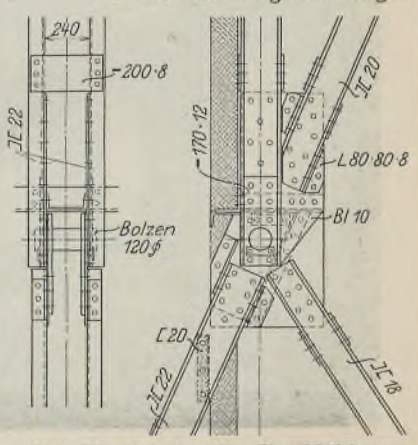


Abb. 7b. Konstruktive Durchbildung des Fußgelenkes.

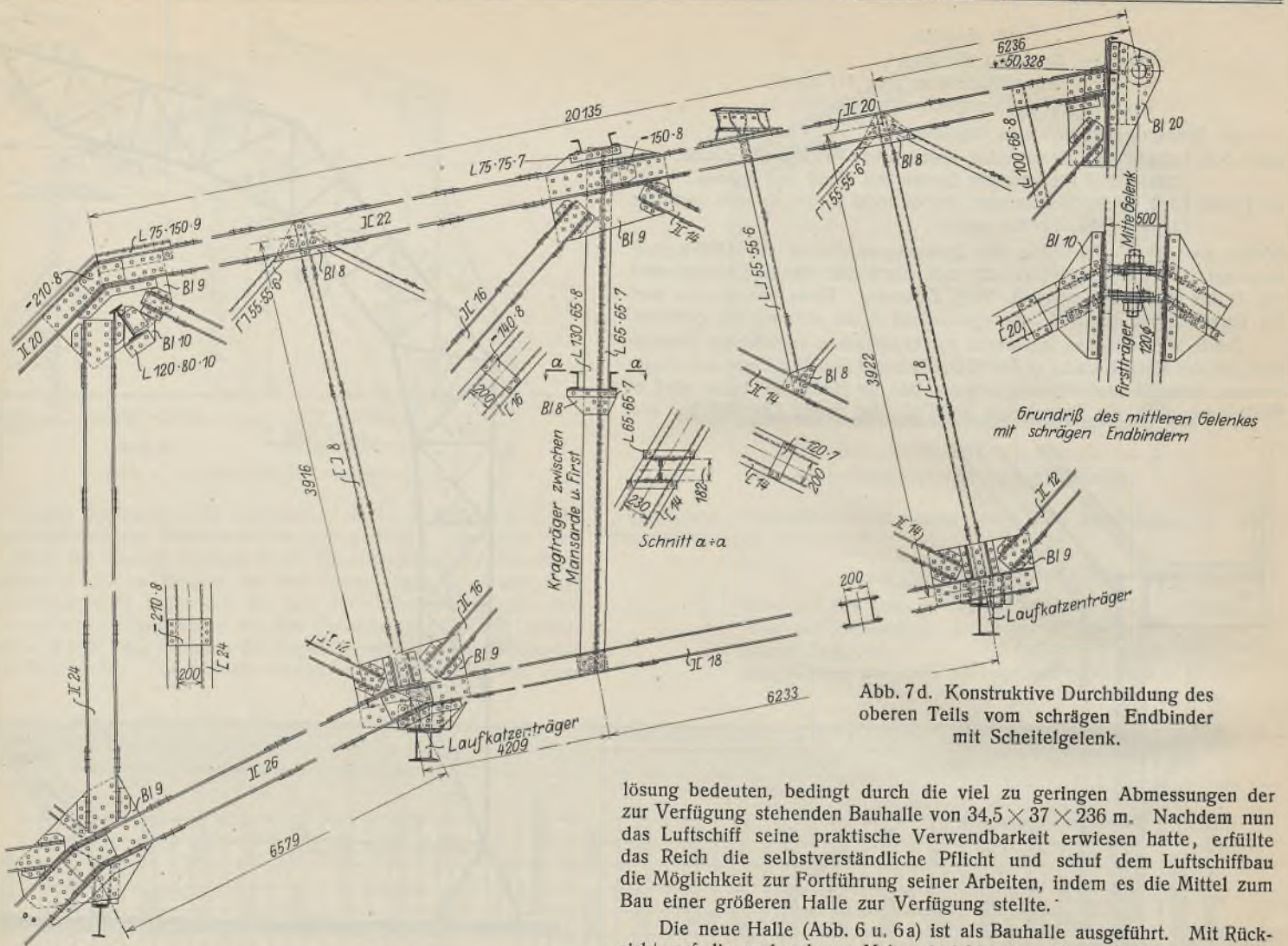


Abb. 7d. Konstruktive Durchbildung des oberen Teils vom schrägen Endbinder mit Scheitelgelenk.

das Kippmoment aus Wind wird von Betonballast aufgenommen. Die Aufstellung der Hallen erfolgte in beiden Fällen von einer fahrbaren Plattform aus Stahlkonstruktion, auf der Auslegerkrane aufgestellt waren. Das Aufstellungsgerüst in Cardington enthielt 230 t Stahlbauteile. Eingedeckt wurden die Hallen mit Wellblech bzw. mit Robertson Protected Metal, ein Wellblech mit Überzug.

Aber auch die führenden Männer der Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H. nahmen mit frischem Wagemut und nie versiegendem Optimismus den Aufbau in Deutschland wieder auf, und mit den Weltfahrten des „Graf Zeppelin" riefen sie das Staunen der ganzen Welt wach.

Allgemein ist bekannt, daß Form und Abmessungen des „Graf Zeppelin" eine Kompromißlösung bedeuten, bedingt durch die viel zu geringen Abmessungen der zur Verfügung stehenden Bauhalle von 34,5 × 37 × 236 m. Nachdem nun das Luftschiff seine praktische Verwendbarkeit erwiesen hatte, erfüllte das Reich die selbstverständliche Pflicht und schuf dem Luftschiffbau die Möglichkeit zur Fortführung seiner Arbeiten, indem es die Mittel zum Bau einer größeren Halle zur Verfügung stellte.

Die neue Halle (Abb. 6 u. 6a) ist als Bauhalle ausgeführt. Mit Rücksicht auf die vorhandenen Nebeneinrichtungen, den erfahrenen Arbeiterstamm und die günstigen Witterungsverhältnisse kam als Standort nur Friedrichshafen in Frage. Durch Abbruch zweier älterer Hallen, darunter der auf Grund des bekannten Preisausschreibens von 1908 erbauten Halle, wurde der Platz für den Neubau geschaffen. Die Abmessungen des Hallenlichtraumes und die Grundrißform der Halle waren von der Werftleitung festgelegt. Die Halle hat eine Länge von 250 m, eine lichte Höhe von 46 m und eine lichte Breite von 50 m. Neuartig ist die gewünschte Abschrägung an den Hallenenden. Den anbietenden Firmen blieb es überlassen, die wirtschaftlich und baulich günstigste Lösung zu

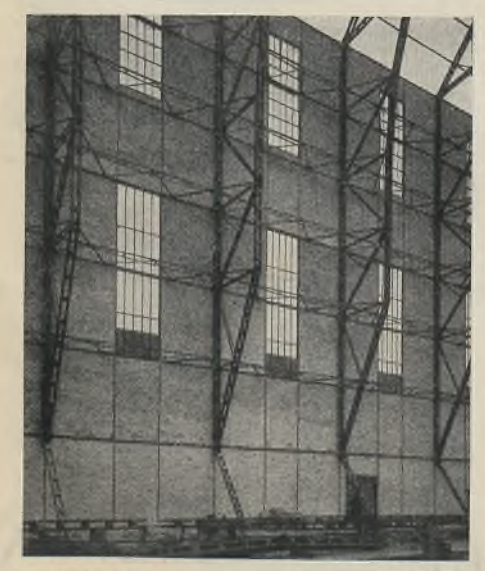


Abb. 8. Innenansicht der Längswand.

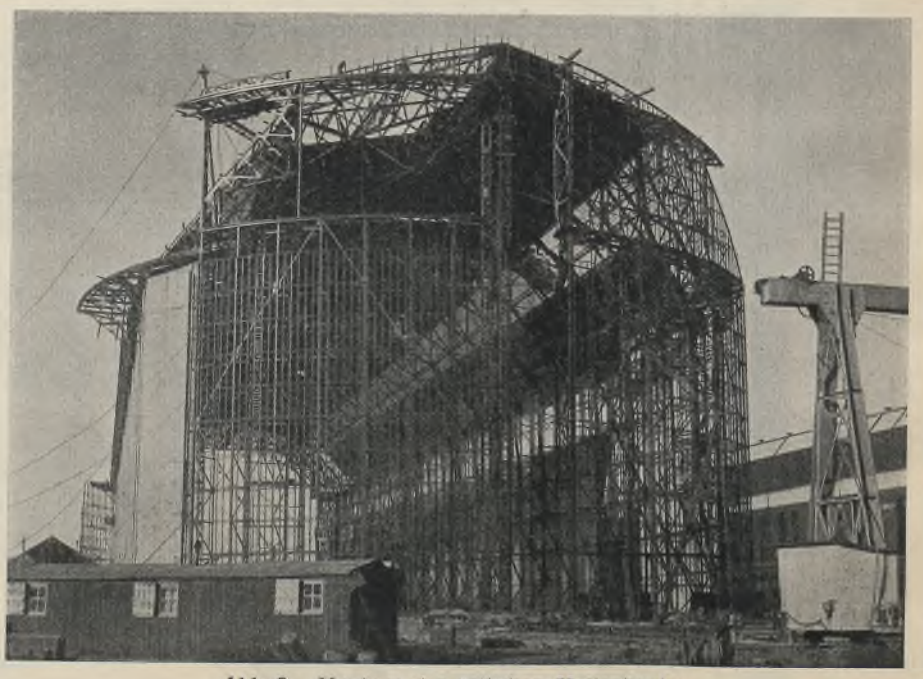


Abb. 9. Montage des östlichen Hallenkopfes.

finden. Unter starkem Wettbewerb erhielt im Februar 1929 die Gutehoffnungshütte Oberhausen AG. den Auftrag auf die Ausführung einschließlich aller Bau- und Nebenarbeiten, also auf den schlüsselfertigen Bau.

Stahlbauwerk.

Die normalen Binder (Abb. 7) haben eine gegenseitige Entfernung von 10 m und sind als doppelwandige Dreigelenkbogen mit Bolzengelenken ausgebildet. Die Fußgelenke liegen zur Verringerung des Stahlgewichtes etwa 4,5 m über dem Erdboden. Die Bindergurte bestehen aus St 48, die Füllungsstäbe aus St 37. Das Stabdreieck, das das Fußgelenk trägt, wurde so gelegt, daß in allen Fällen die resultierende Kraft zwischen den Schrägen liegt, so daß größere Verankerungen vermieden wurden und die Fundamente klein blieben. Das Fußgelenk des normalen Binders ist in Abb. 7a dargestellt. Abb. 7b veranschaulicht die Verankerung des Stabdreiecks. Aus Abb. 7c u. 7d sind weitere konstruktive Einzelheiten des normalen Binders zu erkennen. Im Hallenfirst ist ein Dachaufsatz angeordnet, der an beiden Seiten ein durchlaufendes Band von Lüftungsklappen aus gepreßtem Stahlblech trägt. Die Größe dieser einzelnen Klappen beträgt $0{,}6 \times 1{,}25$ m. Je acht sind in jedem 10-m-Binderfeld zusammengekuppelt und werden durch eine gemeinsame Winde gleichzeitig betätigt. Die Pfetten in den Mittelfeldern sind als durchlaufende Träger mit $\frac{Pl}{16}$ gerechnet; die Stöße sind zur Vereinfachung der Aufstellung wie folgt gelegt: Die Pfette des ersten Feldes kragt 1,7 m in das zweite Feld vor; daran schließen sich Stücke von 10 m Länge, so daß in jedem Feld ein Stoß liegt.

Verbände in jeder Dachebene nehmen die teilweise sehr bedeutenden Dachschübe auf. Die Wände bestehen aus Stahlfachwerk mit $^1/_2$ Stein starker Ausmauerung. In etwa 4,5 m Abstand liegen horizontale Gitterträger übereinander (Abb. 8), gegen die sich lotrechte Wandpfosten abstützen. Diese horizontalen Träger verhindern gleichzeitig das Ausknicken der inneren Bindergurtung; bei ihrer Bemessung wurde $^1/_{100}$ der größten Binderuntergurtkraft als horizontale Seitenkraft berücksichtigt. Im oberen Teil der Halle sind acht Laufbahnstränge vorgesehen, von denen je zwei ein Montagegerüst für den Bau des Luftschiffes mit Hilfe von Laufkatzen tragen sollen (Abb. 7d). Diese Träger dienen gleichzeitig zur Aussteifung des Binderinnengurtes gegen Ausknicken. Die hierbei entstehenden Längskräfte sind durch besondere Querverbände, die in der Hallenmitte und an den beiden Hallenenden angeordnet sind, auf die Hauptverbände abgeleitet, die in den Binderaußengurtebenen liegen. Der in Hallenmitte zwischen Binder 10 und 11 liegende Verband ist hierbei als leichter Montageverband ausgebildet, während die rechnungsmäßig nachzuweisenden Kräfte den Verbänden an den Hallenköpfen zugewiesen sind.

Mit Rücksicht auf die Windströmungen wurden die Hallenköpfe rund ausgeführt. Die Tore, die von der Firma Seibert, Saarbrücken, als Unterlieferer, entworfen, geliefert und aufgestellt wurden, laufen auf kreisförmigen Bahnen und schieben sich in geöffnetem Zustand neben die Seitenwände der Halle. Abb. 9 zeigt den östlichen Hallenkopf mit den Torflügeln und den Laufbahnen. Bei der allgemeinen Anordnung des Traggerippes der Hallenköpfe war folgendes zu beachten:

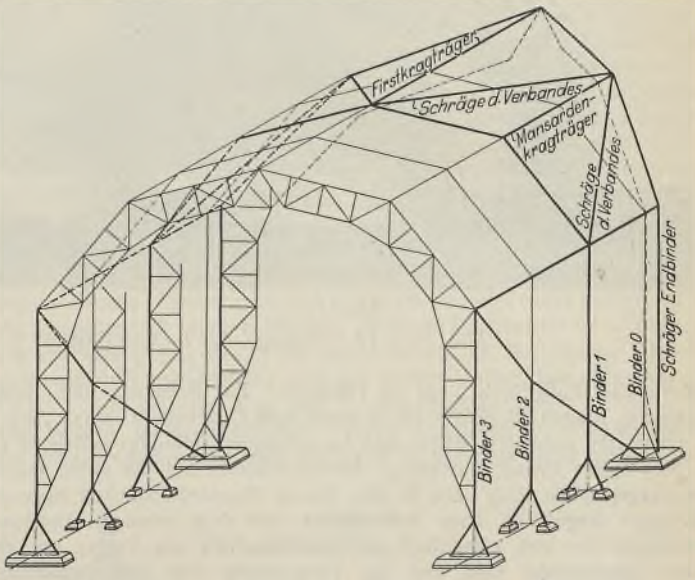


Abb. 10. Parallelperspektive des Hallensystems.

Das Stahlgerippe muß die obere Torlaufbahn auf + 46 630 mm über Flur tragen (Abb. 6). Infolge Belastungs- und Temperaturänderungen dürfen keine nennenswerten Verschiebungen eintreten; weiter mußten mit Rücksicht auf die kurze Bauzeit anormale Binder möglichst vermieden werden.

Die gewählte Anordnung ist in Abb. 10 in Parallelperspektive dargestellt. Vor die normalen Endbinder 0 und 21 wurde je ein schräger Endbinder gesetzt, bestehend aus zwei Scheiben, deren Horizontalprojektion einen Winkel von etwa 120 ° im First einschließt (Grundriß Abb. 6). Im First und am Fuß haben diese Scheiben Bolzengelenke. Wegen der unteren Torlaufbahn war kein Platz für Lagerböcke, wie sie die normalen Binder haben,

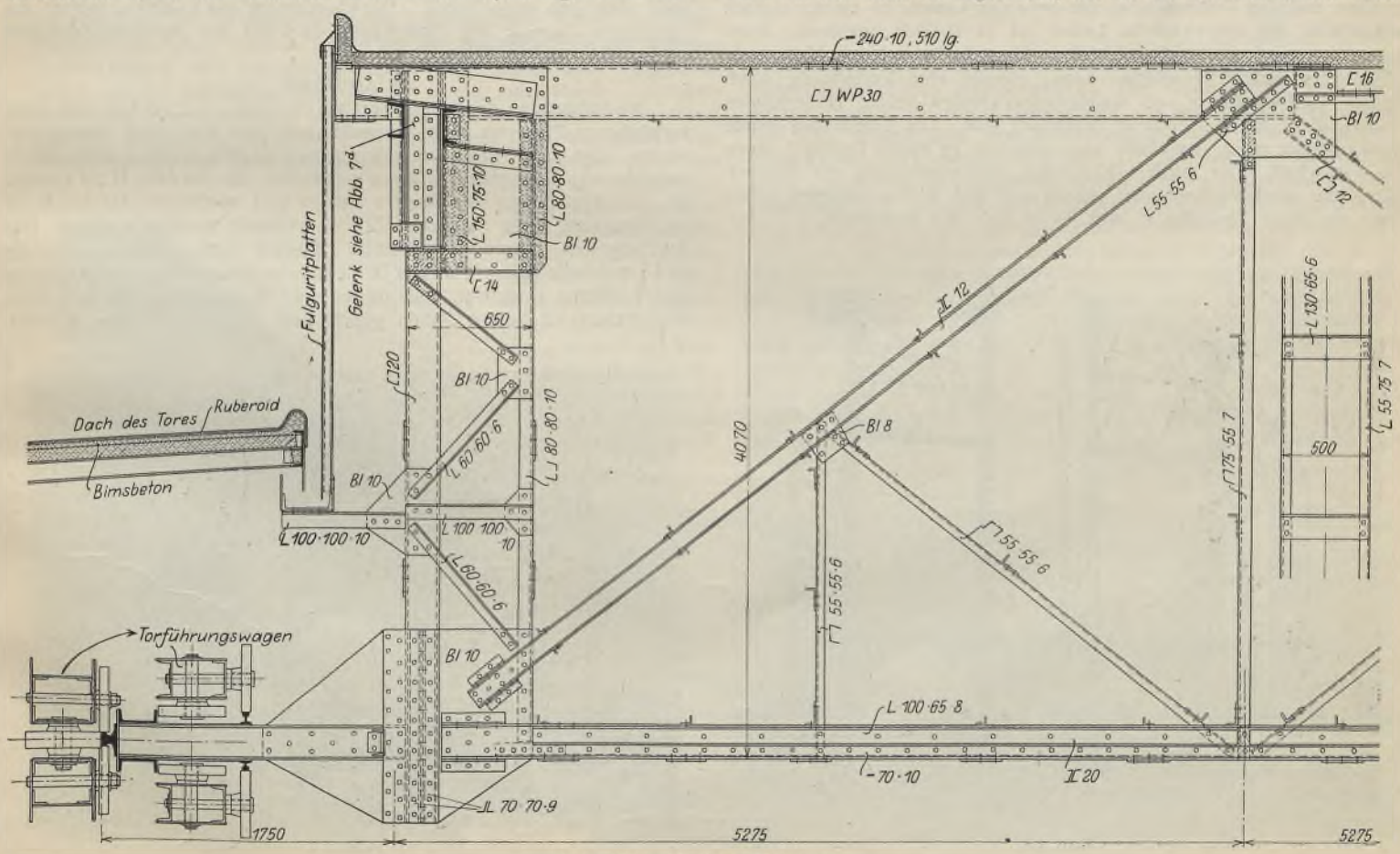


Abb. 10a. Mittlerer Kragträger.

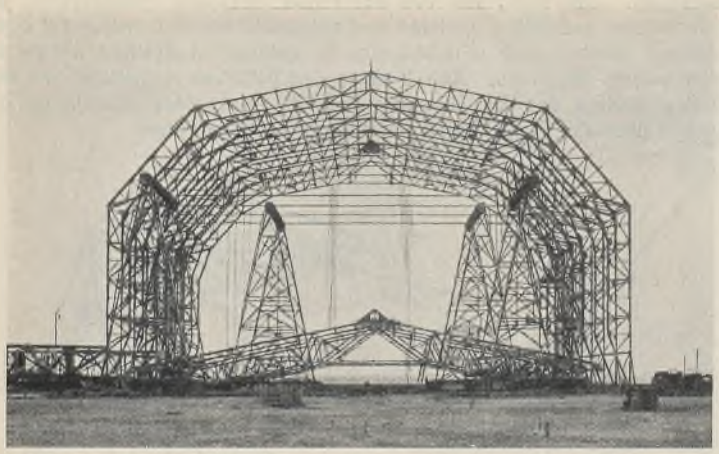


Abb. 11.

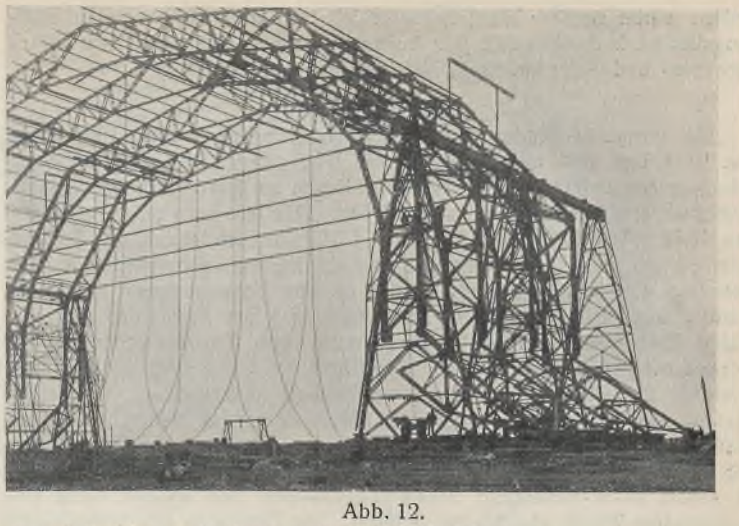


Abb. 12.

Abb. 11 u. 12. Montage der Luftschiffhallen in Ahlhorn und Seddin nach einem patentierten Verfahren.

sondern das Fußgelenk liegt in Flurhöhe. Zur Erzielung der Hallenabrundung kragen an jedem Hallenende fünf Gitterträger vor (s. Abb. 6), die im letzten normalen Binder und im schrägen Endbinder auflagern und an ihrer Spitze kleine einwandige Abschlußbinder und die obere Torlaufbahn tragen (Abb. 10a). Die in den oberen Mansardenknicken liegenden Kragträger tragen an ihrer Schnittstelle mit dem schrägen Endbinder Zwischenbinder von etwa 35,1 m Stützweite, die als Träger auf zwei Stützen ausgebildet sind und zur Vermeidung von Nebenspannungen Rollenlager haben (Abb. 6). Dadurch wurde erreicht, daß die Stützweite der Pfetten auch in den Endfeldern 10 m nicht überschreitet und die letzten Normalbinder ebenso belastet werden wie die mittleren Binder.

Zwischen den Außengurten der schrägen Endbinder und des Binders 1 bzw. 20 sind Verbände gespannt, die die Windkräfte aus den Torträgern und aus der Giebelwand aufnehmen und gleichzeitig die Rückverankerung des vorkragenden schrägen Endbinders bilden. Durch Horizontalstäbe in der Traufe und Diagonalen auf der Innenseite der Wände werden die Kräfte in die Fundamente abgeleitet. Die Stäbe dieser Verbände sind knicksicher ausgebildet und nehmen auch Druckkräfte auf. Die vorher erwähnten Kragträger fügen sich als Systemstäbe diesen Verbänden ein (s. Abb. 10). Das Gesamtsystem der Hallenköpfe, bestehend aus vier starren Binderscheiben und den Verbandstäben für beliebige Lasten, ist einfach statisch unbestimmt, für symmetrische Lasten ist es statisch bestimmt. Jeder Hallenkopf wurde so bemessen, daß er für sich die an jedem Hallenende auftretenden Kräfte aufnehmen kann, obwohl eine Verbindung durch Pfetten, Laufbahnträger und Wandträger zwischen beiden Hallenköpfen besteht, die eine überschüssige Sicherheit gibt. Die Berechnung wurde für Windkräfte schräg zur Halle, also senkrecht zu einem Torflügel, ziemlich verwickelt. Der mittlere Kragträger, der gleichzeitig das Scheitelgelenk der schrägen Endbinder enthält und ihre Rückverankerung bildet sowie die obere Torlaufbahn trägt, ist in Abb. 10a dargestellt.

Die Torflügel laufen am Fuß auf einer Kranschiene mit 90 mm Kopfbreite, die zur Druckverteilung auf einen Breitflanschträger I P 22 aufgenietet ist. Dieser Träger ist kräftig in dem Fundamentbeton verankert. Oben ist jeder Torflügel horizontal geführt auf zwei Gitterträgern, von denen der tiefere an der Traufe 32 430 über dem Fußboden liegt und, soweit es der lichte Raum zuläßt, um die Giebelwand herumgreift (s. Abb. 6). Der obere Träger liegt über dem lichten Raum vor dem Hallengiebel 46 630 über dem Fußboden und ragt noch teilweise in den Luftraum über der Dachmansarde. Hier ist er durch eine lotrechte Stütze abgestützt und durch horizontale Streben an den Horizontalverband in den Mansardenknickpunkten der Binder 0 und 21 angeschlossen. Dieser Torträger ist in der Mitte durchschnitten, damit er den Formänderungen des Endbinders folgen kann. Alle Laufbahnträger waren bei der Montage nachstellbar eingerichtet, um Unstimmigkeiten in der Durchbiegung der Binder ausgleichen zu können. Nach beendeter Aufstellung und Aufbringen der Dacheindeckung ergab sich übrigens, daß die eingetretene Durchbiegung im First der schrägen Endbinder bis auf 9 mm mit der errechneten übereinstimmte. Die durch Schnee- und Temperaturänderungen zu erwartenden lotrechten Verschiebungen werden durch verschiebliche Lagerung der oberen Führungswagen ausgeglichen, die einen Spielraum von 75 mm nach oben und unten haben. Der Querschnitt der Laufbahn selbst, die gleichzeitig Gurtung des Gitterträgers ist, und der Giebelwandabschluß ist aus Abb. 10a zu ersehen.

Aufstellung.

Die Aufstellung der Halle Frankfurt im Jahre 1911 erfolgte von einer verfahrbaren Plattform in Holzkonstruktion und bot nichts Bemerkenswertes. Die vier Hallen in Ahlhorn und Seddin wurden nach einem besonderen patentierten Verfahren aufgestellt, das aus Abb. 11 zu ersehen ist. Die Systemhöhe des Binders war so weit beschränkt, daß ganze, in der Werkstatt fertig vernietete Stücke versandt werden konnten. Das Scheitelgelenk wurde durch einen Hilfsstab vorübergehend festgelegt und die Scheitelstücke von vier Bindern nebeneinander ausgelegt, Pfetten und Verbände eingebaut, und durch zwei Montageböcke wurden diese Binderfelder an beiden Seiten gefaßt und angehoben. Dabei schoben

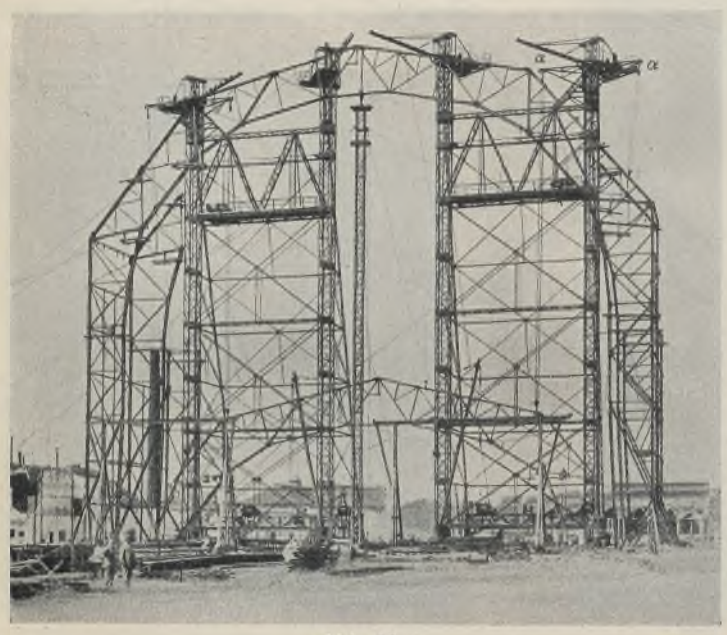


Abb. 13.

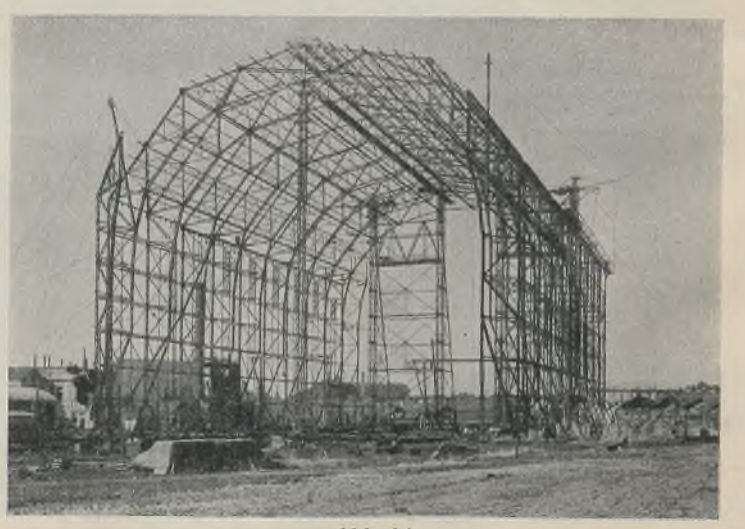


Abb. 14.

Abb. 13 u. 14. Montage der Luftschiffhalle Friedrichshafen.

sich die bereits provisorisch angehenkten anschließenden Binderstücke in ihre richtige Lage und wurden durch Einbau des dem provisorischen Gelenk gegenüberliegenden Stabes fest angeschlossen. Auf diese Weise wurden allmählich vier Binder durch fortschreitendes Heben und Unterbauen weiterer Stücke hochgebracht, auf besondere Wagen gesetzt und auf Gleisen parallel zur Hallenachse in ihre richtige Lage verfahren. Der Horizontalschub der Binder war hierbei durch Seile aufgenommen. Abb. 11 zeigt die zusammengebauten Scheitelstücke mit den Hubgerüsten, Abb. 12 den letzten Hub der Bindergruppe mit angehenkten Fußstücken. Bemerkenswert ist, daß der Aufbau der Binder stets an der gleichen Stelle vor sich ging und die Anfuhr der Binderteile auf Gleisen quer zur Hallenachse in einfachster Form erfolgen konnte. In Friedrichshafen war dieses Verfahren wegen der örtlichen Verhältnisse nicht anwendbar. Es wurde für diese Halle ein besonderes Aufstellungsgerät entworfen, das sich vorzüglich bewährte und die Aufstellung eines vollständigen Binderfeldes in knapp zwei Tagen ermöglichte. Aus Abb. 13 ist der Aufstellungsvorgang zu ersehen. Auf einer besonderen Zulage wurden die Binder, deren System das Reichsbahnprofil überschritt, zusammengebaut und genietet. Die beiden Fußgelenke und das Firstgelenk wurden durch provisorische Stäbe geschlossen. Die Aufstellung selbst erfolgte von zwei symmetrischen fahrbaren Gerüsten, die nebeneinander arbeiteten und in Richtung der Aufstellung parallel zur Hallenachse verschoben wurden. Jedes Gerüst besteht in der Hauptsache aus zwei verstrebten Türmen, von denen jeder einen leichten Schwenkkran für 1,5 t Nutzlast trägt. Die beiden äußeren Türme haben weiter je zwei feste Züge (Abb. 13) für 10 t Nutzlast. Mit dem äußeren Zug wurde der Binderstiel bis Punkt 6 — VIII in zwei Teilen aufgebaut, mit den beiden inneren Zügen wurde der Binderoberteil in einem Stück eingesetzt. Durch Schraubenwinden, die am Fuß des Binderstiels angesetzt wurden, ging das Einfädeln der Stöße glatt vonstatten. Die in der Luft zusammengefahrenen Stöße wurden durch gedrehte Bolzen verbunden. Sämtliche Binder waren vorher in der Werkstatt ausgelegt und die Löcher aufgerieben. Die vier leichten Schwenkkrane bauten dann die Pfetten, Laufbahnträger, Wände, Laufstege, Treppen usw. ein. Abb. 13 zeigt, wie die Binderstiele in den äußeren Zügen hängen und ein Binderoberteil hochgezogen wird. Begonnen wurde mit der Aufstellung der normalen Binder am Ostende. Nachdem eine Reihe normaler Binder aufgestellt und durch Verbände ausreichend gesichert war, wurde der östliche Hallenkopf mit Hilfe von Masten vorgebaut, die auf den Endbinder aufgesetzt wurden. Unter die Spitze des schrägen Endbinders wurde dabei ein 40 m hoher Hilfsmast gestellt, der auch in Abb. 14 unter dem Binder 21 zu sehen ist, und dort zur horizontalen Absteifung des ersten Binders mit Hilfe von Seilen diente. Der westliche Hallenkopf wurde mit dem Hauptgerät gestellt (Abb. 15).



Abb. 15. Die Luftschiffhalle Friedrichshafen kurz vor der Vollendung.

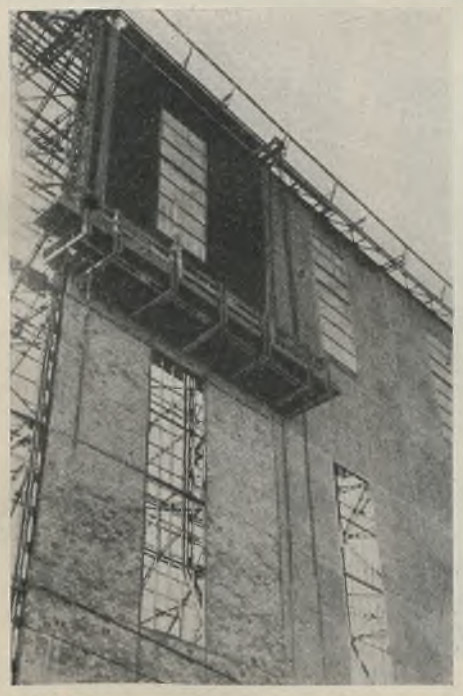
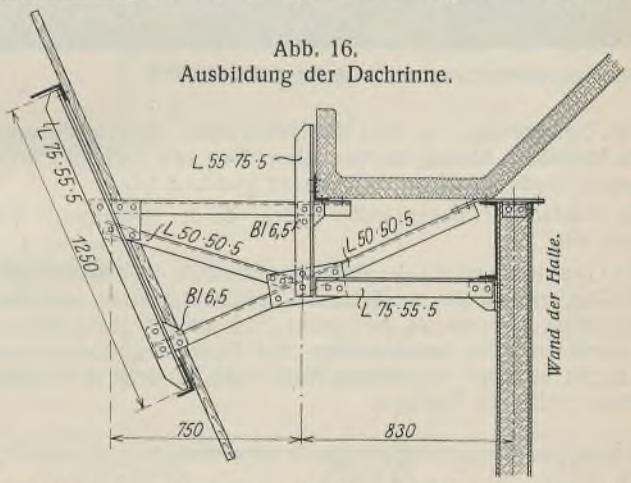


Abb. 17. Ausmauerung mittels Hängegerüst.

Bauarbeiten.

Eingedeckt wurde die Halle mit Bimsbetonplatten (Stegdielen) von 8 cm Stärke. Besondere Sorgfalt wurde auf ihre Befestigung verwandt. Jede Platte ist besonders mit der Pfette verklammert. Auf die Platten sind zwei Lagen Ruberoidpappe aufgeklebt. Die Ausbildung der Dachrinnen, die begehbar gemacht wurden, zeigt Abb. 16. Hier wurde der horizontale Windträger nach außen gelegt und mit Stegdielen abgedeckt. Auf besonderen Wunsch der Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H. wurde an der Traufe ein zaunartiges Gitter angebracht, das das Herunterstürzen größerer Schneemassen verhindern soll, die den Dächern der tiefer gelegenen Werkstätten gefährlich werden könnten. Kittlose Oberlichter und kittverglaste Seitenfenster geben der Halle die erforderliche Belichtung. Die 12 cm starken Stahlfachwerkwände sind mit Frewen-Hohlsteinen ausgemauert, die 12 × 12 × 25 cm groß sind und in den Lagerfugen mit mehreren Nuten und Federn ineinandergreifen. Dadurch entsteht im Stahlfachwerkfeld ein guter Verband, und die Dichtigkeit in der Fuge wird verbessert. Die

Abb. 16.
Ausbildung der Dachrinne.



Steine ließen sich sehr gut verarbeiten. Das Mauerwerk wurde außen verputzt und innen glattgestrichen. Die Ausmauerung und das Verputzen erfolgte von einem Hängegerüst, das am Stahlbauwerk aufgehängt war und entsprechend dem Arbeitsfortgang beim Mauern gehoben und beim Verputzen abgesenkt wurde (Abb. 17). Ein doppelter Kalkanstrich auf der Innenseite des Daches und der Wände erhöhen zusammen mit den hellgrau gestrichenen Bindern die Helligkeit in der Halle. Die Tore und Giebelschürzen (Abb. 10a) sind mit Fulguritplatten verkleidet, die Dachflächen der Tore mit Bimsbetonplatten und Ruberoid abgedeckt. Der Fußboden besteht aus 5 cm starkem gespundeten Bohlenbelag auf Querhölzern, die auf einbetonierten Lagerhölzern befestigt sind. Ein Längslaufsteg von 1,5 m Breite läuft am First durch die ganze Halle. Von diesem Laufsteg zweigen an jedem zweiten Binder Querlaufstege ab und dienen zur Montage des Luftschiffes. Die Laufstege sind durch zwei Treppen und einen Aufzug zu erreichen. An jedem Hallenende führt eine Leiter zu den Plattformen auf dem Dach, von denen aus auch die Tordächer mit Leitern zu erreichen sind. Die Leitern zu den Plattformen dienen gleich-



Abb. 18. Ansicht der fertigen Halle.

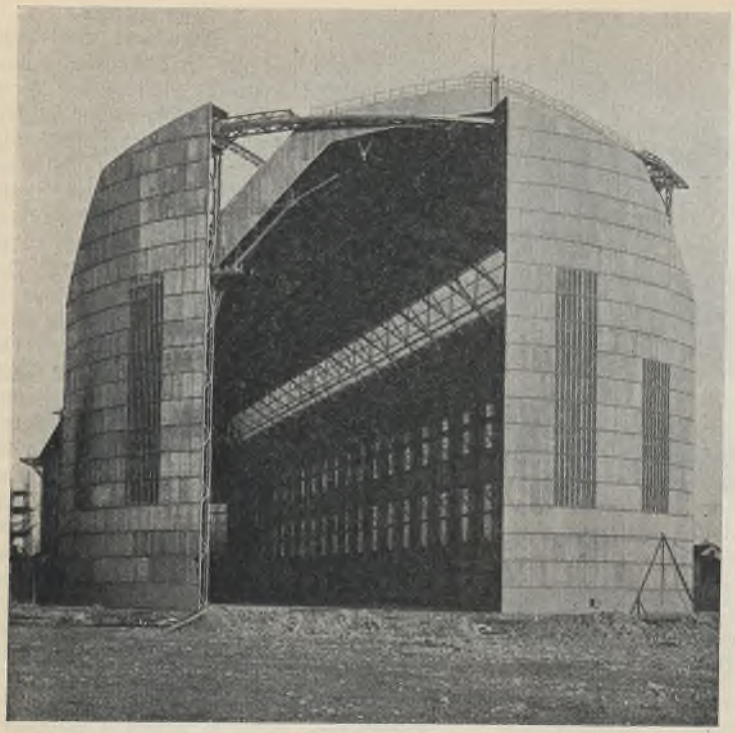


Abb. 19.

zeitig als Notausgänge, da über die Hallenköpfe, die Torführungsträger und die Mansarden hinweg ein besonderer Weg zum Erdboden führt, der aber gegen blinde Passagiere ausreichend gesichert ist.

Die Fundamente bieten nichts Neues, da der Baugrund in mäßiger Tiefe gut war.

Das Gesamtgewicht der Halle einschließlich der Tore beträgt etwa 2200 t. Der erste Binder wurde am 4. Juli 1929 gestellt, und das Aufstellungsgerüst war am 23. November 1929 wieder abgebrochen. Bis dahin waren auch die Ausmauerungs- und Eindeckungsarbeiten beendet. Abb. 18 gibt ein Bild der fertigen Halle, Abb. 19 zeigt den Hallenkopf mit einem geöffneten Torflügel.

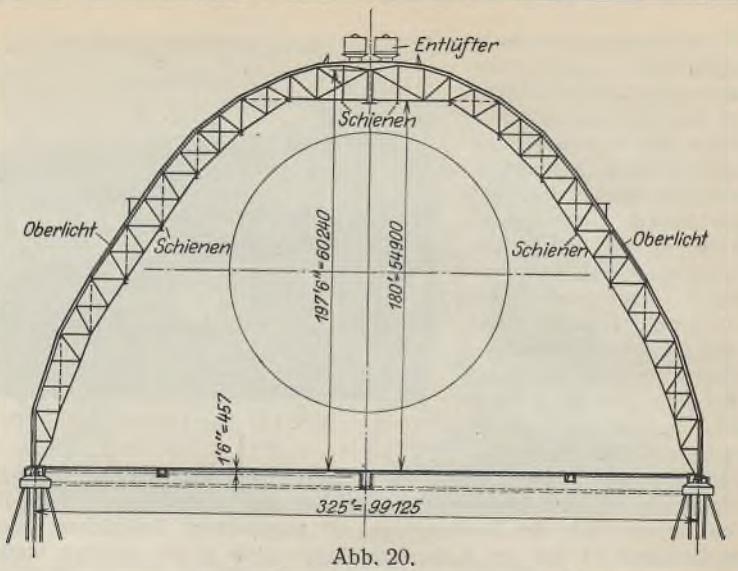


Abb. 20.

Etwa zur gleichen Zeit wurde in Akron (USA.) [1]) eine einschiffige Halle für die Goodyear Zeppelin Corporation mit einer Länge von 358 m, einer Breite von 99,8 m und einer Höhe von 54,8 m gebaut, deren Binder Parabelbögen sind (Abb. 20). Das Gesamtgewicht dieser Halle einschließlich Tore beträgt 7400 t. Beachtenswert sind die Gewichtsunterschiede für das Stahlgerippe beider Hallen. Es wiegt

die Halle Friedrichshafen:

3,25 kg/m³ umbauten Raumes = 150 kg/m² Grundfläche,

die Halle Akron:

5,70 kg/m³ umbauten Raumes = 220 kg/m² Grundfläche.

Dabei ist noch zu beachten, daß die Halle Akron mit dem leichten Wellblech mit Überzug eingedeckt ist.

An der Halle in Friedrichshafen arbeiteten unter Leitung der Gutehoffnungshütte elf Unternehmer in reibungsloser Zusammenarbeit. Jeder war bestrebt, das Beste seines Faches zu schaffen. Ohne jeden Unfall wurde der Bau errichtet. Das sei eine gute Vorbedeutung für das neue Luftschiff, das in dieser Halle entstehen und als Zeichen deutscher Gründlichkeit und Unternehmungslust in die weite Welt ziehen soll.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1930, Heft 11, S. 158.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlbaukonstruktion für ein Kesselhaus.

(Kammgarnspinnerei Stöhr & Co., AG., Leipzig.)

Von **H. Frömling**, Leipzig.

Dem dauernd steigenden Dampfverbrauch für Krafterzeugung und Heizzwecke war die vorhandene Kesselanlage nicht mehr gewachsen und mußte durch eine neuzeitliche Anlage ersetzt werden. Die beengten Platzverhältnisse im Zusammenhang mit der übrigen Kraftanlage gestatteten nur eine Erbauung des neuen Kesselhauses an der Stelle des alten, wobei lediglich eine kleine Verbreiterung und Verlängerung möglich war. Außerdem wurde von der Bauherrschaft die Forderung gestellt, daß während der ganzen Bauzeit für das Gebäude die alte Kesselanlage mit 50 % in Betrieb bleiben muß. Hierdurch und durch den stückweisen Abbruch des alten Gebäudes mußte von vornherein ein vollkommen programmäßiges Arbeiten gewährleistet werden.

Bei der Projektierung seitens der Bauherrschaft wurden in bezug auf die tragenden Baustoffe von verschiedenen Unternehmungen folgende Ausführungsarten vorgeschlagen:

1. Stahlbaukonstruktionen verschiedener Systeme,
2. Eisenbetonbau - Konstruktionen,
3. Gemischtbau-Konstruktionen, wobei die Bunker mit Stützen in Eisenbeton, die Überdachung des Kesselraumes in Stahl und die Unterstützung des Daches an den Außenseiten durch Mauerpfeiler gedacht waren.

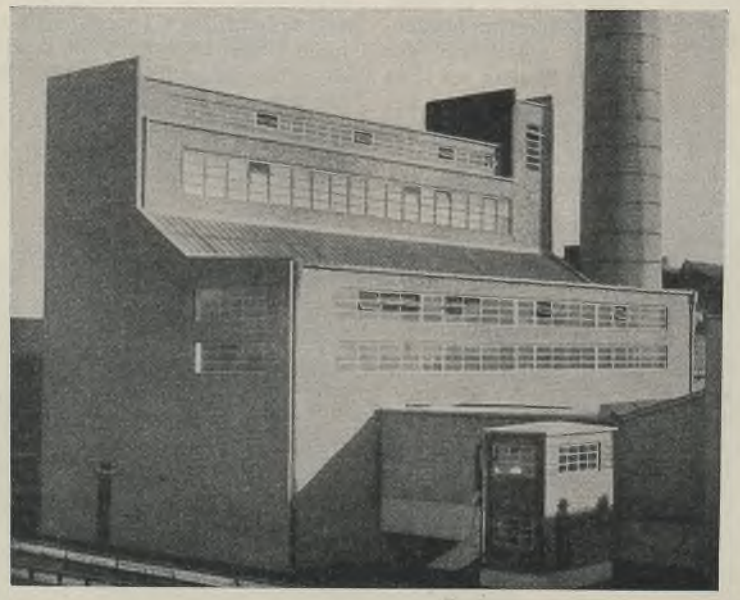


Abb. 4.
Das Kesselhaus in fertigem Zustande.

Die letztgenannte Ausführungsart, welche leider noch häufig in Vorschlag gebracht wird, ist statisch sehr ungeschickt, ja zum Teil sogar vollkommen unmöglich, da die horizontalen Windkräfte auf die frei stehenden Außenwände, in dem vorliegenden Falle insbesondere für die 15,61 m hohe Längswand hinter den Kesseln (Abb. 1), nur durch Aufwendung sehr großer Pfeilermassen einwandfrei zu den Fundamenten bzw. durch die Dachbinder zu dem stabilen Bunkergerippe übertragen werden können und bei der noch oft anzutreffenden willkürlichen Wahl der Pfeilerabmessungen eine einwandfreie Kraftübertragung überhaupt ausgeschaltet ist. Wirtschaftlich und statisch einwandfrei wird diese Gemischtbau - Konstruktion erst dann, wenn statt der Mauerpfeiler Stützen aus Stahl zur Verwendung gelangen.

Die Ausführungsart in Eisenbeton-Konstruktion stellte sich in diesem Falle teurer als die Stahlbau-

Konstruktion. Die Preisdifferenz dürfte hauptsächlich in der Dachkonstruktion über dem Kesselraum und in den verhältnismäßig gering belasteten schlanken Außenwandstützen — ähnlich den vorerwähnten Mauerpfeilern — zu suchen sein.

Auf Grund der vorgenannten Nachteile und mit Rücksicht auf das programmäßige Arbeiten auf der beengten Baustelle wurde für die Ausführung die Stahlbau-Konstruktion gewählt, wobei die in den Werkstätten fertig bearbeiteten Konstruktionsglieder beim Eintreffen auf der Baustelle schnell und ohne große Raumsperrung montiert werden konnten.

Die Abmessungen des Gebäudes (Abb. 1, 2, 3) ergaben sich zwangsläufig durch Aufstellung von vier Stück „Steinmüller-Sektional-Kesseln mit je 400 m² Heizfläche, 35 at Betriebsüberdruck" und der Forderung, daß für jeden Kessel ein Bunkerraum von 450 m³, also insgesamt 1800 m³, zur Verfügung stehen sollen. Für natürliche Belichtung aller Bedienungsstellen ist bestens Sorge getragen, denn die Fensterflächen in der 12 m hohen und 35,71 m langen Längswand „A" unter den Bunkern umfassen schon 250 m² = 60 % dieser Wandfläche, welche ohne Schwierigkeiten zwischen dem wenig Platz raubenden Stahlskelett untergebracht werden konnten.

Die gesamte Lichteinfallfläche für den Kesselraum (ohne die senkrechten Fenster in dem Entlüftungsaufbau) beträgt etwa 500 m², das sind 75 % der Gebäude-Grundfläche. Nach Fertigstellung hat sich diese Belichtung als günstig erwiesen. Durch die Anordnung eines auf die ganze Länge des Kesselhauses durchlaufenden Lüftungsaufbaues entsteht ein natürlicher Saugzug, welcher einerseits durch die senkrechte Bunkerwand, anderseits durch das schrägliegende Oberlicht mit darüberstehender Jalousiewand gebildet wird und alle nicht aufgefangenen Abdämpfe schnell ins Freie gelangen läßt. Ein weiterer Vorteil in der Anordnung dieses Lüftungsaufbaues liegt darin, daß die anliegende Bunkerwand nur als Innenwand dünner ausgeführt werden brauchte. Das Stahlskelett der Umfassungswände wurde 38 cm stark einschließlich Klinkerverblendung ausgemauert und ergibt die in Abb. 4 dargestellte Außenansicht. Die Verblendung des Stahlgerippes war kein unbedingtes Erfordernis, sie wurde hauptsächlich ausgeführt, um mit der Klinkerverblendung der angrenzenden Massivbauten Übereinstimmung zu erzielen.

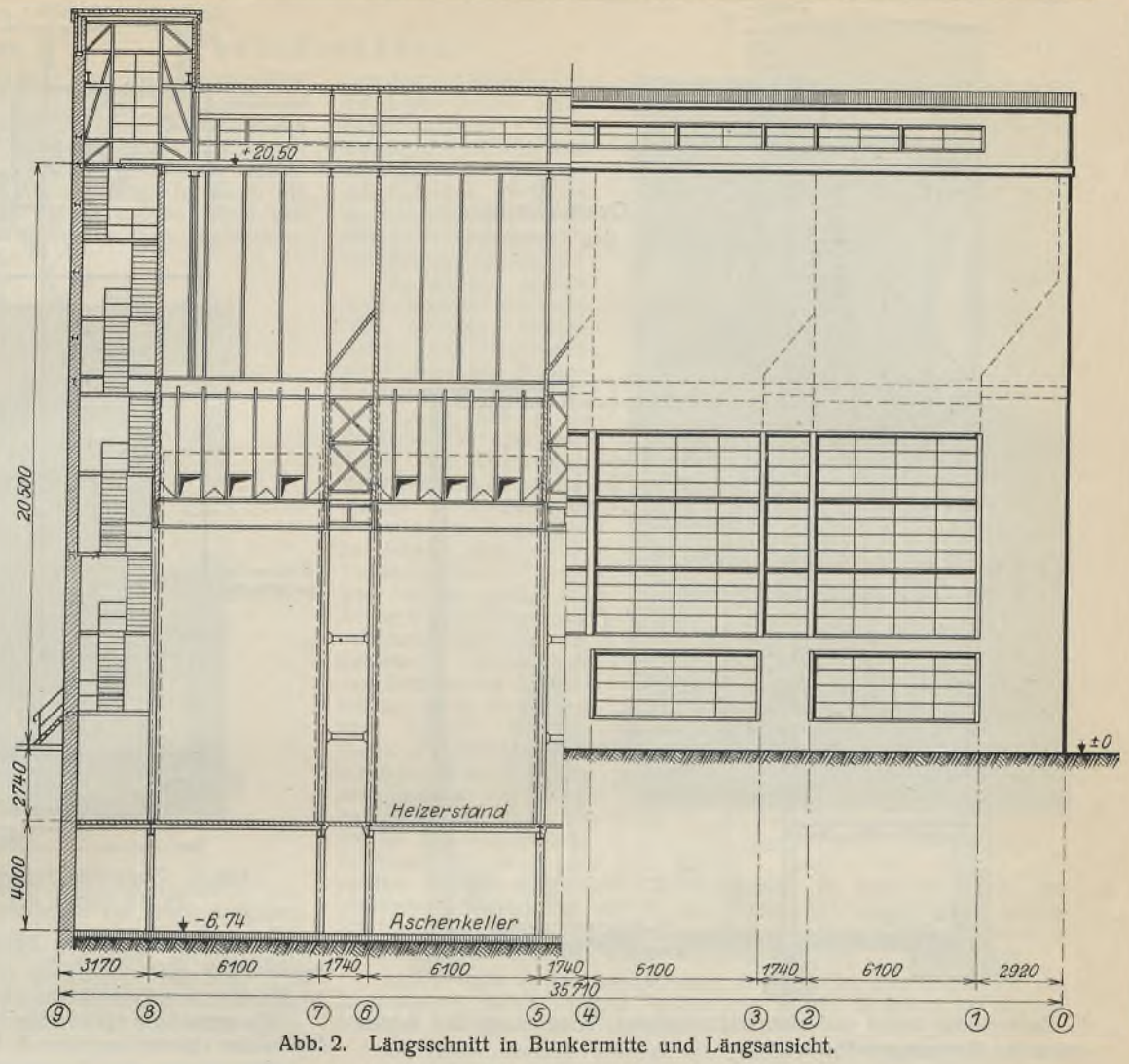


Abb. 2. Längsschnitt in Bunkermitte und Längsansicht.

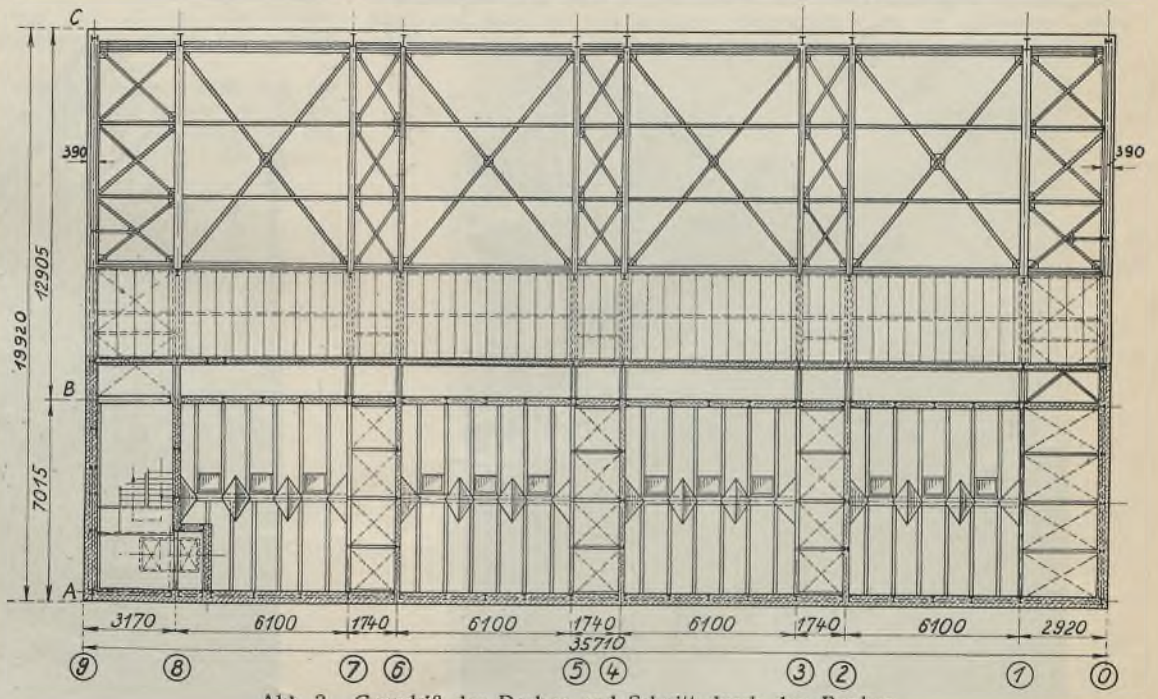


Abb. 3. Grundriß des Daches und Schnitt durch den Bunker.

Das statische System des Traggerippes geht aus Abb. 5 hervor und ist derart, daß alle anfallenden horizontalen Windkräfte auf den Bunkerteil mit Aufbau, durch Verstrebung in den Bunkerquertrennwänden, in die Ebene des Hauptdaches geleitet werden. In dieser Dachebene ist ein Windträger (Abb. 3) angeordnet, welcher seine Auflagerkräfte an Portale in den Giebelwänden absetzt. In gleicher Weise werden auch die anteiligen Windkräfte auf die Längswände übertragen, so daß die Stützen unterhalb der Bunker als Pendelstützen ausgebildet werden konnten und nur die Stützen der Längswände außer den senkrechten Lasten noch die geringen örtlichen Biegungsmomente infolge Wind aufzunehmen hatten. Die in Abb. 5 angegebenen Kräfte und Biegungsmomente beziehen sich auf eine Belastungsbreite von 4,50 m infolge Wind von rechts (Hofseite). Diese Auflösung der Konstruktion brachte gegenüber der Anwendung von Rahmenkonstruktionen oder eingespannten Stützen eine wesentliche Ersparnis an Konstruktionsgewicht bzw. an Fundamentmassen. Die Windkräfte auf die Giebelwände wurden in ähnlicher Weise wie bei den Längswänden aufgenommen, d. h. hierfür wurden in den Längswänden portalartige Verstrebungen angeordnet, so daß im Inneren des Gebäudes überall nur schlanke Konstruktionsglieder mit scharf umrissenen Ecken

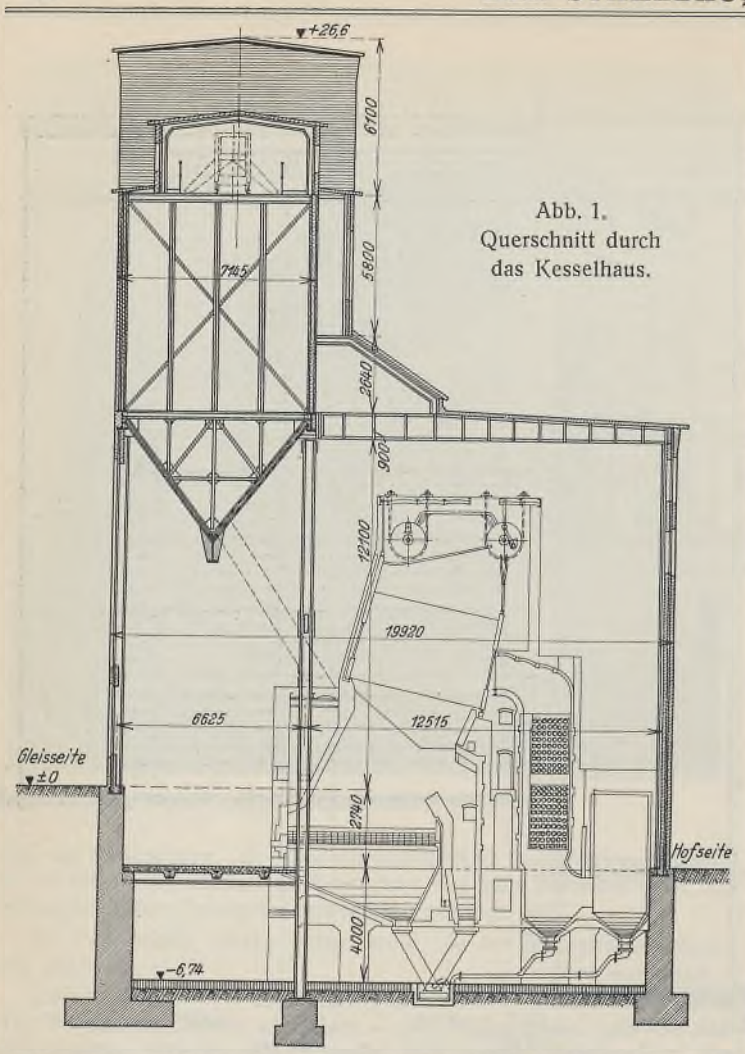


Abb. 1.
Querschnitt durch
das Kesselhaus.

in Erscheinung treten und eine weitestgehende Ausnutzung des lichten umbauten Raumes gewährleistet ist.

Mit den technischen Vorarbeiten wurde am 14. März 1928 begonnen.

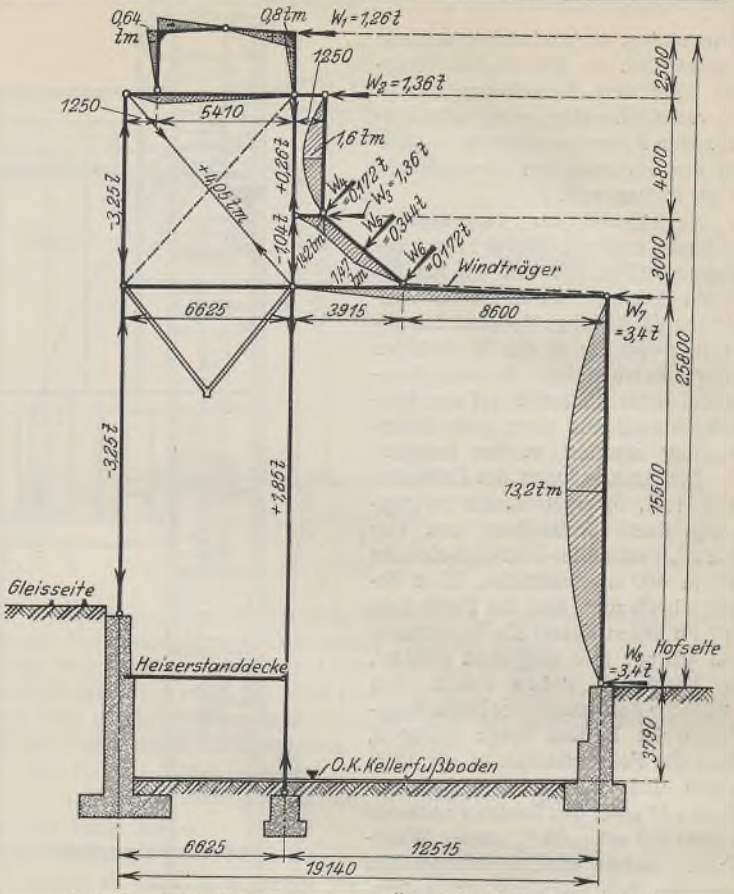


Abb. 5. Statisches System zur Überleitung der Windkräfte in die Ebene des Hauptdaches (Windträger).

dürfte wieder einmal der Beweis erbracht sein, daß mit der Stahlkonstruktion nicht nur billig, sondern auch schnell und mit Anpassung an die örtlichen Verhältnisse gebaut werden kann.

Die gesamte Projektierung und Ausführung der Gebäudekonstruktion lag in den Händen der Firma Eisenbau Reinhold Patzschke, Leipzig.

Abb. 6 gibt eine Ansicht während der Montage von der Hofseite

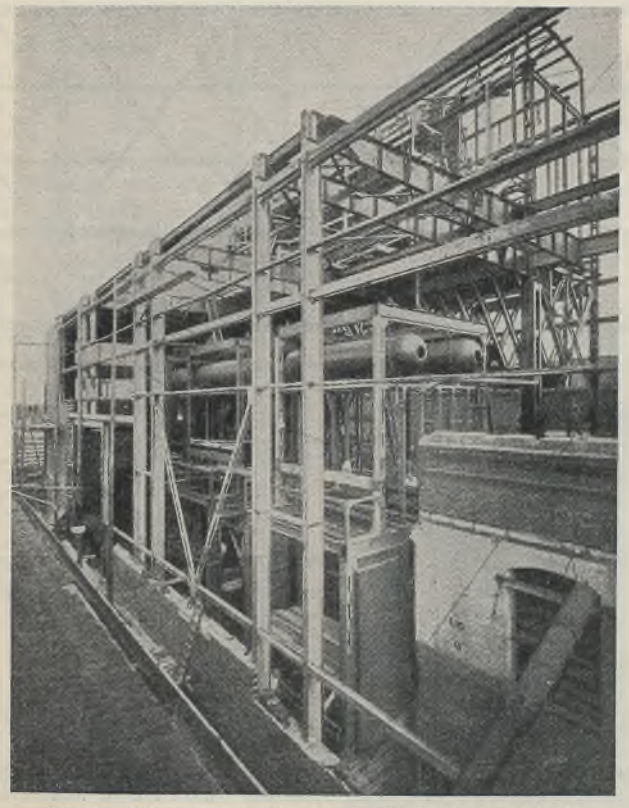


Abb. 6. Montageansicht von der Hofseite (s. Abb. 1).

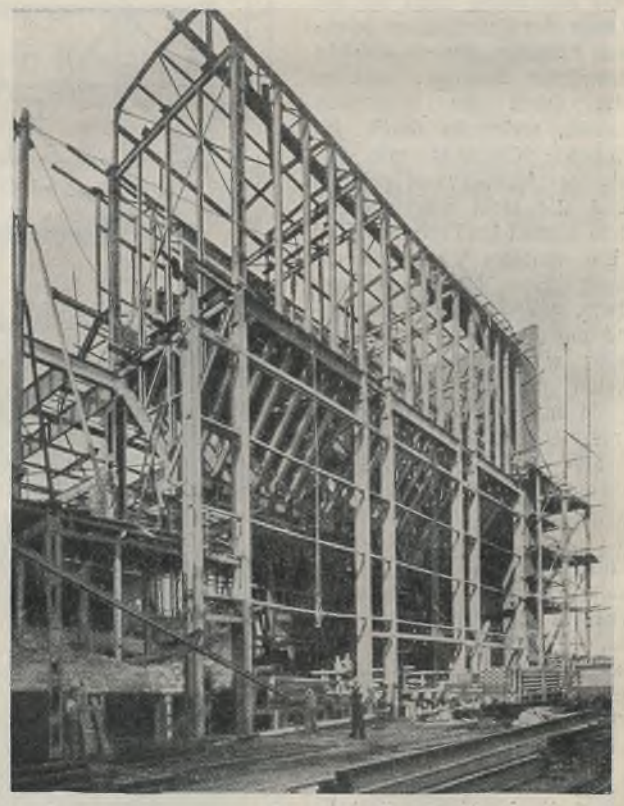


Abb. 7. Montageansicht von der Gleisseite (s. Abb. 1).

Die ersten Fundamente standen am 1. Mai für die Montage der Stahlkonstruktion zur Verfügung, und die Stahlkonstruktion zur Unterbringung von zwei Kesseln war bereits am 30. Mai 1928 montiert. Hierdurch (Reihe C), Abb. 7 eine solche von der Gleisseite (Reihe A) wieder. In beiden Abbildungen ist das Ineinandergreifen der neuen mit der alten Konstruktion deutlich zu erkennen.

Verschiedenes.

Vom Massentransport in den Betrieben des Industriebezirks. Der Verkehr im rheinisch-westfälischen Industriebezirk ist vorwiegend auf Massentransport eingestellt. So sind die Frachteinnahmen der Reichsbahn zum wesentlichen Teile durch die Massentransporte dieses Bezirks gegeben, und auch der überragende Anteil des Rheins und seiner Nebenstraßen am Gesamtverkehr der deutschen Wasserstraßen ist durch die Massentransporte des Ruhrbezirks bedingt. Diese Tatsache ergibt sich ohne weiteres daraus, daß hier Kohle und Eisen ihr Hauptproduktionsgebiet haben.

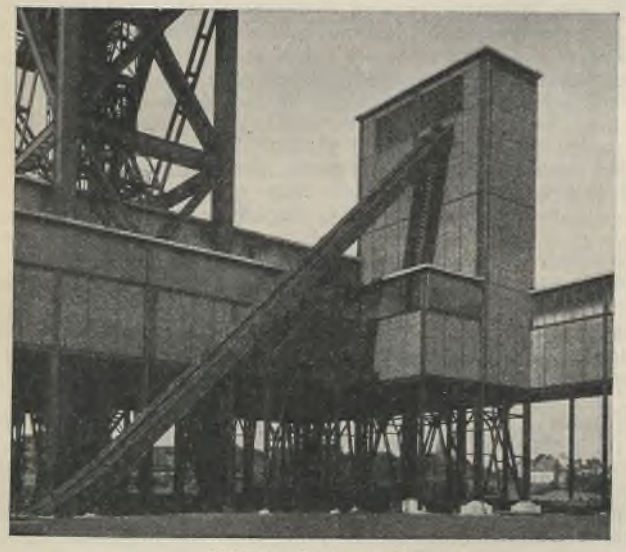


Abb. 1. Becherwerk.

Es sei aber auch daran erinnert, daß nicht allein der öffentliche Verkehr durch die Zusammenballung der Gütermengen vor große Aufgaben gestellt ist, wenn er befähigt sein soll, sie schnell und billig an ihre Bestimmungsstelle zu führen. Auch jede Produktionsstätte, sei sie bergbaulicher oder industrieller Natur, ist darauf angewiesen, ihre Roh- und Halbstoffe sowie ihre Fertigwaren und etwaige Abfallstoffe zweckmäßig und billig dort hinzuleiten, wo es der Gewinnungs- oder Fabrikationsgang erfordert. Es ist nicht zuviel gesagt, daß die Rentabilität der meisten Betriebe mit der richtigen Wahl und Anwendung der Transporteinrichtungen steht und fällt, und es ist die ständige Sorge jeder Zechen- oder Werksleitung, die an sich unproduktiven Transportkosten so niedrig wie möglich zu halten.

Für den Konstrukteur dieser Transporteinrichtungen bieten sich die mannigfaltigsten Aufgaben dar, deren wirtschaftlichste Lösung zu finden oft ein großes Maß an Erfahrung und Einfühlungsmöglichkeit in die Eigenart der betreffenden Betriebe verlangt. Unter der Zahl der Firmen,



Abb. 2. Schrägaufzug.

welche die Konstruktion und Herstellung genannter Einrichtungen aufgenommen haben, befindet sich auch die Firma C. H. Jucho, die vermöge ihrer ständigen Fühlung mit den Zechen, Hüttenwerken und sonstigen industriellen Betrieben im Ruhrbezirk bereits deren Betriebswünsche genau kannte, ehe sie sich dazu entschloß, der Fabrikation näherzutreten. Als besonderer Zweig derselben hat sich dabei die Herstellung von Kranen entwickelt.

An einigen Ausführungsbeispielen soll lediglich gezeigt werden, welche Form die Bewältigung irgendeines Massentransportes erfordert. So stellt z. B. Abb. 1 ein Becherwerk für eine große Zeche im Dortmunder Bezirk dar, das dazu dient, die in Eisenbahnwagen eintreffenden Berge aufzunehmen und einem Vorratsbunker zuzuführen. Von diesem erfolgt der Abzug auf der Hängebank vermittels elektrisch angetriebener Jucho-Gurtverschlüsse in die Grubenwagen und die Zuführung zum Schacht, wo die Berge als Versatz Verwendung finden. Gerade dem Problem des Bergetransports, das für die Zechen z. T. von größter Bedeutung ist, wird besondere Sorgfalt zugewandt. Bemerkenswert ist auch die Länge des gelieferten Becherwerks mit 51 m. Seine Leistungsfähigkeit beträgt 100 t/h. Eine weitere Bergebunkeranlage, bei welcher das Becherwerk durch einen Schrägaufzug ersetzt ist, zeigt Abb. 2.

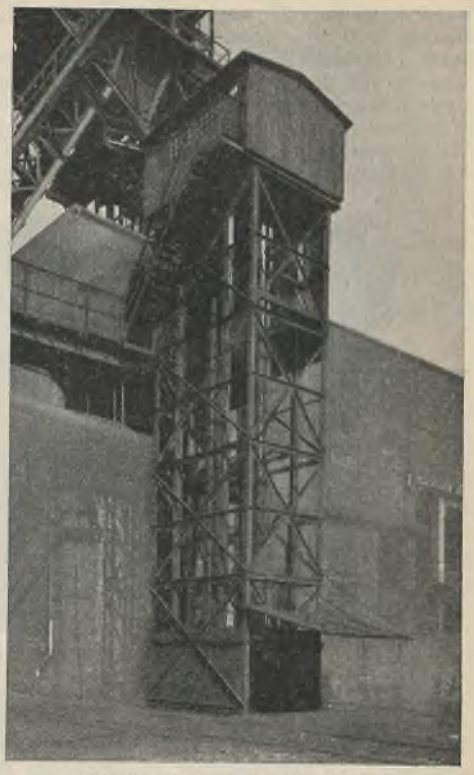


Abb. 3. Aufzug für Grubenholz.

Abb. 3 stellt einen Materialaufzug ebenfalls für eine Zeche dar, der hauptsächlich für Grubenholz Verwendung findet. Er leistet bei doppeltrümiger Ausführung (4 t Traglast) rd. 120 t/h.

An einem anderen Beispiel sei gezeigt, wie Schwierigkeiten bei der Erzverladung aus dem Schiff in die Eisenbahnwagen zu umgehen sind, und dabei auf den in Abb. 4 dargestellten, für ein Hüttenwerk ausgeführten fahrbaren Erzbunker hingewiesen. Es hatte sich als störend

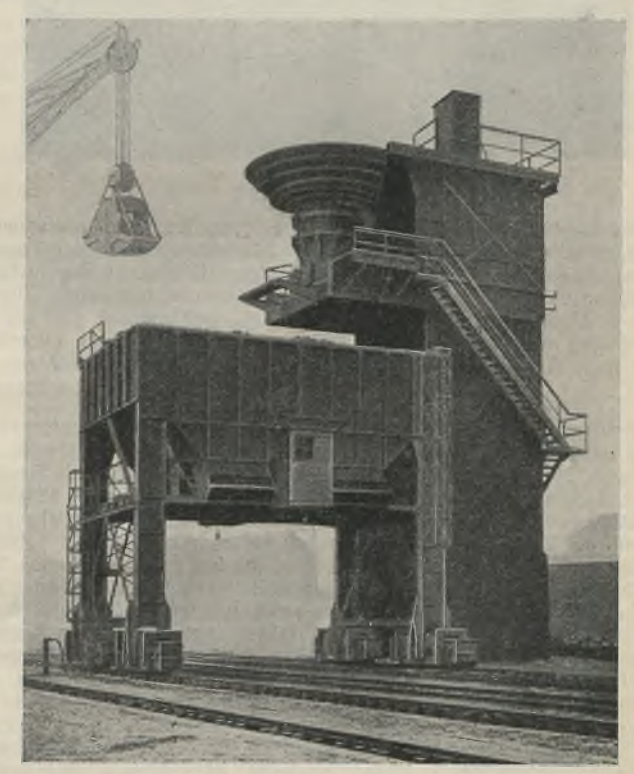


Abb. 4. Fahrbarer Erzbunker.

herausgestellt, daß der Greiferkran beim Ausladen der Erze in die Wagen seine Tätigkeit unterbrechen mußte, wenn die Wagen verschoben wurden oder die leeren zur Beladung nicht sofort herangeführt werden konnten.

Durch die Aufstellung des fahrbaren Erzbunkers, der rd. 200 m³ Erz faßt, kann die Schiffsentladung ohne Unterbrechung und Zeitverlust weitergeführt werden, wenn auch augenblicklich keine Wagen zur Stelle sind. Der Bunker wird so aufgestellt, daß er sich im Arbeitsbereich des Greiferkrans befindet. Wird dieser verfahren, so geschieht das auch mit dem Bunker, und damit wird auch ein Verholen des Schiffes überflüssig. Der Bunker überspannt zwei Gleise, über deren Achse jeweils zwei elektrisch betriebene Abziehschieber angeordnet sind, um eine schnelle Beladung der Wagen vornehmen zu können. Die Bedienung des Fahrantriebs sowie der Schieber erfolgt vom Führerhaus am Bunker.

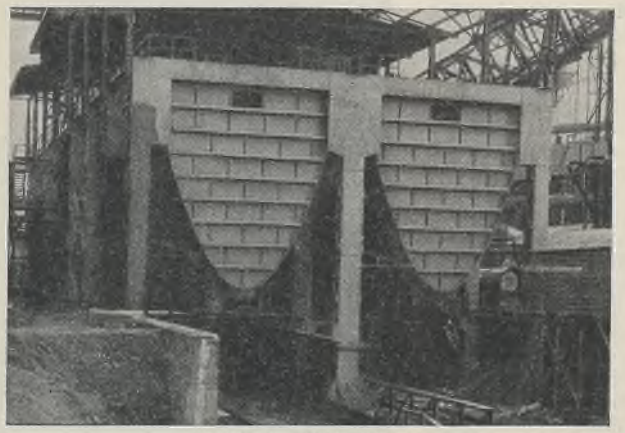


Abb. 5. Erzbunker.

In Abb. 5 sind feststehende Erzbunker gezeigt, an denen die elektrisch angetriebenen Gurtverschlüsse eigener Bauart von Interesse sind. Mit ihrer Hilfe ist es möglich, einen glatten, ungestörten Abzug der Erze vorzunehmen. — Ein elektrisch angetriebenes Transportband für eine Mühle ist in Abb. 6 dargestellt. Das Band ist in einer Brückenkonstruktion verlagert, die eine Straße überspannt.



Abb. 6. Elektrisch angetriebenes Transportband.

Hier kann nur andeutungsweise an einigen Beispielen nachgewiesen werden, welche Vorteile gut durchdachte Einrichtungen für den Transport irgendwelcher Güter mit sich bringen können. Bestimmte Regeln für die Anwendung einzelner Typen von Transporteinrichtungen aufzustellen, erscheint bedenklich, denn gerade bei der Massenförderung sind die Voraussetzungen meist von Fall zu Fall anders und erfordern eingehende Vorarbeiten, die zu den verschiedensten Lösungen führen können.

Dr.-Ing. L. Caemmerer.

Vortrag Dengler in Erfurt. Im Architekten- und Ingenieurverein Erfurt hielt Herr Regierungsbaumeister Dengler am Mittwoch, den 19. Februar 1930, einen Vortrag über das Thema: „Stahl als Baustoff". An Hand eines eingehenden Diapositiv-Materials sowie ausgelegter Zeichnungen über die Konstruktionselemente des Stahlskelettbaues beleuchtete der Vortragende im ersten Teil seines Vortrages in vergleichender Weise die Entwicklung des deutschen und amerikanischen Stahlskelettbaues. Die Tatsache, daß Amerika 70 % seines Baustahls für den Hochbau verwendet, sollte uns recht wohl erkennen lassen, daß wir noch im Anfang dieser Entwicklung stehen und daß diese Bauweise die Zukunft für sich hat. Nach den letzten Angaben sind insgesamt 2,7 Mill. Tonnen für den Hochbau in Amerika verarbeitet worden. Von der Einführung des amerikanischen Rippenstreckmetalls verspricht sich Dengler eine starke Förderung des Stahlskelettbaues, die an sich für Deutschland eine Frage der Füllbaustoffe ist, da die Wirtschaftlichkeit der Stahlskelettkonstruktionen längst erwiesen ist. Dieses amerikanische Rippenstreckmetall hat gegenüber dem bisherigen von uns verwendeten Streckmetall den Vorteil größerer Steifigkeit, so daß das Eindrücken beim Verputzen vermieden wird.

An einigen typischen amerikanischen Bauwerken, z. B. an dem Channin-Haus, wurde gezeigt, mit welcher Regelmäßigkeit und Schnelligkeit der Aufbau eines solchen Stahlskelettbaues vor sich geht. Typisch ist dabei, daß der Innenausbau in den unteren Stockwerken bereits beginnt, während in den höher gelegenen Stockwerken noch das Stahlskelett errichtet wird. Andere Stahlskelettbauten von kleineren Höhen, wie sie in Europa gebräuchlich sind, ließen anderseits erkennen, wie unter dem Schutze des Daches die Ausmauerung der Umfassungswände und der Innenausbau vor sich geht.

Bei der Betrachtung über die Preisverhältnisse für verschiedene Baustoffe wies der Redner mit Nachdruck darauf hin, daß im Gegensatz zu den übrigen Baustoffen, die heute einen Index von 1,8 gegenüber der Vorkriegszeit haben, der Stahl nur 20 bis 30 % teurer geworden ist. Im Zusammenhange damit warnte der Vortragende davor, den Kostenvergleich von Massivbauten und Stahlskelettbauten auf der Basis des Preises je m³ umbauten Raumes vorzunehmen. Vielmehr sei erforderlich, um einen wahren Kostenvergleich anstellen zu können, den Zeitgewinn und damit den Zinsgewinn durch schnelleres Bauen, sowie die Umbaumöglichkeit[1]) der Gebäude in Betracht zu ziehen. Auch der Raumgewinn soll durch die Anwendung des Stahlskelettbaues — dünne Wände, schwache Säulen — keinesfalls unterschätzt werden.

Einen markanten Unterschied machte der Vortragende zwischen Stahlhäusern und Stahlskelettbauten, der leider in vielen Kreisen und in der Tagespresse oftmals verwischt würde. Er betonte hierbei, daß sich gewisse Bedenken an der Entwicklungsfähigkeit des Stahlhausbaues in Deutschland keinesfalls auf den Stahlskelettbau übertragen lassen, da dieser seine Eignung und Wirtschaftlichkeit schon längst erwiesen hat und an sich doch garnichts Neues ist.

Besonders die Herren Architekten wies der Redner darauf hin, daß der Werkstoffausschuß des Deutschen Normenausschusses das für Baukonstruktionen verwendete Eisen in Übereinstimmung mit dem Auslande, das nur den Begriff „Stahl" kennt, als Stahl (St 37) bezeichnet.

Die Feuers- und Rostgefahr der Stahlskelettbauten sei bei den uns heute zur Verfügung stehenden Mitteln an sich keine „Gefahr" mehr. Vielmehr wird mehr darüber geschrieben, als sich Schäden dieser Art ergeben haben. Dagegen lassen sich Gegenbeweise sehr wohl anführen. Eine Ummantelung der Stützen ist selbstverständlich hierzu unerläßlich. Der Redner hält Kiesbeton für die beste Ummantelung. Der Stahl liegt dann unter einer tieferen Betonschutzschicht als die dünnen Zugeisen in den üblichen Eisenbetonträgern. Terrakotta soll bei großer Hitze abspringen. Besondere Aufmerksamkeit widmen heute die Stahlwerke im Interesse weiterer Rostgefahrverminderung der Herstellung von gekupferten Stählen.

Für ihre eigenen Bauten setzen diese Werke neuerdings das Stahlfachwerk ihrer Gebäude der Witterung aus, um das Rosten dieser gekupferten Stähle im Vergleich zu dem gebräuchlichen Stahl (St 37) zu beobachten.

Bei der Ausbildung der Umfassungswand wies der Redner darauf hin, daß Korkstein sich überall als Mittel gegen Kältebrücken sehr gut bewährt hat. Die isolierende Luftschicht in der Ausfachung braucht seiner Ansicht nach nicht stärker als 5 bis 6 cm zu sein, denn mit einer, selbst erheblichen Vergrößerung dieses Maßes ist nur eine ganz geringfügige Verbesserung der Isolierfähigkeit verbunden.

In Lichtbildern zeigte der Vortragende einige typische Wandausbildungen, die er einer kritischen Betrachtung unterzog. Auf diesem Gebiet sind in letzter Zeit bedeutende Fortschritte gemacht worden — besonders Hohlziegel in größeren Formaten haben sich gut eingeführt —, und die Zeit dürfte nicht mehr fernliegen, wo auch hier eine strenge Scheidung zwischen brauchbarem und unbrauchbarem Baustoff eingetreten und damit diese Frage der Füllbaustoffe gelöst ist. Besondere Erwähnung widmete der Vortragende noch dem Staußziegel-Rahmenbau, der sich neuerdings bei einer Siedlung in Kottbus ganz besonders gut bewährt haben soll. Allerdings dürfte sich diese Bauweise nicht im strengen Winter anwenden lassen, da sie an sich keine Trockenbauweise ist, aber nach den Erfahrungen des Redners eine wesentlich kürzere Trockenzeit erfordert als Massivbauten. Welch hohe Anforderungen der Stahlskelettbau heute zu erfüllen in der Lage ist, erhellt aus der Tatsache, daß selbst Krankenhäuser (z. B. Waiblingen, Danzig usw.), die eine besonders schwierige Berücksichtigung der Schall- und Wärmeisolierungen bedingen, zur vollen Zufriedenheit der Unternehmer als Stahlskelettbauten ausgeführt worden sind. Etwas näher ging der Vortragende auf den Stahlskelettbau des Verwaltungsgebäudes der Vereinigten Stahlwerke in Dortmund ein, das er selbst mit erbaut hat. Auch hier wies er die Eignung dieser Bauweise für Gebäude solcher Ausmaße eindringlich und klar nach. Unabhängigkeit des Bauvorganges von Jahreszeit und Witterung und besonders die dem Stahlskelettbau eigentümliche Umbaumöglichkeit haben sich bei diesem Gebäude ganz besonders bewährt.

Nicht unerwähnt soll bleiben, daß der Redner die großen Vorteile der Torkretrüstungen für den Stahlskelettbau an Bauergebnissen nachwies.

Einen schönen Abschluß bildeten die näheren Ausführungen über das erst kürzlich erstellte Stahlskelett des Bibliothekgebäudes des Deutschen Museums in München, wobei für deutsche Verhältnisse geradezu Rekordzeiten bei der Montage erzielt wurden.

Nach dem Vortrag wurden zwei interessante Filme über die Stahlerzeugung und über die Errichtung des ersten Fabrikhochhauses Europas (Siemens Schaltwerk) vorgeführt.

[1]) Siehe „Stahlbau" 1930, Heft 3, S. 36.

INHALT: Die neue Luftschiffhalle in Friedrichshafen. — Stahlbaukonstruktion für ein Kesselhaus. — Verschiedenes: Vom Massentransport in den Betrieben des Industriebezirks. — Vortrag Dengler in Erfurt.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 4. April 1930 | Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Der Stahlbehälterbau.

Von Oberingenieur **E. Kottenmeier**, Hannover-Herrenhausen.

(Schluß aus Heft 5.)

Was schließlich die Festigkeitsberechnungen der Stahlbehälter betrifft, so kann vorweg gesagt werden, daß bei kleineren Gefäßen eine Berechnung gewöhnlich nicht erforderlich ist, weil die Blechstärken aus praktischen Gründen (Dichtnietung usw.) ein gewisses Mindestmaß bedingen. Bei den größeren und neueren Konstruktionen, bei denen die Wandungen und Böden aus einer gesetzmäßigen Umdrehungsfläche (Zylinder, Kegel, Kugel) gebildet werden, gestaltet sich die Untersuchung im Grunde genommen einfach, soweit es sich um die Spannungsverhältnisse in den eigentlichen Behälterwandungen handelt. Für Wandungen dagegen, die gleichzeitig als Ringträger wirken, Auflagerringe auf einzelnen Stützen, Druckringe und Druckversteifungen usw., die einer vielseitigeren Inanspruchnahme ausgesetzt sind, eröffnen sich schwierigere Probleme. Das gleiche trifft zu für Behälter, die in eckiger Form, also mit ebenen Böden und Wänden ausgeführt werden, deren strenge Untersuchungen, obgleich von Grashof, Bach, Föppl u. a. eingehend behandelt, heute noch zu den schwierigsten Problemen der Festigkeitslehre gehören. Das hat seinen Grund hauptsächlich in der hochgradigen Unbestimmtheit der räumlichen Konstruktionen, so daß in vielen Fällen das praktische und statische Gefühl der langjährig erfahrenen Ingenieure über die Schwierigkeiten hinweghelfen muß, zumal auch von der Wissenschaft Konzessionen gemacht werden, um zu Berechnungsformeln zu gelangen, die sich für den Konstruktionstisch eignen.

Für die Berechnungsmethoden sei daher auf die eingehende Literatur von Grashof, Bach, Intze, Barkhausen, Engeßer, Forchheimer, Reissner, Meissner usw. verwiesen. — Erläuternd soll hierzu folgendes dargelegt werden:

Die Gleichung der elastischen Linie eines Balkens, welcher von einem Momente M ergriffen wird,

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M_x}{EJ} = \frac{1}{\varrho} \tag{4}$$

hat zur Voraussetzung, daß der Balken bei der Biegung an der Ausdehnung seiner Zugfasern bzw. Zusammendrückung seiner Druckfasern seitlich nicht behindert wird. Wird diese seitliche Bewegung aber, wie das bei einer Platte der Fall ist, verhindert, so ist streng genommen eine Korrektur des Elastizitätsmaßes vorzunehmen. Für einen aus einer Platte herausgeschnitten gedachten Streifen gilt mit den üblichen Bezeichnungen:

in der Längsrichtung: $$\varepsilon_1 E = \sigma_x - \frac{\sigma_y}{m} \tag{5}$$

in der Querrichtung: $$\varepsilon_2 E = \sigma_y - \frac{\sigma_x}{m} \tag{6}$$

worin $\frac{1}{m} = \mu$ die Poissonsche Zahl der Querdehnung mit $m = 3$ bis 4 bedeutet. Setzt man den Wert σ_y aus Gl. 6 in Gl. 5 ein; so erhält man für den zweiachsigen Spannungszustand die sogenannte reduzierte Dehnung zu

$$\varepsilon_1 + \frac{\varepsilon_2}{m} = \frac{\sigma_x}{E}\left(1 - \frac{1}{m^2}\right),$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma_x}{E}(1 - \mu^2) \tag{7}$$

Da man für $1 - \mu^2$, da μ^2 klein, auch den angenäherten reziproken Wert $\frac{1}{1+\mu^2}$ setzen kann, so findet man in der oben angeführten Literatur $\varepsilon = \frac{\sigma_x}{E(1+\mu^2)}$, so daß in der weiteren Entwicklung die Gleichung der elastischen Linie dann in der Form

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M_x}{EJ(1+\mu^2)} \tag{8}$$

erscheint.

Betrachtet man nun den vorerwähnten Streifen einer auf Trägern in der Entfernung $2l$ gelagerten ebenen Platte und stellt nach Abb. 49 das Angriffsmoment M_x an der Stelle x (für eine Belastung p je Längeneinheit) auf, so findet sich bei festgehaltenen aber drehbaren Enden

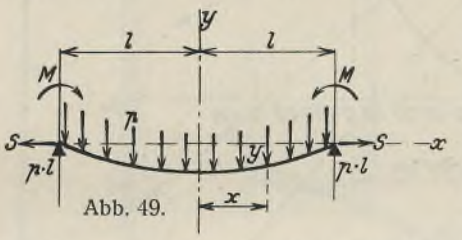


Abb. 49.

$$M_x = \frac{p\,l^2}{2} - \frac{p\,x^2}{2} - Sy,$$

daß also in dieser Momentengleichung die Größe y vorkommt, die ihrerseits als Ordinate der elastischen Linie, die zur Beurteilung der Spannungen gesucht wird, noch unbekannt ist. Die Lösung der entstehenden Differentialgleichung von der zweiten Ordnung mit abhängiger und unabhängiger Variablen führt auf eine transzendente Form, die immerhin für den praktischen Gebrauch einer gewissen Bequemlichkeit entbehrt. Berücksichtigt man ein- oder beiderseitige Einspannung, wie dies der Wirklichkeit meistens entspricht, so tritt eine weitere Unbekannte hinzu, wenngleich die Rechnung sonst die gleiche bleibt. Dieser Umstand veranlaßte Engeßer dazu, ein Näherungsverfahren anzugeben, welches in dem Buche von Forchheimer über „Ebene und gekrümmte Behälterböden" ebenfalls angeführt ist. Das Verfahren sieht vor, daß ein Teil der Belastung p, etwa $\propto p$, von dem Streifen als Balken getragen wird und diesen auf Biegung beansprucht, während der restliche Teil der Belastung, also $(1 - \propto) p$, von dem unter dem Einfluß von $\propto p$ sich durchgebogenen Streifen als Kette bzw. Seil aufgenommen wird und die entsprechende Zusatzbeanspruchung S hervorruft. Es entstehen hierbei 3 Unbekannte, und zwar: der Teilungsfaktor $\propto$, die Durchbiegung y_0 und die Spannkraft S.

Läßt man nun an Stelle der elastischen Linie die Annahme eines flachen Parabelbogens gelten, für den die Längenänderung zwischen dem Bogen und der Sehne $2l$ etwa $\frac{4}{3} \cdot \frac{y_0^2}{l}$ und also die Dehnung $\varepsilon = \frac{2}{3} \cdot \frac{y_0^2}{l^2}$ beträgt, so entsteht die nachfolgende Gleichung (9) durch Substitution der beiden Unbekannten $\propto$ und S in der Weise, indem man zuerst $\propto$ aus der Durchbiegung y_0 des einfachen Balkens infolge der Teilbelastung $\propto p$, und zwar in der Form

$$\propto p\, l^2 = \frac{2\,\delta^3 E(1+\mu^2)}{5\,l^2} \cdot y_0$$

in den Ausdruck für den Biegungspfeil gleichen

$$y_0 = \frac{(1-\propto) p\,(2l)^2}{8\,S} \quad \text{bzw.} \quad y_0 + \frac{\propto p\, l^2}{2S} = \frac{p\, l^2}{2S}$$

einsetzt und dann die hierin vorkommende Spannkraft S durch die Dehnung $\varepsilon = \frac{\sigma}{E(1+\mu^2)} = \frac{2}{3} \cdot \frac{y_0^2}{l^2}$, und zwar für den Streifen von der Breite 1 durch den Wert

$$S = \sigma\,\delta = \frac{2}{3} \cdot \frac{y_0^2}{l^2} \cdot \delta E(1+\mu^2)$$

ausdrückt.

Bezeichnet man die angenommene Blechdicke mit δ, so erscheint zunächst y_0 in Form einer kubischen Gleichung, und zwar:

$$y_0^3 + \frac{3}{10} \cdot \delta^2 y_0 - \frac{3}{4} \cdot \frac{p\, l^4}{\delta E(1+\mu^2)} = 0, \tag{9}$$

die man am besten durch Probieren löst oder, was äußerst zweckmäßig ist, graphisch behandelt, indem man die vorstehende Gleichung in die beiden Simultansysteme, und zwar in die kubische Parabel $y = y_0^3$ und in die gerade Linie $y = -\frac{3}{10} \cdot \delta^2 y_0 + \frac{3}{4} \cdot \frac{p\, l^4}{\delta E(1+\mu^2)}$ zerlegt. Der Schnittpunkt der Geraden mit der Parabel liefert dann die gesuchte Durchbiegung. In Abb. 50 ist die Darstellung für $2l = 100$ cm, eine

Wassertiefe von 2,50 m ($p = 0{,}25$ kg/cm²) und für verschiedene Blechstärken $\delta = 6$ bis 14 mm durchgeführt. So findet sich z. B. für die Blechstärke $\delta = 10$ mm eine Durchbiegung von $y_0 = 0{,}67$ cm.

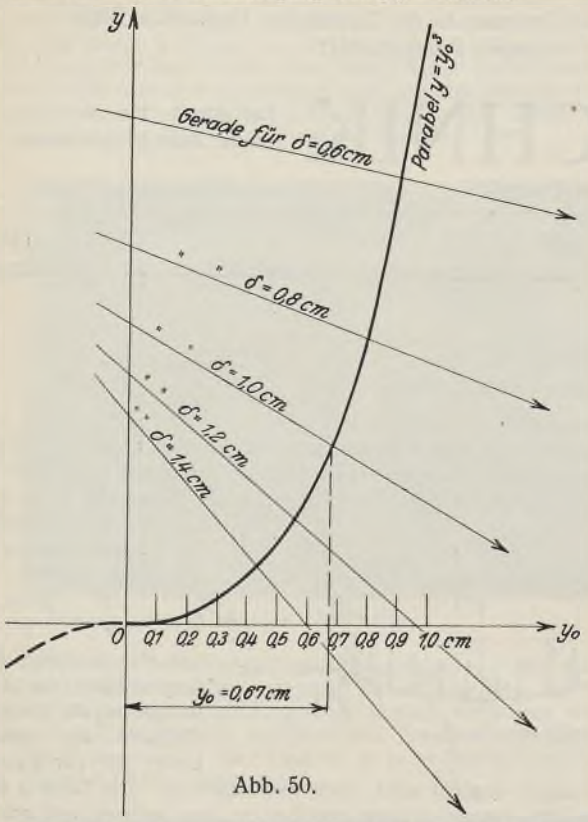


Abb. 50.

Ist y_0 gefunden, dann ergibt sich α aus der Beziehung:

$$\alpha = \frac{2}{5} \cdot \frac{\delta^3 E (1 + \mu^2)}{p\, l^4} \cdot y_0 \tag{10}$$

welcher Wert auch in anderer Form

$$\alpha = \frac{1}{\frac{10}{3} \cdot \frac{y_0^2}{\delta^2} + 1} \tag{11}$$

geschrieben werden kann, und schließlich die Spannkraft

$$S = \frac{(1 - \alpha)\, p\, l^2}{2\, y_0}. \tag{12}$$

Untersucht man einen Streifen von der Breite 1, so ergibt sich aus der Zugkraft S und bei fester, aber drehbarer Endlagerung aus dem Moment in der Mitte:

$$\sigma_{max} = \frac{S}{\delta} + \frac{3\, \alpha\, p\, l^2}{\delta^2}. \tag{13}$$

Sind die Enden außerdem eingespannt, so liegt das absolute Maximum des biegenden Momentes und damit auch σ_{max} über den Stützträgern. Im übrigen ist die Rechnung die gleiche wie vor, nur ist, da für den Biegungsanteil in den Entfernungen $x_0 = 0{,}21$ der Spannweite $2\,l$ oder 0,42 der halben Spannweite l Momentennullpunkte eintreten, in den vorstehenden Gleichungen für y_0, α und S für l der Wert $0{,}58\,l$ zu setzen. Man erhält dann für die größte Beanspruchung über den Stützen

$$\sigma_{max} = \frac{S}{\delta} + \frac{2\, \alpha\, p\, l^2}{\delta^2}. \tag{14}$$

Die Beanspruchung wird dann nicht, wie man erwarten sollte, kleiner, sondern größer. Das hat seinen Grund in der kleineren Durchbiegung y_0, wodurch die Spannkraft S größer wird, während der Biegungsanteil über den Stützen nicht in dem gleichen Maße geringer ausfällt. In Wirklichkeit werden die Verhältnisse günstiger, weil das Blech über den Stützen stärker nachgeben, y_0 sich daher vergrößern und damit die Spannkraft S und also auch σ_{max} geringer ausfallen wird.

Für ebene Böden als runde Scheibe kann die Berechnung sinngemäß durchgeführt werden; doch läßt man solche Böden von vornherein etwas durchhängen, was die Beanspruchung wesentlich herabsetzt. Bei flachem Bogen, bei denen das Verhältnis der Pfeilhöhe zur Sehne $f : s$ klein ist, kann man dann die Beziehung gelten lassen, die für den Krümmungsradius bei einer Parabel zutrifft: $r = \frac{s^2}{8 f}$. Man errechnet auf diese Weise den Krümmungsradius und mit diesem, wenn φ das Güteverhältnis des durch Nietlöcher geschwächten Blechquerschnittes ist, die Beanspruchung:

für Zylinderbleche $$\sigma = \frac{r\, p}{\varphi\, \delta}, \tag{15}$$

für Kugelbleche $$\sigma = \frac{r\, p}{2\, \varphi\, \delta}. \tag{16}$$

Auch bei ebenen Böden und Wänden eckiger Behälter läßt sich das vorstehende Verfahren, wenn man den Biegungspfeil zwischen den Versteifungen, der durch die Last selbst entsteht, ermittelt hat, mit guter Annäherung anwenden. Wie schon erwähnt, werden die Beanspruchungen bedeutend geringer und die Biegung verschwindet gänzlich, wenn man einen runden Boden so weit durchhängen läßt bzw. ihn gleich so ausbildet, daß er eine Umdrehungsfläche bildet. Dieser Gedanke veranlaßte Dupuit zu seiner Konstruktion und ebenfalls Intze und Barkhausen. In diesen Behälterkonstruktionen treten Biegungsspannungen in dem früheren Sinne nicht mehr auf. Man unterscheidet dabei grundlegend Spannungen im Sinne der Meridiane S und solche im Sinne der horizontalen Schnittkreise T. Die bekannte Beziehung zur Berechnung vorstehender Spannkräfte läßt sich ausdrücken durch die Gleichung

$$\frac{S}{r} + \frac{T}{n} = p, \tag{17}$$

worin p den auf die Flächeneinheit wirkenden Flüssigkeitsdruck, r den Radius des Meridians und n den Radius des hierzu senkrechten Hauptschnittbogens bedeutet. Zur Erläuterung dieser Grundformel sei unter Hinweis auf Abb. 51 folgendes erwähnt: Betrachtet man ein von zwei

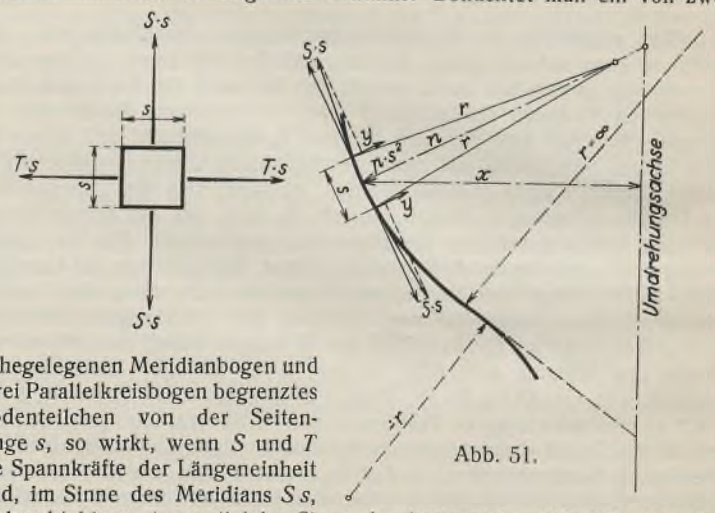


Abb. 51.

nahegelegenen Meridianbogen und zwei Parallelkreisbogen begrenztes Bodenteilchen von der Seitenlänge s, so wirkt, wenn S und T die Spannkräfte der Längeneinheit sind, im Sinne des Meridians $S\,s$, senkrecht hierzu tangential im Sinne des horizontalen Schnittkreises $T\,s$. Diese Kräfte setzen dem auf das Flächenteilchen wirkenden Flüssigkeitsdruck $p\,s^2$ die Teilkräfte $2\,y$ bzw. $2\,z$ entgegen. Aus der Ähnlichkeit der Dreiecke folgt:

$$y : S\,s = \frac{s}{2} : r,$$

hieraus

$$2\,y = \frac{S\,s^2}{r}.$$

In gleicher Weise gilt für die Tangentialkräfte

$$2\,z = \frac{T\,s^2}{n}.$$

Die Gleichgewichtsbedingung fordert, daß

$$\frac{S\,s^2}{r} + \frac{T\,s^2}{n} = p\,s^2$$

sein muß, woraus die bekannte von Milancovitch[1]) aufgestellte und von Forchheimer eingeführte Formel

$$\frac{S}{r} + \frac{T}{n} = p$$

entsteht.

Ist p ein an jeder Stelle der Gefäßwand konstanter Druck, wie z. B. bei einem Gasballon, und soll $S = T$ sein, so ist das nur möglich, wenn $r = n$ ist, was nur bei einer Kugel zutrifft. Die Kugel ist also für einen an jeder Stelle der Oberfläche gleich stark wirkenden Druck die Gleichgewichtsform.

Es ist $$S = T = \frac{r\,p}{2}.$$

Ist p ein Außendruck, so sind die Werte negativ. Ist aber p nicht konstant und soll $S = T$ werden, so müssen r und n voneinander verschieden sein. Gl. 17 stellt also allgemein die Gleichgewichtsbedingung für die Oberflächenspannung einer Umdrehungsfläche dar, wie Milancovitch nachgewiesen hat. Bei einem Zylinder oder Kegel ist der Krümmungsradius r des Meridians ∞. Das erste Glied der Grundgleichung verschwindet daher und es ist die Tangentialspannung in diesem Falle: $T = n\,p$ (also auch ohne Kenntnis von S bestimmbar), worin n den Zylinderradius bzw. beim Kegel den Radius des Ergänzungskegels bedeutet. Man erkennt, daß bei gleichen Radien und sonst gleichen Druckverhältnissen die Beanspruchung in einer gleichartig gespannten Kugelfläche nur halb so groß wird als in einer Zylinder- oder Kegelfläche. Daraus erklärt sich, wenn es auf geringen Materialverbrauch ankommt,

[1]) M. Milancovitch, Arbeiten der südslawischen Akademie der Wissenschaften, Agram, Bd. 175 (1908), S. 150.

die möglichste Verwendung einer Kugeloberfläche. Selbstverständlich spielen auch die Herstellungskosten eine Rolle, die für die Kugel höher sind als für den Zylinder. Der erste Summand der Grundgleichung 17 kann also positiv und auch 0 sein; er kann aber auch, immer noch abgesehen von einer Stützung des Behälters, negativ werden, nämlich dann, wenn der Krümmungsmittelpunkt des Meridianbogens auf der entgegengesetzten Seite desjenigen des Hauptschnittbogens liegt. — Doch kommen solche Konstruktionen wegen der schwierigeren Herstellungsweise kaum in Betracht. — Da also bei jeder Umdrehungsfläche der Krümmungsmittelpunkt des Hauptschnittbogens stets auf der Umdrehungsachse liegt, die Lage des Mittelpunktes der Meridianbogen dagegen unbeschränkt ist, so können die beiden Glieder auf der linken Seite der Grundgleichung voneinander verschiedene Vorzeichen haben, die außerdem aber noch von der Art der Stützung des Behälters bestimmt werden, wovon bei der Aufstellung der Gl. 17 noch keine Rede war. Für die Beurteilung der Spannkräfte S und T ist diese zunächst ausschlaggebend. So ist z. B. bei einem äußeren Stützkugelboden S negativ, bei einem inneren Stützkugelboden außer S auch T negativ. Im Behälterbau kommen im allgemeinen Gefäße mit lotrechter Umdrehungsachse in Betracht. Die Größe der Meridianspannkräfte S ergibt sich dann für einen waagerechten Schnittkreis stets aus der Bedingung, daß die Summe der lotrechten Teilkräfte aller S dieses Schnittkreises gleich ist dem Gewicht derjenigen Flüssigkeitsmenge, deren Volumen innen oder außen von der Zylinderfläche begrenzt ist, die eben den Schnittkreis als Grundlinie hat.

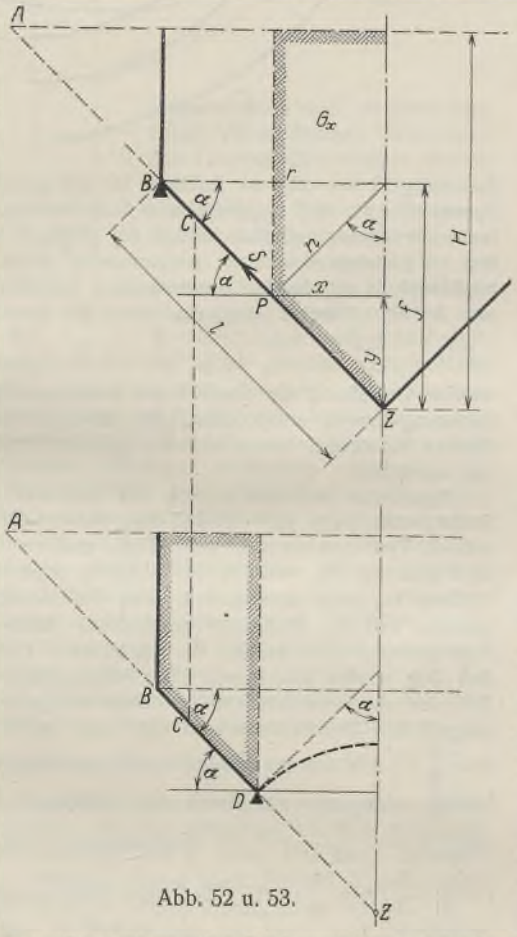


Abb. 52 u. 53.

Je nachdem der Boden ein Hängeboden oder ein Stützboden ist, wird S positiv oder negativ sein. Hierbei hat man zu unterscheiden, ob es sich um einen Innen- oder um einen Außenboden handelt. Innenböden sind an ihrem äußeren Umfang, Außenböden an ihrem inneren Umfang gestützt. Für Innenböden ist zur Ermittlung der Spannkräfte S das Gewicht der innerhalb des Zylinders vom Durchmesser des Schnittkreises auf dem Boden lastenden Flüssigkeitsmenge maßgebend, für Außenböden (auskragende Böden) dagegen das außerhalb des Schnittzylinders liegende Gewicht der Flüssigkeit. Sowohl Innenböden als auch Außenböden können je nach ihrer Anordnung Stütz- oder Hängeböden sein. In Abb. 52 ist ein Behälter mit hängendem Kegelboden dargestellt, und zwar als Innenboden, da er längs seines äußeren Umfanges gestützt sein soll. Im waagerechten Schnittkreis bei P lastet auf diesem das Gewicht des gestrichelt angedeuteten Flüssigkeitsvolumens, das sich zusammensetzt aus dem Zylinder von der Höhe $H-y$ und dem Radius x, sowie dem Kegel vom gleichen Radius und der Höhe y. Es ist:

$$G_x = \gamma\, x^2\, \pi \left(H - y + \frac{y}{3}\right) = \gamma\, x^2\, \pi \left(H - \frac{2}{3} \cdot y\right)$$

und mit den eingetragenen Maßen:

$$(18) \qquad S = \frac{G_x}{2\, x\, \pi \sin\alpha} = \gamma \cdot \frac{l}{2\, f} \cdot x \left(H - \frac{2}{3} \cdot y\right),$$

welcher Wert für $y = \frac{3}{4} \cdot H$ sein Maximum erreicht. Das bedeutet, daß der Kegelboden solange an seinem Oberrande seine größte Meridianspannung erhält, als der anschließende Zylindermantel höher ist als $\frac{1}{4} \cdot H$.

Da der Meridianradius ∞ ist, ergibt sich mit $n = \frac{x}{\sin\alpha}$ und $p = \gamma\,(H-y)$

$$(19) \qquad T = n\, p = \gamma \cdot \frac{(H-y)\, x}{\sin\alpha} = \gamma \cdot \frac{l}{f} \cdot x\,(H-y),$$

Es ist nun sehr wichtig zu wissen, daß dieser Wert für $y = \frac{H}{2}$ sein Maximum hat und für die Dimensionierung, weil zahlenmäßig größer, maßgebend ist. Für die größte Tangentialspannung T_{max} ist also der Punkt C, der in der Mitte zwischen A und Z liegt, bzw. der Schnittkreis an dieser Stelle zu untersuchen. Wird die Stützung nicht in B, sondern in einem kleineren Durchmesser etwa in D (Abb. 53) vorgenommen, so entsteht für den Teil D—B des Kegels ein Außenboden, für dessen Beanspruchung die außerhalb des Stützzylinders liegende Flüssigkeitsmenge in Betracht kommt. Für die Beurteilung der Meridiankräfte ist nunmehr der Stützkreis in D maßgebend, weil die Kräfte hier von dem kleineren Umfang aufgenommen werden müssen. Die Kräfte S sind jetzt negativ, also Druckkräfte. Nun haben aber die Tangentialkräfte T in halber Höhe zwischen A und Z, d. i. im Punkte C ihren Scheitelwert. Da die Lage dieses Punktes von der Höhe des Behälters und auch von dem Neigungswinkel α abhängt, muß seine genaue Lage und die in ihm auftretende Spannung T in jedem Falle festgestellt werden, da diese in den meisten Fällen die größere ist. Nur bei verhältnismäßig kleinem Auflagerringdurchmesser können natürlich auch die Meridiankräfte die größeren sein, was stets untersucht werden muß. Es sei noch darauf hingewiesen, daß der Punkt Z die wirkliche oder für eine andere Konstruktion — etwa die nach Intze (Abb. 53) — die gedachte Spitze des Außenkegels ist.

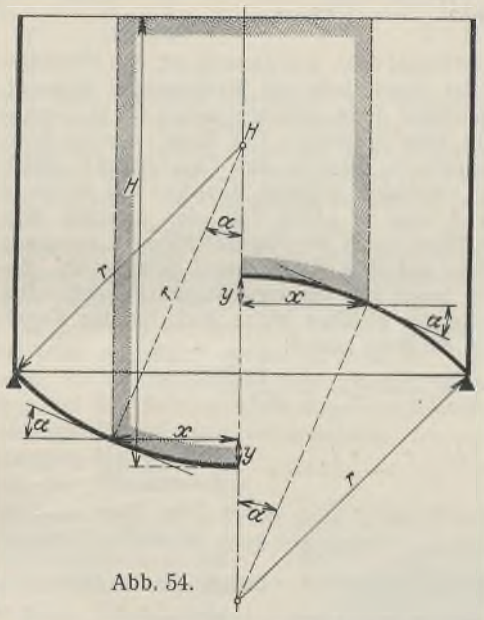


Abb. 54.

Für Kugelböden gestaltet sich die formelmäßige Darstellung der Spannungen S und T in der gleichen Weise wie vor. Man unterscheidet auch hier Innenböden und Außenböden, die jeweilig sowohl Hänge- als auch Stützböden sein können. Abb. 54 stellt einen Innenboden, und zwar in der linken Hälfte einen Hängeboden, in der rechten Hälfte einen Stützboden dar. In beiden Fällen ist daher für die Bestimmung der Meridiankräfte die innerhalb des Schnittzylinders liegende Flüssigkeitsmenge einzusetzen. Man bestimmt zunächst die Spannkräfte S aus der Beziehung $S = \frac{G_x}{2\, x\, \pi \sin\alpha}$ und erhält dann mit den in der Abb. 54 eingetragenen Bezeichnungen:

$$(20) \qquad S = \frac{\gamma\, r}{2} \left(H - \frac{y}{3} \cdot \frac{3\,r - 2\,y}{2\,r - y}\right),$$

und hiermit aus der Grundformel (17) $\frac{S}{r} + \frac{T}{n} = p$ mit Beachtung, daß $n = r$, nach kurzer Umformung:

$$(21) \qquad T = \frac{\gamma\, r}{2} \left(H - \frac{y}{3} \cdot \frac{9\,r - 4\,y}{2\,r - y}\right).$$

Für den in der rechten Hälfte der Abb. 54 dargestellten Stützboden erhält man entsprechend mit Umkehrung der Vorzeichen des zweiten Summanden in der Klammer die sonst gleichen Formeln:

$$(22) \qquad S = \frac{\gamma\, r}{2} \left(H + \frac{y}{3} \cdot \frac{3\,r - 2\,y}{2\,r - y}\right),$$

und

$$(23) \qquad T = \frac{\gamma\, r}{2} \left(H + \frac{y}{3} \cdot \frac{9\,r - 4\,y}{2\,r - y}\right).$$

Hieraus erkennt man deutlich, daß für Kugelinnenhängeböden der Wert S, für Kugelinnenstützböden der Wert T der größere und daher für die Bestimmung der Blechstärke ausschlaggebend ist, weil im ersten Falle der kleinere Wert in der Klammer abzuziehen, im zweiten Falle der größere Wert zuzuzählen ist. Bei dem Hängeboden nehmen die Kräfte S und T gegen die Mitte des Bodens zu und erreichen beide im Scheitel der Kugel ihren Höchst- und Gleichwert

$$S = T = \frac{\gamma\, r\, H}{2},$$

bei dem Stützboden nehmen sie gegen die Mitte des Bodens ab. Ein innerer Stützboden, ganz gleich, ob er als Kugel oder Kegel hergestellt ist, wird durch S und T stets auf Druck beansprucht und muß daher entsprechend ausgesteift werden. Ist dagegen S oder T eine Zugspannung, so ist eine besondere Aussteifung im allgemeinen nicht notwendig.

Die vorstehend von Forchheimer aufgestellten Formeln 20 bis 23 gelten auch für den hängenden Halbkugelboden (Abbild. 55). Für diesen verwendete Barkhausen speziell für seine Bauart eine im Prinzip gleiche Formelgruppe, die die trigonometrischen Funktionen des Mittelpunktwinkels α enthält. Die bekannten Formeln lauten dann:

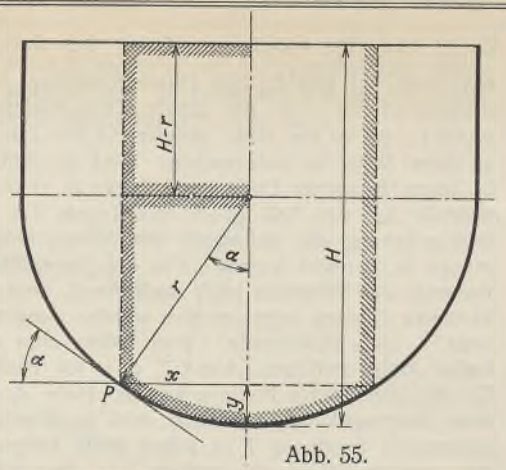


Abb. 55.

$$S = \gamma r\left(\frac{H-r}{2} + \frac{r}{3}\cdot\frac{1-\cos^3\alpha}{\sin^2\alpha}\right) \tag{24}$$

und

$$T = \gamma r\left[\frac{H-r}{2} + \frac{r}{3}\left(2\cos\alpha - \frac{1}{1+\cos\alpha}\right)\right], \tag{25}$$

worin also α den Mittelpunktwinkel oder, was dasselbe ist, den Neigungswinkel der Tangente an der Schnittstelle zur Waagerechten bedeutet. Man gelangt zu dieser Darstellung durch Einsetzen von $y = r(1-\cos\alpha)$ in die Gl. 21 bis 23 nicht ohne weiteres. Der Leser, den es interessiert, die Formeln nachzurechnen, beachte, daß Forchheimer gleich das ganze Zylindervolumen eingeführt, während Barkhausen dieses in zwei Teile zerlegt hat, und zwar in einen Teil, der zwischen dem Flüssigkeitsspiegel und der Ebene durch den Kugelmittelpunkt, und einen anderen, der zwischen dieser und dem Kugelscheitel gelegen ist. Berücksichtigt man dieses, so lassen sich die vorstehenden Formeln unter Beachtung der Vorzeichen in der gleichen Weise auch für den Kugelinnenstützboden verwenden, die dann lauten:

$$S = \gamma r\left(\frac{H+r}{2} - \frac{r}{3}\cdot\frac{1-\cos^3\alpha}{\sin^2\alpha}\right) \tag{26}$$

und

$$T = \gamma r\left[\frac{H+r}{2} - \frac{r}{3}\left(2\cos\alpha - \frac{1}{1+\cos\alpha}\right)\right]. \tag{27}$$

Wie schon gesagt, erhalten S und T nach Gl. 20 u. 21 und ebenfalls nach Gl. 24 u. 25 im Scheitel der Hängekugel ihren Höchst- und Gleichwert $S = T = \frac{\gamma r H}{2}$; ihren Kleinstwert erhalten sie in Höhe des Kugelmittelpunktes, und zwar für $y = r$ bzw. $\alpha = 90°$ zu:

$$\text{(28a u. b)} \qquad S = \frac{\gamma r}{2}\left(H - \frac{r}{3}\right) \text{ und } T = \frac{\gamma r}{2}\left(H - \frac{5}{3}r\right).$$

Füllt man einen solchen Behälter bis zum Mittelpunkt der Kugel, so ist $H = r$, und es wird $S = \frac{\gamma r^2}{3}$, $T = -\frac{\gamma r^2}{3}$, d. h. die Tangentialkräfte sind Druckspannungen vom gleichen Absolutwerte der Zugkräfte S. Dies ist nun während der Füllung innerhalb der Halbkugel in der Ebene des Flüssigkeitsspiegels immer der Fall. Denn setzt man für H den jeweiligen Flüssigkeitsstand y z. B. in die Gl. 20 u. 21 ein, so entsteht:

$$S = \frac{\gamma r}{2}\left(y - \frac{y}{3}\cdot\frac{3r-2y}{2r-y}\right) = \frac{\gamma r}{6}\cdot y\cdot\frac{3r-y}{2r-y} \tag{29}$$

und

$$T = \frac{\gamma r}{2}\left(y - \frac{y}{3}\cdot\frac{9r-4y}{2r-y}\right) = -\frac{\gamma r}{6}\cdot y\cdot\frac{3r-y}{2r-y}. \tag{30}$$

Innerhalb der Halbkugel ist also in Höhe des jeweiligen Flüssigkeitsspiegels stets $T = -S$. In der Abb. 56 ist der Verlauf der Tangentialspannungen T für die verschiedenen Füllhöhen $y = {}^1/_3 r$, ${}^2/_3 r$, r u. ${}^5/_3 r$ eingetragen. Die T-Kräfte werden in einem Abstande von etwa ${}^1/_3$ der jeweiligen Füllhöhe unter dem Spiegel zu 0, um dann nach unten, wie die S-Kräfte, positiv zu sein. Die Beziehung, daß bei einer Kugel in der Ebene des Flüssigkeitsspiegels $T = -S$ sein muß, folgt übrigens auch ohne weiteres aus der Grundgleichung 17

$$\frac{S}{r} + \frac{T}{n} = p,$$

wenn man nämlich $p = 0$ setzt. Mit $n = r$ für die Kugel ist dann tatsächlich $S + T = 0$, oder

$$T = -S.$$

Da nun bei einer teilweisen Belastung der Halbkugel der Druck p auf die Wandung oberhalb des Spiegels überall gleich 0 ist, die Meridiankräfte S aus der teilweisen Füllung sich aber bis zu ihrer Stützung am Oberrande fortsetzen, so folgt weiterhin, daß in jedem horizontalen Schnittkreise der von der Flüssigkeit noch nicht bespülten Bodenteile die Beziehung $T = -S$ bestehen muß. Ist für eine bestimmte Füllhöhe, etwa y_1 vom Bodenscheitel in der Ebene des Spiegels vom Radius x_1 die

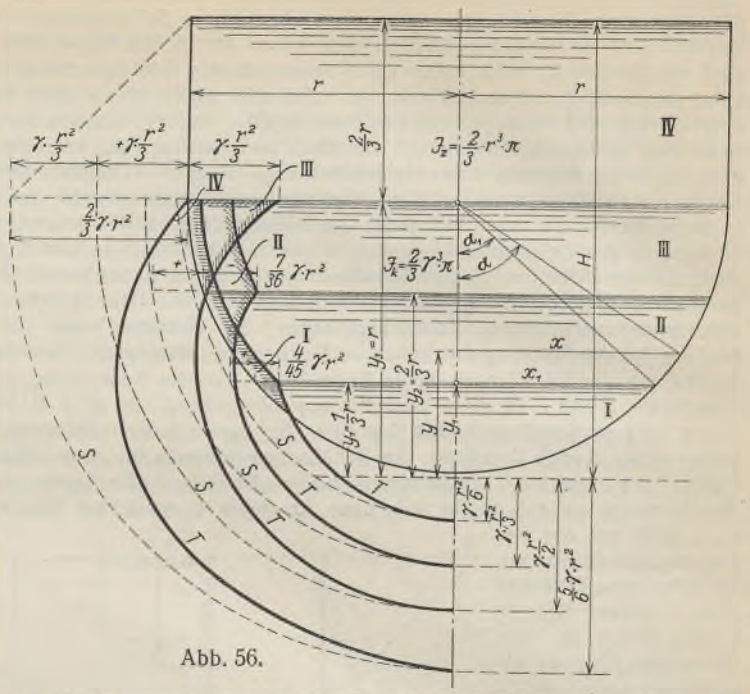


Abb. 56.

Spannung $T_1 = -S_1$, so nehmen für die gleichbleibende Füllhöhe die Spannkräfte T und S in irgendeinem Schnittkreise (x, y) nach oben in zweifacher Beziehung, nämlich infolge des größeren Schnittkreisumfanges und des im gleichen Verhältnis zunehmenden Sinus des wachsenden Mittelpunktwinkels α, also im quadratischen Verhältnis der Schnittkreisradien ab. Im Schnittkreise (x, y) sind dann die Spannkräfte

$$T = -S = -S_1\cdot\frac{x_1^2}{x^2}, \tag{31}$$

welcher Beziehung die oberhalb der jeweiligen Füllhöhen eingezeichneten Spannungskurven entsprechen. Für die von innen oder von außen gedrückte Stützkugel lassen sich die gleichen Beziehungen sinngemäß wie vor aufstellen.

Irgendwie bedenklich sind die während der Füllung unter dem Flüssigkeitsspiegel auftretenden tangentialen Druckspannungen nicht, im unteren Teil sind sie sehr geringfügig und am Oberrande der Halbkugel wird meistens ein versteifender Umgang angeordnet. Eine weitere Versteifung ist nicht erforderlich, weil die Meridiankräfte $+S$ das Blech spannen und ein Einbeulen verhindern. Beim weiteren Ansteigen des Flüssigkeitsspiegels werden die negativen T-Kräfte durch den zunehmenden Zug wieder abnehmen. Die Mindesthöhe für den anschließenden Zylinder, die erforderlich wäre, damit bei ganz gefülltem Behälter keine tangentialen Druckspannungen auftreten, ergibt sich aus Formel 28 b zu $H = \frac{5}{3}\cdot r$, d. h. daß der Zylinder selbst eine Höhe von $\frac{2}{3}\cdot r$ erhalten müßte. Hierfür wird dann am Rande der Halbkugel $T = 0$ und die Meridiankraft $S = +\frac{2}{3}\cdot\gamma r^2$. Im Kugelscheitel wird für diesen Fall $S = T = \frac{\gamma r}{2}\cdot\frac{5}{3}\cdot r = \frac{5}{6}\cdot\gamma r^2$. Die Tangentialspannung am Fuße des Zylinders hat dann für diesen den Wert $T' = rp = r\gamma\cdot\frac{2}{3}\cdot r = +\frac{2}{3}\cdot\gamma r^2$, sie ist also der Meridianspannung S der anschließenden Halbkugel gleich. Die oben aufgehängte Halbkugel ist auch ein Innenboden. Aus dem Spannungsverlauf ersieht man, daß die Meridianspannungen in der Blechhaut nach der Mitte des Bodens hin zunehmen und die Tangentialspannungen durchweg kleiner, nirgends aber größer als jene sein können. Die hängenden Kugel-Innenböden sind daher stets nach den Meridiankräften zu dimensionieren. Die gestützten Kugel-Innenböden dagegen sind nach den Tangentialkräften zu bemessen, weil diese durchweg die größeren sind. (Im Scheitel der Kugeln sind stets beide Spannungen einander gleich.) Bei den letzteren ist daher auch den Ringversteifungen besondere Beachtung zu schenken. Spanten allein genügen nicht.

Für Kugel-Außenböden ist zur Bestimmung der Meridiankräfte S immer die außerhalb des Schnittzylinders liegende Flüssigkeitsmenge mit $\frac{G x}{2 x \pi \sin\alpha}$ einzusetzen. Bei dem Stützboden nach Abb. 57a ist S, wie man sieht, negativ, bei dem Hängeboden nach Abb. 57b positiv. Nachdem die Kräfte S ermittelt sind, ergeben sich die Tangentialspannungen

für Abb. 57a aus $-\frac{S}{r} + \frac{T}{n} = p$ mit $n = r$ zu $T = rp + S$,

für Abb. 57b unter Beachtung, daß p von außen auf die Kugel drückt,

aus $+\frac{S}{r} + \frac{T}{n} = -p$ und mit $n = r$ zu $T = -(rp + S)$.

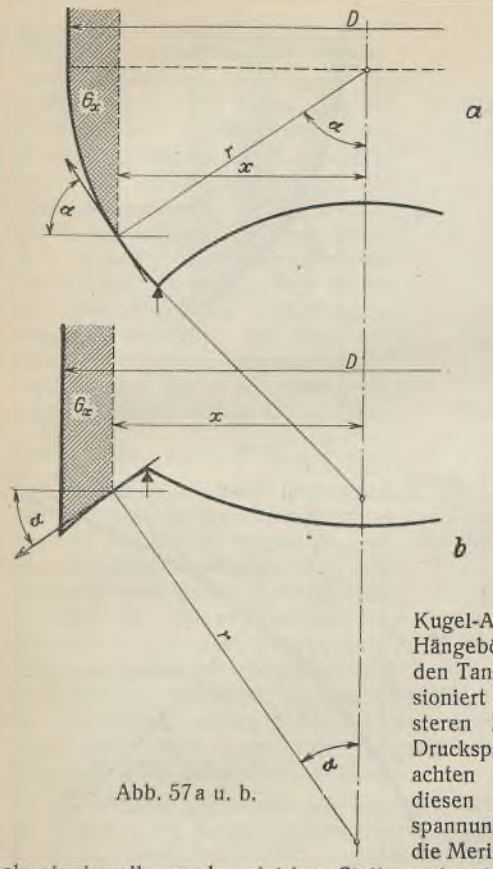


Abb. 57a u. b.

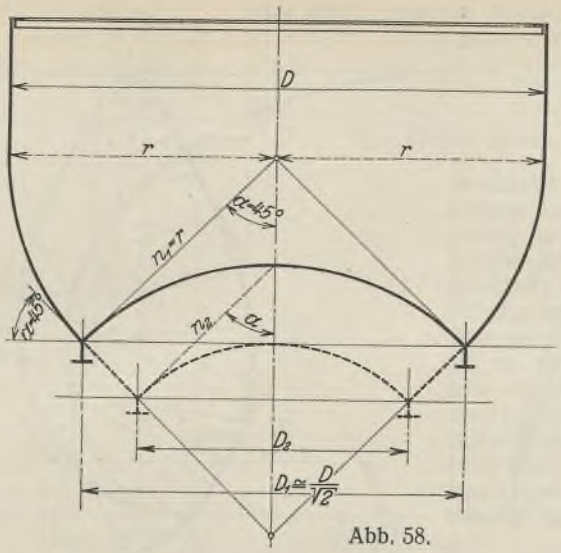


Abb. 58.

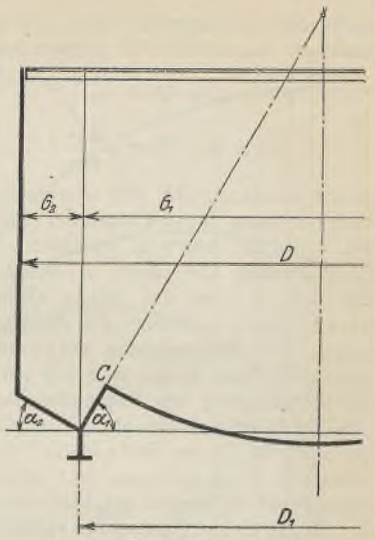


Abb. 58a.

Kugel-Außenböden, ob Stütz- oder Hängeböden, müssen daher nach den Tangentialspannungen dimensioniert werden, die bei den ersteren Zug-, bei den letzteren Druckspannungen sind. Zu beachten ist besonders, daß bei diesen Böden die Tangentialspannungen in beiden Fällen um die Meridianspannung größer sind, als sie jeweils an der gleichen Stelle und unter gleichen Verhältnissen für einen Kegelboden von entsprechender Neigung sein würden. Aus diesem Grunde werden auch z. B. bei der Ausführung eines Behälters nach Abb. 58 an der Stelle, wo die erste Kugelzone sich an den punktiert gezeichneten Stützkegel kelchartig anschließt, die Kugelbleche bei gleicher Beanspruchung stärker ausfallen als die Kegelbleche. Die Neigung solcher Boden am Stützkreise macht man nicht gern unter 45°. Soll aus irgendeinem Grunde der Durchmesser des Auflagerringes bei gegebenem Behälterdurchmesser kleiner gehalten werden, so ordnet man unter Beibehaltung der vorgenannten Neigung, wie punktiert angedeutet, einen äußeren Stützkegel an. Behälter dieser Bauart vermeiden den sonst notwendigen Eckring am Mantel und sind aus ästhetischen und anderen Gründen vielfach ausgeführt; vgl. die Wassertürme Hannover-Brink, Ibbenbühren, Gölzau und andere. Abb. 58a zeigt die Ausbildung eines Bodens, dessen Auflagerringdurchmesser D_1 aus irgendwelchen Gründen einen größeren Durchmesser erhält als $\frac{D}{\sqrt{2}}$.

Will man in diesem Falle die erforderliche Aussteifung der ganzen Stützkugel vermeiden, so ordnet man für den mittleren Teil eine hängende Kugelkalotte an, die dann allerdings bei C einen Druckring erfordert. Durch geeignete Wahl der Neigungswinkel nach Formel 3 kann auch hier der Auflagerring gegen Horizontalkräfte ausgeglichen werden.

Die weitere Entwicklung im Behälterbau hat noch eine besondere Formgebung von Behältern hervorgebracht, die wegen ihrer Eigenart kurz beschrieben werden soll und deren Entstehung in dem Bestreben nach möglichster Materialersparnis sich wie folgt ergeben hat: Bei den Zylindermänteln besonders großer Becken, z. B. den Wasserbassins größerer Gasbehälter, sind trotz der günstigen Beanspruchung der Wandung auf Zug immerhin recht erhebliche Blechstärken erforderlich, die etwa bei einem Bassin von 70 m Durchmesser und 12 m Höhe in der unteren Blechbahn über 40 mm betragen. Bleche von solcher Stärke bedeuten bei dem großen Umfang des Mantels einen besonderen Materialaufwand und verteuern außerdem, zumal die Bleche auf der Baustelle vernietet werden müssen, die Arbeit erheblich. Es kommt hinzu, daß man bei größeren Durchmessern nicht übersehen darf, daß die Mäntel außer der reinen Zugbeanspruchung noch Nebenspannungen dadurch erhalten, indem sie infolge ihrer festen Vernietung mit dem starren Boden und wegen der oberen Randversteifung an ihrer elastischen Ausdehnung ungleich stark behindert werden, so daß zu der rechnungsmäßigen Blechstärke noch ein entsprechender Zuschlag gemacht werden muß, was besonders für den unteren am stärksten beeinflußten Teil zu beachten ist. Das Bestreben der Fachkreise ging daher zunächst dahin, den Mänteln anstatt der Form eines geraden Kreiszylinders, von vornherein eine geringe Ausbuchtung zu geben, die der natürlichen elastischen Ausdehnung entsprach, um die Nebenspannungen zu vermeiden. Die hierdurch erzielte mäßige Ersparnis an Material wurde aber durch die Verteuerung in der Herstellung wirtschaftlich mehr als reichlich aufgehoben. Es widersprach nun dem statischen Empfinden, bei solchen Mänteln die auftretenden Kräfte allein durch Ringspannungen von dem großen Umfang des Mantels aufnehmen zu lassen, anstatt sie durch Meridiankräfte vielleicht zu ihrem Hauptteil direkt auf die Fundamente zu übertragen. Es lag also der Gedanke nahe, die Ausbuchtung so weit zu treiben und dem Becken dadurch eine solche Form zu geben, daß die Spannungen nicht nur in tangentialer, sondern auch in meridionaler Richtung auftraten. Dieser Gedanke führte denn auch zur Konstruktion des sogenannten Wölbmantels, einer Bauart, die der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. s. Zt. patentiert und erstmalig bei dem großen Gasbehälter für Simmering bei Wien ausgeführt worden ist (Abb. 59). Hierbei ist also die Bassinwand, wie die Bezeichnung sagt, gewölbt, und zwar so, daß ihre Schwerlinie mit der Seillinie des infolge der Ausbuchtung schräg nach unten wirkenden Wasserdrucks zusammenfällt. Da zur Erzielung eines möglichst geringen Materialaufwandes nur Zugspannungen auftreten sollen, muß die Bassinwand nach Art der Halbkugelböden an ihrem oberen Rande aufgehängt werden. Diese Aufhängung erfolgt durch einen auch zur Aufnahme waagerechter Kräfte versteiften lotrechten Ringträger, der mittels einer entsprechenden Anzahl auf den Umfang gleichmäßig verteilter Stützen direkt gegen die Fundamenteab gestützt ist. Der so aufgehängte Mantel, der in seinem unteren Teil allmählich in den im allgemeinen ebenen und in seiner ganzen Fläche auf einer eingeschlämmten Sand- oder Kiesschüttung satt aufliegenden Boden übergeht, wird natürlich während der Füllung nicht ganz von Druckspannungen frei sein können. Versteifende Scheiben zwischen Mantel und Stützen sorgen daher für die Formhaltung des Beckens. Im übrigen wird für die Berechnung zugrunde gelegt, daß der Mantel für volle Füllung eine Gleichgewichtsfläche bildet. Die Differentialgleichung der Meridiankurve, deren Umdrehungsfläche um eine lotrechte Achse eine solche Gleichgewichtsfläche ergibt, folgt dann nach Gl. 17 aus der Bedingung, daß die Spannungen in meridionaler und tangentialer Richtung an jeder Stelle der Wandung gleichen und unveränderlichen Wert haben. Sie lautet mit $S = T = S_o$ und $p = \gamma x$

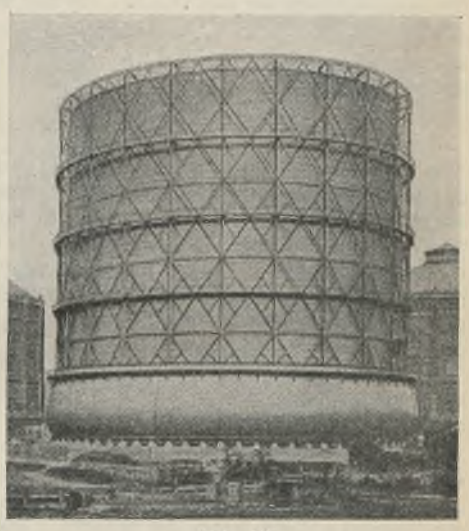


Abb. 59.
Gasbehälter für Simmering bei Wien.

$$\frac{1}{r} + \frac{1}{n} = \frac{\gamma x}{S_o}, \tag{32}$$

wenn für r und n die geometrischen Werte der Halbmesser des Meridian- und des Hauptschnittbogens gesetzt werden. Da der Wasserdruck an jeder Stelle senkrecht auf die Wandfläche, also in Richtung des jeweiligen Krümmungsradius wirkt und die Seillinie selbst abhängig ist von der Richtung der einzelnen Drucke, also auch von der Form der Wölbung, die aber ihrerseits noch nicht bekannt ist, so ist zu erwarten, daß der genauen Behandlung der Aufgabe Schwierigkeiten anhaften, die besonders

nach der rechnerischen Seite hin zum Ausdruck kommen. Denn setzt man mit den in Abb. 60 eingetragenen Bezeichnungen:

für r den Wert $\frac{(1+y'^2)^{\frac{3}{2}}}{y''}$ und

für n den Wert $\frac{R+y}{\sin\varphi} = \frac{R+y}{\cos\tau} = (R+y)\sqrt{1+y'^2}$

in die Beziehung (32) ein, so entsteht eine Gleichung, deren Lösung in geschlossener Form nicht möglich ist. Nun ist aber zu beachten, daß bei großen Durchmessern die Werte n ebenfalls groß werden und bei $R=\infty$ das zweite Glied der Gleichung verschwindet, während die Meridianradien von der Größe des Durchmessers nur wenig abhängig sind. Verzichtet man daher in erster Annäherung auf die Berücksichtigung der Tangentialspannungen, so wird das Problem auf ein ebenes zurückgeführt, dessen rechnerische Lösung Federhofer[2]) in verhältnismäßig einfacher Weise gelungen ist. Aber auch das räumliche Problem ist auf graphischem Wege mit einem beliebigen Genauigkeitsgrade gelöst worden.[3]) Schreibt man die Grundformel in der Form:

$$\frac{S_0}{\gamma r} + \frac{S_0}{\gamma n} = x, \tag{33}$$

so stellt die linke Seite die Summe zweier Druckhöhen dar, die zusammen die Höhe x ergeben und von denen die erste die Spannungen in meridionaler, die zweite in tangentialer Richtung beeinflußt. Hiernach kann man, vom ebenen Problem ausgehend, sodann eine praktisch genaue Korrektur vornehmen.

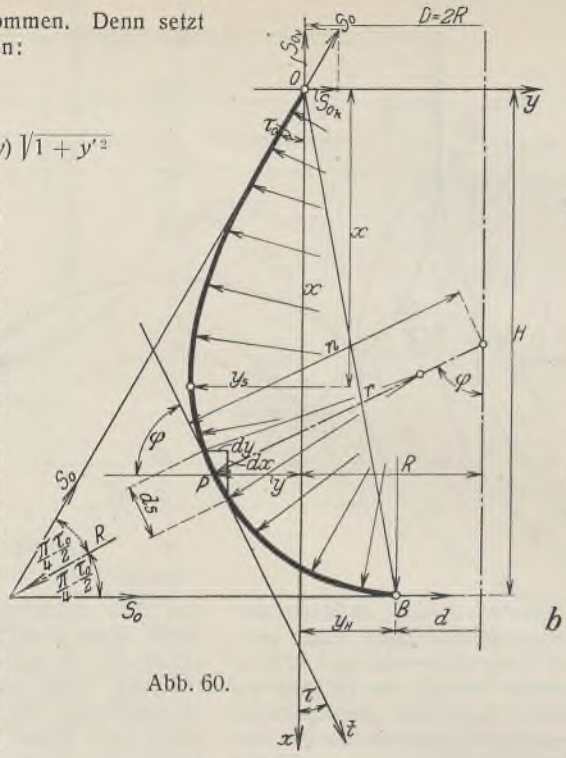


Abb. 60.

Bei dem Entwurf eines Wölbmantels geht man also stets von dem Sonderfall $R=\infty$ aus, wofür sich im besonderen Maße eine Konstruktion eignet, die Kulka[4]) in seiner Dissertation bzw. in seinem „Beitrag zur Theorie des Wasserdrucks usf." bekanntgegeben hat und die wegen ihrer Einfachheit hier kurz erläutert werden soll:

Wirkt auf eine Wand $O\,B$ (Abb. 61a) an irgendeiner Stelle in der Tiefe x auf das Wandteilchen ds von der Breite 1 (senkrecht zur Bildebene) der Wasserdruck $dW=\gamma\,x\,ds$ senkrecht zu ds, so beträgt die Horizontalkomponente des Druckes auf den Wandteil von der Höhe x:

$$H_x = \gamma \int_0^x x\,dx = \gamma \cdot \frac{x^2}{2}$$

und die Vertikalkomponente

$$G_x = \gamma \int_0^x x\,dy.$$

Trägt man in einem neuen Achsensystem (u, v) (Abb. 61b), von O' beginnend, die jeweils der Tiefe x entspechenden senkrecht zur Wand wirkenden Kräfte zu einem Linienzuge aneinander, so entsteht nach Kulka die sogenannte Wasserdrucklinie, die dadurch gekennzeichnet ist, daß jedem Punkte P' dieser Linie ein bestimmter Punkt P der Wandlinie und umgekehrt zugeordnet ist, und zwar in der Weise, daß die in den Punkten an die Kurven gelegten Tangenten voraussetzungsgemäß aufeinander senkrecht stehen. Die Abszissen $u=\gamma\cdot\frac{x^2}{2}$ stellen hierbei die Horizontalkomponenten, die Ordinaten $v=\gamma\int x\,dy$ die Vertikalkomponenten des Wasserdrucks auf den Wandteil von der jeweiligen Höhe x dar. Da die Ordinaten $v=G_x$ die Flächengewichte bedeuten, die zwischen der Wandlinie und der y-Achse liegen, so ist die Wasserdrucklinie gewissermaßen eine Integralkurve, allerdings mit dem Unterschiede, daß die Abszissen nicht jenen der Wandlinie gleich sind, sondern sich von ihnen nach dem vorstehenden Gesetz unterscheiden. Handelt es sich um eine etwa in B gestützte Wand, so liegt $G_x=G_a$ außerhalb, in der Abbildung links von der Ordinate x, handelt es sich dagegen um eine in O aufgehängte Wand, so liegt $G_x=G_i$ innerhalb, in der Abbildung also rechts von der Ordinate x des zu untersuchenden Schnittes bei P. Die in P auftretende Meridiankraft ist dann im ersten Falle für die gestützte Wand

$$S = \frac{G_a}{\sin\varphi},$$

im anderen Falle für die aufgehängte Wand

$$S = \frac{G_i}{\sin\varphi}.$$

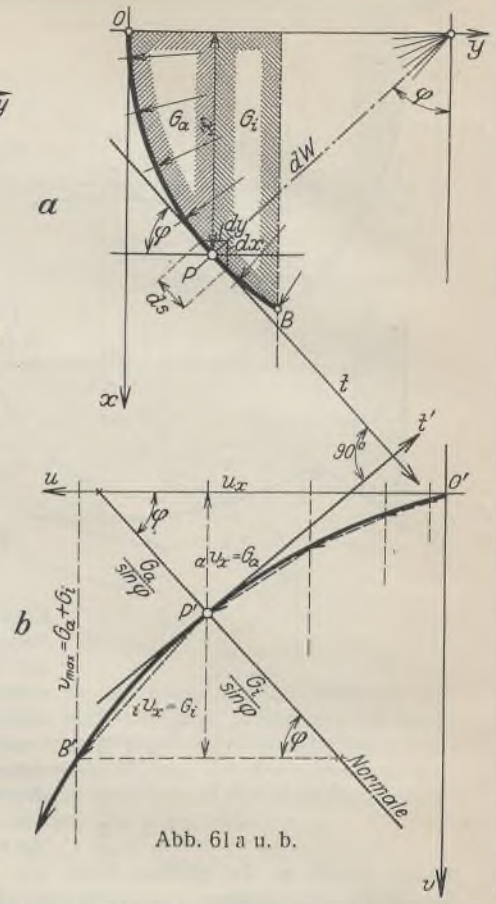


Abb. 61a u. b.

Zieht man nun durch den zugeordneten Punkt P' der Wasserdrucklinie eine Normale zur Tangente t' daselbst und projiziert die Vertikalprojektionen von $O'\,P'$, das ist G_a, sowie $P'\,B'$, das ist G_i auf die Normale, so können die vorstehenden Werte von S aus der Abb. 61b sofort abgegriffen werden. Für die gestützte Wand nehmen die Meridiankräfte mit wachsender Tiefe zu, für die aufgehängte Wand dagegen im allgemeinen ab. Wird nun die Forderung erhoben, daß, worauf es hier ankommt, die Meridiankräfte für die hängende Wand, das ist $\frac{G_i}{\sin\varphi}$, konstant sein sollen, so muß diese Projektion, also die Normale, für alle Tiefen konstant sein, was aber nur bei einem Kreise möglich ist. Die vorstehende Bedingung wird also nur von derjenigen Wandlinie erfüllt, für welche die Wasserdrucklinie ein Kreis ist (vgl. Abb. 62a u. b). Zu diesem Kreise als Kraftreck mit seinem Mittelpunkt als Pol läßt sich nunmehr die Meridiankurve als zugehöriges Seileck leicht zeichnen, indem man zu den Radien ϱ als Polstrahlen, deren Lagen durch die Beziehung $u_x=\gamma\cdot\frac{x^2}{2}$ bestimmt sind, die Parallelen zieht. Der Radius ϱ ergibt sich aus der Projektion des Kraft-Kreisbogens auf die Waagerechte, nämlich $u_{max}=\gamma\cdot\frac{H^2}{2}$ unter Berücksichtigung des Neigungswinkels τ_0, unter welchem der Mantel oben aufgehängt wird, zu: $\varrho=\frac{H^2\gamma}{2(1+\sin\tau_0)}$. Dieser Radius muß außerdem, da die Spannungen durch Kräfte hervorgerufen werden, die an jeder Stelle der Wandung senkrecht auf dieser in Richtung des jeweiligen Krümmungsradius r wirken, dem Produkte aus diesem und der Druckhöhe x gleich sein, also $\varrho=r\cdot x$, woraus die Radien r rechnerisch genau ermittelt werden können. Der Abstand y_H der lotrechten x-Achse durch den Aufhängepunkt von dem unteren Berührungspunkte B kann mit praktischer Genauigkeit aus der Beziehung

$$y_H = H\,\mathrm{tg}\,\frac{1}{3}\left(\frac{\pi}{2} - 2\,\tau_0\right) \tag{34}$$

ermittelt werden oder auch zeichnerisch, indem man zur Verbindungslinie des oberen Drittelpunktes des Druckkreises mit dem Pol eine Parallele durch den Aufhängepunkt des Mantels zieht. Diese Parallele geht durch den Punkt B. Ist B als Bodenscheitel gleichzeitig der Durchstoßpunkt der Umdrehungsachse, so liegt damit der obere Durchmesser D des Behälters fest. So ist z. B. für $\tau_0=0$ (Behälter mit lotrecht tangentialer Aufhängung) $y_H=0{,}58\,H$, der Durchmesser also $D\sim 1{,}2\,H$. Soll der Durchmesser D größer werden, so schließt sich in B ein etwa ebener Boden vom Durchmesser d (Abb. 60) in der Weise an, daß dieser eine Tangentialebene an den Mantel bildet. Die auf diesen entfallende Wasserlast muß dann, wie bei dem Gasbehälterbassin (Abb. 59), von einer besonderen Unterlagerung aufgenommen werden. Ein solcher Boden wird aber auch notwendig, wenn der Neigungswinkel der Aufhängung größer wird als 45°. In Abb. 62a u. b sind drei Varianten von Meridian-

---

[2]) Dr.-Ing. Karl Federhofer: „Über die Formbestimmung des Wölbmantelbeckens". Der Eisenbau 1913, Heft 10.

[3]) Dr.-Ing. Karl Federhofer und Dr.-Ing. Josef Krebitz: „Über die strenge Ermittlung der Form einer allseitig gleichgespannten Rotationsmembrane usf." Der Eisenbau 1914, Heft 6.

[4]) Prof. Dr.-Ing. Hugo Kulka: „Beitrag zur Theorie des Wasserdruckes usf.". Leipzig 1913. Verlag von Wilh. Engelmann. — Derselbe: „Der Eisenwasserbau". Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

kurven mit den dazugehörigen Krafteckkreisen dargestellt. Bei Mantellinie I (lotrechte Aufhängung) ist $\tau_0 = 0$; bei Linie II wurde $\tau_0 = 30°$ gewählt; bei $\tau_0 = 45°$ würde der untere Berührungspunkt B senkrecht unter der Aufhängung liegen, der obere Durchmesser wird hierbei zu 0; mit weiter wachsendem $\sphericalangle \tau_0$ öffnet sich nunmehr gewissermaßen der Scheitelpunkt B, so daß statt dessen ein Berührungskreis vom Durchmesser d entsteht, der den vorerwähnten Abschluß nötig macht; wird endlich $\tau_0 = 90°$, so erhält der Berührungskreis d nach Gl. 34 einen Radius von $y_H = H \cdot \operatorname{tg} \frac{1}{3}\left(-\frac{\pi}{2}\right) = -0{,}58\,H$, d. h. absolut genommen den gleichen Durchmesser wie der Mantel I (für lotrecht tangentiale Aufhängung) oben. In diesem Falle entsteht ein oben geschlossenes Gefäß, bei dem die oberen Mantelbleche mit einer gemeinsamen waagerechten Tangente ineinander übergehen und so gleichzeitig die Decke bilden. Es ergibt sich eine Behälterform, bei der die früher erwähnte obere Aufhängung fortfällt, weil die Meridiankräfte infolge des tangentialen Überganges im Deckenscheitel von der Blechhaut allein aufgenommen werden.

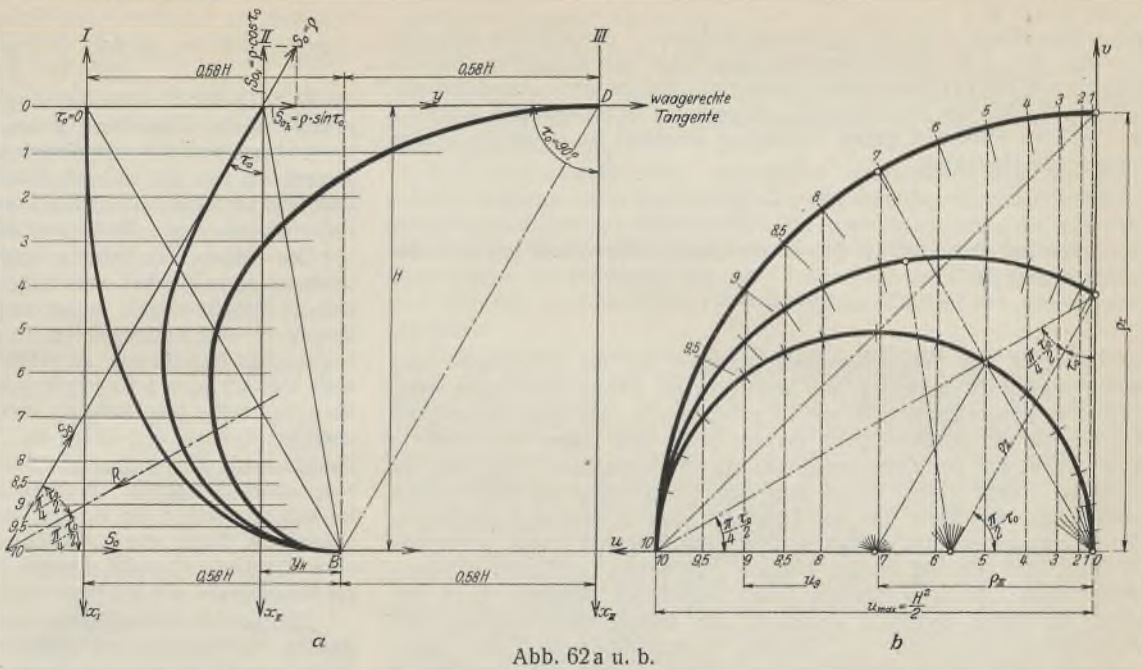


Abb. 62a u. b.

Gleichzeitig ergibt sich aus Abb. 62b hierfür der Grenzfall, für den der Radius ϱ des Krafteckkreises, und also auch die Beanspruchung und damit der Materialverbrauch bei gegebener Behälterhöhe H ein Minimum wird. Formen von der Art, wie sie in Abb. 62a dargestellt sind, können in der Natur in Fülle beobachtet werden.

Wenn sich nach Milancovitch die Form I und II als etwa zutreffend für den hängenden Tropfen ergibt, so wird ein liegender Tropfen etwa die Oberfläche nach Form III einnehmen. Auch in der Keramik wurden schon von den Alten ähnliche Formen, wenn auch gefühlsmäßig, gestaltet. Eine mit Wasser gefüllte Membrane nimmt, auf eine waagerechte Platte gelegt, die Ausbuchtung nach Form III an.

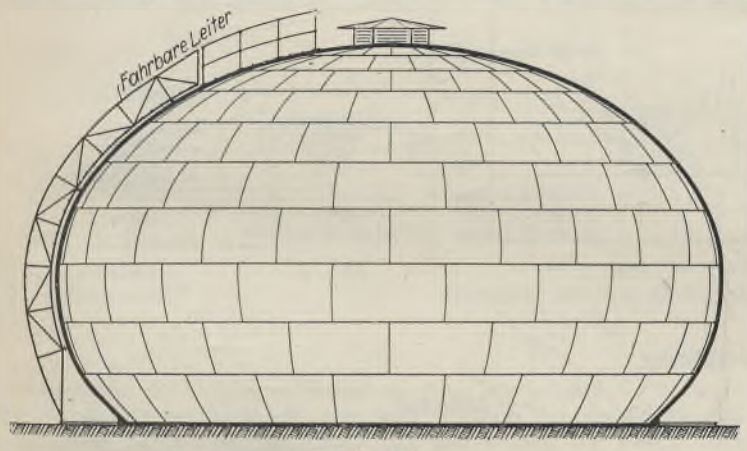


Abb. 62c.

In Rücksicht auf teilweise Füllung des Behälters nach Form III ist zur Vermeidung von sehr großen Druckspannungen, die sich im unteren Teil wegen der flachen Neigungen, also der kleinen $\sphericalangle \varphi$, sonst ergeben werden, eine Aufhängung bzw. Stützung unterhalb der größten Ausbuchtung dennoch notwendig. In gleicher Weise erfordert der Behälter im leeren oder teilweise gefüllten Zustande zum Tragen seiner Decke und zur Aufnahme einseitiger Lasten aus Schnee und Wind in Anbetracht der sonst ausreichenden geringen Blechstärken eine entsprechende Aussteifung, die durch einzuziehende Ringe und Spanten zu erfolgen hat. Es sei noch bemerkt, daß die Spannungsverhältnisse auch für diesen Zustand sich ohne weiteres aus Abb. 62b ergeben, worüber gegebenenfalls an anderer Stelle noch berichtet werden soll. Durch den Einbau eines unteren, an den Wölbmantel tangential anschließenden Stützkegels kann eine besondere Aussteifung der unteren Behälterwandung im wesentlichen bzw. ganz vermieden werden. Der so konstruierte Behälter würde etwa die in Abb. 62c dargestellte Form erhalten.

Zurückkommend auf die Stützung des Mantels I erfolgt dessen Aufhängung in gleicher Weise wie bei den Halbkugelböden.

Es wurde schon früher erwähnt, daß bei lotrecht tangentialer Stützung solcher Behälter auf diese radiale Kräfte nicht ausgeübt werden. Da aber die Zylinderwand bei Anordnung von Einzelstützen als Ringträger wirkt, so treten hierbei infolge der Wirbelmomente horizontale Kräfte auf, die den oberen Rand des Zylinders nach außen, den unteren Rand nach innen auf Biegung beanspruchen. Die hierdurch an den Stützpunkten hervorgerufenen waagerechten Drücke, die sich mit denen der Nachbarfelder zu radial wirkenden Kräftepaaren vereinigen, beanspruchen ihrerseits den oberen Rand auf Zug, den unteren Rand auf Druck. Da außerdem die Zylinderwand als kontinuierlicher Träger die gesamte lotrechte Last aufzunehmen hat, wird sie mit kräftigen Gurtringen versehen, die den vielseitigen Beanspruchungen entsprechend zu dimensionieren sind und von denen der untere meistens als Laufsteg dient. Eine Formel zur Berechnung derartiger Ringträger, die den vorgenannten Beanspruchungen mit guter Annäherung Rechnung trägt, wurde zuerst von Barkhausen aufgestellt und lautet mit den aus Abb. 63 ersichtlichen Bezeichnungen:

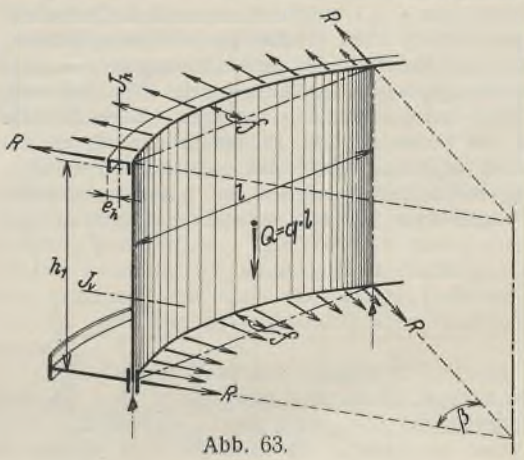


Abb. 63.

$$\sigma = \frac{q\,l}{3}\left[\frac{l\,h_1}{8\,J_v} + \frac{f}{h_1}\left(\frac{l\,e_h}{5\,J_h} + \frac{\sum_0^{180°} \sin\beta}{F}\right)\right], \tag{35}$$

worin $\sum_0^{180°} \sin\beta$ die Summe der Sinuswerte im Halbkreise, und zwar $\beta_1, \beta_2 \ldots$ die Zentriwinkel bedeuten, welche einmal von den durch die Stützen gehenden Radien und einer durch die Mitten zweier gegenüberliegenden Felder gehenden festen Achse oder von den durch die Mitten zwischen zwei benachbarten Stützen gezogenen Radien und einer durch zwei gegenüberliegenden Stützen gehenden festen Achse eingeschlossen werden.

Sie besteht aus drei Gliedern, deren erstes den kontinuierlichen Träger, das zweite die aus den Wirbelmomenten entstehenden waagerechten Biegungen und das dritte die aus den Radialkräften R entstehenden Zug- bzw. Druckkräfte berücksichtigt. Um das Problem der Ringträger hat sich anregend der vor einigen Jahren verstorbene Oberingenieur J. Schmidt (in Firma Aug. Klönne, Dortmund) sehr verdient gemacht. Eine ausführliche Behandlung findet sich in dem Buche: „Neuere Methoden der Festigkeitslehre“ von Müller-Breslau. Eine äußerst exakte und ausführliche Abhandlung über dieses Problem hat ferner Dipl.-Ing. Constantin Weber in der Z. d. Vdl. Nr. 40, 1919, S. 978 u. f. veröffentlicht. Die Auflagerringe für die Behälter nach Dupuit und Intze, sowie überhaupt alle Ringversteifungen erfordern außer einer Untersuchung

auf reinen Druck noch eine solche auf Knickung. Auch dieses stellt ein Problem dar, für welches Annäherungsformeln von Engeßer, Forchheimer, R. Meyer und anderen aufgestellt worden sind. Die gebräuchlichste ist die von Boussinesq, wonach ein Druckring vom Radius r mit γ-facher Sicherheit gegen Einknicken geschützt ist, wenn die in ihm auftretende Druckkraft

$$P < \frac{3\,E\,J}{\gamma\,r^2} \tag{36}$$

oder der auf den Umfang des Ringes gleichmäßig wirkende Druck der Längeneinheit

$$p < \frac{3\,E\,J}{\gamma\,r^3} \tag{37}$$

ist, worin J das Trägheitsmoment bezogen auf die Schwerachse des Ringquerschnittes bedeutet, die senkrecht zur Ebene des Ringes steht. Die vorstehenden Formeln 36 und 37 gründen sich, wie man erkennt, auf die Theorie der Knickfestigkeit gerader Stäbe und lassen sich daher in ihrer Bauart mit der Knickformel von Euler vergleichen. Wie hier, ist auch bei einem solchen Ringe stets eine Nachprüfung auf reinen Druck notwendig. Man kann aber den Stabilitätsnachweis auch nach den Regeln der zusammengesetzten Festigkeit (Druck und Biegung) führen, wenn man bedenkt, daß ein auf seinem Umfang gleichmäßig gedrückter Kreisring diese labile Gleichgewichtsform jeden Augenblick aufgeben kann und dann die stabile Ovalform einnimmt, die entsprechend biegungs- und drucksicher sein muß. — Weitere Konstruktionsteile, die gegen äußeren Druck dimensioniert werden müssen, sind die sogenannten Fahrrohre, die Innenzylinder der konzentrisch unterteilten Behälter und Schornsteinbehälter usw. Sie werden meistens nach der Formel gerechnet:

$$s = \frac{d\,p}{2400}\left(1 + \sqrt{1 + \frac{a}{p}\cdot\frac{l}{l+d}}\right) + c, \tag{38}$$

die C. Bach für Flammrohre abgeleitet hat und worin s die Blechstärke, p den äußeren Überdruck, d den inneren Durchmesser, l den Abstand der wirksamen Versteifungsringe und schließlich a und c Konstante bedeuten, die sich hier auf stehende Rohre sowie auf einen angemessenen Zuschlag beziehen. Die Berechnung der Versteifungsringe kann in der vorher besprochenen Weise geschehen.

Die Dächer der Behälter und Tanks bestehen meistens aus Stahlblechen, deren Stärke man nicht gern unter 3 mm wählt und die bei kleinen Behältern sich selbst tragen, bei größeren dagegen von einer Unterkonstruktion getragen werden müssen. Die Dächer werden gewöhnlich kugel- oder kegelförmig ausgeführt. Bei ersteren wählt man als Tragwerk vielfach eine Schwedlerkuppel, doch werden auch durch Rippen und Ringe versteifte Kugelschalen verwendet. Bei Kegeldächern ordnet man ebenfalls Sparren und Ringe an. Die Horizontalschübe rufen dann am Behälterrande Ringspannungen hervor, die von einem kräftigen Saumring aufgenommen werden. Bei den Kegeldächern wählt man häufig Fachwerkbinder, wobei die in der Mitte zusammenkommenden Ober- und Untergurte durch ebene Rundbleche verbunden und diese wieder zu einer Trommel vereinigt werden. Diese Dächer haben den Vorteil, daß am Behälterrand nur lotrechte Kräfte, also keine Ringspannungen auftreten.

Die vorstehenden Beschreibungen und rechnerischen Erläuterungen dürften die Überzeugung gebracht haben, daß an den Baustoff für Behälter sowohl in wirtschaftlicher als auch in statischer Hinsicht hohe Anforderungen gestellt werden, daß das isotrope Material des Stahls diesen Anforderungen in jeder Beziehung entspricht und sich daher für den Behälterbau am besten eignet.

Alle Rechte vorbehalten.

Anwendung der Gasschmelzschweißung für Stahlbauten.

Von Oberbaurat **R. Cajar**, Berlin-Halensee.

Bisher war man fast allgemein der Ansicht, daß für die Schweißung der Verbindung und Anschlüsse von Stahlkonstruktionen lediglich das elektrische Lichtbogenverfahren in Frage käme. Auch die vom Fachausschuß für Schweißtechnik beim V. d. I. aufgestellten und in der Zeitschrift „Die Elektroschweißung", Heft 1, 1930 (Verlag Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig) veröffentlichten „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten" bezeichnen die Lichtbogenschweißung als das Regelverfahren, allerdings ohne die Gasschmelzschweißung gänzlich auszuschließen. Hieraus aber schon ist die Einstellung der Fachkreise deutlich zu erkennen. Als Hauptgrund wird angeführt, daß sich das Gasschmelzverfahren nur für geringere Blechstärken (etwa von 5 mm an abwärts) eignet. Bei größeren Blechstärken, so wie sie eben im Stahlbau vor-

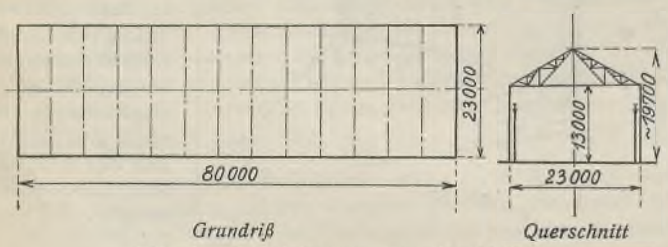


Abb. 1. Hauptabmessungen der Halle.

kommen, erwärmen sich die an die Anschlußnaht angrenzenden Teile zu stark, so daß Verziehungen oder Werfungen von bedenklichen Ausmaßen entstehen. Bei der Lichtbogenschweißung bleibt die Entwicklung der hohen Temperatur fast ausschließlich auf den verhältnismäßig kleinen Ort des Schmelzvorganges beschränkt, so daß diese Übelstände nicht auftreten können. Bei der Gasschmelzschweißung dagegen ist es nicht zu vermeiden, daß die verhältnismäßig große Gasflamme auch Teile der weiteren Umgebung berührt und erhitzt, wozu noch kommt, daß auch die Wärmestrahlung der Gasflamme anscheinend größer ist als die des Lichtbogens. Wie dem auch sei, eins ist jedenfalls sicher, daß erst seit der Vervollkommnung des Lichtbogenschweißverfahrens ernsthaft an die Möglichkeit der Schweißung von Stahlkonstruktionen gedacht worden ist. Man darf aber nicht vergessen, daß der erste Impuls von den großen Elektrizitätsfirmen ausgegangen ist, die naturgemäß ein großes Interesse am Absatz von elektrischen Schweißgeräten haben. Vorauszusehen war, daß auch die Gegenseite den Versuch machen würde, sich dieses Arbeitsgebiet zu erobern, und wiederum sind es die Vereinigten Staaten von Amerika, die hier, wie ja auf dem ganzen Gebiete der Schweißtechnik vorangehen. Die Union Carbide Company, eine Firma, von der man wohl annehmen darf, daß sie an dem Verbrauch des Azetylengases lebhaft interessiert ist, hat auf ihrem Werkgelände ein Versuchslaboratorium erbaut, einen Stahlfachwerkbau, bei dem sämtliche Anschlüsse durch Gasschmelzschweißung hergestellt wurden.[1])

Die Hauptabmessungen des Gebäudes gehen aus Abb. 1 hervor. Konstruktion und Ausbildung der Anschlüsse zeigen im großen und ganzen keinerlei Abweichungen vom Üblichen. Man hat sich an die bewährten Muster der Lichtbogenschweißung gehalten. Die bemerkenswertesten Einzelheiten sind bereits anderweitig[2]) mitgeteilt worden. Ich will mich daher im folgenden darauf beschränken, die allgemeinen Gesichtspunkte

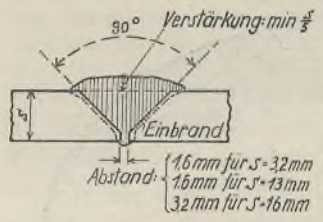


Abb. 2.

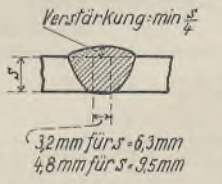


Abb. 3.



Abb. 4.

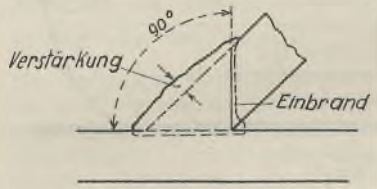


Abb. 5.

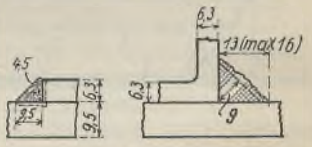


Abb. 6.

zu besprechen, die sich bei der Ausarbeitung des Entwurfes und der Ausführung der Arbeiten ergaben.

Um sich vor Fehlschlägen möglichst sicherzustellen, machte man sich zunächst einen sehr sorgfältig durchdachten Arbeitsplan. Es ergaben sich dabei die folgenden Gesichtspunkte:

1. Ausbildung der Schweißer. Das Anwerben der Schweißer geschah in der Weise, daß man durch Zeitungsanzeigen „Schweißer für Alles" verlangte. Die sich Meldenden wurden einer vorläufigen Beobachtung unterzogen und mußten eine Biegeprobe anfertigen. Die Ergebnisse genügten im allgemeinen, blieben aber doch so weit unter dem Durchschnitt, daß eine kurze Sonderausbildung nötig war.

2. Auswahl und Prüfung der Werkstoffe. Der verwendete Konstruktionsstahl entspricht den amerikanischen Normen für Stahlbauten.

[1]) Eng. News-Rec. vom 12. u. 19. Dezember 1929.
[2]) Bauing. 2, 1930.

Er hat sich für die Herstellung von Schweißverbindungen gut bewährt. Das Material der Schweißstäbe war ebenfalls bekannt, so daß sich eine weitere Prüfung erübrigte.

3. Entwurf und Anordnung der geschweißten Verbindungen. Jede Schweißverbindung muß gut zugänglich sein, und zwar müssen einerseits die vom Schweißmetall auszufüllenden Ecken und Schlitze in ihren Oberflächenteilen durch Schweißstab und Gasflamme gut erreichbar sein, anderseits muß auch der Schweißer genügend Bewegungsfreiheit haben, um die Schweißwerkzeuge richtig anwenden und die Schweißstellen gut übersehen zu können. Bei der Anordnung der Schweißnähte ist anzustreben, daß sie möglichst alle in waagerechter Lage oder unter einer Neigung von 45° hergestellt werden können.

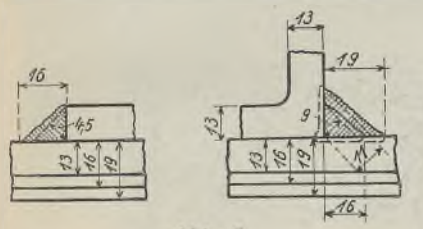


Abb. 7.

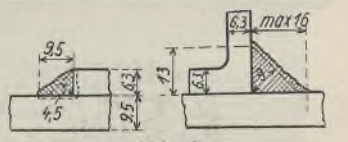


Abb. 8.

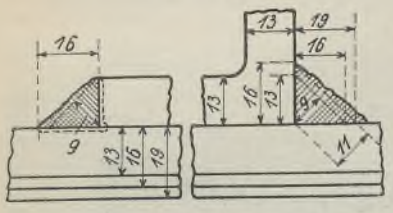


Abb. 9.

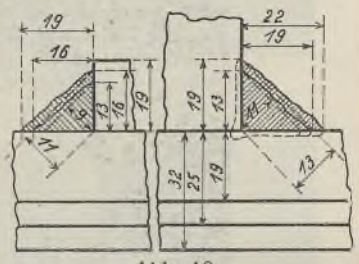


Abb. 10.

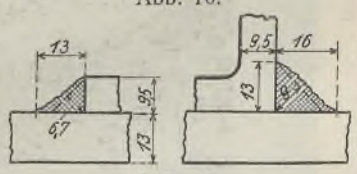


Abb. 11.

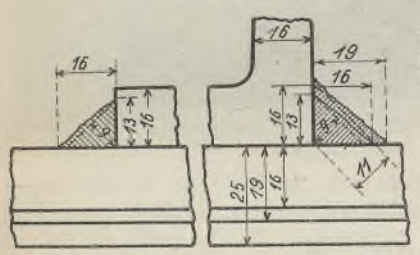


Abb. 12.

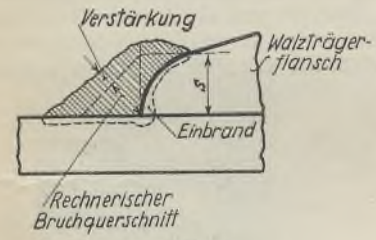


Abb. 13.

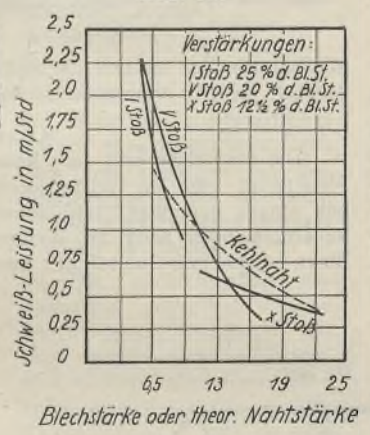


Abb. 14.

Eine von der Lichtbogenschweißung etwas abweichende Form zeigen die Stumpfschweißnähte. Man braucht hierzu bei der Gasschmelzschweißung augenscheinlich mehr Platz und schrägt die Kanten nach Abb. 2 auf insgesamt 90° ab (gegenüber 60° bei der Lichtbogenschweißung). Dies bedingt offenbar einen größeren Verbrauch an Schweißmaterial. Bleche, die dünner sind als $^3/_8$" (10 mm) kann man auch einfach nach Abb. 3 oder besser nach Abb. 4 zusammenschweißen. Die Doppelnaht ist für Bleche, die dicker als $^1/_2$" (12 mm) sind, wirtschaftlicher. Die Ausbildung nach Abb. 5 erfordert eine starke Abschrägung des schräg ansteigenden Bleches, immer mit der Absicht, daß man gut in die Ecke hineinsehen kann. Für Kehlnahtschweißungen haben sich die in Abb. 6 bis 12 dargestellten Abmessungen im Verhältnis zur Blechdicke als am vorteilhaftesten herausgestellt. Bei Walzprofilen mit abgerundeten Ecken ist eine Verstärkung der Naht bei entsprechend kürzerer Länge nach Abb. 13 erforderlich.

5. Vorbereitung der Schweißarbeiten. Das Schweißen in der Werkstatt geschah abteilungsweise nach Bindern, Stützen, Trägern und sonstigem. Jede Abteilung wurde mit ihrem besonderen Satz an Gasflaschen, Werkzeugen, Klammern, Handkranen usw. versehen. Azetylen und Sauerstoff wurden bei diesem Bau noch in einzelnen Flaschen geliefert. Bei Dauerbetrieb würde es sich empfehlen, ein zentrales Gasbehälterdepot an einem Eisenbahnnebengleis einzurichten und die Gase von dort durch Rohrleitungen den einzelnen Arbeitsstellen zuzuführen. Die Binder- und Stützenteile wurden vor dem Schweißen mittels Schraubenklammern zusammengehalten. Gelegentlich ist auch Heftschweißung angewendet worden, doch ist diese augenscheinlich nicht so einfach wie bei der Lichtbogenschweißung.

6. Schweißverfahren. Es wurden verschiedene Methoden ausprobiert. Die allgemeine Anwendung einer und derselben normalen Schweißnahtstärke (3/8") hat sich nicht bewährt. Es ist vielmehr besser, die Schweißnahtdicke der Blechstärke anzupassen, wobei die von der Gasflamme erhitzte Fläche zu berücksichtigen ist. Auch in dieser Beziehung erzielte man mit den in Abb. 6 bis 12 dargestellten Profilen die günstigsten Ergebnisse.

7. Beaufsichtigung der Schweißer. Während der ersten Arbeitsstadien sah man besonders darauf, daß jeder Schweißer der Schweißzone genügend Hitze zuführte, so daß die beiden Anlageschenkel der Kehlnaht gleichzeitig zum Schmelzen kamen. Bei verschiedenen Blechstärken erhitzt sich das dünnere Blech stärker, es sei denn, daß man die Flamme mehr auf den stärkeren Teil wirken läßt. Im allgemeinen genügen ganz kurze Einwirkungen der Schweißflamme auf den schwächeren Teil, da dieser durch Strahlung hinreichend stark erhitzt wird.

Was die Form der Gasflamme betrifft, so ist ein gut abgerundeter innerer Flammenkegel einem dünnen und spitzen vorzuziehen. Der erstere bewirkt eine bessere Wärmeverteilung und erhält eine größere Oberfläche in geschmolzenem Zustande. Mit wachsendem Querschnitt der Schweißnaht sind größere Schweißbrenner und stärkere Schweißstäbe zu verwenden.

Das beim Gasschmelzverfahren so gefürchtete Verziehen der Konstruktionsteile hat sich anscheinend in größerem Ausmaße nur dort gezeigt, wo eine unsymmetrische Anordnung der Schweißnaht nicht zu umgehen war. In diesem Fall mußten die Konstruktionsteile entweder auf kaltem Wege oder durch Wiedererhitzung gerade gerichtet werden. Bei guter Einspannung bleiben die Teile wenigstens für die Zwecke der Schweißarbeiten genügend gerade. Bei symmetrischer Anordnung der Schweißnähte heben sich die Verziehungen annähernd gegenseitig auf.

Festigkeitsproben wurden bei diesen Arbeiten im allgemeinen nicht vorgenommen. Erfahrungsgemäß haben sie sich bei strenger Beaufsichtigung und genauer Beachtung der Regeln für eine gute Schweißarbeit als überflüssig erwiesen.

Interessant sind schließlich noch die Kurven, die die geleisteten Schweißnahtlängen in Metern je Stunde bei verschiedenen Nahtstärken angeben (Abb. 14). Hierbei ist ein Wirkungsgrad von 85% zugrunde gelegt, d. h. es ist angenommen, daß in jeder Stunde die Schweißflamme 50 Minuten lang wirklich in Tätigkeit war.

Über die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens läßt sich noch nichts Abschließendes sagen. Bei dem vorerwähnten Bau ist der Aufwand an Zeit sowohl als auch an Kosten immerhin noch höher gewesen als für eine genietete Konstruktion. Zum Teil ist dies aus den umfassenden Vorarbeiten erklärlich, die bei späteren Ausführungen fortfallen. Außerdem hofft man Ersparnisse durch eine zentrale Gaserzeugung und sorgfältigere Auswahl des jeweilig wirtschaftlichsten Nahtquerschnitts erzielen zu können.

Ohne Zweifel bietet das Gasschmelzverfahren gewisse Vorteile. So kann es z. B. überall dort angewendet werden, wo elektrischer Strom nicht verfügbar ist. Nach allem, was bisher darüber bekanntgeworden ist, scheint auch die Güte der Schweißung beim Gasschmelzverfahren höher zu sein, insbesonders hinsichtlich der Zähigkeit. Schließlich wird aber doch wohl der wirtschaftliche Faktor der entscheidende sein. Vergleichende Kostenermittlungen liegen für Stahlkonstruktionsschweißungen noch nicht vor. Nach Bardtke[3]) werden die Kosten für das Gasschmelzverfahren im allgemeinen etwas höher als für das Lichtbogenverfahren. Doch sind die Unterlagen für diese Kostenermittlungen sehr unsicher. Die Zahlen stammen überdies aus der Schiffbaupraxis. Nur eins steht fest: Bei sonst gleichen Kosten ist bei der Gasschmelzschweißung der Zeitaufwand zur Herstellung einer und derselben Naht von gewissen Blechstärken an größer als bei der Lichtbogenschweißung. Diese Verhältnisse verschieben sich um so mehr zuungunsten der ersteren, je kürzer die Naht ist. Hieran ist die erforderliche Vorwärmung schuld. Außerdem sind auch die Kosten für das Geraderichten der Konstruktionsteile nach der Schweißung, das bei der Gasschmelzschweißung wohl nie zu umgehen sein wird, nicht zu unterschätzen.

Vorläufig ist also nur die Möglichkeit gezeigt worden, das Gasschmelzverfahren überhaupt im Stahlbau anwenden zu können. Der weiteren Entwicklung muß es überlassen bleiben, ob es Aussicht hat, erfolgreich mit dem sich bisher gut bewährenden Lichtbogenschweißverfahren in Wettbewerb zu treten.

[3]) Gemeinfaßliche Darstellung der gesamten Schweißtechnik (1927). VDI-Verlag.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahltüren und Stahltore.

Von Oberingenieur **Kegel**, Essen.

Der Entwicklungsgang der modernen Stahltür reicht verhältnismäßig weit zurück. Das Schlosserhandwerk, vornehmlich die Bauschlossereien, fertigen sogenannte eiserne Türen schon seit Verwendung der Walzeisen und Bleche für Bauzwecke an, und zwar hauptsächlich als Gittertüren für Einfahrten und hin und wieder auch als Innen- und Außentüren an Gebäuden. Heute noch sieht man an älteren Gebäuden die auf primitive Art aus Winkeleisen und Blechen genieteten eisernen Türen. Auch die sogenannte Feuerschutztür der vergangenen Epoche ist noch hier und da zu finden. Sie besteht in der Hauptsache aus einer Tür aus Eichenbohlen, deren beide Seiten mit Blech beschlagen sind, damit bei einem ausbrechenden Brande die Tür länger Widerstand leisten sollte. Die heute

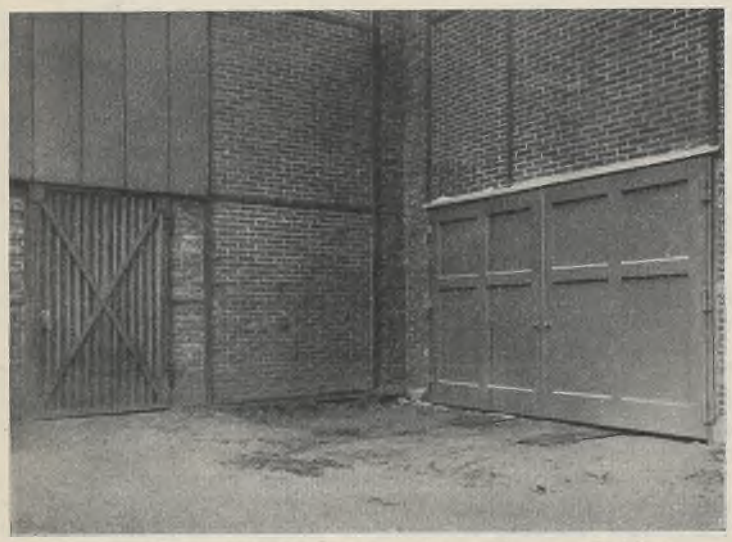


Abb. 1. Gegenüberstellung einer alten und neuen Stahltür.

noch vielfach verwendeten Türen aus Profileisenrahmen mit Wellblechverkleidung haben wohl hauptsächlich bei Gebäuden aus Stahlkonstruktionen ihre weiteste Verbreitung gefunden.

Nachdem die Verwendbarkeit der S.-M.-Feinbleche als Baustoff mehr bekannt wurde, haben weitblickende Konstrukteure unter Benutzung der sich schnell entwickelnden Maschinen für Blechbearbeitung, hauptsächlich der hydraulischen Presse, mit der Herstellung sogenannter stahlgepreßter Türen begonnen. Die bisher auf handwerksmäßige Weise angefertigte Tür war für eine weite Verwendung zu teuer und es mußte deshalb angestrebt werden, bei fabrikmäßiger Herstellung nicht nur eine Senkung des Verkaufspreises, sondern auch eine in jeder Hinsicht schöne Form der Tür zu erreichen. Abb. 1 gibt beispielsweise einen anschaulichen Vergleich zwischen einer älteren Ausführung, einer Wellblechtür, mit außen sichtbarem Versteifungsrahmen und einer neueren fabrikmäßig hergestellten Stahltür rechts.

Erst die sachliche Bauweise der neueren Zeit brachte auch der Stahltür die schöne und elegante Form, in der wir sie heute wohl in und an vielen Gebäuden finden. Unter Fortlassung aller störenden Linien und im engsten Einvernehmen mit der Architektur findet sich heute die Stahltür als feuerbeständige Tür in Treppenhäusern vieler öffentlicher Gebäude, auf unseren Ozeanriesen und insbesondere bis zu den größten Abmessungen von 12 m Höhe und darüber in den riesigen Kraftwerken, die in den letzten Jahren entstanden sind. Als weitere Verwendungsgebiete seien an dieser Stelle noch genannt: Flugzeughallen, Kaischuppen, Fabrikhallen jeder Art, Autobus- und Straßenbahnhallen. In

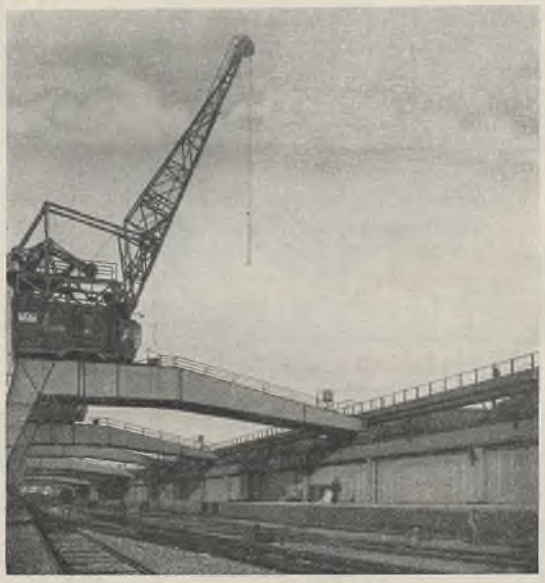


Abb. 5. Stahlschiebetore eines Kaischuppens.

allerjüngster Zeit hat sich die Stahltür auch das Gebiet des Siedlungsbaues erobert; auch in Krankenhaus- und Hotelbauten hat sie Einzug gehalten.

Konstruktion.

Die Stahltüren und -tore bestehen in der Hauptsache außer dem am Mauerwerk oder an Gebäudeprofilen zu befestigenden Anschlagrahmen aus einem gepreßten Stahlrahmen, der je nach Größe des Tores und außerdem noch nach der Walzgröße der zu verwendenden Stahlplatten durch Längs- und Querrahmen unterteilt ist. Die Führungsplatten werden zwischen die an der Innenseite lappenartig geformten Rahmen gebracht und mit diesen vernietet oder elektrisch verschweißt (Abb. 2). Bei Erzielung einer glatten Außenfläche, auf die oft besonderer Wert gelegt wird, benutzen die Werke einseitige Hohlrahmen, die hinter die Stahlplatte gesetzt, mit dieser vernietet und verfalzt werden und die dem Tore bei Vermeidung jedweden überflüssigen Baustoffes eine hinreichende Versteifung geben (Abb. 3).

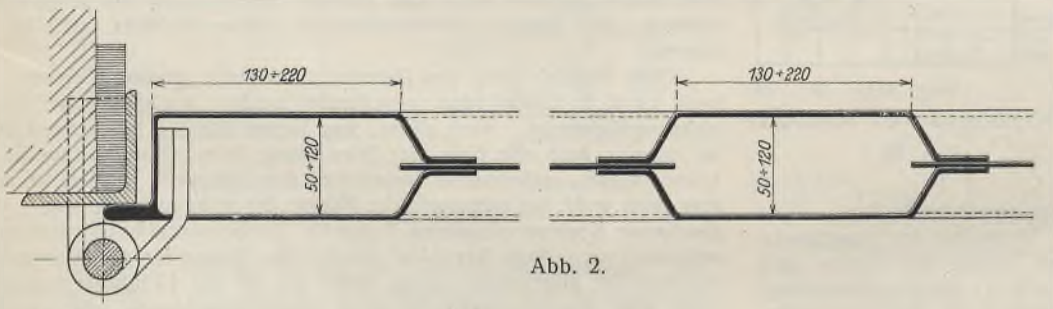


Abb. 2.

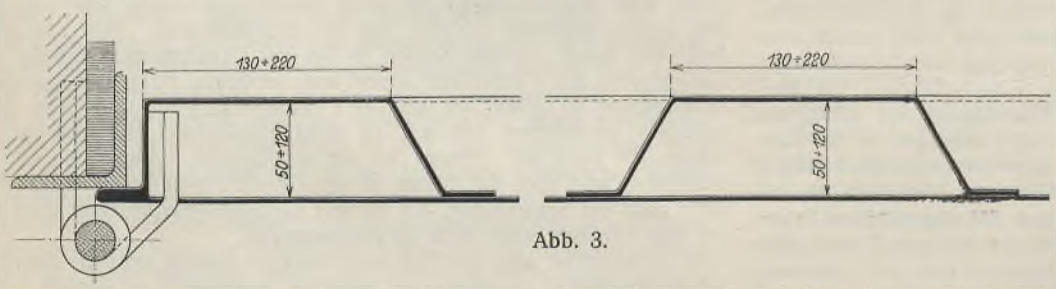


Abb. 3.



Abb. 4.
Ansicht eines Faltschiebetores von 11 m Höhe.

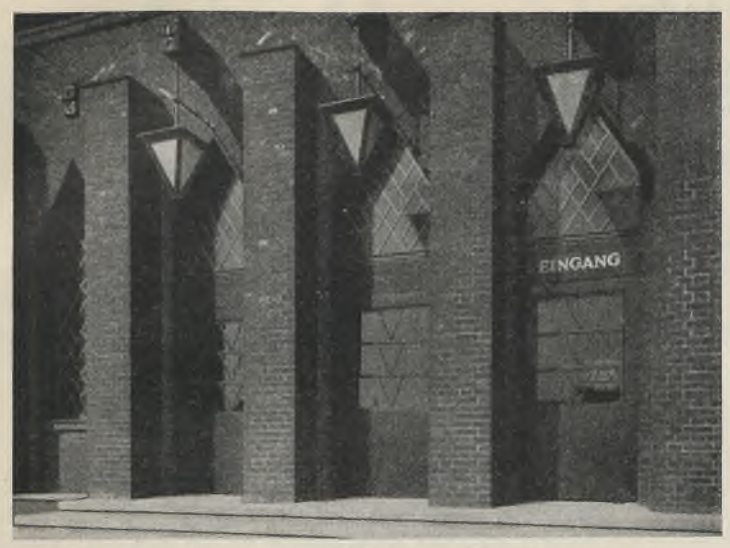


Abb. 6. Stählerne Türen eines Reichsbahnempfangsgebäudes.



Abb. 7. Stahltüren einer Autogroßgarage.

Erst die Fortschritte im Bau von Blechbearbeitungsmaschinen, sowie der heutige Stand der Schweißtechnik und moderne Arbeitsverfahren haben dazu beigetragen, den Bau von Stahltoren in den Abmessungen, wie sie heute gebräuchlich sind, überhaupt möglich zu machen.

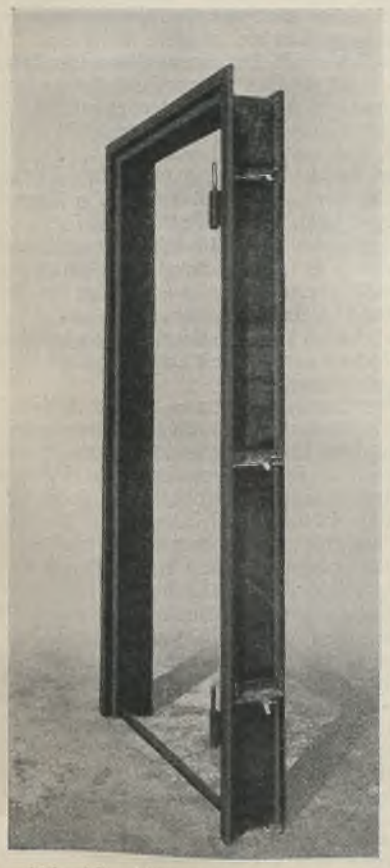


Abb. 10. Gepreßte Stahltürzarge.

Die nachfolgenden Abbildungen vermitteln einen bescheidenen Ausschnitt aus dem großen Verwendungsgebiet solcher Stahltüren. Abb. 4 zeigt ein 5,0 · 11 m großes Faltschiebetor, Abb. 5 die Stahlschiebetore eines langen Kaischuppens, Abb. 6 die Eingangstüren eines Reichsbahnempfangsgebäudes und Abb. 7 die mit oberer Verglasung versehenen Stahltüren einer Autogroßgarage.

Feuerbeständige Türen werden nach den Vorschriften der Baupolizei doppelwandig, mit zwischen den Stahlwänden verlegten hochglutsicheren Platten oder einer sonstigen feuerbeständigen Isoliermasse ausgeführt (Abbild. 8). Infolge der verschärften behördlichen Verordnungen sind die an eine feuerbeständige Tür gestellten Ansprüche recht weitgehend. Bei den Staatlichen Materialprüfungsämtern wird beispielsweise eine zu erprobende feuerbeständige Tür bei ein-



Abb. 9. Stahltüren mit Elektrolytverglasung.

ständiger Prüfungsdauer einer Temperatur von über 1000° C ausgesetzt, wobei nach Beendigung des Versuches die Verschlüsse noch intakt sein müssen.

Neuerdings legt man bei den vorerwähnten Türen auf eine beider-

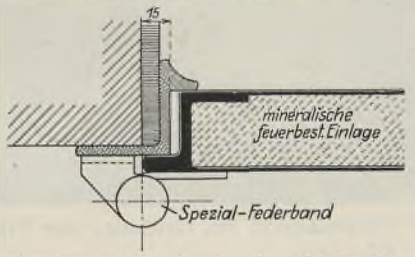


Abb. 8. Schnitt durch eine feuerbeständige Tür.

seitige, glatte Außenfläche besonderen Wert. Ohne sichtbare Niete oder Schrauben und mit ihren maschinell gefalzten Schlagleisten besitzen Türen dieser Art bei leichtem Gewicht große Widerstandsfähigkeit und Steifigkeit. Die außerordentlich leichte Bauart und äußere Gefälligkeit gepreßter Stahltüren zeigt u. a. auch Abb. 9, welche die mit Elektrolytverglasung versehenen Stahlfenster und Türen darstellen.

Zu den neuzeitlichen Bauelementen zählt auch die gepreßte Stahltürzarge (Abb. 10).

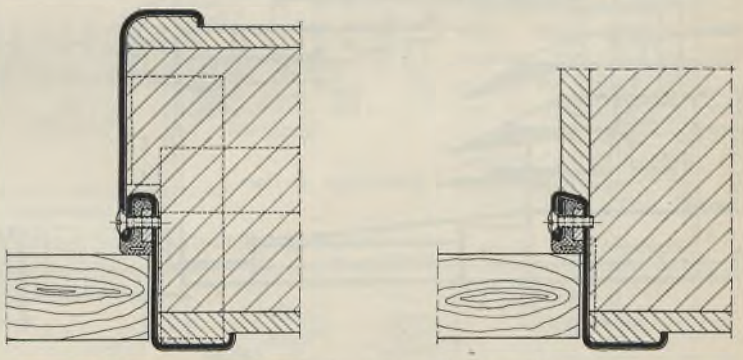


Abb. 11. Querschnitt durch eine Tür mit Gummiprofil.

Trotz ihrer verhältnismäßig dünnen Wandung ist sie infolge der zweckmäßigen, gepreßten Form überaus kräftig und hat bei vielen modernen Bauten steigende Verwendung gefunden. Insbesondere hat sich die gepreßte Zarge bewährt bei Türen für Krankenhäuser und Kliniken. Infolge ihrer gerundeten Kanten und des glatten Anschlages an der Mauer vermeidet sie jeden Ansatz von Unreinigkeiten und ist deshalb von hohem hygienischen Wert. Das lautlose Zuschlagen der Türen wird durch besondere, in gepreßten Nuten verlegte Gummiprofile erreicht (Abb. 11).

Gepreßte Türzargen können in denkbar verschiedenartigster Form und den weitgehendsten Ansprüchen entsprechend hergestellt werden.

Verschiedenes.

Stahlkonstruktion zu einem Wolkenkratzer-Theater- und Bürogebäude in Chicago. (Nach Eng. News-Rec. vom 14. 11. 1929.)

Wieder hat ein neuer Wolkenkratzer in Stahlskelettbau, der außer den üblichen Geschäfts- und Büroräumen sogar zwei Theater beherbergt, die Silhouette Chicagos verändert, nämlich das Wacker Drive Building von 45 Stockwerken bzw. 171 m größter Höhe, das Anfang 1928 entworfen und begonnen und dessen Opern- und Schauspielhaus kürzlich eröffnet wurden.

U-förmig im Grundriß von 119 m Länge und 58 m größter Breite erheben sich an den Schmalseiten Nord- und Südflügel bis zu 22 Stockwerken, schließen dazwischen die Räumlichkeiten für die Oper ein, während alles überragend sich an der Längsseite der 45 Stockwerke hohe Turm erhebt. Die interessante Gliederung des Bauwerkes, das sich im Chicagofluß spiegelt, zeigt Abb. 1. Die Abmessungen des Opernhauses für 3600 Personen sind: Zuhörerraum 48,2 m lang, 37,2 m breit und 26,4 m hoch im Innern, Bühne 36,6 m breit, 22 m tief und rd. 44 m hoch bis zum Schnürboden. Das kleine Schauspielhaus für nur 800 Personen liegt im Nordflügel und hat einen Zuschauerraum von 24,4 m Länge, 17,4 m Breite und 14,3 m Höhe mit einer Bühne von 21,4 m Breite, 9,8 m Tiefe und 21,8 m Höhe. Wenn auch diese Abmessungen (außer denen der Opernbühne) für deutsche Verhältnisse nichts Außergewöhnliches bedeuten, so muß man doch die selbstverständliche Großzügigkeit bewundern, mit der man die Theater z. T. überbaute und die Lasten von weiteren 15 bzw. 37 Stockwerken den Unterzügen und Stützen der Stahlkonstruktion zuwies, die dafür ausschließlich in Frage kam (Abb. 2). Da die Stützenteilung der Büroräume von der der Theater wesentlich abwich, mußten große Unterzüge sehr erhebliche Lasten (z. B. 3400 t) auf die Außenstützen übertragen. Es ergaben sich dadurch stählerne kreisförmige Fußplatten von 2,5 m Durchmesser und 34 cm Gesamtstärke, die allein 14 t je Stück wogen.



Abb. 1. Gesamtansicht des Gebäudes vom Flusse aus.

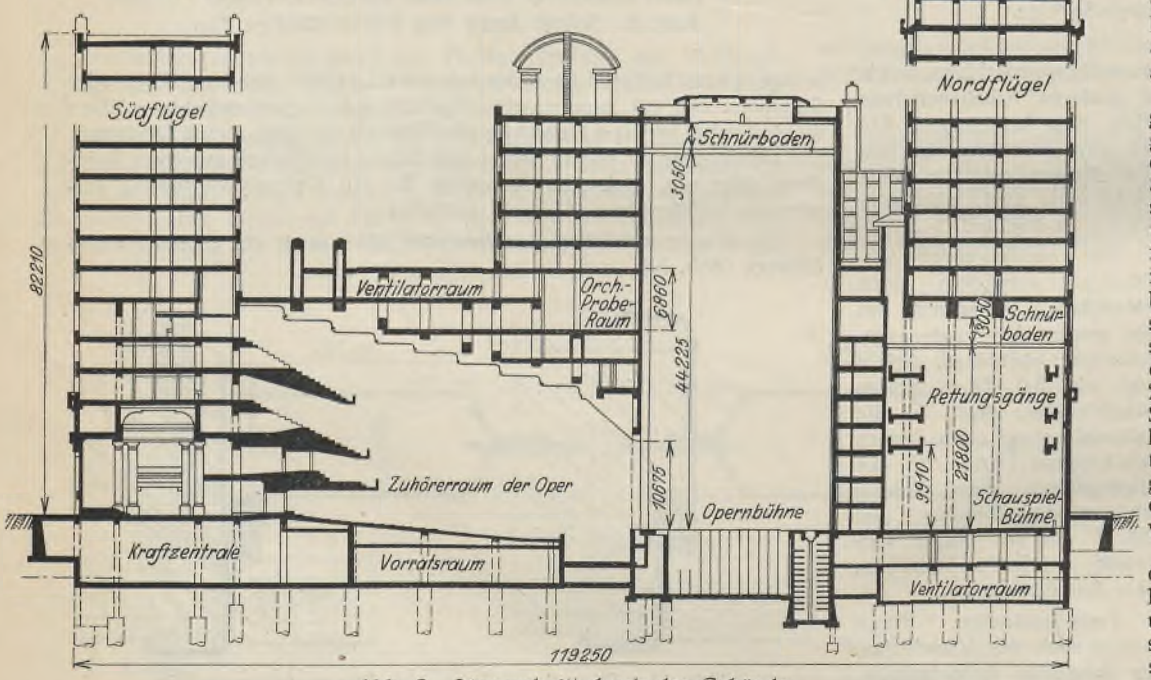


Abb. 2. Längsschnitt durch das Gebäude.

Am stärksten belastet ist ein Kragträger von 22,4 m Spannweite und ~ 17 m Höhe, der fünf Stützen der oberen 37 Geschosse des Mittelturmes samt Mauerwerk usw., insgesamt ~ 5000 t aufnimmt. Um Nebenspannungen infolge Vernietung der Stäbe und größere Biegungsmomente in der Stütze

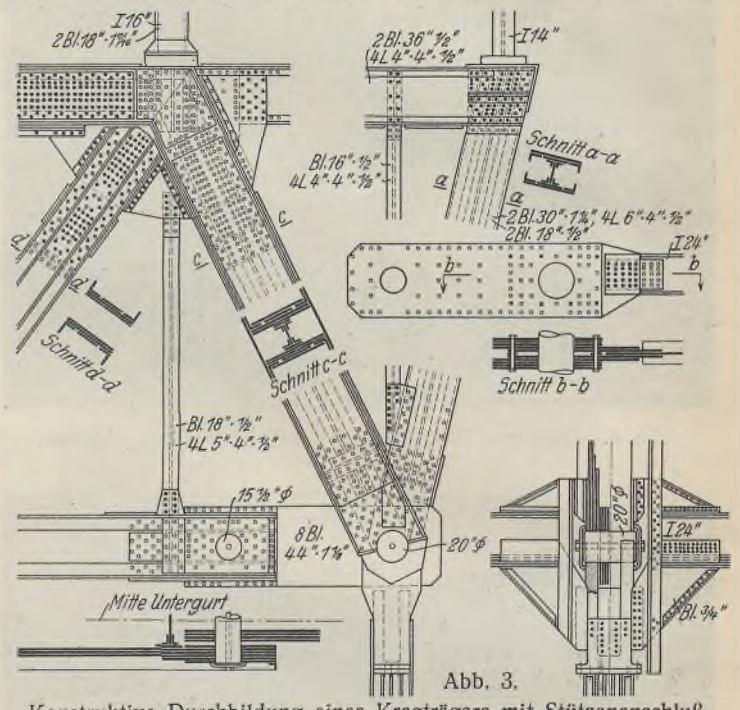


Abb. 3.
Konstruktive Durchbildung eines Kragträgers mit Stützenanschluß.

zu vermeiden, wurden wie Abb. 3 zeigt, der Untergurt und die Stütze gelenkig durch Bolzen von 500 mm Durchmesser angeschlossen. Das Gewicht dieses Unterzuges allein beträgt 235 t. Die Belastungen der Unterzüge von 27 bis 37 m Länge über dem Zuhörerraum der Oper schwanken zwischen 1450 und 3300 t.

Als Winddruck wurde 210 kg/m² für den großen Turm und 140 kg/m² für das Hauptgebäude angenommen. Seine Übertragung erfolgt durch die von den Unterzügen und Stützen gebildeten steifen Rahmen. Die steifen Ecken am Zusammenschluß der Träger und Stützen wurden aus abgeschnittenen Breitflanschträgern oder Knotenblechen mit Winkeln in waagerechter und senkrechter Richtung gebildet, und zwar bei den Außen- und Innenstützen für die Versteifung senkrecht zur Längsseite und nur bei den Außenstützen in Richtung der Längsseite. In die Decken des 7., 13. und 23. Geschosses wurden infolge Versetzens der Stützen u. ä. entsprechende Verbände aus Flachstäben eingebaut. An den um den Bauteil des Hauptzuhörerraumes behördlich vorgeschriebenen Luftschächten wurden zwischen den Decken und Stützen entsprechende Windverbände vorgesehen.

Die Stahlunterstützungskonstruktion für die drei Ränge ist in üblicher Weise aus Auslegerträgern, Unterzügen und Stützen gebildet, und zwar als Blechträger von 1,9 m Höhe, die sich teilweise durchdringen und deren konstruktive Lösung nach deutschen Begriffen nicht als glücklich zu bezeichnen ist.

Daß insbesondere die Theaterräume durch Pumpen, Röhrenanlagen und Regenvorrichtungen hinreichenden Feuerschutz erhalten haben, und daß die Kraftzentrale des Wolkenkratzers zur Anfuhr der Kohle und Abfuhr der Asche mit dem Netz der Chicago-Tunnel-Gesellschaft verbunden ist, sei nebenbei erwähnt, 35 Aufzüge vermitteln den Verkehr für die verschiedenen Höhenabschnitte mit Geschwindigkeiten bis 3,6 m/sek und 1200 kg Nutzlast. — Bei der Planung des Gebäudes wurde angenommen, daß die Theater vom Ertrag der Büroräume unterstützt werden können. — Sollte diese Voraussetzung sich nicht erfüllen, so bietet die gewählte Stahlkonstruktion die gute Möglichkeit, später aus den Theatern durch Um- und Einbauten Räume zu schaffen, die sich besser lohnen. A. D.

INHALT: Der Stahlbehälterbau. (Schluß.) — Anwendung der Gasschmelzschweißung für Stahlbauten. — Stahltüren und Stahltore. — Verschiedenes: Stahlkonstruktion zu einem Wolkenkratzer-Theater- und Bürogebäude in Chicago.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 18. April 1930 | Heft 8

Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. **Rudolf Bernhard,** Berlin.

Die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken mit zwei Hauptträgern ist praktisch und theoretisch untersucht worden. Die praktische Untersuchung erstreckte sich auf die statische Messung der Durchbiegungen, Verdrehungen und Spannungen von sieben zweigleisigen Fachwerküberbauten mit und ohne Querverbände bei ein- und zweiseitiger Belastung. In der theoretischen Untersuchung wird versucht, die praktischen Meßergebnisse rechnerisch zu verwerten.

I. Zweck der Versuche.

Wie in den 90er Jahren der Übergang von Schmiedeeisen zum Flußstahl praktische und theoretische Schwierigkeiten hervorrief, läßt jetzt die Einführung der hochwertigen Stähle ähnliche Probleme auftauchen.

Die neuen Stähle weisen, ebenso wie seinerzeit das Schmiedeeisen, annähernd dieselbe Elastizitätszahl wie St 37 auf, und die Frage der größeren Durchbiegung von Baukonstruktionen, vor allem in welcher Weise etwa sich daraus ergebende betriebliche Schwierigkeiten, insbesondere bei Eisenbahnbrücken sich auswirken werden, ist wieder zu beantworten.

Hier soll nun der Sonderfall untersucht werden, wie z. B. die verschiedene Durchbiegung der Hauptträger bei einseitig belasteten, zweigleisigen Eisenbahnfachwerküberbauten zur Geltung kommt, d. h. ob und in welcher Weise die auftretenden Verwindungsspannungen berücksichtigt bzw. verringert werden müssen.

Zu diesem Zweck sind vom Reichsbahnzentralamt Berlin verschiedene Brücken praktisch untersucht und die gewonnenen Ergebnisse mit der Theorie verglichen worden. Diese rein statischen Versuche, welche durch dynamische sowie Modell-Versuche ergänzt werden sollen, sind noch nicht als abgeschlossen zu betrachten.

Die bisherigen praktischen Meßergebnisse sowie der Vergleich mit der Theorie werden in dem vorliegenden Bericht getrennt behandelt werden.

II. Durchführung der Versuche.

1. Auswahl der Versuchsbauwerke.

Um die Versuche nicht zu weit auszudehnen, ist die Anzahl der untersuchten Brücken auf sieben verschiedene Überbauten beschränkt worden (Abb. 1), wozu bereits 7800 Messungen erforderlich waren.

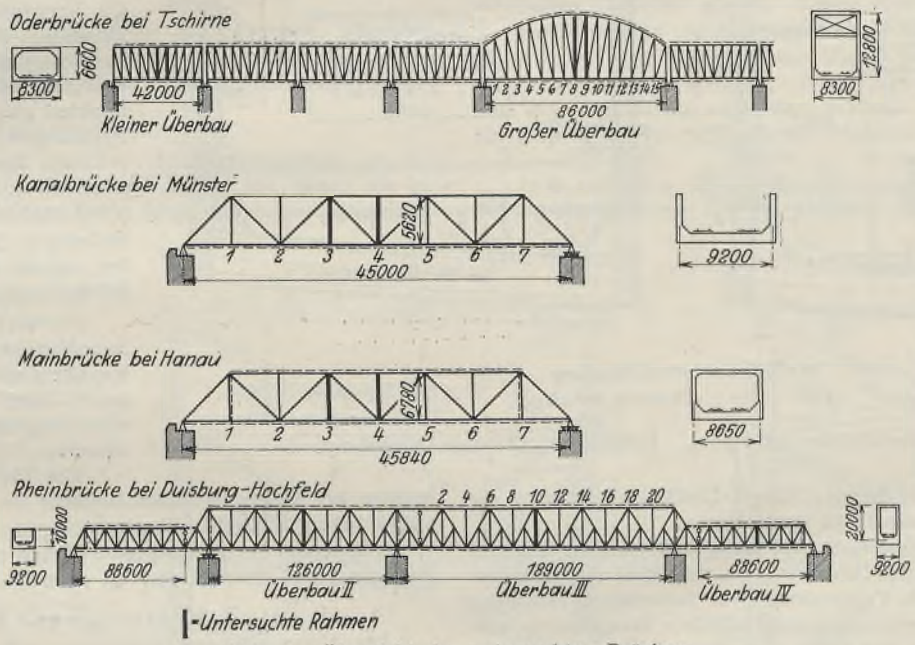


Abb. 1. Übersicht der untersuchten Brücken.

Sämtliche Überbauten, bis auf eine Brücke mit Querrahmen in jedem Feld und gekrümmtem Obergurt, hatten parallele Gurtungen. Bei den Überbauten mit Querrahmen in jedem Feld sind die Hauptträger als Pfostenfachwerk, bei den übrigen als Strebenfachwerk ausgebildet.

Nähere Angaben der untersuchten Brücken gehen auch aus der Zusammenstellung I hervor.

2. Meßgeräte.

a) Lotrechte Verschiebungen: Die meisten Überbauten führen über Flußläufe mit regem Schiffsverkehr und starker Strömung, so daß zur Messung der Hauptträgerdurchbiegung Nivellierinstrumente benutzt werden mußten. Nur bei zwei Überbauten war es

Zusammenstellung I. Untersuchte Brücken (nach Stützweiten geordnet).

Nr.	Bezeichnung	Stützweite l m	Breite b m	Systemhöhe h m	h/l	h/b	Baustoff[2])	Mit oberem Windverband	Bemerkungen
1	Oderbrücke bei Tschirne .	42,00	8,30	6,60	1 : 5,1	1 : 1,16	St 37	ja	Querrahmen in jedem Feld
2	Kanalbrücke bei Münster .	45,00	9,20	5,62	1 : 5,6	1 : 1,63	St 48	nein	
3	Mainbrücke bei Hanau . .	45,84	8,65	6,78	1 : 6,8	1 : 1,28	St 48	ja	Unsymmetrische Gleislage
4	Oderbrücke bei Tschirne .	86,00	8,30	6,6 bis 12,8	1 : 6,7	1 : 0,65	St 37	ja	Querrahmen in jedem Feld
5	Rheinbrücke bei Duisburg Überbau IV	88,60	9,20	10,00	1 : 8,7	1 : 0,92	St 48	ja	
6	Überbau II	126,00	9,20	20,00	1 : 6,3	1 : 0,46	St 48	ja	
7	Überbau III	189,00 (173,25)[1])	9,20	20,00	1 : 8,7	1 : 0,46	St 48	ja	

[1]) Dieser Überbau mit einer Stützweite von $l = 173{,}25$ m stützt sich auf den Kragteil des Überbaues II, so daß für die Untersuchung der Verwindung die ganze Stützweite von 189,00 m maßgebend ist.

[2]) Unterschiede durch die verschiedenen Stahlsorten sind bei allen folgenden Untersuchungen zunächst nicht weiter verfolgt worden.

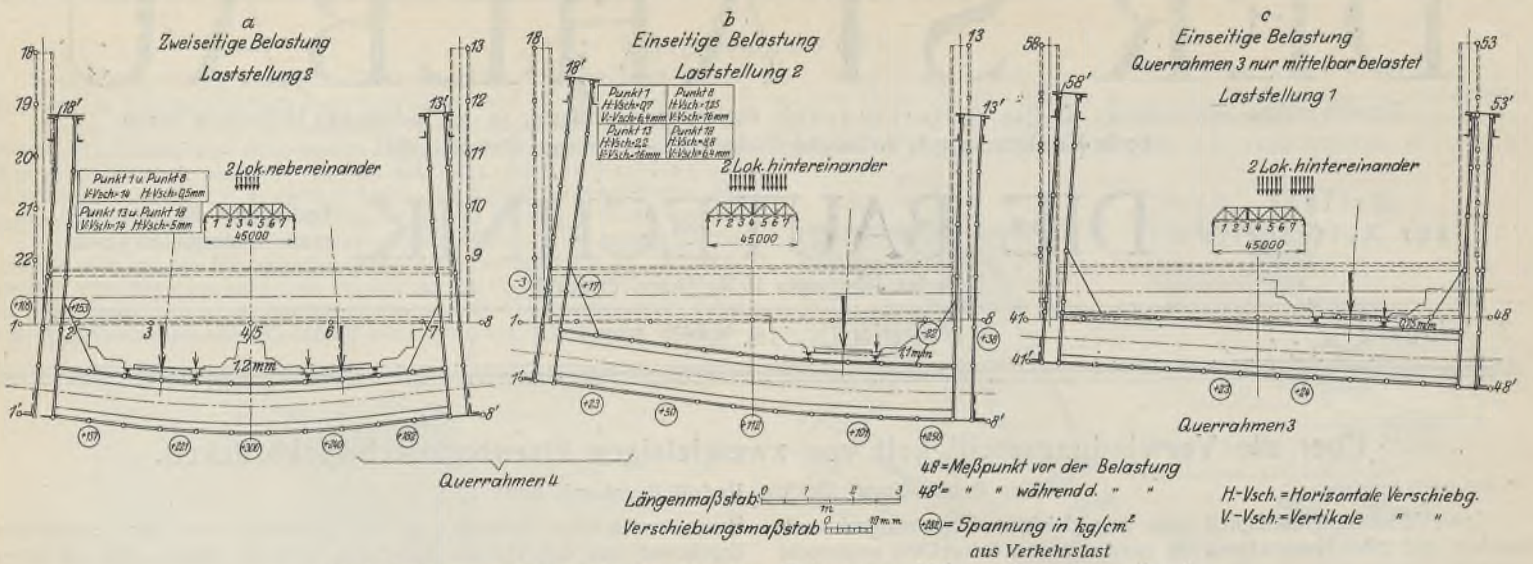


Abb. 2a bis c. Kanalbrücke bei Münster. Rahmenverschiebung Querrahmen 3 u. 4.

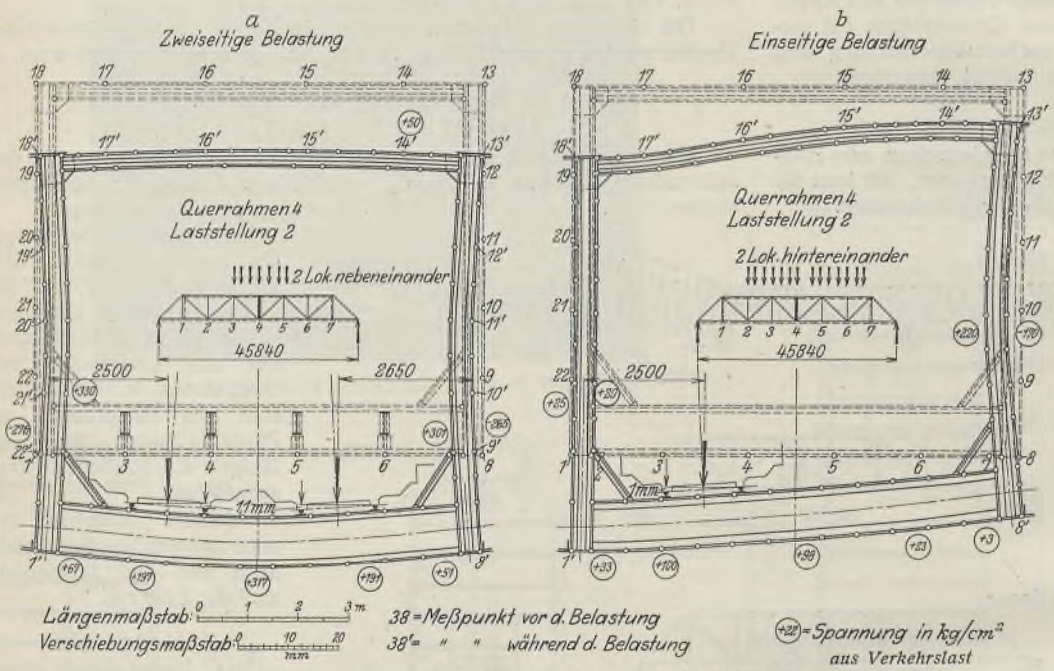


Abb. 3a u. b. Mainbrücke bei Hanau. Rahmenverschiebung Querrahmen 4.

möglich, durch direkte Messung (Leuner-Staeger-Durchbiegungsuhren) die Ergebnisse der Nivellierinstrumente zu kontrollieren.

Jeder Meßpunkt ist grundsätzlich von zwei Instrumenten zugleich beobachtet worden, um hierdurch Fehlmessungen möglichst auszuschalten. Die Genauigkeit wurde durch Verwendung von besonderen Meßlatten erhöht, deren Skalen auf temperaturunempfindlichen Invarbändern aufgebracht waren, welche durch eine Feder eine stets gleiche Vorspannung erhielten. Bei allen Messungen wurde ein Nivellierinstrument der Firma Carl Zeiss, Jena, benutzt, welches durch Heben der Ziellinie mit Hilfe einer planparallelen, kippbaren Glasplatte vor dem Fernrohrobjektiv eine besonders genaue Ablesung ermöglichte.

b) Waagerechte Verschiebungen: Außer den lotrechten Durchbiegungen tritt infolge der Verwindung bei einseitiger Belastung eine waagerechte Verschiebung der Hauptträger ein.

Um diese waagerechte Verschiebung, also die waagerechte Durchbiegung der Windverbände zu messen, wurden die oben erwähnten Nivellierlatten in den Eckpunkten der Querrahmen waagerecht angebracht und ihre Verschiebungen durch Theodoliten und für diese Zwecke umgebaute Kippregeln beobachtet.

c) Verwindung: Die Verwindungen wurden mit Hilfe von verstellbaren, sehr empfindlichen Libellen (System Stoppani, Bern) gemessen.

Die Feststellung der Verwindung bezweckte zunächst nur eine Nachprüfung der Durchbiegungsmessungen. Die ersten Ergebnisse veranlaßten jedoch, diese Messungen bei allen folgenden Untersuchungen nicht nur beizubehalten, sondern sogar zu erweitern.

d) Spannungen: Die Verwindungskräfte müssen sich in erster Linie in den Spannungen der Schrägen von Haupt- und Flachverbänden aus wirken.

Durch vergleichende Spannungsmessungen, die mit gewöhnlichen, statischen Dehnungsmessern (System Huggenberger, Zürich) durchgeführt wurden, sollte auf die Kräfte geschlossen werden.

Das Auftreten von verhältnismäßig großen Nebenspannungen machte es jedoch unmöglich, trotz der zahlreichen Ablesungen die Verwindungskräfte einwandfrei zu bestimmen. Man hätte die Meßstellen und Belastungsfahrten so vermehren müssen, daß bei jedem Stab an mindestens vier Punkten eines Querschnittes drei und mehr Spannungswerte aufgenommen werden konnten, um dann daraus die Normalkräfte bestimmen zu können.

Trotzdem wurden bei allen Untersuchungen Spannungsmessungen beibehalten, da sie eine brauchbare Kontrolle der Rahmenverbiegung bildeten.

e) Witterungseinflüsse: Temperaturschwankungen übten nur bei der Kanalbrücke über den Dortmund-Emskanal durch einseitige Sonnenbestrahlung einen ungünstigen Einfluß auf die Ergebnisse aus.

Die Messungen an den Rheinbrücken mußten bei böigen Windverhältnissen durchgeführt werden. Die Windstärke betrug bisweilen 10 m/sek.

Temperatur und Wind sind daher mit Registrierinstrumenten aufgezeichnet und dauernd verfolgt worden.

3. Meßstellen und Belastung.

Die Untersuchungen erstreckten sich bei den zuerst untersuchten Brücken Nr. 5 bis 7 in der Zusammenstellung I nur auf den mittelsten Querrahmen.

Um den Einfluß der unmittelbaren Querträgerbelastung auf die Verbiegung des zu untersuchenden Rahmens auszuschalten, wurde bei den übrigen Überbauten auch noch ein zweiter, dem mittleren am nächsten liegender Querrahmen untersucht und zwei verschiedene Belastungen vorgenommen.

Die erste Laststellung wurde so gewählt, daß die Belastungslokomotiven mit der vordersten Achse nur bis Brückenmitte vorfuhren, ein zu untersuchender Querrahmen also unbelastet blieb, die zweite Laststellung so, daß die Hauptträger die größte Durchbiegung erhielten.

Die einseitigen Belastungen wurden abwechselnd auf beiden Gleisen durchgeführt und jede Belastungsfahrt einmal wiederholt.

Um eine Vergleichsmöglichkeit gegenüber gleichmäßiger Belastung zu erhalten, sind auch doppelseitige Fahrten vorgenommen worden.

Nähere Einzelheiten über Meßpunkte, Stand der Belastungslokomotiven usw. gehen aus Abb. 2 bis 5 unmittelbar hervor.

III. Praktische Meßergebnisse.

1. Allgemein.

Um aus der großen Zahl von Einzelergebnissen allgemeine Schlüsse ziehen zu können, ist versucht worden, von einer einzelnen Brücke sowie

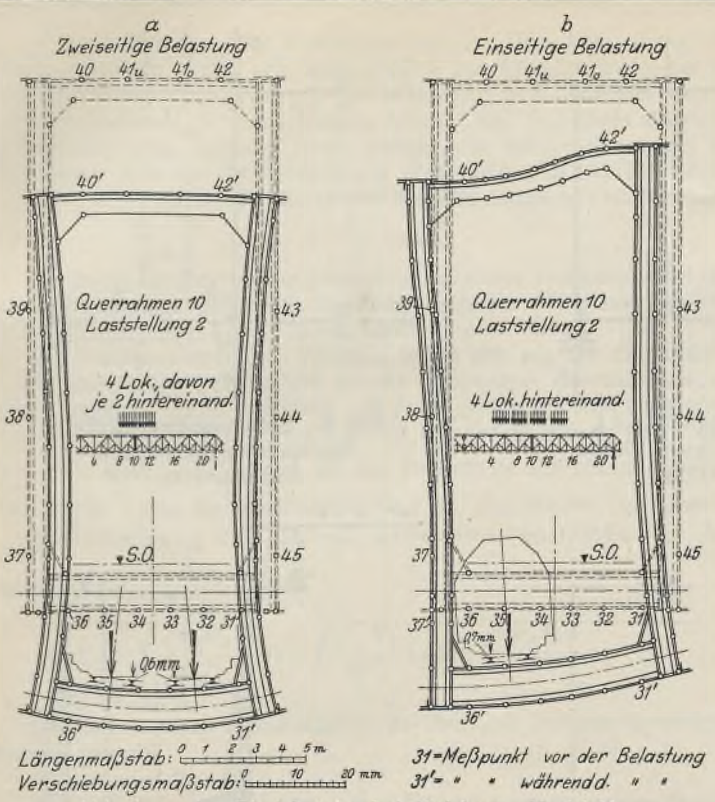


Abb. 4a u. b. Rheinbrücke bei Duisburg—Hochfeld. Rahmenverschiebung, Querrahmen 10, Überbau 3.

der jeweiligen Belastung unabhängige Werte zu bestimmen. Die Meßergebnisse haben zur graphischen sowie formelmäßigen Darstellung eines Verwindungsbeiwertes geführt, worauf jedoch erst später näher eingegangen werden soll.

2. Meßergebnisse.

Ein übersichtliches Bild der einzelnen Belastungszustände ergeben die zeichnerischen Darstellungen der Abb. 2 bis 5, aus denen die gemessenen Verdrehungen, Biegelinien sowie Spannungen hervorgehen.

Als wichtigstes Meßergebnis für den Eisenbahnbetrieb sei vorausgeschickt, daß die größte Überhöhung der Schiene des voll belasteten Gleises bei einseitiger Fahrt nur 1,75 mm beträgt, was als ganz unbedenklich bezeichnet werden kann, da die erforderliche Überhöhung in Krümmungen nach den Oberbauvorschriften (Obv) der Deutschen Reichsbahngesellschaft sogar bis 120 mm ansteigt.

Die Einspannung der Querträger an den Hauptträgern, insbesondere auf der Seite des belasteten Gleises, trägt wesentlich zur Verminderung der Schrägstellung bei.

Nur bei oben offenen Brücken und Belastung auf der ganzen Brückenlänge hat die Einspannung der Querträger keinen Einfluß.

Der größte beobachtete Höhenunterschied beider Hauptträger, z. B. bei dem großen Überbau der Brücke in Tschirne, betrug bei einseitiger Vollbelastung 9,6 mm.

IV. Theoretische Ergebnisse.

1. Allgemein.

Um die praktischen Meßergebnisse mit der Theorie vergleichen zu können, sind zwei verschiedene Berechnungsverfahren durchgeführt worden. Obgleich die zweiseitige Belastung für die Querschnittausbildung der Haupttragglieder stets maßgebend sein wird, kann es in Ausnahmefällen, z. B. bei kombinierten Eisenbahn- und Straßenbrücken, jedoch erforderlich werden, die Berechnung auch für einseitige Belastung durchzuführen.

Aus den rechnerisch zu bestimmenden Deformationen des Raumfachwerks, die mit den Meßergebnissen angenähert übereinstimmen, können die Zusatzbeanspruchungen in den vier Verbänden (Hauptträger und Flachverbände) berechnet werden.

Von der Berechnung als vielfach statisch unbestimmtes, räumliches System ist wegen des praktisch kaum durchführbaren, verwickelten Rechnungsganges abgesehen worden. Auf die Schwierigkeiten bei der Annahme von Einspannungen, z. B. durch die Querträgeranschlüsse, sei besonders hingewiesen und bemerkt, daß die Annahme reibungsloser Gelenke bei Raumfachwerken, die noch dazu auf Torsion beansprucht werden, nicht zulässig ist und der Wirklichkeit widersprechende Resultate ergeben würde.

Es werden daher zwei Näherungsverfahren entwickelt, von denen das erste auf rein rechnerischem Wege unter Benutzung der Federkonstanten[1]) der Hauptträger und Flachverbände, das zweite unter Benutzung der gewonnenen Meßergebnisse für einen Verwindungsbeiwert ϱ zum Ziel führt. Beide Verfahren gelten nur für Fachwerkträger auf zwei Stützen mit parallelen Gurtungen, das erste Verfahren nur für einen gelenkig angeschlossenen oberen Windverband.

2. Berechnung als elastisches Raumfachwerk.

a) Rechnungsgang: Es soll hier zunächst ein Näherungsverfahren entwickelt werden, das den Rechnungsgang erheblich abkürzt und dabei doch alle wesentlichen Eigenschaften des Raumfachwerks berücksichtigt.

Ein auf Verwindung beanspruchter Brückenquerrahmen stützt sich in den Eckpunkten gegen die vier Tragwände (Hauptträger und Windverbände) des Raumfachwerks. Die Komponenten dieser Auflagerdrücke rufen eine Belastung und damit eine Verschiebung bzw. Durchbiegung in den Ebenen der Tragwände hervor. Die Größe der Verdrehung des Rahmens ist also neben der Deformation des Rahmens selbst von dem elastischen Verhalten der vier Wände abhängig.

Das Verfahren geht nun davon aus, bei Aufstellung der Elastizitätsgleichungen nicht die einzelnen Stäbe, sondern die ganzen Tragwände als Einzelglieder einzuführen. Jede Tragwand kann in ihrer Wirkung als eine elastische Stütze angesehen werden. Das elastische Verhalten wird für jede Wand getrennt aus der Einflußlinie für die Durchbiegung be-

[1]) Bernhard u. Späth, Rein dynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchungen von Bauwerken. „Der Stahlbau", 1929, Heft 6.

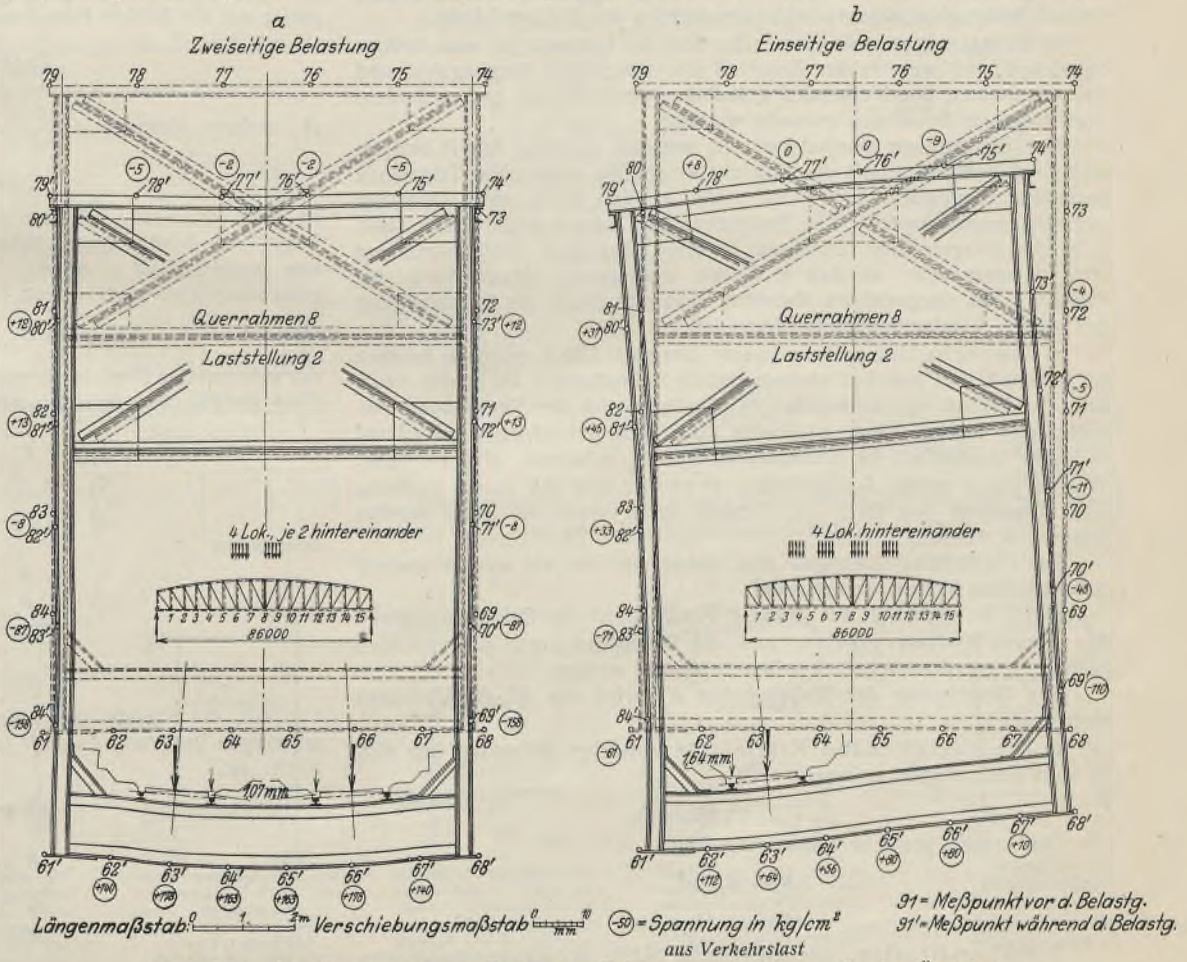


Abb. 5a u. b. Oderbrücke bei Tschirne. Rahmenverschiebung. Großer Überbau.

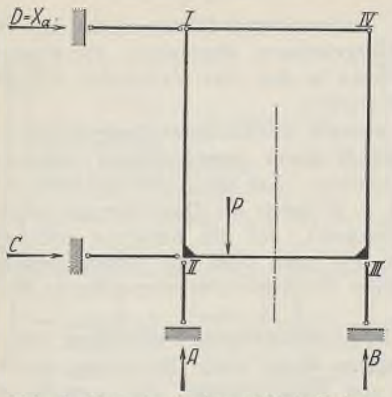


Abb. 6. Der elastisch gestützte Rahmen.

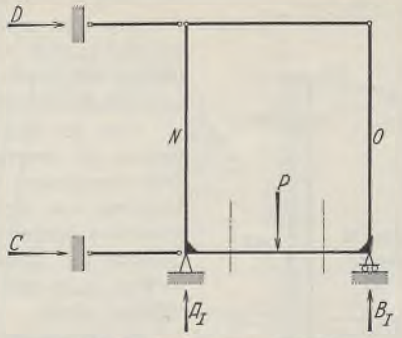


Abb. 7. Belastungszustand I. Belastung durch symmetrische lotrechte Kräfte.

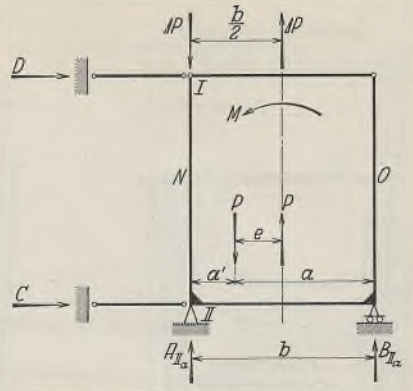


Abb. 8. Belastungszustand IIa. Beanspruchung durch die Drehmomente.

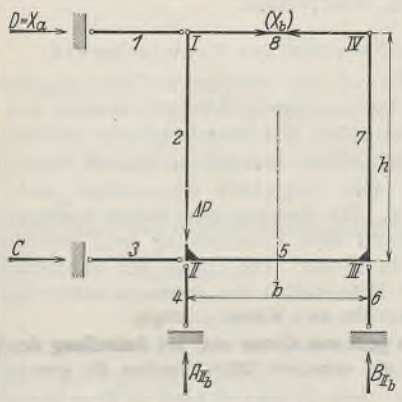


Abb. 9. Belastungszustand IIb. Außermittiger Kraftangriff.

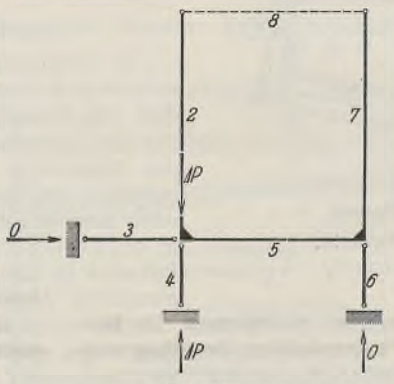


Abb. 10. Zustand $X_a = 0$.

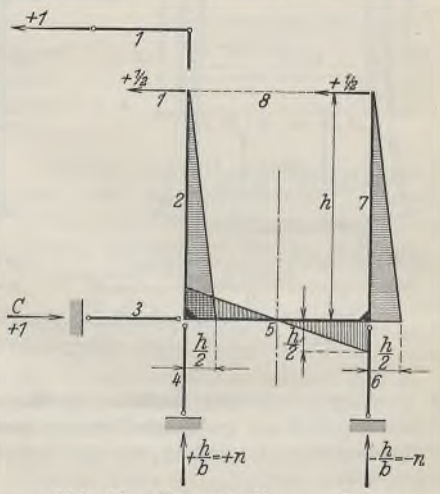


Abb. 11. Zustand $X_a = -1$.

stimmt und durch ihre Federkonstante ausgedrückt. Die Verwindungen der Tragwände in sich werden wegen ihrer untergeordneten Bedeutung vernachlässigt, desgleichen die Einspannungen der Windverbände.

b) Belastungsannahmen: Es sind die Formeln für eine Brücke entwickelt, bei welcher der Anschluß der Querträger biegungsfest und der des oberen Windverbandes gelenkig ausgebildet ist und außerdem noch folgende Annahmen gemacht worden:

Nur der mittlere Querrahmen sei zunächst einseitig mit P belastet und durch gedachte elastische Stützen, welche die elastischen Tragwände darstellen, abgestützt (s. Abb. 6). Alle übrigen Stäbe seien zunächst gelenkig angeschlossen. Die Endquerrahmen mögen vollkommen starr, d. h. die waagerechten Verbände in ihren Auflagern (Endquerrahmen) starr gelagert sein, so daß z. B. die waagerechte Verschiebung des Punktes I des dargestellten Rahmens eindeutig durch die Durchbiegung des oberen Windverbandes bestimmt ist.

c) Statische Unbestimmtheit: Der nach Abb. 6 gelagerte Rahmen ist äußerlich und innerlich statisch einfach unbestimmt. Da jedoch einerseits der Einfluß der Rahmendeformation bezüglich der Verwindung vernachlässigt werden kann, anderseits aber auch der obere Windverband in seiner Gesamtheit die Auflagerkraft $D = X_a$ aufnimmt, also auf beide Pfosten gleich große Auflagerkräfte überträgt, fällt die innere statische Unbestimmtheit hier fort. Der Rahmen kann vorerst als starre Scheibe angesehen werden.

Die Elastizitätsgleichungen sind daher nur für ein einfach statisch unbestimmtes System aufzustellen.

Durch Bestimmung der äußeren Kraft X_a ist der Belastungszustand des ganzen Systems gegeben, und die Beanspruchungen der einzelnen Stäbe können ohne Schwierigkeiten berechnet werden.

Zur Berechnung der Unbekannten X_a wird das M_i-M_k-Verfahren angewandt[2]).

d) Die angreifenden Kräfte: Die einseitige Belastung läßt sich in zwei Teilzustände zerlegen:

Zustand I (Abb. 7).

Die Last P_1 greift in Brückenachse an.

$$A_I = B_I = \frac{P}{2} \tag{1}$$

$$C = -D = 0$$

[2]) Müller-Breslau, Die Graphische Statik der Baukonstruktionen, Band II, 2. Abteilung.

Dieser Zustand ist der gewöhnliche Fall, welcher der zweigleisigen (symmetrischen) Belastung entspricht. Die Verkehrslast verteilt sich gleichmäßig auf die beiden Hauptträger N und O.

Zustand II (Abb. 8).

An dem starren Rahmen greift das Moment $M = P\,e$ an, das durch ein anderes Moment $\Delta P \cdot \frac{b}{2} = P\,e$ ersetzt werden kann.

$$\Delta P = \frac{2\,P\,e}{b} \tag{2}$$

ist dann die Kraft, mit der der Träger N mehr belastet wird als der Träger O[3]). Infolge dieses Belastungszustandes IIa greift in Brückenachse eine weitere Kraft $-\Delta P$ an. Damit werden die Auflagerdrücke aus der gesamten symmetrischen Belastung

$$A_{I+IIa} = B_{I+IIa} = \frac{P - \Delta P}{2} = \frac{P\,a'}{b}. \tag{3}$$

Als außermittige Kraft bleibt nur die in der Ebene I/II angreifende Kraft ΔP übrig (Belastungszustand IIb Abb. 9).

Daraus folgt:

1) $X_a + C = 0;$

2) $A_{IIb} + B_{IIb} - \Delta P = 0;$

3) $B_{IIb}\,b - X_a\,h = 0;$

oder wenn

$$\frac{h}{b} = n; \tag{4}$$

$$B_{IIb} = X_a\,n; \tag{5}$$

$$A_{IIb} = \frac{2\,P\,e}{b} - X_a\,n. \tag{6}$$

Aus der Summe der Teilzustände (I + IIa + IIb) treten infolge der einseitigen Belastung durch P in den Auflagern bzw. Tragwänden folgende Kräfte auf:

$$A = P \cdot \frac{a}{b} - X_a\,n \tag{7}$$

$$B = P \cdot \frac{a'}{b} + X_a\,n \tag{8}$$

$$C = -X_a \tag{9}$$

$$D = +X_a. \tag{10}$$

[3]) Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken.

e) Bestimmung der Federkonstanten: Die Entwicklung der weiteren Formeln stützt sich hauptsächlich auf die Einführung der sogenannten Federkonstanten[1]), ein in der Dynamik bekannter Begriff, welcher die Elastizität eines Körpers erfaßt. Man bezeichnet allgemein als Federkonstante diejenige Kraft, welche z. B. bei einem normal beanspruchten Stab die Längenänderung (Federung) von 1 cm hervorruft.

Nach dem Hookeschen Gesetz wird die oben definierte Federkonstante

$$(11) \qquad c = \frac{EF}{l} \text{ t/cm.}$$

Die in die Rechnung einzuführenden, gedachten Federkonstanten der Einzelstäbe können nun durch die Federkonstanten der elastischen vier Verbände (Hauptträger und Flachverbände) ersetzt werden.

Die Federkonstanten der Verbände lassen sich aus den Einflußlinien für die Durchbiegungen, welche für die Hauptträger ohnehin bestimmt werden müssen, leicht errechnen. Ist f die größte Durchbiegung eines Tragwerks in cm infolge $P = 1^{*}$ t, so ist die Federkonstante gleich dem reziproken Wert: $c = \frac{1}{f}$ t/cm, da die Einflußlinie die Durchbiegung f in cm ergibt, c aber die Durchbiegung für 1 cm, also den f^{ten} Teil darstellt.

f) Bestimmung der statisch unbestimmten Größe X_a: Allgemein ist $X_a = \frac{\delta_{oa}}{\delta_{aa}}$, wobei

$$\delta_{ik} = \int \frac{M_i M_k}{EJ} \cdot ds + \int \frac{N_i N_k}{EF} \cdot ds + \Sigma \frac{S_i S_k s}{EF} + \dots$$

1. Zustand $X_a = 0$.

Der Stab 2 bleibt spannungslos, da die Kraft ΔP am Querträgeranschluß angreift.

2. Zustand $X_a = -1$.

Die Kraft $X_a = -1$ verteilt sich gleichmäßig auf die beiden Pfosten (Fortfall der inneren statischen Unbestimmtheit, da der Stab 8 des oberen Windverbandes als starr angenommen ist).

Zusammenstellung II.

Normalkräfte			Normalkräfte		
Stab	N_o	N_a	Stab	N_o	N_a
1	0	$+1$	5	0	0
2	0	0	6	0	$+n$
3	0	-1	7	0	0
4	$-\Delta P$	$-n$	8	0	0

Der Einfluß der Momente geht aus Abb. 10 u. 11, der Einfluß der Normalkräfte aus der Zusammenstellung II hervor.

Daraus ergibt sich:

$$(12) \qquad X_a = \frac{\Delta P\, n \cdot \frac{l_4}{F_4}}{\frac{l_1}{F_1} + \frac{l_3}{F_3} + n^2\left(\frac{l_4}{F_4} + \frac{l_6}{F_6}\right) + \frac{h^3}{12 J_2} + \frac{h^3}{12 J_7} + \frac{h^2 b}{12 J_5}};$$

setzt man jetzt $\frac{l_x}{F_x} = \frac{E}{c_x}$ (s. Gl. 11), so wird

$$(13) \qquad X_a = \frac{2Pe}{b} \cdot \frac{n}{\frac{c_4}{c_1} + \frac{c_4}{c_3} + n^2\left(1 + \frac{c_4}{c_6}\right) + \frac{c_4 h^2}{12 E}\left(\frac{h}{J_2} + \frac{h}{J_7} + \frac{b}{J_5}\right)}.$$

Bei gleichen Hauptträgern ist $\frac{l_4}{F_4} = \frac{l_6}{F_6}$, $c_4 = c_6$ sowie $J_2 = J_7$.

Die Formel lautet dann:

$$(14) \qquad X_a = \frac{2Pe}{b} \cdot \frac{n}{\frac{c_4}{c_1} + \frac{c_4}{c_3} + 2n^2 + \frac{c_4 h^2}{12 E}\left(\frac{2h}{J_2} + \frac{b}{J_5}\right)} = \frac{2Pe}{b} \cdot Y.$$

Man erkennt, daß der Beiwert Y hauptsächlich von dem Verhältnis $n = \frac{h}{b}$ (Höhe zur Breite) und von den Größen c abhängig ist. Das letzte Glied $\frac{c_4 h^2}{12 E}\left(\frac{2h}{J_2} + \frac{b}{J_5}\right)$ im Nenner stellt den Einfluß der Rahmensteifigkeit dar.

Die statisch unbestimmte Größe X_a bedeutet den oberen waagerechten Auflagerdruck eines Rahmens in Brückenmitte auf den gesamten oberen Windverband. Die Verhältniswerte $\frac{c_4}{c_1}$ und $\frac{c_4}{c_3}$ der Federkonstanten ändern sich auch bei außermittiger Belastung mehrerer Querrahmen nicht. Dagegen muß die Anzahl der Querrahmen bei dem die Rahmensteifigkeit darstellenden Glied berücksichtigt werden. P, J_2 und J_5 vervielfältigen sich, und zwar kann man annehmen, daß der Einfluß der nach dem Auflager zu liegenden Querrahmen (J_2 und J_5) in bezug auf die Federkonstante c_4, der Biegelinie entsprechend, nach dem Gesetz einer Parabel abnimmt. Ferner ist zu beachten, daß sich neben den Pfosten auch die Schrägen an der Rahmenwirkung beteiligen.

Die endgültige Formel lautet dann:

$$(15) \qquad X_a = \frac{2e\,\Sigma P}{b} \cdot \frac{n}{\frac{c_4}{c_1} + \frac{c_4}{c_3} + 2n^2 + \frac{c_4 h^2}{8 m E}\left(\frac{2h}{J_2 + J_2'} + \frac{b}{J_5}\right)}$$

worin also

ΣP = äußere Kräfte
e = Exzentrizität
b = Hauptträgerabstand
h = Systemhöhe der Hauptträger
$n = \frac{h}{b}$
c_1 = Federkonstante des oberen Windverbandes
c_3 = Federkonstante des unteren Windverbandes
c_4 = Federkonstante des Hauptträgers
m = Anzahl der Querrahmen (ohne Portale)
E = Elastizitätsmodul
J_2 = gemitteltes Trägheitsmoment der Pfosten
J_2' = gemitteltes Trägheitsmoment der Schrägen
J_5 = Trägheitsmoment des Querträgers

bedeutet.

Mit Hilfe der Formeln (7) bis (10) kann nach Einsetzen des Wertes X_a der gesamte Spannungszustand der Brücke bestimmt werden.

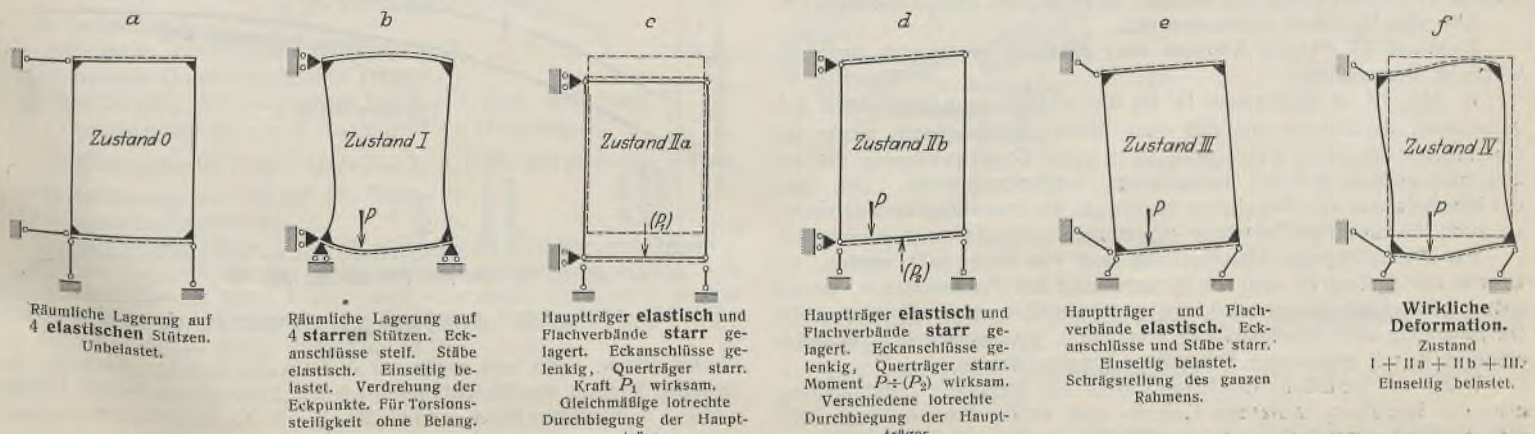
Für den Überbau III der Rheinbrücke bei Duisburg ist z. B.

$e = 175$ cm
$h = 2000$ cm
$n = 2{,}17$
$c_1 = 45\,000$ kg/cm
$c_3 = 50\,000$ kg/cm
$c_4 = 58\,800$ kg/cm
$E = 2\,100\,000$ kg/cm²
$J_2 = 270\,000$ cm⁴
$J_2' = 1\,440\,000$ cm⁴
$J_5 = 2\,600\,000$ cm⁴
$b = 920$ cm
$m = 11$
$2n^2 = 9{,}41$
$\frac{c_4}{c_1} = 1{,}31$
$\frac{c_4}{c_3} = 1{,}18$

und mithin

$$X_a = \frac{2 \cdot 175\, P}{920} \cdot \frac{2{,}17}{1{,}31 + 1{,}18 + 9{,}41 + \frac{58\,800 \cdot 4\,000\,000}{8 \cdot 11 \cdot 2\,100\,000}\left(\frac{2 \cdot 2000}{270\,000 + 1\,440\,000} + \frac{920}{2\,600\,000}\right)}$$
$$= \sim 0{,}0552\, P.$$

Die Anwendung der oben entwickelten Formel (15) ergibt, wie später gezeigt wird, eine gute Übereinstimmung mit der Messung.



a: Räumliche Lagerung auf 4 **elastischen** Stützen. Unbelastet.

b: Räumliche Lagerung auf 4 **starren** Stützen. Eckanschlüsse steif. Stäbe elastisch. Einseitig belastet. Verdrehung der Eckpunkte. Für Torsionssteifigkeit ohne Belang.

c: Hauptträger **elastisch** und Flachverbände **starr** gelagert. Eckanschlüsse gelenkig, Querträger starr. Kraft P_1 wirksam. Gleichmäßige lotrechte Durchbiegung der Hauptträger.

d: Hauptträger **elastisch** und Flachverbände **starr** gelagert. Eckanschlüsse gelenkig, Querträger starr. Moment $P \div (P_2)$ wirksam. Verschiedene lotrechte Durchbiegung der Hauptträger.

e: Hauptträger und Flachverbände **elastisch.** Eckanschlüsse und Stäbe starr. Einseitig belastet. Schrägstellung des ganzen Rahmens.

f: **Wirkliche Deformation.** Zustand I + IIa + IIb + III. Einseitig belastet.

Abb. 12. Allgemeines Schema der Verformungsvorgänge eines Rahmens bei einseitiger Belastung. Vollrahmen.

g) Sonderfälle und Vereinfachungen: Zur Vereinfachung der Formel (14) und mit als Beweis ihrer Richtigkeit können die folgenden zwei Annahmen gemacht werden.

α) Vollkommen starre Querrahmen in den Angriffsebenen der Torsionsmomente.

Nimmt man einen vollkommen starren Querrahmen (starre Scheibe) an, so dürfen keine Rahmendeformationen infolge Biegemomente mehr auftreten. Dieser Zustand ist dadurch gekennzeichnet, daß in der entwickelten Formel (14) die Trägheitsmomente der Rahmenstäbe, J_2 und J_5, für diesen Grenzfall $= \infty$ gesetzt werden können.

β) Quadratischer Querschnitt.

Die Federkonstanten der vier Verbände (lotrechte und waagerechte Verbände) sind gleich groß.

$$c_1 = c_2 = c_3 = c_4;\ h = b;\ n = 1.$$

Es wird dann

$$X_a = \frac{M}{b\,(1+1)} = \frac{M}{2h} \tag{16}$$

$$X_a\, h = \frac{M}{2}, \tag{17}$$

d. h. das Moment M verteilt sich gleichmäßig auf die vier Tragwände.

Zu gleichen Ergebnissen kommt man z. B. auch bei Untersuchungen an Gittermasten, welche ähnlichen Beanspruchungen ausgesetzt sein können.

3. Berechnung mit Hilfe der empirisch gefundenen Verwindungssteifigkeit ϱ.

a) Verwindungsbeiwert: Zur Bestimmung eines von der Belastung unabhängigen, allgemeinen Maßstabes für die Verwindungssteifigkeit der Brücken können zunächst folgende Überlegungen angestellt werden:

Der Vorgang bei der Verwindung des räumlichen Tragwerkes läßt sich in vier Einzelzustände zerlegen, welche zusammen die endgültige Deformation ergeben.

Der allgemeine Fall einer Brücke mit oberem und unterem Flachverband ist in Abb. 12 für einen mittleren Brückenrahmen, der bei einseitiger Vollbelastung die größte Schrägstellung erfährt, dargestellt und näher erläutert.

Zustand 0 zeigt den auf vier elastischen Stützen, räumlich gelagert gedachten, mittelsten Rahmen in unbelastetem Zustand, vgl. auch Abb. 6.

Die Federwirkung der beiden Hauptträger und der beiden Flachverbände wird durch die elastischen Stützen wiedergegeben.

Zustand I zeigt die Wirkung der einseitigen Belastung auf den Querträger. Der Rahmen muß als auf vier, diesmal starren Stützen räumlich gelagert gedacht werden, d. h. bei beiden Hauptträgern und Flachverbänden ist die Federwirkung aufgehoben.

Für die späteren Untersuchungen kann dieser Zustand vernachlässigt werden, da er die Verwindungssteifigkeit nicht beeinflußt.

Zustand II. Die bislang steifen Eckanschlüsse werden als gelenkig vorausgesetzt. Die Hauptträger sind elastisch, die Flachverbände noch starr gelagert. Ebenso ist der Querträger als unelastisch anzunehmen.

a) Es wirkt nur die Last P_1 in Querträgermitte und erzeugt eine lotrechte gleichmäßige Durchbiegung beider Hauptträger.
Die vier Ecken bleiben rechtwinklig.

b) Es wirkt das Kräftepaar $P \div (P_2)$. Die bei Zustand IIa willkürlich hinzugefügte Last P_1 hebt sich gegen (P_2) des Zustandes IIb fort. Das Gelenkviereck verschiebt sich infolge verschieden großer Durchbiegung der beiden Hauptträger.
Die Flachverbände erhalten eine Verwindung.

Ein weiterer Zustand IIc, ähnlich IIa, jedoch mit steifen Ecken, sowie starrer Lagerung der Hauptträger und elastischer der Windverbände, der sich mithin durch waagerechte Parallelverschiebung der Windverbände auszeichnet, ist der Übersichtlichkeit halber fortgelassen.

Zustand III. Hauptträger und Flachverbände sind beide elastisch gelagert, Eckanschlüsse und Stäbe jedoch wieder starr angenommen. Durch die einseitige Last P tritt eine Schrägstellung des ganzen Rahmens ein.

Alle vier Verbände verwinden sich.

Zustand IV. Durch Addition aller Zustände ergibt sich dann die wirkliche Deformation.

In Abb. 13 ist der Zustand IV für drei verschiedene Überbauten aufgezeichnet, als Brücke mit und ohne oberen Windverband, sowie mit Querrahmen in jedem Feld, und zwar unter Berücksichtigung der bei den untersuchten Brücken vorhandenen Trägheitsmomente. Die Lage der Wendepunkte der Biegelinien ist sowohl für zweiseitig symmetrische, als auch für einseitige Belastung eingetragen.

Für die vorliegende Untersuchung muß nun festgestellt werden, um wieviel der Zustand III, also die Rückstellkraft der Flachverbände, worauf später näher eingegangen wird, und gegebenenfalls des Vollrahmens, die Durchbiegung bzw. Schrägstellung vermindert, welche sich bei Zustand II allein, d. h. mit gelenkigen Eckpunkten ergeben würde.

Durch das Verhältnis der theoretischen zur wirklichen Durchbiegung, also der Beziehung zwischen Gelenk- und steifer Eckausbildung, läßt sich ein Verdrehungsbeiwert unabhängig von der Belastung und dem Baustoff, allein mit Hilfe der gemessenen Durchbiegungen ausdrücken.

Vernachlässigt man die Verwindung der Hauptträger und Flachverbände, so müssen sich die Durchbiegungen bei Annahme gelenkiger Querträgeranschlüsse umgekehrt wie die Abstände des Lastangriffspunktes von P, und die Querträgerauflagerkräfte wie die Durchbiegungen der Hauptträger verhalten (Abbild. 14); mithin

$$\frac{B}{A} = \frac{a'}{a} = \frac{f_1}{f_2},$$

also unabhängig von P.

Für $a = a'$, d. h. symmetrische Belastung, wird $f_1 = f_2$.

Bei zunehmender Steifigkeit der Flachverbände und der Querrahmen, sowie unsymmetrischer Belastung wird

$$\frac{f_1}{f_2} > \frac{a'}{a} = \varrho \cdot \frac{a'}{a},$$

wobei der Beiwert ϱ die obenerwähnte Verwindungssteifigkeit darstellt. Mithin

$$\varrho = \frac{f_1/f_2}{a'/a}. \tag{18}$$

Für $\varrho = 1$ wird die Steifigkeit $= 0$, d. h. es liegt gelenkiger Anschluß (Zustand II) vor; je größer ϱ wird, um so mehr kommt die versteifende Wirkung der Flachverbände und der Querrahmen zur Geltung.

In Zusammenstellung III sind die ϱ-Werte für Brücken mit und ohne Querrahmen in jedem Feld ermittelt und in Abb. 15 in Abhängigkeit von der Stützweite aufgetragen. Der gesetzmäßige Verlauf dieser empirisch gefundenen ϱ-Werte kann auch in Form von Gleichungen ausgedrückt werden.

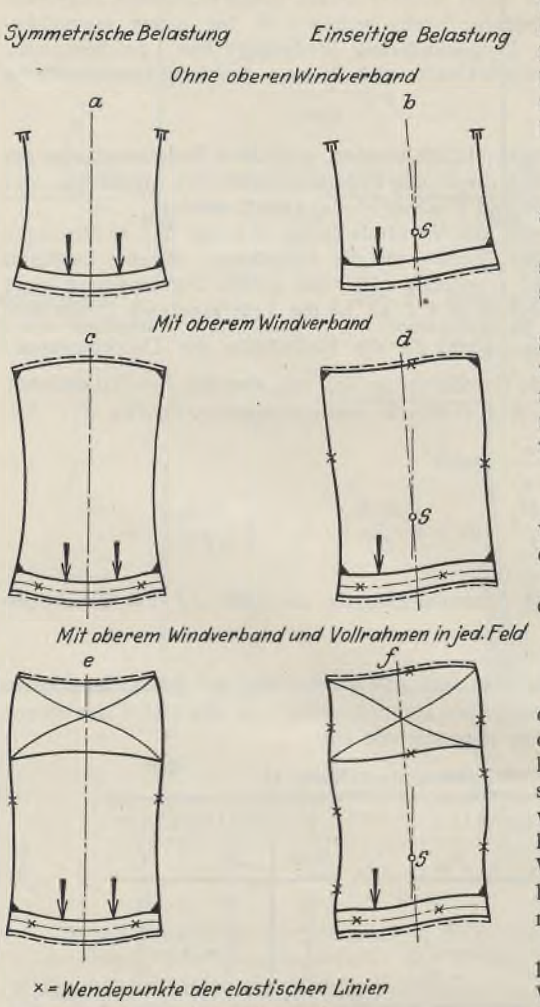


Abb. 13a bis f.
Elastische Linien verschiedener Rahmen.

Für Brücken mit üblicher Querrahmenausbildung ergibt sich:

$$\varrho = 0{,}72 + \sqrt{0{,}0078\ l - 0{,}25}. \tag{19}$$

Für Brücken mit Querrahmen in jedem Feld

$$\varrho = 0{,}8 + \sqrt{0{,}0065\ l - 0{,}1}, \tag{20}$$

wobei l die Stützweite in m bedeutet.

Da bei den meisten Brücken das Verhältnis von h/l nur in engen Grenzen schwankt, können die Ergebnisse auch mit Brücken anderer Spannweiten verglichen werden.

Es stellt sich dabei heraus, daß mit zunehmender Spannweite durch Anwachsen des ϱ-Wertes die durchbiegungsvermindernde Wirkung der

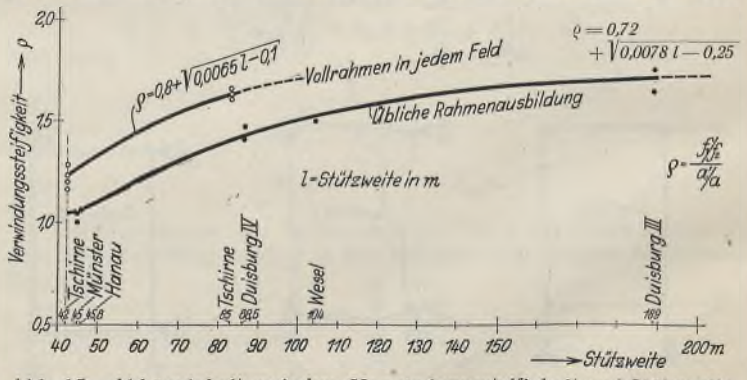


Abb. 15. Abhängigkeit zwischen Verwindungssteifigkeit und Stützweite.

Flachverbände mehr und mehr zur Auswirkung kommt. Auch der versteifende Einfluß von Vollrahmen in jedem Feld kommt bereits bei den wenigen untersuchten Brücken durch die obere Kurve deutlich zum Ausdruck.

b) Rechnungsgang: Unter Benutzung der empirisch gefundenen Verwindungssteifigkeit ϱ läßt sich nun der Spannungszustand des Raum-

fachwerks bei einseitiger Belastung noch in einfacherer Weise als bei dem vorher ausgeführten Näherungsverfahren bestimmen.

Nimmt man an, daß die gefundene Verwindungssteifigkeit ϱ den in Abb. 15 dargestellten gesetzmäßigen Verlauf hat, so kann für jede beliebige Stützweite zwischen 40 und 250 m der zugehörige Verwindungsbeiwert ϱ aus den Kurven oder den Formeln bestimmt werden. Alle für die Berechnung erforderlichen statischen Größen lassen sich in Abhängigkeit von ϱ darstellen, insbesondere läßt sich errechnen:

die Verteilung der einseitigen Belastung auf die beiden Hauptträger;
die durch die Verwindungssteifigkeit bedingte Rückstellung (Rückstellkraft und Rückstellmoment), d. h. der Anteil an dem Moment $M = P e$, den die waagerechten Verbände aufnehmen, und
die Schiefstellung der Fahrbahn.

c) Verteilung der einseitigen Belastung auf die beiden Hauptträger: Nach Abb. 14 ist

(21) $$A + B = P,$$

(22) $$B = \frac{P \varrho a'}{a + \varrho a'},$$

(23) $$A = \frac{P a}{a + \varrho a'}.$$

Aus den Belastungsanteilen A und B, die Funktionen der Belastung und der Verwindungssteifigkeit sind, lassen sich weiter alle für die Spannungsermittlung erforderlichen Momente, Querkräfte und Stabkräfte bestimmen.

d) Bestimmung der in den waagerechten Verbänden angreifenden Kräfte: Eine symmetrisch zur Brückenmitte angreifende Belastung beansprucht die waagerechten Verbände, abgesehen von der Rahmenwirkung infolge Querträgerbelastung, nicht. Dagegen nehmen die Flachverbände bei einseitiger Belastung einen Teil des Zusatzmomentes $M = P e$ auf. Da das Kräftepaar $X_a h = M_R$ den gelenkigen Zustand in den wirklichen Zustand zurückführt, kann man das Moment M_R auch als Rückstellmoment bezeichnen, und die Kraft $R = \frac{X_a h}{b}$ als Rückstellkraft, d. h. diejenige Kraft, um welche der eine Hauptträger be-, der andere entlastet wird (Abb. 16). Die Größen von M_R, R und X_a lassen sich durch Formeln in Abhängigkeit vom ϱ darstellen.

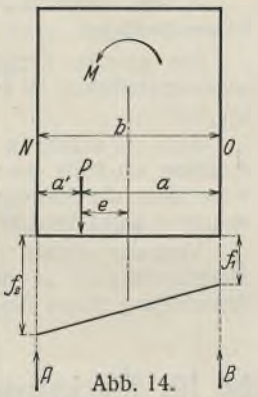


Abb. 14. Lotrechte Durchbiegung der Hauptträger.

Um den Sinn der Rückstellung, ein der Dynamik ebenfalls entlehnter Begriff, leichter verständlich zu machen, sollen vorher diese Größen praktisch an einer der durchgeführten Versuchsmessungen erläutert werden. Als Beispiel ist wieder der Überbau III der Rheinbrücke bei Duisburg gewählt.

α) Meßergebnis.

Es bezeichnet:
f_1 = gemessene Durchbiegung des Trägers O,
f_2 = gemessene Durchbiegung des Trägers N,
f_o = Durchbiegung der Hauptträger für $a = a'$ (sym. Belastung),
$2 f_o$ = Durchbiegung für $a = b$ (Lastangriff im Hauptträger),
$\bar{f}_1$ = Durchbiegung des Trägers O für $\varrho = 1$, d. h. für das gelenkige System,
$\bar{f}_2$ = Durchbiegung wie vor für den Träger N,
$2 \Delta f$ = Gesamtschiefstellung.

Die schraffierte Fläche (Abb. 16) gibt die als Funktion von ϱ und P darstellbare Rückstellung oder den Verwindungswiderstand wieder. Die Rückstellung um das Stück δ kann man sich durch die Kraft R hervorgerufen denken. — Da sich die Durchbiegungen im elastischen Bereich wie die angreifenden Kräfte verhalten, ist (bei $a = b$):

(24) $$\frac{P}{R} = \frac{2 f_o}{\delta},$$ und die Rückstellkraft

$$R = P \frac{\delta}{2 f_o} = 0{,}117\, P.$$

Zusammenstellung III.

Brücke	Stützweite l m	Syst.-höhe h m	Hauptträger-Abstd. b m	Durchbiegung gemessen f_1 mm	f_2 mm	$\frac{f_1}{f_2}$	$\frac{a'}{a}$	$\varrho = \frac{f_1}{f_2} \cdot \frac{a'}{a}$	Querschnittsskizze	Schiefstellg. $\Delta f = \frac{f_2 - f_1}{2}$ mm	Bemerkg.
Duisburg III	189,0	20,0	9,2	14,9	20,1	0,741	0,449	1,65		2,6	
				23,4	29,6	0,791	0,449	1,76		3,1	
Duisburg II	126,0	20,0	9,2	16,1	16,1	0,628	0,449	1,40		3,0	Meßergebn. unvollständig, bei Auswertg. nicht berücks.
Wesel	104,0	10,5	3,9	21	32	0,656	0,436	1,50		5,5	Werte bei einem früheren Probebelastg. ermittelt
Duisburg IV	88,6	10,0	9,2	11,8	19,6	0,634	0,449	1,41		3,4	
				17,7	26,7	0,663	0,449	1,48		4,5	
Tschirne	86,0	6,60	8,30	a) 15,9	24,2	0,657	0,407	1,61		4,1	a) Rahmen 1
		12,80		b) 9,9	14,6	0,678		1,67		2,3	b) „ „ 2
				15,3	23,0	0,665		1,63		3,8	
Hanau	45,8	6,80	8,65	2,5	5,7	0,439		1,06		1,6	
Münster i/W.	45,0	5,6	9,2	a) 6,35	16,0	0,397	0,388	1,01		4,8	Ohne oberen Windverbd.
				b) 3,6	9,0	0,400		1,03		2,7	
Tschirne	42,0	6,6	8,30	a) 5,7	11,4	0,500	0,407	1,23		2,8	
				7,0	14,4	0,487		1,20		3,7	
				b) 4,9	9,4	0,521		1,28		2,2	
				6,1	12,9	0,473		1,16		3,4	

Berechnung der Verwindungssteifigkeit ϱ.

Das Rückstellmoment

(25) $$M_R = R b = 1{,}08\, P \text{ tm} \quad \text{oder}$$

$$M_R = \frac{M \cdot 1{,}08\, P}{P e} = 0{,}617\, M.$$

Die waagerechten Verbände nehmen hier also mehr als die Hälfte des äußeren Moments auf. Die waagerecht in Brückenmitte angreifend gedachte Kraft ist

(26) $$X_a = \frac{b}{h} \cdot R = 0{,}054\, P.$$

β) Rechnerisches Ergebnis mit Hilfe des Verwindungsbeiwertes ϱ.

Es ist ferner nach Abb. 16

(27) $$f_1 = \bar{f}_1 + \delta$$

(28) $$f_2 = \bar{f}_2 - \delta$$

(29) $$\frac{f_1}{f_2} = \varrho \cdot \frac{a'}{a}$$

(30) $$\bar{f}_1 = \frac{2\, a' \cdot f_0}{b}$$

(31) $$\frac{\bar{f}_1}{\bar{f}_2} = \frac{a'}{a}$$

(bei gelenkigem Anschluß).

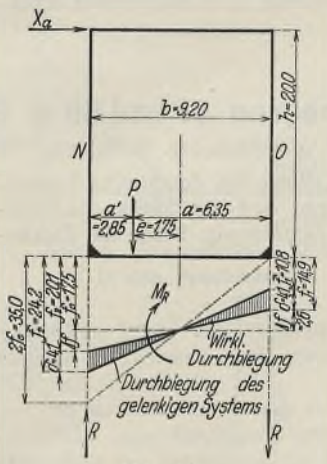


Abb. 16. Auswertung der Meßergebnisse.

Aus den vorstehenden Bedingungsgleichungen ergibt sich die Rückstellung:

(32) $$\delta = \bar{f}_1 \cdot \frac{\varrho - 1}{\frac{a'}{a} \cdot \varrho + 1} \quad \text{und}$$

(33) $$R = \frac{P\, a'}{b} \cdot \frac{\varrho - 1}{\frac{a'}{a} \cdot \varrho + 1};$$

(34) $$M_R = P\, a' \cdot \frac{\varrho - 1}{\frac{a'}{a} \cdot \varrho + 1};$$

(35) $$X_a = \frac{P\, a'}{h} \cdot \frac{\varrho - 1}{\frac{a'}{a} \cdot \varrho + 1}.$$

Setzt man jetzt für ϱ den aus Formel (19) sich ergebenden Wert ein, so wird $X_a = 0{,}0532\, P$ t.

Nach dem ersten Berechnungsverfahren hatte sich aus Formel (15) $X_a = 0{,}0552\, P$ t ergeben.

Beide Werte weichen nur unerheblich von dem aus der Messung nach Formel (26) festgestellten Wert für $X_a = 0{,}054\, P$ t ab.

e) Bestimmung der Schiefstellung der Fahrbahn. Die Schiefstellung $\operatorname{tg}\alpha = \frac{2\,\Delta f}{b}$ läßt sich ebenfalls mit Hilfe von ϱ bestimmen.

Es ist

$$\Delta f = \bar{f}_1 \cdot \frac{b}{2\,a'} \cdot \frac{a - \varrho\,a'}{a + \varrho\,a'} \quad \text{und} \tag{36}$$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{2\,\Delta f}{b} = \frac{\bar{f}_1}{a'} \cdot \frac{a - \varrho\,a'}{a + \varrho\,a'}. \tag{37}$$

Bei den Meßversuchen konnten nur Teilbelastungen durchgeführt werden, so daß sich hierbei nicht die größten Schiefstellungen ergaben. Nimmt man nun an, daß die Einflußlinie für die Durchbiegung eine quadratische Parabel sei und die Durchbiegung $f_{\Delta l}$ für Teilbelastung sich zur Durchbiegung f_l für Vollbelastung wie $F_{\Delta l}$: F_l der entsprechenden Flächen der Einflußlinie verhält, so wird,

$$f_l = f_{\Delta l} \cdot \frac{l^3}{x\,(3\,l^2 - 4\,x^2)}. \tag{36}$$

Da auch Δf eine Funktion von f ist, errechnet sich hieraus die Gesamtschiefstellung $2\,\Delta f$, z. B. für den großen Überbau der Oderbrücke bei Tschirne unter einseitiger Vollbelastung auf der ganzen Brückenlänge zu 9,6 mm, oder auf die Spurweite umgerechnet zu $\frac{9{,}6}{8{,}3} \cdot 1{,}5 = 1{,}75$ mm.

V. Zusammenfassung.

Das praktische Ergebnis der Versuchsreihe kann also vorbehaltlich der Bestätigung durch weitere Untersuchungen wie folgt zusammengefaßt werden:

1. Eine betriebsgefährliche Schrägstellung der Gleise, winkelrecht zur Fahrtrichtung, ist in keinem Fall beobachtet worden. Brücken aus hochwertigem Baustahl scheinen in dieser Hinsicht zu Bedenken keine Veranlassung zu geben.

2. Bei Überbauten mit kleinerem h/l, insbesondere aus hochwertigem Stahl, wird die Schrägstellung bei einseitiger Belastung zweigleisiger Brücken am wirksamsten durch einen steif angeschlossenen, oberen und unteren Flachverband, also z. B. mit Querrahmen in jedem Feld, vermindert.

Die erhöhte statische Unbestimmtheit bildet keinen Grund, der statischen Bestimmtheit zuliebe irgendwelche gelenkigen Anschlüsse auszubilden, insbesondere, da jede statische Unbestimmtheit stets eine Reserve an Sicherheit einschließt. Es sei hier erwähnt, daß die Lockerung von Nieten an derartigen steifen Querrahmenecken nur ein Beweis für ihre zu schwache Ausbildung ist.

Der obere Flachverband muß bei der üblichen Brückenquerschnittsausbildung ohne Querrahmen in jedem Feld seine waagerechten Auflagerkräfte möglichst durch Endrahmen über den Auflagern direkt auf die Widerlager übertragen und nicht vorher, also z. B bereits im vorletzten Feld, durch Steifrahmen auf den unteren Verband abgeben.

Eine derartige Ausführung liegt bei der Mainbrücke in Hanau (Abb. 3) vor.

Bei den Querrahmen müssen auch die Pfosten und Schrägen und vor allem die waagerechten Verbände möglichst steif ausgebildet werden, wenn die Verwindung vermindert werden soll.

Dies trifft für den kleinen Überbau der Brücke bei Tschirne zu, ist aber für den großen Überbau bei Tschirne nicht ausreichend durchgeführt (Abb. 5).

3. Beide Hilfsmittel (Flachverband und Querrahmen), welche besonders bei größeren Spannweiten, etwa über 75 m, zweckmäßig werden, sind auch aus dynamischen Gründen zu empfehlen, da eine steifere Konstruktion stets Schwingungen mit geringerer Auslenkung ausführt und mithin kleinere Beanspruchungen erleidet.

Außerdem werden die Eigenschwingungen sowohl in lotrechter und waagerechter Richtung wie auch die Torsionsfrequenzen von steif ausgebildeten Überbauten kleinerer Spannweiten möglicherweise oberhalb ihrer kritischen Befahrgeschwindigkeiten gerückt. Ein Aufschaukeln zu gefährlichen Schwingungen, z. B. durch unausgeglichene, hin- und hergehende Triebwerkteile von Dampflokomotiven kann bei größerer Steifigkeit selbst bei hohen Geschwindigkeiten kaum noch erfolgen.

Dahingehende dynamische Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen.

Die theoretischen Untersuchungen können wie folgt zusammengefaßt werden:

1. Eine Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung bei einseitiger Belastung infolge der Flachverbände und Querrahmen kommt zwecks Materialersparnis nicht in Frage, da bei Eisenbahnbrücken für die Dimensionierung der Hauptträger stets eine zweigleisige Belastung ungünstiger ist und daher zugrunde gelegt werden muß, die Flachverbände aber schon aus rein konstruktiven Gründen meistens überdimensioniert werden.

Eine Durchführung der im Teil IV erfolgten Berechnungen einseitiger Belastungszustände ist demnach für gewöhnlich nicht erforderlich; sie kann jedoch zur Berechnung der Flachverbände, Quersteifigkeit, Eckanschlüsse und Verwindungsspannungen dienen.

2. Bei einseitiger Belastung tritt eine Entlastung des am stärksten belasteten Hauptträgers infolge der Verwindungssteifigkeit ein.

Die waagerechten Verbände dagegen, die meist nur für Windkräfte berechnet werden, erhalten aus der einseitigen Verkehrslast eine Zusatzbeanspruchung, die nach den beiden hier angegebenen Verfahren berechnet werden kann. In den Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (BE) ist dieser Zusatzbelastung durch Verringerung der zulässigen Spannung bereits teilweise Rechnung getragen.

3. Bei zweiseitiger Belastung erhalten die waagerechten Verbände, ausgenommen die Pfosten (oberen Riegel der Querrahmen), bei unmittelbarer Querträgerbelastung keine Beanspruchungen.

4. Das erste Berechnungsverfahren mit Hilfe der Federkonstanten ist umständlicher, erreicht aber Genauigkeiten bis $\sim 5\,\%$.

Das zweite Verfahren mit Hilfe der empirisch gefundenen Verwindungssteifigkeit ist äußerst einfach, erreicht jedoch nur Genauigkeiten bis $\sim 10\,\%$.

Beide Verfahren sind jedoch wesentlich kürzer als eine Berechnung mit Hilfe eines vielfach statisch unbestimmten Raumfachwerks, wobei noch die Schwierigkeiten für die Annahme der verschiedenen Einspannwirkungen hinzukommen.

Verfasser möchte nicht versäumen, Herrn Reichsbahnoberinspektor Morgenroth auch an dieser Stelle für die wertvolle Mitarbeit bei der Ausarbeitung dieses Berichtes zu danken.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahltürme von 41 und 50 m Höhe für Starkstromfreileitungen.

Von Dipl.-Ing. **E. Schultz**, Oberingenieur, Niesky, Ob.-Lausitz.

Zur Überführung der 100 000 Volt Leitung auf der Strecke Lauta—Zschornewitz über die Elbe südlich Torgau und der Strecke Zschornewitz—Bitterfeld über ein Grubenfeld bei Zschornewitz ließen die Elektrowerke A.-G. Berlin durch die Christoph & Unmack A.-G., Niesky, Stahl-Gittertürme von 41 und 50 m Höhe ausführen. — Die zu beiden Seiten der Elbe stehenden 50 m hohen Türme sind Tragtürme.

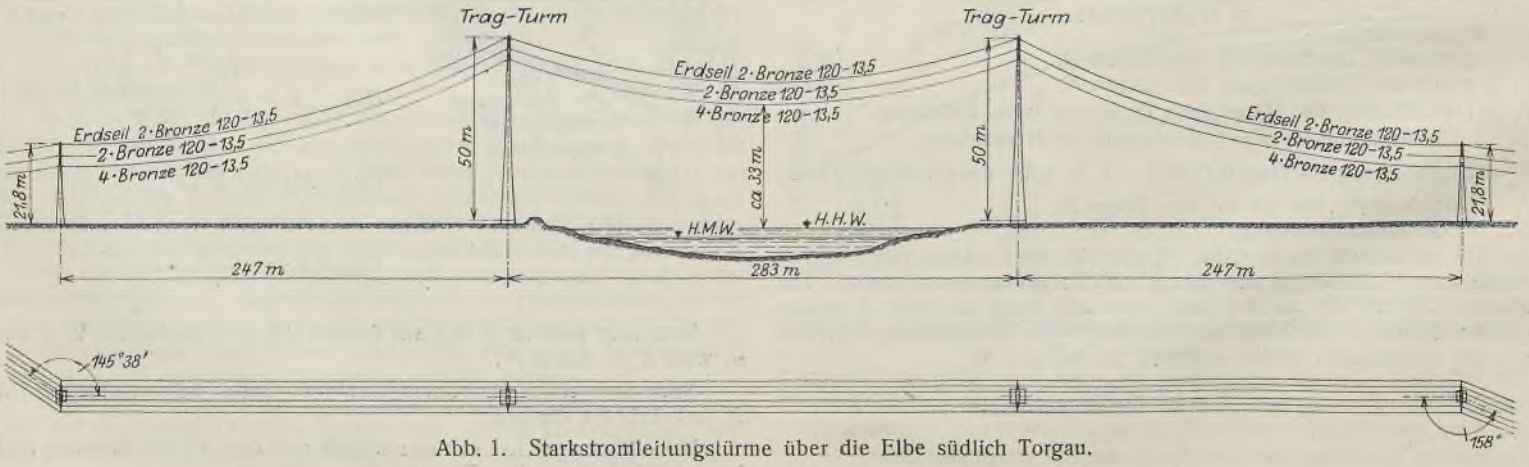


Abb. 1. Starkstromleitungstürme über die Elbe südlich Torgau.

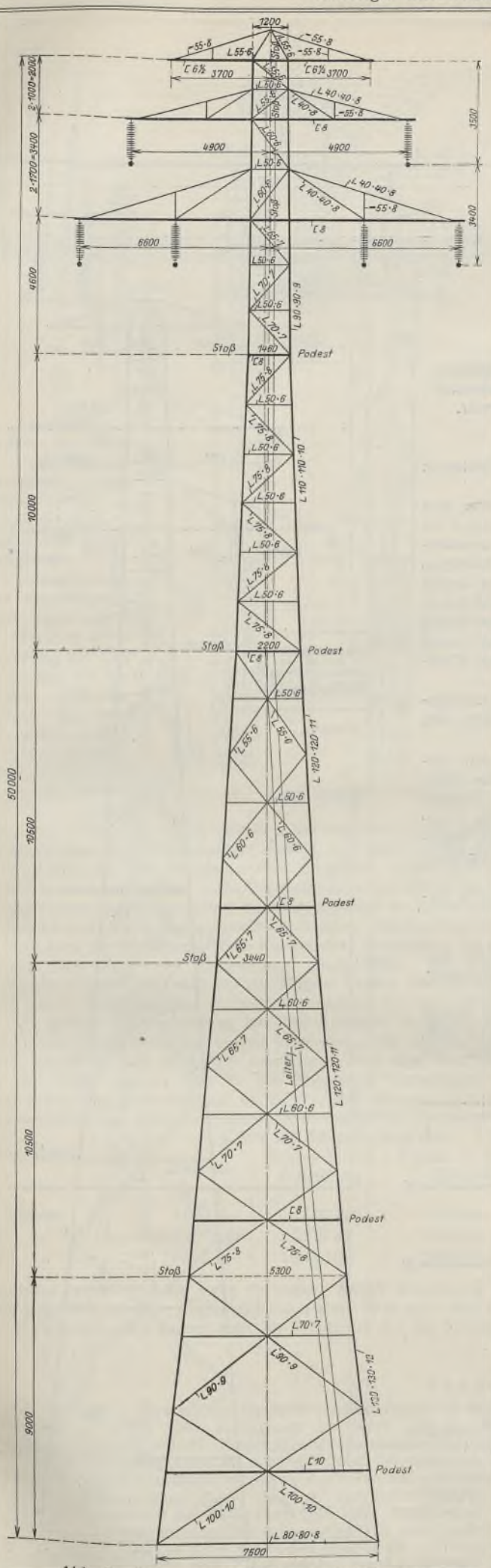


Abb. 2. System eines Elbeturmes bei Torgau.

Der Tagebau der Grube bei Zschornewitz wird von beiden Leitungen überspannt. Beide haben auf der einen Seite ebenfalls Tragtürme, auf der anderen Seite Winkelabspanntürme, die natürlich erheblich schwerer ausgebildet werden mußten als die Tragtürme. Der Grundrißquerschnitt aller Türme ist quadratisch. Jeder Eckstiel erhielt ein gesondertes Fundament.

Sämtliche Türme wurden in St 37 ausgeführt und nach den bekannten Vorschriften für Starkstromfreileitungen bei einer zulässigen Normalbeanspruchung von 1600 kg/cm² und einer Beanspruchung der Niete und Schrauben von 1280 kg/cm² bzw. 1000 kg/cm² für Abscheren und von 4000 kg/cm² bzw. 2500 kg/cm² für Lochleibungsdrücke berechnet. Die Knicksicherheit der Druckstäbe wurde nach dem ω-Verfahren nachgewiesen.

Bis 40 m Höhe ist der Winddruck mit 125 kg, über 40 m Höhe mit 150 kg senkrecht getroffener Fläche eingesetzt; für die im Windschatten gelegene Wand sind 50% der getroffenen Fläche in Ansatz gebracht.

1. Elbetürme.

Die allgemeine Anordnung und Zahl der Leitungen geht aus der Abb. 1 hervor. Die durchweg über 200 m weiten Felder wurden durchgehend mit Bronzeleitungen von 120 mm² Querschnitt belegt, die man mit 13,5 kg/mm² spannte. Maßgebend für die Höhe der Türme war die Forderung der Elbestrombauverwaltung, daß bei einem größten Durchhang der Leitungen unter den unteren mindestens 33 m lichte Höhe über höchstem, schiffbarem Hochwasser verbleiben soll.

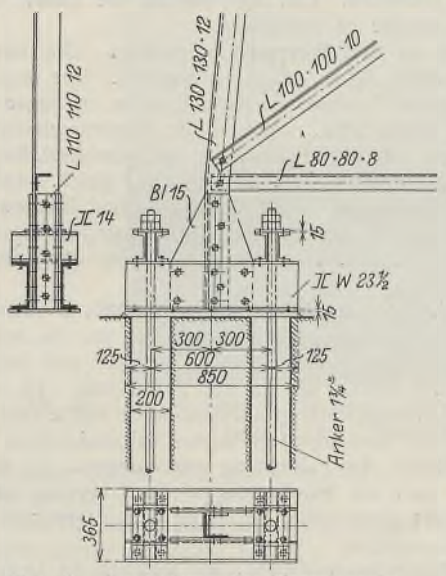


Abb. 3. Ausbildung der Verankerung.

Abb. 2 zeigt das geometrische Netzbild des Turmes mit allen näheren Angaben. Der Abstand der Tragwände am Fuß beträgt 7,5 m, am Kopf 1,2 m.

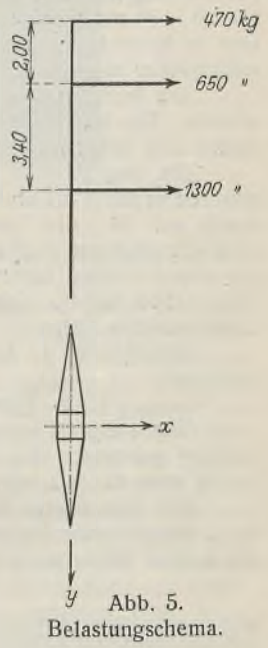


Abb. 5. Belastungsschema.

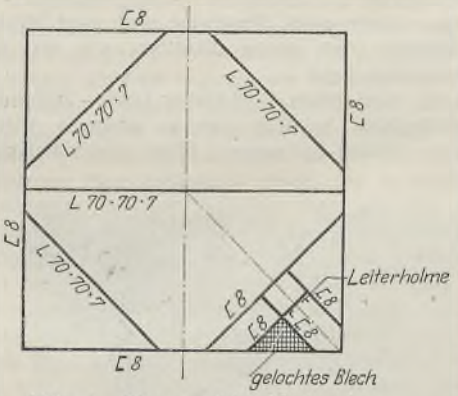


Abb. 4. Waagerechter Verband in den Podestebenen.

Die Neigungen der Pfosten nehmen den statischen Anforderungen entsprechend nach unten hin zu. Die Höhen der fünf Hauptfelder sind verschieden. Mit Rücksicht auf die im übrigen gleichartig ausgeführten Türme des Grubenfeldes von 41 m Höhe wurde die Unterteilung so gewählt, daß man bei diesen das untere 9 m lange Feld wegließ.

In den beiden oberen Feldern sind die Streben zickzackartig angeordnet unter Einziehung jeweils eines waagerechten Pfostens zur Verringerung der Knicklänge der Eckstiele. In den unteren Feldern wurde das Rhombensystem gewählt, einmal um die Knicklänge der Streben nicht zu groß zu erhalten, ferner um dem Winde eine möglichst geringe Angriffsfläche zu bieten.

Die Felderaufteilungen und die Querschnittabmessungen sämtlicher Stäbe sind aus der Abb. 2 ersichtlich. Daraus geht hervor, daß für die unteren Eckstiele ebenfalls ein Winkelprofil ausreichte.

Als Fundamentanker wurden für jeden Stiel 2 Stück von $1^3/_4$" Durchmesser verwendet. Die Winkel der Stiele sind für den mittels Knotenblechen ausgeführten Anschluß an die Fußkonstruktion nach beiden

Richtungen abgeknickt, so daß die Anker lotrecht in die Fundamente eingebaut werden konnten. Einzelheiten hierüber zeigt Abb. 3.

Für die Besteigung der Türme ist eine Steigeleiter ohne jeden Absatz von unten bis oben durchgeführt. Sie schmiegt sich der Form des benachbarten Eckstiels vollständig an. In Abständen von 10 bis 12 m wurden Podeste angeordnet, die für einen Mann Platz bieten und auch das Ausweichen beim Auf- und Absteigen gestatten bzw. eine ausreichende Möglichkeit zum Ausruhen bieten. In jeder Podestebene ist ein waagerechter Verband nach Abb. 4 angeordnet. Das unterste Podest liegt 2,5 m über dem Erdboden. Erst hier beginnt die Leiter, um das Besteigen durch Unbefugte oder durch Kinder zu verhindern.

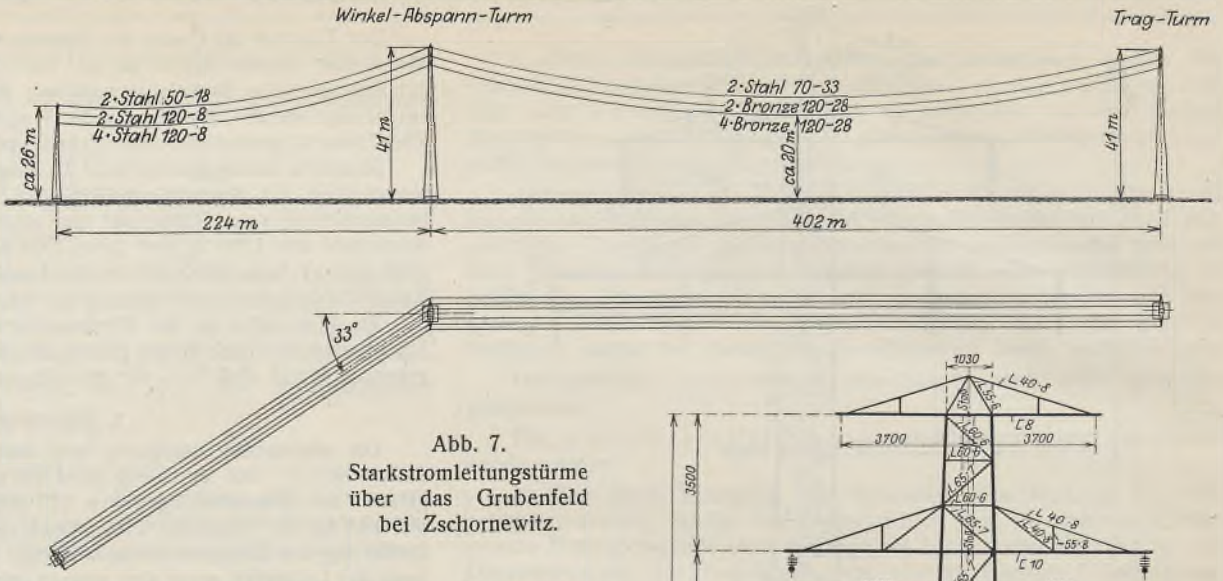


Abb. 7.
Starkstromleitungstürme über das Grubenfeld bei Zschornewitz.

Die Leitungsseile sind an drei Traversen aufgehängt. Die zweite Traverse sitzt 2 m unter der ersten, die dritte 3,4 m unter der zweiten. Der ungleiche Abstand ist dadurch bedingt, daß die oberste Traverse nur zwei Erdseile zu tragen hat, die unmittelbar an der Traverse angeschlossen sind, während die Starkstromleitungen an kräftigen, achtgliedrigen Hängeisolatoren aufgehängt sind, für die genügend Raum frei zu halten war. Der gegenseitige Abstand der Leitungen selbst ist fast gleich, nämlich 3,5 und 3,4 m. Für das Begehen sind die Traversen mit quadratisch gelochten Blechen von 3 mm Stärke bei 30 × 30 mm Lochgröße und 10 mm breiten Zwischenstegen abgedeckt. Außerdem sind in 40 cm Höhe über diesen Blechen zur Sicherheit für das Arbeitspersonal Flachstabgeländer angebracht.

Die Berechnung der Türme erfolgte nach dem in Abb. 5 skizzierten Belastungsschema. Die hier angegebenen Belastungen beziehen sich jeweils auf die Summe der Drähte und entstehen durch den Winddruck auf die Leitungen und Isolatoren.

Die angegebenen Kräfte wirken nur in der Y-Richtung. Da die nach den Vorschriften in der X-Richtung (Leitungsrichtung) anzusetzenden Kräfte (ein Viertel des Winddrucks auf die halbe Länge der Leitungen) geringere Stabspannungen ergaben, wurden auch die gleichen Kräfte wie in der Y-Richtung angenommen. Zu den in Abb. 5 angegebenen Kräften kommen noch die Windlasten auf die Traversen und auf die Turmkonstruktion selbst, ferner die senkrechte Belastung aus Eigengewicht, Traversenlast, Leitungen und Eislast.

Abb. 6 zeigt die fertig montierten Türme, auf welchen die Leitungen bereits verlegt sind.

2. Türme über das Grubenfeld bei Zschornewitz.

Wie eingangs erwähnt, wurden zwei Tragtürme und zwei Winkeltürme zur Aufstellung gebracht. Die Tragtürme sind genau dieselben wie die der Elbekreuzung, jedoch ohne das unterste, 9 m lange Feld.

Von den beiden Türmen trägt einer die Leitung Lauta—Zschornewitz, der andere die Leitung Zschornewitz—Bitterfeld. In dem gleichen geringen Abstand stehen auch die beiden Winkeltürme dieser beiden Leitungen. Wenn deren Belastungen wegen der

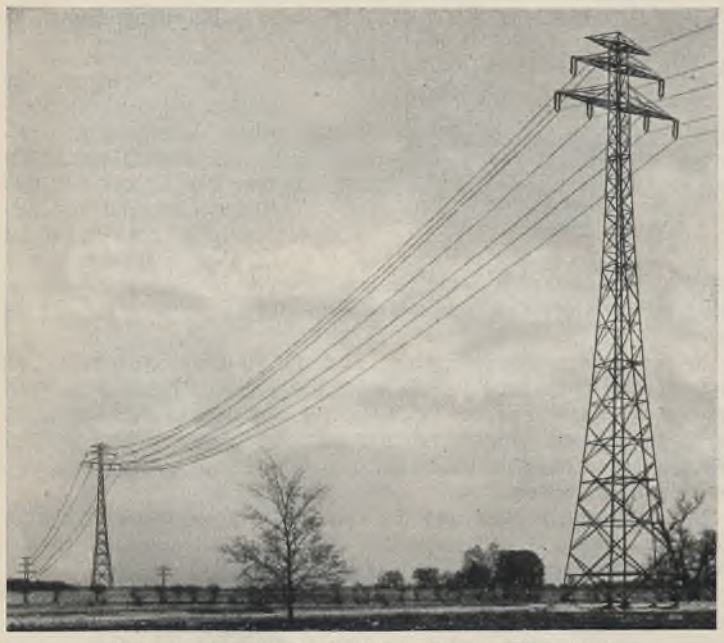


Abb. 6. Ansicht der fertig montierten Elbetürme.

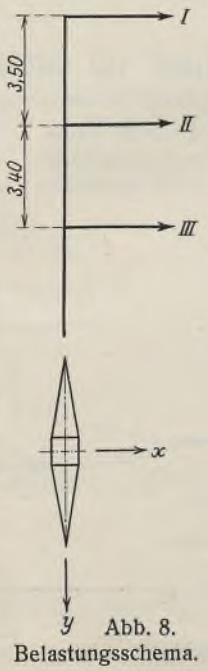


Abb. 8.
Belastungsschema.

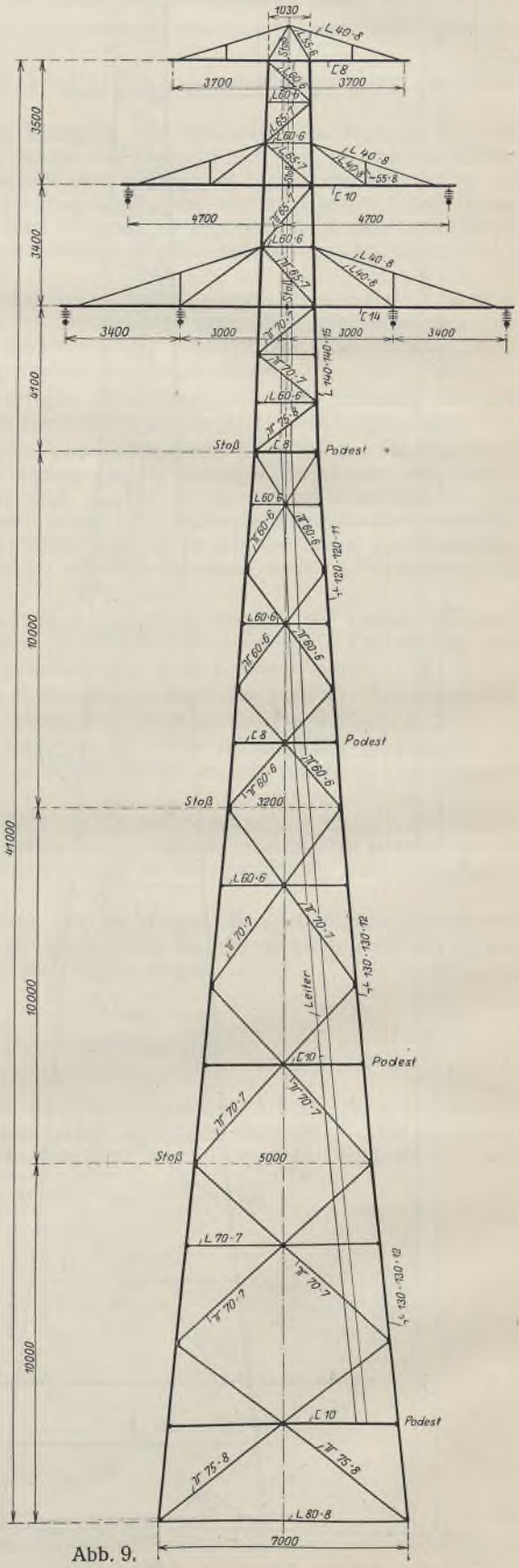
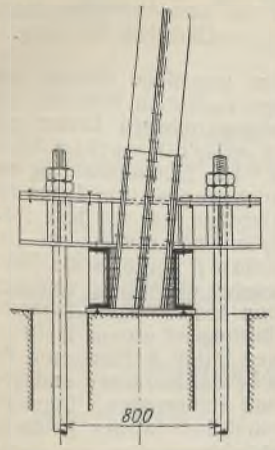


Abb. 9.
System eines Eckturmes bei Zschornewitz.
Die angegebenen Profile beziehen sich auf die stärker ausgeführte Wand.



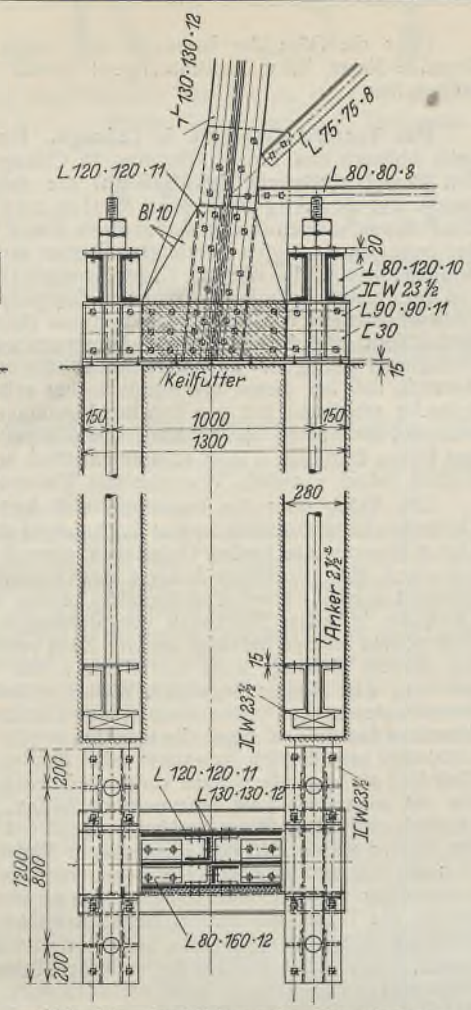


Abb. 10. Ausbildung der Verankerung.

verschieden zur Verlegung gekommenen Seilquerschnitte auch verschieden sind, so wurden sie der Einfachheit wegen doch gleichartig ausgeführt.

Das Leitungsbild für den am ungünstigsten belasteten Turm ergibt Abb. 7. Bei dem größten Durchhang der Leitungen beträgt ihr Abstand vom Erdboden etwa 20 m. Bei etwa 400 m Feldlänge wurden die Bronzeleitungen von 120 mm² Querschnitt mit 28 kg/mm² gespannt, die 70 mm² starken Stahlseile der Erdleitung mit 33 kg/mm², während die Spannungen in den Nachbarfeldern wesentlich geringer wurden, und zwar bei den Stahlseilen 18 kg/mm², bei den Aluminiumseilen 8 kg/mm². Diese sehr verschiedenen Spannungen ergeben große Unterschiede in den Zügen der Leitungen und verschieben bei normalem Belastungszustand die Resultierende erheblich in Richtung der stärker gespannten Leitungen. Für den Normalfall wurde dann auch die Berechnung unter Einsatz der Leitungszüge bei entsprechender Temperatur und Eisbelastung durchgeführt. Die zweite Forderung der Vorschriften, daß bei einseitigem Reißen der Leitungen der Mast mit $^2/_3$ Gesamtzug der übrigen zu berechnen ist, kam nicht in Frage. Die großen Unterschiede in den Leitungszügen bedingen eine verschiedenartige Ausbildung der beiden Mastseiten. Sie wurden beide besonders berechnet und besonders bemessen. Nach dem Belastungsschema der Abb. 8 ergaben sich für die Berechnung nachstehend angegebene Kräfte, die sich jeweils auf die Summe der Leitungen beziehen.

Angriffstelle	Kräfte für Berechnung der Eckstiele	Streben in der X-Richtung	Streben in der Y-Richtung
Obere Traverse . . .	4 090 kg	3 110 kg	1200 kg
Mittlere „ . . .	6 250 kg	5 210 kg	1400 kg
Untere „ . . .	12 500 kg	10 420 kg	2800 kg

Insgesamt beträgt also der obere Spitzenzug für die Berechnung der Eckstiele etwa 23 t bei einer Angriffshöhe von etwa 36 m über dem Erdboden. Zu diesen Lasten kommt noch der Winddruck auf die Traversen und den Turm selbst, während der Winddruck auf die Leitungen und Isolatoren bereits in den vorerwähnten Zahlen enthalten ist. Die Belastung eines derartigen Turmes ist also außerordentlich stark, und es war in diesem Fall nicht mehr möglich in den unteren Teilen der Eckstiele mit einfachen Winkeln auszukommen. Die Bemessung ergab die in dem Systembild der Abb. 9 eingetragenen Querschnitte. In den leichten Wänden erfolgte der Anschluß der Streben an die Stiele unmittelbar ohne Knotenbleche. In den schweren Wänden machten die großen Kräfte solche notwendig, um die erforderlichen Niete und Schrauben unterbringen zu können. Das äußere Bild der Winkeltürme ist genau dasselbe wie das der Tragtürme, jedoch mit einer gleichmäßigen Feldeinteilung von 10 m

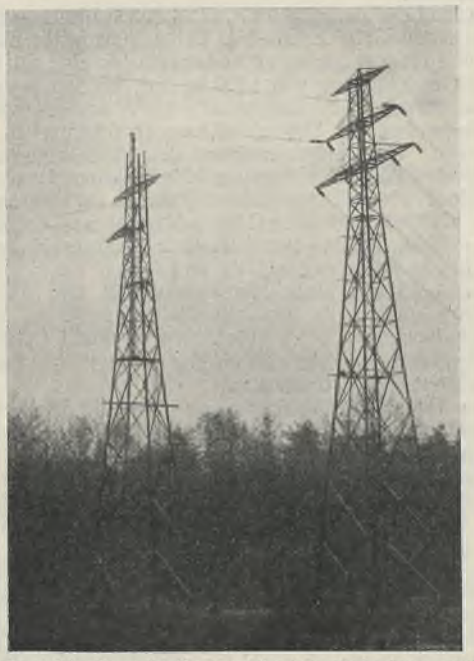


Abb. 11. Ansicht eines fertig montierten und eines noch im Bau befindlichen Eckturmes.

bei einem oberen Feld von 11 m Länge. Der Abstand der Eckstiele am Kopf ist 1,03 m, am Fuß 7 m.

Die Übertragung der Zugkräfte auf die Fundamente erfolgt für jeden Pfosten durch vier Anker von $2^1/_2$" Durchmesser. Die Anker sitzen senkrecht im Fundament und sind mittels Keilplatten an die Eckstiele angeschlossen. Die Abb. 10 veranschaulicht die Ausbildung im einzelnen.

Podeste, Leitern, Traversen und deren Abdeckung sind grundsätzlich in derselben Weise wie bei den Tragtürmen angeordnet, nur der Traversenabstand ist wegen Verwendung von Abspannketten an Stelle von Hängeisolatoren nicht so ungleich wie bei den Tragtürmen. Abb. 11 zeigt einen der beiden Ecktürme fertig montiert und mit Leitungen belegt, während sich der andere im Zustand der Montage befindet. Der Aufbau der Türme geschah grundsätzlich in der Weise, daß innen ein schlanker, stählerner Mast aufgestellt wurde, der an seinem oberen Ende mit einem drehbaren Ausleger versehen war, an dem die einzelnen Teile hochgezogen wurden. Um die Zeiten, die das häufige Hochziehen verursachte, möglichst kurz zu halten, wurden zum Antrieb Dampfwinden verwendet. Bei den Tragtürmen war es möglich, einzelne Felder der Wände für sich unten zusammenzubauen und im ganzen hochzuziehen. Die schweren Teile der Winkeltürme ließen dies nicht zu. Hier mußte jeder einzelne Stab für sich nach oben gebracht werden. Der Einbau der Traversen erfolgte ebenfalls mittels der vorerwähnten Masten.

Die Gewichte der Stahlkonstruktion einschließlich Traversen, Verankerungen und sonstigen Zubehörs stellten sich wie folgt:

1 Tragturm von	50 m	Höhe	14,3 t
1 „ „	41 m	„	10,8 t
1 Winkelturm von	41 m	„	23.5 t.

Verschiedenes.

Die tschechischen Vorschriften für Stahlkonstruktionen im Hochbau (ČSN 1051 — 1929). Die vorliegende im Jahre 1929 in Kraft getretene Norm ČSN 1051 — 1929 „Vorschriften für Eisenkonstruktionen im Hochbau" wurde von einem Ausschuß bearbeitet, dem die deutschen und tschechischen Technischen Hochschulen zu Prag und Brünn, die tschechischen Fachministerien, Fachverbände, sowie einige größere Industriewerke angehörten. Die Norm schließt sich an die Norm ČSN 1050 „Belastungen von Konstruktionen und Beanspruchungen von Baustoffen" an und beschränkt sich daher nur auf die Anforderungen, die an den sachgemäßen Entwurf von Stahlkonstruktionen zu stellen sind. Man war bei der Ausarbeitung der Norm bemüht, die wissenschaftlichen Grundlagen ebenso zu berücksichtigen, wie die wirtschaftlichen Folgen der einzelnen Bestimmungen. Bewährten Vorbildern des Auslandes verschloß man sich nicht, gab aber sonst den Gewohnheiten, sowie der guten einheimischen Praxis den Vorzug. Der Geltungsbereich der Vorschriften umfaßt alle Hochbauten, für die keine besonderen Bestimmungen bestehen (z. B. Drehscheiben, elektrische Leitungsmaste usw.).

Die Reihenfolge der Bestimmungen wurde dem Arbeitsvorgang in der Praxis angepaßt. Der erste Abschnitt behandelt den Bauentwurf und führt die Einzelarbeiten auf, die zum allgemeinen Entwurf und zum detaillierten Entwurf gehören. Die äußere Form der Entwürfe wird genau angegeben.

Die wichtigsten Bestimmungen sind im zweiten Abschnitt enthalten, der die statische Berechnung behandelt. Die Angaben über die in Ansatz zu bringende Belastung und über die Art der Berechnung weichen im allgemeinen nicht von unseren deutschen Bestimmungen und Gebräuchen ab. Die zulässigen Beanspruchungen des normalen Baustahles und der hochwertigen Stähle sind auf Grund eigener Versuche, sowie entsprechender Bestimmungen des Auslandes (u. a. Deutsche Reichsbahn) festgesetzt worden. Man hielt für normalen Baustahl bei Zug, Druck und Biegung durchschnittlich eine 3fache, im Minimum eine $2^1/_2$fache Sicherheit gegenüber der Zerreißfestigkeit für ausreichend. Bei Nieten wurde die zulässige Beanspruchung auf Lochleibungsdruck zu dem 1,5fachen der Zugbeanspruchung gewählt; die entsprechenden deutschen Werte wurden als zu hoch angesehen.

Demnach sind für den Stahl Cc, C 38 (ČSN 1016 — 1926), der dem deutschen Flußstahl St 37 entspricht, bei ungünstigster Einwirkung aller Lasten außer Wind für die tragenden Konstruktionen eine zul. Beanspruchung für Zug, Druck und Biegung von 1200 kg/cm², für Schub von 800 kg/cm², für Lochleibungsdruck von 1800 kg/cm², für Abscheren von Nieten und eingepaßten Schrauben von 850 kg/cm² bzw. 1800 kg/cm² für Lochleibungsdruck zugelassen. Bei Berücksichtigung des Windeinflusses erhöhen sich die entsprechenden Werte für tragende Konstruktionen auf 1400, 900 und 2100 kg/cm², für Niete und eingepaßte Schrauben auf 1000 und 2100 kg/cm².

Für die Kohlenstoffstähle C 50 (ČSN 1016 — 1926) und C 55 (ČSN 1042 — 1929) liegen die zulässigen Beanspruchungen um 30% bzw. 37,5% höher als beim Stahl Cc und C 38.

Für Stahl St 48 mit einer Mindestfestigkeit von 4800 kg/cm² und Mindestdehnung am langen Proportionalstab von 20% liegen die zulässigen Beanspruchungen 50% über jenen für Stahl Cc und C 38.

Für Stahlguß und Gußeisen entsprechen die zulässigen Beanspruchungen ungefähr den deutschen Vorschriften.

Die dann folgenden Bestimmungen über die Dimensionierung der Stahlkonstruktionen bei Zug-, reiner Druck- und Biegungsfestigkeit sind die gleichen wie bei uns. Bei Stäben, deren abstehender Flansch nicht an das Knotenblech angeschlossen ist, muß je nach der Zahl der Anschlußniete ein Teil des abstehenden Flansches als unwirksam abgezogen werden.

Bei der Berechnung von Druckstäben ist auch nach tschechischen Vorschriften die Druckkraft mit einem Koeffizienten zu multiplizieren, der aus der Knickspannungslinie hergeleitet wird. Bei der Ermittlung des Koeffizienten wurde aber von dem Grundsatz ausgegangen, den Sicherheitsfaktor für alle Werte des Schlankheitsgrades λ gleich groß zu halten ($\mu = 3{,}5$ bzw. 3,0). Die Grenze zwischen dem elastischen und plastischen Bereich wurde für Stahl Cc und C 38 auf $\lambda = 100$ festgesetzt, bei den übrigen Stählen den verschiedenen Proportionalitätsgrenzen entsprechend. Eine Begrenzung des Schlankheitsgrades ist nicht vorgesehen, ebensowenig wie besondere Gebrauchsformeln für die Querschnittsermittlung angegeben sind. — Für die anzunehmende freie Länge der Knickstäbe sind für einfache Fälle Bestimmungen getroffen, sonst muß die Wahl der Knicklänge besonders begründet werden. So kann als freie Länge in der Trägerebene bei Druckgurten die 0,8 fache theoretische Länge des Gurtstabes, bei Füllungsstäben die 0,8 fache Entfernung der Mittelpunkte der Anschlußnietgruppen eingeführt werden.

Bei mehrteiligen Druckstäben darf die Entfernung der Bindebleche ohne Rücksicht auf die Schlankheit des Gesamtstabes nicht größer sein als 30 i, wobei i der kleinere der beiden Trägheitshalbmesser eines Profils in der Trägerebene oder senkrecht dazu ist. Für Druckstäbe aus Flach- und Profilstäben ist die größte Entfernung der Randniete der Bindebleche auf die 30fache Dicke des Flachstabes, jedoch auf höchstens 300 mm festgesetzt. Für Druckstäbe aus mehreren Teilen, die durch Querbleche oder Vergitterung untereinander verbunden sind, ist zur Spannungsnachprüfung eine Gebrauchsformel angegeben. Über den Abstand der Einzelstäbe voneinander bestehen keine Vorschriften.

Der III. Abschnitt faßt einige allgemeine Konstruktionsvorschriften zusammen, so über die Ausbildung von Lagern, Vollwand- und Fachwerkträgern, über Stoßdeckungen, Nietabstände und kleinst zulässige Blech- und Winkelstärken.

Der IV. Abschnitt behandelt die „Ausführung der Konstruktionen". Die tschechischen Vorschriften weichen hier nur ganz unwesentlich von den deutschen Bestimmungen ab, die in der DIN 1000 „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken" in den §§ 5, 6, 8, 9 und 10 enthalten sind.

Die dann folgenden Abschnitte „Abwiegen und Werkstattabnahme" und „Verkittung und Anstrich" entsprechen bis auf einige Abweichungen den §§ 12 und 7 der DIN 1000. So ist für Gußeisen und Stahlguß nach den tschechischen Bestimmungen ein größerer Unterschied zwischen dem tatsächlichen und dem errechneten Gewicht zulässig als bei uns. Das Gewicht der Nietköpfe wird bei genieteten vollwandigen Trägern mit 4%, bei Fachwerkträgern mit $3^1/_2$% und bei den übrigen genieteten Trägern mit 3% zu dem berechneten Gewicht der entsprechenden Tragkonstruktion zugeschlagen.

Der VII. Abschnitt über die „Untersuchung und Prüfung" entspricht dem § 11 der DIN 1000. Die gemessenen elastischen Durchbiegungen der Konstruktionen dürfen nach den tschechischen Bestimmungen nur 10% größer sein als die berechneten. Die bleibenden Durchbiegungen dürfen höchstens 25% der berechneten erreichen.

Der letzte Abschnitt über „Instandhaltung" schreibt alle 6 Jahre eine sachgemäße Untersuchung aller Konstruktionen vor, die sich auf die Auflagerkonstruktionen, auf einzelne Konstruktionsteile, auf Niet- und Schraubenverbindungen und auf den Anstrich zu erstrecken hat.

Die Norm ist ergänzt durch die Tafeln der Knickkoeffizienten für die vier Arten von Baustählen und für Gußeisen.

Über die Güte der Baustoffe und deren Prüfung enthält die vorliegende Norm keine Bestimmungen; hierfür ist eine besondere Norm vorgesehen. Dipl.-Ing. Bräunig.

Das Tacoma-Gebäude in Chicago. Eine sorgfältige Analyse des beim Abbruch des Tacoma-Building in Chicago entfernten Materials hat den Beweis geliefert, daß Baustahl die vorgeschriebenen Lasten gut tragen und den Angriffen des Rostes und anderen nachteiligen Einflüssen durchaus widerstehen kann. Das Tacoma-Building war der erste jemals in den Vereinigten Staaten errichtete Bau vom Typus des Wolkenkratzers. Es war ein 13 geschossiges Gebäude, das im Jahre 1887 von der George A. Fuller Construction Company errichtet worden ist. Der Entwurf stammte von der Architektenfirma Holabird & Roche, heute Holabird & Root. Bei diesem Konstruktionstypus wurden die Wände von dem Stahlgerüst getragen. Es unterscheidet sich von anderen Konstruktionen dadurch, daß bei diesen die Wände früher selbsttragend waren. Holabird & Roche arbeiteten mit den Brücken-Ingenieuren Purdy & Henderson zusammen, die damals die Arbeiten von William Le Baron Jenney und von der Firma Burnham & Root zusammenfaßten und verbesserten. Burnham & Root hatten ebenfalls Versuche mit Wolkenkratzer-Entwürfen gemacht.

Die Akten über die Ingenieur- und Architektenarbeiten für dieses Gebäude sind mit Ausnahme der Zeichnungen durch Feuer zerstört worden. Daher konnten die besten Unterlagen über die Konstruktionsmaterialien nur durch eine sorgfältige Analyse des Gebäudes während des Abbruches gemacht werden. Hierbei stellte sich heraus, daß die Wände des Tacoma-Gebäudes in jedem Stockwerk von Stahlträgern getragen wurden, die an gußeisernen Stützen befestigt waren. Nach verläßlichen Nachrichten wurde bei diesem Gebäude zum ersten Male das ungewöhnliche Schauspiel gesehen, daß Maurer begannen, Wände mitten zwischen Dach und Erdboden aufzumauern. Eine Prüfung der Zeichnungen durch Vertreter des American Institute of Steel Construction ergab, daß für das Gerüst dieses Gebäudes ursprünglich gewalzter oder bearbeiteter Formstahl, oder aber Gußeisen als tragende Stützen vorgesehen waren. Die gußeisernen Säulen, die die senkrechte Last aufzunehmen hatten, zeigten einen kreisrunden Querschnitt. Diese Form ergab genügend Stärke und Steifigkeit. Einige der Säulen waren mit vier rechteckigen Rippen gegossen, die 90° voneinander entfernt standen. Sie waren vom einen bis zum anderen Ende miteinander verbolzt, und ferner waren gleichzeitig Tragstücke gegossen, an die die Träger mit Bolzen befestigt waren.

Nur wenige Nieten wurden bei der Konstruktion dieses Gebäudes verwandt. Dies erklärt sich aus der einfachen Tatsache, daß ein automatischer Niethammer damals noch nicht erfunden war. Die zur Zeit der Errichtung des Tacoma-Gebäudes übliche Vernietung geschah durch einen Handhammer, der als „Flogging-Hammer" bezeichnet wurde. Dieser Hammer besaß einen langen Stiel, der dem Schwung des Nieters größere Kraft verlieh. Nieten wurden nur an solchen Stellen verwandt, wo Stahl mit Stahl verbunden wurde, während Bolzen verwandt wurden, wo der Stahl mit gußeisernen Stücken verbunden wurde. Die Nietköpfe waren alle so gut ausgeführt, wie man es in einem modernen Gebäude unserer Zeit beobachten kann. Nur Ziegelsteine und Dachziegel wurden zur Deckung des Stahlgerüstes verwandt. Das war der ganze Schutz, der den Konstruktionsteilen während der 42 Jahre, die das Gebäude stand, gewährt wurde.

Wie wir hören, hat die Illinois Society of Architects ein Komitee eingesetzt, um den Zustand des Materials beim Abbruch des Gebäudes zu untersuchen. Henry Penn, der Distrikt-Ingenieur des American Institute of Steel Construction in Chicago, hat ebenfalls Proben des Materials an die Ingenieurfirma Robert W. Hunt Company in Chicago zur eingehenden Untersuchung überwiesen. Ein Bericht der Hunt Company, unterzeichnet von G. B. Givualt, besagt:

„Wir verzeichnen unten das Ergebnis der Analyse eines Musterstückes eines Stahlgerippes, das uns am gleichen Tage vorgelegt worden ist und das als Material aus dem Tacoma-Building, Chicago, bezeichnet wurde:

Kohlenstoff	0,12 %
Mangan	0,40 %
Phosphor	0,063 %
Schwefel	0,032 %.

Die vorstehende Analyse ergibt, daß dieses Material Stahl und nicht Schmiedeeisen ist. Der Mangangehalt ist besonders bemerkenswert. Eine Probe, die an einem Teil des Stahlgerüstes gemacht ist, bestätigt diese Schlußfolgerung."

Der Stahl aus dem alten Gebäude ist einer chemischen Analyse sowie einem Ätzverfahren und einer mikroskopischen Untersuchung unterworfen worden. Dabei hat sich kein Anzeichen einer Verschlechterung in dem kristallinischen Gefüge gezeigt, und man glaubt, daß das Stahlgerüst dieses Gebäudes noch für viele Jahre gut und gebrauchsfähig gewesen sein würde. Ursprünglich mit Farbe angebrachte Merkzeichen waren noch so frisch und klar wie zu der Zeit, als die Träger eingebaut wurden. Das Material in den Geweben der Träger, die ursprünglich gewalzt waren, war weniger als $^1/_4$" dick und doch noch durchaus intakt und in der Lage, die vorgeschriebenen Lasten zu tragen, als die Profile entfernt wurden.

INHALT: Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken. — Stahltürme von 41 und 50 m Höhe für Starkstromfreileitungen. — Verschiedenes: Die tschechischen Vorschriften für Stahlkonstruktionen im Hochbau. — Das Tacoma-Gebäude in Chicago.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 2. Mai 1930 | Heft 9

Stahlskelettbau des neuen Umspannwerks „Scharnhorst" der Bewag zu Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. **Friedrich Herbst**, Berlin.

1. Einführung.

Zu den großen Vorzügen des sich immer mehr einführenden Stahlskeletthochbaus unserer auf schnelle und wirtschaftliche Arbeit eingestellten Zeit gehört zweifellos die seiner Eigenart entsprechende Möglichkeit, die Bauteile — als große Einzelstücke — in geschlossenen, wettergeschützten Räumen völlig einwandfrei, verläßlich und sachgemäß unter dauernder Arbeitskontrolle vorzubereiten und fertigzustellen, sie dann auf Land- bzw. Wasserweg unbeschädigt zur Baustelle zu schaffen und hier — unabhängig von Kälte, Hitze, Sturm und Nässe — in jeder Jahreszeit mit geeigneten Montageeinrichtungen in verhältnismäßig einfacher Arbeitsweise schnell, paßrecht und völlig sicher zum Traggerüst des Gebäudes zu fügen.

Gerade diese Unabhängigkeit von der das Bauen so stark beeinflussenden Witterung und die damit zusammenhängende Güte von Arbeit und Material, auch die Behandlung in großen Stücken, bringen für Bauleitung und Bauherrn das sichere Gefühl der Ruhe, aber auch das Vertrauen mit sich, daß die Hauptbauteile des von ihnen getragenen und versteiften Gebäudes durch nervöse Hast und die Mängel der Bauarbeit, wie sie unter dem Einfluß von ungünstiger Witterung denkbar wären und beim Massivbau leicht zu Schäden des Baues führen können, nicht irgendwie leiden werden.

Mit solcher von der Jahreszeit wenig oder gar nicht beeinflußten, eine umständliche Wetterschutzeinrichtung entbehrenden Bauweise ist ferner für alle Beteiligte die Genugtuung verbunden, daß das Bauunternehmen, sicher und schnell durchgeführt, in möglichst kurzer Zeit zum produktiven Genusse bzw. zur wirtschaftlichen Nutzung führt. Die auch beim Stahlbau unentbehrlichen Maurer- bzw. Massivarbeiten treten betreffs des Einflusses der Witterung zurück, weil sie wandfüllenden, nicht tragenden Charakter haben, ihre Masse auch viel geringer als beim Massivbau ist.

Solche Vorzüge eines Baues, der schnell unter das schützende Dach kommt, hat mancher Architekt und Ingenieur, der in der Großstadt auf gedrängtem Raum und in der Zeit vor Einbruch des Winters mit möglichster Beschleunigung und Sparsamkeit zu bauen gezwungen ist, zur Genüge kennen und schätzen gelernt.

Für die Errichtung des Stahlskeletts im modernen Zweckbau hat die gut disponierte, das Baufeld beherrschende, gewandte wie schnelle Montage der zur Baustelle gebrachten Stahlbauteile einen bedeutenden Einfluß. (Siehe in diesem Zusammenhang den Aufsatz von Professor W. Rein über den Stahlbau vom Kraftwerk Klingenberg in der Zeitschrift „Der Bauingenieur", 9. Jahrgang 1928, Heft 42.)

2. Der Neubau des Umspannwerks „Scharnhorst".

Ein interessantes und charakteristisches Beispiel für ein solches Montageverfahren des Stahlbaues großen Stils bietet uns die Aufführung des neu errichteten Umspannwerks „Scharnhorst", das die Berliner Elektrizitätswerke auf dem ihnen von der Stadt zur Verfügung gestellten Grundstück an der Sellerstraße (Nordwesten Berlins) für die Verteilung des elektrischen Stromes zu Kraft- und Beleuchtungszwecken — für die Umformung von 30 000 auf 6000 Volt Spannung — im Jahre 1928 errichten ließ (Beginn der Stahlmontage am 5. März 1928).

Auf die hochwertige, nach dem neuesten Stand der Elektroindustrie bemessene Einrichtung dieses Werkes, das hochgespannten der Stadt Berlin zugeführten Strom in hilfsbereite Kraft für gewerbliche und industrielle Betriebe verwandeln soll, kann an dieser Stelle nicht eingegangen werden.

Für dieses Gebäude, das lediglich dem genannten Betriebszweck dienen sollte, war von der Bauleitung grundsätzlich als Haupttraggerippe Stahlbau mit Ziegelausmauerung und Klinkerverblendung sowie mit Massivdecken im Trägerrost, ferner bei der Unsicherheit des Baugrundes die Anordnung von tief reichenden Fundamentbanketts vorgesehen.



Abb. 1. Gesamtansicht des Umspannwerkes.

Aus Zweck und Eigenart, aus Organisation und Betrieb dieses durch Klarheit der Auffassung, durch Geräumigkeit und Übersicht ausgezeichneten Umspannwerks entwickelte sein Schöpfer die Größe, die bautechnische Einrichtung und die architektonische Gesamtgestaltung in einfachen und ansprechenden Formen. Auch in diesem Hochbau verbindet sich wie in so manchen Zweckbauten unserer Epoche sparsamen und zweckentsprechenden Bauens die hochentwickelte Ingenieurwissenschaft mit der Form und Raum gestaltenden Kraft der Architektur.

Die Gesamterscheinung des überragenden Hochbaues gibt der nächsten Umgebung, die der städtebaulichen Reize entbehrt, ein charakteristisches und lebendiges Gepräge (am Nordhafen und Spandauer Schiffahrtskanal); sie wird in Abb. 1 veranschaulicht.

Wie dieses neue Umspannwerk „Scharnhorst" geplant war und ausgeführt wurde, zeigen die Entwurfspläne in Abb. 2 bis 4, aus denen Bauanlage, Einrichtung, Gestaltung, Raumverteilung und alle Abmessungen — ohne viel Erläuterung — ersichtlich sind (Längsschnitt, Grundriß, Querschnitt).

Das zwischen Panke und Sellerstraße gelegene Gebäude weist ein Kellergeschoß von 3,45 m Höhe, sechs Geschosse von 3,73 m bis 4,05 m Höhe und ein Dachgeschoß auf; es ist über Gelände 27,260 m hoch, im übrigen 79,40 m lang und 32,460 m breit; seine Grundplatten mußten etwa 4,10 m tief im Untergrund angenommen werden. Das Werk, das, wie schon erwähnt, seine innere und äußere Gestaltung nach dem Charakter der ihm zugewiesenen Aufgabe erhalten hat, stellt also einen Hochbau großen Ausmaßes im Rechteckgrundriß dar.

Die für die Bemessung der Tragteile des Gebäudes maßgebende, aus der Benutzung der Räume resultierende Nutzlast war im Mittel zu 500 kg/m² in den einzelnen Geschossen, auch in dem Schalthaus, zu 1000 kg/m² in der Warte und in den Kabelräumen angenommen; das Eigengewicht der elektrischen Einrichtung ist darin eingeschlossen.

Für alle tragenden Teile, an die sich Decken sowie Innen- und Außenmauern anlehnen, also für die Stützen, für die Unterzüge, für die Decken und Ringträger, für die Verbände und zum Teil für die Dachkonstruktionen war als geeigneter Baustoff St 37 mit einer zulässigen Beanspruchung von 1400 kg/cm² vorgesehen.

Es ist hier besonders zu erwähnen, daß die Beratenden Ingenieure Kuhn & J. H. Schaim, Berlin, in deren Händen die Beratung, Projektierung und Berechnung der Ingenieurkonstruktionen lag, den kontinuierlichen Träger im Sinne der neuen Theorie von Grüning und Maier-Leibnitz ausgenutzt haben (vgl. Schaim: „Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der Plastizität", „Der Stahlbau", Jahrgang 1930, Heft 1). Die meisten Deckenträger sind kontinuierlich über zwei Felder durchgeführt worden und bei den Stützen durchgesteckt, wodurch ein steifes Rahmensystem entsteht, in derselben Weise, wie von den vorerwähnten Ingenieuren schon wiederholt auch bei anderen Stahlskelettbauten mit Erfolg durchgeführt. Die konstruktive Anordnung des ungestoßenen durchlaufenden Trägers hat eine Vereinfachung der Werkstattarbeit und eine Verringerung der Konstruktionsgewichte zur Folge.

Das vom Fundament aufsteigende Stahlskelett — ein statisch und konstruktiv festes und klares, quer- und längsversteiftes, Vertrauen erweckendes Gefüge — ist aus später genannten Bauaufnahmen ersichtlich. Eine typische Einzelkonstruktion von Stützen und Trägerlage zeigt Abb. 5.

Man erkennt aus den genannten Darstellungen auch die einzelnen Verbindungen von Unterzügen und Ringträgern mit den Stützen, sowie der Träger mit jener, ferner die Anordnung der aussteifenden Massivdecken und die Verbindung der Außenmauer mit dem Stahlwerk. Auf den Schutz desselben gegen Rost und Feuer durch entsprechende Ummantelung wurde besonderer Wert gelegt, weil diese Teile des Gebäudes, im Falle eines umsichgreifenden Brandes die Standsicherheit in erster Linie zu gewährleisten haben.

Der größte Druck in den vom Fundament bis zum Dach in einem Zuge durchgehenden Stützen des Gebäudes hat sich zu etwa 365 t und das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion zu 1700 t ergeben.

Der Querschnitt der stärksten Stützen im untersten Schuß ist aus I I 40 bis 45, der der Ringträger aus I 40, der der mittleren Unterzüge aus I 55, der 1,68 m entfernt liegenden Deckenträger aus I 40 gebildet. Die verblendeten Außenwände sind 38 cm stark; sie sind innen geschlämmt, außen mit Klinkern lebhafter Färbung verkleidet. Die wichtigsten Innenwände sind ebenfalls 38 cm stark, sowie innen und außen geputzt bzw. geschlämmt. Die zum Teil 6,60 bis 7,40 m weitgespannten Decken sind massiv als Hohlsteinplatten (10 bis 15 cm stark) zwischen Stahlträgern ausgeführt und mit Steinholz belegt.

Das in Holzkonstruktion errichtete Dach ist flach geneigt und mit einer Decke aus Doppelpappe auf Schalung versehen; die Pfetten und Stiele des Daches sind in Holz ausgeführt.

Der Baugrund besteht aus einem sehr feinen Sande, und es mußte mit einem Grundwasserstand von etwa 4 m unter Gelände gerechnet werden. Nach vorangegangener Probebelastung entschied man sich für die Annahme einer größten Baugrundpressung von rd. 2 kg/cm².

Man ließ sich die Sicherheit der Gründung zur unbedingten Vermeidung einseitigen Setzens, sowie den Schutz des aufgehenden, ins Grundwasser eintauchenden Gebäudes gegen eindringende Feuchtigkeit besonders angelegen sein; man traf die entsprechenden Baumaßnahmen, wie sie aus Zeichnungen und den später genannten Bauaufnahmen hervorgehen.

Es ist unter dem Gebäude keine durchgehende Gründungsplatte, sondern eine Anordnung von Fundamentbanketten aus Eisenbeton gewählt, die nach dem Druck und nach der Stellung der Stützen, sowie nach der zulässigen Bodenpressung bei den vorgefundenen Untergrundverhältnissen für Wahrung einer möglichst gleichmäßigen Lastübertragung mit größter Sorgfalt in Entwurf und Ausführung bemessen und angelegt sind.

Der eigentliche Neubau wurde im Monat Januar 1928 begonnen und trotz mancher Hemmungen — ungewöhnlich harter Winter 1928/1929 — so weit gefördert, daß am 14. Oktober 1928 — nach Vollendung aller elektrotechnischen Einrichtungen — der erste Transformator in Betrieb ging. Der zweite Transformator kam am 28. Oktober 1928 und der dritte am 6. November 1928 in Betrieb. Der Gesamtaufbau wurde im April 1929 beendet.

Mit großer Sorgfalt wurde zunächst die — 4,10 m unter Gelände reichende — Gründung vorbereitet und ausgeführt; einen Blick auf die

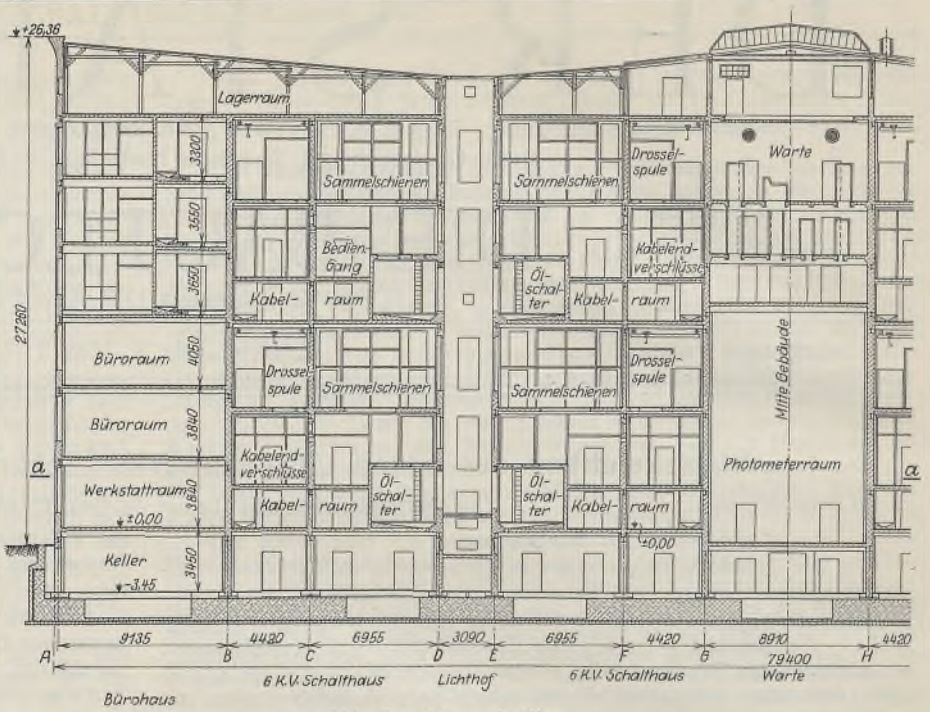


Abb. 2. Längsschnitt.

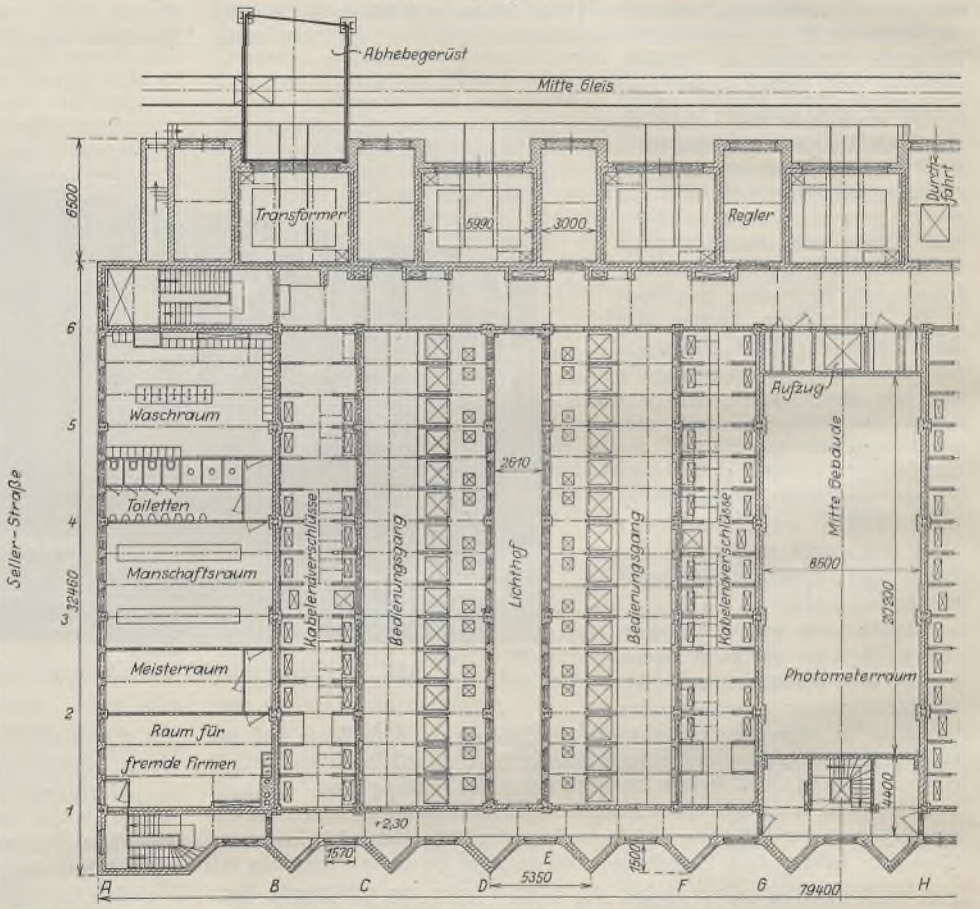


Abb. 3. Grundriß (Schnitt *a—a*).

Gründungsplatten und die die Baugrube säumenden Abdichtungsmauern gestattet Abb. 6.

Bei der Ausschachtungsarbeit stieß man wider Vermuten auf eine ganze Reihe von Baumstämmen zwischen Ord. — 4,0 und — 5,0, die wohl im alten Pankebett angeschwemmt waren. Das Gelände mußte deswegen 30 cm tiefer gelegt werden als zunächst angenommen war, und zwar wurde Kellerdecke auf ∓ 0,0, früheres Gelände auf — 1,10, Kellerfußboden auf — 3,45, Fundamentoberkante auf — 3,75, guter Baugrund auf etwa — 4,70, Grundwasserstand in Mittel auf — 5,10, Unterkante-fundament auf — 5,05 und Unterkante der Dichtungsplatte auf — 5,20 endgültig angenommen.

Besonders wertvoll und interessant bei diesem Bau war die schon eingangs allgemein als sehr charakteristisch für den Stahlbau bezeichnete Montage der Einzelteile; sie ist hier vermöge einer sehr gewandten, groß-

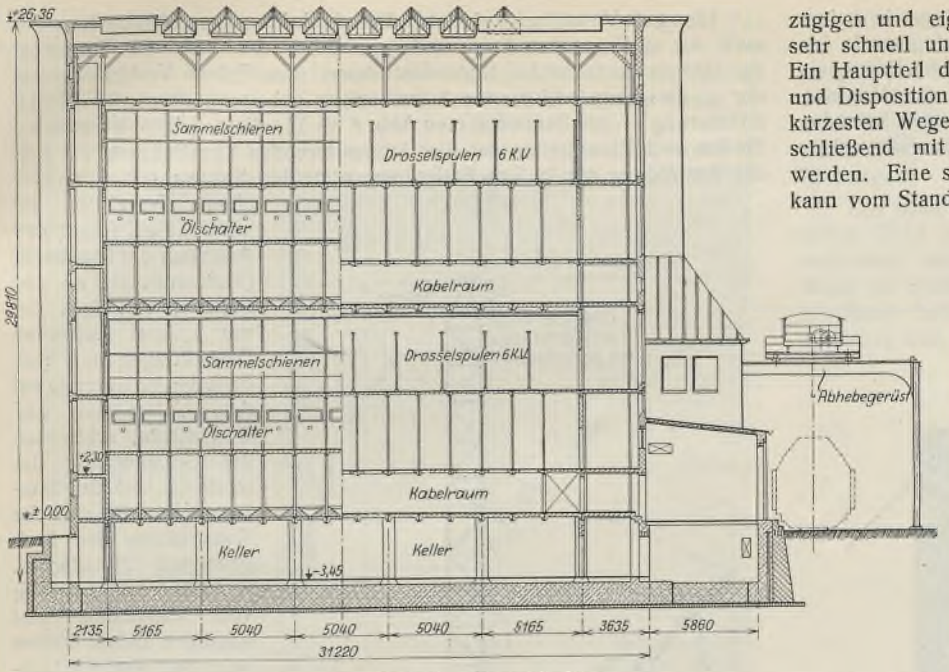


Abb. 4. Querschnitt.

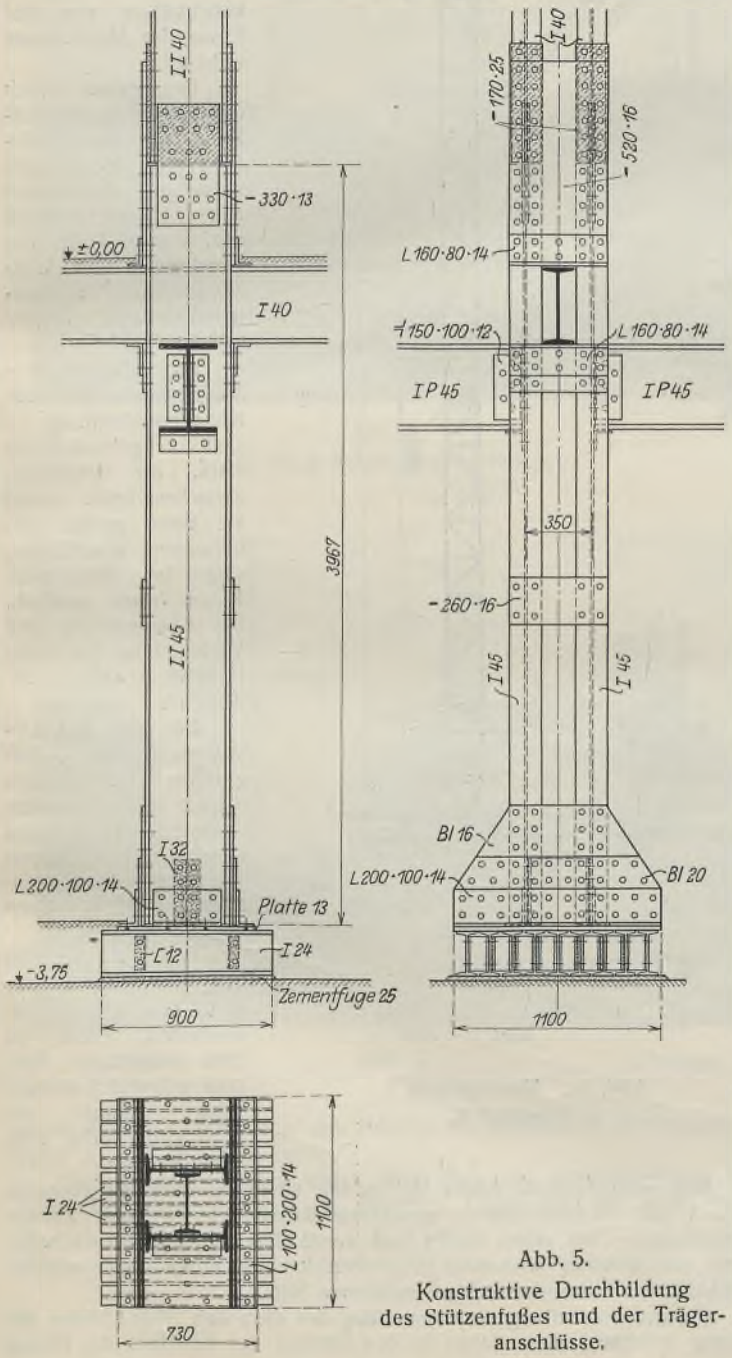


Abb. 5.
Konstruktive Durchbildung des Stützenfußes und der Trägeranschlüsse.

zügigen und eigenartigen Einrichtung seitens der Stahlbauunternehmung sehr schnell und sicher — ohne jede Störung — durchgeführt worden. Ein Hauptteil des ganzen Gebäudes konnte bei der gewählten Bauweise und Disposition — in einem Zuge und in standsicherer Form auf dem kürzesten Wege vom Wagen bis zur Verbaustelle — errichtet und anschließend mit massiven Wänden und Decken stufenweise ausgebaut werden. Eine solche Montagebauweise, wie sie hier zur Ausführung kam, kann vom Standpunkt der Arbeitsforcierung mit geeigneten Baumaschinen, unter möglichster Ausschaltung der teuren Menschenkraft, als vorbildlich bezeichnet werden.

Die Einteilung der Bauabschnitte und die Einrichtung bei der Montage, wie sie die mit dem Auftrag betraute Firma Hein, Lehmann & Co. vorgesehen und durchgeführt hat, zeigen die Pläne, die auch das Verhältnis von Montageanordnung zum Baukörper veranschaulichen (Abb. 7).

Es wurden — nach der Reihenfolge der Vergebung der Arbeit seitens der Bauleitung — erst der Stahlbau in dem Bauabschnitt I, etwa 500 t umfassend, in drei Wochen, dann der Bauabschnitt Ia, etwa 300 t umfassend, auch in drei Wochen, und schließlich der Bauabschnitt II, etwa 500 t, in drei Wochen aufgestellt.

Bei der Montage in Abschnitt I waren für das Aufheben und Verbauen der Stahlteile, die auf einer besonders eingelegten Rampe zur Verwendungsstelle angefahren wurden, im ganzen zwei gegeneinander und gegen das Gelände mit Drahtseilen abgespannte große Turmkrane von 50 m Höhe aufgestellt, welche drehbar eingerichtet und mit in senkrechtem Sinne beweglichen Auslegerarmen versehen, den ganzen Montageraum von 20,3 m Breite, 25,45 m Länge und von 29,50 m Höhe beherrschen und bestreichen konnten.

Bei der Montage im Bauabschnitt I a von 9,14 × 25,45 m Größe, sowie von rd. 25,70 m Höhe, wo es sich vor allem um ein reines Trägergerüst handelte, ist mit Standbäumen und Schwenkern — für den unteren, wie für den oberen Teil — vorgegangen.

In dem nach Abschnitt I und Ia vorgenommenen (später vergebenen) Bauabschnitt II von rd. 26 m Breite und 25,45 m Länge, sowie von rd. 29 m Höhe wurde mit einem sehr hohen Kran ähnlich wie in Abschnitt I, aber von 60 m Höhe montiert, dem die Stahlteile ebenfalls auf einer Rampe II (s. Plan) zugeführt wurden; ohne Umstapelung konnten die Stahlteile vom Wagen unmittelbar zur Einbaustelle befördert werden.

Hier konnte also mit nur einem Mast ein Baukörper dieses Ausmaßes völlig beherrscht werden, eine Montageleistung ersten Ranges. Eine Lichtbildaufnahme der Montage nebst Masten geben Abb. 8, 9 und 10.

Die in leichtem Stahlfachwerk gebildeten Türme vom Abschnitt I mit einem viereckigen Querschnitt von 1,5 × 1,5 m Abmessung wiesen die genannte Höhe von 50 bis 60 m auf, überragten also das 33 m breite und etwa 30 m über Gelände sich erhebende Gebäude noch um 20 bis 30 m. Am Turmmast war in 29 m Höhe ein 13 m langer, in senkrechtem Sinne beweglicher Gitterausleger von 3 t Tragfähigkeit fest angebracht, mit dem die Stahlteile bewegt werden konnten.

Dieser drehbare Mast war unten auf einer Kugel drehbar angeordnet und am Kopf mit einem Ring versehen, an dem die Abspannseile be-



Abb. 6.
Ansicht der Fundamentierung und Aufstellung der Stützen.

festigt waren. Diese waren so angeordnet, daß der Ausleger in keiner Richtung gegen sie anstoßen konnte. Am Fuße der Montagemaste befand sich ein Kranz, um den ein Seil umgelegt war. Durch die Betätigung einer Winde wurde der Mast entsprechend den Befehlen des Montageleiters gedreht. In dem drehbaren Teil am Fuße des Mastes befanden sich zwei elektrisch betriebene Winden, eine zum Heben des Schwenkers und eine zum Heben der Lasten.

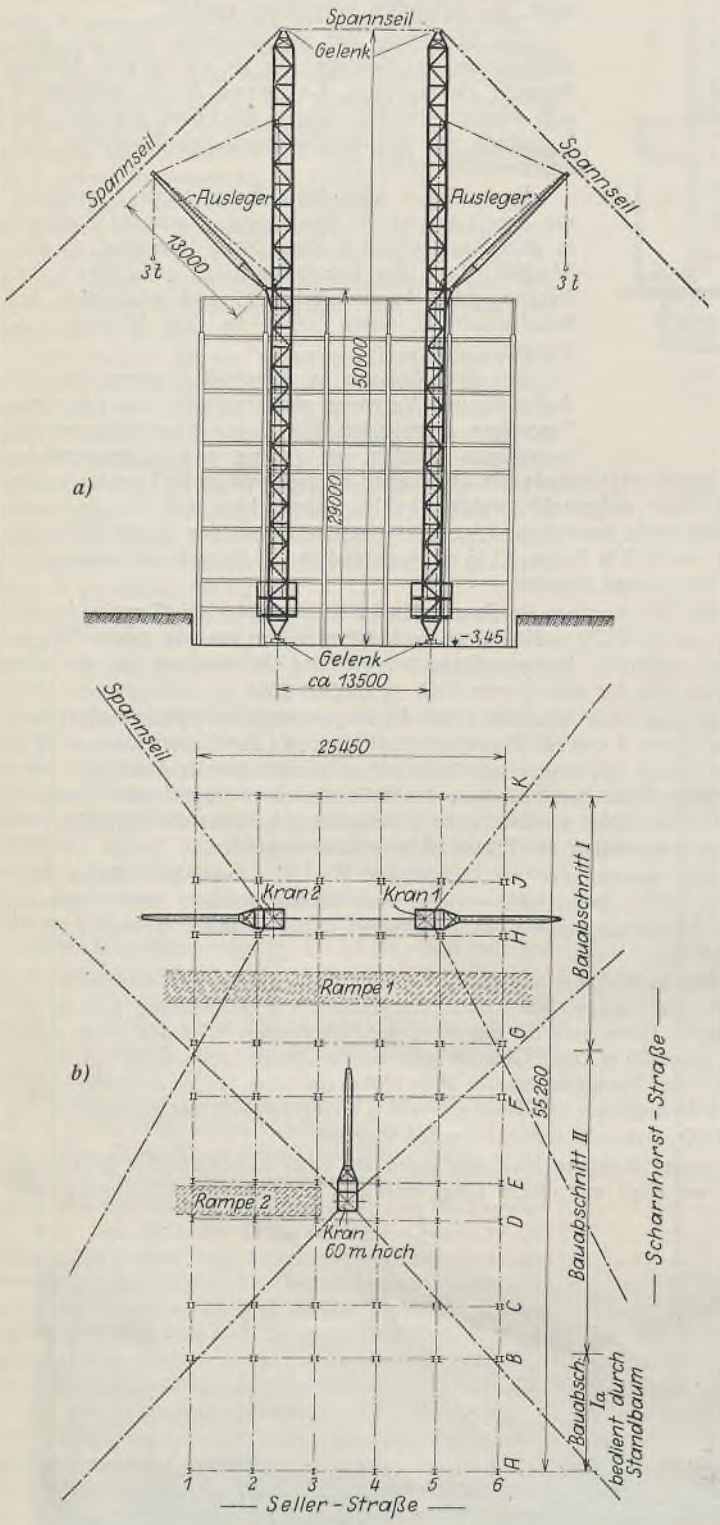


Abb. 7a. Montagetürme.
Abb. 7b. Montageplan.

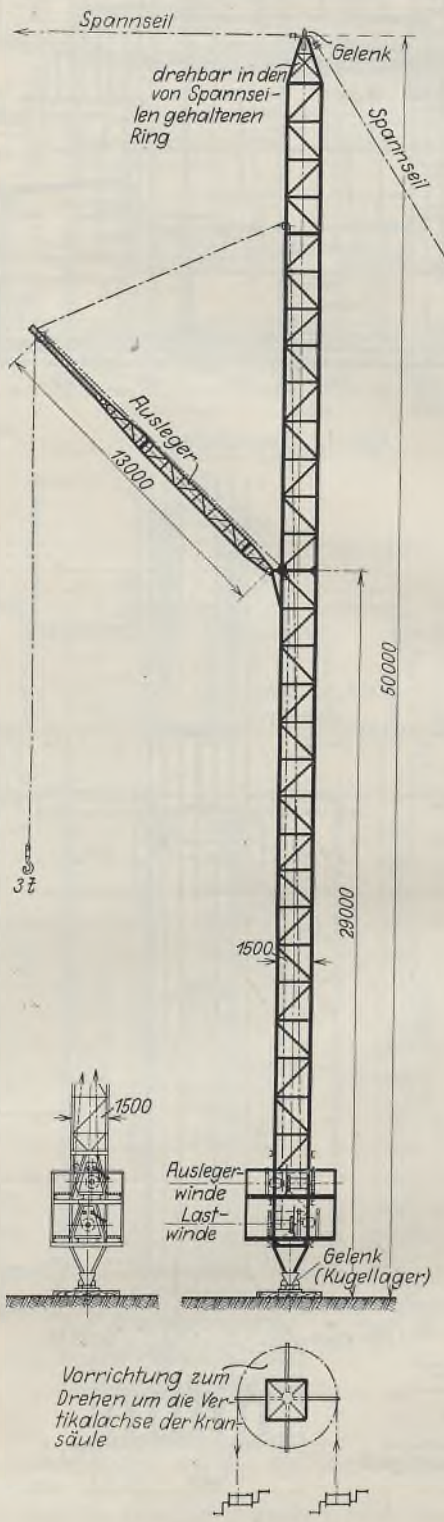


Abb. 7c. Montageturm in Abschnitt II.

Die ganze Montageeinrichtung der Hein, Lehmann & Co., A.-G. wies eine bedeutende Leistung auf; denn es konnte ohne Versetzung von einer Zentralstelle aus der ganze Stahlbau aufgeführt werden. Bei dieser Montagedisposition — Beherrschung des Baufeldes durch die Krantürme — die sich sehr gut bewährt und viel zum Gelingen beigetragen hat, konnte die ganze Stahlmenge von rd. 1300 t in überraschend kurzer Zeit vollkommen fertig aufgestellt werden.

Eine gute Vorstellung, ein lebendiges Bild des ganzen Montagebaues — auch der überragenden Turmmaste —, ferner der auch den Trägerrost der Decken umfassenden Stahlkonstruktion zum Teil in Verbindung mit der an diese angeschlossenen Ausmauerung geben — ohne viel Einzelerläuterung — die Bauaufnahmen Abb. 8 bis 11; diese zeigen an manchen Stellen auch Einzelheiten der hier interessierenden Konstruktion, wie z. B. die Ausbildung der in 5 m Entfernung gestellten Stützen mit dem über einen Trägerrost gestellten Fuß, ferner den Anschluß der Ringträger (Außenmauern) an den Stützen, den Rost der nur 1,68 m entfernten Deckenträger und ihre einfache Auflagerung auf den Unterzügen und Ringträgern, schließlich die Ummauerung der letzteren und der Stützen, sowie die einfache Konstruktion des flach geneigten Holzdaches.

Für die Beförderung von Baustoffen und sonstigen Zubehörteilen beim Bau waren 2 Lastaufzüge in leichter Stahlkonstruktion von der Firma des Massivbaues errichtet.

Der ganze durch die Gliederung des Aufbaues gegebene Stahlskelettbau zeichnet sich durch große Einfachheit und Übersichtlichkeit aus, was natürlich der Herstellung und Wirtschaftlichkeit des Bauunternehmens zugute kommt.

Die Außenwände — Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung — sind durchgehend 38 cm stark, die leichteren Zwischenwände, sofern sie keine großen Abteilungen abschließen, sind im Mauerwerk 13 cm stark gewählt. Die Ausmauerung und Verblendung des Stahlskeletts zeigt die Abb. 11.

Die aus der Unsicherheit des Untergrundes resultierenden Schwierigkeiten konnten dank der aufgewendeten Sorgfalt und der äußerst gewandten Fundamentierung glücklich überwunden werden.

Der im Januar 1928 begonnene Neubau, der nach den ersten Dispositionen nicht in dem endgültigen Ausmaß aufgeführt werden sollte, konnte im April 1929 völlig vollendet werden.

Das Gebäude nach seiner Vollendung stellt die eingangs genannte Abb. 1 dar; es hinterläßt — gerade im Rahmen der wenig reizvollen Umgebung — bei seiner Größe und verständigen Zweckform einfacher Linie und lebendig wirkender Klinkerverblendung einen imponierenden Eindruck; ein Industriezweckbau modernen Stils.

Entwurfsbearbeitung und Bauleitung des nach den Dispositionen der Bewag errichteten Baus lagen in den Händen des Baubüros der Bewag

unter der Leitung des Baurats H. Müller. Die Bearbeitung der Entwürfe für die Gründung nebst Baugrunduntersuchung und für den Konstruktionsaufbau des ganzen Hauses, die umfangreichen Arbeiten statisch-konstruktiver Art, ferner ein großer Teil der Bauüberwachung lagen, wie

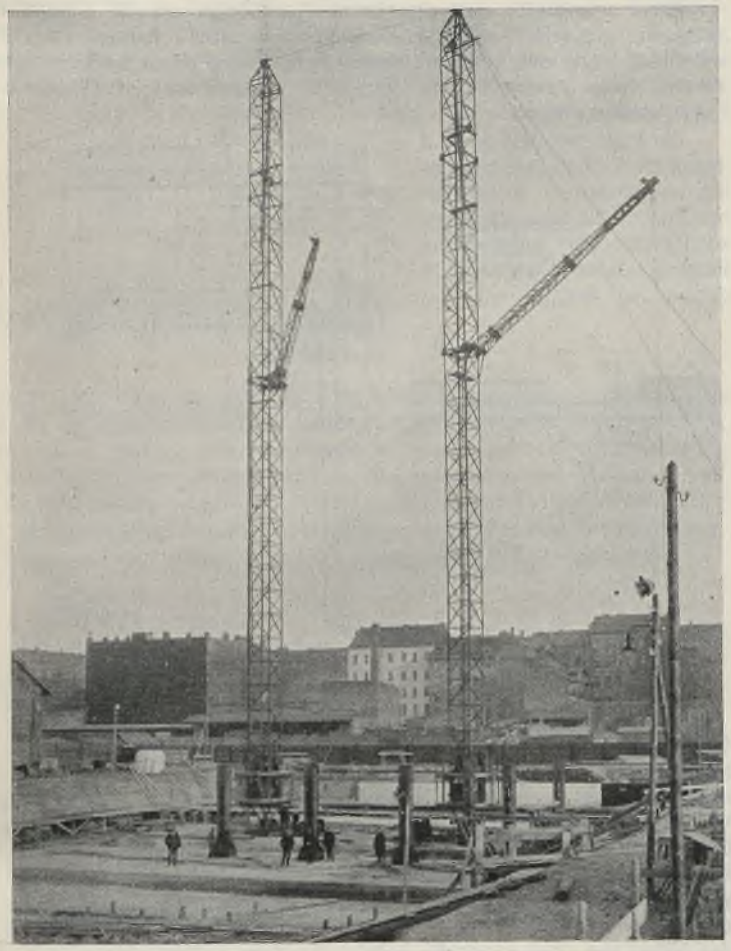


Abb. 8.
Die 50 m hohen Montagetürme.

schon anfangs erwähnt, in den Händen der Beratenden Zivilingenieure Kuhn & J. H. Schaim, Berlin.

Von Bauunternehmern waren beim Bau vor allem beteiligt: Die Hein, Lehmann & Co. A.-G., Berlin u. Düsseldorf, die vom Stahlbau rd. 1300 t geliefert und wie beschrieben aufgestellt hat, ferner die Firma Braß & Hertslet, die 400 t Stahlbau geliefert und, in anderer Art wie oben beschrieben, montiert hat, schließlich die Held & Franke A.-G. für die Gründung und den Massivbau. Die Lieferung von Ziegeln und Klinkern war der „Ilse" Bergbau A.-G. in Senftenberg N.-L., die elektrotechnische Einrichtung der AEG. Berlin übertragen.

Das neue Umspannwerk „Scharnhorst" der Bewag darf als ein wertvolles Glied in der Reihe der Stahl- und Klinker-Hochbauten Berlins angesehen werden; es verdient, einem weiteren Kreis der Bauwelt bekannt zu werden, zumal gerade die äußerst vorteilhafte, den Wert des Stahlbaus hebende und neuartige Montageweise der Bauausführung ein charakteristisches Gepräge gab.

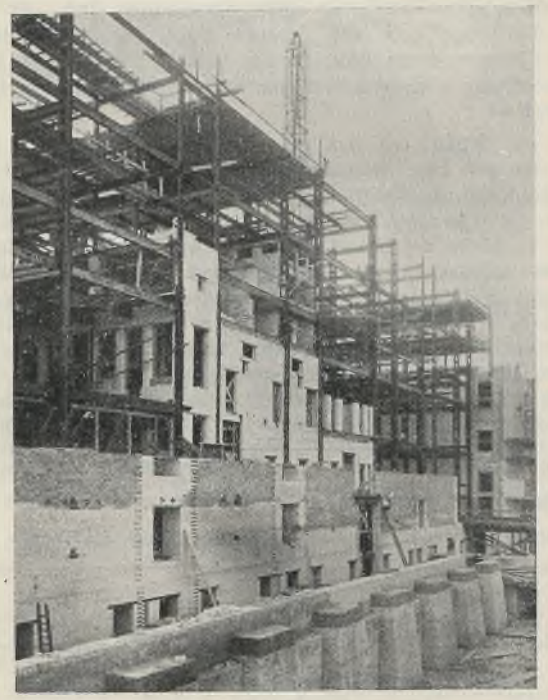


Abb. 11.
Ausmauerung des Stahlskeletts.



Abb. 9.

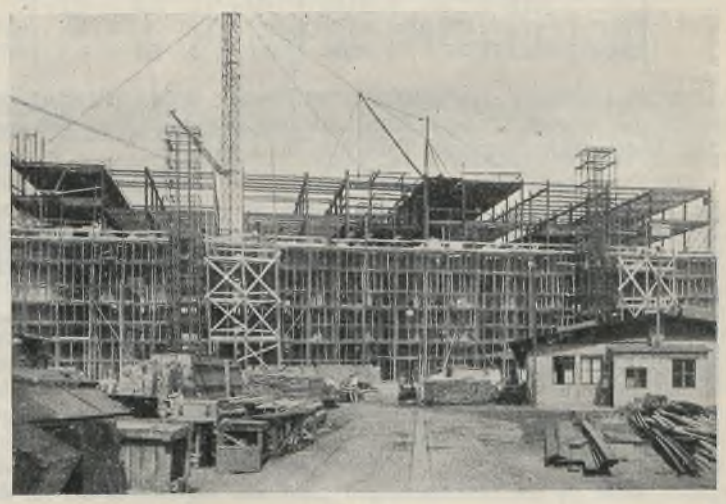


Abb. 10.

Montage des Stahlskeletts.

Die Unterlagen zum Aufsatz sind mir in entgegenkommender Weise von Herrn Baurat Müller, von Herrn Zivilingenieur Schaim und von der Hein, Lehmann & Co., A.-G. zur Verfügung gestellt worden; ich spreche ihnen an dieser Stelle noch meinen besonderen Dank aus.

Die $\varkappa$-Werte für die Berechnung der Momente und Querkräfte von Straßenbrücken nach DIN 1072.

Von Dipl.-Ing. **Harry Gottfeldt.**

Alle Rechte vorbehalten.

Mit der Vereinheitlichung der Vorschriften über die Belastungen und Beanspruchungen der Straßenbrücken ist ein erster wichtiger Schritt zur Vereinfachung der Berechnung derartiger Bauwerke getan. Für den in der Praxis stehenden Ingenieur ebenso wichtig wäre es, wenn es gelingen würde, auf den bisher herausgegebenen Normalblättern aufbauend, eine einfache Methode zur Berechnung der erforderlichen statischen Größen zu erlangen, wie es für Eisenbahnbrücken in den B. E. hinsichtlich der Längsträger, Querträger und Hauptträger einfacher Balkenbrücken durchgeführt ist. Versuche in dieser Richtung sind bereits wiederholt angestellt worden[1] [2]. Die Verhältnisse liegen bei Straßenbrücken jedoch wesentlich schwieriger als bei Eisenbahnbrücken; daher kommt es wohl auch, daß, wie sich im folgenden zeigen wird, die Ergebnisse der in den Fußnoten angeführten Arbeiten durchweg nicht einwandfrei sind. Es soll daher zunächst die Frage nach der genauen Form der Kurve der größten Momente (Grenzmomentenlinie) für das in Abb. 1 dargestellte Belastungsschema nochmals aufgenommen und zu einer endgültigen Lösung gebracht werden.

Über die Größe und das gegenseitige Verhältnis der Lasten wird zunächst nur die eine Voraussetzung getroffen, daß der Einfluß der Einzellasten derart überwiegt, daß sich zur Erzielung des größten Momentes die Strecke „c" über der Spitze der Einflußlinie befinden muß. (Andernfalls wäre an Stelle der Einzellasten durchweg mit gleichmäßig verteilter Verkehrslast zu rechnen.) Es läßt sich dann in der üblichen Weise leicht zeigen, daß zur Erzielung des absolut größten Momentes an der Stelle x eine der beiden Einzellasten über der Spitze der Einflußlinie stehen muß, und zwar selbstverständlich die größte Last P_1. Fraglich ist dann nur noch, auf welcher Seite P_2 aufzustellen ist. Die beiden möglichen Stellungen sind in Abb. 2 dargestellt. Es gilt offenbar Stellung „a", wenn P_2 größer als $p\,a$ ist, Stellung „b" im umgekehrten Fall. (Hierbei ist der Einfachheit halber $a' = a'' = \frac{b}{2}$ angenommen, wie es bei dem Lastenschema nach DIN 1072 der Fall ist.)

Es werde zunächst Fall „a" betrachtet. Auf elementare Weise ergibt sich

$$A = \frac{g\,l}{2} + \frac{p\,l}{2} - p\,c \cdot \frac{\left(l - x - \frac{b}{2}\right)}{l} + P_1 \cdot \frac{l-x}{l} + P_2 \cdot \frac{l-x-b}{l},$$

$$\max M_x = A\,x - \frac{g\,x^2}{2} - \frac{p\,(x-a)\,(x+a)}{2},$$

$$(1)\quad \begin{cases} = \dfrac{p\,a^2}{2} + x\left[\left(P_1 + P_2 + \dfrac{g\,l}{2} + \dfrac{p\,l}{2} - p\,c\right) - \dfrac{P_2\,b - \dfrac{p\,b\,c}{2}}{l}\right] \\ \quad - \dfrac{x^2}{l}\left(P_1 + P_2 + \dfrac{g\,l}{2} + \dfrac{p\,l}{2} - p\,c\right) \\ = C_a + x\left(D_a - \dfrac{E_a}{l}\right) - x^2 \cdot \dfrac{D_a}{l}. \end{cases}$$

Dies ist die Gleichung einer quadratischen Parabel; selbstverständlich gilt dieselbe nur, solange der betrachtete Lastenzug tatsächlich Platz auf dem Träger findet, im vorliegenden Falle also für $x \geqq a$.

Die Kurve nach Gl. 1 unterscheidet sich von denjenigen der in den Fußnoten genannten Arbeiten dadurch, daß sie (bei Verlängerung über ihren Gültigkeitsbereich hinaus) nicht durch den Koordinatenanfangspunkt geht oder, analytisch-geometrisch gesprochen, durch das Vorhandensein eines konstanten Gliedes in Gl. 1. In der erstgenannten Arbeit wird irrtümlich von der Behauptung ausgegangen, daß die Kurve der größten Momente „bekanntlich" aus zwei Parabelästen mit geradlinigem Zwischenstück besteht, was bekanntlich nur eine für Eisenbahnbrücken zugelassene und mit ziemlich erheblichen Fehlern behaftete Näherung ist. In der anderen Arbeit wird der Lastenzug in mehrere Teilbelastungen zerlegt; die Grenzmomentenlinien für diese Teilbelastungen werden dann addiert. Es ist einleuchtend, daß dies Verfahren ebenfalls keine genauen Werte ergeben kann, da die Teilbelastungen nicht alle zugleich in der für sie allein ungünstigsten Stellung stehen können. Dieses Versehen ist bereits aus Abb. 4 der genannten Arbeit zu erkennen. Weder in dieser Abbildung noch in der zugehörigen Rechnung spielen die Werte a' und a'' der nebenstehenden Abb. 1 eine Rolle; die gegenseitige Lage der einzelnen Teilbelastungen ist also überhaupt nicht festgelegt. Inwieweit alle diese ungenauen Kurven als Näherung verwertbar sind, steht hier nicht zur Diskussion, zumal sich im folgenden zeigen wird, daß die genaue Kurve einer tabellarischen, praktisch verwendbaren Auswertung leicht zugänglich ist, so daß kein Grund vorliegt, eine genäherte Kurve zu benutzen.

Für $x < a$ ergibt sich eine in gleicher Weise wie Gl. 1 leicht abzuleitende kubische Parabel, die an die quadratische Parabel tangential anschließt. Auf eine genauere Besprechung dieses Teiles kann verzichtet werden, da in diesem Bereich wohl stets eine freihändige Ergänzung der Kurve genügen wird.

Im Fall „b" der Abb. 2 liegen die Verhältnisse wesentlich komplizierter. Im mittleren Teil erhält man allerdings wiederum eine quadratische Parabel, deren Gleichung in diesem Fall lautet:

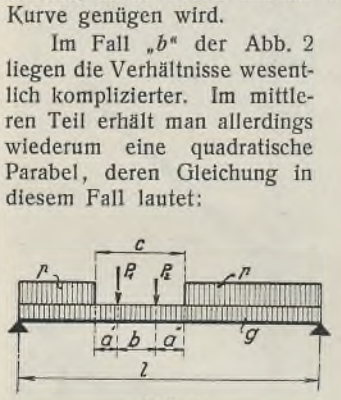


Abb. 1.

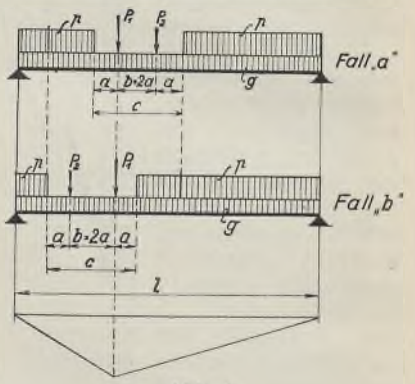


Abb. 2.

$$(2)\quad \begin{cases} \max M_x = \dfrac{p\,(a+b)^2}{2} - P_2\,b \\ \quad + x\left[\left(P_1 + P_2 + \dfrac{g\,l}{2} + \dfrac{p\,l}{2} - p\,c\right) - \dfrac{\dfrac{p\,b\,c}{2} - P_2\,b}{l}\right] \\ \quad - \dfrac{x^2}{l}\left(P_1 + P_2 + \dfrac{g\,l}{2} + \dfrac{p\,l}{2} - p\,c\right) = C_b + x\left(D_b - \dfrac{E_b}{l}\right) - \dfrac{x^2}{l} \cdot D_b. \end{cases}$$

Der Gültigkeitsbereich endet in diesem Fall aber bereits bei $x = a + b$, hieran schließt wiederum tangential eine kubische Parabel an, die aber auch nur für $a < x < a + b$ gilt, da für $x < a$ P_2 den Träger verläßt; daher ergibt sich für $o < x < a$ wieder eine andere, ebenfalls kubische Parabel, die aber, da die Änderung des Lastenzuges diesmal im Fortfall einer Einzellast besteht, mit dem vorhergehenden Zweig keine gemeinsame Tangente hat. Zu alledem besteht noch die Möglichkeit, daß die dem Fall „a" der Abb. 2 entsprechende quadratische Parabel in der Nähe von $x = a$ in die dort vorhandene Spitze einschneidet. Im allgemeinsten Fall besteht also die mathematisch genaue Grenzmomentenlinie für den Lastenzug der Abb. 1 in jeder Trägerhälfte aus vier Ästen, die abwechselnd Parabeln zweiten und dritten Grades angehören (Abb. 3). Die Kurve weist im ganzen bis zu fünf Knickpunkten auf. Der hier vor allem interessierende mittlere Teil besteht aus einer quadratischen Parabel, die bei Verlängerung über den Gültigkeitsbereich hinaus nicht durch den Auflagerpunkt geht.

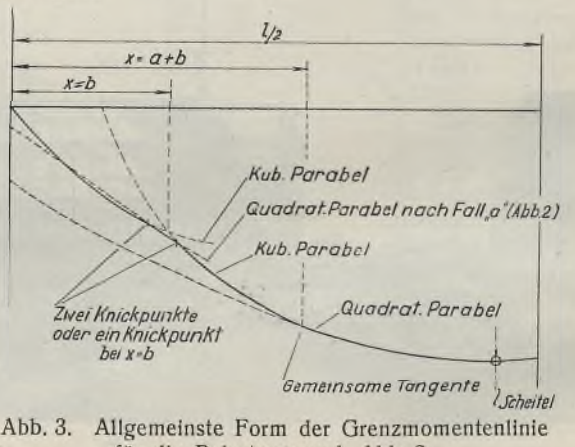


Abb. 3. Allgemeinste Form der Grenzmomentenlinie für die Belastung nach Abb. 2.

Setzt man in die Gl. 1 u. 2 Zahlenwerte nach DIN 1072 ein, so findet man, daß Gl. 1 für Kl. I und II, Gl. 2 für Kl. III gilt. Es rührt dies daher, daß die Hinterräder der Dampfwalze nach Kl. III sehr leicht sind. Hierdurch ergibt sich eine recht bedauerliche Verschiedenheit in der Berechnung der Straßenbrücken, die jedoch dadurch etwas gemildert wird, daß die für Kl. III genau nur bis $x = 4{,}5$ m geltende quadratische Parabel ohne großen Fehler bis etwa $x = 3{,}0$ m benutzt werden kann. Man erhält dann etwas zu große Werte, weil der vorhin erwähnte Knickpunkt bei $x = 3{,}0$ m unberücksichtigt bleibt. Dies ist nicht ganz unberechtigt, weil dieser Knickpunkt, wie oben gezeigt wurde, sich nur bei ganz bestimmten

[1] Haumer, Beitrag zur Berechnung des absolut größten Momentes und des Belastungsgleichwertes für einen allgemeinen beweglichen Lastenzug. Eisenbau 1920, Heft 4.

[2] Domke, Die Momentengrenzlinie. Stahlbau 1929, Heft 18.

Verhältnissen $P_1 : P_2$ ausbilden kann und seine Lage von den Abmessungen a und b abhängig ist, während die Brücke tatsächlich doch von Fahrzeugen mit den verschiedensten Achslasten und Achsständen befahren wird.

Für die praktische Anwendung der vorstehenden Entwicklungen bleibt der Einfluß der ständigen Last zunächst unberücksichtigt. Das gleiche gilt für die Belastung der Fußwege und, soweit die Fahrbahnbreite kein ganzes Vielfaches oder mehr als das Dreifache der Spurenbreite von 2,5 m beträgt, auch für die Belastung dieses restlichen Fahrbahnstreifens. (Mehr als drei nebeneinanderstehende Fahrzeuge brauchen nach DIN 1072 nicht berücksichtigt zu werden.) Das Belastungsschema ver-

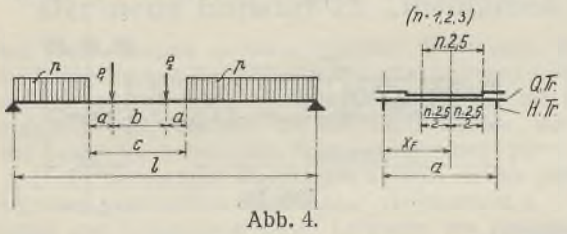


Abb. 4.

einfacht sich dann zu dem in Abb. 4 wiedergegebenen. Sind R_1, R_2 und R_p die Resultierenden der Raddrücke und der gleichmäßig verteilten Last und x_1 und x_2 ihre Hebelarme in bezug auf die Fahrbahnmitte — unter „Fahrbahn" sei hier und im folgenden stets ein Vielfaches von 2,5 m verstanden — ($x_p = 0$), ferner x_F der Abstand der Fahrbahnmitte von dem schwächer belasteten Hauptträger und a der Hauptträgerabstand, so ist der auf den stärker belasteten Hauptträger entfallende Anteil:

$$(3)\quad \begin{cases} P_1 = \dfrac{R_1 (x_F + x_1)}{a} = \dfrac{x_F R_1 + x_1 R_1}{a} = \dfrac{x_F \varkappa'_{P_1} + \varkappa''_{P_1}}{a} \\ P_2 = \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad \dfrac{x_F \varkappa'_{P_2} + \varkappa''_{P_2}}{a} \\ p = \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad \dfrac{x_F \varkappa'_{p}}{a}. \end{cases}$$

Die Werte $\varkappa$ sind in Tafel I angegeben. Die Tafel kann insbesondere auch zur einfachen Berechnung der Werte P_1, P_2 und p dienen, wenn dieselben z. B. für die Auswertung von Einflußlinien gebraucht werden. Für die Ermittlung der Grenzmomentenlinie ist dagegen die Kenntnis der Lasten nicht erforderlich. Setzt man nämlich jetzt die Werte nach Gl. 3 in Gl. 1 bzw. 2 ein, so erkennt man, daß sich auch C, D und E auf die „Normalform"

$$(4)\quad S = \frac{x_F \varkappa'_S + \varkappa''_S}{a}$$

bringen lassen. Die $\varkappa$-Werte für C, D und E sind in Tafel I ebenfalls angegeben. Nach Ermittlung dieser Faktoren können mittels Gl. 1 bzw. 2 die Größtmomente in den einzelnen Knotenpunkten sofort ermittelt werden. Für das absolute Größtmoment findet man

$$(5)\quad \max M_{\max} = C + \frac{l}{4} \cdot \frac{\left(D - \frac{E}{l}\right)^2}{D}$$

(6) an der Stelle $\dfrac{l}{2} - x = \dfrac{E}{2D}$ (Abstand von Trägermitte).

In Trägermitte ist

$$(7)\quad \max M_{\text{mitte}} = C + \frac{l}{4}\left(D - \frac{2E}{l}\right).$$

Für den Unterschied der beiden Momente nach Gl. 5 und Gl. 7 findet man den stets sehr kleinen Wert $\max M_{\max} - \max M_{\text{mitte}} = \dfrac{E^2}{4Dl}$.

Handelt es sich um einen parallelgurtigen Fachwerkträger, so können die Beiwerte C, D und E selbstverständlich zuvor durch die Systemhöhe h dividiert werden; man erhält dann sofort die Gurtkräfte. Ersetzt man im Falle konstanter Feldweiten noch x durch $m\lambda$ und l durch $n\lambda$, so erhält man die Gurtkräfte in der Form

$$(8)\quad \eta S = \frac{\eta}{h}\left[C + m\left(\frac{Dl - E}{n} - m \cdot \frac{D\lambda}{n}\right)\right].$$

Soll die Kurve zeichnerisch aufgetragen werden, so empfiehlt es sich, Gl. 1 bzw. 2 wie folgt zu schreiben:

$$(9)\quad \max M_x = C - E \cdot \frac{x}{l} + D \cdot \frac{x(l-x)}{4}.$$

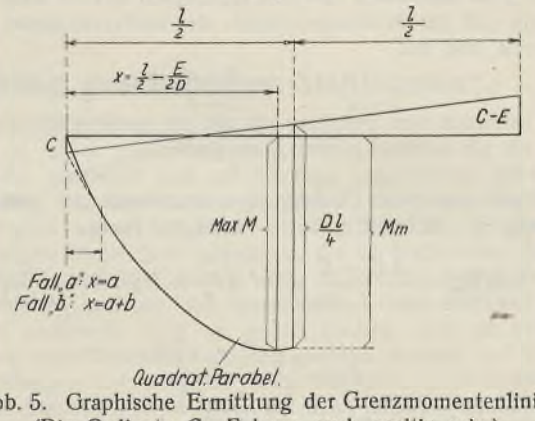


Abb. 5. Graphische Ermittlung der Grenzmomentenlinie. (Die Ordinate C—E kann auch positiv sein.)

Die Grenzmomentenlinie wird demnach von einer quadratischen Parabel mit dem Pfeil $\dfrac{Dl}{4}$ gebildet, die von einer geneigten Geraden aus aufzutragen ist; letztere hat in den Auflagerpunkten die Ordinaten C bzw. $C - E$ (Abb. 5). Selbstverständlich kann beim Auftragen der Parabel der Einfluß der ständigen Last und derjenige der Belastung der Fußwege und des restlichen Fahrbahnstreifens gleich mit berücksichtigt werden. Man ersieht hieraus weiter, daß die Werte C und E als Einspannungsmomente gedeutet werden können, während D eine über den Träger wandernde Einzellast ist. Diese Vorstellung, bei der die Grenzmomentenlinie eines Lastenzuges durch diejenige einer gedachten Einzellast ersetzt wird, ist jedenfalls besser als die übliche, bei der an Stelle einer Grenzmomentenlinie die Momentenlinie einer ruhenden Belastung tritt, was leicht zu Irrtümern Anlaß gibt.

Tafel I.

Klasse	Spurenzahl	P_1		P_2		p		C		D		E		P_2 (Abb. 6)	
		$\varkappa'$	$\varkappa''$	$\varkappa'$	$\varkappa''$	$\varkappa'$	$\varkappa''$	$\varkappa'$	$\varkappa''$	$\varkappa'$	$\varkappa''$	$\varkappa'$	$\varkappa''$	$\varkappa'$	$\varkappa''$
I	1	13,0	0	10,0	0	1,25	0	1,406	0	15,5 + 0,625 l	0	18,75	0	2,625	0
	2	19,0	8,75	13,0	8,75	2,50	0	2,813	0	17,0 + 1,250 l	17,5	16,50	26,25	2,875	2,969
	3	25,0	17,50	16,0	17,50	3,75	0	4,219	0	18,5 + 1,875 l	35,0	14,25	52,50	3,125	5,938
II	1	9,0	0	7,0	0	1,125	0	1,266	0	9,25 + 0,563 l	0	10,875	0	1,625	0
	2	13,5	5,625	8,5	6,875	2,250	0	2,531	0	8,50 + 1,125 l	12,5	5,250	20,625	1,625	2,031
	3	18,0	11,250	10,0	13,750	3,375	0	3,797	0	7,75 + 1,688 l	25,0	— 0,375	41,250	1,625	4,063
III	1	5,0	0	2,0	0	1,0	0	4,125	0	1,0 + 0,5 l	0	3,00	0	0,25	0
	2	9,5	0,625	3,5	0,625	2,0	0	9,750	— 1,875	1,0 + l	1,25	7,50	— 1,875	0,25	0,313
	3	14,0	1,250	5,0	1,250	3,0	0	15,375	— 3,750	1,0 + 1,5 l	2,50	12,00	— 3,750	0,25	0,625

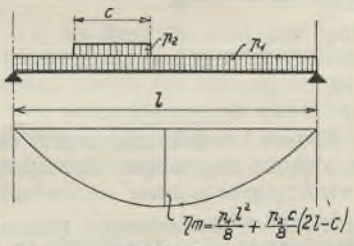


Abb. 6.

Hinsichtlich der Grenzmomentenkurve für Brücken über 30 m Stützweite, bei denen nach DIN 1072 die Einzellasten durch eine gleichmäßig verteilte Last ersetzt werden können, sei nur kurz bemerkt, daß dieselbe durch eine gewöhnliche Parabel mit der Pfeilhöhe

$$f = \frac{p_1 l^2}{8} + \frac{p_2 c (2l - c)}{8}$$

gebildet wird (Abb. 6).

Die vorliegende Arbeit würde ihren Zweck nur unvollkommen erfüllen, wenn nicht noch kurz auf die Ermittlung der Querkräfte eingegangen würde. Die Betrachtung wird auf den Fall der mittelbaren Lastübertragung und konstanter Feldweite sowie auf den Belastungsfall der Abb. 4 beschränkt.

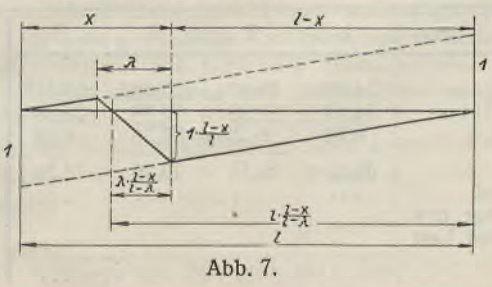


Abb. 7.

Die Auswertung der Einflußlinie nach Abb. 7 erfolgt mittels der Theorie des stellvertretenden Balkens. In Gl. 1 ist demnach zu ersetzen

$$x \quad \text{durch} \quad \lambda \cdot \frac{l-x}{l-\lambda},$$

$$l \quad \text{durch} \quad l \cdot \frac{l-x}{l-\lambda}.$$

Das Ergebnis ist dann noch mit dem Quotienten aus der wirklichen Querkraftordinate und der Momentenordinate des stellvertretenden Balkens zu multiplizieren, also mit

$$\mu = \frac{l-x}{l} \cdot \frac{l \cdot \frac{l-x}{l-\lambda}}{\lambda \cdot \frac{l-x}{l-\lambda} \cdot (l-x)} = \frac{1}{\lambda}.$$

Nach Durchführung dieser Umformungen erhält man die größte Querkraft an der Stelle $x = m\,\lambda$ mit $m' = n - m$ in der Form

$$\text{(10)} \qquad \max Q_m = \frac{n\,C - E}{l} + m' \left[\left(\frac{D}{n} - F\right) + m' \cdot \frac{F}{n-1}\right].$$

Hierin ist

$$\text{(11)} \qquad F = \frac{p\,\lambda}{2} = \frac{\varkappa_F \varkappa_p' \lambda}{2a}.$$

Die vorstehende Formel für die Querkräfte, bzw. eine entsprechend aus Gl. 2 abzuleitende, gilt genau nur solange $\lambda \cdot \frac{l-x}{l-\lambda} \geqq 1{,}5$ m (Kl. I, II) bzw. $\geqq 4{,}5$ m (Kl. III) ist. Bei neuzeitlichen Fachwerkbrücken werden Feldweiten von weniger als 3 m kaum vorkommen. Der Grenzwert von 1,5 m wird dann auch für die Streben nächst Trägermitte nicht unterschritten. Für Kl. III sind die Formeln allerdings nicht anwendbar. Aus Mangel an Raum und mit Rücksicht darauf, daß Kl. III an sich seltener angewendet wird, soll auf weitere Untersuchungen für diese Belastungsklasse hier verzichtet werden.

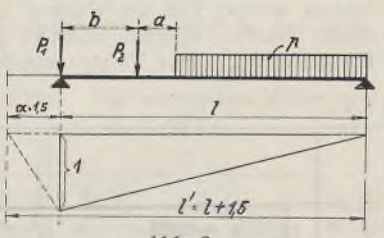


Abb. 8.

Der Auflagerdruck kann ebenfalls mittels eines stellvertretenden Balkens ermittelt werden; zu diesem Zweck ist nach Abb. 8 das Moment an der Stelle $x = 1{,}5$ m für einen Balken von der Stützweite $l' = l + 1{,}5$ zu ermitteln und dann durch $\frac{1{,}5 \cdot l}{1{,}5 + l}$ zu dividieren. Es braucht nur der Wert D' für die Stützweite l' neu ermittelt zu werden, da C und E nicht von l abhängig sind. Man findet dann

$$\text{(12)} \quad \begin{cases} \max A = \left[C + \left(D' - \frac{E}{l'}\right) \cdot 1{,}5 - \frac{D'}{l'} \cdot 2{,}25\right] \cdot \frac{1{,}5 + l}{1{,}5 \cdot l} \\ \qquad = C \cdot \frac{1{,}5 + l}{1{,}5 \cdot l} + D' - \frac{E}{l}. \end{cases}$$

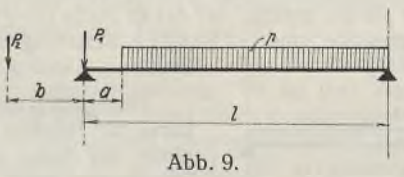


Abb. 9.

Auch diese Gleichung gilt nur für die Klassen I und II. Hinsichtlich der Klasse III sei nur darauf hingewiesen, daß die ungünstigste Laststellung für den Auflagerdruck die in Abb. 9 wiedergegebene ist.

Zum Schluß soll das Vorstehende durch ein Zahlenbeispiel erläutert werden. Zu berechnen sei die in Abb. 10 skizzierte Brücke für Kl. I. (Stoßzuschlag $\varphi = 1{,}36$.)

$$C = \frac{3{,}35 \cdot 2{,}813}{6{,}50} = 1{,}450 \text{ tm},$$

$$D = \frac{3{,}35 \cdot 52{,}0 + 17{,}5}{6{,}50} = 29{,}492 \text{ t},$$

$$D' = \frac{3{,}35 \cdot 53{,}875 + 17{,}5}{6{,}50} = 30{,}459 \text{ t},$$

$$E = \frac{3{,}35 \cdot 16{,}5 + 26{,}25}{6{,}50} = 12{,}542 \text{ tm},$$

$$F = \frac{3{,}35 \cdot 2{,}50 \cdot 3{,}5}{2 \cdot 6{,}5} = 2{,}254 \text{ t}.$$

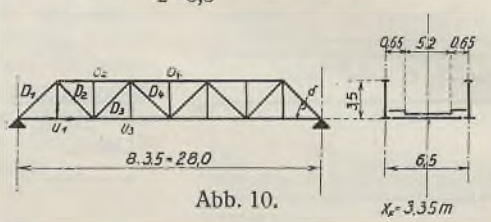


Abb. 10.

Gurtkräfte:

$$\varphi \cdot S = \frac{1{,}36}{3{,}50}\left[1{,}450 + m\left(\frac{29{,}492 \cdot 28{,}0 - 12{,}542}{8} - m \cdot \frac{29{,}492 \cdot 3{,}50}{8}\right)\right]$$
$$= 0{,}3886\,[1{,}450 + m\,(101{,}652 - m \cdot 12{,}903)]$$
$$= 0{,}563 + m\,(39{,}502 - 5{,}014\,m).$$

Streben:

$$\varphi \cdot D = \frac{1{,}36}{0{,}7071} \cdot \left[\frac{8 \cdot 1{,}450 - 12{,}542}{28{,}0} + m'\left(\frac{29{,}492}{8} - 2{,}254 + m' \cdot \frac{2{,}254}{7}\right)\right]$$
$$= 1{,}923 \cdot [-0{,}034 + m'\,(1{,}432 + m' \cdot 0{,}322)]$$
$$= -0{,}065 + m'\,(2{,}755 + m' \cdot 0{,}619)].$$

Auflagerdruck:

$$\varphi \cdot A = 1{,}36\left[1{,}450 \cdot \frac{29{,}5}{42{,}0} + 30{,}459 - \frac{12{,}542}{28{,}0}\right]$$
$$= 1{,}36\,[1{,}018 + 30{,}459 - 0{,}448] = 1{,}36 \cdot 31{,}029 = 42{,}2 \text{ t}.$$

Die Stabkräfte sind hiernach in Tafel II ermittelt.

Zur Kontrolle der Zahlenrechnung dient die Beziehung $D_1 \cos\delta = U_1$.

Hinsichtlich der Berechnung der Durchbiegungen von Parallelfachwerkträgern sei auf die Arbeit des Verfassers: „Der Trapezträger als Typ der Eisenbahnbrücke mittlerer Stützweite", Bauing. 1928, Heft 42 hingewiesen, in der ein einfaches Verfahren zur Ermittlung der genauen Einflußlinie für die Durchbiegung in Trägermitte angegeben ist. Für Straßenbrücken dürfte es auch bei kleinerer Stützweite genügen, für die Berechnung der Durchbiegung den Belastungsfall nach Abb. 6 zugrunde zu legen und weiterhin die Streckenlast $p_2\,c$ als Einzellast in Trägermitte anzubringen. Zur Berechnung von p_2 bei Brücken unter 30 m Stützweite sind in Tafel I die $\varkappa$-Werte angegeben. Es genügt dann die Kenntnis der mittelsten Ordinate und diejenige der Summe aller Ordinaten. Aus der a. a. O. abgeleiteten Reduktionsformel

$$\frac{1}{\mu} \cdot \delta_m = \frac{1}{\mu} \cdot \delta_{m-1} + \frac{\frac{n}{2}}{\underset{m}{\Sigma}} \cdot \frac{m}{F_m} + \frac{c}{F_m'}$$

folgt für die Ordinate in Trägermitte:

$$\text{(13)} \qquad \frac{1}{\mu} \cdot \delta_{\text{mitte}} = \frac{\frac{n}{2}}{\underset{1}{\Sigma}} \cdot \frac{m^2}{F_m} + \frac{\frac{n}{2}}{\underset{1}{\Sigma}} \cdot \frac{c}{F_m'}$$

und für die Ordinatensumme:

$$\text{(14)} \qquad \frac{1}{\mu} \cdot \underset{1}{\overset{n}{\Sigma}}\,\delta = \frac{\frac{n}{2}}{\underset{1}{\Sigma}} \cdot \frac{m^2(n-m)}{F_m} + c\,\frac{\frac{n}{2}}{\underset{1}{\Sigma}} \cdot \frac{n+1-2\,m}{F_m'}.$$

Hierin ist

$\mu = \frac{\lambda^3}{E\,h^2}$ $\qquad$ $c = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{d}{\lambda}\right)^3$

F_m = Gurtquerschnitt $\qquad$ F_m' = Strebenquerschnitt.

Tafel II.

$m =$	1	2	3	4	$m' =$	7	6	5	4	3
$39{,}502 - 5{,}014\,m$	34,488	29,474	24,460	19,446	$2{,}754 + 0{,}619\,m'$	7,087	6,468	5,849	5,230	4,611
$m\,(39{,}502 - 5{,}014\,m)$	34,49	58,95	73,38	77,78	$m'\,(2{,}754 + 0{,}619\,m')$	40,61	38,81	29,25	20,92	13,83
—	0,56	0,56	0,56	0,56	—	— 0,07	— 0,07	— 0,07	— 0,07	— 0,07
$\varphi \cdot S$	35,05	59,51	73,94	78,34	$\varphi \cdot D$	49,54	38,74	29,18	20,85	13,76
Stabkraft inf.	...	...	...	...	—	...	...	...	...	...
Belastg. d. Fußwege usw.										
Stabkraft inf. ständ. Last	...	...	...	...	—	...	...	...	...	...
max S	...	...	...	...	max D	...	...	...	...	...

Für den Träger nach Abb. 10 wird z. B.

$$\frac{1}{\mu}\cdot\delta_{\text{mitte}} = \frac{1}{F_{u_1}} + \frac{4}{F_{o_2}} + \frac{9}{F_{u_3}} + \frac{16\ ^{3})}{2F_{o_4}} + c\left(\frac{1}{F_{D_1}} + \frac{1}{F_{D_2}} + \frac{1}{F_{D_3}} + \frac{1}{F_{D_4}}\right)$$

$$\frac{1}{\mu}\cdot\sum_{1}^{n}\delta = \frac{7}{F_{u_1}} + \frac{24}{F_{o_2}} + \frac{45}{F_{u_3}} + \frac{64\ ^{3})}{2F_{o_4}} + c\left(\frac{7}{F_{D_1}} + \frac{5}{F_{D_2}} + \frac{3}{F_{D_3}} + \frac{1}{F_{D_4}}\right).$$

[3]) Der nur einmal vorkommende mittlere Gurtstab ist mit dem doppelten Querschnitt einzuführen.

Hiermit sind alle für den Hauptträger erforderlichen Berechnungen auf eine denkbar einfache Form gebracht. Ähnliches ist ohne Zweifel auch für die Längs- und Querträger möglich, jedoch kann hierauf zur Zeit nicht näher eingegangen werden.

Wird die mittelste Vertikale durch die Belastung beansprucht, so kommt in Gl. 13 und 14 noch das Glied $+\frac{1\,h}{\mu E F_{v_m}}$ hinzu.

Alle Rechte vorbehalten.

Der neue Entwurf zu „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“.

Nachdem Ende vorigen Jahres eingehende Beratungen im Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure, und zwar in einer Sonderkommission unter Vorsitz von Professor Dr.-Ing. Hilpert unter Hinzuziehung von Vertretern der Baupolizeibehörden, der Reichsbahn und der beteiligten industriellen Kreise stattgefunden hatten, wurde im Januar d. J. der nachstehend abgedruckte Entwurf zu den „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“ veröffentlicht.[1])

Der Anstoß zur Ausarbeitung dieses Entwurfes war gleichzeitig von Baupolizeibehörden und von Werken der Stahlbauindustrie gekommen. Denn als nach den anfänglich im Schiffbau und Maschinenbau erzielten Erfolgen die Schweißtechnik mehr und mehr auf das Gebiet des Stahlbaues übergriff, klaffte hier eine empfindliche Lücke. Ist doch das Bauwesen durch strengere und in bezug auf Berechnung und Konstruktion ins einzelne gehende Vorschriften weit stärker gebunden als andere Gebiete der Technik. Sollte also hier die Entwicklung nicht aufgehalten werden, so mußte schnellstens dem entwerfenden Ingenieur und dem prüfenden Baupolizeibeamten ein brauchbares Hilfsmittel in die Hand gegeben werden.

Der Entwurf wurde durch seine Veröffentlichung zur allgemeinen Kritik gestellt und gleichzeitig einer ganzen Reihe von amtlichen Stellen zugesandt. Es ist zu erwarten, daß in einer Reihe von Ländern Deutschlands, u. a. auch in Preußen, auf Grund des Entwurfes ergänzende Baupolizeibestimmungen herauskommen werden. Die Vorarbeiten hierzu sind im Gange.

Die Richtlinien geben keine Änderung, sondern lediglich eine Ergänzung der in den verschiedenen deutschen Ländern bestehenden amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Stahlhochbauten. Bei den Beratungen wurden, um das Erscheinen nicht zu verzögern und um nur allgemein anerkannte Grundsätze aufzunehmen, verschiedene Einschränkungen getroffen. Brückenbauten sind vorläufig nicht behandelt; die zulässigen Spannungen in den Schweißnähten sind zunächst nur für normalen Flußstahl und die hierfür üblichen Schweißdrähte angegeben. Eine Erhöhung dieser Spannungen bei hochwertigen Stählen und hierzu geeigneten Schweißdrähten, ebenso eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen bei Berücksichtigung gleichzeitiger ungünstigster Krafteinwirkungen, einer den strengsten Anforderungen genügenden Durchbildung, Berechnung und Ausführung usw. (vgl. z. B. Abschnitt B 3[3]) der Preußischen Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. vom 25. Februar 1925) ist von dem vorherigen Nachweis der Güte und Festigkeitsziffern der Schweißung durch Versuche abhängig gemacht.

Aus den oben genannten Gründen und um der Entwicklung Freiheit zu lassen, wurde auch auf die Aufnahme einer Sammlung von Konstruktionsbeispielen verzichtet. Im Laufe der Zeit wird sich der Konstrukteur nicht nur bezüglich der Anschlüsse, sondern auch bezüglich der Querschnitts-Bemessung und -Ausbildung von Grund aus umstellen — und als Folge hiervon werden, aller Voraussicht nach, auch die Walzwerke neue Profile in ihr Programm aufnehmen müssen. Für die Gurte leichterer Fachwerkbinder wird mit Vorteil ein einfaches parallelstegiges und parallelflanschiges ⊥-Profil Verwendung finden können, das bei geringerem Gewicht und Arbeitsaufwand größere Steifigkeit aufweist als das jetzt schon öfters benutzte durch Halbieren eines IP-Trägers hergestellte. Auch wird der Rohrquerschnitt die ihm zukommende erhöhte Bedeutung erlangen. In Aussicht genommen ist, gegebenenfalls später, als Anhang zu den Richtlinien, eine solche Sammlung von Musterkonstruktionen anzufügen.

Von dem veröffentlichten Entwurf der Richtlinien sind für den entwerfenden Ingenieur besonders wichtig der Abschnitt: Berechnung und zulässige Spannungen, für den ausführenden der Abschnitt: Schweißerprüfung.

Die Länge der Schweißnähte ist unter Abzug der nicht tragenden Kraterenden in die Berechnung einzuführen bzw. diese sind bei der Werkstattausführung zuzugeben. Als Dicke der Schweißnaht ist — bei den hauptsächlich verwandten Kehlnähten — nicht etwa ein Anlageschenkel anzunehmen, sondern die Höhe des einbeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks (vgl. Abb. 1). Hierauf ist besonders scharf zu achten, da sich die zugelassenen Spannungen auf dieser Voraussetzung aufbauen.

[1]) Zeitschrift „Die Elektroschweißung“, 1930, Heft 1.

Die Schweißerprüfung, für die ein einfaches und erprobtes Verfahren angegeben ist, dient gleichzeitig dazu, einen Maßstab für die Güte der laufend in der Werkstatt und auf Montage ausgeführten Schweißungen ohne Zerstörung des Werkstückes zu geben. Zu diesem Zweck soll — außer zu Beginn seiner Tätigkeit — jeder Schweißer in regelmäßigen Abständen solche Probestücke anfertigen, die als Stichproben für die von ihm hergestellten Arbeiten dienen. Die Abmessungen der Probestücke sind so gehalten, daß sie den verschiedenen Materialdicken angepaßt werden und anderseits doch so gering bleiben, daß sie bequem auf jeder kleinen Zerreißmaschine geprüft werden können. — Von dieser Schweißerprüfung zu unterscheiden ist die Güteprüfung von Schweißungen, die auch die Eignung von Material und Schweißdraht nachzuweisen hat.

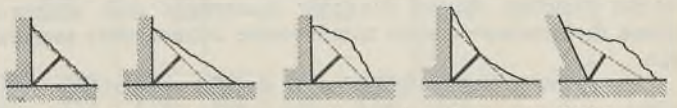


Abb. 1. Kehlnahtquerschnitte und maßgebende Dicke.

Alles in allem stellen die neuen Richtlinien ein brauchbares Hilfsmittel dar für die Stahlbauindustrie und für die Baupolizeibehörden. Sie sind der erste Schritt zur Schaffung von einheitlichen Baupolizeibestimmungen auf diesem neuen Gebiet, das erst im Anfang einer großen Entwicklung steht.

Der neue Entwurf lautet:

Entwurf.

Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten.

A. Hochbauten.

1. Allgemeines.

a) Diese Richtlinien[2]) sind als Anhang zu den in den deutschen Ländern bestehenden amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Hochbauten gedacht.

b) Die Voraussetzung für die Anwendung dieser Richtlinien bildet die Ausführung der geschweißten Konstruktionen durch zuverlässige Firmen, die zur Durchführung der Prüfung und Bauüberwachung über Fachingenieure verfügen, welche auf den Gebieten der Statik, des Stahlbaues und der Schweißtechnik besondere Kenntnisse und Erfahrungen besitzen.

c) Die Errichtung geschweißter Konstruktionen bedarf wie die der genieteten der vorherigen Genehmigung der zuständigen Behörde.

2. Werkstoffe.

a) Als Baustoffe sind alle jene zugelassen, die zu genieteten Bauwerken gemäß den amtlichen Bestimmungen und Dinormen verwendet werden, soweit ihre Eignung für die Schweißung feststeht; darüber hinaus solche, deren Eignung für die Schweißung nachgewiesen wird.

b) Die Schweißdrähte sind je nach räumlicher Lage der Schweißnaht (waagerecht, lotrecht, überkopf) so zu wählen, daß sie sich einwandfrei verschweißen lassen.

3. Schweißverfahren.

Lichtbogenschweißung gilt als Regelverfahren, elektrische Widerstandschweißung und Gasschmelzschweißung können angewendet werden. Die Wahl des Schweißverfahrens und der Schweißgeräte ist dem Unternehmer überlassen.

4. Berechnung und zulässige Spannungen.

a) Jede geschweißte Kraftverbindung ist in ihrer Festigkeit rechnerisch nachzuweisen. Die tatsächlich auszuführenden Maße der Schweißnaht und deren Anordnung sind in der Berechnung und den Zeichnungen anzugeben.

Als Berechnungsgrundlage kann folgende Formel gelten:

$$P = F\cdot\sigma_{\text{zul}},$$

wobei

$$F = a\cdot l.$$

[2]) Hierzu vgl. DIN 1910, 1911, 1912.

Hierin bedeuten:

P die durch die Schweißnaht zu übertragende Kraft,

F den Bruchquerschnitt,

a die Dicke der Schweißnaht,

bei Kehlnaht: die Höhe des einbeschriebenen gleichschenkeligen Dreiecks der Kehlnaht, nicht einen Anlageschenkel (Abb. 2);

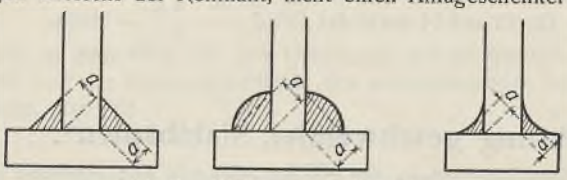


Abb. 2. Dicke von Kehlnähten.

bei Stumpfnaht: die Dicke der zu verbindenden Querschnitte, bei verschiedenen Dicken die kleinere (Abb. 3),

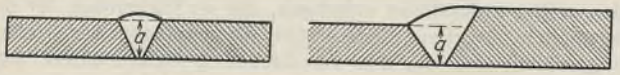


Abb. 3. Dicke von Stumpfnähten.

l die Länge der Schweißnaht abzüglich der Kraterenden,

σ_{zul} die unter c) angegebenen zulässigen Spannungen.

b) Bei Bauteilen, die auf Biegung beansprucht sind, können zur Aufnahme der Schubspannungen unterbrochene Schweißnähte angeordnet werden.

c) Als zulässige Spannungen sind in den Schweißverbindungen anzusetzen:

auf Zug	850 kg/cm²
„ Druck	1100 „
„ Biegung	850 „
„ Abscherung	750 „

d) Die Zulassung höherer als der unter c) angegebenen zulässigen Spannungen ist an den Nachweis durch Versuche gebunden.

5. Konstruktionen.

Für Konstruktionen, die geschweißt werden sollen, gelten hinsichtlich des Entwurfs, der Formgebung und der Ausführung die gleichen Grundsätze wie bei genieteten Konstruktionen. Die Stabquerschnittsformen und Anschlüsse sind dagegen der Besonderheit der Schweißtechnik anzupassen.

6. Schweißerprüfung.

Die Prüfung soll nicht die Güte des Werkstoffs, sondern die Fähigkeit der am Bau beschäftigten Schweißer nachweisen. Die Probeschweißung soll mit dem Schweißdraht und möglichst auch mit der Maschinenart erfolgen, die der Unternehmer bei der Herstellung des Baues verwendet. Es kann folgende Prüfung verlangt werden:

Kehlschweißung. Es werden zwei Längsbleche senkrecht an ein Querblech angeschweißt, wie Abb. 4 zeigt, so daß im Querschnitt eine Kreuzform entsteht. Die Schweißnähte sind quer zur Walzrichtung zu legen. Die Länge des Stabkreuzes beträgt etwa 300 mm plus Blechdicke s.

Die dem Schweißer vorgeschriebene Nahtdicke a soll 0,6 mal Blechdicke s sein. Die an das Querblech anzuschweißenden beiden Längsbleche sind in ihrer Breite etwa 20 mm geringer als das Querblech zu wählen, so daß an den beiden zurückstehenden Stirnenden die Heftung erfolgen kann. Anfang und Ende der Schweißnaht bleiben beim Herausschneiden der Streifenkreuze außer acht. Von den vier Kehlnähten sind zwei (1 und 2) in waagerechter Richtung, und zwar bei lotrechter und waagerechter Lage der Bleche, und zwei (3 und 4) in lotrechter Richtung zu verschweißen.

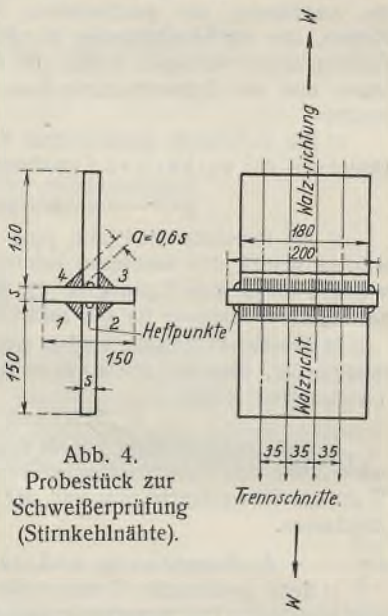


Abb. 4. Probestück zur Schweißerprüfung (Stirnkehlnähte).

Aus diesem kreuzförmig verschweißten Blechgebilde werden drei Streifenkreuze von je etwa 35 mm Breite kalt herausgeschnitten und in der Prüfmaschine in Richtung W—W zerrissen. Hierbei muß die Bruchlast, bezogen auf die Einheit des unter Ziffer 4a angegebenen Querschnitts F, mindestens 30 kg/mm² ergeben. Andernfalls ist der Schweißer zurückzuweisen.

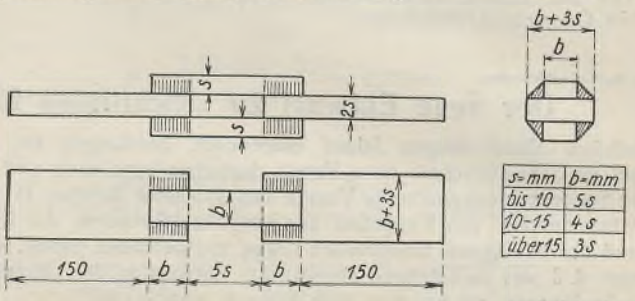
Kommen an einem Bauwerk Überkopfschweißungen vor, so kann verlangt werden, daß zwei Nähte des Probestückes überkopf geschweißt werden.

7. Güteprüfung von Schweißungen.

Es können folgende Prüfungen verlangt werden:

a) Prüfung einer Stirnkehlschweißung wie unter Ziffer 6.

b) Prüfung einer Flankenkehlschweißung:



s=mm	b=mm
bis 10	5s
10-15	4s
über15	3s

Abb. 5. Probestück zur Schweißungsprüfung (Flankenkehlnähte).

Es werden vier Flacheisen oder Blechstreifen entsprechend der Profildicke der Bauteile nach Abb. 5 durch Flankenkehlnähte in waagerechter oder senkrechter Richtung zu einem Probestück zusammengeschweißt. Die Länge der Nähte ist ungefähr gleich der Breite der Laschen auszuführen. Hierbei muß der Bruchquerschnitt eine Scherfestigkeit von mindestens 24 kg/mm² ergeben.

c) Prüfung einer Stumpfschweißung:

Es werden zwei Bleche von je 6 oder 12 mm Dicke entsprechend der Profildicke der Bauteile durch V- oder X-Nähte nach Abb. 6 zu einem Probestück zusammengeschweißt. Die Kanten der Einschweißfurche sollen einen Winkel von mindestens 60° bilden.

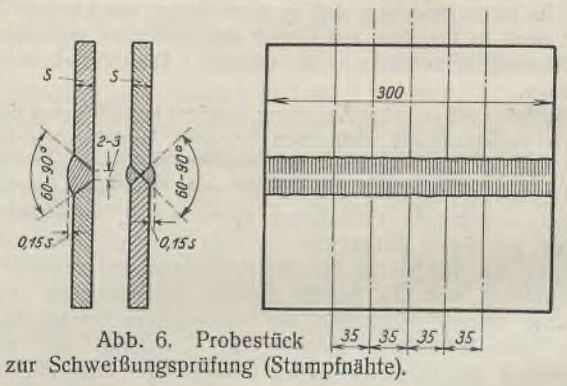


Abb. 6. Probestück zur Schweißungsprüfung (Stumpfnähte).

Die Probestücke können einem Zug- oder Biegeversuch nach DIN 1605 unterworfen werden.

Bei dem Zugversuch muß eine Festigkeit von mindestens 30 kg/mm² erreicht werden.

Bei dem Biegeversuch an Blechen bis zu 20 mm Dicke ist ein Biegestempel von zweifacher Blechdicke mit einem Abrundungsradius von Blechstärke genau auf die Mitte der Naht aufzusetzen, und zwar bei V-Nähten auf die Scheitelseite der Naht; die Scheitelschweißnaht ist

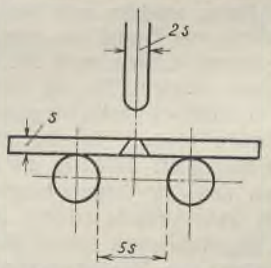


Abb. 7. Vorrichtung für den Biegeversuch.

vorher zu ebnen. Der lichte Abstand der Auflagerollen beträgt 5 s (Abb. 7). Die Versuche sollen sich im allgemeinen auf Bleche von 6 und 12 mm Dicke beschränken.

Die Probe soll sich bis zum ersten Anriß um mindestens 60° biegen lassen.

8. Aufstellung.

a) Die Lage der Schweißverbindungen, die auf der Baustelle herzustellen sind, muß schon in der Werkstatt an den einzelnen Bauteilen angezeichnet werden. Als Richtlinien für das Verschweißen auf der Baustelle haben zu gelten: Heftschweißen dürfen nur in spannungslosem Zustand gesetzt werden; Zusammenzwängen einzelner Teile ist unzulässig;

Klammern und Schraubstöcke dienen nur dazu, gegenseitige Verschiebung der Bauteile zu hindern, solange die Schweißarbeit nicht beendet ist.

Alle Oberflächen, die geschweißt werden sollen, müssen frei von Rost, Zunder, Öl, Farbe und Schmutz sein.

b) Bei Schweißarbeiten auf der Baustelle ist für geeignete Einrichtungen zur Gewährleistung guter Schweißungen zu sorgen. Außerdem sind die Schweißarbeiten durch Fachingenieure zu überwachen.

9. Abnahme.

Zur Abnahme, die den zuständigen Behörden vorbehalten bleibt, sind sämtliche Schweißverbindungen gut zugänglich zu halten. Die in der Werkstatt ausgeführten Schweißverbindungen dürfen vor Verlassen der Werkstatt gestrichen werden.

Die Art der Prüfung der Schweißverbindungen am Bauwerk bleibt dem Ermessen der prüfenden Behörde vorbehalten.

Verschiedenes.

Montagehalle. Das Gebäude, das von einem Laufkran von 180 t Tragfähigkeit bestrichen wird, dient zur Montage außerordentlich schwerer Maschinen. Die Länge des Gebäudes beträgt 32,2 m (im Lichten 31,7 m), die Breite 13,654 m (im Lichten 13,15 m) und die Traufenhöhe 18,0 m. Im Querschnitt stehen in Abständen von 6 m Bogenbinder (s. Grundriß Abb. 1). In der Längsrichtung wird das Gebäude gegen Wind und die Bremskräfte des Krans durch Halbportale nach Längsansicht Abb. 1 ausgesteift. Die Dacheindeckung besteht aus armiertem Bimsbeton mit Vouten an den Pfetten. Das Fachwerk der Wände ist nach außen nicht sichtbar; es ist durch die 1-Stein starken Außenmauern verdeckt.

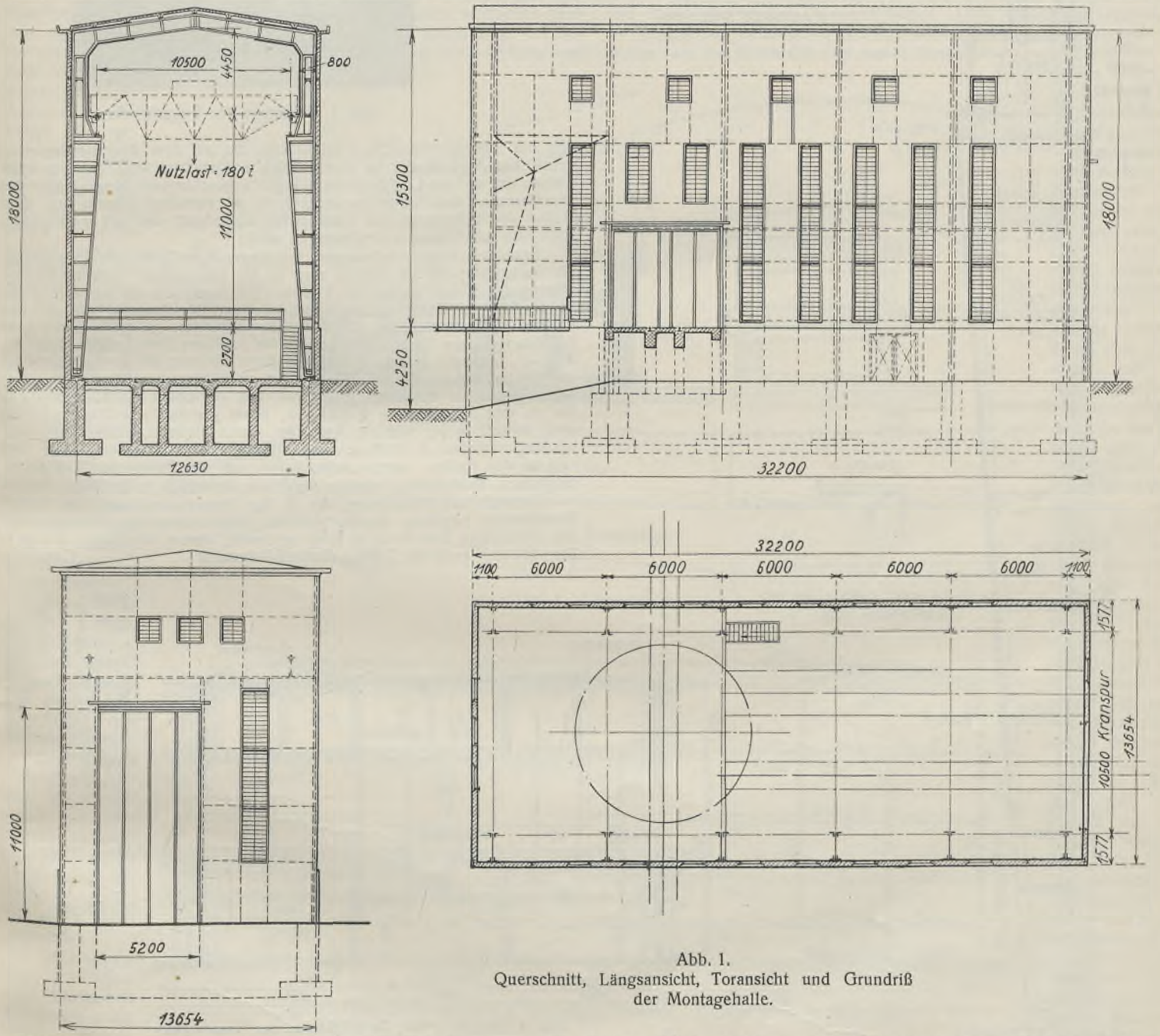


Abb. 1.
Querschnitt, Längsansicht, Toransicht und Grundriß der Montagehalle.

Der Querschnitt Abb. 1 und das Montagebild Abb. 2 zeigen, daß Linienführung und Breitenabmessungen der Bogenbinder gute Abmessungsverhältnisse aufweisen. Vom Fußgelenk bis zum Kranträgerauflager laufen die aus einem Stehblech und 4 Winkeln 150 · 150 · 13 bestehenden Stützpfosten (Abb. 3) einseitig schräg zu. In Höhe des Torsturzes in der Längswand (Abb. 4, Schnitt *a—a*) sind sie durch Horizontalträger gegen seitliches Ausknicken gesichert. Die Wandung unter dem Kranträger ist zudem durch zwei aufgenietete Winkel 100 · 65 · 11 verstärkt. Oberhalb der Kranträger sind die eingezogenen, nunmehr parallel verlaufenden Pfosten auf Manneshöhe in den Wandungen durchbrochen, um den freien Durchgang über den in Kranschienenhöhe liegenden Laufsteg zu ermöglichen. Der Laufsteg ist mit gelochtem Blech abgedeckt und mit Geländer versehen (Abb. 4, Schnitt *a—a*). Unmittelbar an den Laufsteg schließt der Bremsträger an, der aus einem unter der Kranschiene liegenden Stehblech 660 · 15 besteht, das durch einen Winkel 80 · 80 · 8 gesäumt ist. Die Kranträger sind als Blechträger ausgebildet. Der hohe Raddruck bedingt das verhältnismäßig dicke Stehblech und die enge Teilung der Aussteifungswinkel, die im Feld oben und an den Auflagern beiderseits eingepaßt sind. Die an den Kanten gebrochene Flachstahlschiene 120 · 50 ist auf das vorerwähnte waagerechte Stehblech versenkt genietet. Die Binderriegel bestehen aus Stehblechen 750 · 10 und 4 Winkeln 150 · 100 · 10 (Abb. 3). Gegen seitliches Ausknicken ist der Untergurt durch Kopfbänder an den Pfetten gesichert (Abb. 3, Schnitt *b—b*). Der Firstpunkt ist mit Rücksicht auf einfache Montage fest vernietet.

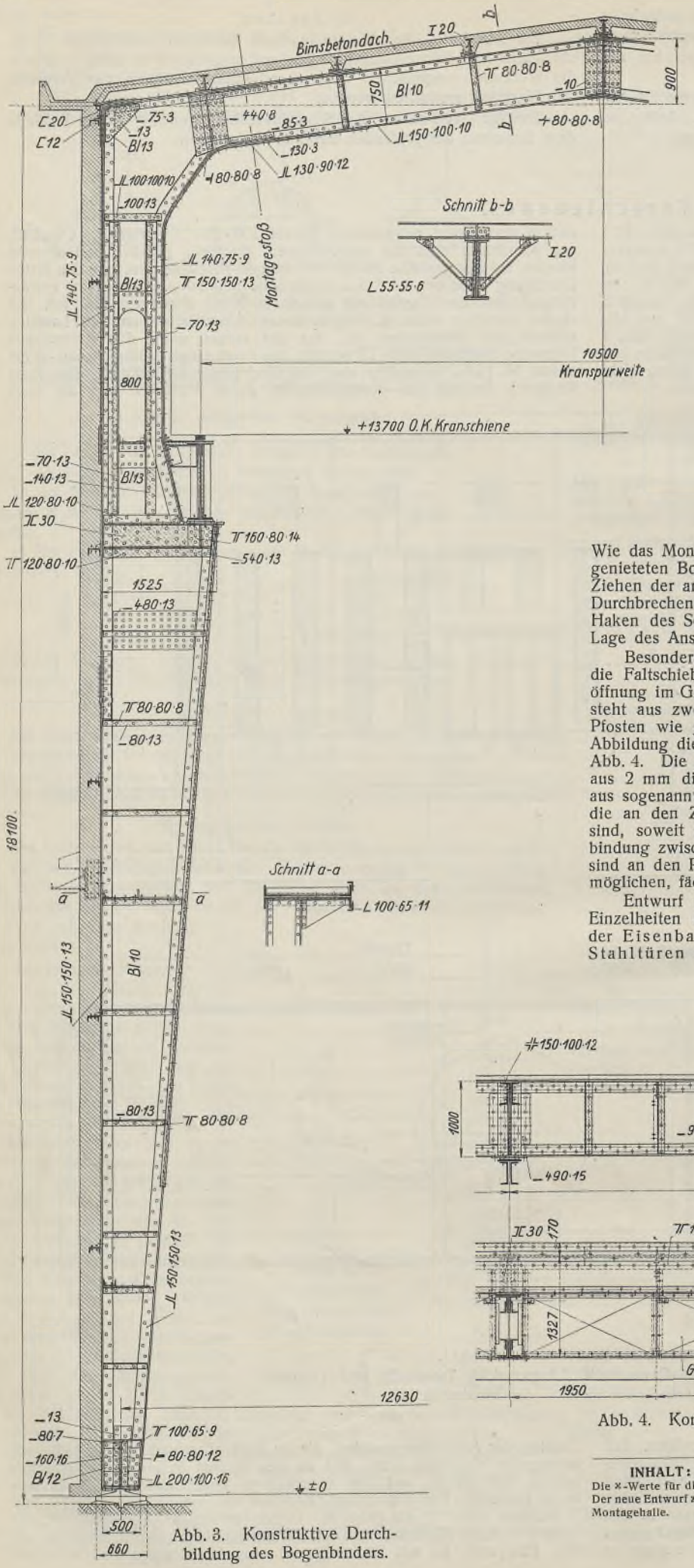


Abb. 3. Konstruktive Durchbildung des Bogenbinders.



Abb. 2. Montage der Bogenbinder.

Wie das Montagebild Abb. 2 zeigt, sind die auf dem Boden zusammengenieteten Bogenbinder in einem Stück aufgerichtet worden. Um beim Ziehen der an den Laufstegaussparungen angeschlagenen Bogenbinder das Durchbrechen des Firstes zu verhindern, ist zwischen diesem und dem Haken des Scherzeugs ein Flaschenzug eingebaut, der mit wechselnder Lage des Anschlagseils nachgezogen wird.

Besondere Beachtung beanspruchen wegen ihrer Größe und Konstruktion die Faltschiebetore im Giebel und in der Längswand. Die lichte Toröffnung im Giebel beträgt 5,2 · 11,0 m. Der Verschluß der Toröffnung besteht aus zwei durch Gehänge gekuppelten Flügelpaaren, die an den Pfosten wie gewöhnliche Flügeltore in Gehängen gelagert sind. Eine Abbildung dieses Tores befindet sich im Stahlbau Heft 7, 1930, Seite 82, Abb. 4. Die nach außen vollständig glatte Füllung der Torflügel besteht aus 2 mm dickem Stahlblech. Zargen und Queraussteifungen bestehen aus sogenannten Hohlrahmen (kastenförmig gepreßten Stahlblechprofilen), die an den Zargenecken geschweißt, sonst gegen die Füllung genietet sind, soweit nicht, wie am Anschlag, durch bloßes Umkanten die Verbindung zwischen Hohlrahmen und Füllung die einfachste ist. Die Tore sind an den Rollen, deren Laufschienen, um das Falten der Tore zu ermöglichen, fächerförmig auseinandergehen, beweglich aufgehängt.

Entwurf und Ausführung der in der Gesamtanordnung wie in den Einzelheiten sorgfältig durchgebildeten Stahlkonstruktion stammen von der Eisenbau Essen G. m. b. H. in Essen, deren Abteilung „Atlas"-Stahltüren auch die Faltschiebetore lieferte. Czech.

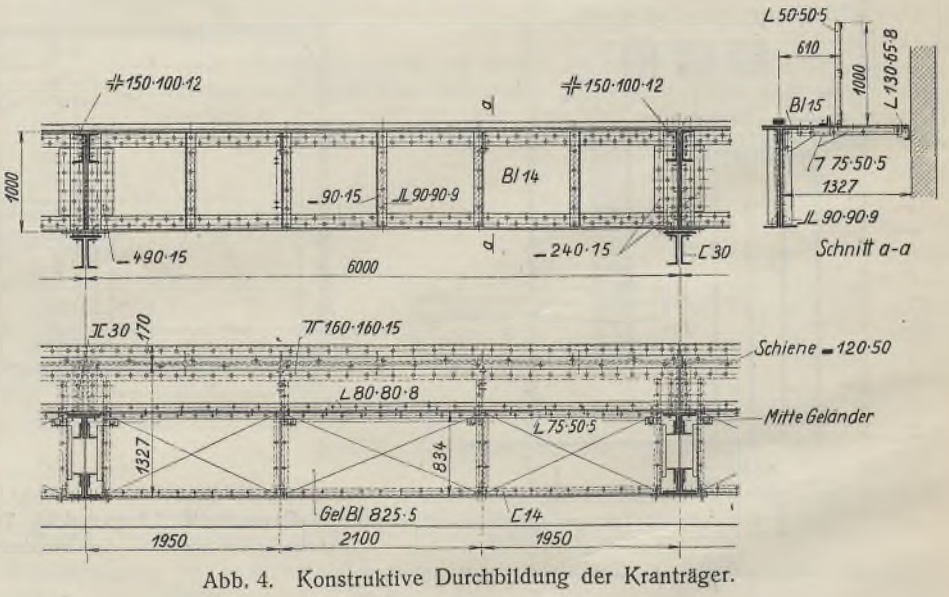


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung der Kranträger.

INHALT: Stahlskelettbau des neuen Umspannwerks „Scharnhorst" der Bewag zu Berlin. — Die x-Werte für die Berechnung der Momente und Querkräfte von Straßenbrücken nach DIN 1072. — Der neue Entwurf zu „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten". — Verschiedenes: Montagehalle.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 16. Mai 1930 | Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Die Neubauten des Deutschen Museums in München.

Von Chefarchitekt **K. Bäßler,** München.

Das Deutsche Museum besteht nach seiner Vollendung aus drei Hauptgebäuden, welche durch niedrige Zwischenbauten verbunden sind und zusammen eine Reihe von Höfen bilden. Im Süden liegt der bestehende Sammlungsbau, dann folgt nach Norden der Bibliothekbau und dicht an der Ludwigsbrücke der Saalbau. Die Länge der gesamtenBauanlage beträgt 400 m, die größte Breite 100 m. Die neuen Bauten werden nach dem Entwurf des Architekten Professor Dr. Bestelmeyer errichtet.

Die Bibliothek enthält zu ebener Erde die Büro- und Verwaltungsräume, im ersten und zweiten Obergeschoß die Bücherschau und Handbibliothek mit den Lesesälen, Sammlungen von Patentschriften, Urkunden, Lichtbildern, Filmen, Firmenkatalogen und eine Anzahl Forscherzimmer. Das oberste Geschoß bildet den Bücherspeicher.

Der Saalbau enthält zu ebener Erde die Garderoben und zwei Hörsäle, im Obergeschoß einen Kongreßsaal für 2000 Personen mit einem Galeriegeschoß.

Die Baustelle liegt zwischen zwei Flußarmen mitten in der Isar (Abb. 1). Diesem Umstand entsprechen einerseits eine glänzende städtebauliche Lage und eine hervorragende Gestaltungsmöglichkeit, anderseits aber außergewöhnlich schwierige Gründungsverhältnisse. Die Insel im Isarlauf, welche von der Baustelle vollkommen eingenommen wird, ist durch 4 bis 5 m hohe Auffüllung mit Bauschutt entstanden. Unter dieser Aufschüttung breitet sich das ausgedehnte Bett des Alpenflusses aus mit seinen durch Jahrtausende gewanderten Kies-, Sand- und Schlammbänken und Einlagerungen von Findlingen, Treibholz, Pfählen, Faschinenstapeln und ehemaligen starken Uferschutzbauten. Unter diesen zur Hauptsache im Grundwasser befindlichen Geschiebeschichten liegt der wasserundurchlässige, aus der Tertiärzeit stammende Flinz.

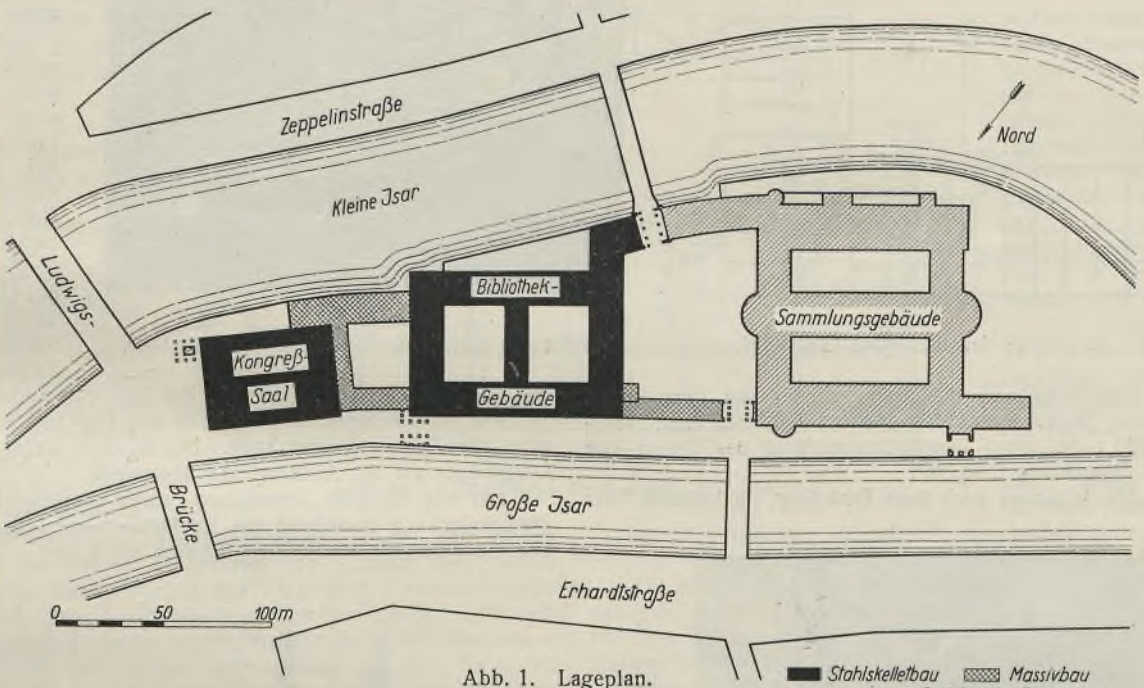


Abb. 1. Lageplan.

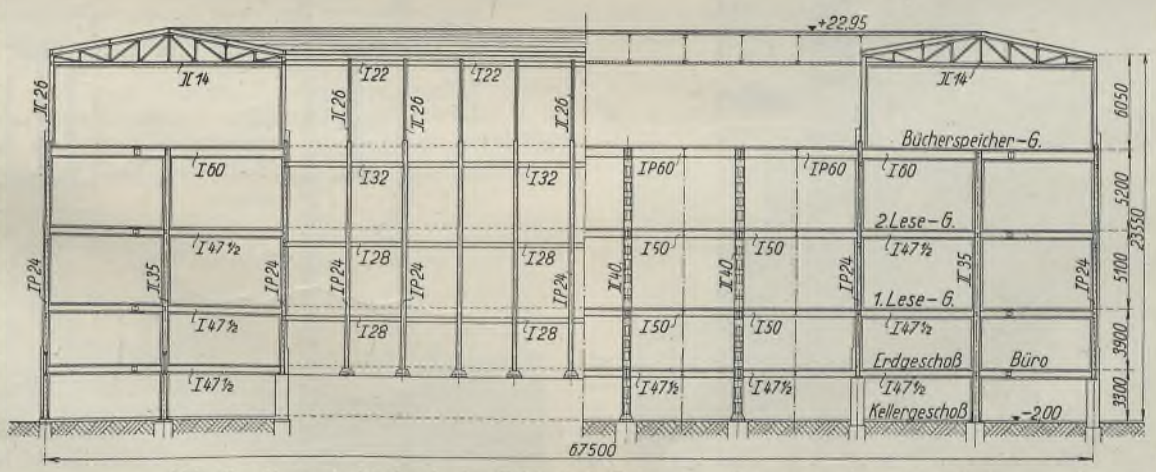


Abb. 2. Querschnitt durch das Bibliothek-Gebäude. (Schnitt *a—b* in Abb. 2a.)

Die Gründung.[1])

Auf diesen mergeligen, felsig abgelagerten Sand mußten die Fundamente der Neubauten durch die oben genannten unzuverlässigen Schichten hinabgeführt werden. Die Fundierung erfolgte durch eine neuartige, mit Erfolg angewandte Brunnengründung, die das Arbeiten unter dem Grundwasserspiegel ohne Wasserhaltung und ohne Druckluft gestattet. Es wurden Stahlrohre mit 1,00 bzw. 1,25 m Durchmesser durch Ausbaggern und Nachrammen der Rohre durch die oberen Schichten und das Grundwasser senkrecht in den Flinz eingetrieben. Die Eigenschaft des Flinzes, an die Rohre wasserdicht anzuschließen, ermöglichte das Ausschöpfen des in den Brunnenrohren befindlichen Grundwassers. Nun konnten im Flinz unterhalb der ausgeschöpften Rohre kegelförmige, fußartige Verbreiterungen ausgehoben werden. Die Brunnensohlen befinden sich 10 bis 12 m unter der Straße und 5 bis 6 m unter dem Grundwasserspiegel. Der ganze Hohlraum wurde mit

[1]) Vgl. a. Bautechnik 1930, Heft 12, S. 197, „Gründungsarbeiten für den Bibliothek- und Saalbau des Deutschen Museums in München“ von Stadtoberbaurat E. Stecher, München.

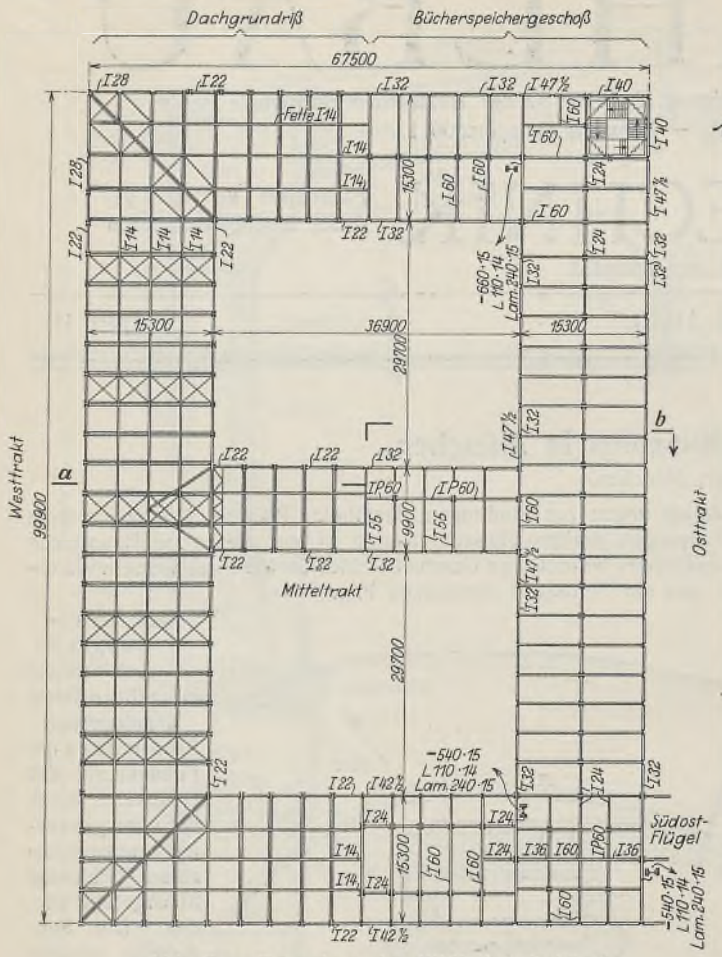


Abb. 2a. Trägerlage des Bibliothek-Gebäudes.



Abb. 4.
Ansicht des Stahlskeletts während der Montage.

plastischem Beton ausgefüllt und die Rohre wieder aus dem Boden gezogen. Auf diese Weise entstanden Betonsäulen mit einer Tragfähigkeit bis zu 350 t bei einer Druckbeanspruchung des Betons von 25 kg/cm² und des Flinzes von 6 kg/cm².

Diese Betonsäulen bekamen nach ihrer Erhärtung ein lockeres Netz

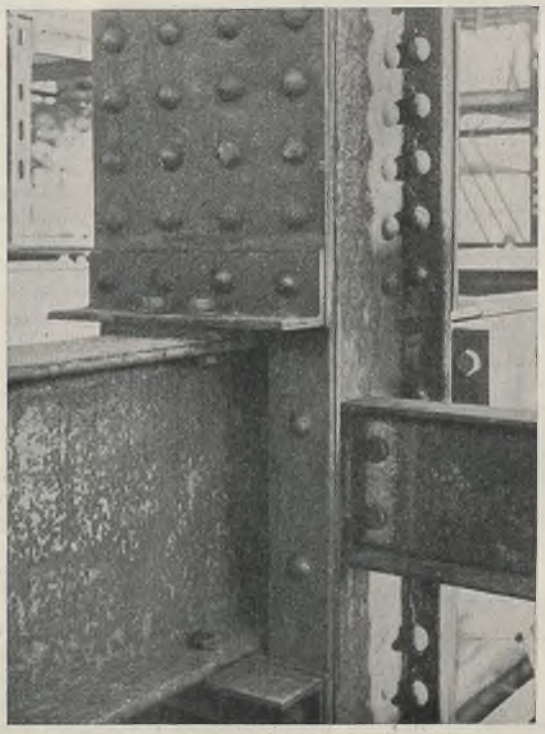


Abb. 3. Ansicht der Einspannung.

von Eisenbetonschwellen zur gegenseitigen Verspannung aufgelegt. Auf die in der Gebäudeumfassung liegenden Betonsäulen wurden die Kellermauern, auf die im Innern Eisenbetonköpfe aufgesetzt mit Aussparungen für die Anker der Stahlstützen.

Das Stahlskelett.

Wie aus dem Lageplan ersichtlich, sind der Bibliothekbau und der Saalbau als Stahlskelett errichtet, während die Zwischenbauten in massiver Bauweise ausgeführt wurden. Die Stahlbauausführung wurde gewählt, weil der Zeitaufwand für die langwierige Gründung durch die gleichzeitig erfolgende Werkstattarbeit wettgemacht werden konnte. Außerdem erlaubte die Ausführung in Stahl eine sehr weitgehende Auflösung der Außenwände in Fensterreihen trotz der schweren Belastung durch den darüberliegenden Bücherspeicher.

Der gemeinsame Achsenabstand der Neubauten und damit der Abstand der Stützen und Brunnen beträgt 3,6 m, der Abstand der Stützenreihen 7,20 bzw. 7,60 m.

Die für den Bibliothekbau gewählte Rahmenkonstruktion ist aus der Querschnittszeichnung (Abb. 2) und aus dem Grundriß (Abb. 2a) ersichtlich. Die durchgehenden Unterzüge sind an den Mittelstützen fest eingespannt und an den Außenstützen gelenkartig angeschlossen. Im oberen Geschoß (Bücherspeicher) fehlt die Mittelstütze, die Außenstützen sind hier mit dem Unterzug steif verbunden. Bei dieser Anordnung konnten die Außenstützen sehr schlank gehalten werden.

Durch die Anordnung der Unterzüge als kontinuierliche Träger auf drei Stützpunkten wurden die Außensäulen entlastet und den Mittelsäulen der größere Teil der Last zugewiesen.

Die Umfassungsmauern oberhalb des Erd- und Kellergeschosses sind nicht zum Tragen herangezogen. Das Gewicht dieser Mauern wird durch Längsträger auf die Außenstützen übertragen.

Für die statische Berechnung waren folgende Lasten maßgebend: Dacheindeckung bestehend aus Kupferblech auf Holzschalung einschließlich einer Hohlsteindecke und Schnee: 340 kg/m².

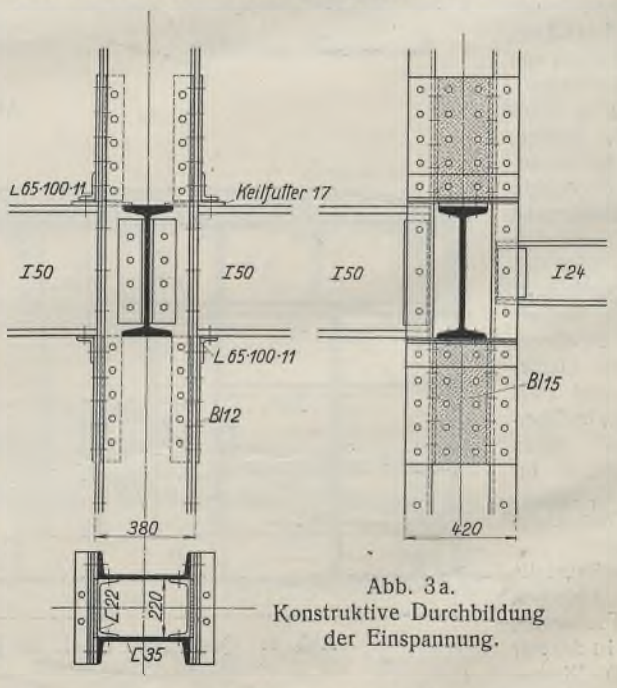


Abb. 3a.
Konstruktive Durchbildung der Einspannung.

Eigengewicht und Nutzlast der Decken:

a)	Bücherspeicher	2000 kg/m²
b)	Lesegeschoß	1000 „
c)	Erdgeschosse	800 „

Der Winddruck ist mit 150 kg/m² in Rechnung gestellt. Im übrigen erfolgte die Berechnung nach den zur Zeit gültigen ministeriellen Vor-

schriften für Stahlhochbauten.

Bei der Rahmenkonstruktion, die auch den Winddruck auf das Gebäude aufzunehmen hat, wurden zwei Belastungsfälle untersucht:

1. Eigengewicht und Wind,
2. Eigengewicht und Nutzlast.

Die Querschnittausbildung erfolgte nach den sich hierbei ergebenden größten Stabkräften und Momenten.

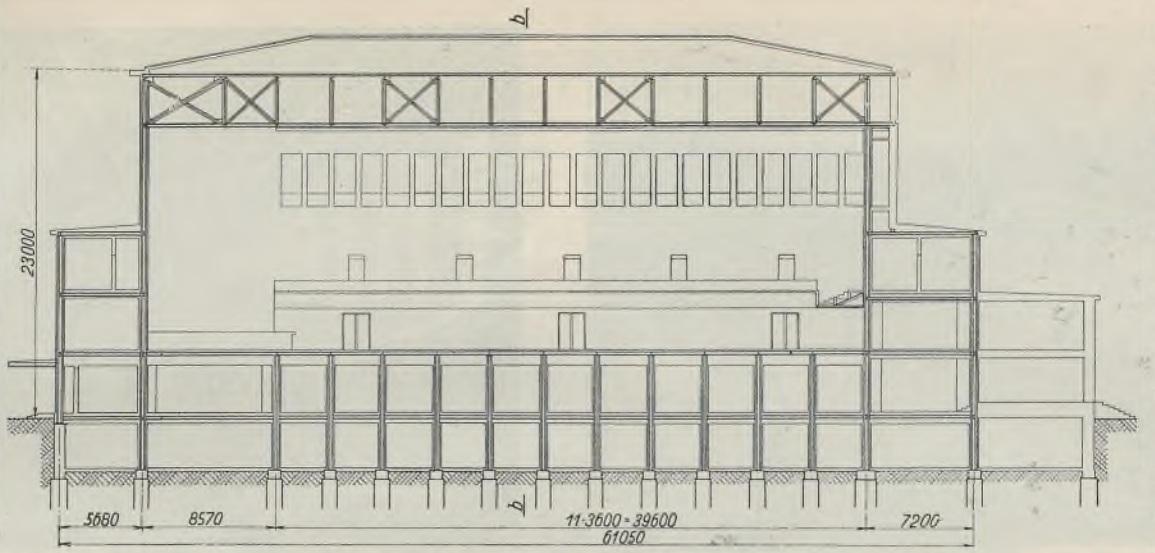


Abb. 5a. Längsschnitt *a—a* durch den Saalbau.

Diese Art der Berechnung konnte hier gewählt werden, da die Nutzlast nicht eher in Wirkung tritt, bis das ganze Gebäude vollständig fertiggestellt ist. Der Winddruck wird dann nicht mehr durch die Rahmenkonstruktion aufgenommen, sondern die massiven Decken dienen dann als horizontale Träger, die den Wind auf die Außenwände übertragen. Durch diese wird er in die Fundamente geleitet.

Die konstruktive Ausbildung der Rahmenecken an den Mittelstützen geht aus Abb. 3 u. 3a deutlich hervor. Die Deckenunterzüge sind zwischen den Stahlstützen durchgeführt und mittels oberer und unterer Winkel und zwischengefügter Keilstücke in einfachster Weise und zuverlässig mit den Stützen verspannt.

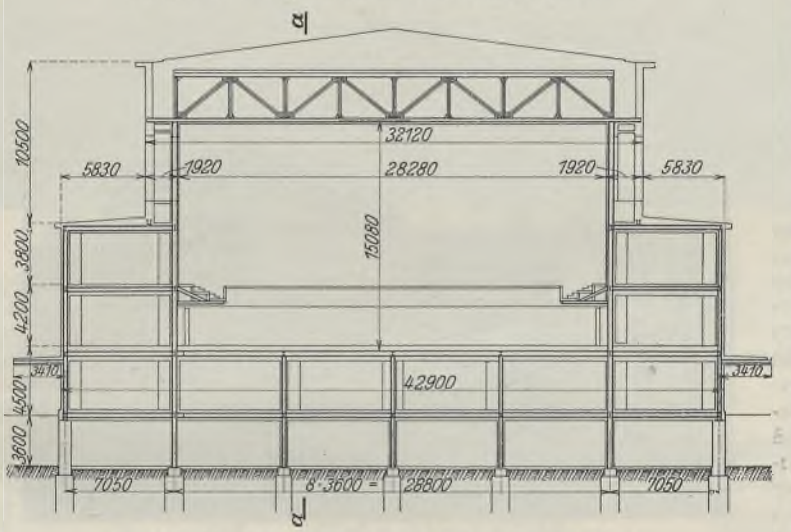


Abb. 5b. Querschnitt *b—b* durch den Saalbau.

Diese Einspannungskonstruktion entspricht ungefähr der bei dem großen Schaltwerkhochhaus der Siemens-Schuckert-Werke in Berlin-Siemensstadt angewandten (vgl. „Der Stahlbau“ 1928, S. 177 ff.). Abb. 4 veranschaulicht die rahmenartige Ausbildung des Stahlskeletts einschließlich der bereits aufgesetzten Dachkonstruktion eines der beiden Längstrakte des Bibliothekbaues.

Der Längs- und Querschnitt des Saalbaues ist aus Abb. 5a u. 5b ersichtlich. Die Dachbinder des eigentlichen Saalbaues sind als Fachwerkträger mit parallelen Gurten ausgebildet, welche durch waagerechte Verbände und lotrechte Querrahmen unter sich verbunden sind.

Der Winddruck auf die Dachkonstruktion und die Wände des Saalbaues wird durch die biegungsfesten Dachstützen in die Rahmenkonstruktion der Anbauten und durch diese nach den Fundamenten geleitet. — Auch hier ist die statische Berechnung der Rahmenkonstruktion wieder in der Weise durchgeführt, daß unterschieden wurde zwischen den Lastangriffen:

1. Eigengewicht und Wind und 2. Eigengewicht und Nutzlast,

da die Saal-Garderobengeschoßdecken nach Ausbetonierung in der Lage sind, den Winddruck unmittelbar auf die Umfassungswände zu leiten.

Im übrigen ist die statische Berechnung unter den gleichen Annahmen durchgeführt wie die des Bibliothekbaues. Die Dachbelastung wurde hier ebenfalls mit 340 kg/m² eingesetzt. Die Deckenbelastungen betragen hier je Decke: Eigengewicht und Nutzlast 1000 kg/m².

Abb. 6 zeigt die aufgestellten Stahlskelettkonstruktionen von Osten gesehen. Im Vordergrund ist der werdende Saalbau deutlich sichtbar, insbesondere auch der mittlere große durch die weit gespannten Dachbinder mit ihren parallelen Gurten nach oben abgegrenzte Raum.

Als Baustoff wurde für die Konstruktion beider Gebäude Flußstahl St 37 verwendet. Insgesamt wurden rd. 3100 t benötigt.

Die gesamten Konstruktionsteile wurden zunächst nach einem Lagerplatz der Städtischen Gaswerke befördert und dort gelagert. Der Transport von hier bis zu der etwa 5 km entfernt liegenden Baustelle erfolgte durch Lastwagen. Da hier kein genügend großer Lagerplatz vorhanden war, konnte nur immer so viel Material antransportiert werden, wie in ein bis zwei Tagen verarbeitet werden konnte.

Die Konstruktion der beiden Längstrakte des Bibliothekbaues wurde mit zwei elektrisch betriebenen Portalkranen von rd. 34 m Höhe und rd. 25 m Breite aufgestellt. Die der drei Quertrakte wurden mit Schwenkmasten von den Längstrakten aus aufgestellt. Die großzügig durchgeführten Aufstellungsarbeiten mit den verwendeten Portalkranen und Schwenkmasten sind aus Abb. 7 zu erkennen. Die Aufstellung des Saalbaues erfolgte mittels eines fahrbaren großen, das ganze Baubereich bestreichenden stählernen Schwenkkranes (Abb. 8).

Um die Fertigstellung des gesamten Bauwerkes möglichst zu beschleunigen, wurde die Konstruktion der Längstrakte bis etwa zur Hälfte fertig aufgestellt, ausgerichtet und für die Rohbauarbeiten übergeben.



Abb. 6. Kurz vor der Vollendung des Stahlskeletts.

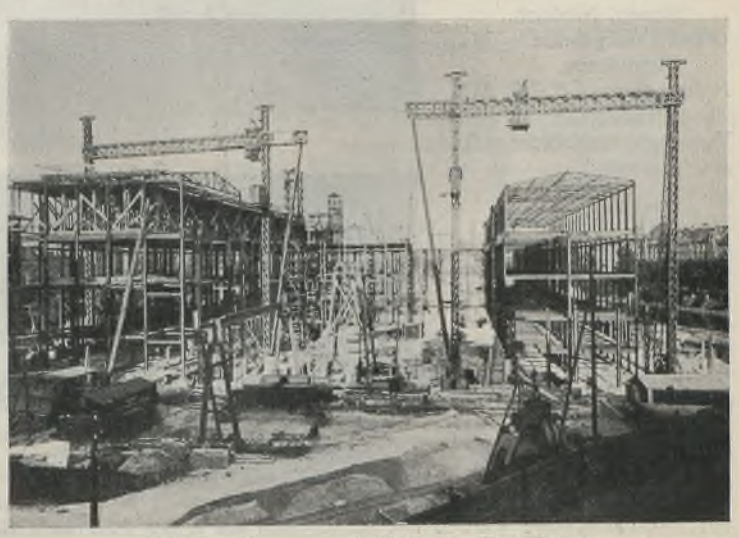


Abb. 7. Montage mit Hilfe der Portalkräne.

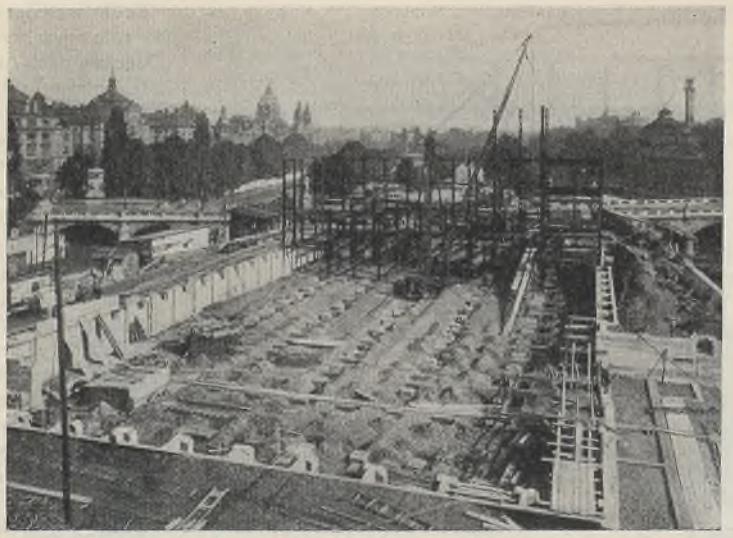


Abb. 8. Montage des Saalbaues mit Hilfe eines fahrbaren Schwenkkranes.

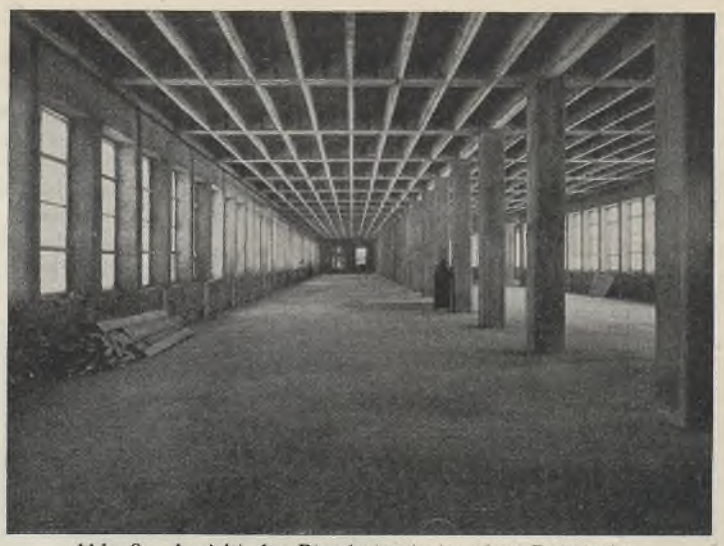


Abb. 9. Ansicht der Bimsbetondecke ohne Putzdecke.

Die Aufstellung der Konstruktion des Saalbaues wurde begonnen, ehe noch die des Bibliothekbaus beendet war. Sie erfolgte durch den bereits erwähnten Schwenkmast. Auch hier wurde der gleiche Arbeitsvorgang wie bei dem Bibliothekbau gewählt.

Aus Abb. 7 u. 8 ist der Gang der Aufstellungsarbeiten zu erkennen. Mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion für den Bibliothekbau wurde am 8. August 1929 begonnen, doch konnte diese erst anfangs September 1929 richtig durchgeführt werden, während die Aufstellung des Saalbaues erst Anfang Oktober begann. Am 20. Dezember 1929 war sie beendet, so daß monatlich etwa 850 t aufgestellt wurden. — Der Auftrag auf die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion wurde der Vereinigte Stahlwerke AG., Dortmunder Union-Hoerder Verein, Abteilung Brückenbau, am 6. März 1929 übertragen. — Die Planbearbeitung und die gesamten Aufstellungsarbeiten wurden von diesem Werk allein durchgeführt. — Die Lieferung der Stahlkonstruktion erfolgte zu gleichen Teilen durch die Gesellschaft für Stahlhochbauten, bestehend aus den Werken:

Fried. Krupp AG., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, Niederrh.,
Gutehoffnungshütte AG., Oberhausen,
Hein, Lehmann & Co., AG., Düsseldorf,
Vereinigte Stahlwerke AG., Dortmund.

Der Rohbau.

Wie schon erwähnt, wurde das Stahlskelett abschnittweise vollendet und übergeben. In diesen Abschnitten begann sogleich das Untergießen der Stahlstützen, das Einbringen der obersten Decken und das Ausfachen der Wände.



Abb. 11. Ansicht des Baues kurz vor der Vollendung.



Abb. 10. Ausfachung des Stahlskeletts.



Abb. 12. Modellaufnahme des Gesamtbaues.

Die obersten Decken in beiden Stahlbauten sind Eisenbetondecken mit Bimshohlsteinen. Die Geschoßdecken des ganzen Baues bestehen aus Bimsbeton. Sie wurden mit Schalformen aus 3 mm Stahlblech ausgeführt bei zehnmaliger Verwendung dieser Formen. Die Ausbildung dieser Decken mit hohen, dünnen Stegen ermöglicht die vollständige Einbettung der starken Stahlunterzüge in Beton bei ebener balkenfreier Deckenuntersicht. Zum Anbringen einer normalen Putzdecke sind an der Unterseite der Betonstege durchlaufende Holzleisten einbetoniert (Abb. 9).

Die Wände sind mit 38 bzw. 51 cm Mauerstärke im Reichsformat ausgefacht. Dabei ist an der Außenseite eine Haut von Ziegelsteinen im Verband mit den nach innen zu liegenden Bimssteinen vermauert. Alle Wandstützen und -balken sind eingemauert und in Sandbeton Mischungsverhältnis 1 : 5 in der Mindeststärke von 4 cm eingebettet. Bei den Fensterreihen wurden zwischen zwei Pfeilern, welche die Stahlstützen enthalten, je ein blinder Pfeiler angeordnet mit einem Steigschlitz für die Leitungen der gesamten Installation. Jede fertiggestellte Fensterreihe wurde sogleich mit durchscheinenden, wasser- und winddicht imprägnierten Nesselrahmen geschlossen, so daß die Betonierungsarbeiten der Geschoßdecken in zugfreiem, bei Winterwetter geheiztem Innenraum ohne Unterbrechung fertiggestellt werden konnten (Abb. 10 u. 11). — Die gesamten Arbeiten griffen planmäßig und reibungslos ineinander. Noch während der Fertigstellung der Brunnenreihen, Schwellenkränze und Kellermauern war schon die Aufrichtung de Stahlskelettss im Gang, und trotz der beschränktesten Platzverhältnisse an der Baustelle wurden während des Aufrichtens die Rohbauarbeiten der Wände, Decken und Dächer durchgeführt. Erfreulicherweise war am ganzen Bau kein ernstlicher Unfall zu verzeichnen. Das überaus flotte Tempo der Stahlmontage teilte sich den nachfolgenden Arbeiten mit, so daß es möglich war, die ganzen Hochbauten mit 200 000 m³ umbautem Raum im September bzw. Oktober zu beginnen und bis Weihnachten 1929 unter Dach und Fach zu bringen. Ein Modell der gesamten baulichen Anlagen wird durch Abb. 12 wiedergegeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Das neue Warenhaus Wertheim in Breslau.

Von Geh. Baurat Dr. **E. G. Friedrich**, Berlin.

Breslau, die schöne Hauptstadt Schlesiens, besitzt neben vielen hervorragenden Baudenkmälern der vergangenen Jahrhunderte auch eine Reihe beachtenswerter Brücken- und Ingenieurhochbauten der Neuzeit, die in allerjüngster Zeit durch einen in der Innenstadt errichteten ganz besonders bemerkenswerten Neubau bereichert wurden.

An hervorragender Stelle, am Schnittpunkt der Promenaden- und der Schweidnitzer Straße, hat der Neubau des Warenhauses Wertheim sich in den letzten Wochen aus der umhüllenden Rüstung geschält und ist am 2. April eröffnet worden (Abb. 1).

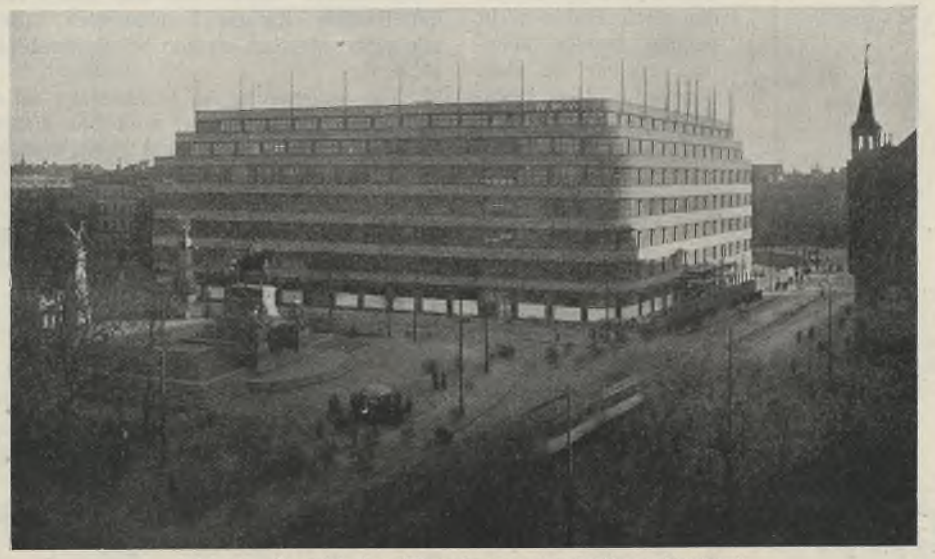


Abb. 1. Ansicht des Warenhauses im fertigen Zustand.

Wie der Lageplan (Abb. 2) und der Querschnitt (Abb. 3) zeigen, ist der Baukörper in einen geschlossenen Block gegen die Neue Schweidnitzer Straße zusammengedrängt, im Innern durch zwei Lichthöfe gegliedert und erhellt. Von den beiden Außenhöfen grenzt der eine an den Salvatorplatz, während der andere sich an den Nachbargiebel des Tauentzien-Palastes schiebt und dem Warenverkehr dient.

Der Architekt, Professor Dernburg, hat, dem Gebrauchszweck entsprechend, die Architektur klar gestaltet. Da ein Warenhaus, in sämtlichen Geschossen einheitliche Säle benötigt, welche, übereinander gelagert, gleicher Nutzung dienen, muß eine möglichste Zusammenfassung der Baumassen, räumliche Durchsichtigkeit und besonders große Helligkeit von außen angestrebt werden. So war für den Architekten die waagerechte Gliederung mit möglichst dünner Pfeilergestaltung gegeben, um dem Außenlicht vollen, ungehinderten Eingang zu sichern. Aus diesem Gedanken heraus war auch für den Ingenieur die Konstruktion als Stahlskelettbau mit weitester Stützenstellung und einem Höchstmaße an Frontdurchbrechung eine zwingende Lösung.

Die Hauptfrontecken an der Neuen Schweidnitzer Straße sind stark abgerundet, wodurch der Architekt einen Zusammenfluß der drei Hauptfronten zu einem vorzüglichen Gesamtbild erreicht und die Ruhe der Baumasse gesteigert hat (Abb. 1). Um das Bauwerk mit seinen sieben Obergeschossen bei einer Gesamthöhe von 27 m in eine maßstäbliche Beziehung zu den niedrigeren Bauten der Umgebung zu bringen und in das Stadtbild von Breslau einzugliedern, war es nötig, die beiden Dachgeschosse durch äußere Umgänge rückwärts zu staffeln. Damit wurden gleichzeitig bequeme Rettungswege bei Feuersgefahr geschaffen.

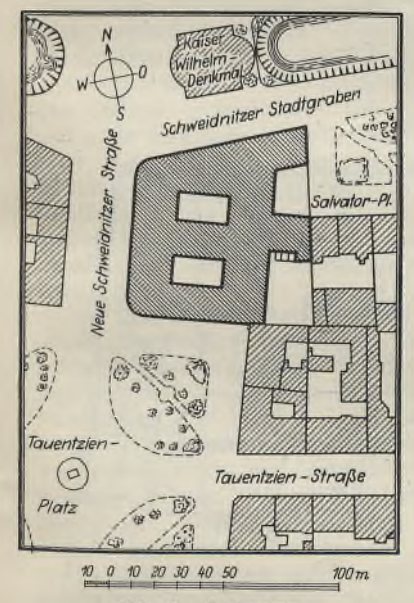


Abb. 2. Lageplan.

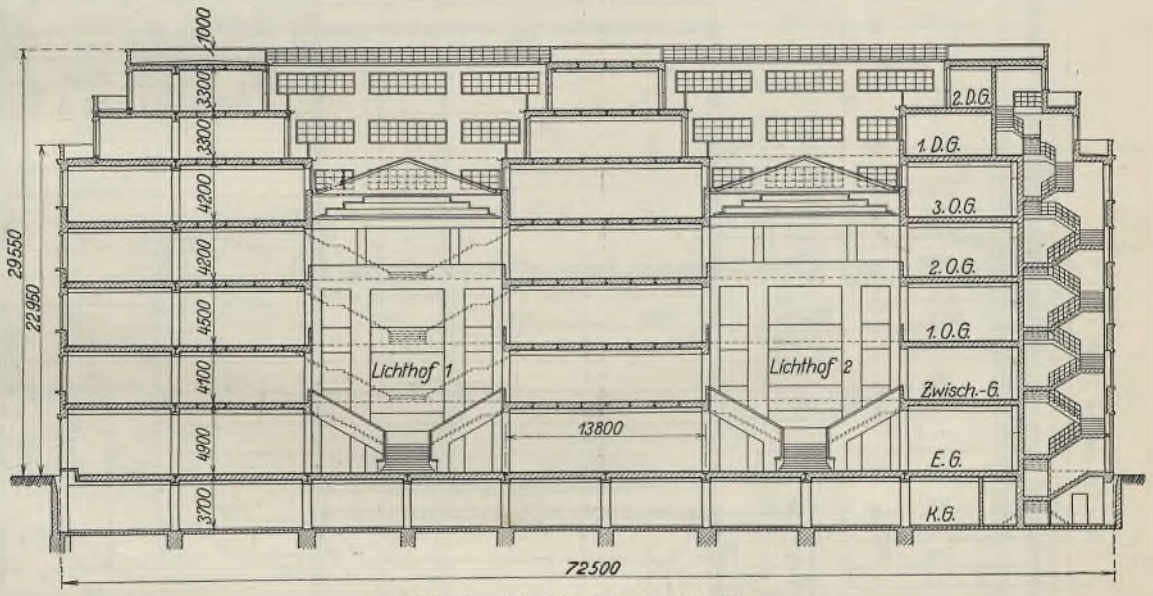


Abb. 3. Schnitt *a—a* (s. Abb. 6).

Gründung.

Die Gründung des gewaltigen Gebäudes bot mancherlei Schwierigkeiten. Anfänglich wollte man die etwa 8 bis 9 m tief gelegene tragfähige Kiesschicht erreichen, um eine absolut sichere Fundierung zu ermöglichen. Indessen haben wirtschaftliche Erwägungen und baupolizeiliche Rücksichten hinsichtlich der schwierigen Wasserhaltung dazu geführt, die über der Kiesschicht liegenden feineren Sande zur Aufnahme der Gebäudelasten heranzuziehen. Durch Probebelastungen dieser allerdings stark verworfenen und tonige Nester enthaltenden Sandschichten wurde deren zulässige Pressung mit 2,5 kg/cm² ermittelt. Nach Ausschachtung der Baugrube zeigte es sich jedoch, daß der Baugrund stellenweise geringere Festigkeit aufwies. An diesen Stellen wurde die zulässige Bodenpressung auf 2 kg/cm² herabgesetzt.

Die Stützen sind, wie Abb. 4 zeigt, im allgemeinen auf Einzelfundamenten aus Eisenbeton gegründet worden, weil die oberhalb des Grundwasserspiegels verfügbare Höhe bei den großen Stützenlasten für einfache Stampfbetonfundamente nicht ausgereicht hätte. An der Nordwestecke des Gebäudes stieß man bei Freilegung der Baugrube auf alte Fundamente und Pfahlroste; der Baugrund bestand hier aus schwarzem, tonigem, teilweise sandigem Schlamm. Um die vorhandenen, über 100 Jahre alten, zum Teil eichenen, zum Teil kiefernen Pfähle, die sich übrigens im Grundwasser ausgezeichnet erhalten hatten, verwerten zu können, entschloß man sich unter Mitbenutzung dieser alten Pfähle für die in diesem Gebiet liegenden Stützen und Umfassungsfundamente zu einer Pfahlgründung. Dabei wurden neue Holzpfähle so gerammt,

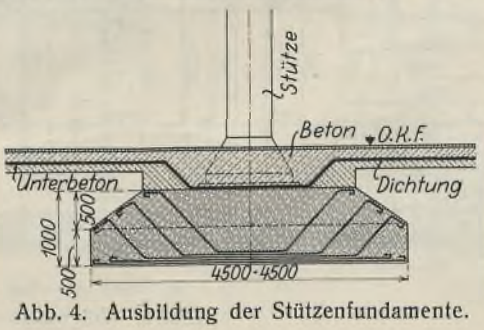


Abb. 4. Ausbildung der Stützenfundamente.

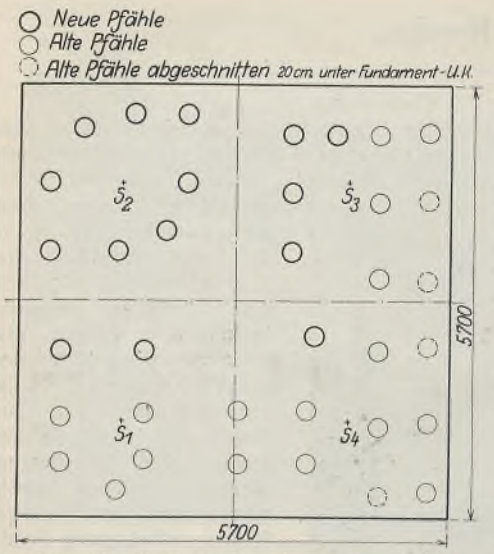


Abb. 5. Pfahlgründung unter Benutzung der alten Pfähle.

daß die Schwerpunkte aller in jedem Fundamentviertel angeordneten alten und neuen Pfähle zu den beiden Hauptachsen des Fundamentgrundrisses symmetrisch zu liegen kamen (Abb. 5). Soweit die alten Pfähle nicht benutzt werden konnten, wurden sie oben abgesägt. Die Pfahlbelastung wurde dabei mit etwa 25 t angenommen. Die neuen Pfähle wurden mit der Dampframme so lange eingetrieben, bis die Einsenkungstiefe bei der letzten Hitze die gleiche wie bei der Nachrammung der alten Pfähle war.

Wo ausnahmsweise zwei Stützen in geringer gegenseitiger Entfernung standen, erhielten diese gemeinsame Fundamente, wobei, wie üblich, so verfahren wurde, daß der Schwerpunkt des Fundaments mit der Resultierenden der beiden ungleichen Stützenlasten zusammenfiel.

Diese höhere Anordnung der Fundamente gerade oberhalb des Grundwassers führte bei der tiefen Kellerlage naturgemäß zu verhältnismäßig flachen Fundamenten, die nunmehr begreiflicherweise mit außerordentlich starken Schubbewehrungen gesichert werden mußten (Abb. 4).

Die Auflagerung der Stahlstützen auf den Fundamenten beansprucht ein besonderes Interesse, weil bei diesem Bau auf die übliche Verankerung des Stützenfußes in dem Fundament gänzlich verzichtet wurde,

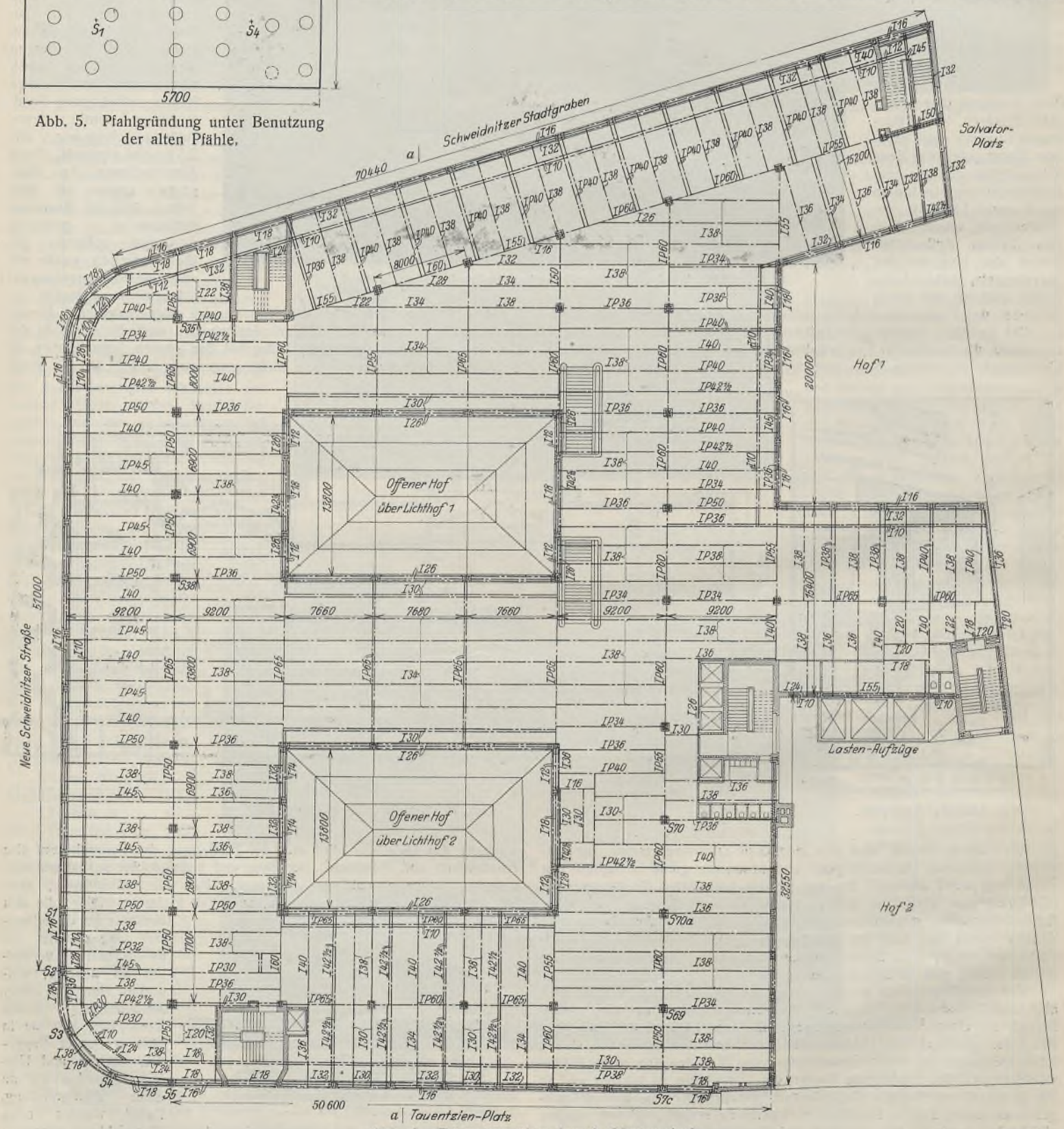


Abb. 6. Trägerlage über dem 3. Obergeschoß.

so daß die Kellerisolierung auch über den Stützenfundamenten ununterbrochen durchgeführt werden konnte (Abb. 4).

Diese Gründungsart, eine Anregung des Dipl.-Ing. Schaim, hat sich bis jetzt einwandfrei bewährt, indem sich nirgends Risse oder sonstige auffallende Erscheinungen gezeigt haben.

Das Stahlskelett.

Bei der Durchbildung und Berechnung des Stahlskeletts, die dem Verfasser übertragen waren, wurde in erster Reihe auf eine möglichst große Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen Rücksicht genommen. Diese Rücksicht war um so mehr angebracht, als die großen Trägerspannweiten von rd. 9 m an sich große Trägerprofile erforderten, und auch gerechtfertigt, weil eine tatsächliche volle Wirkung der theoretischen Nutzlasten bei den großen Spannweiten kaum in Frage kommen konnte (vgl. Abb. 5).

Diese Erwägungen hatten dann auch die Baupolizei bestimmt, für die Stahlkonstruktion eine Beanspruchung von 1400 kg/cm² unter den üblichen, in den amtlichen Bestimmungen vorgeschriebenen Bedingungen zuzulassen. Als Nutzlast waren in sämtlichen Geschossen 500 kg/m² vorgesehen, während das flache Dach für eine Nutzlast von 250 kg/m² berechnet wurde, um gegebenenfalls seine Benutzbarkeit zu ermöglichen.

Bei dem vollständig geschlossenen Grundriß waren besondere Konstruktionen zur Aufnahme des Winddruckes nicht erforderlich. Es wurde als ausreichend angesehen, in sämtlichen Hauptstützenachsen Anschlüsse auszubilden, die eine gewisse Einspannung zwischen Stütze und Unterzug sicherten und eine waagerechte Verschiebung verhinderten. Diese steifen Anschlüsse wurden so durchgeführt, daß die hohen Unterzüge und Deckenträger in voller Steghöhe an den Stützen angeschlossen und oben und unten zur Erhöhung der Einspannung noch große Winkel oder coupierte I-Profile vorgesehen wurden (vgl. Abb. 7). Sämtliche Träger wurden auf Durchbiegung dimensioniert, da sie einer besonderen Aussteifung an den Stützenachsen dienten.

Im übrigen ist der gesamte Bau als reines Stahlskelett mit Außen- und Innenstützen durchgeführt, wobei den Außenstützen, um den Gedanken des Stahlskeletts zum klarsten Ausdruck zu bringen, eben nur das hinzugefügt wurde, was zur feuersicheren Umkleidung erforderlich schien. Ausgewählt hierfür wurde ein Material von festen, bei 1200° gebrannten Tonscherben mit matter Glasierung, um eine möglichste Reinhaltung und Säuberung durch den Regen zu erzielen. Die Innenstützen wurden ummauert oder mit Beton ausgestampft.

Bei der Ausführung der Trägerkonstruktion mußte darauf geachtet werden, daß die Deckenhöhen nicht zu groß wurden. Da eine Konstruktionshöhe der Träger von höchstens 40 cm vorgeschrieben war, wurden dort, wo diese Höhe durch gewöhnliche Normalprofilträger überschritten wurde, Peiner Träger gewählt. Nur die großen Unterzüge in den Stützenachsen, die fast alle eine größere Höhe als 40 cm erhielten, durften unter der Decke hervortreten.

Von einer Berechnung der Träger als durchlaufende Balken wurde schließlich abgesehen, um eine einfache und schnelle Montage zu ermöglichen. Maß-

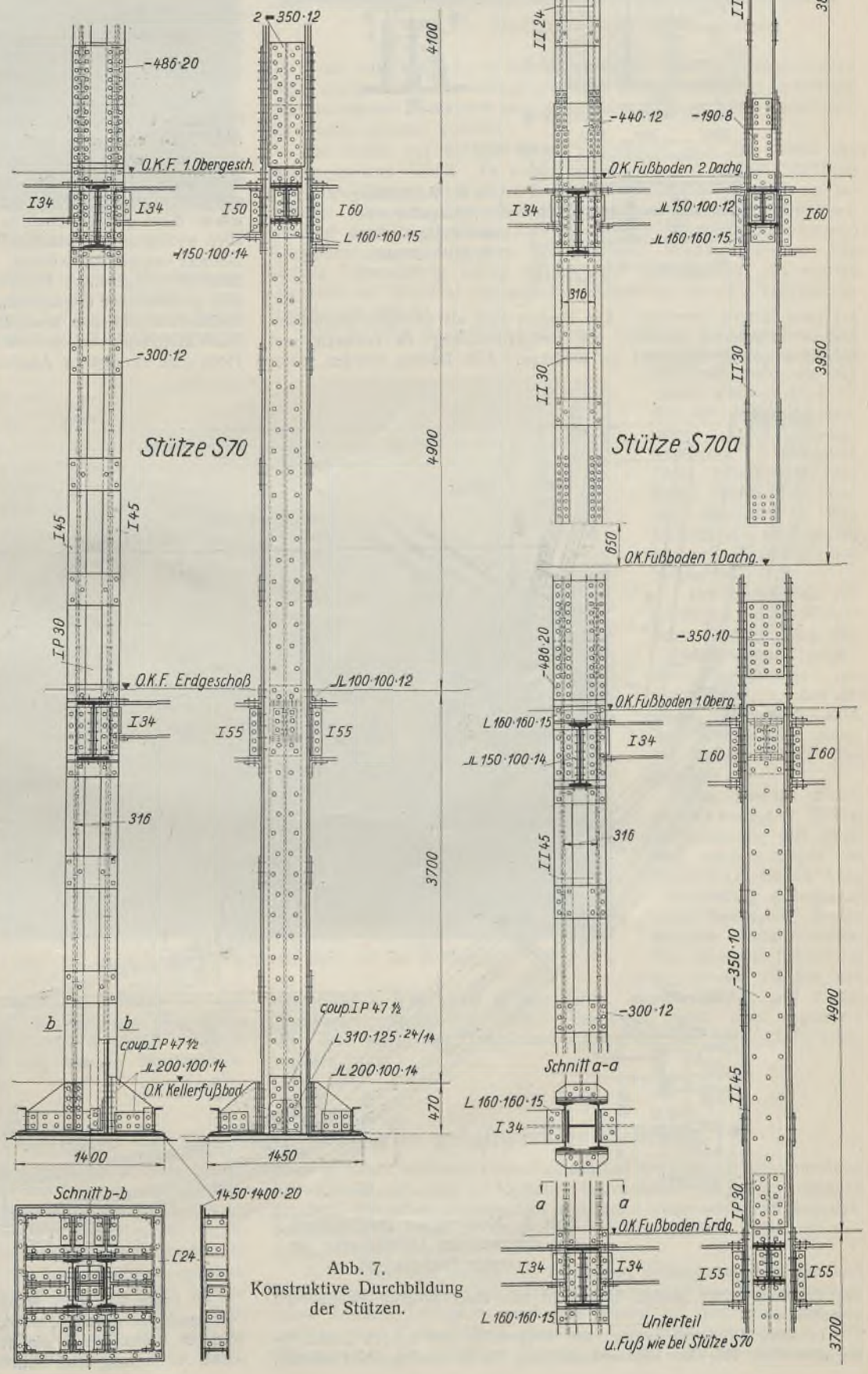


Abb. 7.
Konstruktive Durchbildung der Stützen.

gebend war ferner die Rücksicht, bei etwaigen späteren Änderungen, wie z. B. Treppendurchbrüchen, ohne Beeinträchtigung oder Verstärkung der Nachbarträger auszukommen. So sind sämtliche Träger als Balken

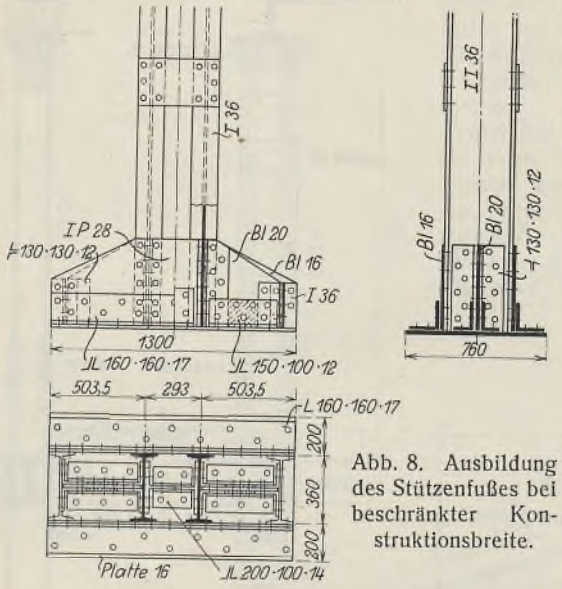


Abb. 8. Ausbildung des Stützenfußes bei beschränkter Konstruktionsbreite.

auf zwei Stützen berechnet. Die Decken sind als gestelzte Steineisendecken ausgebildet worden, um eine Auffüllung zu ersparen und möglichst geringe Eigenlast zu erwirken. Alle Decken wurden später zur Erzielung einer glatten Untersicht mit einer unteren Rabitzdecke versehen.

In dem Mitteltrakt beträgt die Spannweite der großen Unterzüge ungefähr 16 m. Von einer Rahmenausbildung, die für den Ingenieur nahelag, hat der Verfasser absehen müssen, weil den Architekten die konstruktiv notwendigen Eckaussteifungen störten. So wurden auch hier die Träger als Balken auf zwei Stützen berechnet, wobei unter Berücksichtigung der Durchbiegung Peiner Profile von 60 bis 65 cm Höhe mit oberen und unteren Gurtplatten verwendet wurden.

Wie anfangs ausgeführt, ist der Bau über dem 3. Obergeschoß zweimal um je 1,75 m zurückgesetzt worden. Die in den Decken unter den zurückgesetzten Geschossen dadurch erforderlichen Abfangungen führten naturgemäß durch die Mehrlast zu stärkeren Unterzügen und Deckenträgern als in den unteren Stockwerken (Abb. 6).

Die Stützen wurden an den meisten Stellen mit gleichen Profilen über zwei Geschosse hindurchgeführt, um die Stoßstellen zu verringern und die Montage zu beschleunigen. Aus praktischen Gründen mußte jedoch ab und zu zwischen Keller- und Erdgeschoß ein Stoß eingelegt werden. Die Stützen wurden sowohl auf Biegung durch die seitlichen Trägeranschlüsse als auch auf Knickung nach dem ω-Verfahren berechnet.

Die Konstruktion eines besonders stark belasteten Stützenstranges im Keller- und Erdgeschoß sowie in den beiden Obergeschossen ist aus Abb. 7 zu ersehen. Auch die Unterzugs- und Deckenträgeranschlüsse gehen aus der Abbildung deutlich hervor. Einen Hinweis verdient die sorgfältige und geschickte Ausbildung des Stützenfußes, der trotz der gewaltigen Auflast nur ganz geringe Bauhöhe beansprucht. Möglich wurde diese geringe Bauhöhe durch das Ableiten der Stützenkräfte an allen wichtigen Querschnittsteilen, wobei in der Mitte ebenfalls coupierte I-Stücke verwendet wurden. Auch die Fußplatte der Stützen scheint durch die vorgesehene Konstruktion ganz vorzüglich ausgesteift, so daß eine gleichmäßige Fugenpressung gewährleistet ist. Bei den Außenstützen mußte fernerhin eine Beschränkung hinsichtlich der Breite des Stützenfußes eintreten (Abb. 8). Aber auch hierbei wurde bei sehr geringer Höhe eine vorzügliche Aussteifung der Fußplatte erzielt.

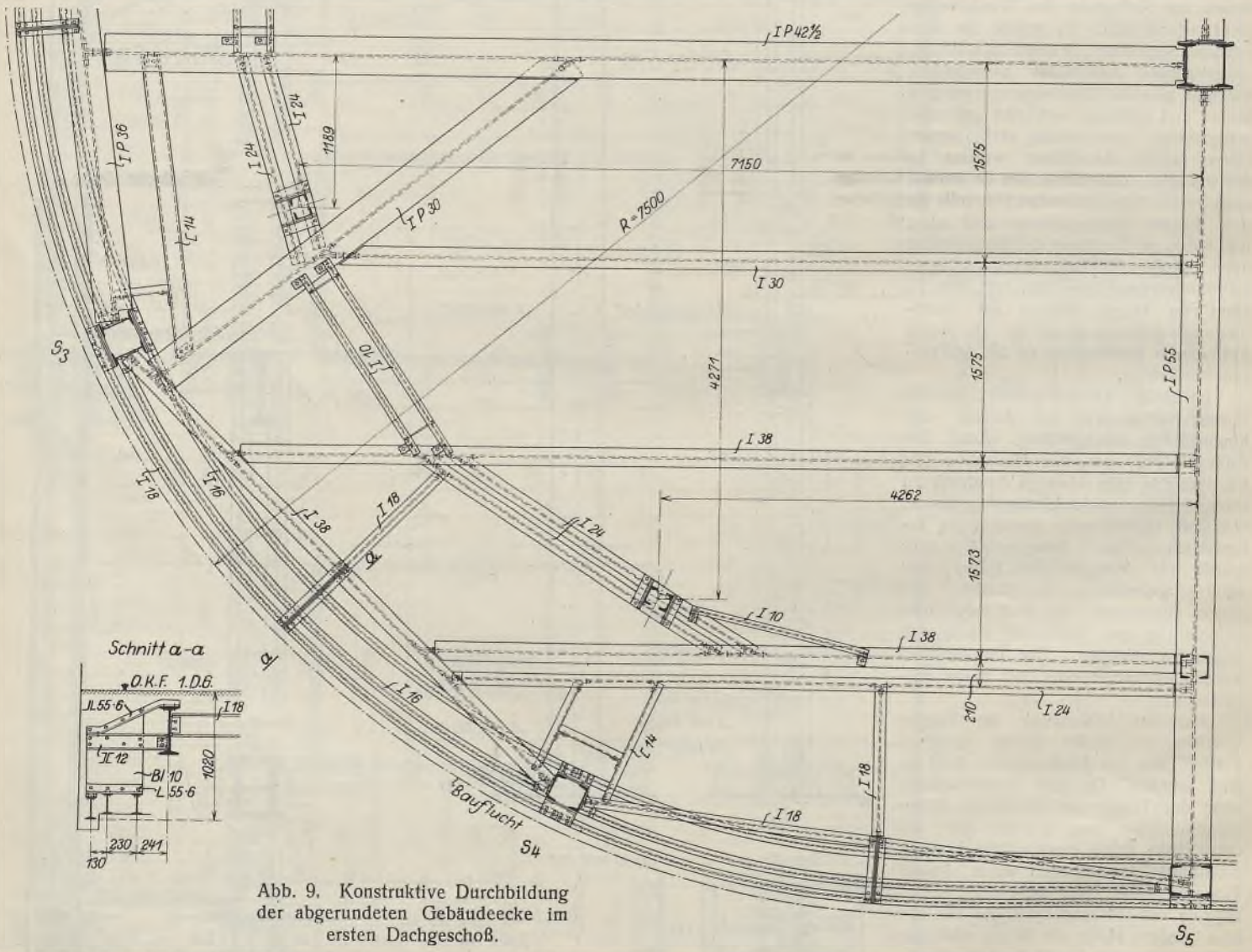


Abb. 9. Konstruktive Durchbildung der abgerundeten Gebäudeecke im ersten Dachgeschoß.

Im Laufe des Baues wurden die erwähnten Rücksprünge der beiden Dachgeschosse geändert, wodurch auch Lastenänderungen bei den beiden vorderen Stützenreihen eintraten. Bei der von vonherein vorgesehenen vollen Ausnutzung aller Stützenquerschnitte konnten einige Stützen ohne

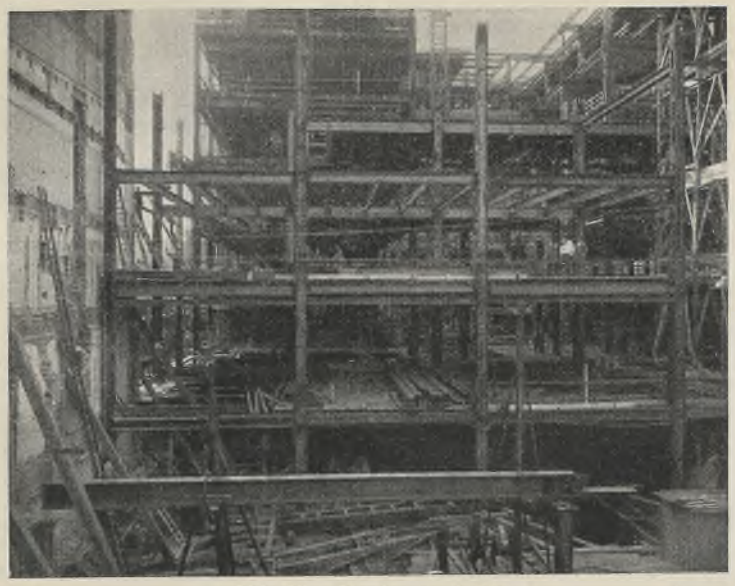


Abb. 10. Montagezustand.

Verstärkung diese vergrößerte Last nicht aufnehmen. Diese Verstärkungsarbeiten konnten aber sehr einfach durch Auflegung von Platten ohne nennenswerte Kosten und ohne Verzögerung der Bauzeit durchgeführt werden. Abb. 9 zeigt auch die bequeme Anpassung der Stahlkonstruktion an die abgerundeten Gebäudeecken einerseits und die sachgemäße Aufnahme der für die zurückspringenden Geschosse an den abgerundeten Ecken im Innenkranz entstehenden Lasten.

Decken.

Für die gestelzten Steineisendecken zwischen den Stahlträgern wurden Kleinesche Deckensteine und hochwertiger Portlandzement verwendet. Die etwas erschwerte Einschalung erfolgte nach einem besonderen System der ausführenden Firma Eisenbeton-Baugesellschaft Dittmar Wolfsohn & Co., Breslau, das sich durch seine Einfachheit und Zweckmäßigkeit besonders bewährt hat. Es besteht darin, daß für verschiedene Trägerabstände verstellbare Schalungsplatten mit besonderen Überhängevorrichtungen verwendet wurden.

Um die kürzeste Ausschalungszeit festzustellen, wurden von den Nachbarfeldern getrennte Deckenstreifen drei Tage nach ihrer Herstellung ausgeschalt und sofort einer Probebelastung unterzogen worden. Obwohl die aufgebrachte Last das $2^1/_2$fache der vorgesehenen Nutzlast von 500 kg/m², mithin 1250 kg/m² betrug, zeigten die belasteten Deckenstreifen weder nennenswerte Durchbiegungen noch Rißerscheinungen, so daß die Ausschalung der Decken im allgemeinen drei Tage nach der Herstellung der Decken erfolgen konnten.



Abb. 11. Montage des Stahlskeletts.

Der Größe des fertigen Baues entsprechen auch die Zahlen der Leistungen und Arbeit. Es waren insgesamt rd. 12 000 m³ Erdaushub und etwa 2000 m³ Abbruch des alten Fundamentmauerwerks zu bewältigen. Der waagerechte Bodentransport geschah durch Muldenkipper, während der Höhentransport von vier großen elektrisch angetriebenen Baugrubenaufzügen und von Förderbändern bewältigt wurde. Die höchste Tagesleistung betrug 600 m³ feste Bodenmassen. Es wurden insgesamt rd. 34 000 m² Massivdecken ausgeführt bei einer Tageshöchstleistung von 500 m².

Abb. 10 zeigt einen Montageabschnitt im Innern des Gebäudes. Hier sind deutlich die großen Stützenabstände, die einzelnen Stützenstränge sowie die steifen Deckenträger- und Unterzuganschlüsse erkennbar. Eine Außenansicht des Baues während der Montage zeigt Abb. 11. Das Stahlgerüst ist bereits bis zum 5. Obergeschoß aufgestellt.

Der Innenausbau, das Einziehen der Kleineschen Decken und der Zwischenwände folgt der Stahlmontage unmittelbar; in den unteren Geschossen sind auch bereits die äußeren Abschlußwände eingezogen.

Das gesamte Stahlgewicht beträgt rd. 3500 t. Die Lieferung und Montage erfolgte durch die Firma Carlshütte AG., Waldenburg-Altwasser, unter Beteiligung zweier weiterer Stahlbaufirmen. Die gesamte Bauleitung lag in den Händen des Baubüros A. Wertheim & Co., Berlin. — Die schöne und streng geschlossene Form des ganzen Baublocks zeigt eine Aufnahme von der Seite des Tauentzienplatzes, die in Abb. 12 wiedergegeben ist.



Abb. 12. Ansicht des Warenhauses kurz vor der Eröffnung.

Alle Rechte vorbehalten.

Amerikanische Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken.

In „Engineering News-Record", Bd. 103 (1929) Nr. 8, Seite 292/97 veröffentlichte Gilbert D. Fish einen Entwurf von Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken, der ein interessantes Gegenstück zu den kürzlich ebenfalls im Entwurf fertiggestellten deutschen Richtlinien für geschweißte Stahlbauten bildet. Der äußerst sorgfältig durchgearbeitete amerikanische Entwurf wird durch ausführliche Erläuterungen eingeleitet, die dem Ingenieur die richtige und sinngemäße Anwendung der Berechnungsgrundlagen und Konstruktionsgrundsätze erleichtern sollen.

Nach einem Hinweis auf die teils abgeschlossenen, teils noch im Gange befindlichen amerikanischen Versuche, auf denen sich die Richtlinien aufbauen, wird eine wertvolle Definition der praktisch vorkommenden Schweißnahtformen und ihr Verhalten bei verschiedenen Beanspruchungen gegeben. Besonders nachdrücklich wird darauf hingewiesen, daß Biegungsbeanspruchungen über die Längsachse von Schweißnähten unbedingt vermieden werden müssen.

Sehr eingehend werden die Wirkungen dynamischer Einflüsse und Ermüdungserscheinungen behandelt. Auf Grund von Versuchen im Westinghouse Research Laboratory wird eine Formel zur Berechnung der Anschlüsse von Wechselstäben abgeleitet. Es wird vorausgesetzt, daß Schweißmetall ein dehnbares Material ist, das einer unbegrenzten Zahl

von Lastwechseln innerhalb gewisser Grenzen widersteht. Mit M soll der — stets positiv zu setzende — Größtwert der aus äußeren Kräften herrührenden maßgebenden Beanspruchung einer Schweißnaht bezeichnet werden, mit N der Kleinstwert, der ein negatives Vorzeichen erhält, wenn die äußeren Kräfte ihre Richtung umkehren. Die Bedingungen, unter denen eine Schweißnaht irgendwelchen Lastwechseln innerhalb der Spannungsgrenzen M und N dauernd Widerstand leisten wird, läßt sich dann als eine Beziehung zwischen M, N, der Streckgrenze σ_s und der Ermüdungsgrenze σ_w anschreiben. Sie lautet

$$\frac{M+N}{2\,\sigma_s}+\frac{M-N}{2\,\sigma_w}\leqq 1$$

oder, wenn mit f der Sicherheitsfaktor bezeichnet wird

$$\frac{M+N}{2\,\sigma_s}+\frac{M-N}{2\,\sigma_w}\leqq \frac{1}{f}.$$

Aus Versuchen wurde gefunden

für Normalbeanspruchung	für Scherbeanspruchung
$\sigma_s = 2250$ kg/cm²	$= 1400$ kg/cm²
$\sigma_w = 1125$ „	$= 700$ „

Mit einem Sicherheitsfaktor $f=2$ und nach Umformung kann die Ermüdungsgleichung dann geschrieben werden (s. Ziffer 29)

für Normalbeanspruchung

$$M + {}^1/_2\,(M-N)\leqq 1120 \text{ kg/cm}^2$$

für Scherbeanspruchung

$$M + {}^1/_2\,(M-N)\leqq 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Es wird dann auch noch kurz die Frage der Schrumpfspannungen gestreift. Durch Schwinden des Schweißmetalls während der Abkühlung werden Spannungen erzeugt — ähnlich wie bei Nieten —, die bei den einzelnen Nahtformen verschieden groß sind. Fish ist der Ansicht, daß diese Anfangsspannungen im allgemeinen nach einer Anzahl von Belastungen der Nähte dadurch beseitigt werden, daß in den Zonen mit Anfangsspannungen die Streckgrenze überschritten wird und danach eine gleichmäßige Spannungsverteilung stattfindet. Am meisten sind Stumpfnähte durch Anfangsspannungen gefährdet, besonders wenn sie auf Zug beansprucht werden. Als Anschlüsse von Zuggliedern sind sie daher grundsätzlich zu verwerfen.

Die wertvollen Erläuterungen Fishs, die hier nur auszugsweise mitgeteilt werden konnten, und die nachfolgenden Richtlinien geben manche Anregung zu Ergänzungen der reichlich knapp gehaltenen deutschen Richtlinien.

Entwurf.

Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken.

Allgemeines.

1. Diese Richtlinien gelten für den Entwurf und die Ausführung von lichtbogengeschweißten Verbindungen an alten und neuen, festen und beweglichen Brücken aus Baustahl von mittlerem Kohlenstoffgehalt. Sie sind jedoch für Brücken mit sehr geringem Verkehr und für zeitweilige Bauten nicht unbedingt einzuhalten.

Schweißverfahren.

2. Die Richtlinien beziehen sich auf die Lichtbogenschweißung mit Gleichstrom.

3. Die Generatoren müssen von zuverlässigen Firmen speziell für Lichtbogenschweißungen hergestellt sein. Zum Antrieb sollen Elektro- oder Verbrennungsmotoren mit genau regulierbarer Drehzahl verwendet werden. Sie müssen außerdem mit einer selbsttätigen Einstellvorrichtung zur Erhaltung einer konstanten Stromstärke und Lichtbogenspannung versehen sein.

4. Die Schweißdrähte sollen aus Martin-Stahl mit sehr gleichmäßigem Gefüge bestehen und frei von Verunreinigungen, Oxyden und Lunkern sein. Bei der Prüfung mit einer Sauerstoff-Azetylenflamme müssen sich glatte, runde, unporöse kleine Kugeln bilden. Im Gebrauch sollen sie gute Schweißbarkeit in allen Lagen ohne Spritzen zeigen. Die chemische Zusammensetzung, die innerhalb einer Elektrode vollkommen gleichmäßig sein muß, soll folgendermaßen sein:

Kohlenstoff . . .	nicht über	0,18 %
Mangan	„ „	0,60 „
Phosphor	„ „	0,04 „
Schwefel	„ „	0,04 „
Silizium.		0,08 „

Zulässige Durchmesser der Schweißdrähte: $^1/_8$, $^5/_{32}$, $^3/_{16}$ und $^1/_4$ Zoll. Größte Abweichung vom Nennmaß $= \pm 3$ %.

5. Schweißstromstärke und Lichtbogenspannung:

für $^1/_8$-Zoll-Schweißdrähte	90	bis 115	Amp.
„ $^5/_{32}$ „	140	„ 175	„
„ $^3/_{16}$ „	175	„ 225	„
„ $^1/_4$ „	300	„ 375	„

Die Lichtbogenspannung soll etwa 20 Volt betragen.

6. Die Schweißflächen sollen blank, frei von Farbe, Fett, Zunder und Rost sein. Ein dünner Überzug von reinem Leinöl ist unschädlich. Dagegen muß die Schlacke an Brennerschnitten vor dem Schweißen entfernt werden.

7. Die Länge des Bogens soll so kurz sein, wie der Schweißer sie halten kann; in keinem Falle darf sie größer als der Elektrodendurchmesser sein.

8. Die Einbrenntiefe soll so ausreichend sein, daß eine vollständige, ununterbrochene Verbindung zwischen Grund- und Schweißmetall erzielt wird.

9. Die Elektrodendicke, der Strom und die Schweißgeschwindigkeit müssen der Dicke und der Anordnung der Verbindungsteile so angepaßt sein, daß eine Überhitzung des Grund- und Schweißmetalls vermieden wird.

Schweißerprüfung.

10. Die Schweißer sollen im Lichtbogenschweißen geübte Arbeiter sein, die Erfahrungen in Schweißkonstruktionen besitzen und gleichmäßig zuverlässig Stumpf- und Kehlnähte in horizontaler und vertikaler Lage herstellen können. Wenn die Fähigkeit der Schweißer nicht unbedingt bekannt ist, müssen sie in Gegenwart eines Abnahmebeamten ihre Eignung nachweisen und Stumpfnahtproben nach den Vorschriften der „American Welding Society" anfertigen. Diese Proben werden auf Zug geprüft und müssen im Durchschnitt eine Zerreißfestigkeit von 3150 kg/cm², mindestens aber 2800 kg/cm² besitzen. Überkopfschweißungen dürfen nur von Schweißern ausgeführt werden, die ihre Befähigung zu dieser Arbeit entsprechend den angeführten Bestimmungen nachgewiesen haben.

Abnahme.

11. Jede Lage einer Schweißnaht muß auf ihre Güte hin geprüft werden; für jede Schweißverbindung ist die Übereinstimmung mit den Zeichnungen festzustellen.

12. Die Abnahmebeamten müssen Erfahrung in der Prüfung und Überwachung von Lichtbogenschweißungen besitzen, unbedingt zuverlässig sein und Zeichnungen lesen und erklären können. Der Hinweis auf eine ähnliche frühere Beschäftigung genügt nicht, um einen Abnahmebeamten mit der Beaufsichtigung von Schweißarbeiten zu betrauen. Er muß beweisen, daß er gute und schlechte Schweißungen voneinander unterscheiden kann,

13. Schweißnähte, die in mehreren Lagen aufgebracht sind, sollen Lage für Lage im Verlauf der Arbeit geprüft werden. Wenn die Untersuchung der inneren Lagen vor dem Aufbringen der Decklage unterblieben ist, kann der Abnahmebeamte nach seinem Ermessen in gewissen Abständen Nahtstücke herausschneiden lassen, um die inneren Lagen prüfen zu können.

14. Die Prüfung jeder Schweißnaht hat sich zu erstrecken auf die Gleichmäßigkeit der Oberfläche, Fehlen von Schlacke und Verfärbungen als Kennzeichen für verbranntes Metall, Fehlen von Poren an der Oberfläche und Übereinstimmung mit den vorgeschriebenen Maßen.

15. Der Abnahmebeamte soll über alle Schweißungen planmäßig Protokoll führen, nicht nur zum Nachweis, daß alle bemerkten Fehler beseitigt wurden, sondern auch zur Bestätigung, daß alle in der Zeichnung vorgesehenen Schweißnähte ausgeführt sind und den vollen Querschnitt und die richtige Länge besitzen. Der Abnahmebeamte muß dem Konstruktionsingenieur auch Mitteilung machen, wenn Schweißnähte länger oder dicker ausgefallen sind, als vorgeschrieben ist, weil Zusatzwerkstoff an Stellen, an denen er nicht vorgesehen ist, unter Umständen ungünstig wirken kann.

16. Der Abnahmebeamte soll nötigenfalls zur eingehenden Besichtigung von Schweißnähten eine helle Taschenlampe verwenden. Wenn es nicht möglich ist, eine Schweißnaht genau zu untersuchen, so soll der Konstruktionsingenieur verständigt werden, der dafür zu sorgen hat, daß die Schweißstelle dem Beamten zugänglich gemacht, oder eine Zusatzschweißung an günstigerer Stelle angeordnet wird.

17. Alle Schweißnähte oder Nahtteile, die nicht als ausreichend angesehen werden können, müssen mit dem Schneidbrenner oder mit dem Meißel entfernt und durch neue ersetzt werden.

Brennschneiden.

18. Brückenglieder, Verbindungsstücke oder Verstärkungsteile dürfen mit dem Schneidbrenner zugeschnitten werden, vorausgesetzt, daß diese Arbeiten von Leuten ausgeführt werden, die Erfahrung im sauberen Brennschneiden besitzen. Ausgenommen sind Teile, bei denen die Brückenbaubestimmungen ausdrücklich Werkzeugbearbeitung vorschreiben.

19. Über jede notwendige Schneidarbeit, die nicht ausdrücklich in den Zeichnungen angegeben ist, muß der Konstruktionsingenieur vor der Ausführung unterrichtet werden. Bei Änderungen auf der Baustelle darf jedes Brennschneiden von vorhandenen Baugliedern, Laschen oder Nieten nur unter der direkten Aufsicht des Bauführers ausgeführt werden.

20. Beim Brennschneiden muß sorgfältig das Anschneiden oder Beschädigen benachbarter Teile und das Verbrennen der Schnittkanten vermieden werden.

Schweißnahtformen und ihre Anwendung.

21. Folgende Schweißnahtformen werden zugelassen:

a) Stumpfnähte der vier in Abb. 1 dargestellten Arten. Sie werden nach Kehlmaß, Art und Länge bezeichnet (z. B. $^1/_2$" X-Stumpfnaht 4" lang),

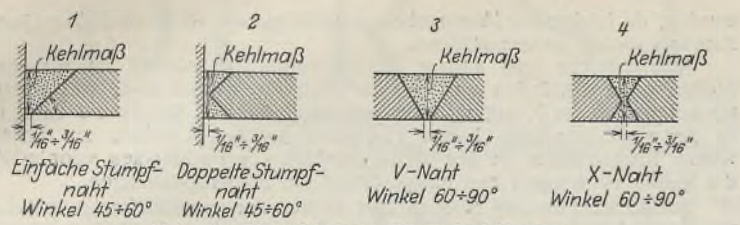


Abb. 1. Verschiedene Stumpfnahtformen.

b) Kehlnähte nach Abb. 2. Sie werden in Übereinstimmung mit dem herrschenden Gebrauch durch das Schenkelmaß des Dreieckquerschnittes und die Länge gekennzeichnet (z. B. $^3/_8$″ Kehlnaht 6″ lang).

c) Schlitznähte nach Abb. 3. Sie werden nach Kehlmaß, Dicke und Länge bezeichnet (z. B. $^3/_4 \times {}^1/_2$″ Schlitznaht 12″ lang).



Abb. 2. Kehlnaht.



Abb. 3. Schlitznaht.

22. Keine Schweißnaht soll kürzer als 38 mm sein. Das Schenkelmaß von Kehlnähten soll mindestens 6 mm (Kehlmaß 4,2 mm) und höchstens das Zweifache der Dicke des dünneren Anschlußteiles betragen.

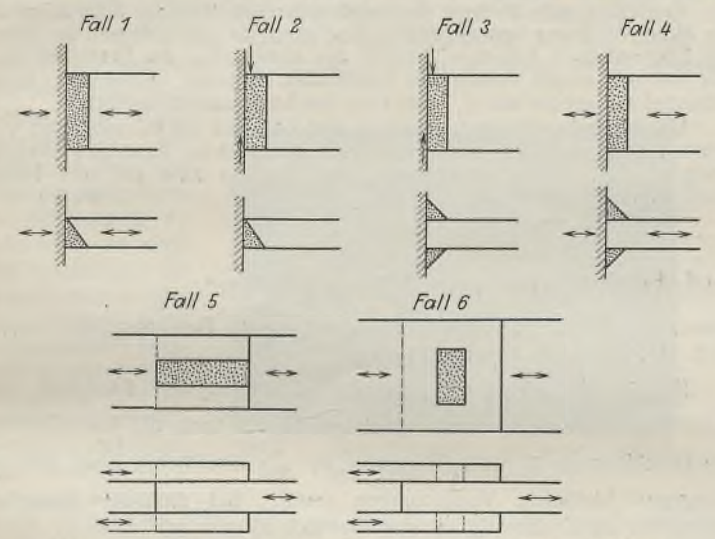


Abb. 4. Verschiedene Beanspruchungen von Schweißnähten.

23. Folgende Anwendungen sind zulässig:

a) Stumpfnähte für Normalbeanspruchungen (Abb. 4 1), für Längsscherkräfte (Abb. 4 2) oder für das Zusammenwirken beider mit oder ohne Biege- oder Verdrehungsbeanspruchungen, die keine Komponente über die Längsachse der Naht besitzen. Stumpfnähte sollen nicht für Anschlüsse von Zugstäben, die Hauptkräfte aufzunehmen haben, insbesondere nicht für Stöße von gezogenen Trägergurtungen verwendet werden. Diese Einschränkung gilt nicht für Streben oder andere Glieder, die aus der Verkehrslast keine Zugbeanspruchung erhalten.

b) Kehlnähte für Längsscherkräfte (Abb. 4 3), Querscherkräfte und Normalbeanspruchungen (Abb. 4 4) oder für beide zusammen, mit oder ohne Biege- und Verdrehungsmomente, die keine Komponente über die Längsachse der Naht besitzen.

c) Schlitznähte für Längsscherkräfte (Abb. 4 5), Querscherkräfte (Abb. 4 6) oder beide zusammen, mit oder ohne Biege- und Verdrehungsmomente, die keine Komponente über die Längsachse der Naht besitzen.

Zulässige Beanspruchungen.

24. Der gefährliche Querschnitt einer Schweißnaht ist im Längsschnitt durch die Kehle anzunehmen. Seine Fläche ist Länge × Kehlmaß und sein Widerstandsmoment $= \frac{\text{Kehlmaß} \times \text{Länge}^2}{6}$. Der Verdrehungswiderstand ist nahezu gleich dem Widerstandsmoment, da das Kehlmaß verhältnismäßig klein ist.

25. Bei mittigem Kraftangriff ohne Biegung oder Torsion wird die maßgebende Beanspruchung Zug- oder Scherbeanspruchung, die wie folgt bestimmt werden:

a) Stumpfnaht mittig belastet (Fall 1): die maßgebende Beanspruchung ist eine Normalspannung und ergibt sich aus $\frac{\text{Gesamtbelastung}}{\text{gefährlicher Querschnitt}}$.

b) Stumpfnaht auf Längsabscheren beansprucht (Fall 2), oder Kehlnaht wie in Fall 3 oder 4 belastet, oder beide Fälle, oder Schlitznaht wie in Fall 5 oder 6 belastet, oder beide Fälle zugleich: die maßgebende Beanspruchung ist eine Scherspannung und errechnet sich wie unter a).

c) Stumpfnaht mittig und auf Längsabscheren beansprucht: die maßgebende Beanspruchung ist entweder eine Scheerspannung $= \frac{\text{Gesamtscherung}}{\text{gefährlicher Querschnitt}}$ oder sie wird als Normalbeanspruchung aus $\frac{\text{resultierende Kräfte}}{\text{gefährlicher Querschnitt}}$ errechnet. Als maßgebende Beanspruchung gilt diejenige, die den größeren Querschnitt nach Ziffer 29 verlangt.

26. Setzt sich die Belastung einer Naht aus einer mittigen Kraft und aus Biege- und Verdrehungskräften zusammen, so sind die größten Randspannungen festzustellen, die sich unter Berücksichtigung der Normal- und Scherbeanspruchungen gemäß Ziffer 25 ergeben aus

$$\frac{\text{Gesamtbelastung}}{\text{gefährlicher Querschnitt}} + \frac{\text{Momente}}{\text{Widerstandsmoment}}.$$

Die maßgebende Beanspruchung ist dann entweder Normal- oder Scherbeanspruchung.

27. Jede Verstärkung einer Naht, z. B. eine Abrundung oder Erhöhung über das theoretische Maß hinaus, wird bei der Berechnung nicht berücksichtigt. Eine Verstärkung von Kehlnähten über die gewöhnliche Unebenheit der Oberfläche hinaus ist nicht zulässig.

Berechnung von Schweißverbindungen.

28. Schweißnähte sind entsprechend den Einschränkungen der Ziffern 21 bis 23 auf ihre Beanspruchung im gefährlichen Querschnitt zu berechnen und müssen den Bedingungen der Ziffer 29 genügen.

29. Mit M wird der Größtwert der aus äußeren Kräften herrührenden maßgebenden Beanspruchung einer Schweißnaht bezeichnet, mit $M - N$ der größte Unterschied zwischen den maßgebenden Beanspruchungen infolge Änderung des äußeren Kraftangriffs. Der gefährliche Querschnitt ist so groß zu bemessen, daß folgende Bedingungen erfüllt werden:

bei Normalbeanspruchung

$$M + {}^1/_2 (M - N) \leqq 1120 \text{ kg/cm}^2$$

bei Scherbeanspruchung

$$M + {}^1/_2 (M - N) \leqq 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Worten: Die Summe aus dem Größtwert der maßgebenden Spannung im gefährlichen Querschnitt und der Hälfte der Differenz zwischen größter und kleinster Spannung infolge veränderlicher Belastung darf bei Normalbeanspruchung nicht 1120 kg/cm², bei Scherbeanspruchung nicht 700 kg/cm² überschreiten.

Belastungen.

30. Für die Berechnung der Schweißverbindungen sind Eigengewicht, Verkehrslast, Stoß- und Fliehkräfte, Winddruck, Brems- und andere Nebenkräfte, bei beweglichen Brücken auch alle während des Öffnens und Schließens auftretenden Kräfte zu berücksichtigen. Die Belastungsannahmen sind die gleichen wie sie für die Berechnung der Brückenglieder üblich sind. Der Stoßzuschlag für Schweißverbindungen darf aber nicht kleiner sein als:

$$\text{Verkehrslast} \cdot \frac{300}{300 + \frac{L^2}{100}} \quad (L = \text{Stützweite in Fuß}).$$

Bei elektrischem Betrieb darf die Stoßzahl nicht kleiner als die Hälfte des Formelwertes sein. Zur Bestimmung der Höchstspannungen und der größten Spannungsunterschiede müssen alle möglichen Kombinationen gleichzeitiger Belastung berücksichtigt werden. Nur bei gleichzeitiger Berücksichtigung von Verkehrslast und seitlich- oder längsgerichteten Nebenkräften kann ein um 20 % niedrigerer Wert angenommen werden.

Alle Biege- und Verdrehungsmomente infolge außermittiger Anschlüsse müssen voll berücksichtigt werden; ebenso sekundäre Momente infolge Durchbiegung der Längs- und Querträger. Andere Nebenspannungen, die von der Verformung unter Belastung oder von Temperatureinflüssen herrühren, können vernachlässigt werden, wenn sie nicht mehr als ein Drittel der maßgebenden Beanspruchung in einer Schweißnaht ausmachen.

Verbindungsteile.

31. Verbindungsteile, wie Futterstücke, Platten, Winkel, Rohrstücke usw. sind so zu bemessen, daß sie die berechneten Kräfte ohne Überschreitung der in Brückengliedern zulässigen Spannungen übertragen können.

32. Die Anschlüsse von Versteifungsgliedern, die nicht berechnet werden, sind so zu bemessen, daß sie die gleiche Festigkeit wie die Versteifungsglieder selbst haben.

Zusammengesetzte Profile.

33. Schweißnähte bei zusammengesetzten Profilen müssen für alle Belastungsmöglichkeiten ausreichen. Für den lichten Abstand zwischen zwei Nahtreihen und zwischen den einzelnen Nahtabschnitten einer Nahtreihe gelten die gleichen Bedingungen wie für Niete.

34. Deckplatten von Fachwerkstäben oder Blechträgern sollen mindestens 25 mm breiter oder schmaler als die Gurtung sein. Sie sind auf beiden Seiten mit Kehlnähten aufzuschweißen (nötigenfalls auch mit Schlitznähten). Die Nähte müssen so angeordnet sein, daß sie bereits auf eine Länge gleich dem 40fachen der Plattendicke, vom Plattenende an gerechnet, die Scherkräfte voll aufnehmen können. Dieser Endanschluß einer Platte darf sich nicht mit dem einer anderen überdecken. Gedrückte Kopfplatten, bei denen das Verhältnis Breite zu Dicke größer als 30 ist, müssen durch mindestens eine Reihe Schlitznähte außer den beiden seitlichen Kehlnähten mit der Gurtung verschweißt werden. Als Höchstmaß für nicht geschweißte Breiten gilt das 30fache der Plattendicke.

Kontinuität der Längsträger.

35. Längsträger können als kontinuierlich wirkend betrachtet werden, wenn Verbindungsteile angeordnet sind, die negative Stützmomente aufnehmen können. In solchen Fällen dürfen die Biegungsmomente und Querträgerreaktionen nach der Theorie für kontinuierliche Balken bestimmt werden. Wenn keine Kontinuität vorhanden ist, dürfen die Längsträger nicht direkt an die Querträger angeschweißt werden, sondern müssen durch Beiwinkel, Konsolen oder andere Mittel angeschlossen werden, die eine Durchbiegung der Längsträger zulassen, ohne die Anschlüsse durch Nebenspannungen zu überlasten.

Anordnung der Schweißnähte.

36. Kehlnähte dürfen nicht einzeln verwendet werden. Sie sollen paarweise oder zu mehreren so angeordnet werden, daß Biegemomente über ihre Längsachsen und unkontrollierbare Drehmomente infolge Exzentrizität vermieden werden.

37. Für parallele Schlitznähte ist kein Mindestabstand vorgeschrieben; der Querschnitt des geschlitzten Stabes muß jedoch zur Aufnahme der von den Schweißnähten übertragenen Kräfte ausreichen.

Ergänzende Bemerkungen.

Längsträger können vorteilhaft kontinuierlich ausgebildet werden. Durch Verminderung des größten Feldmomentes wird dabei an Gewicht gespart; außerdem bilden die steifen Verbindungen einen wirksamen Schutz gegen den bei einfachen Anschlüssen häufig auftretenden Ermüdungsbruch.

Blechträger und zusammengesetzte Profile werden zweckmäßig ohne Verwendung von Winkeln hergestellt, da man Bleche leicht durch Kehlnähte rechtwinklig zueinander verbinden kann. Das Trägheitsmoment, bezogen auf die Flächeneinheit des Querschnittes, wird durch das Fortlassen der Winkel im allgemeinen wesentlich vergrößert. Das ist ein wichtiger Vorteil bei allen auf Biegung beanspruchten Baugliedern.

Löcher für Bolzen oder Niete sind außer für Montagezwecke nicht erforderlich. Abzüge für Löcher in Zuggliedern brauchen nicht gemacht zu werden, da Löcher für Montagebolzen nicht gerade im gefährlichen Querschnitt gebohrt werden müssen.

Knotenbleche und andere Verbindungsmittel können an manchen Stellen ganz vermieden und, wo sie doch erforderlich sind, viel kleiner als bei genieteten Konstruktionen gehalten werden. Der Grund dafür ist in der verhältnismäßig hohen Festigkeit der Schweißnähte zu suchen. Kleine Knotenbleche an den Knotenpunkten von Fachwerken vermindern die Rahmenwirkungen und entsprechend die Nebenspannungen.

Schlitzschweißnähte werden fast immer am vorteilhaftesten parallel zur Kraftrichtung angeordnet. In dieser Lage verteilen sie die Spannungen in den Knotenblechen oder in anderen geschützten Teilen viel günstiger als in Quer- oder Schräglage.

Stumpfnähte, besonders dicke, sind gewöhnlich unwirtschaftlich, vor allem deshalb, weil sie genaues Ablängen und Abschrägen der Stoßkanten erfordern, teilweise auch, weil ihre Herstellung besondere Übung verlangt und die Prüfung umständlich ist. In manchen Fällen können sie aber zweckmäßig sein, weil sie bündig sind und die Verwendung von Verbindungsteilen überflüssig machen.

Im allgemeinen sind Kehlnähte billiger als Schlitznähte bei gleicher Beanspruchung. Bei sehr großen Kräften ist aber die Verwendung von Schlitznähten häufig nicht zu umgehen, wenn die Abmessungen und Gewichte der Anschlüsse in vernünftigen Grenzen gehalten werden sollen. Die Gewichtsersparnisse an Knotenblechen und anderen Verbindungsteilen durch Verwendung von Schlitznähten können Mehrkosten der Schweißarbeit reichlich aufwiegen.

Kehlnähte mit kleinem Kehlmaß erfordern weniger Schweißmetall als dicke Nähte von entsprechender Festigkeit, da das Volumen der Nähte pro Längeneinheit mit dem Quadrat des Kehlmaßes, die Festigkeit aber nur mit der ersten Potenz des Kehlmaßes zunimmt. Kehlnähte, deren Schenkelmaß größer als $^3/_4$" ist, sind durchaus unwirtschaftlich.

Überkopfschweißungen erfordern viel Zeit und sollten möglichst vermieden werden, sogar wenn dadurch umfangreiche Extraschweißungen nötig werden. Bei Verstärkungen alter Brücken sind sie aber häufig nicht zu umgehen.

W. Boos.

Alle Rechte vorbehalten.

Nachtrag zu: „Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten".

Ich bin darauf aufmerksam gemacht worden, daß ich bei meinem Aufsatz über obiges Thema — s. Heft 3 u. 4 des „Stahlbau" 1930 — nicht genügend die Verhältnisse zwischen Hängegurt und Versteifungsträger, d. h. das Zusammenspiel dieser beiden Tragorgane einer versteiften Hängebrücke beleuchtet habe. Ich hole das hiermit nach:

Aus Gründen der Ästhetik sowie der geringsten Gesamtkosten für den Hängegurt und seine Verankerung kann wohl ein Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ mit $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ als günstigstes Verhältnis angesprochen werden. Dazu kommt der Versteifungsträger mit einer bestimmten Höhe h und einem bestimmten Trägheitsmoment J. Je nach Wahl von h bzw. J ändert sich die Teilung von Träger und Hängegurt in die auftretenden Verkehrslasten. Die Annäherungsformeln von Ritter und Müller-Breslau — Gl. 6 u. 7 von S. 26 — geben in dieser Hinsicht alle Möglichkeiten dieses Spieles wieder. Wird z. B. $J = \infty$ bzw. sehr groß, so wird $\beta = v = o$, d. h. alle Lasten gehen an den Versteifungsträger. Dasselbe ist natürlich der Fall, wenn f, der Pfeil des Hängegurtes, zu Null wird. Theoretisch ist jedes beliebige Verhältnis der Kräfteverteilung denkbar je nach Variation der Größen h, J, f und F (F = Querschnitt des Hängegurtes).

Nun soll aber der Versteifungsträger nicht dazu da sein, selbst wesentlich an den Verkehrslasten mittragen zu helfen, sondern nur dazu, ungleichmäßig auftretende Verkehrslasten in gleichförmig verteilte umzuwandeln und diese an den Hängegurt weiterzugeben, der ja bei einer Hängebrücke der eigentliche Träger aller Lasten sein soll. Die Werte β und v der genannten Gleichungen sollten also möglichst nahe bei 1 bleiben.

Das mittlere Maximalmoment bei einer versteiften Hängebrücke von einer Öffnung beträgt rd. $^1/_9$ des Maximalmomentes für einen einfachen frei aufliegenden Träger.[1]) Wird daher für einen solchen Träger — ohne Hängegurt — die günstigste Trägerhöhe h mit $^1/_6$ bis $^1/_8$ der Stützweite angenommen, so kommt man für Versteifungsträger von Hängebrücken zu Höhenverhältnissen von $h = \frac{1}{54} l$ bis $\frac{1}{72} l$ oder im Mittel zu rd. $\frac{l}{60}$. Die Größtmomente überschreiten die Mittelwerte aber noch um etwa 30 %, so daß es zweckmäßig erscheint, die Trägerhöhe noch etwas zu vergrößern, und man kommt damit auf rd. $\frac{l}{45}$. Während die älteren Ausführungen von Kabel- und Kettenbrücken bei sehr flachem Pfeil auch sehr niedrige Versteifungsträger aufweisen — manche sind nur durch kümmerliche Geländer versteift —, ist man bei neueren Ausführungen dem Verhältnis $\frac{l}{45}$ mehr nahe gekommen. Eine Ausnahme davon machen — und dürfen das auch — ganz große Ausführungen, bei denen die Verkehrslast stark gegen das Eigengewicht der Gesamtkonstruktion zurücktritt, da bei diesen auch bei niedrigeren Versteifungsträgern die Durchbiegungen immer noch in erträglichen Grenzen bleiben.

Für $f = \frac{l}{10}$, einem Drahtmaterial mit 140 kg/mm² Festigkeit und einer Streckgrenze von rd. 70 % dieses Wertes, kann bei einer Öffnung die Durchbiegung d_f einen Wert von rd. $\frac{l}{80}$ erreichen[2]), ohne daß der Hängegurt bleibende Verformungen erhält. Bei dreifacher Sicherheit gegenüber der Drahtfestigkeit ermäßigt sich d_f also auf

$$d_f = \frac{l}{80 \cdot 0{,}7 \cdot 3} = \frac{l}{170}.$$

Das ist ein sehr hoher Wert. Er ermäßigt sich aber, da für die wirkliche Durchbiegung nur die Verkehrslasten in Frage kommen — Hebungen und Senkungen durch Temperaturänderungen seien hier außer Betracht gelassen —, im Verhältnis dieser Lasten zur Totallast, die der Hängegurt zu tragen hat. Werden die Verkehrslasten nur $^1/_3$, $^1/_4$, $^1/_5$ . . . der Totallasten, so ermäßigt sich d_f entsprechend auf $\frac{l}{510}, \frac{l}{680}, \frac{l}{850}$ . . .

Die bei uns für Straßenbrücken vorgeschriebene Größtdurchbiegung infolge von Verkehrslasten beträgt $^1/_{600}$ der Stützweite. Dieser Wert wird also bei großen und schweren Hängebrücken bald erreicht.

Bei der Rheinbrücke Köln—Mülheim ist das Verhältnis der Verkehrslast zur Totallast rd. $\frac{1}{3{,}2}$, so daß bei Totalbelastung der Mittelöffnung eine Durchbiegung von rd. $\frac{l}{550}$ zu erwarten sein wird[3]). Bei der im Bau begriffenen Hudsonbrücke wird das Verhältnis zwischen angenommener Verkehrslast und Totallast vorerst — d. h. solange die Brücke nicht für den Verkehr von Schnellbahnzügen ausgebaut ist — nur etwa $^1/_5$ betragen. Damit wird die zu erwartende Durchbiegung noch wesentlich geringer sein im Vergleich zur Stützweite wie bei der Köln-Mülheimer Brücke. Auch nach Einbau der Schnellbahnträger in die untere Fahrbahn und Einrichtung des Schnellbahnverkehrs wird das Verhältnis höchstens auf $^1/_4$ steigen. Amman hat also wohl überlegt gehandelt, wenn er zunächst sich den Einbau eines Versteifungsträgers ersparte.

O.-Sterkrade, 27. Februar 1930.

Dr. Bohny.

---

[1]) Siehe Bohny: Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken, S. 38.

[2]) Siehe Bohny: Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken, S. 81.

[3]) Wobei natürlich noch das Verhältnis des Elastizitätsmaßes der verwendeten Seile zum Elastizitätsmaß des Drahtmaterials zu berücksichtigen ist.

INHALT: Die Neubauten des Deutschen Museums in München. — Das neue Warenhaus Wertheim in Breslau. — Amerikanische Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken. — Nachtrag zu: „Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten".

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 30. Mai 1930 | Heft 11

Welche Vorteile erwachsen der deutschen Wirtschaft durch Schweißung im Stahlbau?[1])

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **A. Hilpert**, Technische Hochschule Berlin.

Unaufhaltsam sind in den letzten Jahrzehnten die neueren Schweißverfahren, insbesondere die Gasschmelzschweißung und die Lichtbogenschweißung, in fast alle Eisen, Stahl, und Metall verarbeitenden Industrien Deutschlands vorgedrungen, Vereinfachung und Verbilligung mit sich bringend. Wir sehen, wie in vielen Fällen die Nietung durch die Schweißung verdrängt worden ist, z. B. im Schiffbau, im Behälterbau. Wir sehen im großen Gebiet des Rohrleitungsbaues, wie Verflanschung und Verschraubung durch die Schweißung ersetzt wird, wie ohne die Möglichkeit der Verschweißung die jetzt immer mehr aufkommenden Fernleitungen nicht denkbar wären. Wir sehen, wie vielfach Gußeisen und Stahlguß verdrängt werden durch Flußstahl, indem Flußstahlbleche entsprechend zusammengepaßt und verschweißt an Stelle von Gußkörpern treten und dabei bis zu 50% und mehr leichter ausfallen als letztere. Wir sehen auch, wie das Ausland rings um uns her, besonders Belgien, die Schweiz, Polen und ganz besonders Amerika auch auf dem Gebiete des Hoch- und Brückenbaues an Stelle der Nietung die Schweißung mit großem Erfolg anwenden. In Deutschland standen wir auf letzterem Gebiet bisher fast ganz zurück. Nachdem jetzt Richtlinien über Herstellung und Abnahme geschweißter Stahlbauten vorhanden sind, wird auch bei uns in Deutschland zweifellos die Schweißung, insbesondere die Lichtbogenschweißung vielfach erfolgreich an Stelle der Nietung im Stahlbau treten.

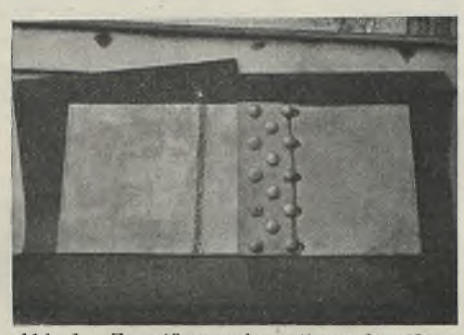


Abb. 1. Zerreißversuche mit geschweißter und genieteter Blechnaht.

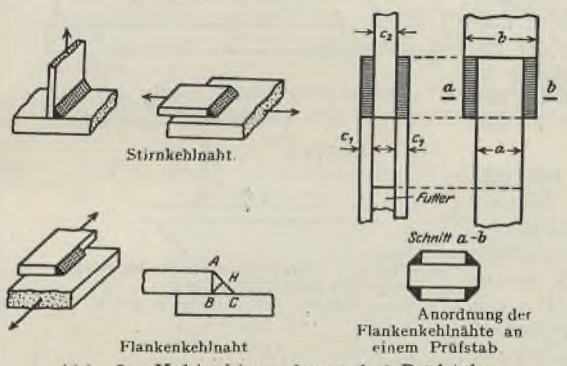


Abb. 2. Kehlnahtanordnung bei Prüfstäben.

Fortfalls der Knotenbleche und Nietköpfe, wegen Fortfalls des Überlappungsmaterials, sowie wegen Fortfalls der Nietlochverschwächung und dadurch ermöglichter Verwendung kleinerer Stabquerschnitte für die gezogenen Stäbe.

Die Gewichtsersparnisse können auch die Fundierungskosten günstig beeinflussen. Je nach Art und konstruktiver Durchbildung der geschweißten Stahlbauten betragen diese Gewichtsersparnisse auf Grund bisheriger Ergebnisse vorsichtig ausgedrückt zwischen 10 und 25%, im Mittel etwa 18%. Die Arbeitsersparnis kann ebenfalls bis zu 30% betragen, während das Schweißen selbst mehr Lohnaufwand erfordert als das Nieten. Diese Arbeitsersparnis rührt zum großen Teil davon her, daß die Anarbeit beim Schweißen wesentlich geringer als beim Nieten ausfällt. Gewisse Skelettbauten wird man vielleicht auf der Baustelle montieren können, ohne daß die Einzelteile durch die Bearbeitungswerkstatt gelaufen sind. Die Walzprofile können in diesem Fall im Walzwerk bereits auf Maß geschnitten und dann auf der Baustelle verschweißt werden, nachdem sie eventuell noch mit dem Schneidbrenner zurechtgeschnitten sind.

Die bei der Schweißung erzielten Festigkeiten sind heute durchaus befriedigend und bilden, wie zahlreiche Versuche bewiesen haben, kein Hindernis für die Anwendung. Voraussetzung hierbei ist die Verwendung richtiger Schweißgeräte, richtiger Elektroden und sachgemäß ausgebildetes und überwachtes, durch Probeschweißungen ausgesiebtes Schweißerpersonal und natürlich auch eine der Eigenart der Schweißung gerecht werdende konstruktive Anordnung.

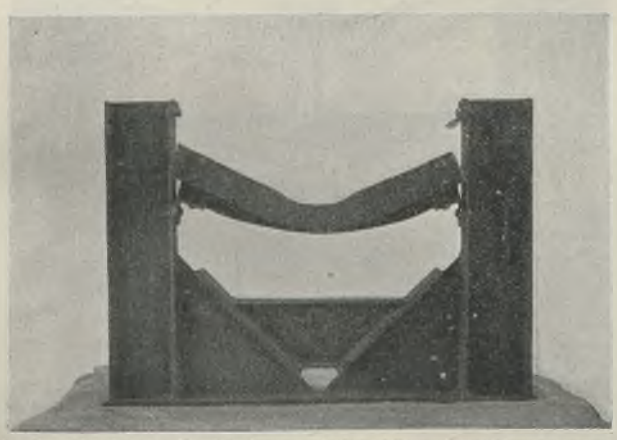


Abb. 3. Genietete Verbindung wiederholten Schlägen ausgesetzt.

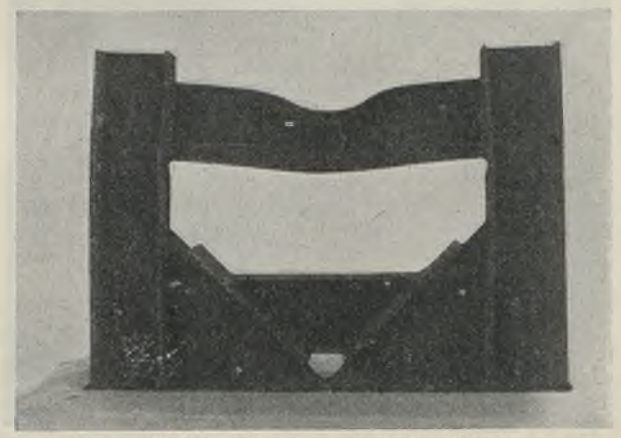


Abb. 4. Geschweißte Verbindung wiederholten Schlägen ausgesetzt.

Die Vorteile, welche der deutschen Wirtschaft durch Anwendung der Schweißung im Stahlbau erwachsen, sind mannigfacher Art. Man braucht nur zu überlegen, um zu erkennen, daß die Anwendung der Schweißung an Stelle des Nietens Gewichtsersparnisse bringen muß, und zwar wegen

Abb. 1 zeigt eine Plattenprobe mit einer Stumpfstoß-Schweißnaht und einer dreireihigen Nietverbindung nach dem Zerreißversuch. Die Überlegenheit der Schweißung tritt hierbei deutlich zutage. Allerdings sind gleiche Plattendicken verwendet, und der Gewichtsaufwand ist für beide

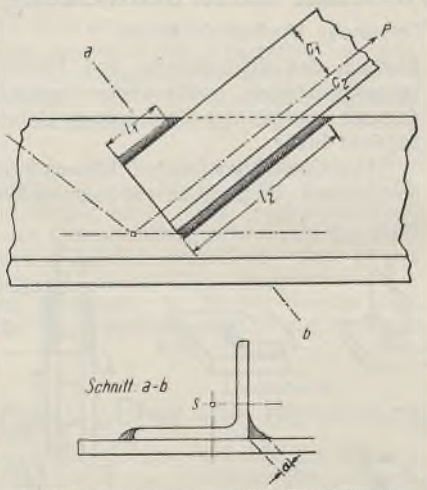
[1]) Vortrag, gehalten in der vom Messeamt Leipzig anläßlich der Frühjahrsmesse 1930 veranstalteten Vortragsreihe über Stahlskelettbauten.

Verbindungsarten ungefähr der gleiche. Der Bohrverlust hat den Bruch in der ersten Nietreihe herbeigeführt, und die Schweißverbindung blieb unversehrt.

Im Stahlskelettbau wird ja meist die Kehlschweißnaht angewendet werden.

Abb. 2 zeigt die Arten der Kehlnaht und ihre Anordnung bei Prüfstäben.

Abb. 3 u. 4 zeigen dieselbe Konstruktion, einmal durch Nietung (3), einmal durch Kehlschweißung (4) verbunden. Nach fünf Stößen von je 500 kg ist die Nietverbindung zerstört, die Schweißverbindung dagegen nach sechs gleich schweren Stößen nur deformiert. Für Fachkreise ist diese Erscheinung nichts Neues. Da hier die Rahmenecke in erster Linie gefährdet ist, würde man allerdings im praktischen Stahlbau diese Ecke derart ausbilden, daß sich eine günstigere Nietbeanspruchung ergibt. Eine richtig geschweißte Kehlnaht wird bei Zerstörung des ganzen Gebildes nur in den seltensten Fällen anreißen. Meist wird das angeschweißte Stück außerhalb der Schweißstelle anreißen. Verschweißung von Winkelprofilen unter sich oder mit T-Profilen kommt z. B. häufig bei Binderkonstruktionen vor. Die Schweißverbindung gestaltet sich dabei sehr einfach. Auch die Berechnung der Schweißnaht, Abb. 5, ist nicht schwierig. Der aus den Kehlnahtlängen $l \times a$ (Kehldreieckhöhe) gebildete Abscherquerschnitt hat die Stabkraft aufzunehmen. Je nach der zugelassenen Beanspruchung in kg/mm² errechnet sich die Abscherquerschnittslänge l der Schweißnaht.



Anschluß eines Winkeleisens durch Flankenkehlnähte.
1. Bei gleichen Kehlnahtdicken $l_1 : l_2 = c_2 : c_1$.
2. Bei verschiedenen Kehlnahtdicken a_1 und a_2 $a_1 l_1 : a_2 l_2 = c_2 : c_1$

Abb. 5.

Es steht längst fest, daß die Schweißung der Nietung gegenüber den Vorteil bringt, daß das geschweißte Gebilde wesentlich fester und starrer ist als das genietete. Ein von den Ardeltwerken Eberswalde geschweißter und von mir geprüfter Modellkranträger von 3,2 m Spannweite zeigte bei der erheblichen Belastung von etwa 4 t eine verhältnismäßig geringe Durchbiegung (Abb. 6).

Die Deformation konnte auch bei 5 t Belastung nur dadurch erzielt werden, daß man diese 5 t wiederholt stoßweise auf den Kranträger einwirken ließ. Sie erfolgte aber nicht durch Bruch der Schweißnähte, sondern durch Ausknicken der Stäbe (Abb. 7). Auf Grund dieser Versuche wird z. Z. bei genannter Firma ein 5000-t-Kran von 16 m Spannweite ganz durch Schweißung hergestellt.

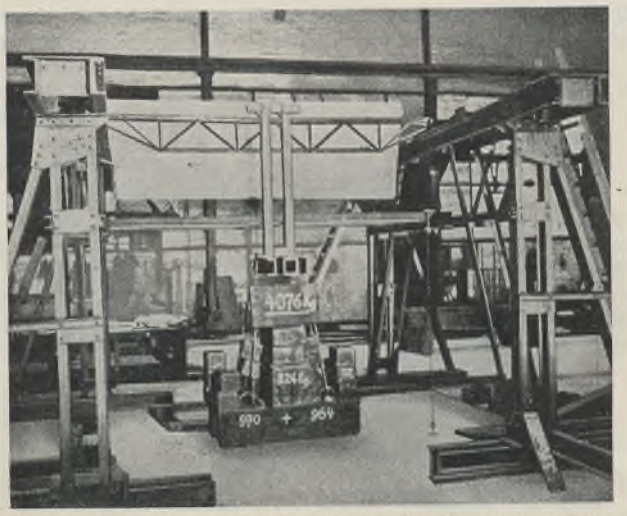


Abb. 6. Modellkranträger (Ardeltwerke) 3,2 m Spannweite, bei 4 t Belastung.

Weiter muß angeführt werden, daß die geschweißten Verbindungen einfachere Formen aufweisen als die genieteten, was besonders Verkleidung und Anstrich erleichtert, sowie auch die Instandhaltung. Auch wird häufig die Möglichkeit, verhältnismäßig geräuschlos die Verbindungsarbeit auf der Baustelle herzustellen, die Verwendung der Schweißung in den Vordergrund rücken, da die Nietarbeit besonders bei Verwendung von Preßlufthämmern starke Geräusche verursacht. Wird doch in Amerika aus diesem Grunde zum Teil die Schweißung sogar behördlich vorgeschrieben, wenn es sich um Errichtung von Bauten in der Nähe von stark bewohnten Räumen handelt, und besonders, wenn auf die Nerven der Bewohner Rücksicht zu nehmen ist, wie bei Krankenhäusern, Hotels usw.

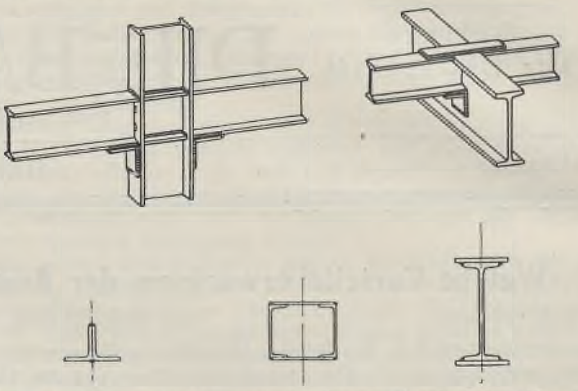


Abb. 8. Oben: Kontinuierliche Träger durch Schweißung.
Unten: Für Automatschweißung geeignete Profile.

Auch die Freiheit der Profilgebung für Stützen, Träger usw. ist eine sehr große, da die vorhandenen Profile in einfachster Weise durch Schweißung beliebig zusammengefügt werden können. Es erwachsen hier dem Konstrukteur dankbare Aufgaben für neue und leichte Konstruktionsformen, die sich wohl mit der Zeit als Normen einbürgern werden. Diese Tatsache wird im Laufe der Zeit auch dazu führen, daß die Walzwerke gewisse neue Profile herausbringen werden.

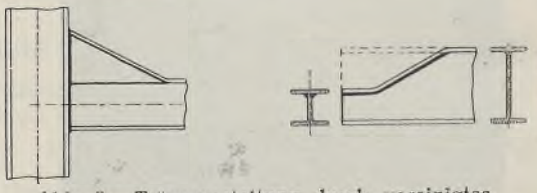


Abb. 9. Trägergestaltung durch vereinigtes Brennschneiden und Schweißen.

Für Herstellung von Stützen und Trägern kann man sich hierbei mit Vorteil des Schweißautomaten bedienen, der verhältnismäßig billig und rasch lange Schweißnähte, sei es ununterbrochen, sei es mit Unterbrechungen, herstellt.

Abb. 8 zeigt unten einige für Automatenschweißung geeignete Profile. Auch bei Verwendung der jetzigen Profile besteht eine leichtere Möglichkeit, kontinuierliche Träger auszubilden, die infolge der geringeren Biegungsmomente Gewichtsersparnisse mit sich bringen.

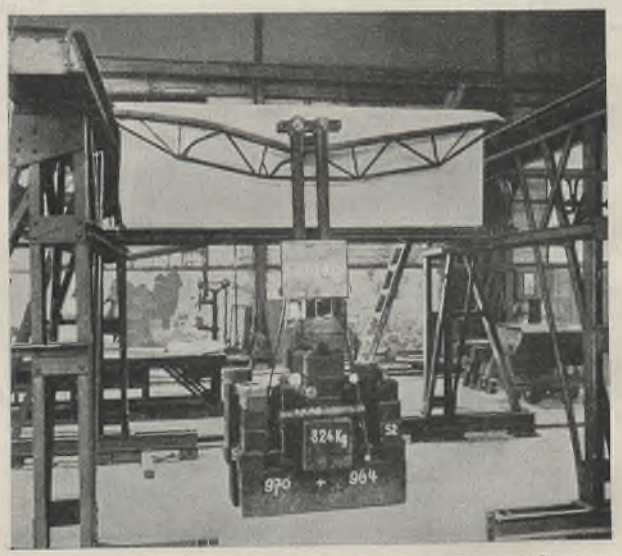


Abb. 7. Träger der Abb. 6 nach wiederholter stoßweiser Belastung von 5 t zerknickt, nicht zerrissen.

Abb. 8 oben zeigt, wie die Träger kontinuierlich gestaltet werden können, indem sie gewissermaßen die kreuzenden Querträger durchdringen.

Es mag schließlich noch darauf hingewiesen werden, wie durch Zusammenarbeiten des Schweißens mit dem immer mehr sich ausbreitenden Brennschneiden in einfachster Weise Formveränderungen bzw. Ver-



Abb. 10. Stahlhalle in Youngtown, Gesamtbreite 67 m, während der Montage; auch der im Vordergrund befindliche Kran ist ganz geschweißt.



Abb. 11. Geschweißte Vierendeelträger und geschweißtes Sägendach.



Abb. 12. In Österreich geschweißtes Fabrikhallendach, 12 m Spannweite.

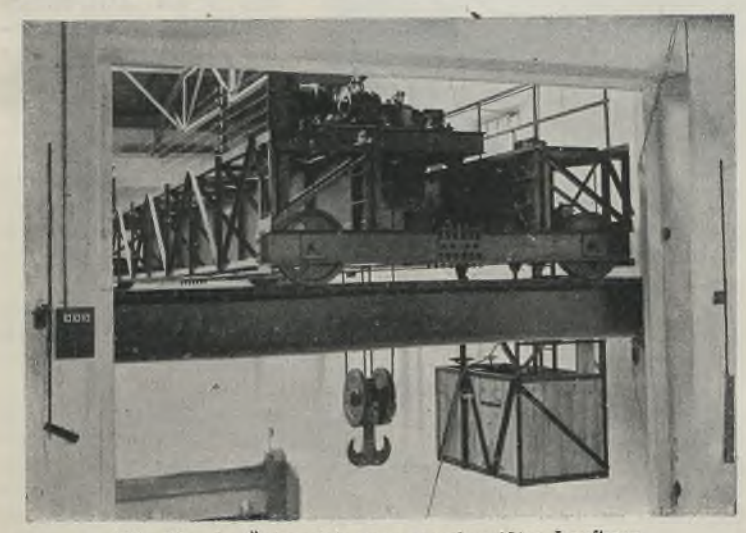


Abb. 13. In Österreich ganz geschweißter Laufkran, 12 m Spannweite, 20 t.

stärkungen an Konstruktionen vorgenommen werden können, wie Abb. 9 für einfachste Fälle zeigt[1]).

Die nun folgenden Abb. 10 bis 14 über ausgeführte oder in Bau befindliche Skelettbauten mögen zeigen, wieviel bereits im Ausland derartige Konstruktionen geschweißt werden. Aus der großen Zahl neuerdings geschweißter Hallen, Krane und Gittermaste seien nachstehend einige Abbildungen gebracht. Anstatt einer Erklärung der einzelnen Bilder im Text kann auf die ausführlich gehaltenen Unterschriften verwiesen werden.

Ich möchte nicht unterlassen, bei dieser Gelegenheit noch auf die Bedeutung des Rohres als Konstruktionselement für Stahlbauten hin-

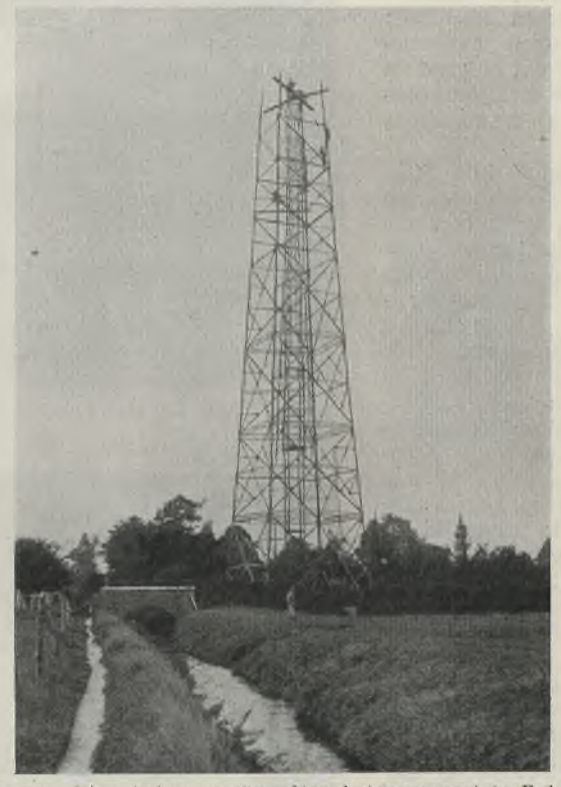


Abb. 14. 85 m hoher geschweißter Antennenmast in Belgien im Bau.

zuweisen, das, wenn durch Schweißung verbunden, außerordentlich feste und starre und dabei ganz bedeutend leichtere Gebilde ergibt als solche aus Profilen verschweißte. Zum Teil wissen wir das schon aus dem Flugzeugbau, zum Teil beweisen es die von mir durchgeführten vergleichenden Untersuchungen an aus Winkelprofilen genieteten und aus Rohren geschweißten Masten von 6 und 12 m Höhe. Hierbei konnte das für die Maste aufgewendete Stahlgewicht bei den geschweißten Rohr-

[1]) Die mittels der Schweißung erzielbare größere Freiheit in der Formgebung dürfte sich für das Gebiet des Hochbaues als ungemein wichtig erweisen. Manche konstruktiv schwierigere und teure genietete Konstruktion, wie sie sich vielfach bei Rahmenecken, überhaupt bei vollwandigen rahmenartigen Gebilden, herausstellen, sind mit Hilfe der Schweißung zweifellos billiger und manchmal auch in schöneren Formen ausführbar.

masten zweimal so viel für den Seilzug ausgenutzt werden wie bei den aus Winkelprofilen genieteten Masten[1]).

Überblickt man die bisherigen Ergebnisse, so kann man wohl behaupten, daß die Schweißung als ein Förderer des Stahlbaues anzusehen ist. Sie wird in dem Wettbewerb der verschiedenen Bauweisen dem Stahl ein kräftiger Bundesgenosse sein, denn die Verwendung der Schweißung wird die Möglichkeit geben, selbst dann, wenn der Tonnenpreis der fertig geschweißten Konstruktion höher wird als bei der genieteten, dennoch infolge Gewichtserparnis einen kleineren Gesamtpreis herausholen. Dieser höhere Tonnenpreis wird m. E. für die Übergangszeit vom Nieten zum Schweißen, also während der Betriebsumstellung kaum zu vermeiden sein. Je mehr aber die Schweißung an Stelle der Nietung treten wird, um so mehr wird der Tonnenpreis für die geschweißte Konstruktion gesenkt werden können. Haben sich erst einmal im Laufe der Jahre die wirtschaftlich brauchbarsten Profile und Verbindungen herausgeschält, dann wird sogar der Tonnenpreis für die geschweißte Konstruktion niedriger ausfallen können als für die genietete. Die Entwicklung wird nicht von heute auf morgen eintreten können und dürfen. Sache der einschlägigen Fachfirmen wird es vielmehr sein, diese Umstellung vom Nieten auf das Schweißen im Interesse einer gesunden Entwicklung allmählich vorzunehmen, damit Nackenschläge erspart bleiben und damit die an sich auch für den Stahlbau vorzüglich verwendbare Schweißung sich hier ebenso erfolgreich stetig wachsend durchsetzt, wie bereits auf den heute von ihr beherrschten und von mir eingangs erwähnten Gebieten.

[1]) S. Hilpert-Bondy, Geschweißte Rohrkonstruktionen, Z. d. V d I. Bd. 73, 1929, Nr. 24.

Alle Rechte vorbehalten.

Flugzeughallen des Braunschweiger Flughafens.

Von Oberingenieur **H. Maushake**, Braunschweig.

Braunschweig hat der Luftfahrt von jeher ein besonderes Interesse entgegengebracht. Bereits im Jahre 1909 wurde der Braunschweiger Verein für Luftschiffahrt gegründet, der sich stets für die Schaffung eines Lufthafens einsetzte. Wegen Errichtung einer Luftschiffhalle und Schaffung eines Hafens wurden Verhandlungen mit den hierfür zuständigen Behörden und der Luftschiffbetriebs-Gesellschaft geführt und zum Abschluß gebracht. Durch den Ausbruch des Krieges konnte jedoch damals das Vorhaben nicht zur Vollendung kommen. Die der Gasometer-Wilke A.-G., Braunschweig bereits zur Ausführung übertragene Luftschiffhalle mußte Kriegszwecken überlassen und die festgelegten Grundstücke für das Flugfeld im Jahre 1914 der Landbewirtschaftung wieder übergeben werden.

Im Jahre 1916 faßte die Heeresverwaltung den Entschluß, in Braunschweig einen Militärflugplatz anzulegen. An der Eisenbahnstrecke Braunschweig—Hannover, fast unmittelbar an der Stadtgrenze, wurde hierfür ein Gelände in Größe von etwa 91 ha bestimmt. Mehrere Flugzeughallen, eine Werft, Kraftwagenschuppen, Verwaltungsgebäude, Unterkunftsräume usw. wurden in der denkbar kürzesten Zeit erstellt und bereits am 1. April 1917 konnte die Flieger-Ersatzabteilung 7 (Fea 7), eine der ältesten Fliegerformationen, von Köln nach Braunschweig übersiedeln. Jedoch nach Kriegsschluß mußten die Bauwerke, den Versailler - Vertragsbestimmungen entsprechend, größtenteils wieder abgebrochen werden. Die Werft, der Kraftwagenschuppen, eine Flugzeughalle und die Baracken konnten, wie Abb. 1 zeigt, erhalten bleiben. Diese Bauten wurden, soweit möglich, als Wohnungen, im übrigen als Werkstatt- und Lagerräume abgegeben, und das Fluggelände größtenteils zu Schrebergärten verpachtet.

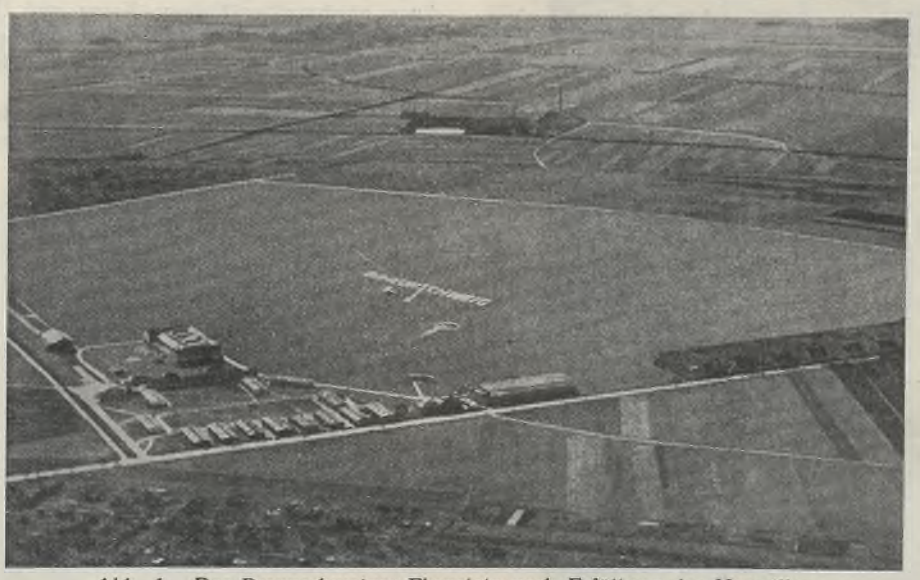


Abb. 1. Der Braunschweiger Flugplatz nach Erfüllung der Versailler Vertragsbestimmungen.



Abb. 2. Neuer Bebauungsplan.

Im Jahre 1926 wurde dann vom Reich, Staat und Stadt Braunschweig und anderen Körperschaften die Braunschweigische Flughafen G. m. b. H. zwecks Verwaltung und Ausbau des Braunschweiger Flughafens ins Leben gerufen. Der Hafen wurde in das Flugnetz der sich inzwischen gebildeten Luft-Hansa A.-G. eingereiht. Um nun für die Luftfahrt tüchtige Fachleute zu bekommen, wurde die Deutsche Verkehrsfliegerschule gegründet, die in Staaken, Warnemünde, List usw. Zweigstellen unterhält. Wegen allzugroßer Platzbeengung mußte jedoch bald die Zweigstelle Staaken eine Veränderung erfahren. Den besonderen Bemühungen des technischen Leiters, Dipl.-Ing. Steinmann, der Br. Flughafen G. m. b. H., ist es zu danken, daß für die Verlegung der Zweigstelle Staaken Braunschweig ausersehen wurde. Hierfür waren durch den vorhandenen Flugplatz mit seiner günstigen geographischen Lage und den guten meteorologischen Verhältnissen besondere Vorteile geboten. Dieser Entschluß, die Staakener Zweigstelle an Braunschweig abzutreten, war ein großer Erfolg für Stadt und Land Braunschweig. Jetzt mußte der Ausbau des Flugplatzes und der noch vorhandenen Bauten vorgenommen und diese dem ursprünglichen Zwecke wieder zugeführt werden. Die als Werkstatt- und Lagerräume abvermieteten Gebäude waren frei zu machen; neue Flugzeughallen, ein Schul- und Wohngebäude usw. mußten geschaffen werden. Für den geplanten starken Flugbetrieb war der Flughafen besonders gut herzurichten. Dementsprechend wurde die Bebauung nach Abb. 2 festgelegt und hierbei auf spätere Erweiterungsmöglichkeiten Rücksicht genommen.

Nach Abb. 2 ist *a* die alte Flugzeughalle für Luftverkehr und Sonderdienst und *b* das Abfertigungsgebäude. Dort wo sich bisher die Unterkunftsräume (s. Abb. 1) befanden, ist ein dreigliedriges Schul- und Wohngebäude *c* in zweckmäßiger Bauweise mit einer Terrasse und von Sport- und Rasenflächen umkleidet erstanden. Das rechts folgende langgestreckte Gebäude *d* ist die Turn- und Kraftwagenhalle, dann kommt die von früher erhaltene Werft *e* (erbaut von Gasometer-Wilke) mit den angrenzenden und jetzt vollkommen ausgebauten Räumen für die Leitung, Magazinen, Werkstätten u. dgl., sowie dem nach hinten liegenden Ausbaugelände. Unter *f* und *g* folgen die im Jahre 1928 und Anfang 1929 erbauten und hier anschließend näher beschriebenen zwei großen Flugzeughallen von je 100 m Länge und unter *h* die frühere Güterabfertigung, welches Gebäude jetzt zum Kesselhaus mit Braunkohlensilos für die Beheizung der ganzen Bauten verändert worden ist. Ferner sind hier die Monteur- und Arbeiter-Speiseräume, sowie Aufenthaltsräume untergebracht.

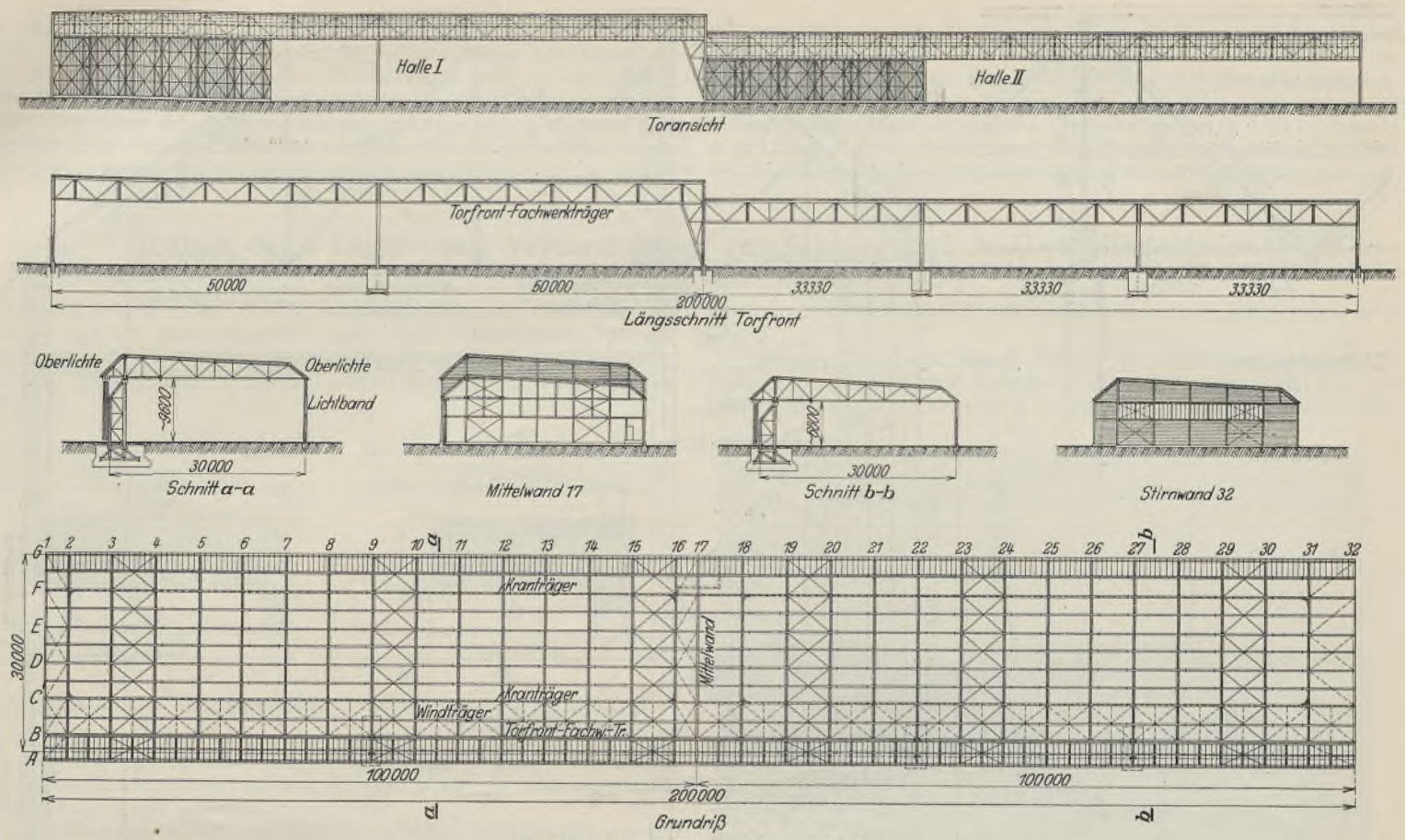


Abb. 3. Systemzeichnungen der Halle.



Abb. 5. Innenansicht der Halle.

Die neuen Flugzeughallen bilden zwei zusammenhängende Hallen von je 100 m Länge und 30 m Breite im Lichten. Hiervon ist das höhere Bauwerk für die Unterstellung der bisher größten Flugzeuge bestimmt und hat zwei Toröffnungen von 50 m Länge und 9,5 m Höhe. Die sich unmittelbar anschließende und 3 m niedrigere Halle hat drei Toröffnungen von je 33,3 m Länge und rd. 6,5 m Höhe. Auf 100 m Hallenlänge sind 15 Binderfelder gewählt, so daß der Binderabstand rd. 6,67 m beträgt. Als Dacheindekkung dienen Bimsbetonplatten mit teerloser Pappabdeckung mit rd. 75 kg/m² Eigengewicht. Die Pfetten wurden mit einem Abstand von 2,775 m als Stahl-Gerberträger ausgebildet. In der Dachebene sind in einigen Binderfeldern Dachverbände, sowie für die Endfelder Windverbände in Binderuntergurthöhe zur Übertragung des Winddruckes der Giebelwand vorgesehen. Die Dachbinder mit 6,67 m Abstand und 27,7 m freitragender Länge kragen an der Vorderfront etwa 3,8 m aus. Bei der Bemessung der Stäbe zwischen den Binderstützpunkten wurde die Auskragung wegen der geringen Einwirkung nicht berücksichtigt. Als Binderabstützung dient an der Hinterfront eine aus einem gewöhnlichen I-Profil gebildete Pendelstütze, während an der Vorderfront, um bei dem großen 50 m betragenden Stützenabstand die Durchbiegung möglichst gering zu bekommen, ein etwa 3,2 m hoher Torfront-Fachwerkträger zur Aufnahme des Dachkörpers als Balken über drei Stützen vorgesehen wurde. Wie aus Abb. 3 zu ersehen, ist das Dach beider Hallen an der Vorder- und Hinterfront durchgehend abgewalmt und mit kittlosen Oberlichten eingedeckt. Die Oberlichtneigung der Vorderfront ist 45° und der Hinterfront 35°. Die Neigung des zwischen diesen Oberlichtwalmen liegenden massiven Dachteils beträgt 4°. Durch die Schräglage der Lichtbänder, insbesondere auch an der Vorderfront, ist ein besonders guter Lichteinfall in den Hallenraum erreicht worden. Die für die Oberlichte gewählte Sprosse ist ein hochstehendes ⊏-Profil mit einer aufgelegten Bleischiene zur Aufnahme des Glases und für evtl. Wasserableitung (Abb. 4). In der Wahl dieser Sprosse liegt der Vorteil, daß an der Sprosse von jeder Seite aus Reinigungs- und Anstricharbeiten vorgenommen werden können, was bei den Rinnenprofilen im Sprossen-innern nicht ohne weiteres möglich ist. Am Binderuntergurt ist an drei Knotenpunkten je eine Belastung von 1,5 t zur Anbringung von Laufkatzenbahnen für Montagen an den Flugzeugen berücksichtigt. Das Gewicht der Dachkonstruktion einschließlich Pfetten und Dachverbände, aber ohne Laufkatzenträger, beträgt, aus St 37 ausgeführt, rd. 31 kg/m² und einschließlich des 50 m weit gestützten Torfrontträgers mit Windverband rd. 46 kg/m². Das Dach der im Jahre 1916 erstellten Werfthalle wiegt dagegen 70 kg/m², also etwa 50% mehr; obwohl die Eindeckung, Binderspannweiten usw. annähernd die gleichen sind, muß das Mehrgewicht auf die stärkeren Stabquerschnitte, die behördlicherseits vorgeschrieben waren, zurückzuführen sein.

Der an der Vorderfront zur Aufnahme der Dachkonstruktion vorgesehene 100 m lange Fachwerkträger ist entsprechend den Toröffnungen für die hohe Halle als Balken über drei Stützen und bei der niedrigen Halle als über vier Stützen gehend ausgebildet. Dementsprechend ist an der Vorderfront in Dachbinder-Untergurthöhe ein waagerechter Windträger zur Übertragung des auf die Längswände entfallenden Windlastenanteils und Weiterleitung in die Mittelstützen und Verbände in den Stirnwänden

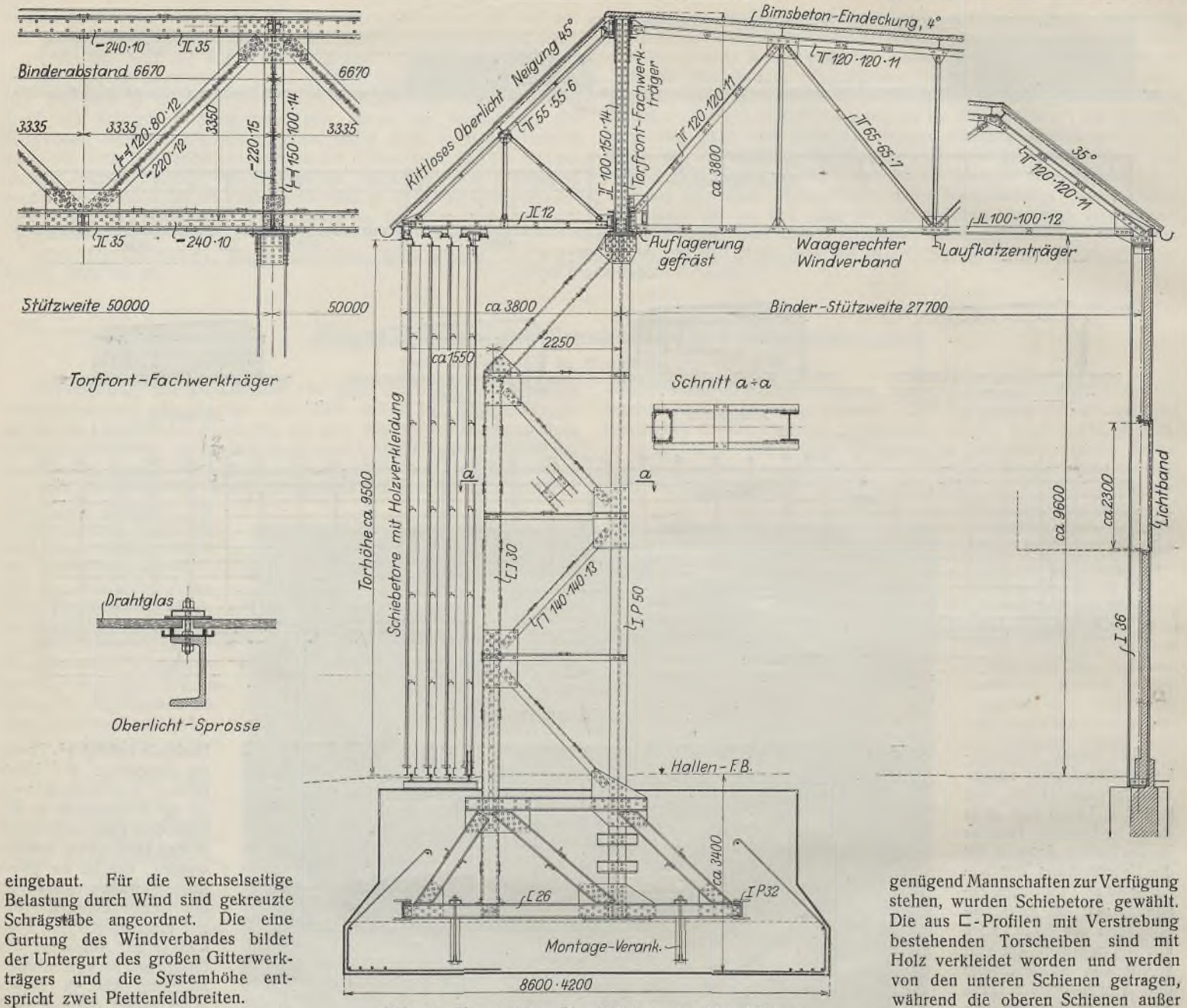


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung der Mittelstütze.

eingebaut. Für die wechselseitige Belastung durch Wind sind gekreuzte Schrägstäbe angeordnet. Die eine Gurtung des Windverbandes bildet der Untergurt des großen Gitterwerkträgers und die Systemhöhe entspricht zwei Pfettenfeldbreiten.

Die in Mitte des Front-Fachwerkträgers der hohen Halle bestehende Stütze nach Abb. 4 hat senkrecht 224 t und eine Spitzen-Windbelastung von 34 t zu übertragen, so daß der Hauptstiel mit rd. 330 t Druck beansprucht wird. Hierfür ist ein Peiner Breitflanschprofil I P 50 ausgeführt und mit dem äußeren aus ⊐⊏-Profilen bestehenden Stiel verstrebt worden. Die Stütze wurde im Fundament eingespannt und dementsprechend ist die Stützenfußkonstruktion in das Fundament geführt und gut einbetoniert. Es war mit einem weniger guten Baugrund zu rechnen und die Beanspruchung hierfür sollte möglichst 2,2 kg/cm² nicht überschreiten. Infolgedessen ergaben sich die Fundamentabmessungen für die Sohle der Mittelstütze in der hohen Halle ziemlich groß, und zwar 8,6 m lang, 4,2 m breit und 3,2 m hoch. Damit der obere Betonklotz etwas kleiner auszubilden war, ist die Fundamentsohle nach Abb. 4 als eine Eisenbetonplatte zur Ausführung gekommen. Das Eigengewicht des ganzen Fundamentes beträgt 183 t, so daß an der Fundamentsohle 224 + 183 = 407 t und außerdem die Windlasten zu übertragen sind.

Am auskragenden Dache sind an der Vorderfront entlang die Schienen zur Führung der Schiebetore vorgesehen. Da Schiebetore wesentlich billiger als Falltore sind und da ferner hier zum Bedienen der Tore genügend Mannschaften zur Verfügung stehen, wurden Schiebetore gewählt. Die aus ⊏-Profilen mit Verstrebung bestehenden Torscheiben sind mit Holz verkleidet worden und werden von den unteren Schienen getragen, während die oberen Schienen außer der Torführung auch den auf das Tor entfallenden Winddruck nach dem Windverband überzuleiten haben. Durch diese Toranordnung wird der obere auskragende Dachteil senkrecht nicht belastet. Diese Toranlage lieferte die Firma Breest & Co., Berlin. — Die Umfassungswände sind als Stahlfachwerk mit $^1/_2$ Stein starker Ausmauerung zur Ausführung gekommen. Die hintere Längswand und die Stirnwände haben Lichtbänder in Kittverglasung erhalten. Mit diesen Lichtbändern und den durchgehenden Oberlichten ist die Belichtung der Hallen durchaus zufriedenstellend geworden. Sie beträgt rd. 30 % der bebauten Fläche. Der Winddruckanteil von der hinteren Wand wird durch die Binder auf den an der Vorderfront liegenden Windträger abgegeben. Der untere Riegel sitzt 4,0 m über Hallenfußboden, damit später die Möglichkeit für den Einbau einer Galerie gegeben ist. Von diesem Riegel aus beginnt das Lichtband. Der Betonsockel der Umfassungswände ist etwa 30 cm über Hallenflur geführt, jedoch ist ein besonderer Riegel auf diesem Sockel nicht verlegt werden. Die größeren Stützen der Wände wurden unterhalb des Hallenfußbodens auf Fundamenten verankert, während die Fachwerkstiele in Aussparungen des Betonsockels gesteckt und nach Fertigstellung der Montage einbetoniert worden sind. Die Konstruktion der Giebelwände



Abb. 6. Außenansicht der Halle.

ist ähnlich wie die der hinteren Längswand. Der in Binder-Untergurthöhe liegende Windträger überträgt die entsprechenden Winddrücke auf die in den Wänden vorgesehenen Verstrebungen bzw. an der Vorderfront in den großen Fachwerkunterzug, der an der Mittelwand mit der Abstützung durch eine steife Verstrebung in Längsrichtung bockartig ausgebildet ist (s. Abb. 3). Hierdurch erhält der Unterzug eine Zusatzbeanspruchung. In den Wänden liegen die Verbände durchweg innen, so daß sie von außen nicht in Erscheinung treten. Einige größere Flächen des Giebelfachwerks wurden durch eingelegte Bandeisen versteift. Die Umfassungswände sind innen und außen verputzt (Abb. 5 u. 6).

Die beiden Hallen im Gewicht von etwa 365 t Stahlkonstruktion wurden von der Dampfkessel- u. Gasometerfabrik A.-G., vormals A. Wilke & Comp., Braunschweig, nach eigenem Entwurf im Auftrage der Braunschweigischen Flughafen G. m. b. H. zur Ausführung gebracht.

Neubau eines Lager- und Versandhauses der Senkingwerk A.-G. in Hildesheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Otto Rüter**, Hannover.

Zur Erweiterung der für die erheblich gestiegene Produktion des Werkes gänzlich unzureichenden Lager- und Versandräume hat das Senkingwerk A.-G. in Hildesheim, die weltbekannte Herd- und Ofenfabrik, im Jahre 1929 den im Grundriß (Abb. 1) dargestellten Baublock neu errichtet.

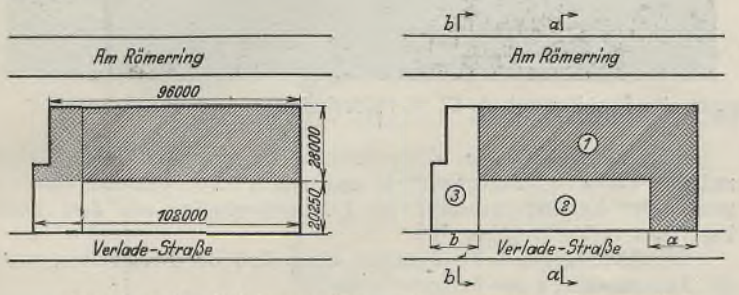


Abb. 1 u. 2. Bebauungsplan. ① Lagerhaus ② Versandhalle ③ Bürogebäude

Von dem erforderlichen Baugelände war der in Abb. 1 schraffierte Teil unbebaut, während sich auf dem übrigen Teil alte, in Holzkonstruktion erbaute Lagerräume befanden.

Da die Lagerhaltung und der Versand nicht unterbrochen werden durften, wurde der Bau in drei Abschnitten hergestellt. Zunächst wurde (Abb. 2) das zweigeschossige Lagerhaus 1 errichtet und in Benutzung genommen und die Verladung nach den Fronten a und b der Gebäudeteile 1 und 3 verlegt. Nach Abbruch der alten Halle und Aushub des Bodens für den Keller wurde die spätere eigentliche Versandhalle 2 fertiggestellt und nach ihrer Inbetriebnahme das viergeschossige Bürogebäude 3 errichtet.

Zur geschickten und kurzfristigen Durchführung dieses Bauplanes wurde der Stahlskelettbauweise (s. Abb. 3 bis 5) der Vorzug gegeben, und der Erfolg hat der Bauherrin die Zweckmäßigkeit dieser Wahl bestätigt.

Kurz nach Aufstellung der ersten Stahlfachwerke setzte die Dachdeckung, die Herstellung der Betondecken und Ausmauerung der leichten Wände ein, so daß wenige Tage nach Fertigstellung der Stahlmontage schon der betreffende Bauteil vom Betrieb in Benutzung genommen werden konnte.

Wie der Querschnitt (Abb. 3) zeigt, ist das eigentliche Lagerhaus ein zweigeschossiger Bau ohne Unterkellerung, der so eingerichtet ist, daß später ein weiteres Geschoß aufgestockt werden kann. Durch



Abb. 5. Aufstellung des Lagergebäudes.

Längs- und Querrahmen in der Mitte dieses Baublocks ist die Standsicherheit dieses Gebäudes erzielt. Zum Römerring schließt sich eine eingeschossige Halle von 10 m Breite mit Fachwerkbindern an, nach der Verladestraße zu ist die 20,25 m breite, eigentliche Verladehalle vorgebaut, die ebenfalls durch Fachwerkbinder überdacht ist, mit Vordächern über den Verladerampen. Die Verladehalle ist unterkellert zur Unterbringung des Holzes und Herstellung der Kisten und Emballagen für den Versand.

Dem Lagerhaus und der Versandhalle vorgelagert ist das in Abb. 2 mit 3 bezeichnete Bürogebäude, das mit vier Geschossen in reiner Stahlskelettbauweise errichtet ist. Im Innern hat das Erdgeschoß des ganzen

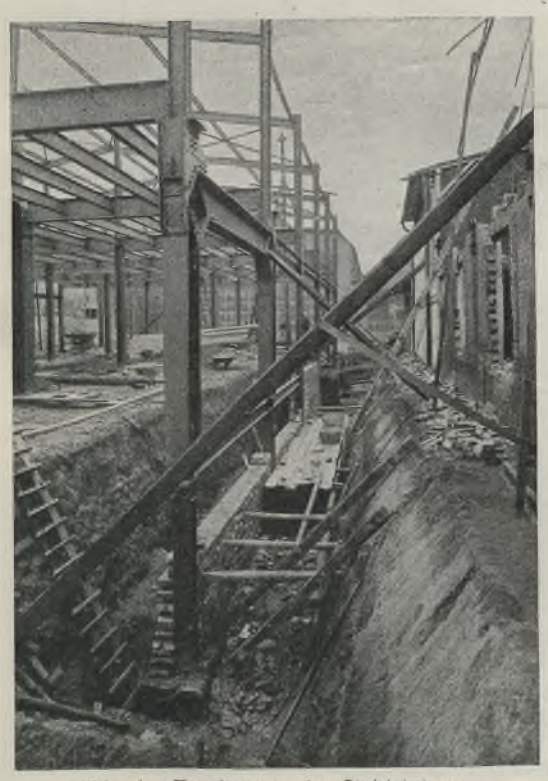


Abb. 4. Fundierung der Stahlstützen und Beginn der Ausfachung.

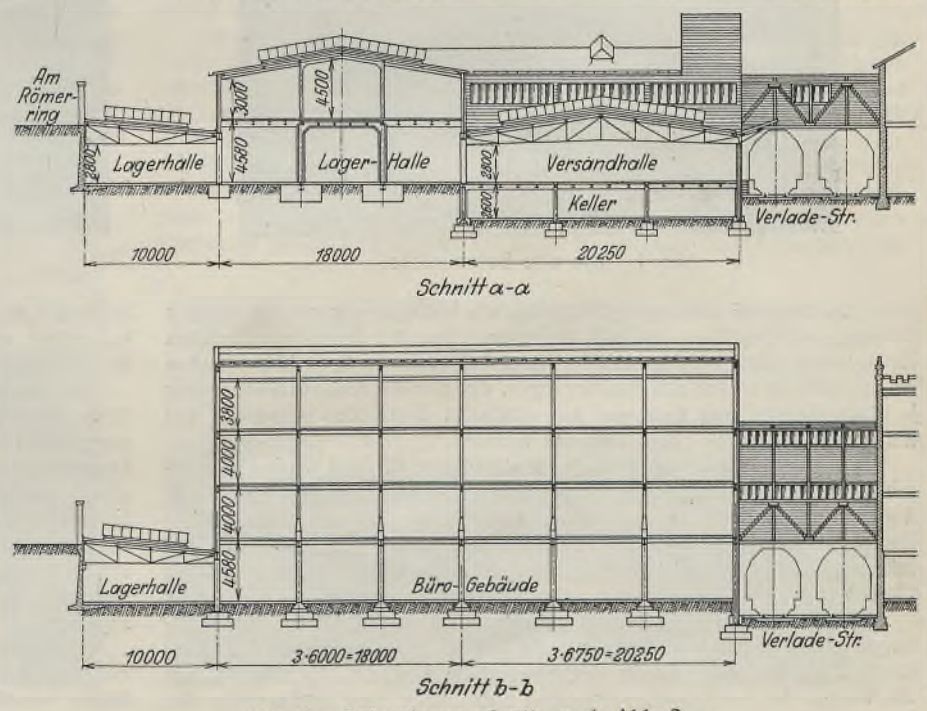


Abb. 3. Gebäudequerschnitte nach Abb. 2.

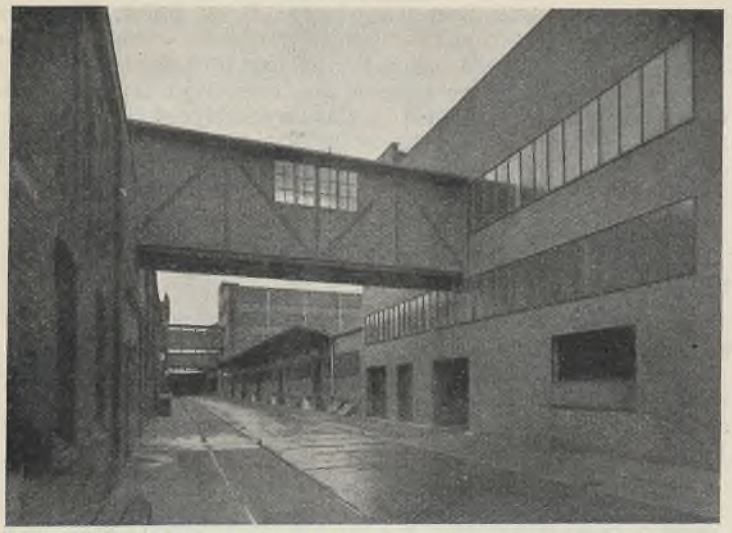




Abb. 6 u. 7. Ansicht des Lager- und Versandhauses der Senkingwerk A.-G. in Hildesheim.

Baublocks keine Zwischenwände, so daß ein über die ganze Fläche freier und übersichtlicher Lagerraum entstanden ist, in welchem sich ein klarer, übersichtlicher Lager- und Versandbetrieb abwickeln kann.

Die Stahlkonstruktion ist in bekannter Weise ausgeführt. Die Deckenträger, die einen Abstand von 1,20 bzw. 1,30 m haben, sind in die Unterzüge oben bündig eingewechselt, und über diesem Trägerrost ist eine 9 cm starke Eisenbetondecke gestampft. Das gesamte Stahlskelett, Trägerrost und Stützen, ist frei sichtbar, ohne jegliche Ummantelung und gibt in lichtem Farbanstrich eine gute Innenwirkung.

Eine zweigeschossige Verbindungsbrücke vermittelt den Verkehr zwischen Hauptverwaltungsgebäude und neuem Büro, während eine eingeschossige Verbindungsbrücke die Fabrikationshallen mit dem neuen Lagerhaus verbindet (Abb. 6).

Die Abbildungen 4 bis 7 zeigen einen Teil der Bauarbeiten, sowie die Außenansichten der fertigen Gebäude.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 640 t, die Herstellung und Montage wurde von der Firma Hermann Rüter, Eisenbau, Langenhagen bei Hannover, ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Unterführung der Moltkestraße in Duisburg.

Von Dipl.-Ing. **Georg Lewenton**, Duisburg.

Im Frühjahr des Jahres 1929 fand ein vom Standpunkt des Stahlbaues bemerkenswerter Brückenumbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft seinen Abschluß. Drei innerhalb des Duisburger Stadtgebietes gelegene Unterführungen von Straßen unter den sechs Gleisen der Strecken Duisburg—Oberhausen, Duisburg—Mülheim und Duisburg—Duisburg Hafen, die als Stampfbetongewölbe ausgeführt waren, erwiesen sich als den Anforderungen der stark belasteten Strecken nicht mehr gewachsen und



Abb. 1. Die alte Betonbrücke.



Abb. 2. Ansicht der neuen Stahlbrücke.

daher als dringend erneuerungsbedürftig, wie Rißbildungen an der unteren Leibung des Gewölbes deutlich bewiesen. Von der Reichsbahndirektion Essen wurde daher beschlossen, die Massivbauwerke durch Stahlüberbauten zu ersetzen, da wegen des Bauvorganges, der nur die Außerbetriebsetzung je eines Gleises, und zwar nur auf möglichst kurze Zeit gestattete, nur die Stahlbauweise in Frage kommen konnte.

Die geringe Bauhöhe und die vorhandenen für den starken Bogenschub des früheren Gewölbes ausgebildeten Widerlager führten für alle drei Unterführungen zu der Wahl eines Tragwerkes aus vollwandigen Zweigelenkbogen besonderer Bauform. Da diese von üblichen Ausführungen abweicht, soll im folgenden die größte der drei Brücken, die Unterführung der Moltkestraße, näher beschrieben werden.

Die Unterkante des Bogens schmiegt sich vollkommen der Kreisbogenform des früheren Gewölbes nach Abb. 1 an, während die Oberkante über die halbe Länge der Spannweite horizontal geführt ist, um die wegen der beschränkten Bauhöhe notwendige tiefe Auflagerung der Buckelplatten der Fahrbahn in Höhe der oberen Gurtung zu ermöglichen. In den Viertelpunkten wird der Obergurt verhältnismäßig scharf herumgebogen und läuft geradlinig auf die Lager zu. Zur Weiterführung der Fahrbahn bis zum Widerlager sind kurze Streckträger angeordnet, die lediglich je einen Pfosten knapp neben dem Lager als Unterstützung benötigen. Um den Bogenansatz harmonisch zu gestalten, ist das letzte Ende des Bogens symmetrisch ausgebildet. Die Gurte werden zum Lager hin leicht eingezogen und finden ihren Abschluß in dem diese Linie fortsetzenden oberen Lagerkörper.

Auf diese Art entsteht eine Form, die in gedrungener, großflächiger Gestaltung den Baugedanken des Bogentragwerks klar verkörpert, dabei aber den unruhigen Eindruck vieler hintereinanderliegende Pfosten und Querverspannungen eines parallel geführten Bogens üblicher Ausführungsart vermeidet, ohne durch die toten Massen eines vollwandigen Zwickelbogenträgers eine schwere, erdrückende Wirkung auszuüben (Abb. 2). Als weiterer Vorzug dieser Gestaltung des Vollwandbogens kann hier erwähnt werden, daß es möglich ist, die Linienführung der unteren Bogengurtung in weitgehendem Maße den jeweiligen Bedürfnissen anzupassen.

Das ganze Bauwerk mit einer Gesamtbreite von 26,87 m besteht aus zwölf solcher einwandigen Hauptträger in je 2,25 m Abstand. Auf beiden Seiten befinden sich auf Konsolen auskragende Dienststege. Die Stützweite der Hauptträger beträgt 15 m, der Stich des Bogens 1,96 m, womit

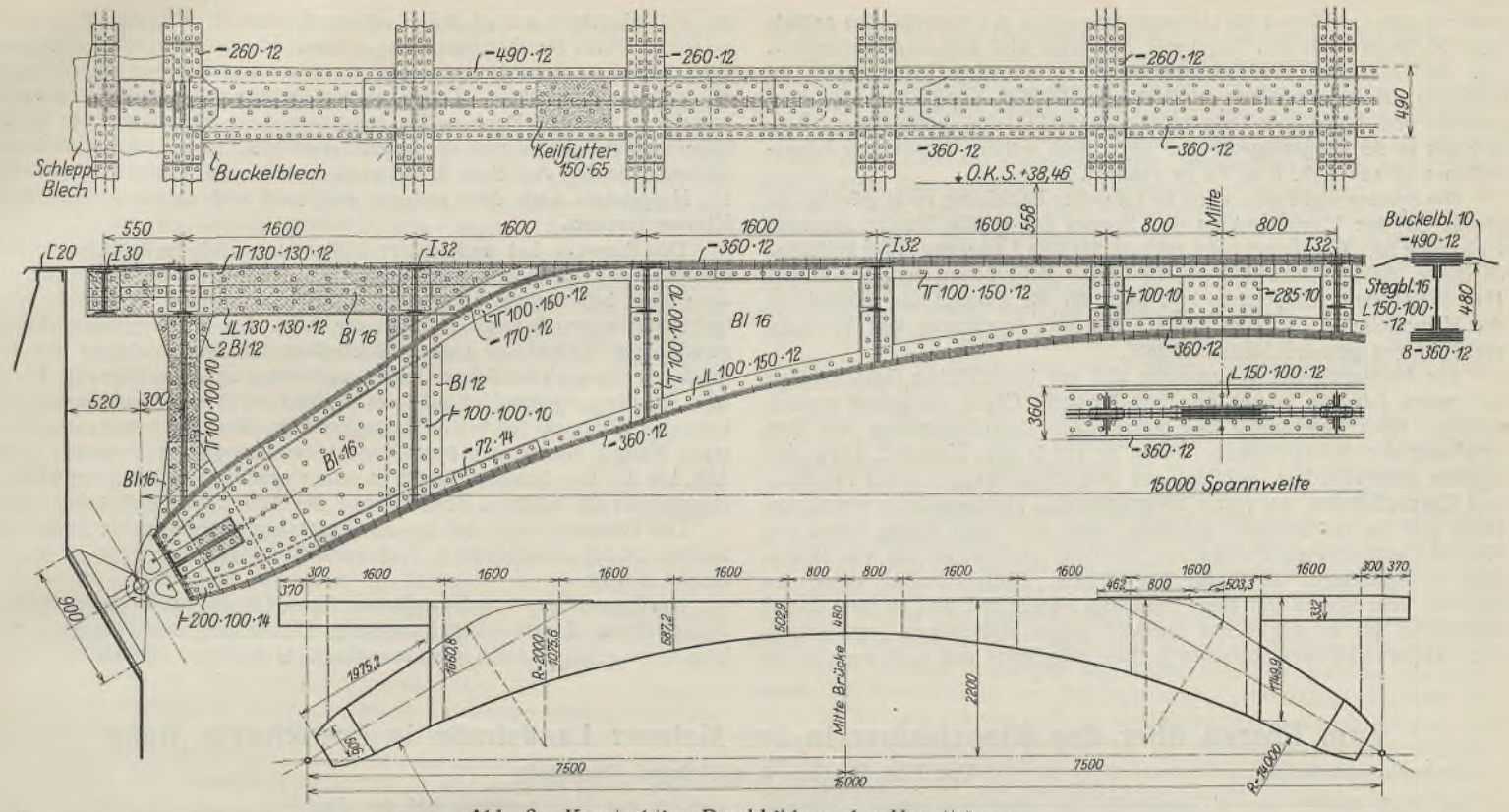


Abb. 3. Konstruktive Durchbildung des Hauptträgers.

sich ein Pfeilverhältnis von 1 : 7,66 ergibt. Die Stegbleche haben in der Brückenmitte 0,48 m Höhe.

Die Ausbildung der Fahrbahntafel mit über die ganze Brücke durchgehendem Kiesbett und einer kleinsten Überschüttungshöhe von 0,32 m bis Schwellenoberkante ist in jedem der elf Felder vollkommen gleichartig, die Buckelbleche liegen auf vorstehenden Kopfplatten des Obergurtes bzw. des Streckgurtes und sind in der Querichtung durch zwölf aus I NP 32 gebildeten Querträgersträngen unterstützt. Auf die in üblicher Weise durch U-Längsrinnen entwässerte Buckelplattenfahrbahn folgt je ein Endfeld mit geneigten über die Abschlußmauern schleppenden Flachblechen.

Für Quersteifigkeit der Konstruktion ist durch Eckbleche beim Anschluß der Querträger an die Hauptträger gesorgt, außerdem liegt in jedem zweiten Feld in der Ebene der Endpfosten ein Fachwerkquerverband. Hierdurch zerfällt das Gesamtbauwerk in sechs vollständige Einzelüberbauten mit fünf eingehängten Fahrbahnstreifen, die jedoch mit der übrigen Fahrbahn steif vernietet sind. Dabei sind die Querträger an ihren Anschlußstellen durch über die Hauptträger hinweggeführte Durchbindelaschen biegungsfest verbunden, so daß die Querträger als kontinuierliche, durch die Hauptträger elastisch gestützte Träger angesehen werden können. Hierdurch erhält das Bauwerk ein erhöhtes Maß von Sicherheit, vorausgesetzt, daß, wie hier geschehen, bei der Dimensionierung die aus der Kontinuität folgende Entlastung eines Hauptträgers durch die benachbarten bei der Bemessung nicht berücksichtigt wird. Nunmehr ist dem hoch-

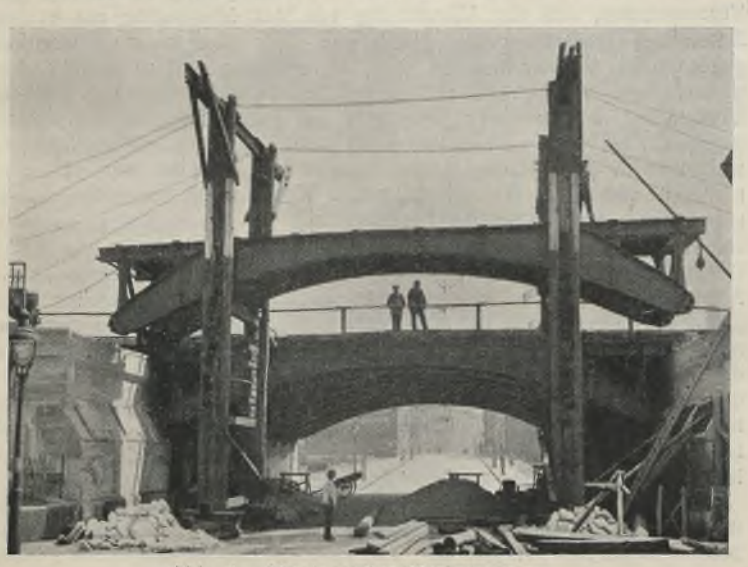


Abb. 4. Montage des Hauptträgers.

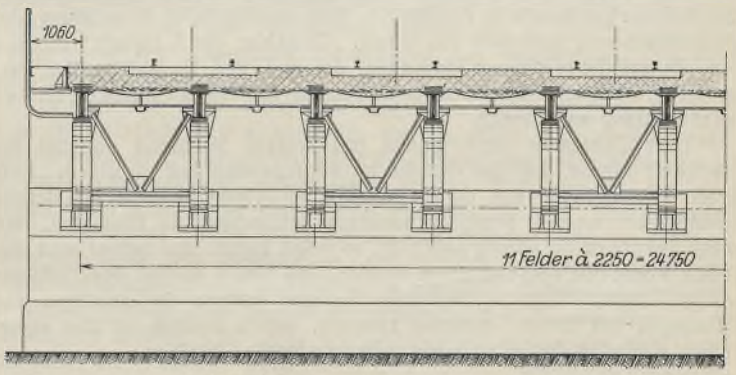


Abb. 3a. Brückenquerschnitt.

gradig statisch unbestimmten räumlichen Gebilde die Möglichkeit der Selbsthilfe bei etwaiger zufälliger Überbeanspruchung einzelner Tragglieder mittels dieses Querschnittsüberschusses gegeben.

Die Möglichkeit der Querausdehnung infolge von Wärmeschwankungen wurde dadurch erreicht, daß die Zapfenlager der beiden mittleren Hauptträger in der Querrichtung unverschieblich angeordnet wurden, während die Lager der zehn äußeren Hauptträger eine Verschiebungsmöglichkeit durch einen Spielraum von einigen Millimetern am Zampfenbund erhielten.

Der Hauptträger verdient in baulicher Beziehung besondere Beachtung hinsichtlich des Anschlußpunktes des Streckträgers. Hier ist der Standpunkt vertreten worden, dem Obergurt gegenüber dem Streckgurt den Vorzug zu geben und Gurtwinkel nebst Kopfplatten ohne Unterbrechung



Abb. 5. Ansicht des fertigen Bauwerkes.

herumzuziehen, während die Unterstützungsplatte der Buckelbleche mittels eines Keilfutters auf den Streckgurt überführt wird und dort weiterläuft. Um den in scharfen Gurtkrümmungen auftretenden Radialkräften zu begegnen, ist das Stegblech durch die geschlitzten Kopfplatten hindurchgesteckt und stützt den Gurt mittels Beiwinkel einwandfrei gegen Ausweichen in der Hauptträgerebene. Diese und weitere konstruktive Einzelheiten sind aus Abb. 3 u. 3a zu ersehen.

Das System stellt sich auch in statischer Beziehung recht günstig, da gerade in den Viertelpunkten des Bogens das größte Trägheitsmoment vorhanden ist. Die Berechnung erfolgte für den Lastenzug N für beliebige Gleislage, da die Achsen der sechs Gleise nicht genau den Achsen der Hauptträgerpaare entsprechen und auch für die Zukunft die Möglichkeit der Verschiebung einzelner Gleise und die Anordnung von Weichenverbindungen gewahrt bleiben mußte.

Die Montage (Abb. 4) erstreckte sich aus betrieblichen Gründen über ein ganzes Jahr, da immer nur eins der sechs Gleise stillgelegt werden konnte. Nach Beseitigung des betreffenden Gewölbestreifens und Vorbereitung der Auflagerquader wurde je ein in der Werkstatt fertig vernieteter Einzelüberbau, gebildet aus zwei Hauptträgern nebst Fahrbahn und Querverbänden, auf einem entsprechenden Plattform-Güterwagen verladen und bis zur Baustelle gebracht. Hier war durch Peiner Träger vor Kopf des stillgelegten Gleises eine Rollbahn vorbereitet, die von Widerlager zu Widerlager die Straße überbrückte. Mittels Rollen wurde der Überbau vom Wagen auf diese Fahrbahn verschoben und so weit darauf vorgerückt, bis er sich genau oberhalb seiner endgültigen Lage befand. Jetzt wurde er an zwei hölzernen Jochen aufgehängt und nach Beseitigung der Rollbahnträger um rd. 2,5 m mittels Kettenzüge auf seine Lager abgelassen. Nach Beschotterung dieses einen Überbaues konnte sofort ein Gleis darauf in Betrieb genommen werden. Ebenso ging die Montage des nächsten Abschnittes vor sich, worauf die zwischen beiden Überbauten bestehende Fahrbahnlücke an Ort und Stelle durch Einbringen von Querträgern, Buckelplatten und die bereits erwähnten Verbindungslaschen geschlossen wurde. Auf diese Weise wurde von der Brückenmitte ausgehend ein Hauptträger nach dem anderen eingebaut und so die ganze Unterführung erneuert.

Das Bauwerk hat nach seiner Vollendung auch in ästhetischer Beziehung den Erwartungen voll entsprochen. Besonders hervorzuheben ist die ruhige, hallenartige Wirkung des Überbaues mit den harmonisch verlaufenden unteren Bogenquerträgern, die durch den in der Straßenrichtung geradlinigen Verlauf der unteren Nietreihen für den Beschauer von der Straße zu einem einheitlichen Ganzen verbunden scheinen (Abb. 5). Ebenfalls günstig unterscheidet sich das Stahltragwerk von dem eintönigen, lastenden Eindruck des vollen Betongewölbes, ohne die bereits angedeuteten Mängel älterer stählerner Bogenunterführungen aufzuweisen (vgl. Abb. 1 u. 2). Das Bauwerk bietet in seiner ganzen Gestaltung ein kleines Beispiel für die heutigen Bestrebungen des deutschen Stahlbrückenbaues.

Das Gesamtgewicht der für den Lastenzug N berechneten Stahlüberbauten (St 37) einschließlich Auflager, Fußwegkonsole und Geländer beträgt 219,7 t.

Der Entwurf wurde aufgestellt von Herrn Oberbaurat Krabbe, Reichsbahndirektion Essen. Durcharbeitung, Herstellung und Montage des Überbaues erfolgte durch die Gesellschaft Harkort, Duisburg.

Zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. Main.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **A. Kleinlogel**, Darmstadt.

In Heft 8/1929 dieser Zeitschrift hat Herr Geheimrat Professor Dr.-Ing. Hertwig ein Nachwort zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. Main veröffentlicht, in welchem ohne Namensnennung mehrfach von einem „Gutachter der I. Instanz" die Rede ist. Es sei daher diesem Gutachter, der in I. und II. Instanz tätig war, gestattet, nachstehend zu den Ausführungen von Herrn Geheimrat Hertwig kurz Stellung zu nehmen.

Herr Geheimrat Hertwig will mit seinem Nachwort offenbar den Nachweis führen, daß das Gericht im vorliegenden Fall zu einem „Fehlurteil" gelangt sei; aus dieser Behauptung folgert er dann die Reformbedürftigkeit unserer Strafprozeßordnung bei technischen Prozessen. Was diese letztere Folgerung anbetrifft, so möge gleich hier betont und ohne jeden Vorbehalt ausgesprochen werden, daß hierin seitens des Verfassers völlige Übereinstimmung besteht. Dagegen können die sonstigen Ausführungen des Herrn Geheimrat Hertwig, sofern sie sich auf den eigentlichen Bauunfall beziehen, nicht unwidersprochen bleiben.

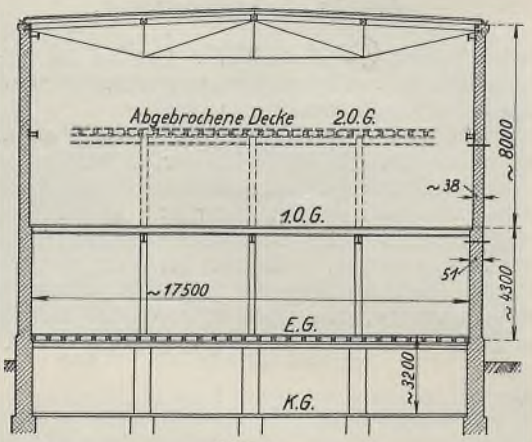


Abb. 1.

Nach Ansicht des Verfassers dürfte es kaum möglich sein, daß die Leser des „Stahlbau" nach der kurzen Beschreibung auf Seite 89 ohne entsprechendes Abbildungsmaterial, d. h. ohne Grundriß und Schnitte, sowie ohne Kenntnis der Einzelheiten der Binderkonstruktion sich von der nicht ganz einfachen technischen Sachlage überhaupt einen Begriff machen können. Es seien daher hier einige zeichnerische Angaben nachgeholt, die ein besseres Verständnis der Sachlage ermöglichen dürften.

Die eisernen Binder waren, wie auch schon aus der Beschreibung des Herrn Geheimrat Hertwig hervorgeht, auf Mauern von $1^1/_2$ Stein Stärke und 8 m freier Höhe aufgelagert (Abb. 1). Herr Geheimrat Hertwig hat aber übersehen, den wichtigen Umstand zu erwähnen, daß diese Binder nicht — wie dies wohl selbstverständlich beabsichtigt war — zentrisch, sondern aus Nachlässigkeit bei der Ausführung mit einer Exzentrizität von rd. 6 cm nach außen aufgelagert waren (Abb. 2). Die Kantenpressungen des Mauerwerkes waren infolge dieser Exzentrizität doppelt so groß, wie dies bei der vorhandenen Belastung, jedoch bei richtiger (mittiger) Lagerung, der Fall gewesen wäre. Die Resultierende lag an der Grenze des Kerns und so war der Spannungszustand des Mauerwerks gegenüber einer etwaigen weiteren Verschiebung der Resultierenden nach außen viel empfindlicher als bei mittiger Auflagerung. Die Tatsache der exzentrischen Auflagerung der Binder, deren Kenntnis für die richtige Beurteilung des Bauunfalles nach Ansicht des Verfassers unerläßlich ist, wurde von keiner Seite bestritten und wird auch in der Urteilsbegründung ausdrücklich angeführt.

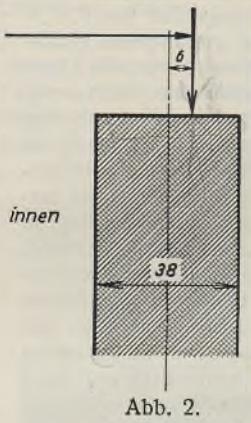


Abb. 2.

Ebensowenig wurde bestritten, daß unter dem Einfluß der vor dem Einsturz wirkenden Last in einem beträchtlichen Teil der Untergurtknotenbleche die Streckgrenze längst, und zwar weit überschritten war; das Material befand sich bereits im Fließzustand, was bekanntlich beträchtliche Formänderungen des Untergurtes zur Folge hat und sich auf diese Weise bis zu den Auflagern auswirken mußte.

Die obenerwähnte Exzentrizität von 6 cm beruht zudem auf der Voraussetzung, daß die Abweichung von der Mauermitte auf beiden Seiten des Gebäudes genau gleich war. Nun sind aber gewisse Ungenauigkeiten bei der Montage nicht zu vermeiden und so besteht ohne weiteres die Möglichkeit, ja sogar die Wahrscheinlichkeit, daß die Exzentrizität auf der einen Seite z. B. nur 5 cm, auf der anderen Seite dagegen 7 cm betragen hat oder noch mehr. Ob eine solche Ungleichmäßigkeit in den Exzentrizitäten tatsächlich vorhanden war, läßt sich natürlich nach dem Einsturz in keiner Weise mehr feststellen. Dazu kommt auch der Einfluß der Formänderung der Knotenbleche, ebenfalls von der Größenordnung von etwa 1 cm. Faßt man noch die von Herrn Geheimrat Hertwig selbst angeführte „mögliche weitere Ursache eines Schiefstehens der Umfassungsmauern an irgendeiner Stelle" ins Auge (was auch nach Ansicht des Verfassers möglich ist), so kommt dem Vorhandensein der Exzentrizität erst recht eine weitere Bedeutung zu, da bei der von Anfang an vorhandenen theoretischen Abweichung von 6 cm von der Mauermitte jede weitere Unregelmäßigkeit sich in ganz erheblich höherem Maße auswirken mußte als bei theoretisch mittiger Auflagerung; in letzterem Falle wäre gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen ein um 6 cm größerer Spielraum vorhanden gewesen.

Es besteht also die Tatsache, daß ein Binder mit einem weit über die Streckgrenze hinaus beanspruchten Knotenblech auf eine schlanke Mauer exzentrisch gelagert war, und zwar so, daß die durch das Fließen des Knotenbleches hervorgerufenen Formänderungen die Exzentrizität der

Auflagerung vergrößern und den Spannungszustand der Mauern in einer sehr empfindlichen Weise beeinträchtigen mußten.

Unter Beachtung dieser Umstände dürfte also die von Herrn Geheimrat Hertwig bemängelte Feststellung des Gerichts, daß die Einsturzursache in einer Wechselwirkung zwischen der Schwäche der Binderkonstruktion und der Schwäche der Seitenmauern des Gebäudes zu erblicken sei, in einem ganz anderen Lichte erscheinen. Es handelt sich hier nicht darum, daß sich das Gericht aus verschiedenen „Einzelangaben der Sachverständigen" eine „eigene" Erklärung für den Einsturz zurechtgelegt hat, wie Herr Geheimrat Hertwig meint. Das Gericht hat vielmehr der übereinstimmend geäußerten Ansicht mehrerer Sachverständigen entnommen, daß das ganze Bauwerk sich in einem labilen Gleichgewichtszustand befunden hat, wie dies auch Herr Geheimrat Hertwig zugibt. Dieser labile Zustand äußerte sich darin, daß sowohl die Binderkonstruktion als auch die Mauern weit, weit über das zulässige Maß beansprucht und miteinander so verbunden waren, daß durch die Überbeanspruchung des einen Baugliedes die Gefahr für das andere vergrößert wurde. Diese auch wohl von Herrn Geheimrat Hertwig nicht bestrittene Tatsache findet in der obenerwähnten Feststellung des Gerichts einen ganz zutreffenden Ausdruck. Die Frage der Gleit- oder Kipplager ist dabei nicht von wesentlicher Bedeutung.

Für die zweite von Herrn Geheimrat Hertwig angenommene mögliche Ursache des Einsturzes, daß diese mit Mängeln in den Fundamenten zusammenhängen könnte, fehlte jeder Anhaltspunkt. Der örtliche Befund widerspricht sogar ausdrücklich einer solchen Hypothese, denn die Kellermauern sind auch nach dem Einsturz unversehrt geblieben, wie dies ebenfalls von keiner Seite bestritten wurde.

Wenn es überhaupt je möglich ist, bei der Ursachenermittlung eines Bauunfalls die sogenannte „höhere Gewalt" auszuschließen, so gehört der Frankfurter Fall sicher zu denjenigen, bei welchen die Gründe in der menschlichen Fahrlässigkeit und Unkenntnis zu suchen — und auch zu finden sind.

In der Urteilsbegründung wird u. a. gesagt:

„Keiner der Sachverständigen ist in der Lage gewesen, auf die irgendwie greifbaren Möglichkeiten von technischen Ursachen für den Einsturz hinzuweisen, die nicht etwa mit der Schwäche der Binderkonstruktion oder der Schwäche der Mauern in Verbindung stehen."

Ferner: „Wenn man hier die Gesamtheit aller Umstände berücksichtigt, wie sie sich aus der Beurteilung des Gebäudes in seinem früheren Zustand, aus der Würdigung des Umbauprojektes vom Standpunkt der anerkannten Regeln der Baukunst, aus der Art der Durchführung der Umbauarbeiten, aus dem Zustand des Gebäudes unmittelbar vor dem Einsturz und aus dem Befund nach dem Einsturz ergeben, dann wird man nicht leicht geneigt sein, diesen Einsturz auf das rätselhafte Zusammenwirken unbekannter Ursachen zurückzuführen." Jeder dieser, mit Bezug auf das Gutachten Hertwig geäußerten Erwägungen kann der Unterzeichnete ohne Vorbehalt beipflichten.

Der Standpunkt von Herrn Geheimrat Hertwig läßt sich wohl dahingehend zusammenfassen, daß es nach seiner Ansicht trotz aller Fehler und Mängel, welche am Bau begangen worden sind, denkbar gewesen wäre, daß der Bau nicht einstürzte, und daß vielleicht noch irgendeine bei der Gerichtsverhandlung nicht aufgeklärte bzw. nicht zur Sprache gekommene Ursache dabei auch eine Rolle gespielt hat.

Bei jedem Bauunfall handelt es sich um einen einmaligen Vorgang, dessen Einzelheiten in ihrer Gesamtheit und insbesondere in der gleichzeitigen Zusammenwirkung niemals wiederholt werden können. Beim Suchen nach einer Unfallursache ist es also nicht möglich, dieselbe mit einer solchen Sicherheit eindeutig zu finden, wie z. B. bei einem Vorgang, der beliebig oft wiederholt werden kann. Gelingt es aber, nachzuweisen, daß der Unfall durch eine Reihe von Unterlassungen und Fehlern kausal bedingt ist, wie dies hier nach Überzeugung des Verfassers nachgewiesen und vom Gericht dem Urteil zugrunde gelegt wurde, so ist eine Verurteilung der Angeklagten bei allem menschlichen Wohlwollen nicht zu vermeiden. In solchen Fällen ist nicht die Verurteilung ein Fehlurteil, sondern ein Freispruch müßte als ein solches bezeichnet werden, worüber sich der Verfasser seinerzeit an anderer Stelle geäußert hat[1]).

Nimmt man den von Herrn Geheimrat Hertwig ausgesprochenen Satz als richtig an, daß der Einsturz nicht erfolgt wäre, wenn der ganze Bau z. B. nach demjenigen Projekt ausgeführt worden wäre, welches eine andere Bauunternehmerfirma vorgeschlagen hatte, wenn man also zwecks Entlastung der Mauern Stahl- oder Eisenbetonrahmen gestellt hätte usw., so folgt daraus erst recht mit zwingender Logik, daß die Handlungen bzw. Unterlassungen der Angeklagten für den Einsturz eine conditio sine qua non gewesen sind.

Wenn es den Angeklagten nicht gelungen ist, eine, wie ohne weiteres zuzugeben sei, schwierige Aufgabe richtig zu lösen, so haben sie dadurch an sich sicherlich noch keine der üblichen Regeln der Technik verletzt, worin Herrn Geheimrat Hertwig zuzustimmen ist. Wenn aber die Angeklagten durch eine Reihe von Fahrlässigkeiten den Einsturz und somit den Verlust von vier Menschenleben und die Verletzung von zwölf Menschen verschuldet haben, so ist ein Freispruch im moralischen Sinne, wie dies Herr Geheimrat scheinbar wünscht, schlechterdings nicht möglich. Dabei ist es durchaus irreführend, die begangenen Fehler mit den bei irgendeinem Bau „üblichen Verfehlungen" zu vergleichen. Es sei zugegeben, daß praktisch in sehr vielen Fällen Verstöße und auch grobe Verstöße gegen die Bestimmungen und gegen anerkannte Regeln der Baukunst vorkommen, die aber doch nur in ganz seltenen Ausnahmefällen so weit gehen dürften, wie z. B. die vorstehend erörterte Überbeanspruchung der Knotenbleche weit über die Streckgrenze hinaus oder eine bewußte, stark exzentrische Belastung einer schlanken Mauer u. dgl. Wo sollten wir im Bauwesen hinkommen, wenn solche Verfehlungen als üblich bezeichnet und entschuldigt werden sollten!

Bei der Wertung des Urteils ist ferner zu beachten, daß es im praktischen Leben leider nicht möglich ist, die menschlichen Handlungen lediglich nach ihrem Ausgangspunkt zu beurteilen, daß vielmehr das Gericht die Folgen dieser Handlungen nicht außer acht lassen kann. Es dürfte z. B. im Eisenbahnbetrieb manchmal vorkommen, daß eine Strecke zu früh freigegeben wird. Vielfach wird dies gar nicht bemerkt und wenn es bemerkt wird, so kommt der Beamte mit einem Verweis oder einer Geldstrafe davon. Führt aber eine solche Unterlassung zu einer Katastrophe und zum Verlust von Menschenleben, so wird dieselbe Tat, die sonst vielleicht ganz unbestraft bleibt, durch eine schwere Gefängnisstrafe geahndet.

Wenn Verfasser im übrigen zum ergangenen Urteil, welches inzwischen durch die Entscheidung des Reichsgerichtes rechtskräftig geworden ist, ebenfalls Stellung nehmen darf, so möchte er zum Ausdruck bringen, daß nach seiner Ansicht das Gericht bei der Abwägung der gegenseitigen Schuld der beiden Angeklagten zu sehr rein formaljuristischen Überlegungen gefolgt ist und den praktischen Gepflogenheiten, insbesondere der Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt am Bauwerk, zu wenig Rechnung getragen hat. Auf diese Weise ist dem Architekten eine viel größere Schuld und Strafe zugemessen worden, als es bei besserer Berücksichtigung der alltäglichen Erfahrungen des Berufslebens der Fall gewesen wäre.

Die Ansichten über technische und noch mehr über menschliche Dinge gehen immer weit auseinander und es dürfte kaum je ein Urteil gefällt worden sein, welches von allen Beteiligten ohne jeden Widerspruch mit innerer Befriedigung aufgenommen wurde. Die Tatsache, daß der Verfasser den Aufsatz von Herrn Geheimrat Hertwig nicht ohne Erwiderung lassen konnte, ferner die Tatsache, daß innerhalb der technischen Sachverständigen sehr verschiedene, sich teilweise widersprechende Ansichten laut geworden sind, beweist am besten die großen Schwierigkeiten, die wahren Gründe eines Bauunfalles eindeutig, d. h. für alle Beteiligten überzeugend zu ermitteln. Eine solche Übereinstimmung ist aber auch dann nicht zu erwarten, wenn unter den Richtern technische Fachleute sitzen würden, die auf das Urteil einen mitbestimmenden Einfluß hätten. Trotzdem hat der Unterzeichnete auf Grund seiner langjährigen Erfahrungen bei zahlreichen ähnlichen Prozessen die Überzeugung gewonnen, daß durch die Zuziehung von technisch gebildeten Fachleuten zum Richteramt in solchen Fällen eine erhebliche Verbesserung unserer Rechtsprechung erreicht und insbesondere manche Härte gemildert werden könnte. Der Strafrichter, der unmöglich in technischen Fragen einen verwickelten Sachverhalt maßgebend beurteilen kann, würde es sicher im Interesse einer zutreffenden Rechtsprechung begrüßen, wenn durch die Reform der Strafprozeßordnung die Möglichkeit geboten würde, daß zukünftig bei ähnlichen Prozessen auch technisch gebildete Juristen oder juristisch gebildete Techniker unter den Richtern tätig sind.

Bei dem Frankfurter Prozeß muß die große Gründlichkeit, und auch der Scharfsinn anerkannt werden, mit welchem die Einzelheiten dieses verwickelten Falles verfolgt und von den technisch nicht gebildeten Richtern erkannt worden sind. Daß dabei einige Mißverständnisse unterlaufen sind, die aber nach Ansicht des Verfassers auf die Urteilsbegründung ohne Einfluß waren, ist in Anbetracht der vorher geschilderten Umstände ganz selbstverständlich.

Durch Herrn Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. Hertwig-Berlin ist mir, als einem der gerichtlichen Sachverständigen, die neben Herrn Prof. Dr. Kleinlogel-Darmstadt in dem Frankfurter Kinoeinsturz-Prozeß in der ersten Instanz mitgewirkt haben, das zweitinstanzliche Urteil zur Kenntnis gegeben, nachdem ich die Berufung als gerichtlicher Sachverständiger in der zweiten Instanz auf Grund gerichtsärztlichen Zeugnisses habe ablehnen müssen und ich statt meiner Herrn Geheimrat Hertwig vorgeschlagen hatte. Letzterer hat mir infolge dieser Sachlage die vorstehenden Auslassungen von Prof. Dr. Kleinlogel zur Äußerung vorgelegt. Mit beiden stimme ich in der allgemeinen Forderung einer Reform der Gerichtsbarkeit in technischen Dingen vollauf überein. So gut wie es ein Handelsgericht gibt, ließe sich auch ein Gericht in technischen Angelegenheiten unter Leitung eines Juristen einrichten. Sache der tech-

[1]) Kleinlogel „Der Deckeneinsturz im Mossehaus und die Fachwelt". B. u. E. 1925, Heft 14.

nischen Verbände ist es, mit größtem Nachdruck die dahingehenden Bestrebungen zu unterstützen und nicht nachzulassen, bis es erreicht ist. Fälle, wie das Urteil in Frankfurt, müssen gesammelt werden und als Beweise für die Reformbedürftigkeit der Rechtsprechung in technisch schwierigen Dingen dienen. Im Gewirre ganz nebensächlicher, in die Irre führender Zeugenaussagen, die das Zehnfache an Zeit erfordern als die Vernehmung der Sachverständigen am Schlusse einer mehrtägigen Gerichtsverhandlung, ist meiner festen Überzeugung nach im Fall Frankfurt der Richter verleitet worden, über wichtige technisch-wissenschaftliche Meinungsverschiedenheiten hinweg nach Erkenntnissen zu suchen, zu denen er absolut nicht fähig ist.

In diesem Falle handelte es sich bei dem eingestürzten Bauwerk um die Frage, ob die Schuld an der gemauerten Umfassungsmauer oder an der eisernen Dachkonstruktion liegt. Nicht ein Kubikzentimeter Eisenbeton stand hierbei in Frage.

1. Im erstinstanzlichen Urteil ist behauptet, daß die Risse eines Knotenbleches der Dachbinder nach Maßgabe des theoretisch-wissenschaftlichen Gutachtens von Kleinlogel im Gegensatz zu dem meinigen beweisen, daß die Eisenkonstruktion die alleinige Ursache des Einsturzes gewesen sei. Ich habe eingehend begutachtet, daß die sehr umfangreichen Berechnungen von Kl. abwegig seien, da sie den Schluß ziehen, die Spannung im Knotenblech sei infolge einer Zusatzbelastung durch Schnee um 25 kg/m² dabei plötzlich über die Bruchgrenze von 4260 kg/cm² geschritten und so sei Riß und Einsturz erzeugt. Solch eine Spannungsberechnung kann höchstens pädagogischen Wert haben, nicht aber zur zweifelsfreien Aufklärung eines Einsturzes dienen. Sie war tatsächlich falsch, weil sie bei einem Eisenfachwerk, besonders bei einem so kurzstäbigen wie dem vorliegenden und beim Überschreiten der Streckgrenze ohne Berücksichtigung aller Nebenumstände nicht mehr gelten kann. Ein von mir nachgeprüfter Belastungsversuch an dem gleichen Binder wie dem in Frage stehenden hat dagegen erwiesen, daß selbst bei höheren Belastungen als die rechnungsgemäße der Binder in vollem Maße sich noch elastisch verhalten hat und die fast ganz zurückgegangene Durchbiegung in Wirklichkeit nur die Hälfte der theoretisch ermittelten betragen hat. Ich habe nicht die Binder, sondern die Mängel der alten Umfassungsmauern, die beim Ausbau der Decken unversteift geblieben sind, mit anderen Sachverständigen als die Ursache hingestellt.

2. Nach dem zweitinstanzlichen Urteil hat dagegen Herr Prof. Kleinlogel sein Gutachten dahin abgeändert, daß die Binder nur noch als die „wahrscheinliche" Ursache des Einsturzes zu gelten haben und er hat allgemein erklärt, daß das ganze Bauwerk sich in einem Gefahrenzustande befunden habe, d. h. daß auch die Mauern mit schuld am Einsturz sein könnten.

Nun hat das Gericht, in eigener Erkenntnis technischer Zusammenhänge, eine „Wechselwirkung" konstruiert, die ich mit Hertwig für willkürlich und falsch halte, und auch die neuerliche Kleinlogelsche Inschutznahme der richterlichen Erkenntnis geht fehl.

Die ersten Untersuchungen nach dem Einsturz sind vom gerissenen Knotenblech ausgegangen und haben sich lediglich auf die Binder beschränkt und alle anderen Möglichkeiten zur Aufklärung der Einsturzursache sind, gelinde gesagt, vernachlässigt. Über den Zustand der Mauern unmittelbar vor dem Einsturz und die genaue Darlegung des Ausbaues der Decken, das mehr oder weniger gewaltsame Herausreißen der mit den Außenmauern stark verankerten Unterzüge, kurz über die Lagerung und den Zusammenhang der Deckenkonstruktion mit der Mauer ist nichts untersucht. Läge die Ursache aber in diesen Bauvorgängen, so sind der schwache Dachbinder und die schwache unnachgeprüfte Mauer weder einzeln noch in Wechselwirkung schuld am Einsturz und die Schuldfrage zielt auf andere Ursachen als in der „Wechselwirkung" angenommen. So ist die Sachlage einseitig und zum mindesten zweifelhaft geblieben.

In dubio pro reo.

Mit Hertwig behaupte ich aber, das Urteil ist und bleibt ein Fehlurteil.

Bernhard.

Stellungnahme zu den Ausführungen des Herrn Baurat Dr.-Ing. ehr. Bernhard.

Zu den Ausführungen des Herrn Baurat Dr.-Ing. ehr. Bernhard erlaubt sich der Unterzeichnete folgendes zu bemerken:

Zu 1. Den von Herrn B. erwähnten Belastungsversuch an einem fertigen Binder hat der Unterzeichnete in einem besonderen dem Gericht eingereichten Gutachten in allen Einzelheiten eingehend besprochen. Es fehlte bei diesem Versuch jede Kontrolle der aufgebrachten Lasten; die Durchbiegungsmessung, auf welche sich Herr B. bezieht, war besonders ungenau und unzuverlässig und führte zu ganz groben Widersprüchen. Es würde zu weit führen, hier die Einzelheiten zu wiederholen.

Im übrigen hat der Unterzeichnete vor dem Gericht die sachgemäße Probebelastung eines Binders unter entsprechenden Versuchsbedingungen mit zuverlässigen Meßapparaten stets befürwortet und bedauert wiederholt, daß das Gericht den betr. Antrag abgelehnt hat.

Zu 2. Sowohl in seinem ausführlichen erstinstanzlichen Gutachten als auch während der Verhandlungen in I. und II. Instanz hat der Unterzeichnete mehrfach ausdrücklich darauf hingewiesen, daß nach Erreichung der Streckgrenze der Spannungsverlauf im Knotenblech nicht mehr geradlinig ist und daß somit die unter Voraussetzung der Gültigkeit des Navierschen Gesetzes erhaltenen rechnungsmäßigen Werte keine tatsächlichen Spannungen mehr, sondern nur noch als für die Größenordnung dieser Spannungen charakteristische Zahlen zu betrachten sind. Es ist unverständlich, wie Herr B. diese Ermittlungen jetzt als „falsch" bezeichnen kann, nachdem er dieselben in der I. Instanz selbst als „elementar richtig" beurteilt hat. Eine ganz ähnliche Berechnung von zwei verschiedenen Knotenblechen mit den Endergebnissen von $\sigma_{II} = 4793$ bzw. $\sigma_{II} = 4685$ kg/cm² befindet sich in der fünften Auflage des bekannten „Taschenbuches für Bauingenieure" von Förster, I. Bd., S. 232. (Diese Auflage ist ein Jahr nach der Erstattung des Gutachtens des Unterzeichneten erschienen, die betr. Berechnung war in der vierten Auflage noch nicht enthalten.) Nach Ansicht von Herrn B. wären also auch diese Beispiele und die dort gezogenen Schlußfolgerungen „falsch". Die vom Unterzeichneten durchgeführten eingehenden Knotenblechversuche, die auch Herr Geheimrat Hertwig in seiner Äußerung erwähnt hat, haben gezeigt, daß der Spannungsverlauf bis zur Erreichung der Streckgrenze tatsächlich mit sehr großer Annäherung geradlinig ist, daß aber bei dem in Frage stehenden Versuchsknotenblech nach Erreichung einer Stabkraft von rd. 40 t ein starkes Fließen eingetreten ist. Es dürfte somit kein Zweifel darüber bestehen, daß die Untergurtknotenbleche der wirklichen Binder vor dem Einsturz unter dem Einfluß einer Stabkraft von 49 t schon starke Formänderungen erlitten haben. Ob diese Formänderungen in der Unterkante 1 cm, oder nur 0,5 cm betragen haben, ist grundsätzlich ohne Belang. Die Schätzung von etwa 1 cm entspricht übrigens den bei den Versuchen gemachten Beobachtungen und festgestellten Werten, ist also durchaus keine willkürliche Annahme.

Die von Herrn B. angedeuteten möglichen Ursachen sind in der Gerichtsverhandlung, insbesondere bei der II. Instanz von mehreren Sachverständigen erörtert worden, doch fehlte jeder Beweis für eine auch nur geringe Wahrscheinlichkeit dieser Gründe.

Jedenfalls hat das Gericht „dem Grunde nach" sicher kein Fehlurteil gefällt — „der Höhe nach" kann man verschiedener Ansicht sein.

Kleinlogel.

Da sich die vorstehende Auseinandersetzung an mein Nachwort zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt/Main im Heft 8, Jahrgang 1929 anschließt, ist mir wohl ein kurzes Schlußwort gestattet.

Ich glaube aus den Ausführungen des Herrn Kleinlogel entnehmen zu können, daß meine Behauptung, das Frankfurter Urteil sei ein Fehlurteil, richtig ist. In meinem genannten Aufsatz habe ich diese Behauptung hauptsächlich dadurch bewiesen, daß ich die vom Gericht selbst gefundene Einsturzursache, die Wechselwirkung zwischen Binder und Mauer, in der vom Gericht beschriebenen Weise als unzutreffend bezeichnet habe. Die Strafkammer hat die Wechselwirkung angenommen, weil ein Gleit- und Kipplager an den Bindern gefehlt hätten und daher ein Arbeiten des Binders an der Mauer bei Temperaturänderungen und Durchbiegungen stattgefunden hätte. Diese Wechselwirkung hätte die schwachen Binder und Mauern weiterhin so weit geschwächt, daß ein Einsturz erfolgt wäre. Herr Kleinlogel sieht die Wechselwirkung in einem Umstand, der im Urteil in keiner Weise erwähnt worden ist. Er behauptet, an dem hoch beanspruchten Knotenblech seit bereits ein Fließen erfolgt. Durch das Fließen und die Verlängerung des Untergurtes hätte der exzentrisch gelagerte Binder noch ungünstiger auf die Mauer gewirkt und sie zum Einsturz gebracht. Es scheint mir nicht angängig, die vom Gericht klar beschriebene Wechselwirkung in einem Sinne zu deuten, der sich mit den Worten des Urteiles nicht in Einklang bringen läßt. Die verschiedenartige Deutung der Wechselwirkung durch die Strafkammer und durch Herrn Kleinlogel scheint mir auch zu beweisen, wie unklar die vom Gericht angenommene Wechselwirkung überhaupt ist.

Ferner sei noch auf einen Punkt in den Ausführungen des Herrn Kleinlogel hingewiesen. Er spricht mehrfach davon, daß an dem hoch beanspruchten Knotenpunkt bereits ein Fließzustand eingetreten und die Bruchgrenze weit überschritten sei. Durch die Beweisaufnahme und die Versuche des Herrn Kleinlogel ist aber nur bewiesen, daß eine örtliche Beanspruchung über die Fließgrenze hinaus an einer Stelle des Knotenbleches wohl stattgefunden hat, daß aber nach dem Spannungsausgleich an dieser Stelle mit der Nachbarschaft die Tragfähigkeit des Binders noch keineswegs erschöpft war, denn auch in den Versuchen des Herrn Kleinlogel lag die Bruchgrenze dieses Knotenpunktes höher als die Belastung, die im Augenblick des Einsturzes auf diesen Knotenpunkten entfallen sein kann.

Hertwig.

INHALT: Welche Vorteile erwachsen der deutschen Wirtschaft durch Schweißung im Stahlbau? — Flugzeughallen des Braunschweiger Flughafens. — Neubau eines Lager- und Versandhauses der Senkingwerk A.-G. in Hildesheim. — Unterführung der Moltkestraße in Duisburg. — Zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. Main.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 13. Juni 1930 | Heft 12

Versuche an Nieten aus Siliziumbaustahl und gewöhnlichem Nietstahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Gaber**, Karlsruhe.

Zusammenfassung. Beim Herausdrücken von 26-mm-Nieten aus gewöhnlichem Baustahl und aus Siliziumstahl aus verschieden starken Blechpaketen wurde die dabei aufzuwendende Kraft und Arbeit festgestellt bei Hand- und Maschinennietung mit und ohne vorheriges Abschrecken des Schließkopfendes. Wider Erwarten ist die Nietung mit der Kniehebelpresse der mit dem Preßlufthandhammer bedeutend unterlegen. Als Grenzklemmlängen für 26 mm Nietdurchmesser ergibt sich beim gewöhnlichen Baustahl $5 \times d = 130$ mm, beim Siliziumstahl aber $6 \times d = 156$ mm. Zum Schlusse wird ein Vorschlag für die Verbesserung der Maschinennietung gemacht.

Anläßlich der letzten großen Brückenwettbewerbe hat es sich gezeigt, daß über starke Niete noch manche Meinungsverschiedenheiten bestehen und daß Versuche darüber noch kaum vorliegen. Der Einfluß auf die konstruktive Gestaltung großer Brücken ist aber bedeutend, und das Bedürfnis nach Klärung der verschiedenen umstrittenen Fragen ist dringend. Es ist daher dankenswert, daß bei einem großen Stahlbau der neuesten Zeit die Güte der Nietarbeit bei starken Nieten aus Siliziumstahl (St Si) in Abhängigkeit von

1. der Klemmlänge des Nietes,
2. der Art der Nietung, in meiner Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen an der Technischen Hochschule Karlsruhe festgestellt werden durfte.

Zu diesem Zwecke wurden in ein Flachstahlpaket eine Reihe von Nieten mit dem Handhammer und der Kniehebelpresse geschlagen, danach die Setzköpfe abgehobelt und die Niete wieder herausgedrückt. Als Maßstab für die Güte der Nietarbeit sollte dienen:

1. die größte zum Herausdrücken eines Nietes nötige Kraft, „Reibungskraft" genannt,
2. die zum Herausdrücken nötige Arbeit, „Reibungsarbeit" genannt,
3. der Weg, den der Niet nur unter Kraftaufwand dabei zurücklegt,
4. die Verdickung des Schaftes am geschlagenen Niet gegenüber dem Rohniet, „Stauchwirkung" genannt.

Als Ergänzung hierzu wurde die gleiche Untersuchung dann an gleich starken Nietverbindungen aus gewöhnlichem Nietstahl (St 34) durchgeführt zu dem Zwecke, auch den Einfluß der Stahlsorte auf die Güte der Nietarbeit festzustellen.

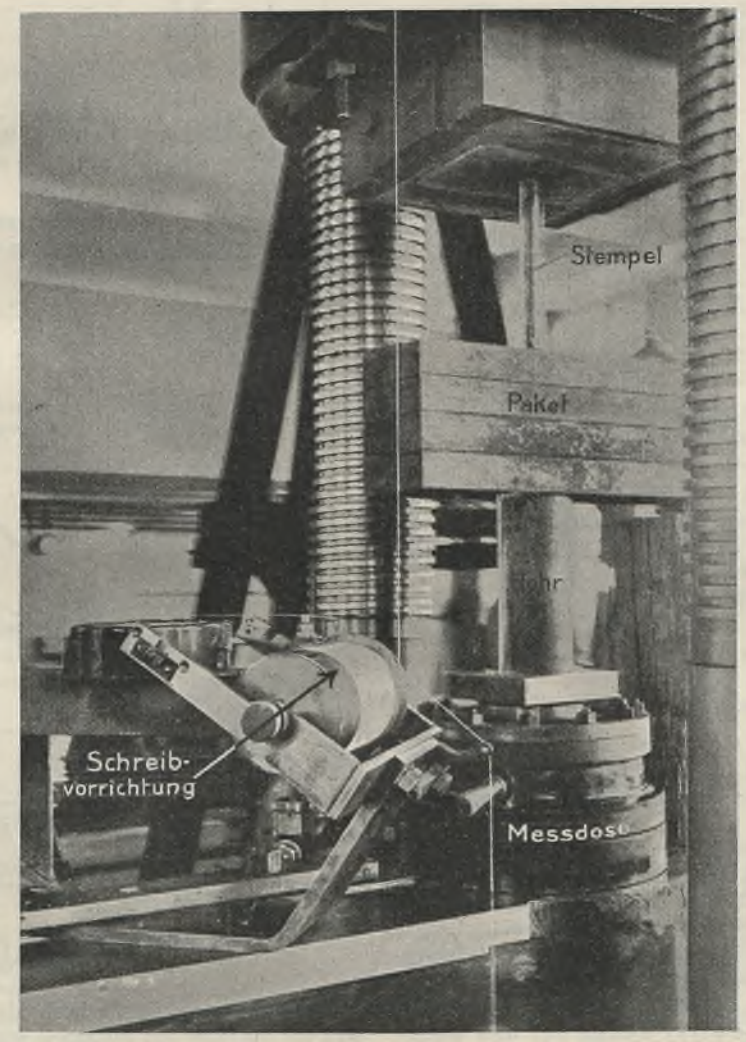


Abb. 1. Die Versuchseinrichtung zum Herausdrücken der Niete. Auf dem Paket der Stahlstempel $\varnothing = 25$ mm, der den Niet aus dem Paket heraus in das untere Rohr drückt. Unten die Meßdose zur Kraftmessung. Links die selbsttätige Schreibvorrichtung.

Um möglichst gleiche Verhältnisse zu schaffen, werden die St 34-Niete in die gleichen Flachstahlpakete geschlagen, in denen vorher die Siliziumstahlniete saßen, so daß die Lochdurchmesser bei beiden Versuchsreihen praktisch die gleichen sind.

Als Nietdurchmesser wurde der größte bei diesem großen Brückenbauwerk vorkommende Nietdurchmesser $d = 26$ mm gewählt, d. h. die fertigen Nietlöcher erhielten diesen Durchmesser. Der Schaft der Rohniete hatte in der Mitte gemittelt 24,26 mm Durchmesser.

Durch Aufeinanderlegen von Platten aus gewöhnlichem Baustahl wurden die Klemmlängen l gleich der summierten Plattenstärke erreicht von

$l = 105 \quad 115 \quad 130 \quad 140 \quad 160$ mm
oder $l = \quad 4 \quad 4{,}4 \quad 5 \quad 5{,}4 \quad 6{,}2 \times d$.

Die Plattenpakete wurden an beiden Enden durch 23 mm starke Heftniete zusammengehalten.

Von jeder Klemmlänge wurden je drei Niete mit dem schweren Preßlufthandhammer und je drei Niete mit der Kniehebelpresse in üblicher Weise geschlagen. Bei der Handnietung (Hammernietung) dauerte die Kraftwirkung etwa 20 bis 25 sek, bei der Maschinennietung (hydraulische Presse) wirkte ein Schließdruck von 45 bis 50 t etwa 2 bis 3 sek lang auf den Niet.

Bei den drei großen Klemmlängen wurden außerdem je drei Niete mit dem Preßlufthandhammer und je drei Niete mit der Kniehebelpresse geschlagen, aber erst nachdem die hellrotwarmen Niete am Schließkopfende auf $^1/_3$ der Schaftlänge etwa 2 sek lang in kaltem Wasser bis auf Dunkelrotglut abgeschreckt waren.

Es wurden bezeichnet:

Niete geschlagen mit Preßlufthammer . . . . . *H*
Niete geschlagen mit Preßlufthammer nach Abschrekken des Schließkopfendes *Ha*
Niete geschlagen mit Kniehebelpresse (Maschinennietung) . . . . . *M*
Niete geschlagen mit Kniehebelpresse nach Abschrekken des Schließkopfendes *Ma*.

Die Versuchskörper wurden von einer führenden Brückenbauanstalt nach Angabe hergestellt.

Vor dem Einziehen der Versuchsniete wurde an den gebohrten Nietlöchern der genaue Durchmesser am Anfang d_a und am Ende d_e des Loches gemessen. Es ergab sich:

bei Klemmlänge $l = 105 \quad 115 \quad 130 \quad 140 \quad 160$ mm
$d_a - d_e = 0{,}33 \quad 0{,}30 \quad 0{,}20 \quad 0{,}14 \quad 0{,}09$ mm
Gesamtmittel $d_a - d_e = 0{,}21$ mm.

Die Niete wurden entgegengesetzt der Bohrrichtung der Nietlöcher in die Pakete eingesetzt. Der Schließkopf lag also überall an dem Bohrlochanfang.

Zur Vornahme der Versuche wurden die Setzköpfe der Versuchsniete abgehobelt. Darauf wurden die Niete mit einem zylindrischen Stempel aus Stahl von 25 mm Durchmesser nach Abb. 1 unter einer Presse mit hydraulischem Antrieb herausgedrückt. Mit einer Meßdose für Kräfte bis zu 30 000 kg wurde die zum Herausdrücken der Niete erforderliche Kraft an einem Manometer abgelesen. Durch eine besondere Vorrichtung wurde die Kraft als Funktion des Nietweges außerdem selbsttätig aufgezeichnet.

Immer nachdem ein Niet vollständig herausgedrückt war, wurde an vier Stellen des Nietschaftes die Schaftdicke an zwei zueinander senkrechten Durchmessern gemessen. Gleichzeitig wurden von jeder Nietlänge je fünf Rohniete auf gleiche Weise gemessen und die Mittelwerte gebildet.

Durch Vergleich des gemittelten Durchmessers d am herausgedrückten Niet mit Durchmesser d_o an der entsprechenden Meßstelle des Rohnietes wurde die bei der Nietarbeit an dieser Stelle des Nietschaftes erreichte Stauchwirkung gefunden zu $\Delta d = d - d_o$.

Die Versuchsergebnisse.

Kraft und Arbeitsaufwand beim Herausdrücken der Niete.

a) Siliziumstahl-Niete.

Bei allen vier Nietungsarten nahm anfänglich die zum Herausdrücken notwendige Kraft rasch zu, ohne daß die Niete dabei einen erheblichen Weg zurücklegten. Nach Erreichung eines gewissen Höchstwertes fiel die Kraft rasch ab, wobei die Wege dann rasch zunahmen. Dieses erste Maximum an sogenannter Reibungskraft wurde mit P_1 bezeichnet und ist in Liste 1 immer als Mittel von je drei Nieten enthalten.

Liste 1.
Reibungskraft P_1 in kg. (Mittelwerte aus je 3 Nieten.)

l in mm	Stahlsorte	105	115	130	140	160	Mittel
H	St Si	3450	2870	4260	2230	4300	3420 (3590)
	St 34	2500	1800	1833	1970	1470	1915 (1758)
M	St Si	230	730	2330	970	1400	1130 (1570)
	St 34	1417	733	1133	1733	1100	1223 (1322)
Ha	St Si	—	—	1830	2400	2400	2210
	St 34	—	—	3900	970	1533	2134
Ma	St Si	—	—	2500	1400	3330	2410
	St 34	—	—	300	533	1570	801

Die in Klammer gesetzten Werte bedeuten die Mittel nur für die Klemmlängen 130, 140 und 160 mm zum Vergleich mit den *Ha*- und *Ma*-Nieten.

Es zeigt sich deutlich ein Abfall der Maschinennietung gegenüber der Handnietung; denn weitaus am schlechtesten verhalten sich die *M*-Niete. Ein Einfluß der Klemmlänge auf die Reibungskraft P_1 ist nicht erkennbar.

Das Abschrecken der Niete hat bewirkt
bei den handgeschlagenen Nieten
im allgemeinen eine Verringerung,
bei den maschinengeschlagenen Nieten
im allgemeinen eine Vergrößerung
dieser Reibungskraft P_1.

Im großen Gesamtmittel sitzen die *H*-Niete fast dreimal so fest wie die *M*-Niete, während zwischen den *Ma*- und *Ha*-Nieten ein wesentlicher Unterschied nicht besteht.

Ein weiterer Maßstab für die Güte der Nietarbeit ist vielleicht der „Reibungsweg" s, auf welchem beim Herausdrücken eine Kraftwirkung ausgeübt werden mußte, also die Rutschlänge des Nietes, bis er mit der Hand herausgenommen werden konnte oder von selbst herausfiel. Liste 2 enthält die Mittelwerte hierfür. Im großen ganzen nimmt der Reibungsweg s mit wachsender Klemmlänge zu. Diese Zunahme ist besonders groß bei den Nieten *H* und *Ha*.

Das Abschrecken der Niete bewirkt weder bei den handnoch bei den maschinengeschlagenen Nieten eine Vergrößerung des Reibungsweges.

In der Liste 3 ist der Reibungsweg s in % der Klemmlänge angegeben. Hier zeigt sich die Überlegenheit der Handnietung gegenüber der Maschinennietung. Bei den großen Klemmlängen beträgt der Reibungsweg 76 und 80% der Klemmlänge bei den *H*- und *Ha*-Nieten, während bei den *M*- und *Ma*-Nieten der Reibungsweg nur 16 und sogar nur 8% der Klemmlänge ist. Alle maschinengeschlagenen Niete fallen also schon aus ihrem Nietloch, nachdem sie nur $^1/_7$ ihrer Länge herausgedrückt worden sind.

Liste 2.
Reibungsweg s in mm. (Mittel aus je 3 Nieten.)

l in mm	Stahlsorte	105	115	130	140	160	Mittel
H	St Si	36	65	93	84	122	80 (100)
	St 34	72	66	63	53	75	66 (64)
M	St Si	13	18	18	15	26	18 (20)
	St 34	41	16	21	14	30	24 (22)
Ha	St Si	—	—	96	69	127	97
	St 34	—	—	80	41	79	66
Ma	St Si	—	—	11	20	12	14
	St 34	—	—	8	20	28	19

Die in Klammer gesetzten Werte bedeuten die Mittel nur für die Klemmlängen 130, 140 und 160 mm zum Vergleich mit den *Ha*- und *Ma*-Nieten.

Liste 3.
Reibungsweg s in % der Klemmlänge.

l in mm	Stahlsorte	105	115	130	140	160	Mittel
H	St Si	34	56	71	60	76	59 (69)
	St 34	69	57	48	38	47	52 (44)
M	St Si	12	16	14	11	16	14 (14)
	St 34	39	14	16	10	19	19 (15)
Ha	St Si	—	—	74	50	80	68
	St 34	—	—	62	29	49	47
Ma	St Si	—	—	8	14	8	10
	St 34	—	—	6	14	17	12

Die in Klammer gesetzten Werte bedeuten die Mittel nur für die Klemmlängen 130, 140 und 160 mm zum Vergleich mit den *Ha*- und *Ma*-Nieten.

Auf Abb. 2 sind die Reibungswege s und die auf die Klemmlänge l bezogenen Werte s/l als Funktion der Klemmlänge in starken Linien aufgetragen.

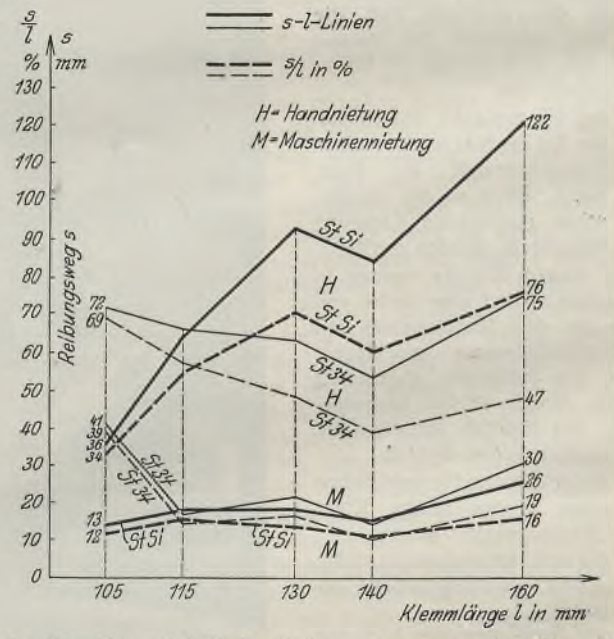


Abb. 2. Die Abhängigkeit des Reibungsweges von der Klemmlänge und Nietungsart.

Ein noch besserer Maßstab als die Reibungskraft und der Reibungsweg für die Güte der Nietarbeit wird in der Reibungsarbeit gefunden. Die Kraftweglinie für jeden Niet ist in Abb. 3 aufgezeichnet. Die Reibungsarbeit ist proportional der von den automatisch gezeichneten Diagrammen eingeschlossenen Fläche. Die Mittelwerte sind in Liste 4 verzeichnet. Bei den Nieten *H* und *Ha* ist typisch, daß zum weiteren Herausdrücken im allgemeinen wiederum ein Anwachsen der Reibungskraft notwendig wird. Diese zweite Maximalkraft P_2 ist bei den *Ha*-Nieten sogar im allgemeinen wesentlich größer als das erste Maximum P_1.

Bei den *M*-Nieten hingegen nähert sich die Reibungskraft mehr oder minder rasch dem Werte Null. Im großen ganzen wächst die beim Herausdrücken aufzuwendende Arbeit mit der Klemmlänge.

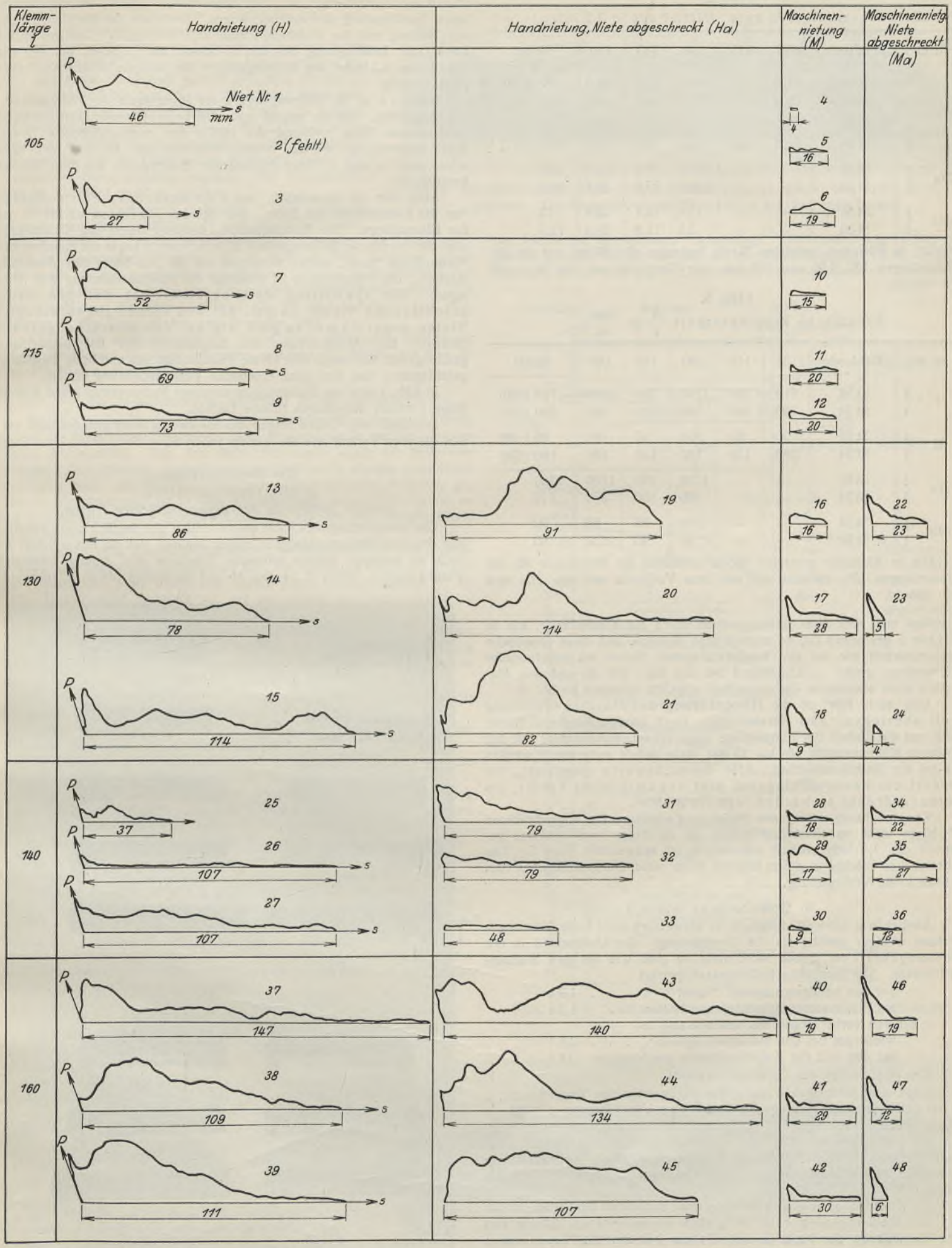


Abb. 3. Einige Kraftweglinien für Niete aus Siliziumstahl. Der gesamte Reibungsweg ist auf der Abszissenachse angeschrieben. Der Flächeninhalt gibt die zum Herausdrücken des Nietes nötige Arbeit an.

Liste 4.

Reibungsarbeit A in kgm. (Mittel aus je 3 Nieten.)

l in mm	Stahlsorte	105	115	130	140	160	Mittel
H	St Si	64,2	42,8	143,4	45,4	208,0	101 (132)
	St 34	79,0	66,7	71,3	44,5	69,5	66,2 (61,8)
M	St Si	9,2	6,4	15,0	12,0	12,2	11 (13)
	St 34	29,8	14,5	21,4	20,2	15,8	20,3 (19,1)
Ha	St Si	—	—	221,0	48,2	272,0	180
	St 34	—	—	128,4	22,9	59,1	66,8
Ma	St Si	—	—	15,0	10,7	12,8	13
	St 34	—	—	5,6	11,8	20,4	12,6

Die in Klammer gesetzten Werte bedeuten die Mittel nur für die Klemmlängen 130, 140 und 160 mm zum Vergleich mit den *Ha*- und *Ma*-Nieten.

Liste 5.

Spezifische Reibungsarbeit $\frac{A}{l}$ in $\frac{\text{kgm}}{\text{m}}$.

l in mm	Stahlsorte	105	115	130	140	160	Mittel
H	St Si	610	370	1100	320	1300	740 (910)
	St 34	750	580	550	320	440	530 (440)
M	St Si	90	60	110	90	80	80 (90)
	St 34	280	130	160	140	100	160 (130)
Ha	St Si	—	—	1700	340	1700	1250
	St 34	—	—	990	160	370	510
Ma	St Si	—	—	110	80	80	90
	St 34	—	—	40	80	130	80

Die in Klammer gesetzten Werte bedeuten die Mittel nur für die Klemmlängen 130, 140 und 160 mm zum Vergleich mit den *Ha*- und *Ma*-Nieten.

Dividiert man aber diese Reibungsarbeit durch die Klemmlänge, wie es in Liste 5 geschehen ist, so erkennt man deutlich, daß diese spezifische Reibungsarbeit nur bei den handgeschlagenen Nieten mit zunehmender Klemmlänge größer wird, während bei den *Ha*-, den *M*- und den *Ma*-Nieten diese spezifische Reibungsarbeit ungefähr konstant bleibt.

Also auch hier ist die Handnietung der Maschinennietung weit überlegen. Zum Herausdrücken eines handgeschlagenen Nietes muß, auf die Einheit der Klemmlänge umgerechnet, insbesondere bei den größeren Klemmlängen, 10- bis 15 mal mehr Arbeit aufgewandt werden als bei der Maschinennietung. Alle Versuchswerte gemittelt, erfordert ein handgeschlagener Niet neunmal mehr Arbeit, um herausgedrückt zu werden, als ein *M*-Niet.

Von den handgeschlagenen Nieten sind wiederum die abgeschreckten *Ha*-Niete nicht unbeträchtlich besser, da zu ihrem Herausdrücken gemittelt die 1,4-fache Arbeit erforderlich ist ausweislich Liste 5. Das Abschrecken brachte in dieser Hinsicht beim maschinengeschlagenen Niet jedoch keine Verbesserung.

b) Gewöhnliche Niete.[1])

Ähnlich wie beim Siliziumstahl ist ausweislich Liste 1 die Maschinennietung weniger günstig als die Handnietung. Der Unterschied in der Reibungskraft ist jedoch nicht mehr so groß wie bei den Siliziumstahlnieten. Die gemittelte Reibungskraft beträgt

bei den handgeschlagenen Nieten . . . . . 1,9 t
bei den maschinengeschlagenen Nieten . . . 1,2 t
bei den vorher abgeschreckten Nieten
wiederum bei den handgeschlagenen . . . . 2,1 t
bei den mit der Kniehebelpresse geschlagenen 0,8 t.

Das Abschrecken der Niete hat bewirkt:
bei den handgeschlagenen Nieten im allgemeinen eine Vergrößerung,
bei den maschinengeschlagenen Nieten eine Verkleinerung
dieser Reibungskraft P_1.

Im großen ganzen sitzen die mit Hand geschlagenen Niete 1,6 mal so fest als die mit Kniehebelpresse geschlagenen. Nach vorherigem Abschrecken aber sitzen die handgeschlagenen sogar 2,7 mal so fest wie die *Ma*-Niete.

Die Klemmlänge zeigt sich auch hier ohne Einfluß auf die Reibungskraft.

Der Reibungsweg s ist im großen Durchschnitt unabhängig von der Klemmlänge der Niete (s. Liste 2); nur bei den *Ma*-Nieten nimmt er mit der Klemmlänge zu. Das Abschrecken bewirkt im allgemeinen keine Verlängerung des Reibungsweges. Auch hier ist die Handnietung der Nietung mit der Kniehebelpresse weit überlegen. Durchschnittlich beträgt der Reibungsweg bei den *H*-Nieten das 2,7fache, bei den *Ha*-Nieten das 3,5 fache des Reibungsweges der entsprechenden Kniehebelpressenietung.

In Liste 3 ist der Reibungsweg s als Prozentsatz der Klemmlänge l eingeschrieben. Aus ihr ersieht man, daß beim Herausdrücken der handgeschlagenen Niete während der Hälfte des zurückzulegenden Weges Kraft aufgewendet werden mußte, während die *M*- und *Ma*-Niete schon nach $^1/_5$ und $^1/_8$ ihres eigentlichen Rutschweges aus dem Nietloch herausfielen.

Auch hier ist ausweislich Liste 4 die Reibungsarbeit unabhängig von der Klemmlänge der Niete. Nur bei den *Ma*-Nieten wächst sie mit der Klemmlänge. Die Reibungsarbeit, dividiert durch die Klemmlänge, also die spezifische Reibungsarbeit fällt lt. Liste 5 sogar mit zunehmender Klemmlänge herab, wobei wiederum nur die *Ma*-Niete eine Ausnahme machen. Die Handnietung ist jedesmal der Maschinennietung weit überlegen. Die spezifische Reibungsarbeit ist bei den handgeschlagenen Nieten 3,4 mal, bei den vorher abgeschreckten Nieten sogar 6,4 mal so groß wie bei den maschinengeschlagenen. Die Abschreckung des Schließkopfendes hat beim handgeschlagenen Niet sogar eine kleine Verschlechterung und beim maschinengeschlagenen Niet eine ganz erhebliche Verschlechterung erzielt.

In Abb. 2 sind die Beziehungen zwischen Reibungsweg s und Klemmlänge l wieder aufgetragen (dünne Linien).

Die Kraft-Weg-Linien zeigen bei Nieten aus St 34 grundsätzlich etwa den gleichen Verlauf wie die Linien bei St Si.

Die Stauchwirkung.

a) Siliziumstahl-Niete.

Äußerer Befund an den herausgedrückten Nieten.

Die handgeschlagenen Niete unterscheiden sich deutlich schon äußerlich von den maschinengeschlagenen Nieten dadurch, daß an ihrem Schaft nur noch an wenigen Stellen schwache Überreste von Zunder festgestellt werden können, während bei den *M*- und *Ma*-Nieten bis zu 0,5 mm stark

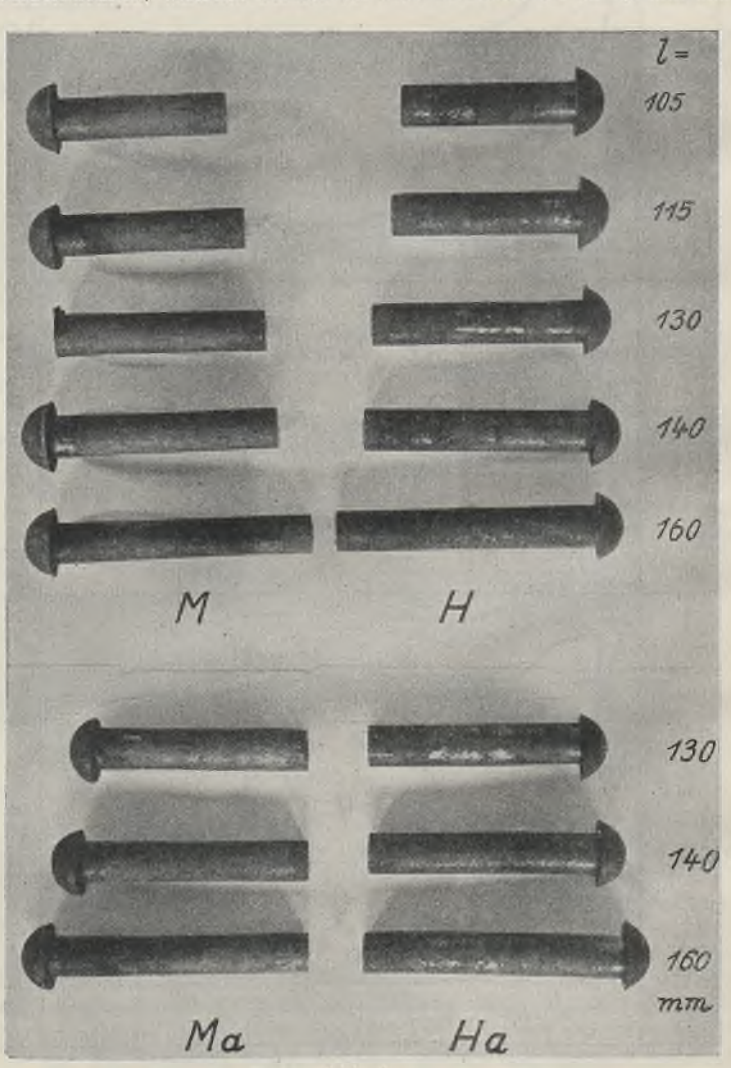


Abb. 4.
Die Glanzstellen am Schafte der herausgedrückten Niete aus Stahl.

[1]) Die gewöhnlichen Baustahlniete waren aus S. M.-Stahl St 34.13 (Din 1613) hergestellt.

Zunder nicht nur in Setzkopfnähe, sondern bei einigen Nieten sogar fast dicht beim Schließkopf auch nach dem Herausdrücken noch vorhanden war.

Ein weiterer sichtbarer Unterschied besteht darin, daß die *H*- und *Ha*-Niete durch das Herausdrücken fast über ihre ganze Schaftlänge verteilt hellglänzende Stellen zeigen, während bei den *M*- und *Ma*-Nieten diese hellglänzenden Stellen allerhöchstens in Nähe des Schließkopfes vorhanden sind. Dort, wo der Schaft verdickt war, wird er durch das Herausdrücken natürlich glänzend gerieben, so daß die Glanzstellen gleichzeitig auch die Stellen der Stauchwirkung angeben. Die Glanzstellen sind im Lichtbild deutlich sichtbar.



Abb. 5. Die Siliziumstahl-Niete nach dem Herausdrücken wieder lose in die Nietlöcher gesteckt. Die bestgestauchten Niete stehen am weitesten heraus.

Abb. 5 ist besonders lehrreich. Die durchweg schwach oder nicht verdickten *M*- und *Ma*-Niete können spielend wieder in ihre Nietlöcher hineingesetzt werden; sie fallen schon durch ihr Eigengewicht hinunter; die *H*- und *Ha*-Niete hingegen gehen nicht mehr in ihre zugehörigen Nietlöcher, sondern bleiben schon von Anfang an stecken. Die aus den Probestäben herausstehenden Niete sind eben die *H*- und *Ha*-Niete, während die *M*- und *Ma*-Niete fast vollkommen in den Eisenpaketen verschwunden sind.

Abb. 5 läßt auch deutlich die vielen stark glänzenden Stellen am Schaft der *H*- und *Ha*-Niete erkennen, während die Schäfte bei den *M*- und *Ma*-Nieten stumpf wirken.

Das Maß der Stauchwirkung, gemessen an der Verdickung ⊿ d.

An jeder Meßstelle wurden die beiden zueinander senkrechten Durchmesser des Nietschaftes gemessen. Diese Messung wurde an drei gleichen Nieten durchgeführt. Aus den sechs Messungen wurde der Mittelwert gebildet. Die Differenz gegenüber dem am Rohniet ebenso gefundenen Mittelwert bildet die Stauchwirkung ⊿ *d*. Diese an jeder Meßstelle gefundene Stauchwirkung ist in Abb. 6 zeichnerisch dargestellt. Es ist an den vier Meßstellen die Stauchwirkung ⊿ *d* für die vier verschiedenen Nietungsarten aufgetragen.

Bei allen fünf Klemmlängen nimmt selbstverständlich die Stauchwirkung ⊿ *d* gegen den Setzkopf zu ab. Sie bleibt im mittleren Drittel des Schaftes sich etwa gleich und wächst gegen den Schließkopf zu im ersten Drittel nicht so stark an, als sie gegen das Setzkopfende zu abfällt.

Alle handgeschlagenen Niete sind den *M*- und *Ma*-Nieten weit überlegen. Bei der größten Klemmlänge von 6 *d* ist die Stauchwirkung im mittleren und hinteren Schaftdrittel mehr als doppelt so groß als bei den *M*- und *Ma*-Nieten.

Die *M*-Niete sind im mittleren und hinteren Drittel wiederum durchweg weniger gestaucht als die *Ma*-Niete.

Selbstverständlich ist die Stauchwirkung dicht am Schließkopf bei allen vier Nietungsarten ungefähr gleich groß.

Die *Ha*-Niete sind überall nur um wenig mehr verdickt als die *H*-Niete.

Merkwürdigerweise verliert sich gerade bei den beiden kleinen Klemmlängen die Stauchwirkung auch an den *H*-Nieten rasch im hinteren Drittel: Die Handnietung mit und ohne Abschrecken hat bei den größeren Klemmlängen besser durchgestaucht als bei den kleineren. Mit zunehmender Klemmlänge fallen die *M*- und *Ma*-Niete immer stärker gegen die *H*-Niete ab.

Zusammenfassend muß bei den Siliziumstahlnieten gesagt werden, daß auch hinsichtlich der Stauchwirkung die Kniehebelpresse wesentlich schlechter gearbeitet hat als der Preßlufthandhammer. Das vorherige Abschrecken des Nietschaftes hat nur bei der Maschinennietung eine beachtliche Verbesserung erzielt. Die Stauchwirkung nimmt im ersten Drittel langsam und im letzten Drittel am Setzkopf rasch ab und bleibt sich gleich im mittleren Schaftdrittel.

b) Gewöhnliche Niete.

Äußerlich betrachtet, zeigen sich hier die gleichen Erscheinungen wie beim St Si (Abb. 7). Wie Abb. 7 zeigt, fallen auch hier die mit der Maschine hergestellten Niete wieder durch ihr Eigengewicht in das Nietloch zurück, während die mit dem Handhammer geschlagenen meist von Anfang an steckenbleiben und nur mit Kraftanwendung einzutreiben sind. Also hat auch hier die Handnietung eine größere Stauchwirkung erzeugt als die Maschinennietung.

Die Stauchwirkung ist in Abb. 8 zeichnerisch dargestellt.

Die Meßstelle 1 liegt dem Schließkopf am nächsten, die Meßstelle 4 liegt unmittelbar am Setzkopf.

Die Stauchwirkung nimmt mit zunehmender Entfernung von der Schließkopfseite rasch ab. Die Abnahme ist merkwürdigerweise verhältnismäßig am größten bei den Nieten mit der kleinsten Klemmlänge. Die Handnietung verhält sich durchweg besser als die Nietung mit der Kniehebelpresse. Auf der Setzkopfseite verliert sich aber der Unterschied zwischen Hand- und Maschinen-

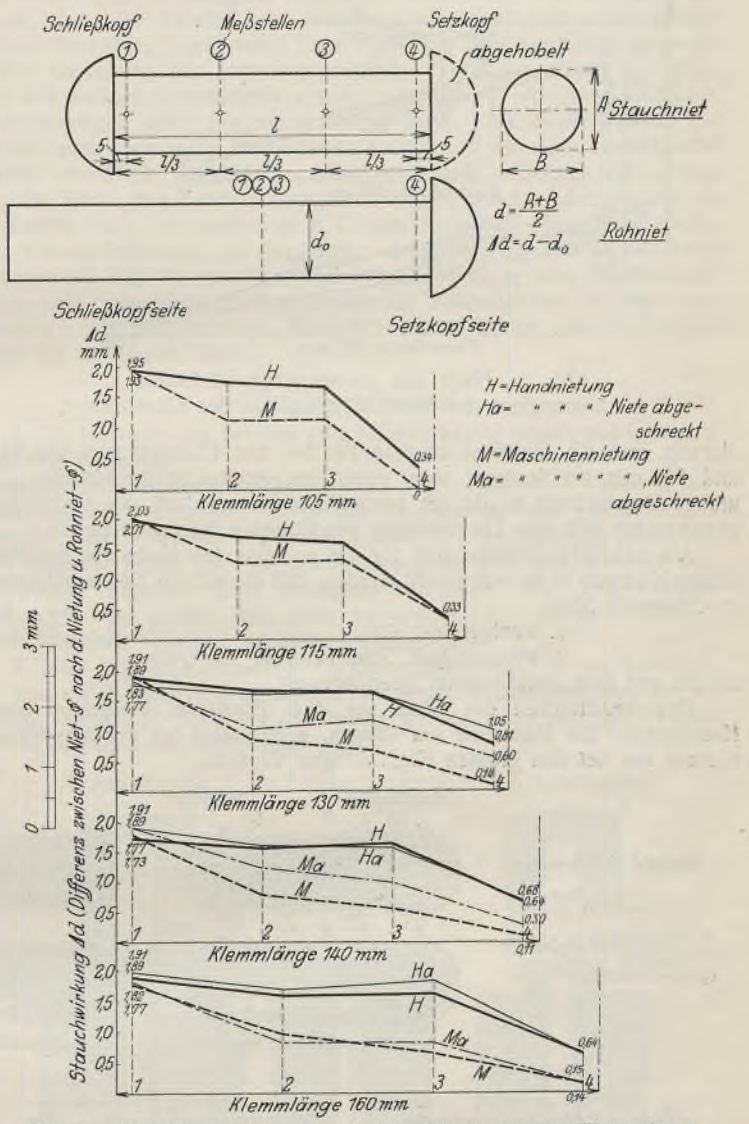


Abb. 6. Die Stauchwirkung in Abhängigkeit von der Klemmlänge bei den Siliziumstahl-Nieten.



Abb. 7. Die wieder in die Löcher gesteckten Niete aus gewöhnlichem Nietstahl. Die am schlechtesten gestauchten Niete gehen wieder ganz ins Nietloch hinein.

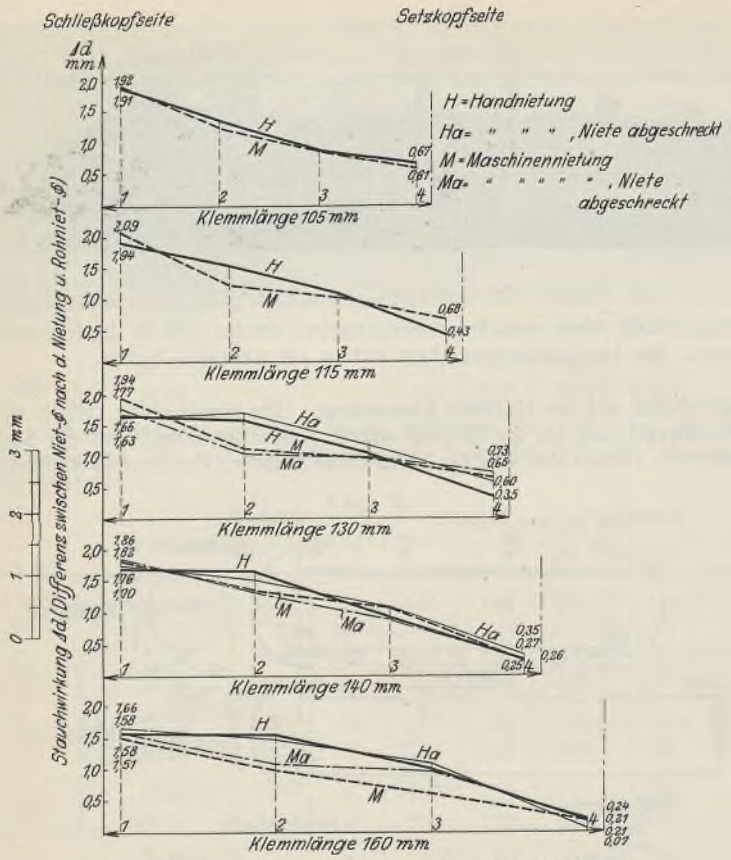


Abb. 8. Niete aus gewöhnlichem Nietstahl.
Die Abhängigkeit der Stauchwirkung von der Klemmlänge.

nietung, und die Maschinennietung hat bei den Klemmlängen von 115 und 130 mm am Setzkopf sogar noch eine größere Stauchwirkung. Im großen Durchschnitt wurde die beste Stauchwirkung bei den vorher abgeschreckten mit dem Handhammer geschlagenen Nieten erreicht.

Als Schlußergebnis muß für die vorliegenden Niete aus gewöhnlichem Nietstahl St 34 festgestellt werden, daß die mit der Kniehebelpresse geschlagenen Niete

1. weniger fest sitzen,
2. weniger gute Stauchwirkung aufweisen

als die mit dem Handhammer geschlagenen.

Das Abschrecken der Niete vor dem Einziehen verbessert beim Handhammer die Nietarbeit um einiges, erzielt aber bei der Maschinennietung nur bei den größten Klemmlängen Vorteile.

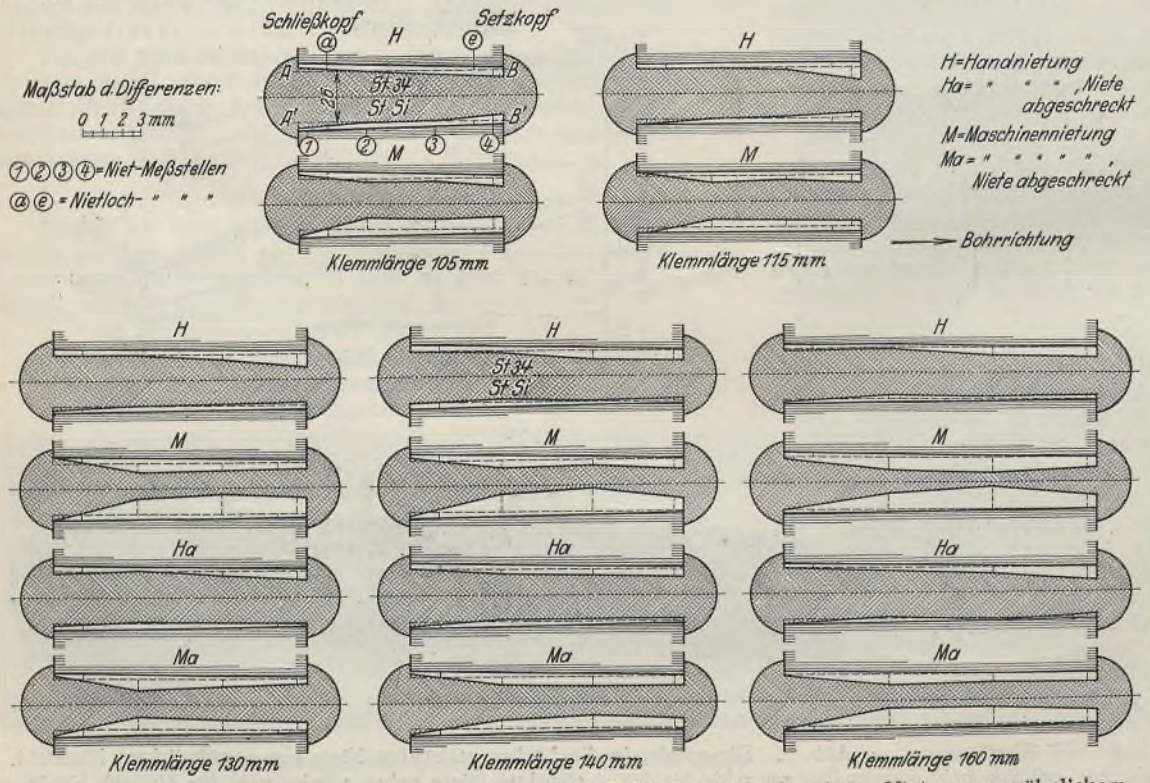


Abb. 9. Verzerrte Darstellung der Schaftstauchung: Oberhalb der Lochachse beim Niet aus gewöhnlichem Nietstahl. Unterhalb der Lochachse beim Niet aus Siliziumstahl.

c) Vergleich der Stauchwirkung bei beiden Stahlsorten.

Ein anschauliches Bild von der wirklichen Lage der geschlagenen Niete im Nietloch gibt Abb. 9. Die beiden dünnen gestrichelten Geraden A bis B und A' bis B', in der obersten Figur links, stellen Abszissenachsen dar, von denen uns aufgetragen wurden:

1. in den Querschnittsebenen a und e die Differenzen des wirklichen Nietlochdurchmessers gegenüber dem theoretischen Durchmesser von 26 mm,
2. in den vier Querschnittsebenen 1, 2, 3 und 4 die Differenzen der Durchmesser der herausgedrückten Niete gegenüber dem theoretischen Durchmesser von 26 mm.

Die aufgetragenen Werte sind Mittelwerte aus je drei Nieten.

Um den Vergleich mit den Siliziumstahlnieten zu erleichtern, wurde oberhalb der Nietachse das bei den gewöhnlichen Baustahl-Nieten gefundene Ergebnis, unterhalb der Nietachse aber das bei den St Si-Nieten gefundene aufgetragen.

Man sieht deutlich, daß beim St 34 die *Ha*-Niete verhältnismäßig am besten im Nietloch sitzen, wenngleich sie beim Setzkopf das Loch weniger gut ausfüllen als die *H*-Niete. Die *Ma*-Niete füllen das Loch auch besser aus als die *M*-Niete.

Bei der kleinsten Klemmlänge von 105 mm ergibt sich z. B. nach Abb 8. folgendes Bild:

Das wirkliche Loch ist erheblich weiter als 26 mm. Bei der Arbeit mit dem Handhammer nimmt die Stauchwirkung gleichmäßig gegen den Setzkopf zu ab, während die Kniehebelpresse unmittelbar am Schließkopf eine erhebliche Verdickung, im mittleren Drittel des Nietes eine gleichbleibende Verdickung und im letzten Drittel wieder eine geringe Verdickung erzeugt. Der *H*-Niet füllt auch bei der kleinsten Klemmlänge das Loch besser aus als der *M*-Niet.

Ein grundlegender Unterschied zwischen der Arbeit der Kniehebelpresse und des Handhammers besteht darin, daß sowohl bei den *M*- wie bei den *Ma*-Nieten die Kniehebelpresse in der Nähe der beiden Schließköpfe die größte Stauchwirkung erzielt, während das mittlere Drittel des Schaftes verhältnismäßig wenig gestaucht wird. Beim Handhammer aber nimmt die Stauchwirkung vom Schließkopf zum Setzkopf mehr gleichmäßig sowohl bei den *H*- wie bei den *Ha*-Nieten ab.

Zusammenfassend muß auch hinsichtlich der Stauchwirkung auf die Niete festgestellt werden, daß die Kniehebelpresse schlechter arbeitet als der Preßlufthandhammer. Das vorherige Abschrecken hat sich beim Handhammer bewährt, bei der Maschinennietung aber nur bei der größten Klemmlänge von 160 mm eine Verbesserung erreicht.

Einfluß der Stahlsorten auf die Nietung.

Bei der späteren Herstellung der 16 Versuchsstücke mit Nieten aus gewöhnlichem Nietstahl wurde zweckmäßiger und sorgfältiger vorgegangen als früher bei den Versuchsstücken aus Siliziumstahl. Bei den Siliziumstahl-Nieten wurden zunächst alle drei Niete des ersten Versuchsstückes, dann die drei Niete des nächsten Versuchsstückes und so fort bis zum 16. Versuchsstück geschlagen. Bei den Versuchen mit St 34 aber wurde zunächst immer nur ein Niet in alle 16 Versuchsstücke geschlagen; darauf folgten die zweiten Niete und schließlich die dritten. Unterschiede in der Erwärmung oder in der Behandlung der Niete, in der Handhabung des Handhammers oder der Kniehebelpresse haben sich beim St 34 also gleichmäßiger über alle 16 Versuchsstücke verteilt. Insofern ist die Mittelbildung aus der zweiten Versuchsreihe mit Nieten aus gewöhnlichem Nietstahl St 34 genauer als die aus der früheren Versuchsreihe.

Einen sinnfälligen Vergleich des Einflusses der Stahlsorten gestattet wiederum Abb. 9.

Bei den Klemmlängen von 105 und 115 mm erzielt die Handnietung bei beiden Stahlsorten ungefähr gleiche Stauchwirkung. Die Maschinennietung hat bei St 34 aber eine erheblich größere Stauchung erzielt als früher beim Siliziumstahl.

Bei den drei großen Klemmlängen ist das Ergebnis der Nietarbeit bei St 34 sowohl bei den

H- wie bei den *Ha*-Nieten schlechter als bei den Siliziumstahl-Nieten. — Die Arbeit mit der Kniehebelpresse hat bei den abgeschreckten und bei den nicht abgeschreckten Nieten hingegen beim gewöhnlichen Nietstahl 34 eine wesentlich bessere Stauchwirkung erzielt als beim Siliziumstahl. Das Abschrecken der Niete hat bei beiden Stahlsorten bei der Verwendung des Handhammers günstig gewirkt. Diese günstige Wirkung ist bei der Kniehebelpresse nicht festzustellen.

Urteil über die Güte der vier Nietungsarten.

In Liste 6 sind die vier verschiedenen Nietungsarten ihrer Güte nach derart geordnet, daß links die beste und rechts die schlechteste Nietungsart steht.

Liste 6.
Reihenfolge der Güte der 4 Nietungsarten.

In bezug auf	Stahl-sorte	besser 1	2	schlechter 3	4
Reibungskraft P_1	St Si	*H*	*Ma*	*Ha*	*M*
	St 34	*Ha*	*H*	*M*	*Ma*
Reibungsweg s	St Si	*H*	*Ha*	*M*	*Ma*
	St 34	*Ha*	*H*	*M*	*Ma*
s in % der Klemmlänge . . .	St Si	*Ha*	*H*	*M*	*Ma*
	St 34	*Ha*	*H*	*M*	*Ma*
Reibungsarbeit A	St Si	*Ha*	*H*	*Ma*	*M*
	St 34	*Ha*	*H*	*M*	*Ma*
Spezifische Reibungsarbeit $\frac{A}{l}$.	St Si	*Ha*	*H*	*Ma*	*M*
	St 34	*Ha*	*H*	*M*	*Ma*

Aus der Liste ergibt sich fast widerspruchslos für beide Stahlsorten folgende Reihenfolge in der Güte der Nietungsarbeiten:

Am besten sind die mit dem Handhammer geschlagenen vorher abgeschreckten Niete. Dann folgen die in üblicher Weise geschlagenen Handniete. Die Kniehebelpresse liefert wesentlich schlechtere Niete. Das Abschrecken bringt bei der Kniehebelpresse keine Vorteile.

Daß sich bei der Reibungsarbeit die *Ha*-Niete günstiger verhalten als bei der Reibungskraft, läßt sich gut erklären. Das Nietloch wird beim Bohren konisch. Der nicht abgeschreckte handgeschlagene Niet hat die größte Stauchwirkung und Schaftverdickung dicht beim Schließkopf, dort, wo auch das Nietloch den größten Durchmesser hat. Der abgeschreckte Niet *Ha* hat gerade an dieser Stelle eine erheblich schwächere Stauchwirkung, also erheblich kleinere Schaftverdickung. Die Stauchwirkung hat sich bei ihm mehr gegen die Mitte der Klemmlänge zu eingestellt. Daraus folgt, daß der *Ha*-Niet auf eine größere Länge das konische Nietloch ausfüllen wird als der *H*-Niet, welcher das Nietloch nur an seinem einen Ende richtig ausfüllt; deswegen bedarf es einer größeren anfänglichen Reibungskraft P_1, um ihn in Bewegung zu bringen. An dieser kleinen Endstrecke des Nietlochs sitzt also der *H*-Niet mit größerer Einspannung im Loch als der *Ha*-Niet. Beim *Ha*-Niet aber sitzt der größere Teil des Schaftes unter Spannung im Nietloch, wenn auch die Spannung nicht so groß ist wie beim *H*-Niet. Daraus folgt, daß eine größere Länge des Schaftes durch die auf ihn wirkenden Spannungen dem Herausdrücken Widerstand entgegensetzt, daß also sowohl ein längerer Reibungsweg als auch eine größere Reibungsarbeit aufgewandt werden muß.

Verdickung des Nietschaftes als Stauchwirkung bei beiden Stahlsorten.

Die beste Nietarbeit sollte den erwärmten Nietschaft durch Stauchen derartig verdicken, daß der erkaltete Nietschaft das mehr oder minder regelmäßig gebohrte Nietloch nicht nur gerade lose ausfüllt, sondern daß der Niet im Nietloch mit Vorspannung sitzt. Ein hinreichend gesteigerter Druck in der Achsrichtung des genügend erwärmten Nietschaftes fortwirkend bis zum vollständigen Erkalten des Nietes kann theoretisch eine solche Querausdehnung des Nietschaftes erzeugen, daß die Nietlochwand einen erheblichen konzentrischen Druck auf den Nietschaft ausübt. Wäre der Nietschaft nicht eingespannt, dann würde ein konzentrischer Druck umgekehrt wieder eine elastische Verlängerung des Nietschaftes bewirken. Da aber der ganze Zylindermantel des Nietschaftes vom Nietloch umgeben ist, wirkt die dem Lochleibungsdruck proportionale Reibung dieser Verlängerung des Schaftes entgegen, so daß tatsächlich ein Zustand sich denken läßt, in welchem der Nietschaft auch im erkalteten Zustande einen Druck auf die Lochleibung und umgekehrt die Lochleibung einen Druck auf den Niet ausübt. Das Vorhandensein einer solchen Vorspannung hätte den großen Vorteil, daß nicht schon beim Auftreten kleiner Kräfte in der Nietverbindung verhältnismäßig große Formänderungswege auftreten würden. Wenn auch nicht erwartet werden kann, daß der übliche Niet mit einer solchen Vorspannung im Nietloch sitzt, so muß doch verlangt werden, daß der geschlagene Niet nach der Abkühlung das mehr oder minder regelmäßig gebohrte Nietloch möglichst vollkommen ausfüllt. Die Schwierigkeit besteht nur darin, zu erreichen, daß die Stauchschläge bis zum Setzkopf durchwirken und sich nicht in einem Auseinandertreiben des Schaftmaterials in der nächsten Nähe des Schließkopfes erschöpfen.

Gerade um eine besonders gute Verdickung in Setzkopfnähe zu erreichen, wurden zwei Versuchsreihen mit Nieten durchgeführt, welche, wie eingangs erwähnt, vor dem Einziehen in das Loch an ihrer Schließkopfseite durch Eintauchen in Wasser abgeschreckt wurden. Es war anzunehmen, daß sich dadurch die ersten Stauchschläge in einer Verdickung in Setzkopfnähe auswirkten. Inzwischen mußte sich die Wärme wieder gleichmäßig auch über das abgeschreckte Nietende verteilt haben, so daß der letzte Teil der Stauchschläge den Schaft in Schließkopfnähe verdicken mußte.

Alle diese günstigen Wirkungen werden sehr stark dadurch beeinträchtigt, daß die an der Luft hellrot glühend erwärmten Niete an der Schaftoberfläche durch Sauerstoffaufnahme den sogenannten Zunder bilden. Er ist ein grobes, schwarzes, scharfblättriges oder körniges Material, das nur noch lose und unregelmäßig verteilt am Schaft sitzt, sehr spröde ist und daher unter Druck sich fortgesetzt verkleinert und schließlich zu Pulver wird. Der Zunder kann wegen seiner Sprödigkeit und ungleichmäßigen Verteilung leicht seine Lage verändern und begünstigt daher die relative Bewegung der zusammengenieteten Teile gegenüber dem Niet, ohne daß dadurch Spannungen erzeugt werden; er erleichtert bleibende Formänderungen einer genieteten Konstruktion. Die Zunderbildung hat natürlich nun auch einen wesentlichen Einfluß auf die nach dem Herausdrücken der Niete festgestellte Schaftverdickung. Genaue Messungen über die Stärke des Zunders konnten hier nicht durchgeführt werden, da der Zunder beim Herausdrücken z. T. vom Nietschaft abgeschabt wurde. Nach unserer Erfahrung tritt der Zunder mit besonderer Mächtigkeit beim Siliziumstahl auf, so daß ihm bei der Verwendung von Siliziumstahlnieten eine wesentlich größere Bedeutung zukommt als bei der Verwendung von gewöhnlichen Baustahlnieten. Einige Zunderplättchen hatten bis zu 0,5 mm Dicke.

Schlußfolgerungen.

1. Der Handhammer hat eine gute Stauchwirkung gehabt und eine gute Nietarbeit geleistet.

Die Kniehebelpresse hat ausweislich der vorliegenden Versuche bei diesen starken und langen Nieten aus Siliziumstahl und gewöhnlichem Nietstahl wider Erwarten ungünstig gearbeitet. Der langsam wirkende, mehr statische Druck der Kniehebelpresse kann den vom Nietloch umschlossenen Nietschaft nicht genügend verdicken. Die aufgewendete Kraft wird zum großen Teil dazu verwendet, den aus dem Nietloch herausstehenden Schaftteil auseinanderzuquetschen.

2. Die Arbeit der Kniehebelpresse kann nun dadurch verbessert werden, daß man sie in zwei Stufen zerlegt: Im ersten Arbeitsgang muß der im Nietloch steckende Nietschaft gestaucht werden, und erst im zweiten Arbeitsgang wird der Schließkopf geformt.

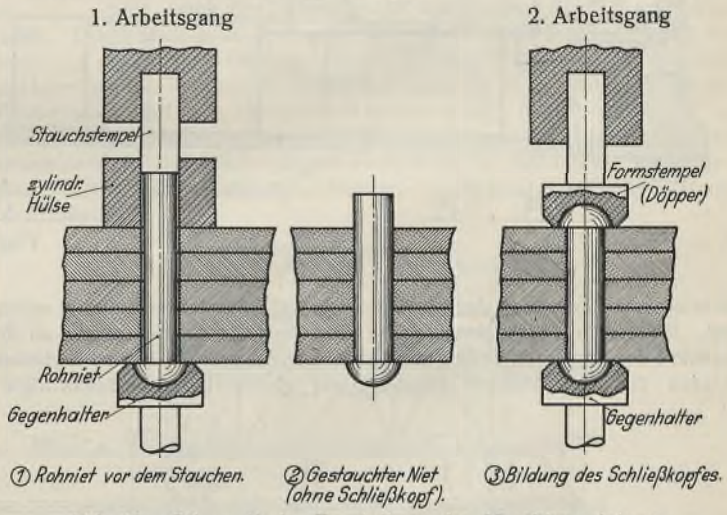


Abb. 10. Schematische Darstellung der Maschinennietung in zwei Arbeitsgängen.

Beim ersten Arbeitsgang läßt sich die Stauchung des Nietschaftes z. B. dadurch erreichen, daß der aus dem Nietloch herausstehende hellrot glühende Schaft des Rohnietes in eine zylindrische Hülse geschlossen wird, die in Verbindung mit dem Nietloch ein seitliches Herausquellen und Abfließen des Stauchendes unter dem statischen Druck der Kniehebelpresse verhindert und eine gleichmäßige Verdickung auf die ganze Schaftlänge erzielt. Vor der zweiten Arbeitsstufe wird diese Hülse entfernt und mit Hilfe des Döppers der Schließkopf geformt, wobei der Pressendruck lange genug auf dem nun fertig geformten Niet ruhen muß. Der Vorgang ist in Abb. 10 bildlich erläutert.

Um diesen Arbeitsprozeß durchzuführen, kann man nun entweder mit zwei Pressen arbeiten, einer Stauch- und einer Formpresse, oder aber man kann an einer einzigen Kniehebelpresse eine zylindrische Stauchform anbringen, welche ohne Zeitverlust gegen die heute übliche Döpperform ausgewechselt werden kann. Durch Kniehebelpressen, welche auf diesem Prinzip aufgebaut sind, läßt sich sicherlich ein vollkommenes Festsitzen der mit der Maschine geschlagenen Niete im Nietloch erreichen, welches die bei den genieteten Konstruktionen bisher beobachteten anfänglichen bleibenden Formänderungen noch ganz erheblich herunterdrückt, so daß der Stahlkonstruktion noch mehr als bisher der Charakter einer einheitlichen homogenen Konstruktion gegeben wird.

3. Ausweislich Abb. 8 scheint beim gewöhnlichen Nietstahl für einen 26 mm-Niet die Klemmlänge von $5 \times d$ die Grenze zu sein, bei der auch noch in Satzkopfnähe einigermaßen genügend gestaucht wird. Beim Siliziumstahlniet mit $d = 26$ mm scheint dagegen nach Abb. 6 mit der Klemmlänge noch bis zu $6 \times d$ eine genügende Arbeit geleistet zu werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Aufstockung des Grand Hotels Fürstenhof in Nürnberg.

Von Dr.-Ing. **W. Weiß**, München.

„Der Stahl ist der Baustoff der unbegrenzten Möglichkeiten." Dieser Satz, der wohl zum ersten Male von Dr.-Ing. e. h. Klönne, M. d. R., auf der Jubiläumstagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes ausgesprochen worden sein dürfte, besagt in wenigen, aber gewichtigen Worten, welche überragende Bedeutung der Stahl als Baustoff in unserem Zeitalter erlangt hat. Mit der Größe der Bauaufgaben sind auch die Anforderungen an den Baustoff der tragenden Teile gewachsen. Die Ansprüche an ohne Zwischenstützen zu überspannende Räume unter gleichzeitiger Berücksichtigung der auf ebene Flächenwirkung und gerade Linienführung abgestimmten Einstellung moderner Baukünstler sowie an die Zahl auszuführender Stockwerke bei Hochbauten sind gegenüber der Zeit kurz vor dem Kriege in ungeahnter Weise gestiegen. Die imposanten Hallen der Leipziger Baumesse, die zahlreichen Kinopaläste mit gewaltigen Ausmaßen, und so manches in den letzten Jahren erstandene Geschäftshochhaus oder Verwaltungsgebäude legen Zeugnis davon ab, in welch einzigartiger Weise diesen ins Große gehenden Bauaufgaben der Stahl als Baustoff entgegenkommt. Fehlt es somit keineswegs an zahlreichen augenfälligen Beispielen von großstiligen Neubauten, welche die Richtigkeit des Klönneschen Ausspruches beweisen, so tritt doch ein verhältnismäßig wichtiges Anwendungsgebiet des Stahlbaues am fertigen Bauwerk nicht so recht oder zuweilen auch gar nicht in Erscheinung, nämlich das umfangreiche Gebiet der Umbauten oder Erweiterungen aller Art. Und doch hat der Stahlbau auf diesem Anwendungsgebiete überraschend schöne Erfolge zu verzeichnen, Erfolge, die schlechterdings nur in Stahl möglich sind. Einen solchen lehrreichen Fall stellt die Aufstockung des Grand Hotels in Nürnberg dar, und er soll deshalb im nachfolgenden eingehender beschrieben werden.

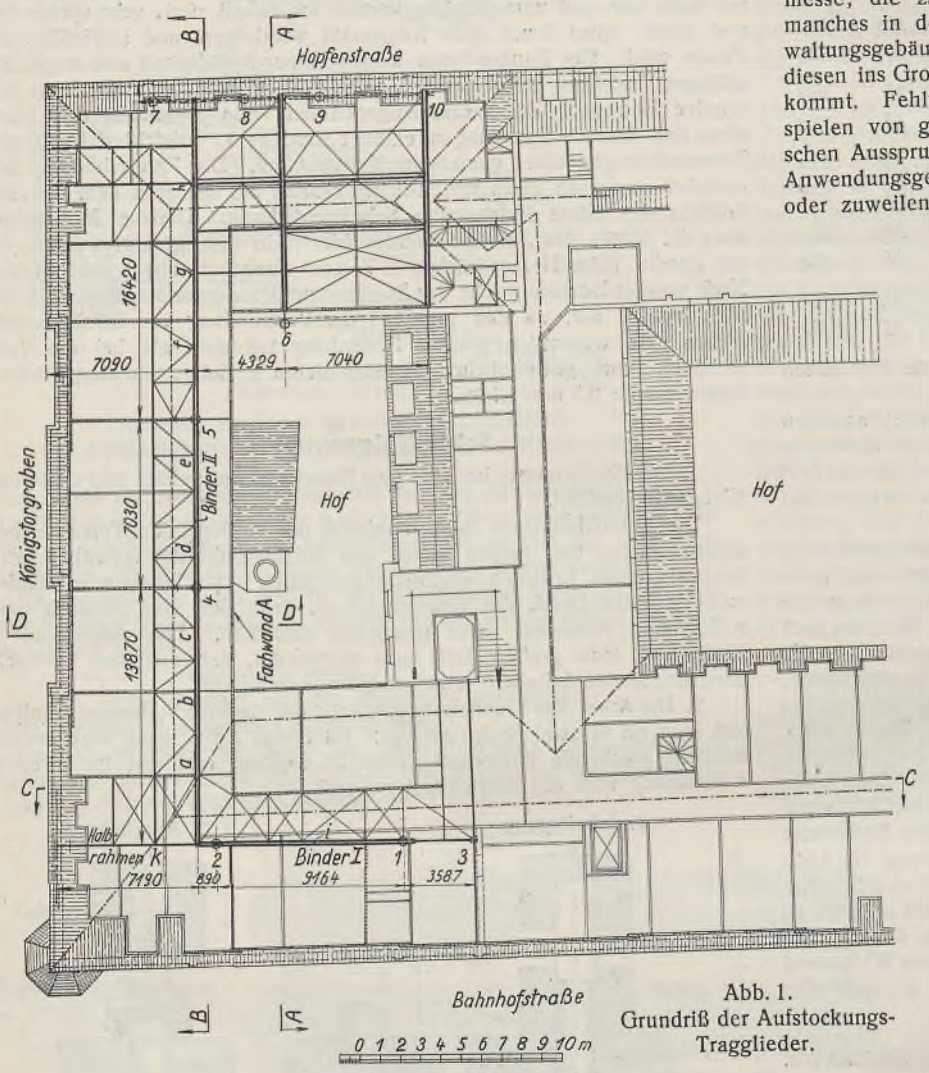


Abb. 1. Grundriß der Aufstockungs-Tragglieder.

Für das Dürerjahr 1928 erwartete die Stadt Nürnberg zahlreiche Fremde aus aller Herren Länder. Unter den Hotels, welche Vorbereitungen durch rechtzeitige Erweiterung trafen, war auch das Grand Hotel. Der vorhandene Gebäudekomplex bestand aus zwei Bauteilen, dem Altbau, der in früheren Jahren als Wohnhaus mit Hopfenlager diente und im Jahre 1893 zum Hotel umgebaut wurde, und dem im Jahre 1910 errichteten Neubau. Während dieser bereits zum größten Teil sechsgeschossig ausgebaut war und somit für den vollen Ausbau des sechsten Geschosses keine besonderen technischen Schwierigkeiten bot, war die Aufstockung des alten Gebäudeteils im Hinblick auf die zu schwachen Außenmauern und inneren Tragmauern nicht ohne weiteres möglich. Da der alte Bau möglichst wenig belastet werden sollte, trotzdem aber ein sechstes Geschoß mit darüberliegendem Dach notwendig geworden war, so entbehrte die Aufgabe nicht eines besonderen Reizes für Architekt und Ingenieur. Die nicht alltägliche Aufgabe bestand also darin, auf einen ⊓-förmig ausgebauten Bautrakt mit fünf Geschossen ein sechstes Geschoß mit Dachraum aufzustocken, ohne daß dadurch der alte Bau nennenswert belastet würde. Diese Aufgabe stellen, hieß zugleich, sie in Stahl lösen, um sie überhaupt lösen zu können. Als erschwerend kam hinzu, daß der stahlbautechnische Teil im Winter zur Ausführung kommen mußte und auf den Hotelbetrieb die weitestgehende Rücksicht zu nehmen war. Kein bestehender Großraum durfte durch eine Stützenstellung beeinträchtigt werden.

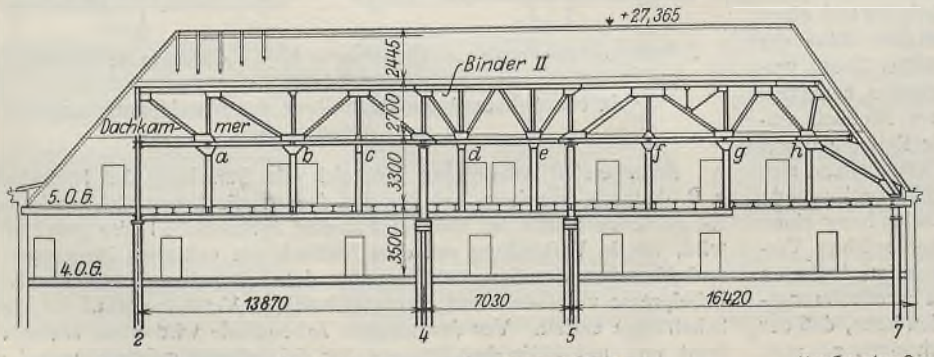


Abb. 3. Schnitt B—B in Abb. 1.

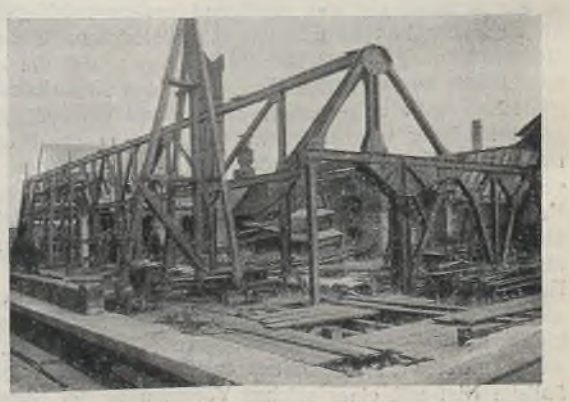


Abb. 4. Montage des Binders II.

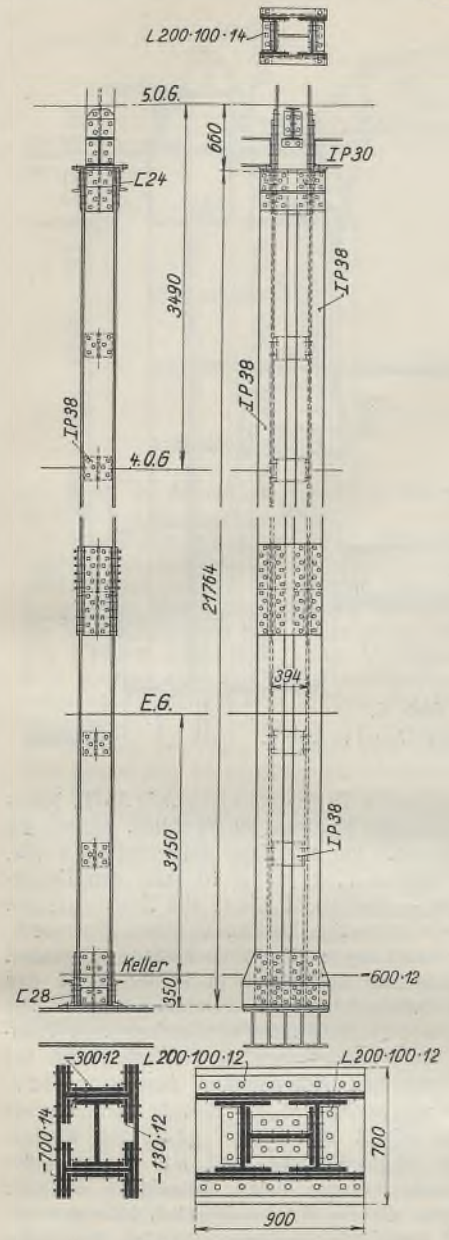


Abb. 2a. Stütze 1.

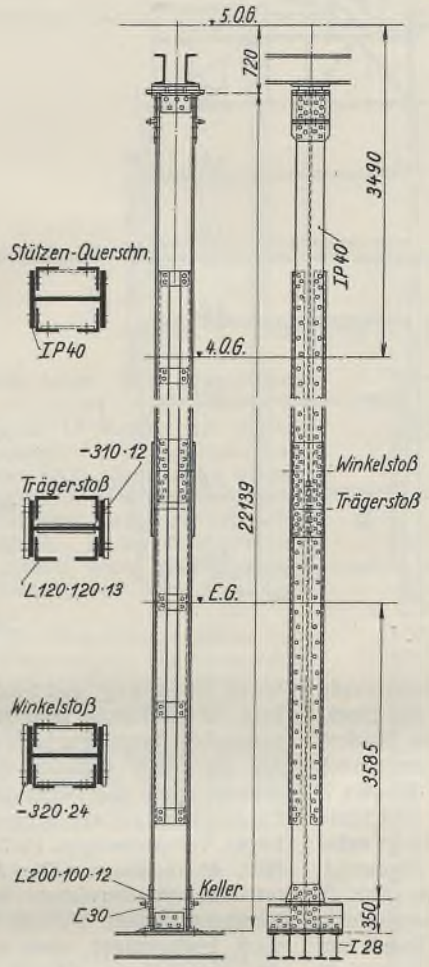


Abb. 2. Stütze 4.

Die Lösung dieser interessanten Bauaufgabe erfolgte auf folgende Weise:

Um eine Belastung des alten Teiles durch senkrechte Kräfte möglichst zu vermeiden, mußten die durch den Aufbau entstehenden Lasten durch Stützen in neu zu schaffende Fundamente abgeleitet werden. Hierzu waren neun Stahlstützen von der beträchtlichen Länge von rd. 22 m erforderlich. Die Stützen wurden im Altbau so verteilt, daß sie in den Räumen der einzelnen Geschosse nicht störten. Die Aufteilung zeigt Abb. 1. Lediglich eine Stütze (Nr. 3) ist auf einen tragfähigen Mauerabsatz über dem dritten Stockwerk gelagert. Im ganzen waren also zehn Stützen, die ummantelt wurden, zur Übertragung der neuen Lasten nötig. Die erwähnten neun Stützen von je 22 m Länge wurden für eine freie Knicklänge von etwa 20 m nach beiden Querschnittachsen berechnet. Die größte aufzunehmende Stützenlast betrug nicht weniger als 170 t. Die Ausbildung der Stützen 1 u. 4 stellt Abb. 2 u. 2a dar. Die Stützen 3, 1, 2 tragen den Binder I, an dessen



Abb. 6. Anschluß des Binders II an Binder I mit Halbrahmenbinder.

einem Ende nach dem Königstorgraben zu sich ein Halbrahmenbinder anschließt. Auf dem Binder I lagert auch das nach der Bahnhofstraße zu gelegene Ende des Binders II auf, der im rechten Winkel zu Binder I auf den Stützen 4 und 5 ruht (Abb. 3). Das andere Ende des Binders II stützt sich auf einem Unterzug zwischen den Stützen 7 und 8 ab. Während der Binder I im fünften Geschoß eingebaut ist, befindet sich der Binder II im darüberliegenden Dachraum. Beide Binder liegen in einer Wand, treten also nicht in Erscheinung. Zusammen mit den zehn Stützen bilden die Binder die Haupttragkonstruktion für die Aufstockung. Die Lichtbilder Abb. 4 u. 5 geben ein anschauliches Bild von der Anordnung der Binder zueinander und der Art der Aufstellung. Die Gesamtanordnung zeigt am besten Abb. 1, aus welcher insbesondere auch alle Abmessungen ersichtlich sind. Eine sehr zweckmäßige Lösung fand auch die Frage der Ausbildung der neuen Decke über dem vierten Obergeschoß, die durch die Unterzüge an den Bindern I und II angehängt wurde. Die Punkte *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f*, *g*, *h* des Binders II (Abb. 3) und die Punkte *i*, *k* des Binders I (Abb. 9) bezeichnen solche Knotenpunkte, an denen die Unterzüge der Rapiddecke aufgehängt sind. Da es mit Rücksicht auf die Wintermonate und den Hotelbetrieb geboten war, möglichst trocken zu arbeiten, wurde als Deckenbauart die Rapiddecke gewählt, die vollkommen trocken zwischen den Deckenträgern einzubauen ist. Sie besteht aus Betonbalken mit einem derart ausgebildeten Querschnitt, daß die Balken,



Abb. 5. Gesamtansicht der Montage.

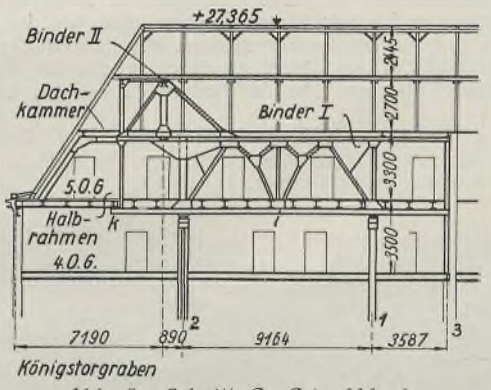


Abb. 9. Schnitt *C*—*C* in Abb. 1.

zwischen benachbarten Deckenträgern aneinandergeschoben, Hohlräume bilden, welche für einen ausreichenden Wärmeschutz Vorbedingung sind. Die Abb. 7 veranschaulicht die Dachausbildung in den Bauteilen Hopfenstraße und Bahnhofstaße. Im Bauteil an der Hopfenstraße gelangten in die Wände verlegte Stahlbinder zur Ausführung, deren System weit-

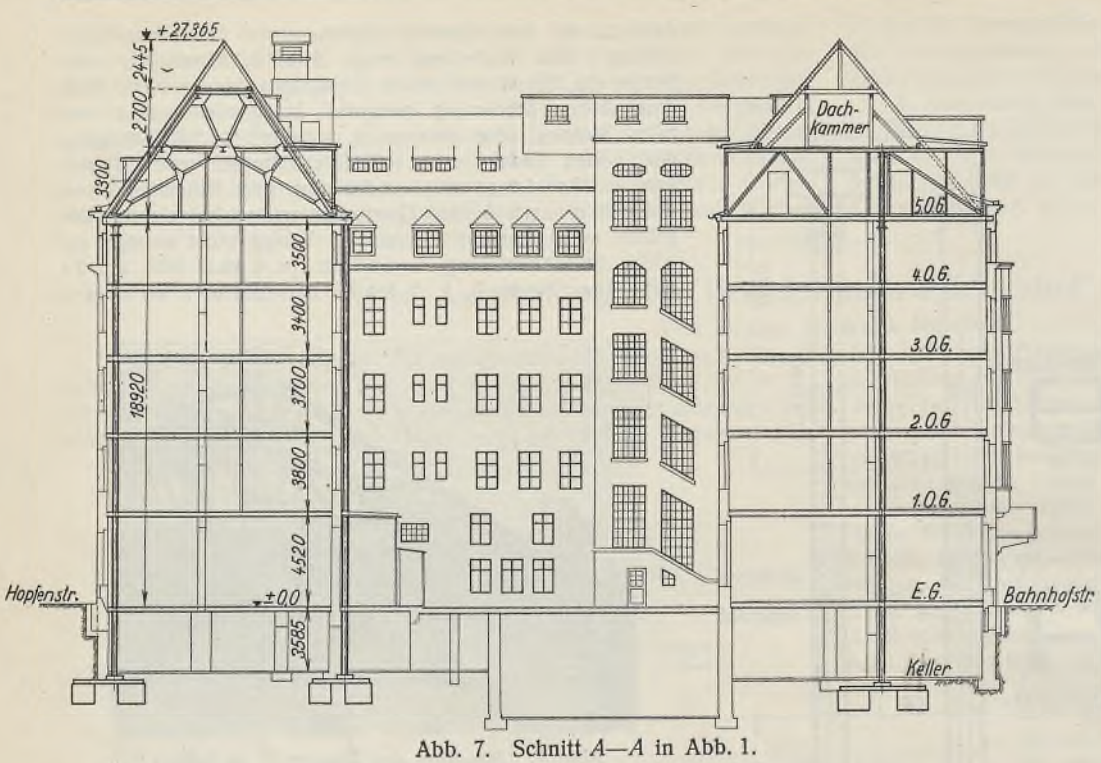


Abb. 7. Schnitt *A—A* in Abb. 1.

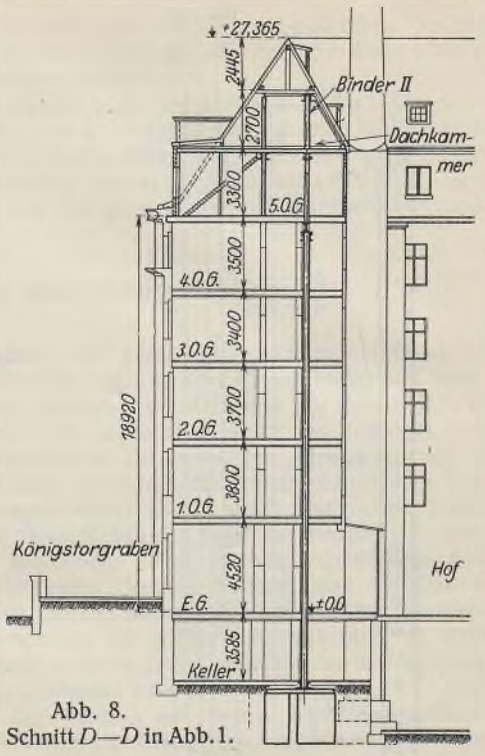


Abb. 8.
Schnitt *D—D* in Abb. 1.

gehend Rücksicht auf Türen nehmen mußte. Im Bauteil Bahnhofstraße trug der Binder I sehr wesentlich zur einfachen Ausgestaltung des Stockwerks und Dachraumes bei und machte die Verwendung von Bindern wie im Bauteil Hopfenstraße entbehrlich. In gleicher Weise konnte auch bei dem Bauteil am Königstorgraben unter Ausnutzung des Binders II lediglich unter Verwendung von Stahlträgern als Deckenträger und Stiele die räumliche Ausbildung erfolgen (Abb. 8). An dem Binder II hängt außer der erwähnten Rapiddecke, auf die Kragarme der Deckenträger abgestützt, auch die mit Hohlsteinen ausgemauerte Stahlfachwerkwand *A* (Abb. 1). Durch diese Kragwirkung der Deckenträger wird auch eine erwünschte Entlastung der Fassadenmauer herbeigeführt, die aus diesem Grunde nur eine geringe Zusatzbelastung erhält. Aus Abb. 7 geht auch hervor, in welcher Weise nach den Seiten hin die neuen Außenwände und das Dach ausgebildet wurden. Die aus Lochsteinen in Stahlfachwerkwand hergestellten Wände sind an der Innenseite mit Tektondielen aus Gründen des Wärmeschutzes verkleidet; die Außenverkleidung besteht aus Kupferblech. Aus den Abb. 6 u. 9 ist im Vordergrunde auch der Halbrahmenbinder ersichtlich, der sich an den Binder I anschließt.

Die Ausführung und Aufstellung der gesamten Stahlkonstruktion im Gesamtgewicht von etwa 248 t wurde durch die Firmen MAN, Werk Nürnberg, und Süddeutsche Eisengesellschaft A.-G., Nürnberg, in der kurzen Bauzeit von zwei Monaten durchgeführt, womit die vertraglich festgelegte Lieferfrist noch um acht Tage unterschritten wurde. Auf die MAN entfielen die Stützen 1, 2, 4 bis 10 samt den Fundamenten, sowie die Deckenträger — insgesamt 153 t; die Süddeutsche Eisengesellschaft hatte die vollständige Dachkonstruktion (Fachwerkträger, Verspannungen, Pfetten usw.) sowie die Stahlfachwände, insgesamt 95 t, übernommen. Die Aufstellung behinderte in keiner Weise den lebhaften Straßenverkehr am Bahnhofplatz und Königstorgraben. Die Konstruktionsteile wurden in der Hopfenstraße unmittelbar vom Fuhrwerk hochgezogen, oben an die Verwendungsstelle befördert und auf der über einem Notdach errichteten Arbeitsbühne zusammengebaut. Diese Leistung in wenigen Winterwochen ist ein Beweis harmonischen und zielbewußten Zusammenarbeitens der beiden genannten Firmen. Darüber hinaus aber ist die ungewöhnliche und alle Vorteile des Stahlbaues geschickt ausnutzende Lösung dieser Bauaufgabe als eine hervorragende Leistung aller an diesem Bau maßgeblich Mitwirkenden zu bezeichnen. Entwurf und Bauoberleitung lagen in den bewährten Händen der Architekten B. D. A. Georg Richter und Prof. Ludwig Ruff, beide in Nürnberg.

Verschiedenes.

Flugzeughalle der Dornier Metallbauten G. m. b. H., Friedrichshafen. Die in den letzten Jahren für die Dornier Metallbauten G. m. b. H., Friedrichshafen/Bodensee in Manzell ausgeführte Flugzeughalle[1]) erhielt aus betrieblichen und konstruktiven Gründen eine von der für Flugzeughallen üblich gewordenen Ausführungsform abweichende Ausbildung.

Mit Rücksicht auf den Zweck als Montagehalle für Wasserflugzeuge wurde sie unmittelbar am Ufer des Bodensees erstellt, und mit einem über die Wasserfläche vorkragenden Kran können die Flugzeuge aus dem Wasser unmittelbar in die Halle gebracht werden (s. Abb. 1 u. 2). Die konstruktive Anordnung dieser Kranbahn und die unsicheren Bodenverhältnisse am Seeufer führten zur Wahl der Hauptbinder als Dreigelenkbögen, die mit einer Spannweite von 35 m und einer Pfeilhöhe von

[1]) Vgl. a. Bautechn. 1927, Heft 33 u. 34: Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornier-Flugzeuge in Altenrhein bei Rorschach.



Abb. 1. Gesamtansicht des Werkes.

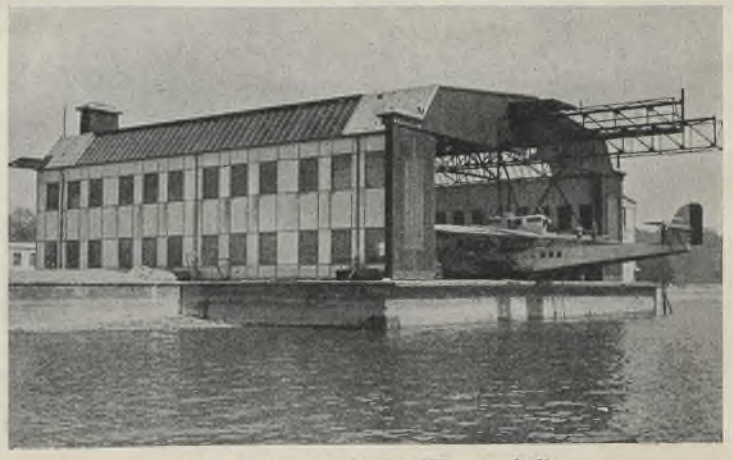


Abb. 2. Seeansicht der Flugzeughalle.

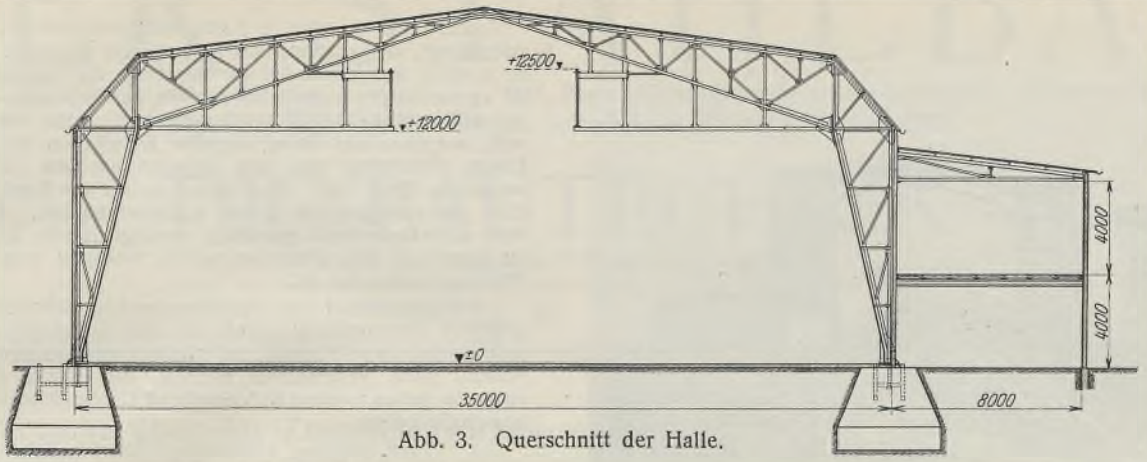


Abb. 3. Querschnitt der Halle.

rd. 15 m, in Abständen von 10 m die 40 m lange Halle überspannen (s. Abb. 3 u. 4).

Die durch die ganze Halle führende und 13 m über das Wasser vorkragende Kranbahn wurde derartig angeordnet, daß in der Halle eine lichte Höhe von 10 m auf eine Breite von 30 m eingehalten werden kann. Der elektrische Kran hat 7,5 t Tragfähigkeit und 8 m Spurweite. Zu Montagezwecken sind unter jedem Binder zwei Laufkatzenträger für 2 t Nutzlast angebracht. Zur Verringerung der Pfettenstützweite auf 5 m wurden zwischen den Hauptbindern jeweils noch Zwischenbinder vorgesehen, die auf den Stützen der Seitenwand und dem Kranträger auflagern.

Seitlich der Halle befindet sich noch ein zweistöckiger Anbau von 8 m Breite und 40 m Länge für Werkstätten und Lager. Die Eindeckung der Halle und des Anbaues erfolgte mit 8 cm starken Bimsbetonplatten und doppelter Papplage. Die Ausmauerung der Stahlfachwerkwände geschah mit $^1/_2$ Stein starkem Ziegelmauerwerk.

An den beiden Giebelwänden der Halle sind sechsteilige kulissenartig verschiebbare Tore angeordnet, die sich zu beiden Seiten der Halle hinausschieben lassen und eine Öffnung von 10×30 m freigeben. Die Tore rollen unten auf Stahlrädern mit Walzenlagern und sind oben in einer besonderen Konstruktion geführt.

Der Entwurf, Werkstattausführung und die Montage der Stahlkonstruktion für die Halle und den Anbau, sowie die betriebsfertige Herstellung und Aufstellung der Tore erfolgte durch die Firma Eisenwerk Kaiserslautern in Kaiserslautern.

Dipl.-Ing. L. Wolff, Oberingenieur.

Die älteste Hängebrücke Europas. Wiederholt ist im Schrifttum[1]) die älteste eiserne Brücke des europäischen Festlandes, die gußeiserne Bogenbrücke über das Striegauer Wasser bei Laasan in Schlesien, erwähnt worden. Diese aus Abb. 1 ersichtliche Brücke stammt aus dem Jahre 1796 und wird hinsichtlich des Alters nur von einzelnen englischen Brücken ähnlicher Bauart übertroffen. Das über 130 Jahre alte Bauwerk ist heute noch in Benutzung.

Im Zusammenhang damit dürfte es interessieren, daß in Schlesien noch ein zweites ehrwürdiges Denkmal der Brückenbaukunst vorhanden ist, nämlich die Hängebrücke über die Malapane in Malapane i. O.-S. Diese Brücke wurde in den Jahren 1825 bis 1827 erbaut und dürfte wahrscheinlich die älteste noch bestehende Hängebrücke Europas sein.[2]) Sie wird ebenfalls heute noch benutzt. Ihr Ersatz durch einen Neubau ist aber infolge der heutigen gesteigerten Verkehrsansprüche wohl nur eine Frage der Zeit.

[1]) U. a. Zeitschrift „Wirtschaftliche Technik" 1930, Heft 1.

[2]) Anm. der Schriftltg.: Soweit wir unterrichtet sind, ist der ebenfalls noch in Benutzung befindliche eiserne Kettensteg über die Pegnitz am Neutor in Nürnberg noch etwas älter, da er bereits 1824 von dem Mechanikus Kuppler erbaut sein soll. Der Steg dient aber nur dem Personenverkehr; mithin mag die Bezeichnung der Malapaner Brücke als älteste noch bestehende Hängebrücke Europas eine gewisse Berechtigung haben.



Abb. 1. Brücke über das Striegauer Wasser.

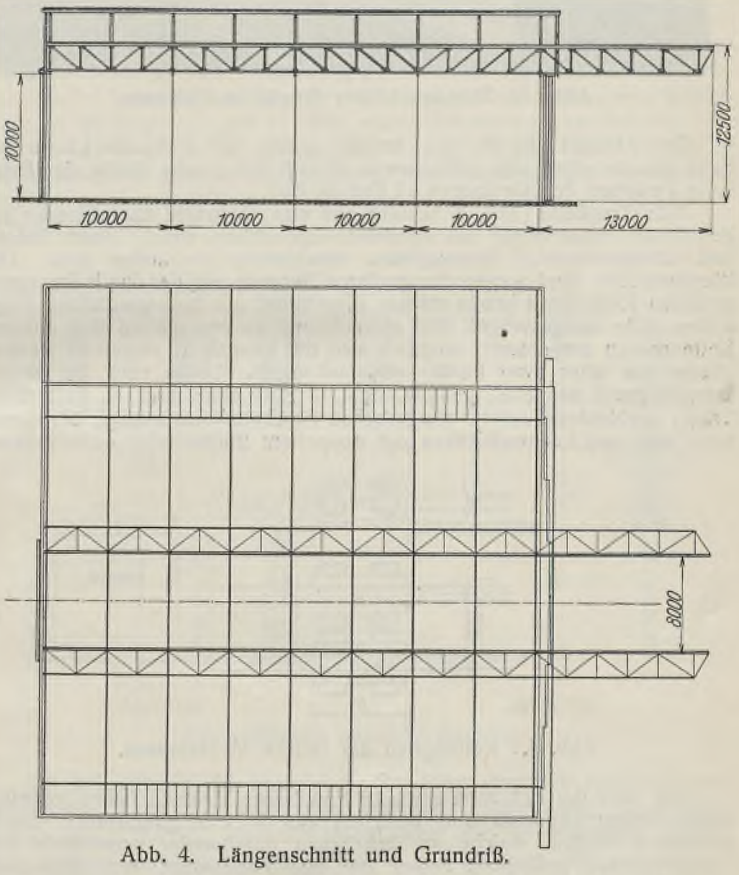


Abb. 4. Längenschnitt und Grundriß.

Wie aus Abb. 2 u. 3 hervorgeht, zeigt die Brücke in ihrer Gesamterscheinung starken Anklang an moderne Hängebrücken, während die konstruktive Durchbildung natürlich den zur Zeit der Erbauung verfügbaren Baustoffen, dem Schmiedeeisen und Gußeisen, angepaßt ist.

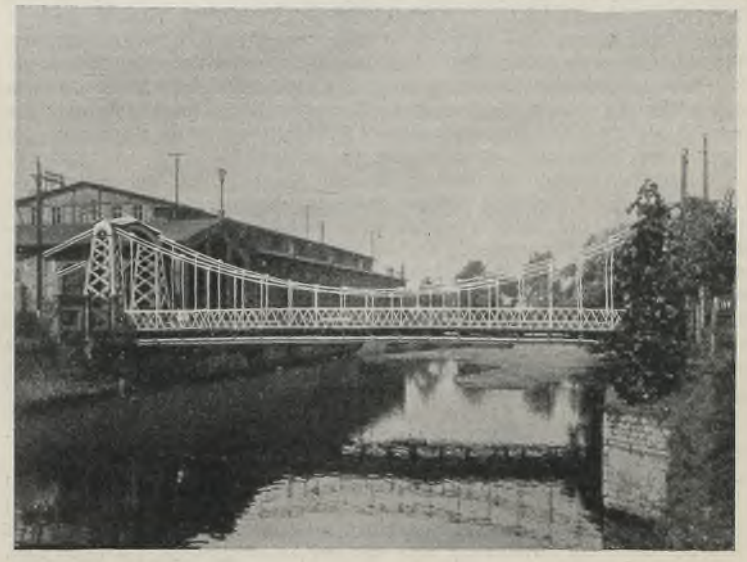


Abb. 2. Seitenansicht der Brücke in Malapane.

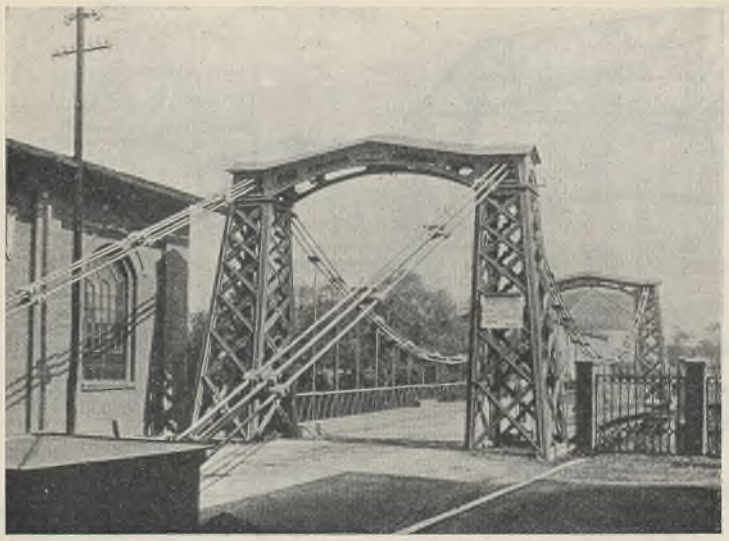


Abb. 3. Stirnansicht der Brücke in Malapane.

Der Abstand der Pylonen beträgt genau 100 Fuß, die Länge der Fahrbahn zwischen den Ufermauern 88 Fuß 3 Zoll, die Breite der Fahrbahn zwischen den Geländern 17 Fuß 10 Zoll.

Jede Tragkette (Abb. 4) besteht aus vier paarweise übereinander angeordneten Einzelketten aus Rundeisenaugenstäben, welche durch Bolzen und schlingenförmige Kettenglieder miteinander verbunden sind. Die Rückhaltketten sind wegen der größeren Neigung und der damit erzeugten größeren Kettenkraft etwas stärker ausgebildet als die eigentlichen Tragketten. Die Hängestangen sind abwechselnd an den oberen und unteren Kettenpaaren aufgehängt, wodurch sich die Länge der einzelnen Kettenglieder als über zwei Felder reichend ergibt. Unten sind die Hängestangen durch doppelte, geschmiedete, 3 Zoll hohe und $^1/_2$ Zoll dicke Träger verbunden, welche die hölzerne Fahrbahnkonstruktion, bestehend aus Quer- und Längsschwellen mit doppeltem Bohlenbelag, unterstützen.

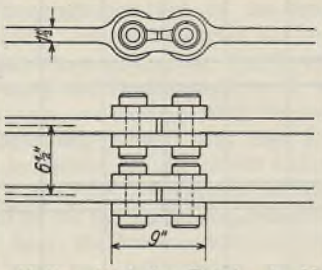


Abb. 4. Kettenglied der Brücke in Malapane.

Die über der Fahrbahn etwa 19 Fuß hohen Pylonen haben ungefähr quadratischen Grundriß und bestehen aus je vier gußeisernen durchbrochenen Platten, welche an den Ecken miteinander verschraubt und durch kräftige gußeiserne Anker mit dem Fundament verbunden sind. Die Verankerung der Rückhaltketten ist so ausgeführt, daß die Ketten mit gußeisernen Ankerplatten verbunden sind, welche auf je neun eichenen Rammpfählen ruhen und durch Mauerwerk entsprechend beschwert werden.

Ein besonderer Versteifungsträger fehlt natürlich, da die Kenntnis der Statik zu jener Zeit ja noch nicht so weit vorgeschritten war, um dessen Notwendigkeit zu erkennen. Gefühlsmäßig hat der von dem damaligen Königl. schlesischen Oberbergamt in Brieg beauftragte Entwurfsverfasser, Maschineninspektor Schottelius, aber doch wohl seine Zweckmäßigkeit geahnt und deshalb das Geländer durch rautenförmige Anordnung der Geländerstäbe zu einem Fachwerkträger ausgestaltet. Im Verein mit der ziemlich steifen Fahrbahn sind diese Geländerträger wohl imstande, geringen Ansprüchen auf Lastverteilung zu genügen.

Schließlich möge als Beitrag für die Sorgfalt, mit der man schon damals bei der Errichtung solcher Brücken vorging, noch das Protokoll über eine vor der Inbetriebnahme der Brücke vorgenommene Probebelastung mitgeteilt werden. Dieses Protokoll ist den Brückenbauakten entnommen, welche von dem Hüttenamt Gleiwitz der Preußischen Bergwerks- und Hütten A.-G. freundlicherweise zur Einsichtnahme zur Verfügung gestellt waren.

„Actum Malapane, den 26. September 1827. — Nachdem der Bau der hiesigen Kettenbrücke so weit vorgeschritten war, daß die Passage über dieselbe gehen konnte, haben Unterzeichnete der hohen Aufgabe genügen wollen, die das vorjährige hohe oberberghauptmannschaftliche Bereisungsprotocoll wegen vorher zu nehmender Überzeugung der Haltbarkeit durch möglichste Belastung verordnet.

Es ist daher zu diesem Zweck so viel Rindvieh zusammengetrieben worden, als aus dem hiesigen Ort und den benachbarten Colonien Hüttendorf und Antonia hat zusammengebracht werden können, 75 Stück an der Zahl, die zusammen über die Brücke so getrieben worden sind, daß die ganze von der Brücke dargebotene Fläche voll war.

Vorher sind in den 4 Kettenauflagerständen Lote oder Senkbleie aufgehängt, um an den Pfeilern auch das geringste Weichen bemerkbar zu machen, was jedoch bei der Belastung, die wenigstens zu 200 Zentnern zu veranschlagen sein möchte, nicht der Fall war. — Die Kettenbrücke hat sich nur in dem Moment verändert, wenn die Belastung ungleich war, wo dann der Belag ungefähr 6 Zoll von der ihm angewiesenen Ebene niederging und sich dagegen an dem entgegengesetzten unbelasteten Ende hob; dann aber, so wie die Last verschwand, stellte sich die ursprüngliche Form vollkommen her. Die Schwankung ist zwar sehr bedeutend geworden, vorzüglich aber dadurch, daß das Vieh zu schnell in Trab getrieben wurde, wodurch aber gerade die härteste Prüfung entstanden ist.

Bei der hierauf vom Maschinenmeister Schottelius vorgenommenen genauen Untersuchung sowohl bei den Aufhängepunkten, wie auch an jedem einzelnen Wechsel, ist nichts vorgekommen, was eine Bedenklichkeit hätte verursachen können, die Brücke der offenen Passage Preis zu geben, wovon sich sämtliche Unterzeichnete volle Überzeugung verschafft haben.

gez. Freytag, Helmkamp, Dietrich, Schottelius."

Schultz.

Ausstellung „walter gropius"[1]). Eine Ausstellung von Bauten des Architekten B. D. A. Professor Dr.-Ing. e. h. walter gropius fand in der ständigen Bauwelt-Musterschau im Schinkelsaal des Berliner Architektenhauses vom 8. bis 23. April statt. Zeichnungen, Photos und Modelle gaben einen Überblick über das Schaffen dieses Architekten seit dem Jahre 1911.

gropius gehört zu den Architekten, die den Stahl als den unserer Zeit gemäßen Baustoff besonders gern zur Anwendung bringen. Bereits 1911/12 errichtet er — wir lehnen uns im folgenden an den Inhalt seiner Ausstellung an — die Schuhleisten- und Stanzmesserfabrik Faguswerk, Alfeld a. d. Leine, in Stahl und Glas, schafft hier einen Industriebau, dessen Zweckmäßigkeit auf den ersten Blick erkennbar wird: Stahlpfeiler gliedern den zunächst wie einen riesigen Glaskasten wirkenden langgestreckten Bau, das Glas gewährt dem Licht vollen Zutritt, und die lederfarbenen Verblender, die gropius später noch häufig in Verbindung mit dem Stahlskelett anwendet, geben dem Ganzen den harmonischen, farbigen Abschluß. In der Fabrikanlage auf der Werkbundausstellung Köln 1914 konstruiert er die Werkhalle in Blechbindern, baut ein Bürohaus, hinter dessen halbrundem Vorbau aus Glas und Stahlpfeilern das Treppenhaus sichtbar wird. Für die „Chicago Tribune" entwirft er 1922 einen vielstöckigen Wolkenkratzer mit terrakotta-ummanteltem Tragwerk, einen Stahlbau, der in seiner monumentalen Einfachheit und gleichzeitigen organischen und graziös wirkenden Aufteilung sicher dem Chicagoer Stadtbild zur Zierde gereicht hätte.

Das Modell eines „Total-Theaters" (1926) beweist, wie ihm die Stahlbauweise auch sonst die Möglichkeit gibt, seinen originellen Zukunftsideen Ausdruck zu verleihen. Man erblickt im Innern dieses Theaters mit drehbarem Parketteil ein seltsames kuppelartiges Stahlskelett, das die Kombination einer Tiefbühne und einer Rundbühne darstellt.

Das auf der Werkbundausstellung Stuttgart (1927) ausgestellte Wohnhaus gibt ihm Gelegenheit, den Stahlskelettbau als die Grundlage der von ihm propagierten maschinellen Herstellbarkeit von Wohnhäusern darzulegen. Es handelt sich hier um einen Versuchsbau im Trockenmontageverfahren, der mit Ausnahme des Fundaments vollständig trocken errichtet wurde. Die Eignung des Stahlskelettbaues auch für das private Luxuswohnhaus beweist er 1927 mit dem Landhaus Harnischmacher, einem langgestreckten, feingliedrigen Gebäude.

Mit dem Entwurf für eine Stadthalle, Museum und Sportplatz der Stadt Halle (1928) bekennt sich gropius in einzigartiger Weise zum Stahlskelettbau als dem ästhetischen Träger des Baugedankens. Denn er läßt bei der Stadthalle das Stahlskelett sichtbar bleiben, das auf seiner oberen Plattform einen Dachgarten mit Restaurant trägt; an dem Stahlskelett ist die Kuppel der Stadthalle aufgehängt. Zu den bemerkenswertesten Stahlskelettbauten von gropius gehört auch das Arbeitsamt Dessau — Stahlskelettbau mit lederfarbenen Verblendern und halbkreisförmigen Shed-Oberlichtern. Bei verschiedenen Wettbewerben des vorigen Jahres, so bei dem für das Dr.-Aschrott-Altersheim, Kassel (2. Preis), für das Wohlfahrthaus Kassel und für die Maschinenbauschule Hagen (2. Preis), hat gropius ebenfalls aus dem Stahlskelettbau Anregungen geschöpft, die zu eigenwilligen architektonischen Lösungen wurden. Dies ist auch der Fall bei dem 1930 entworfenen „Wohnhaus in Stahl", bei dem Erker und Laubengangsystem zusammen mit den breiten Fenstern trotz aller Vielheit gleichförmiger Einzelheiten einen lebendigen Eindruck hervorrufen. Ein solches Haus braucht man auch nicht mit dem verächtlichen Namen „Mietskaserne" abzutun, denn der zentrale Gesellschaftsraum, Bäder, Turngeräte, Bibliothek, Bar usw. sind die Bestandteile dieses Wohnhochhauses, das für die darin Wohnenden — so will es gropius — ein menschenwürdiges Heim werden und ihren Gemeinsamkeitsinn fördern soll.

e. c.

[1]) Prof. Dr.-Ing. e. h. walter gropius legt Wert darauf, daß sein Name mit Kleinbuchstaben geschrieben wird.

INHALT: Versuche an Nieten aus Siliziumbaustahl und gewöhnlichem Nietstahl. — Die Aufstockung des Grand Hotels Fürstenhof in Nürnberg. — Verschiedenes: Flugzeughalle der Dornier Metallbauten G. m. b. H., Friedrichshafen. — Die älteste Hängebrücke Europas. — Ausstellung „walter gropius".

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 27. Juni 1930 | Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht.

Ausgeführt im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt von Professor **H. Kayser,** Darmstadt.

I. Veranlassung der Versuche.

In einer größeren Stadtgemeinde gab der ständig zunehmende Verkehr, insbesondere die bedeutende Erhöhung der Achslasten von Lastautos und Straßenbahnwagen gegenüber den früheren Verkehrsmitteln, Veranlassung, die der Stadt unterstehenden Brücken auf ihre Tragfähigkeit nachzuprüfen. Als Ergebnis stellte sich u. a. bei einer Straßenbrücke, deren Hauptträger als Fachwerkbogen ausgebildet sind, heraus, daß außer einer Beseitigung und Erneuerung der Fahrbahndecke verschiedene Teile der Hauptträger, darunter insbesondere die Anschlüsse mehrerer Schrägen an die Knotenpunkte verstärkt werden mußten, wenn man nicht überhaupt eine vollständige Auswechslung der gesamten alten Überbauten in Erwägung ziehen wollte. Der Gedanke einer Verstärkung der alten Hauptträger lag um so näher, als sie sich im besten Unterhaltungszustand befanden; diese Feststellung ist auch um dessentwillen interessant, weil die Brücke 1876 aus Schweißeisen erbaut war und der einwandfreie Zustand der immerhin über 50 Jahre alten Tragkonstruktion einen bemerkenswerten Beitrag zu der mancherseits umstrittenen Frage der Lebensdauer stählerner Brücken liefert.

Die Überlegungen hinsichtlich der Art der Verstärkung führten dazu, zu prüfen, ob diese Verstärkungen mit Hilfe des neuzeitlichen Schweißverfahrens durchführbar seien. Da es sich um die schweißtechnische Verstärkung genieteter Konstruktionen handelte, ergab sich das Problem, das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht zu untersuchen.

II. Vorversuche mit Schweißeisen.

Obgleich die in Betracht kommende Brücke aus Schweißeisen besteht, dessen von St 37 oder sonstigen neuzeitlichen Baustählen teilweise erheblich abweichende Dehnungs- und Festigkeitseigenschaften durch Zerreiß- und Biegeversuche vorweg festgestellt waren, wurden die weiter unten beschriebenen Versuche an Probestäben aus St 37 durchgeführt, da von dem Schweißeisen nur wenige Proben zur Verfügung standen. Die bei St 37 erzielten Ergebnisse gedachte man bei einer weiteren Versuchsreihe mit entsprechenden Schweißeisenstäben zu verwerten.

Vorweg sei bemerkt, daß diese ursprünglich geplanten Ergänzungsversuche an schweißeisernen Probestäben nicht ausgeführt sind. Denn aus anderweitigen Gründen wurde der Gedanke einer Verstärkung der alten Hauptträger vorerst fallen gelassen, so daß diese letzteren Versuche keine unmittelbare Bedeutung mehr hatten und — so interessant sie im Interesse weiterer Erkenntnisse auf dem in Frage stehenden Gebiet gewesen wären — aus Mangel an verfügbaren Geldmitteln unterbleiben mußten.

Eine kleinere Reihe von Versuchen, welche die umstrittene Frage der erfolgreichen Schweißbarkeit des Schweißeisens klären sollten, wurde durchgeführt. Zur Verfügung standen einige aus der alten Brücke ausgebaute Winkelprofile, aus denen die Versuchsstäbe hergestellt wurden. Die Festigkeits- und Dehnungseigenschaften dieses Schweißeisens waren festgestellt wie folgt:

Als Mittel aus zehn Versuchen ergaben sich am langen Proportionalstab (gemäß DIN 1605)

Streckgrenze . . . $\sigma_S = 27{,}6$ kg/mm²
Bruchgrenze . . . $\sigma_B = 36{,}9$ kg/mm²
Bruchdehnung . . . $\sigma_{10} = 9{,}4\,\%$,

wobei die einzelnen Werte der Streckgrenze und Bruchgrenze gut beieinander lagen, diejenigen der Bruchdehnung jedoch erheblich streuten.

Es wurden die Bruchfestigkeiten von Flankenkehlnähten (durch Druckversuch) und Stirnkehlnähten (durch Zug- und Druckversuch) geprüft. Die Versuchsstäbe waren gemäß Abb. 1a, 1b und 1c ausgebildet.

Die Bruchfestigkeit der Flankennähte ergab sich im Mittel zu $\sigma = 31{,}8$ kg/mm², die der Stirnnähte im Mittel zu $\sigma = 48{,}8$ kg/mm², bezogen auf die schwächste Bruchfuge (Höhe des eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks). Wenn auch diese Ergebnisse wegen der anders gewählten Art der Versuchsstäbe nicht ohne weiteres mit den Forderungen der „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“[1]), welche zur Zeit der Versuchsdurchführung noch nicht bekannt waren, vergleichbar sind, so zeigen sie doch, daß auch Schweißeisen mit bestem Erfolg schweißbar ist. Denn die Vergleichswerte nach den „Richtlinien“ sind: Mindestbruchfestigkeit von Flankenkehlnähten $\sigma = 24$ kg/mm² (erreicht wurden 31,8 kg/mm²) und von Stirnkehlnähten $\sigma = 30$ kg/mm² (erreicht wurden 48,8 kg/mm²).

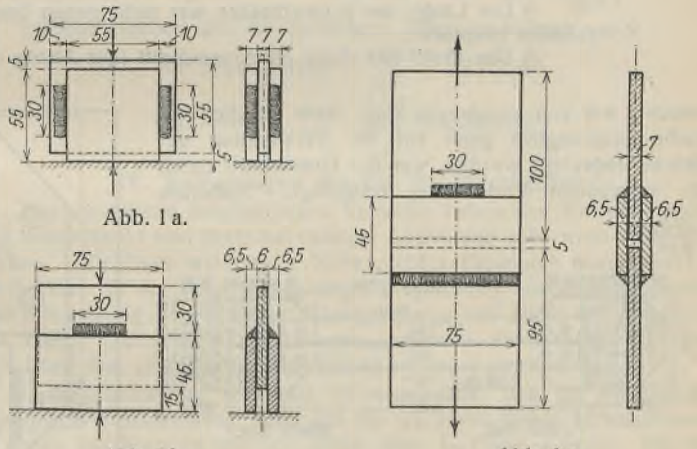


Abb. 1a. Abb. 1b. Abb. 1c.

Versuchsstäbe aus Schweißeisen.

Die Schweißung war autogen durchgeführt unter Verwendung eines gekupferten Flußstahlschweißdrahtes (dünner Kupferüberzug, so daß Cu-Gehalt bis zu 0,15 %). Bei der Herstellung der Schweißnähte ergaben sich gewisse Schwierigkeiten; es stellte sich als notwendig heraus, mit Sauerstoffüberschuß zu schweißen (Mischungsverhältnis Sauerstoff zu Azetylen etwa 1,2 : 1). Jedenfalls war — hinsichtlich des Schweißvorganges — dies Schweißeisen entschieden schlechter schweißbar als Flußstahl.

Das Ergebnis dieser Vorversuche kann dahingehend zusammengefaßt werden, daß Schweißeisen bestimmter Sorten zwar weniger leicht, aber bei Anwendung besonderer Methoden und hochwertigen Schweißdrahtes sehr wohl schweißbar ist. Die in den Schweißnähten erzielte Festigkeit liefert normale Werte im Vergleich zu Schweißnähten bei Flußstahl. Ob die vielerorts aufgestellte Behauptung, daß das metallurgische Gefüge des Werkstoffes in der Nähe der Naht sich stärker und auch mit einer tieferen Eindringungszone in ungünstigem Sinne verändert als bei Flußstahl, zutrifft, konnte durch diese Versuche nicht geklärt werden.

III. Hauptversuche mit Flußstahl.

Für die Durchführung der Versuche stand eine Universalprüfmaschine (Bauart MAN) mit maximal 100 t Zug zur Verfügung.

Im Hinblick auf das ursprüngliche Ziel der Versuche, nämlich die Verstärkungsmöglichkeit der vorbezeichneten Brücke zu prüfen, waren die Versuchsstäbe den Schrägstäben der Hauptträger dieser Brücke nachgebildet. Sonach ergab sich ein Querschnitt von gekreuzten Winkeln. Die Versuchsstäbe, aus St 37 normaler Güte bestehend, sind in Abb. 2 dargestellt, wobei noch bemerkt sei, daß die Nieten 20 mm ∅ hatten.

Daß die Verwendung unsymmetrischer Einzelquerschnitte (einseitig angeschlossene Winkel) die Versuchsergebnisse ungünstig beeinflussen

[1]) Vgl. „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“, veröffentlicht im Stahlbau 1930, Heft 9.

Zahlentafel.

Versuchswerte, betreffend das Zusammenwirken von Schweißnähten und Nieten.

1	2	3	4	5		6		7	8
Versuchs-gruppe	Versuchs-stab	Nietzahl[1]) und Niet ∅	Länge der Schweißnähte[2])	Bruchlast des einzelnen Stabes	Bruchlast als Mittel der Versuchs-gruppe	Abs. Zuwachs gegenüber Gruppe I		Zuwachs gegenüber Gruppe I pro Längeneinheit der Schweißnaht	Beanspruchung im Profil[3])
	Nr.	mm	cm	t	t	t	%	t/cm	t/cm²
I	1	4 ∅ 20	—	41,3	40,4	0	0	0	1,93
	2	4 ∅ 20	—	39,5					1,84
II	3	—	4 · 11,0 = 44,0	38,1	41,5	—	—	—	1,78
	4	—	4 · 10,5 = 42,0	44,9					2,10
A_1	5	4 ∅ 20	4 · 9,3 = 37,2	55,6	55,9	15,5	38	0,42	2,60
	6	4 ∅ 20	4 · 9,0 = 36,0	56,2					2,63
A_2	7	4 ∅ 20	4 · 13,5 = 54,0	78,8	78,8	38,4	92	0,71	3,68
A_3	8	4 ∅ 20	4 · 16,5 = 66,0	92,0	92,0	51,6	128	0,88	4,30
B	9	4 ∅ 20	2 (6,0 + 8,0 + 6,0) = 40,0	57,0	56,3	15,9	39	0,40	2,60
	10	4 ∅ 20	desgl.	60,7					2,83
	11	4 ∅ 20	desgl.	54,2					2,54
	12	4 ∅ 20	desgl.	53,1					2,49
C	13	4 ∅ 20	2 (11,5 + 7,5) = 38	77,9	79,6	39,2	97	1,03	3,64
	14	4 ∅ 20	desgl.	78,9					3,68
	15	4 ∅ 20	desgl.	82,1					3,84

[1]) Sämtliche Niete sind einschnittig beansprucht; maßgebend Abscheren. Ihre volle Querschnittsfläche ist: 4 · 3,14 = 12,56 cm².

[2]) Die Länge der Schweißnähte war nicht genau bearbeitet; sie ist unter Berücksichtigung eines angemessenen Maßes für die Kraterenden eingesetzt.

[3]) Das Profil hat einen Nutzquerschnitt (mit Abzug des Nietloches 20 mm ∅) von 21,4 cm².

würde, war von vornherein klar. Aber da die Versuche ursprünglich ganz auf die Verstärkung der Brücke abgestellt wurden, war der Querschnitt durch die gegebenen Verhältnisse festgelegt. Späterhin

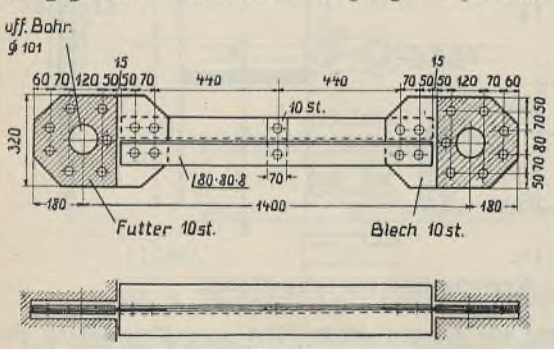


Abb. 2.
Versuchsstab aus St 37.

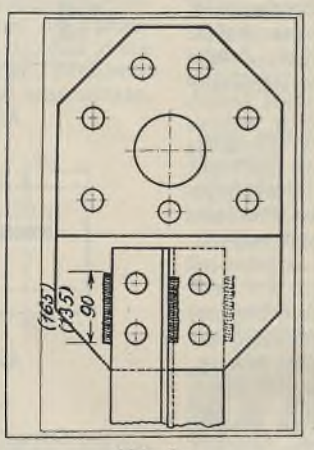


Abb. 3a.

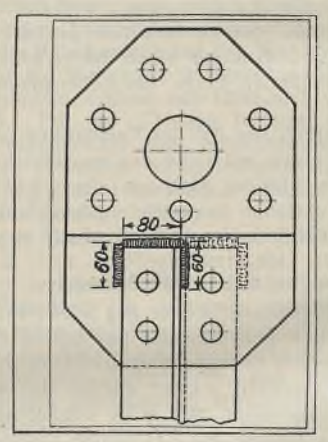


Abb. 3b.

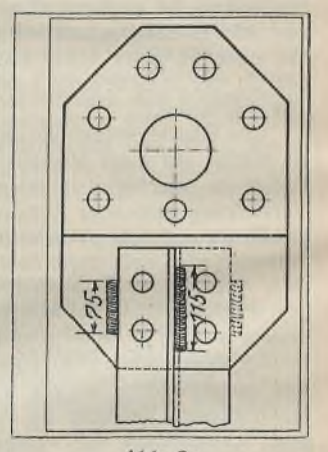


Abb. 3c.

Anordnung der Schweißnähte.

glaubte man, um einwandfrei vergleichen zu können, von den einmal gewählten Abmessungen und Anordnungen nicht abgehen zu sollen.

Die Anordnung der Schweißnähte wurde verschieden gewählt, um die Zweckmäßigkeit oder Überlegenheit der einen oder anderen Art prüfen zu können. Abb. 3a, 3b u. 3c geben diese Schweißnahtanordnungen wieder, die zugehörigen Stäbe sind als Gruppe *A*, *B* und *C* bezeichnet.

Um Vergleichswerte zu haben, wurden ferner je zwei Versuchsstäbe mit Nietung, ohne Schweißung (Gruppe I) und zwei Stäbe mit Schweißung, ohne Nietung (Gruppe II) untersucht. Die allgemeine Anordnung dieser Versuchsstäbe entsprach gleichfalls Abb. 2, die der Schweißnähte bei Gruppe II der Abb. 3a.

Die Versuchsergebnisse sind in der obenstehenden Zahlentafel zusammengestellt.

Abb. 4a, 4b u. 4c geben je ein typisches Bild eines durch Zerreißen zerstörten Anschlusses je der Gruppe *A*, *B* und *C*.

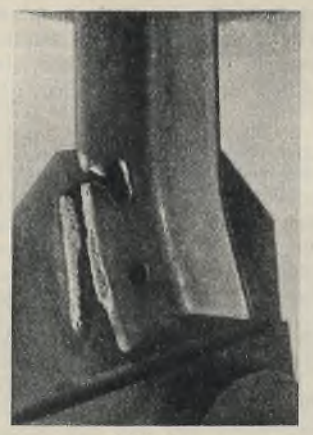


Abb. 4a.



Abb. 4b.

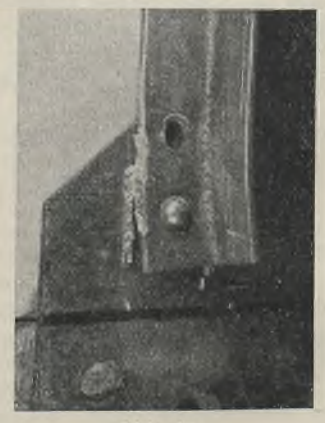


Abb. 4c.

Probestab-Anschlüsse nach dem Zerreißversuch.

Die Abbildungen lassen erkennen, daß die durch die Asymmetrie der Winkelprofile bedingten Biegungsmomente die Zerstörung der Anschlüsse erheblich beeinflußt haben. Die Ergebnisse sind also das Resultat der sehr ungünstigen Versuchsanordnung; es steht zu erwarten und wäre durch einfache Versuche mit symmetrischen Versuchsstäben nachzuweisen, daß bei symmetrischen Stäben höhere Festigkeitswerte erreichbar sind.

Die Zahlenwerte der vorstehenden Tafel zeigen, daß die Versuchsgruppen I und II annähernd gleiche Bruchlasten trugen. Aus der Schweißnahtlänge kann man folgern, daß ein Niet ∅ 20 mm einschnittig auf Abscheren ungefähr einer Schweißnahtlänge von 5 cm (oder etwas mehr) entspricht.

Weiterhin ergibt sich sehr eindeutig, daß sämtliche Stäbe, bei denen Nietung und Schweißung angewendet waren, höhere Bruchlasten getragen haben als die nur genieteten oder nur geschweißten

Stäbe. Es ist daher eindeutig erwiesen, daß gegenüber dem Bruchzustand Nietung und Schweißnaht zusammenwirken.

Die Spalten 6 und 7 lassen den Nutzeffekt der durch Schweißung verstärkten Nietung erkennen, und zwar Spalte 6 in absoluten Größen und Spalte 7 pro Längeneinheit (je lfd. cm der Schweißnaht). Aus diesen Zahlen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

1. Der Nutzeffekt bei den Stäben der Gruppe A_1 und B ist verhältnismäßig gering. Die Ursache dazu liegt, wie die rein äußerliche Betrachtung der Schweißnähte zeigte, in einer wenig vollkommenen Ausführung der Schweißung.
2. Bei den Stäben der Gruppe A_2 und A_3 ist der Nutzeffekt erheblich günstiger, da die Schweißung besser ausgeführt war.
3. Das günstigste Ergebnis lieferte — wie zu erwarten stand — die Gruppe C. Bei dieser waren (vgl. Abb. 3c) die Schweißnähte in den Längen der unsymmetrischen Form der Winkel angepaßt. Man erzielte im Bruchzustand durch die Schweißung einen Zuwachs von 1,03 t/cm Schweißnaht gegenüber der Gruppe I der nur genieteten Versuchsstäbe. Bezogen auf die schwächste Bruchfuge (Höhe des eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks; vgl. Abb. 5) ergibt sich also eine Wirksamkeit der Schweißnähte von

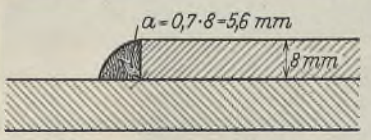


Abb. 5. Rechnerische Bruchfuge.

$$\frac{1,03}{0,56} = 1,84 \text{ t/cm}^2 \text{ beim Bruch.}$$

Nach den „Richtlinien" wird für Flankenkehlnähte eine Scherfestigkeit von mindestens 2,40 t/cm² verlangt. Die Güte der Schweißnähte hätte diese Festigkeit zweifelsfrei erreicht, wie unabhängig von den vorstehend beschriebenen Versuchen durchgeführte Proben einfacher symmetrischer Schweißverbindungen erwiesen haben. Da der Lastzuwachs dieser Festigkeit aber nicht entspricht, ergibt sich die Folgerung, daß Nietung und Schweißung zwar zusammenwirken, ihre Wirkungen aber nicht einfach zu addieren sind. Dies wird auch ohne weiteres verständlich, wenn man bedenkt, daß die Deformationsvorgänge bei den Nieten und der Schweißnaht, bedingt durch die verschiedene Art der Spannungsverteilung, verschieden sind.

Über die Spannungsverteilung bei mehreren Nieten einer Verbindung besteht auch heute noch, obgleich man seit Jahrzehnten innerhalb gewisser Grenzen mit gleichmäßiger Verteilung auf alle Nieten rechnet, keine absolut einwandfreie Klarheit. Die Spannungsverteilung in Flankenschweißnähten ist bisher noch weniger erforscht, wenn auch einzelne Versuche darüber aus jüngster Zeit vorliegen.[1]) Soviel läßt sich aber aus den hier durchgeführten Versuchen folgern, daß die Spannungsverteilung in Nieten und Flankenschweißnähten nicht gleichartig ist. Diese früher mehr gefühlsmäßig erkannte Tatsache hatte ja zu der oft geäußerten Ansicht geführt, daß ein Zusammenwirken von Nietung und Schweißnaht nicht anzunehmen sei. Dieser völlig negativen Bewertung widersprechen aber die Ergebnisse der vorliegenden Versuchsreihen.

Geht man davon aus, daß die Flankenschweißnähte wegen der Art der Spannungsverteilung (nicht die Dehnbarkeit der Schweißnaht selbst ist dabei bestimmend!!) eine verhältnismäßig geringe Formänderung zulassen, so ist zu folgern, daß bei kombinierter Nietung und Schweißung die letztere in voller Größe wirksam wird. Die Wirkung der Niete entspricht dagegen nicht ihrer Scher- oder Lochleibungsfestigkeit. Unzweifelhaft ist, daß die Niete mit der Reibungskraft mittragen, da bei allen durchgeführten Versuchen ein Lockern der Niete durch die Erwärmung beim Schweißen nicht festgestellt werden konnte, so daß zu folgern ist, daß bei vorsichtiger und sachgemäßer Schweißung eine Lockerung der Niete nicht in Frage kommt. Neben dieser Reibungskraft, welche bekanntlich einer Spannung von

$$\sigma = 0,6 \text{ bis } 1,2 \text{ t/cm}^2$$

der vollen Nietquerschnitte entspricht, wirken in gewissen Grenzen auch Scher- oder Lochleibungswiderstand mit, deren Größenordnung nur schwer zu erfassen ist. Es ist anzunehmen, daß die Mitwirkung der Niete jedenfalls nicht größer ist, als der Tragkraft des Nietes bei Erreichung der Fließgrenze entspricht.

Betrachtet man unter diesem Gesichtspunkt vergleichsweise die Ergebnisse der Versuchsgruppe I und C, so ergibt sich folgendes:

Die Versuchsgruppe C lieferte eine mittlere Bruchlast von 79,6 t. Nimmt man die Schweißnähte als voll tragend an, so übernehmen sie zuverlässig im Bruchzustand einen Lastanteil von $38,0 \cdot 0,56 \cdot 2,4 = 51,0$ t. Das Mitwirken der Niete hat also einen Lastzuwachs von $(79,6 - 51,0) = 28,6$ t erbracht. Bezieht man diesen Zuwachs auf die volle Querschnittsfläche der vier einschnittigen Niete von ϕ 20 mm, so ergibt sich, daß die Niete beim Bruch der Schweißnähte eine Beanspruchung von

$$\frac{28,6}{4 \cdot 3,14} = 2,28 \text{ t/cm}^2$$

getragen haben. Es bleibe dabei unerörtert, in welchem Maß diese Wirkung sich auf Reibung, Scher- oder Lochleibungswiderstand verteilt.

Die „Richtlinien" schreiben für auf Abscheren beanspruchte Flankenschweißnähte eine 3,2fache Sicherheit vor ($\sigma_B = 2,40$ t/cm²; $\sigma_{zul} = 0,75$ t/cm²).

Fordert man für die Niete aus St 37 eine 2,7fache Sicherheit (entspr. $\sigma_B = 3,70$ t/cm²; $\sigma_{zul} = 1,40$ t/cm²), so errechnet sich die zulässige Nutzbelastung der untersuchten Verbindung:

Anteil der Schweißnähte $\frac{2,40}{3,2} \cdot 38,0 \cdot 0,56 = 15,9$ t

Anteil der Niete . . . $\frac{2,28}{2,7} \cdot 4 \cdot 3,14 = 10,6$ t

$26,5$ t

Hierbei ergeben sich die zulässigen Beanspruchungen

der Schweißnähte $\frac{2,40}{3,2} = 0,75$ t/cm²

der Niete . . . $\frac{2,28}{2,7} = 0,85$ t/cm².

IV. Folgerungen aus den Hauptversuchen.

Die vorstehend beschriebenen Versuche haben den Beweis erbracht, daß Schweißnaht und Niete bei richtiger Anordnung sehr wohl zusammenwirken. Allerdings werden die Niete nicht vollkommen ausgenutzt; es wird daher für die Berechnung vorgeschlagen, bei kombinierter Nietung und Schweißung die zulässige Beanspruchung der Niete auf 850 kg/cm² des vollen Querschnittes festzulegen, während die Schweißnähte entsprechend den „Richtlinien" mit 750 kg/cm² zu bewerten sind.

Grundsätzlich sei nochmals hervorgehoben, daß die Kombination Nietung und Schweißung wohl nur für zu verstärkende Konstruktionen, in denen die Niete bereits vorhanden sind, in Frage kommt. Bei Neukonstruktionen wird es in jedem Falle, allein schon aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus, ratsam sein, entweder nur zu nieten oder nur zu schweißen.

Wie bereits anfangs betont, war die Durchführung dieser Versuche durch die Ausbildung der Versuchsstäbe erheblich erschwert. Es wäre erstrebenswert, die vorstehend gegebenen Resultate durch einfache Versuche an symmetrischen Stäben mit zweischnittigen Nieten zu bekräftigen, wobei noch günstigere Ergebnisse zu erwarten sind. Versuche nach dieser Richtung hin sind bereits in die Wege geleitet.

Zum Schluß erfülle ich noch gern die angenehme Pflicht, an dieser Stelle den Firmen, welche die Versuche unterstützt haben, meinen Dank zu sagen. Die Firma Aug. Klönne, Dortmund, hat die Arbeiten durch Geldmittel und Lieferung der meisten Versuchsstäbe, ferner die J. G. Farben, Werk Autogen in Griesheim a. Main, und Firma Donges, Darmstadt, durch Beihilfen verschiedener Art und Ausführung von Schweißungen unterstützt. Weitere Mittel wurden durch das Schweißungsinstitut der Technischen Hochschule Darmstadt zur Verfügung gestellt, dem die Karbid-Vereinigung, der Deutsche Stahlbauverband und die Gesellschaft der Freunde der Technischen Hochschule Darmstadt Geldbeträge überwiesen hatten.

[1]) Vgl. Cajar, Spannungsverteilung in Flankenschweißnähten, „Die Elektroschweißung" 1930, Seite 56 ff.

Das Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Bauingenieur **G. Timm**, Hamburg.

Dieses Ende Dezember 1929 richtfertig gewordene Verwaltungsgebäude zählt zu den interessantesten Stahlskelettbauten der Neuzeit, weil hier allen Anforderungen der modernen Kontorhäuser Rechnung getragen ist.

Die Schöpfer dieses zur Zeit höchsten Geschäftshauses in Hamburg sind die bekannten Architekten Sckopp & Vortmann, B. D. A. daselbst. Der erste Plan zu diesem Gebäude liegt schon jahrelang zurück. Dieser im Jahre 1913 preisgekrönte Entwurf der vorgenannten Architekten kam infolge des Krieges nicht zur Ausführung. Nach dem Kriege 1921/22 wurde vorerst das alte, 1905 errichtete, Verbandshaus aufgestockt und völlig umgebaut.

1925 beschloß der Verband, welcher nach dem Kriege wieder einen großen Aufschwung nahm, seine von ihm gekauften Häuser niederzulegen, um ein modernes Geschäftshaus von größtmöglicher Nutzfläche zu errichten. Es wurden verschiedene Projekte angefertigt (zum Teil unter Zuhilfenahme städtischen Grundes) und den Behörden zur Genehmigung vorgelegt. Alle städtischen Behörden lehnten die Überbauung des

Holstenwalles mit einem Saalbau in den Holstenwallanlagen ab, worauf letzten Endes das nunmehr zur Ausführung gelangende Projekt zustande kam. Dieser Plan sieht eine Bebauung von 350 m² städtischen Grundes durch die Arkaden vor (Abb. 1).

Oktober 1928 wurde mit dem Abbruch der alten Gebäude begonnen, jedoch konnte ein am Pilatuspool befindliches Gebäude erst im Mai 1929 niedergelegt werden. Trotzdem gelang es, die schwierigen Fundamente mit einer Eisenbetonpfahlfundierung, das gesamte Stahlskelett, sowie $^1/_4$ der gesamten Decken und einen Teil der Maurerarbeiten bis Weihnachten 1929 fertigzustellen.



Abb. 1. Ansicht vom Holstenwall (Modellaufnahme).

Das neue Gebäude enthält etwa 23000 m² Nutzfläche, mit dem alten am Holstenwall liegenden Altbau zusammen 30000 m² Nutzfläche. Die gemachten Erfahrungen bewogen die Architekten hierbei zu folgenden Forderungen:

1. die größtmögliche Geschoßanzahl innerhalb der zugebilligten Höhe, also geringste Deckenstärken;
2. keine Innenstützen, außer für Treppenhäuser und Fahrstuhlschächte;
3. überall Plandecken mit rechtwinkligen Anschlüssen an die Außenmauern (keine Rahmenschrägen und sichtbare Unterzüge).

Hierdurch ist also in jedem Geschoß jede Raumveränderung und -vergrößerung durch Verändern bzw. Entfernen der Leichtwände schnellstens möglich, weil nur die Außenwände und die Treppenhauswände feststehen.

Die Hauptabmessungen gehen aus dem Grundriß und Schnitten der Abb. 2 u. 3 hervor.

Zuerst wurde die Frage aufgeworfen, welche Bauweise (Stahlskelettbau oder Eisenbetonbau) sich hier am günstigsten erweist. Zur Lösung dieser Frage wurden Vorschläge und Vorberechnungen von verschiedenen Ingenieuren und Firmen Deutschlands eingeholt. Die hierbei gestellten Forderungen bezogen sich auf Wirtschaftlichkeit, Baudauer und Konstruktionseinzelheiten, welche später einzeln aufgeführt werden. Es stellte sich heraus, daß in allen Punkten der Stahlbau am günstigsten dastand. Von allen Vorschlägen in Stahlskelettbau erfüllte der des Verfassers dieses Artikels alle Forderungen der Architekten am besten, weshalb ihm der Auftrag zur Anfertigung der statischen Berechnungen und der Konstruktionsausbildungen erteilt wurde.

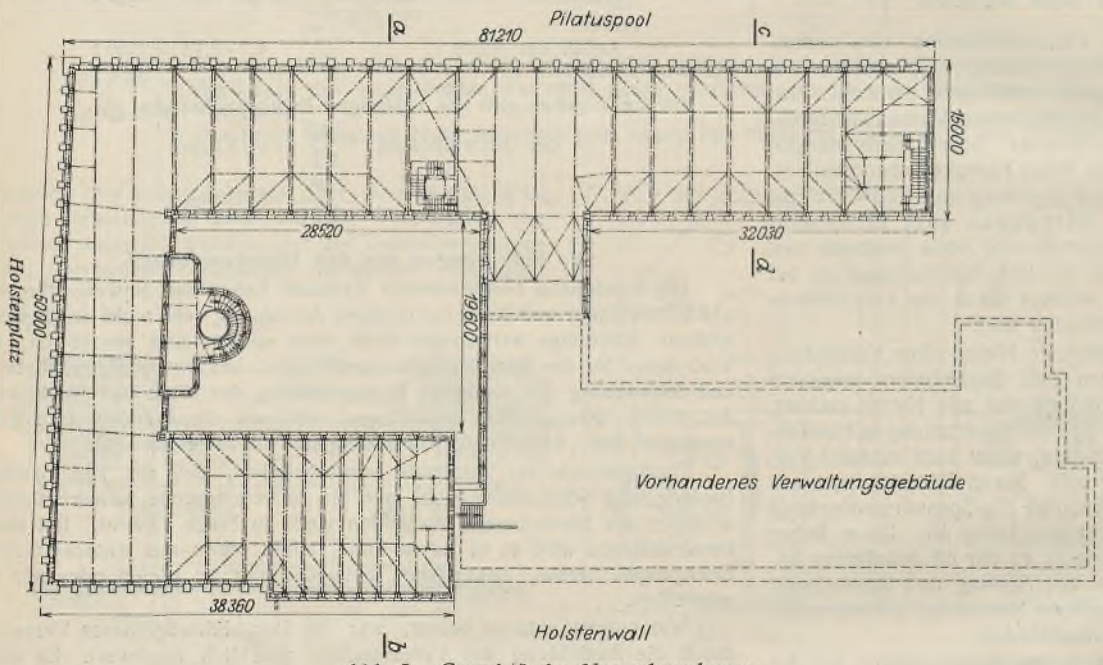


Abb. 2. Grundriß der Normalgeschosse.

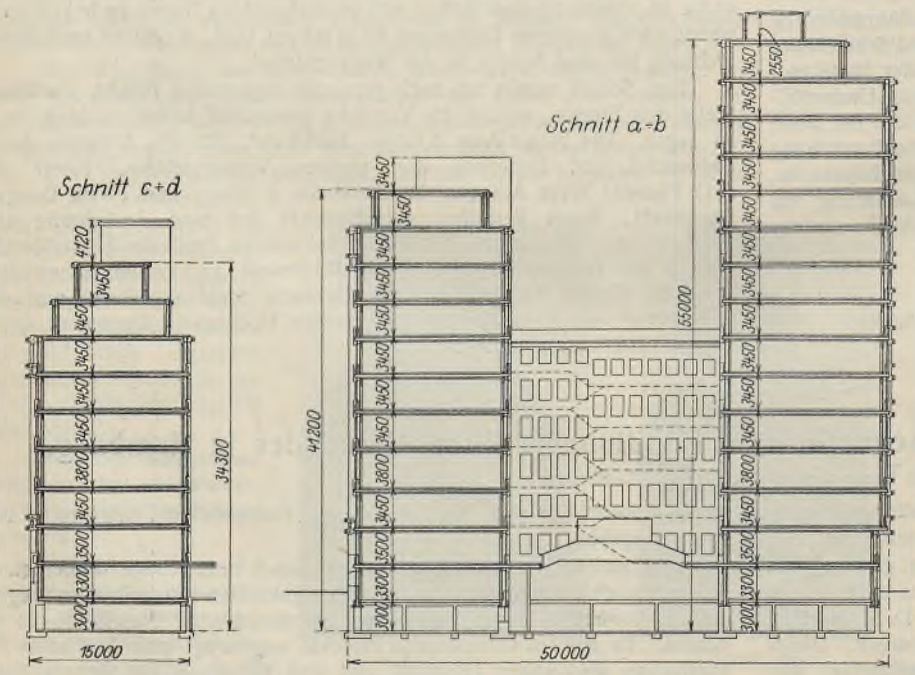


Abb. 3. Schnitt $a—b$ und $c—d$ (s. Abb. 2).

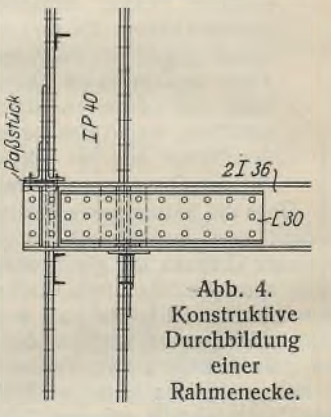


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung einer Rahmenecke.

Die Ausführung der ganzen Stahlkonstruktion im Gesamtgewicht von etwa 3050 Tonnen wurde der Firma J. Jansen Schütt G. m. b. H., Hamburg, übertragen und von dieser Firma in jeder Beziehung vorbildlich in der vertraglichen Zeit geliefert und montiert.

Aus den Schnitten der Abb. 3 geht hervor, daß die Hauptkonstruktion aus Stockwerkrahmen besteht. Diese Rahmen stehen in Abständen von 3,60 m und haben 13,80 m Spannweite. Die Riegel (2 I 36 Stahl 48) sind durch Konsolen in die Stützen eingespannt (Abb. 4). Die Stützen gehen durch mehrere Geschosse hindurch, weil die Riegel nach Aufstellung der Stützen bequem seitlich eingebracht werden können und die Einspannung durch Paßstücke erfolgt. Unter sich werden die Stützen (I P 40 St 48) durch einen Frontverband (Abb. 5) verbunden. Die Rahmen wurden als Stockwerkrahmen mit den entsprechenden Geschossen nach den Regeln der Elastizitätstheorie genau berechnet. Zum Vergleiche wurde noch eine Nebenrechnung nach dem Verfahren von Prof. B. Löser durchgeführt.

Um die Durchbiegung von etwa $1/500\ l$ nicht in die Erscheinung treten zu lassen, ferner um die Decke ohne Höhenvergrößerung mit mittiger Überhöhung zu versehen, erhielten die Riegel schon vom Walzwerk aus einen Stich von 40 mm.

Bei der Berechnung der Knotenpunkte ist von der Hamburger Baupolizeibehörde außer dem üblichen Nachweis der Biegungs- und Schubspannungen auch der Nachweis der hieraus entstehenden Formänderungen der einzelnen Konsolwinkel und der eingespannten Trägerenden verlangt worden. Hierbei stellte sich heraus, daß diese Forderung für solche Fälle durchaus berechtigt

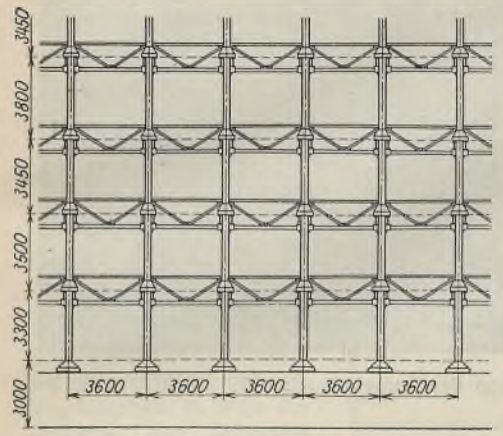


Abb. 5. Frontverband.

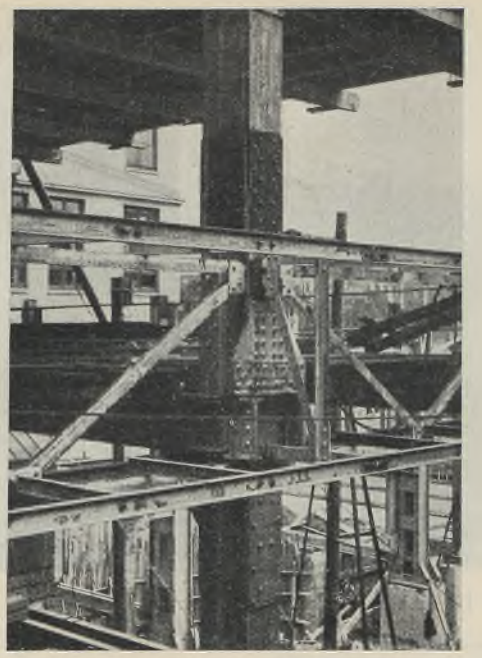


Abb. 6. Knotenpunkt mit Gesimseisen.



Abb. 7. Rahmenecke.

ist, verringerten sich hierdurch die Eckmomente doch teilweise um 10 %, wodurch wieder das Feldmoment entsprechend vergrößert wurde. In diesem Fall erwies sich dieses Verfahren günstig, weil die sehr kräftigen Riegelfelder das hinzukommende Moment leicht aufnehmen können. Die zusammenwirkenden Winkellaschen und Konsolen (Abb. 4 u. 6) sind so gewählt, daß die Durchbiegungen gleich sind. Der Winddruck, welcher ursprünglich durch die Massivdecken auf die Front- bzw. Giebelwände

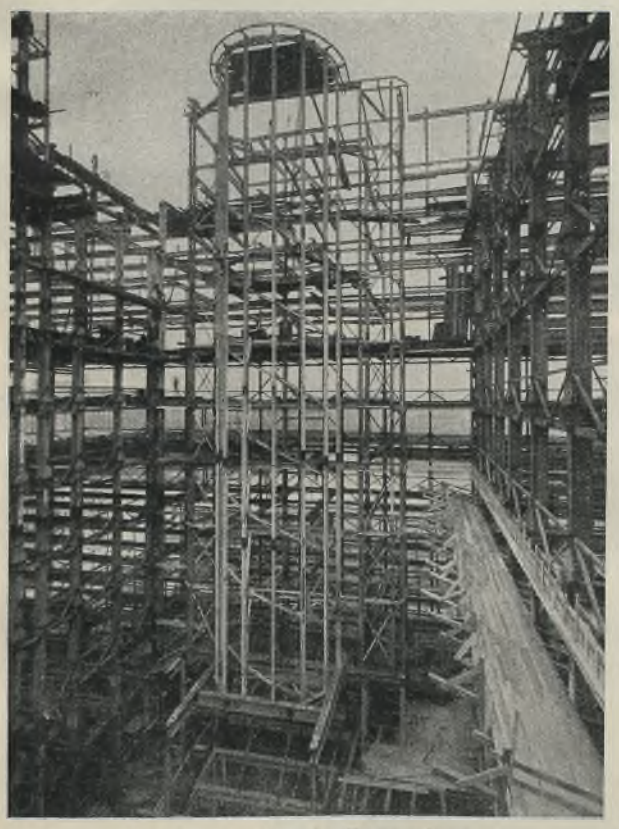


Abb. 8. Ansicht des Treppenhauses im Innern des Gebäudes.

abgesetzt werden sollte, wird jetzt durch einen Windverband auf diese übertragen. In der Frontrichtung geschieht dieses durch den Frontverband (Abb. 5).

Bei diesem Bau war ferner Bedingung, die Decken folgenden Forderungen anzupassen:

1. Ebene Untersicht (Plandecke).
2. Rechtwinklige Anschlüsse.
3. Rohrleitungen aller Art sind jederzeit in der Decke unterzubringen.
4. Größtmögliche Schallisolierung.
5. Das Eigengewicht soll 380 kg/m² nicht überschreiten (das Rahmeneigengewicht kommt hinzu).
6. Aufnahme einer Nutzlast von 500 kg/m².
7. Die gesamte Deckenstärke darf 46 cm nicht überschreiten.

Für die Decken wurde ein für diesen Bau besonders aufgestellter Vorschlag der Firma Carl Brand angenommen. Die Firma erhielt den Auftrag zur Ausführung der Fundamente und der Decken. Die Decken waren allerdings so leicht, daß eine Windübertragung durch diese von der Baupolizei abgelehnt wurde, weshalb vorbenannter Windverband angeordnet werden mußte.

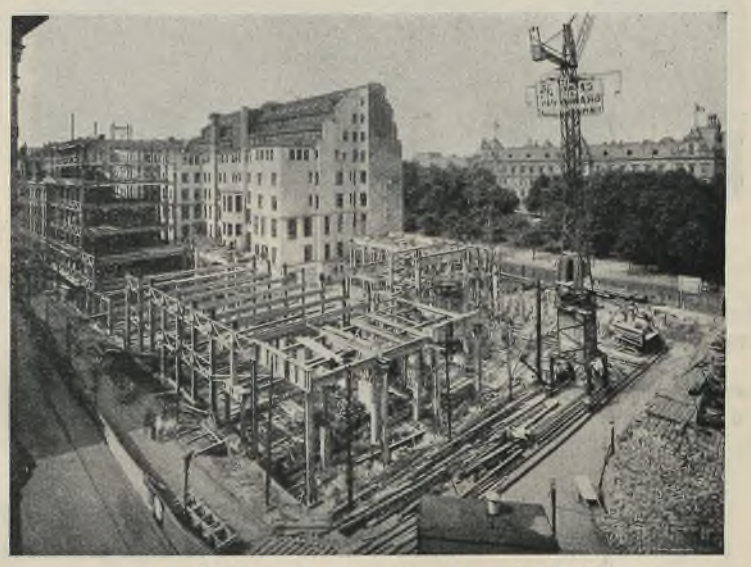


Abb. 9. Stand der Bauarbeiten am 10. 8. 29.

Bei den Übergängen zum Zwischenbau und von der Front Holstenplatz nach Pilatuspool und Holstenwall wurden Gruppenrahmen angeordnet. Letztere überschritten in den Normalgeschossen ebenfalls nicht die Höhe von 36 cm. Die anschließenden Rahmen sind einhüftig und haben ihr Gelenk in jedem Geschoß. Die Riegel bestehen aus I P 36 und werden über die Gruppenrahmen kontinuierlich hinweggeführt, d. h. nur die Decklaschen von 15 mm Stärke und erforderlicher Breite. Durch saubere Anpassung und durch Nieten der Druckbleche auf Anspannung wird die Kontinuität gewährleistet.

Der Kopf der einhüftigen Rahmen wurde den Rahmen der Staffelgeschosse entsprechend ausgebildet (Abb. 7). Auch hier sind die Anschlüsse rechtwinklig und treten nach Verputzen nicht in die Erscheinung, was bei manchen Bauten von großer Wichtigkeit sein kann. Die Gesimse werden ebenfalls durch eine Stahlkonstruktion gehalten (Abb. 6).

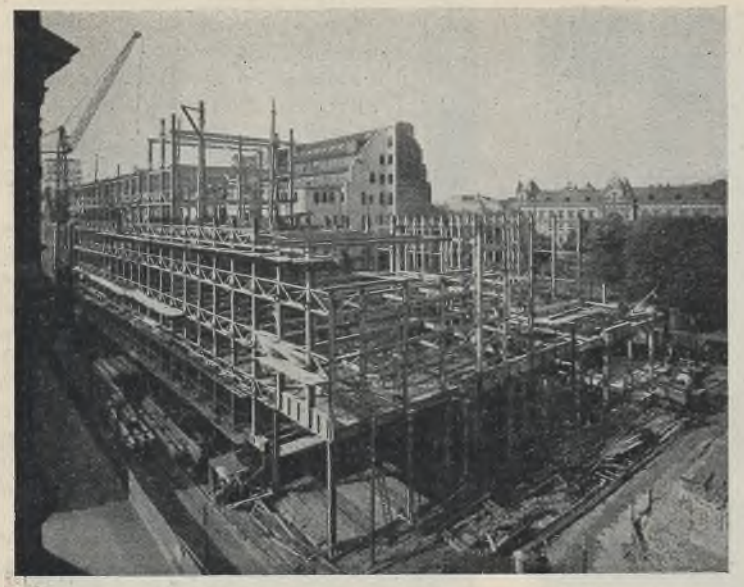


Abb. 10. Stand der Bauarbeiten am 14. 9. 29.

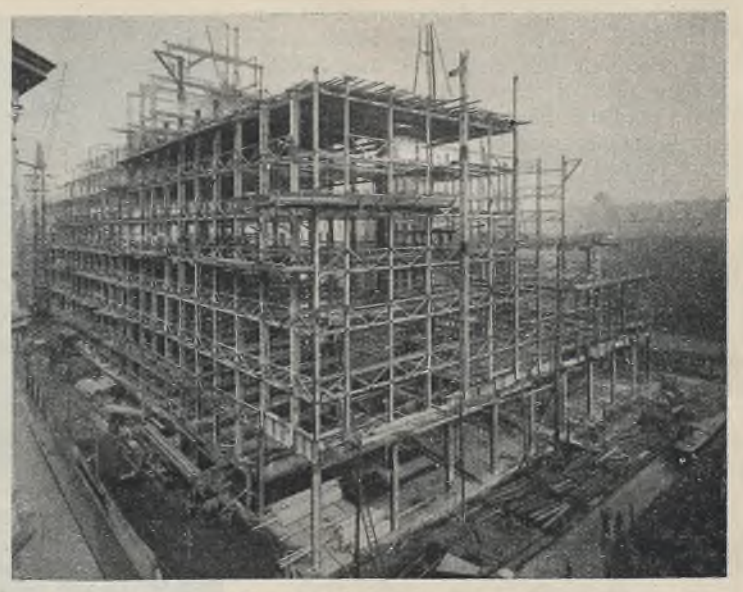


Abb. 11. Stand der Bauarbeiten am 19. 10. 29.

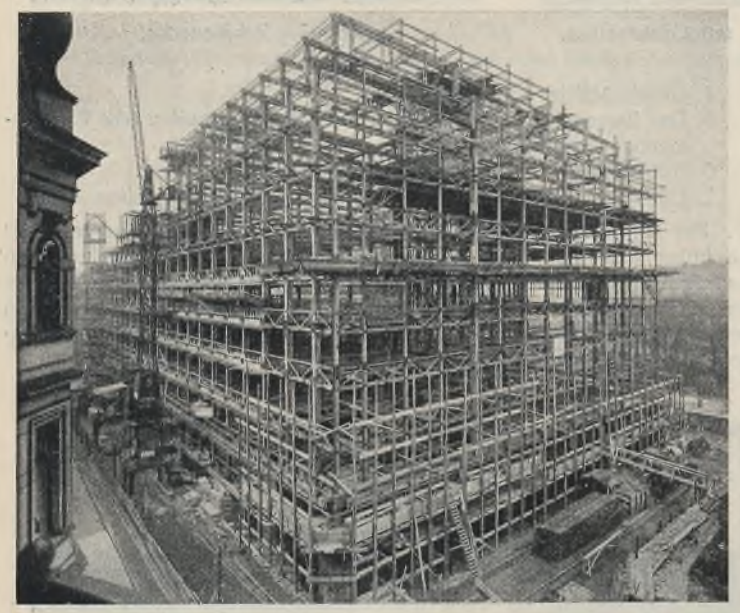


Abb. 12. Stand der Bauarbeiten am 7. 12. 29.

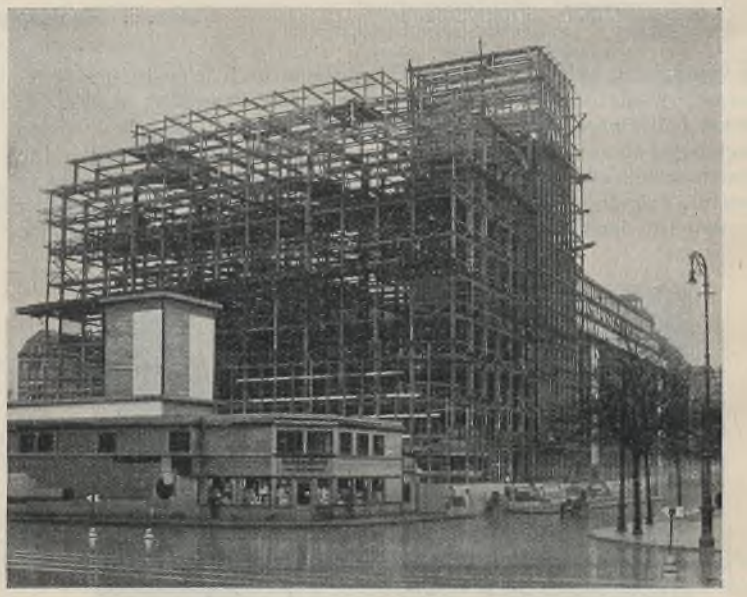


Abb. 13. Stand der Bauarbeiten am 14. 12. 29.

Das Haupttreppenhaus erhält durchgehende Fensterstützen. Sämtliche Verankerung liegt hier innerhalb der Treppenschalen, welche aus Eisenbeton zwischen den Ankern gespannt sind (Abb. 8).

Die größte Höhe ist die des Turmes am Holstenwall mit etwa 52,4 m über Fußweg. Die Front Holstenplatz und der erste Teil von Pilatuspool sind 41 m hoch. Der letzte Bauteil am Pilatuspool kann bei etwa 32 m Höhe später ebenfalls um zwei Stockwerke erhöht werden, so daß die Front Pilatuspool dann gleich hoch ist. Aus den Abb. 9 bis 13 ist die Baudauer und die Größe des Stahlskeletts ersichtlich. Etwa $^1/_3$ des ganzen Stahlgewichts entfällt auf Peiner Breitflanschträger.

Auch dieser Bau ist ein Zeichen der ständig wachsenden Beliebtheit von Stahlskelettbauten und für die Anpassungsfähigkeit dieser Bauweise.

Stählerne Bahnsteighallen auf Bahnhof „Ausstellung", Berlin-Charlottenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Ringelmann**, Berlin.

Die Reichsbahn-Direktion Berlin hat am 10. Dezember 1928, im Zusammenhange mit dem Elektrisierungsprogramm der Stadt-, Ring- und Vorortbahn, westlich von Charlottenburg den neuen Bahnhof „Ausstellung" dem Betrieb übergeben. Wie schon der Name besagt, soll der neue Bahnhof hauptsächlich eine bequeme Verbindung nach dem neuen Ausstellungsgelände der Stadt Berlin von der Stadt-, Ring- und Vorortbahn vermitteln. Gleichzeitig ist mit der Möglichkeit des Umsteigeverkehrs, der auf 20 000 bis 25 000 Menschen werktäglich geschätzt wird, an dieser äußersten westlichen Peripherie der Vollringstrecke, sowohl nach Richtung Spandau als auch nach Richtung Grunewald und umgekehrt, eine nennenswerte Wegeverkürzung beim Übergang erzielt.



Abb. 2. Blick auf die Gesamtanlage.

Wenn auch im allgemeinen Umsteigebahnhöfe ge-

regeltem Durchschnittsverkehr dienen, mußte man in diesem Falle mit plötzlichem stoßweisen Massenandrang rechnen, wie er z. B. bei besonderen Veranstaltungen auf dem Ausstellungsgelände eintreten kann. Aus diesem Grunde sind die Abmessungen und Erweiterungsmöglichkeiten des Bahnhofs „Ausstellung" in einem Ausmaße gewählt, daß sie diesen Bedingungen ohne Schwierigkeiten genügen.

Der von der Reichsbahn-Direktion Berlin aufgestellte und ausgeführte Entwurf des Bahnhofs „Ausstellung" sieht als Turmbahnhof drei Stockwerke übereinander vor, und zwar: als oberstes Stockwerk die Empfangshalle in Höhe des Zuganges und Vorplatzes + 47,10 m über NN, ein mittleres Stockwerk für die Bahnsteige der Ringbahn in Höhe von 42,18 m über NN und als unterstes Stockwerk für die Richtungsbahnsteige Charlottenburg—Spandau—Grunewald in Höhe von 36,08 über NN (Abb. 1 u. 2).

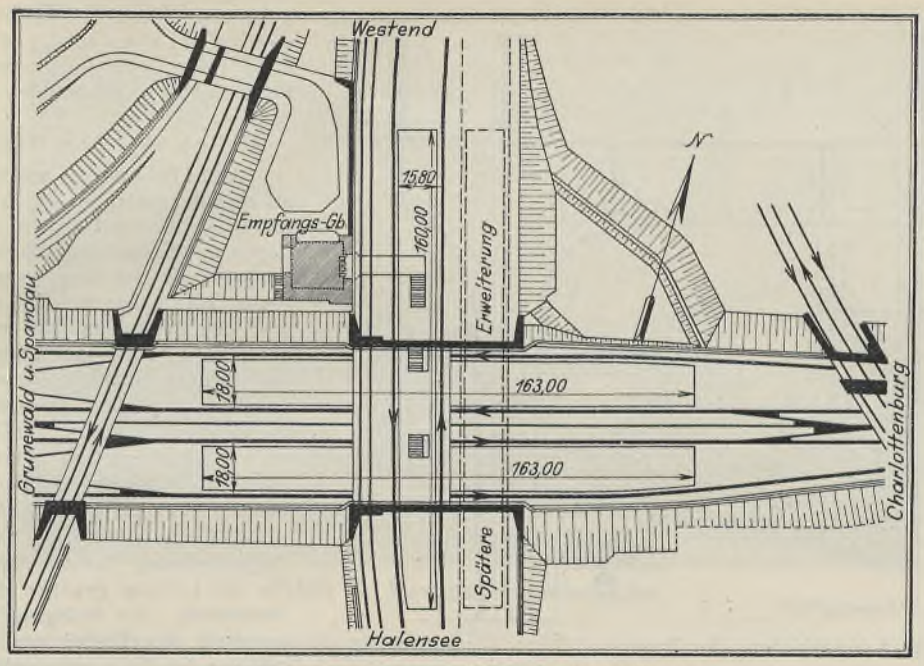


Abb. 1. Lageplan des Bahnhofs Ausstellung.

Die gesamten Anlagen sind, außer dem eigentlichen Empfangsgebäude, in Stahlkonstruktion ausgeführt. Der naheliegende Gedanke, die Kreuzung der Stadt- und Ringbahn mit einer einzigen großen, kuppelartigen Halle, welche die repräsentative Bedeutung des Bahnhofs „Ausstellung" als Messebahnhof kennzeichnen würde, zu versehen, die gleichzeitig als Empfangsraum auszubilden wäre und den größten Teil der Bahnsteige überdachen könnte, mußte nach überschläglicher Berechnung an den unverhältnismäßig hohen Kosten scheitern. An Hand von Modellen wurden verschiedene Ausführungsmöglichkeiten untersucht, die dann schließlich zu der einfachsten Lösung, ein besonderes, massives Empfangsgebäude im Zwickel zwischen Ring- und Stadtbahngleise (Abb. 2) zu errichten, führte.

Der obere, für die Ringbahn bestimmte Bahnsteig wurde teils als Schutz gegen die Witterung, teils aus ästhetischen Gründen mit einer geschlossenen, mit Oberlicht und seitlichen Fenstern versehenen Halle überdeckt (Abb. 6); für die beiden unteren Bahnsteige genügten normale zweistielige Bahnsteigüberdachungen, da sie gegen Wetter im Schutz des seitlichen, 6,5 m hohen Einschnittes liegen.



Abb. 3. Ansicht der Rolltreppe.

Die Durcharbeitung des Entwurfes nebst statischer Berechnung sowie die Gesamtausführung der Stahlbauten war der Firma C. H. Jucho, Dortmund, übertragen und wurde im Einvernehmen mit dem Reichsbahn-Neubauamt Charlottenburg und der Reichsbahn-Direktion Berlin durchgeführt.

Mit 160 m Länge und 12,55 m Breite für den Bahnsteig der Ringbahn und je 163 m Länge und 14,75 m Breite für die unteren Richtungsbahnsteige genügen diese Bahnsteige höchsten Verkehrsansprüchen. Als Zugang zum Bahnhof von der Empfangshalle zum Bahnsteig der Ringbahn dient eine 6 m breite überdeckte Brücke mit einer 4 m breiten festen Treppe. Für die reibungslose Abwicklung des Personen-Umsteigeverkehrs dienen außer je einer festen Treppe vom oberen zu den beiden unteren Bahnsteigen von 4,9 m Breite, danebenliegende Rolltreppen von 1,52 m Trittbreite.

Die von der Firma Carl Flohr, Berlin, hergestellten beiden Rolltreppen (Abb. 3) haben eine Geschwindigkeit von 0,5 m in der Sekunde bei einer stündlichen Leistung von 8000 Personen. Der Neigungswinkel der Rolltreppen ist 30°. Jede Stufe besteht aus einem kräftigen Blechrahmen und ist vorn mit einer Stoßplatte vereinigt, während die Trittfläche aus Eichenholzbelag besteht, der mit einem auswechselbaren Lattenrost versehen ist. Um das Stufenband oben und unten zu begrenzen, ist an jedem Ende eine kammförmige Platte, die mit ihren Zinken zwischen den Lattenrost der einzelnen Stufen greift, angebracht. Die seitliche Begrenzung des Stufenbandes erfolgt durch Balustraden, die oben mit Handleisten versehen sind. Die aus Gummi und Leinwand hergestellten Handleisten laufen in der gleichen Geschwindigkeit wie die Stufen. Der Antrieb der Rolltreppe erfolgt über ein Zahnrädervorgelege in einer Traverse.

Die Steuerung der ganzen Anlage geschieht durch an den Kopfstücken der Rolltreppe eingebaute Druckknöpfe, von denen, dem Bedürfnis der Verkehrsrichtung entsprechend, einer zur Aufwärtsbewegung, einer zur Abwärtsbewegung und einer zum Anhalten vorgesehen ist. Gegen Unfälle sind Sicherheitsvorrichtungen eingebaut, z. B. gegen Kettenbruch oder Kettenlängung.

Ist später die Anlage einer zweiten Rolltreppe erwünscht, so kann die Breite der festen Treppe so weit eingeschränkt werden, daß ein zweiter Rolltreppenlauf eingebaut werden kann.

Gleisbrücken und Bahnsteige der Ringbahn.

Für die 51 m langen Gleisbrücken der Ringbahn waren die einzelnen Stützweiten durch die Linienführung der unter den Ringbahngleisen hindurchgeführten Stadtbahngleise zum Bahnsteig festgelegt. Sie sind als normale, eingleisige Blechbalkenbrücken mit Buckelplatten, auf Portal- und Pendelpfeilern ruhend, mit Stützweiten von 8,5 + 6,0 (Portalträger) + 8,75 + 13,25 + 6,0 (Portalträger) + 8,5 m ausgebildet (Abb. 4). Beiderseitig sind auf Kragarmen der Querportale die Unterzüge innen für die

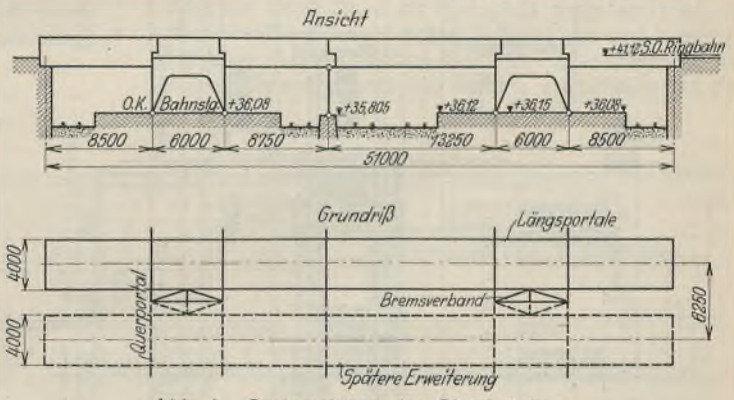


Abb. 4. Systemskizze der Gleisbrücken.

Bahnsteigdeckenträger und außen für die Bogenbinder gelagert, und zwar unabhängig von den Gleisüberbauten, so daß unmittelbare Erschütterungen durch Verkehrslasten und Bremswirkungen nicht auf die Bahnsteigdecke und Hallenbinder übertragen werden (Abb. 5).

Um späteren Erweiterungsmöglichkeiten Rechnung zu tragen, mußte auf die Ausführung eines weiteren Bahnsteiges der Ringbahn neben dem

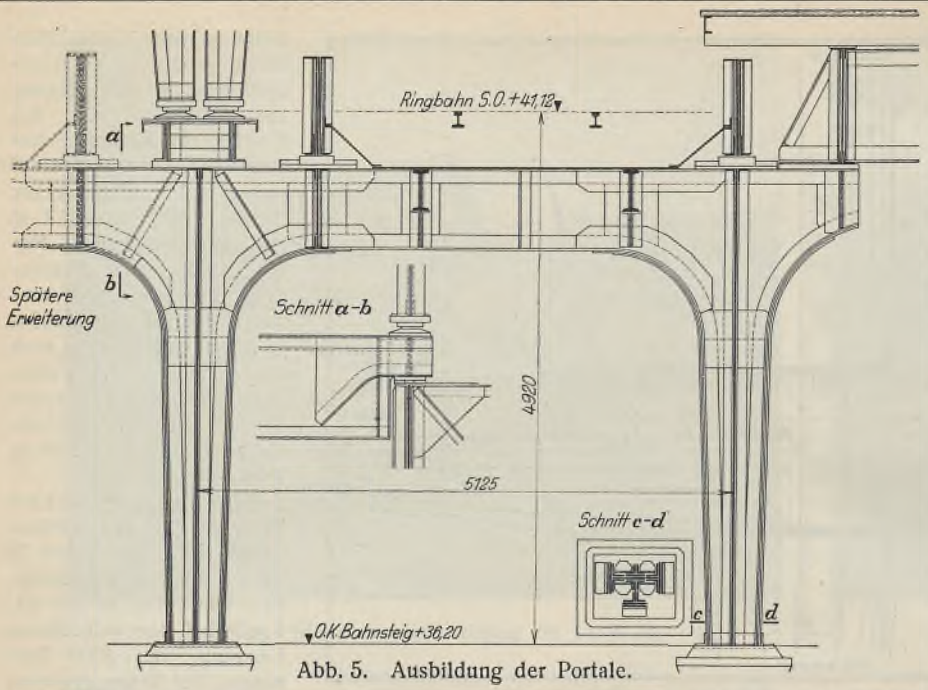


Abb. 5. Ausbildung der Portale.



Abb. 6. Hallenbinder über dem Bahnsteig der Ringbahn.

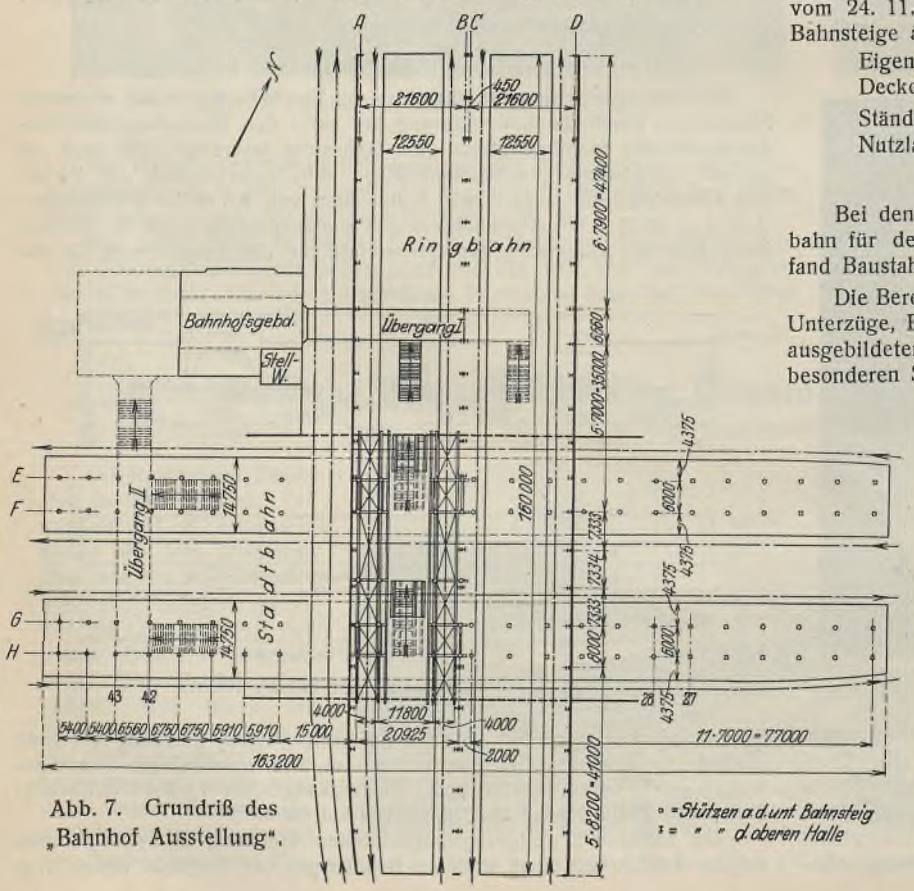


Abb. 7. Grundriß des „Bahnhof Ausstellung".

jetzt vorhandenen Rücksicht genommen werden. Die zweistieligen Quer- und Pendelportale können deshalb im Falle einer Erweiterung ohne weiteres als dreistielige Portale (Abb. 6) ausgebildet werden.

Hallen über dem Bahnsteig der Ringbahn.

Beide Bahnsteige, sowohl der zunächst ausgeführte als auch der später für die Erweiterung noch vorgesehene Bahnsteig, sind mit Hallen, deren Binder als Dreigelenkbogen ausgebildet sind, überdeckt, die untereinander aber in keiner Verbindung stehen. Die ausgeführte Halle besitzt eine Länge von 158 m, die in 17 Felder mit 8 m und drei Felder mit 7,33 m aufgeteilt ist. Die Dacheindeckung besteht aus doppelter Papplage auf Schalung und Sparren. Die Forderung, größtmögliche Helligkeit auf den Bahnsteigen zu erzielen, wurde einerseits durch vollständige Verglasung der Seitenwände, anderseits durch ein Oberlicht in Form eines Dachreiters in Hallenmitte mit 30° geneigter kittloser Verglasung, ebenfalls als Dreigelenkbogen ausgebildet, erfüllt (Abb. 6).

Auf Rauchabführung brauchte bei der elektrischen Zugbeförderung keine Rücksicht genommen werden. Für die Lüftung genügen die seitlichen Öffnungen des Dachreiters. Zur Reinigung der Oberlichter dienen zwei unterhalb des Dachreiters angebrachte, in der Längsrichtung der Halle verschiebbare Putzwagen. Die Regelbinder-Stützweiten betragen 21,6 m. Da am Südende des Bahnsteiges der Ringbahn das Gleis Westend—Halensee in einer Kurve liegt, mußten die letzten drei Binderstützweiten entsprechend verringert werden, so daß sich hierfür Stützweiten von 21,28, 20,73 und 19,91 m ergaben.

Bahnsteigüberdachung über den Bahnsteigen der Stadtbahn.

Die beiden unteren Bahnsteige sind, soweit sie nicht in der Mitte durch die Gleisbrücken und Bahnsteigdecken überdacht sind, mit normalen zweistieligen, offenen Bahnsteigüberdachungen überdeckt. Die unter dem üblichen Maß von 9 m liegende Felderteilung war durch Rücksicht auf eine spätere Erweiterung des oberen Bahnsteiges geboten. Hierbei mußte sowohl den Fundamenten für die Quer- und Längsportale als auch einem zweiten westlichen Treppenübergang vom Empfangsgebäude unmittelbar zum unteren Bahnsteig Rechnung getragen werden.

Belastungsannahmen und Berechnungen.

Der Berechnung liegen die Bestimmungen über bei Hochbauten anzunehmende Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. 11. 1919 bzw. 25. 2. 1925 zugrunde. Außerdem wurde für die Bahnsteige angenommen:

Eigenlast der Betonplatten einschließlich Estrich		400 kg/m²
Deckenträger		30 „
Ständige Last	insgesamt	430 kg/m²
Nutzlast		500 „
	Gesamtbelastung	930 kg/m².

Bei den Gleisbrücken waren die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für den Lastenzug N zu berücksichtigen. Als Konstruktionsmaterial fand Baustahl St 37 Verwendung.

Die Berechnung der Gleisbrücken, Übergangsbrücken, Treppenanlagen, Unterzüge, Bogenbinder. Bahnsteigdecken, sowie des als Dreigelenkbogen ausgebildeten Hallenbinders bot als statisch bestimmte Systeme keine besonderen Schwierigkeiten. Die Portalträger und Pendelportale mußten sowohl für die Belastung mit nur einer Halle als auch für den Fall der Erweiterung mit zwei Hallen und Bahnsteigen berechnet werden und erforderten im Belastungsfall mit zwei Hallen als dreifach statisch unbestimmte Rahmen eine umfangreichere rechnerische Untersuchung. Die Binder über der Übergangsbrücke vom Empfangsgebäude zum oberen Bahnsteig sind als Rahmenträger nach bekannten Formeln berechnet, desgleichen die Längs- und Querportale der Übergangsbrücke und die Binder der zweistieligen Bahnsteigüberdachungen auf den Bahnsteigen der Stadtbahn; die Pfetten sind als Gelenkpfetten ausgebildet.

Die Binder 42 und 43 (Abb. 7) sind so bemessen, daß sie auch die Lasten für den später zu erbauenden zweiten Übergang vom Empfangsgebäude zum unteren Bahnsteig aufnehmen können. Für Aufnahme der Windkräfte in der Längsrichtung der Bahnsteighallen sind Längsportale eingebaut, im westlichen Teil zwischen Binder 42 und 43, im östlichen Teil zwischen Binder 27 und 28.

Montage.

Die Montage der Stahlkonstruktion erfolgte in folgender Reihenfolge: Aufstellung der beiden Gleisbrücken nacheinander, Aufbringung der Bahnsteigdecken-Konstruktion nebst Treppenanlagen zum unteren Bahnsteig, sodann die überdeckte Zugangsbrücke vom Empfangsraum zum oberen Bahnsteig. Nach Inbetriebnahme der Gleisbrücken erfolgte die Aufstellung der Hallenbinder auf dem Bahnsteig der Ringbahn und der Übergangsbrücke zunächst nach Süden und dann, unter Umsetzung des fahrbaren Montagegerüstes, nach Norden, zuletzt fast gleichzeitig auf den beiden unteren Bahnsteigen Aufstellung der offenen Bahnsteigüberdachungen. Für die Montage der oberen Halle diente ein fahrbares Montagegerüst. Die Materialzufuhr erfolgte im Norden vor Kopf des Bahnsteiges der Ringbahn auf einem besonderen Baugleise. Je eine Binderhälfte wurde auf der Arbeitsbühne des fahrbaren Montagegerüstes zusammengenietet und mittels zweier Schwenkmaste von je 3 t Tragfähigkeit in die endgültige Stellung gebracht (Abb. 8).

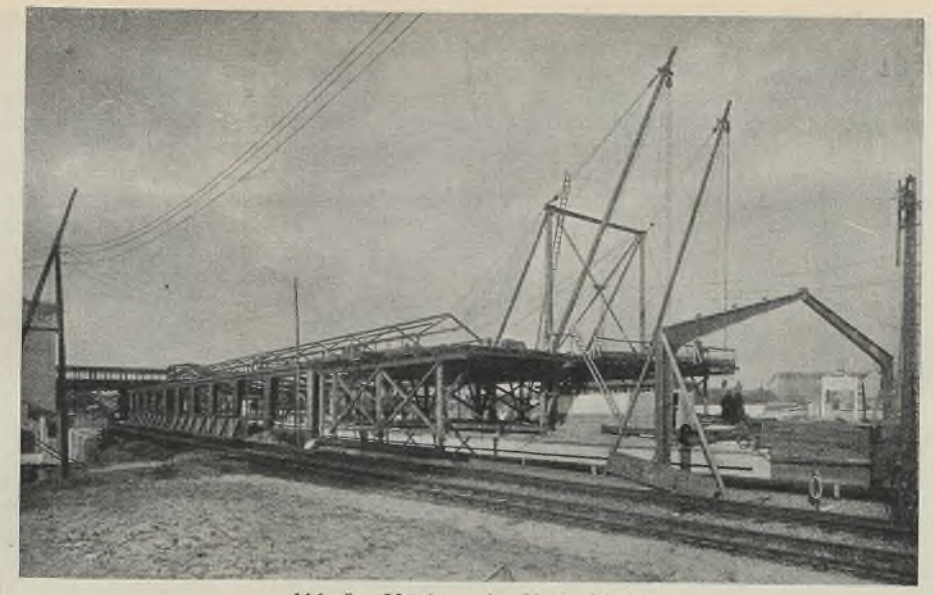


Abb. 8. Montage der Hallenbinder.

Da die Montage unter Aufrechterhaltung des vollen Ringbahnbetriebes erfolgte, wurde die Arbeitsbühne in der ganzen Breite auch über die Betriebsgleise hinweggeführt, um die Fahrzeuge gegen herabfallende Stahlteile auf jeden Fall zu sichern. Die Aufstellung der Stahlkonstruktion wurde nach rd. 10 Monaten Anfang Dezember 1928 beendet.

Alle Rechte vorbehalten.

Eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion in Prag.

Von Dr.-Ing. **Franz Faltus**, Pilsen, ČSR.

Der stürmischen Entwicklung der Elektroschweißung kann sich heute kein modern geführtes Unternehmen der Stahlindustrie verschließen. Schweißen bedeutet nach den Worten eines führenden amerikanischen Fachmannes[1]) auf dem Gebiete der Schweißtechnik „bessere und billigere Erzeugnisse."

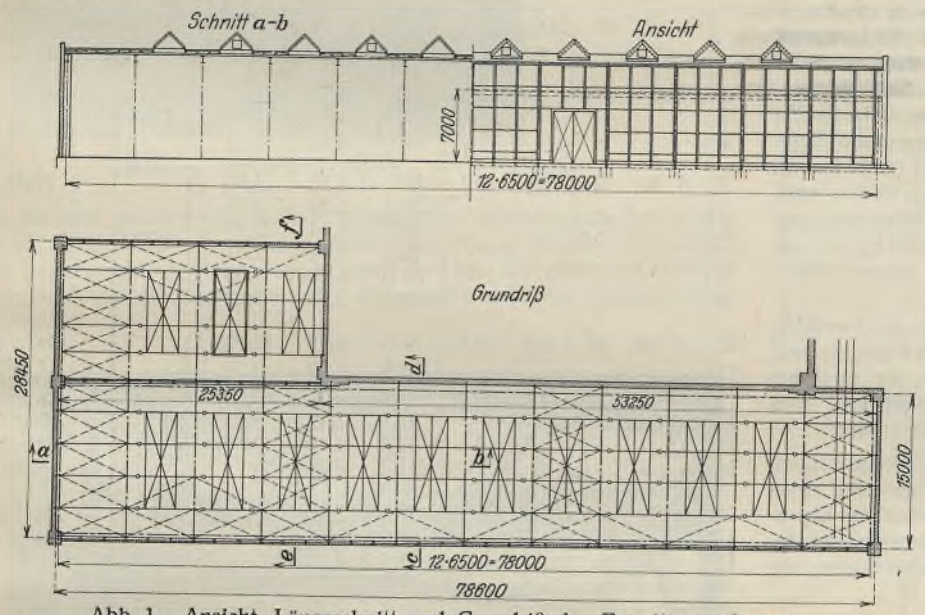


Abb. 1. Ansicht, Längsschnitt und Grundriß des Erweiterungsbaues.

Wir sind im allgemeinen noch ziemlich weit entfernt von dieser optimistischen amerikanischen Auffassung, obwohl auch bei uns die Schweißung auf einzelnen Gebieten auf sehr beachtenswerte Erfolge hinweisen kann und ständig neue Anwendungsgebiete erobert.

An dieser Entwicklung haben auch die Škodawerke in Pilsen tätigen Anteil genommen und in steigendem Maße die Schweißung an Stelle von Nietung und geschweißte Flußstahlkonstruktionen als Ersatz von Gußeisen- und Stahlgußstücken verwendet. Über eine größere Anwendung der Lichtbogenschweißung im Stahlhochbau wurde an dieser Stelle schon berichtet bei der Beschreibung eines Stahlgerippebaues für den Verband čsl. Baumwollspinnereien in Prag[2]). Hier soll nun kurz über die Ausführung einer vollständig geschweißten Stahlkonstruktion für einen Erweiterungsbau der eigenen Werkstätten der Škodawerke in Prag-Smichov berichtet werden.

In Abb. 1 sind allgemeiner Übersichtsgrundriß und Querschnitte des Erweiterungsbaues dargestellt. Die Stahlkonstruktion besteht aus vollwandigen Bindern von 15,2 m Stützweite, die auf Walzträgergelenkpfetten Holzsparren und auf Holzschalung Dachpappendeckung tragen. Die in 6,5 m Entfernung angeordneten Binder stützen sich auf Walzträgerstiele der mit 9,0 cm starken Heraklitplatten ausgemauerten Fachwerkwände und auf die Stirnwand des bestehenden Werkstättengebäudes,

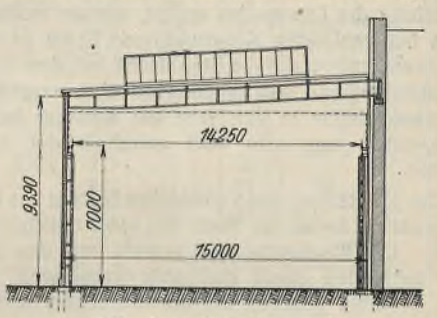


Abb. 1a. Schnitt $c-d$.

dem die neue Halle als Querschiff vorgelagert ist. In dem etwa 70 m langen Anbau befindet sich eine Kranbahn für einen 5 t elektrischen Laufkran. Die Kranbahn, aus einem Walzträgerprofil mit seitlich angeordneter U-Versteifung gebildet, ist auf ⊏-Säulen, die in der bestehenden Giebelwand bzw. in der Fachwerkwand verankert sind, gelagert.

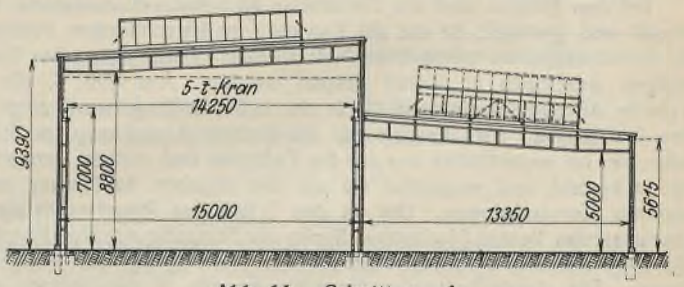


Abb. 1b. Schnitt $e-f$.

Es geht also um eine normale Hochbaukonstruktion in gewohnter Ausführung, die jedoch dadurch an Interesse gewinnt, daß in der Werkstätte grundsätzlich nur elektrische Lichtbogenschweißung angewendet wurde. Nur zum Zusammenbau auf der Baustelle wurden Schrauben verwendet.

---

[1]) J. Owens, Direktor der Schiffswerften in Newport und Vorstand der amerikanischen Gesellschaft für Schweißtechnik. Siehe „Arc Welding Lincoln Price Papers", Mc-Graw-Hill Book Comp., New York 1929.

[2]) Siehe Stahlbau 1929, Heft 3, „Ein modernes Stahlhochhaus in Prag".

Querschnitte und Einzelheiten der Konstruktion sind der Lichtbogenschweißung angepaßt. Es war das Bestreben des Entwerfenden, sich von den überlieferten Formen der genieteten Konstruktionen abzulösen. Die lange Tradition auf welche genietete Konstruktionen zurückblicken können, haben zu einer gewissen Einheitlichkeit der Durchbildung der Einzelheiten geführt und in den Konstrukteuren ein unterbewußtes konstruktives Gefühl großgezogen. In der Schweißung von Stahlbauten sind wir jedoch erst am Beginn der Entwicklung und vermissen nicht nur gute Vorlagen, sondern müssen wissentlich mit manchen bisher beachteten Grundsätzen brechen, um doch immer wieder festzustellen, wie schwer es ist, sich der eingewurzelten, auf genietete Konstruktionen passenden Vorstellungen zu entledigen. Es kann nicht oft genug betont werden, daß eine Konstruktion, die sich von einer genieteten nur dadurch unterscheidet, daß statt Nieten Schweißnähte angeordnet werden, in den seltensten Fällen auch statisch und ökonomisch richtig durchgebildet ist.

Abb. 2.

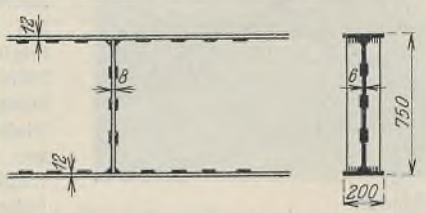
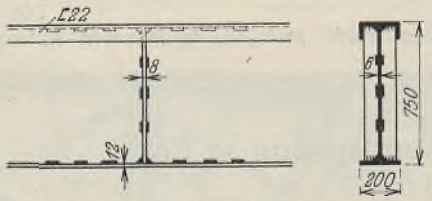


Abb. 3.



Anordnung der Schweißung am Binder.

Der Querschnitt der normalen Vollwandbinder besteht in einfachster Weise aus einem Stehblech von 750 mm Höhe und zwei Gurtplatten von 200/12 mm. Etwa in den Viertelpunkten sind die Gurtplatten gegen nur 8 mm starke Platten gestoßen. Einzelne Binder jedoch, die in den Obergurten namhafte Druckkräfte aus den Windverbänden in die Längswände des bestehenden Baues leiten, besitzen im Obergurte statt einer Breiteisenplatte ein ⊏-Profil, welches flachliegend mit dem Stehbleche verschweißt ist. Durch diese Anordnung wird eine wirksame seitliche Knickaussteifung des Obergurtes erzielt, wie sie in dieser einfachen und billigen Weise bei genieteten Konstruktionen kaum zu erreichen ist (Abb. 2 u. 3). Die Schweißnähte, die die Stehbleche mit den Gurtplatten verbinden, sind nicht durchlaufend, sondern als Heftnähte ausgebildet. Die Beanspruchung der Schweißnähte in der Nähe der Auflager beträgt etwa 380 kg/cm² auf Abscherung, liegt also weit unterhalb der als zulässig anzusehenden Grenzen.

Die Aussteifung des Stehbleches besteht aus hochkantig angeschweißten Flachsstäben, die an die Stelle der sonst üblichen Winkel mit Futterblechen treten. Die Flachstäbe sind sowohl mit den Stehblechen, als auch mit den Gurtplatten durch Heftnähte verbunden. Die Stehblechstöße sind durch *V*-Nähte gedeckt, die durch Decklaschenstücke verstärkt sind.

Aus Abb. 4 u. 5, die die Konstruktion während der Montage zeigen, gehen die Einzelheiten der Binder gut hervor. Das Eigengewicht eines Binders mit der Belastung 920 kg/m betrug 1145 kg, während das Eigengewicht eines entsprechenden genieteten Binders 1500 kg betragen würde. Die Ersparnis an Konstruktionsmaterial ist also sehr beachtenswert, sie beträgt fast 30%.

Bei den Stützen sind die Ersparnisse an Konstruktionsmaterial naturgemäß weit geringer, da die auf Knickung zu berechnenden Profile von der Konstruktionsart wenig beeinflußt werden. Dafür kann aber bei den Stützen wesentlich an Arbeit gespart werden. Aus Abb. 5, die eine typische Ausbildung einer Stütze in der äußeren Riegelwand zeigt, geht dies klar hervor. Man beachte nur die einfache Ausbildung des Stützenfußes, der im wesentlichen nur aus der Fußplatte und einigen Versteifungsrippen besteht, und vergleiche sie mit der üblichen Ausführung bei genieteten Konstruktionen. Die an den Schaft der Riegelwandstütze angeschlossenen kurzen Flachstäbe dienen zur Stützung der Heraklidplatten, die angeschlossenen Winkelstückchen zur Befestigung der horizontalen Riegel. Die durchschnittliche Gewichtsersparnis in den Stützen betrug etwa 17%. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion (ohne Oberlicht), die noch zwei kleinere ähnlich ausgeführte Anbauten umfaßt, beträgt 64 000 kg, während das Gewicht einer genieteten Konstruktion wie durch ein Parallelprojekt festgestellt wurde, 74 500 kg betragen hätte. Diese Gewichtsverminderung ist beträchtlich, wenn man bedenkt, daß in den vorgenannten Zahlen auch das Gewicht der Walzträgerpfetten, der Fachwerksäulen und Riegel mit enthalten ist, und in diesen Profilen kein Unterschied zwischen genieteter und geschweißter Konstruktion, besteht.

Zwei der Vollwandbinder wurden in der Werkstätte einer Probebelastung unterworfen. Abb. 6 zeigt die beiden, durch Winkelverstrebungen gegeneinander abgesteiften Träger unter einer Last von 18 800 kg Gewicht. Bei der Belastung wurde die in der Mitte auftretende Spannung und die Durchbiegung gemessen und mit den rechnerischen Werten verglichen. Die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Beobachtung war in allen Fällen gut. Bei der ersten Belastung wurde in beiden Trägern eine Inanspruchnahme von 1400 kg/cm² erreicht, bei der zweiten Belastung wurde durch exzentrische Lagerung des Belastungsgewichts ein Träger bis auf 2000 kg/cm² beansprucht, während der zweite Träger naturgemäß weniger zu tragen hatte. Unter dieser Belastung wurden alle Schweißnähte starken Schlägen eines Zuschlaghammers ausgesetzt und genau untersucht. Es konnten keine Beschädigungen der Schweiße nachgewiesen werden.

Dem Entschlusse, die elektrische Lichtbogenschweißung in ausgedehnterem Maße und auch für höher beanspruchte Tragkonstruktionen zu verwenden, gingen umfangreiche Versuche und Studien in der Versuchsanstalt der Skodawerke in Pilsen voraus. Es sind zwar genügend Untersuchungen über die Festigkeit von Schweißnähten von verschiedenster Seite veröffentlicht worden, um schon aus ihnen Vertrauen in die neue Arbeitsmethode zu schöpfen. Obwohl es sich bei den ersten Ausführungen nur um Konstruktionsdetails geringerer Bedeutung handelte, sahen wir es doch als unsere Pflicht an, uns durch eigene Versuche von der Güte der Schweißung zu überzeugen und durch eigene Untersuchungen zu den grundlegenden Werten für die Dimensionierung der Schweißnähte zu gelangen. Es wurde hierbei der Grundsatz verfolgt, daß ein Ingenieur nur solches Material zu seinen Konstruktionen verwenden soll, das er durch eigene Versuche kennengelernt hat.

Aus dem umfangreichen Versuchsprogramm, das natürlich noch weit davon entfernt ist, abgeschlossen zu sein, seien hier einige Ergebnisse mitgeteilt[3])

Tafel I.

	Probestab mm			Querschnitt		Bruchfestigkeit			Durchschnitt		Bruch
							Beanspruchung				
	a	b	c	F_p-Stab cm²	F_s-Schweiße	P_t	$\sigma = \frac{P}{F_t}$	$\tau = \frac{P}{F_s}$	t/cm²	t/cm²	
1	6	60	50	7,2	8,5	25,0	3,48	2,94	2,92		Naht
2	·	·	·	·	·	24,5	3,42	2,89			„
3	·	·	·	·	·	25,0	3,48	2,94			„
4	6	80	60	9,6	10,1	32,0	3,33	3,16	3,03		Naht
5	·	·	·	·	·	30,8	3,20	3,03			„
6	·	·	·	·	·	30,2	3,14	2,97			„
7	·	·	·	·	·	29,2	3,04	2,87			„
8	·	·	·	·	·	31,0	3,23	3,06			„
9	·	·	·	·	·	30,6	3,18	3,01			„
10	6	80	80	9,6	13,6	39,5	4,19	(2,90)	2,85	2,86 t/cm²	Material
11	·	·	·	·	·	37,8	4,00	2,78			½ Naht ½ Material
12	·	·	·	·	·	40,8	4,30	(3,00)			Material
13	·	·	·	·	·	37,7	3,92	2,79			Naht
14	·	·	·	·	·	39,0	4,10	(2,87)			Material
15	·	·	·	·	·	37,2	3,88	2,74			Naht
16	8	80	100	9,6	17,0	37,0	3,90	—			Material
17	·	·	·	·	·	44,4	4,68	—			„
18	·	·	·	·	·	41,4	4,35	—			„
19	·	·	·	·	·	41,2	4,35	—			„
20	·	·	·	·	·	37,2	3,92	—			„
21	·	·	·	·	·	42,5	4,50	—			„
22	8	60	50	9,6	11,3	32,0	3,33	2,84	2,90		Naht
23	·	·	·	·	·	32,5	3,39	2,88			„
24	·	·	·	·	·	33,5	3,49	2,97			„
25	10	60	50	12,0	14,1	36,0	3,0	2,56	2,65		Naht
26	·	·	·	·	·	33,2	2,76	2,36			„
27	·	·	·	·	·	41,2	3,43	2,93			„
28	10	80	50	15,8	14,1	37,0	2,34	2,62			„
29	·	·	·	·	·	39,0	2,47	2,77			„

Große Aufmerksamkeit wurde der Scherfestigkeit von Flankennähten gewidmet. Die Größe der betreffenden Versuchsstücke ist der Abb. 7a zu entnehmen, die Versuchsergebnisse gibt Tafel I wieder. Als Rechnungsquerschnitt der Schweiße wurde ein rechtwinkliges Dreieck angenommen,

[3]) Bei den Versuchen sowie auch bei den Ausführungen wurden nackte, nichtumhüllte Elektroden verwendet. Die Schweißung erfolgte mit Gleichstrom unter Verwendung von Siemens Schweißumformern.

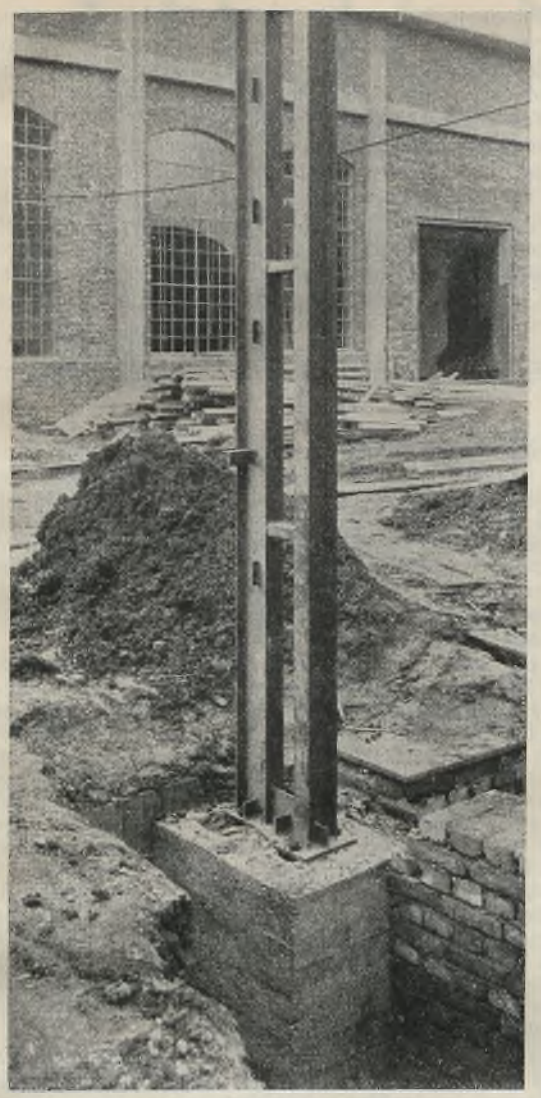


Abb. 5. Stützenausbildung.

da die von geübten Schweißern hergestellten Schweißnähte mit großer Annäherung diesen Querschnitt aufweisen. Der gefährliche Querschnitt der Schweißnaht auf Abscherung ist durch die Höhe des genannten Dreiecks gegeben, auf diesen wurde auch die durchschnittliche Beanspruchung bezogen.



Abb. 4.
Blick in die Halle nach Errichtung des Stahlsystemes.

Wie aus der Tafel ersichtlich, weisen die erhaltenen Werte nur geringe Streuung auf, und schließen sich enge dem Mittelwerte von 2 · 86 t/cm² an.

Eine weitere Serie von Versuchen betraf die Festigkeit von Stirnnähten. Die Probestäbe sind in Abb. 7b dargestellt, die Versuchsergebnisse

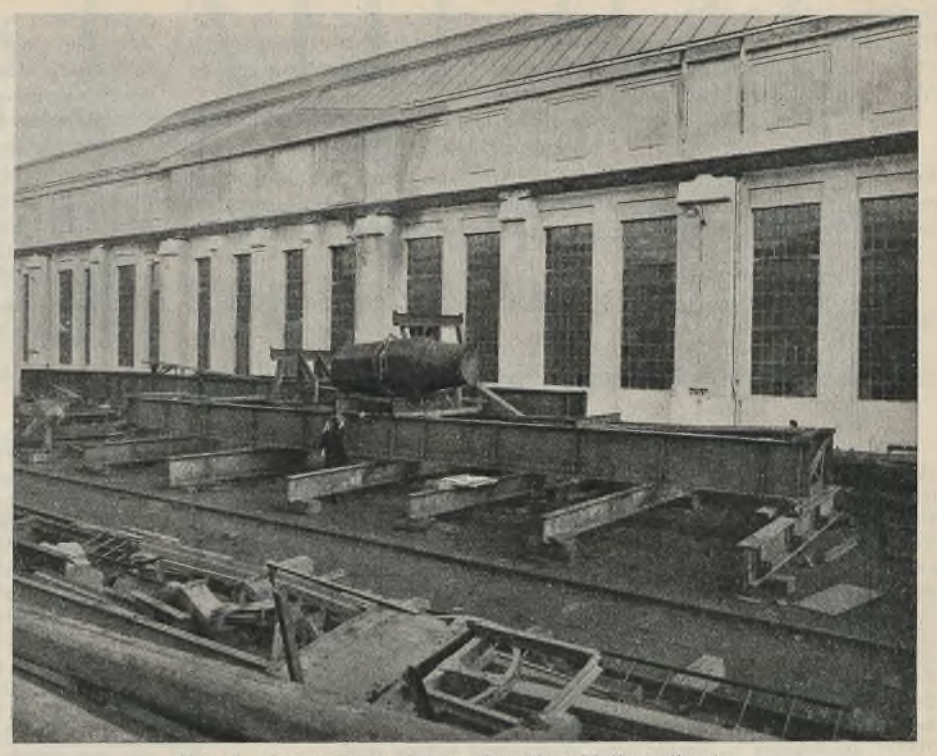


Abb. 6. Belastungsprobe geschweißter Vollwandbinder.

Tafel II.

	Probestab mm			Decklasche	Querschnitt		Bruchfestigkeit			Durchschnitt		Bruch
	a	b	c		F-Stab cm²	F_s-Schweiße	Last P_t	Beanspruchung $\sigma=\frac{P}{F}$	Beanspruchung $\tau=\frac{P}{F_s}$	t/cm²	t/cm²	
1	6	49,5	10	beiderseits	4,96	4,18	13,8	2,79	3,30	3,10	3,23	Naht
2	·	·	·		·	·	12,3	2,48	2,91			»
3	8	78	20		15,6	8,83	29,5	1,89	3,34	3,36		Naht
4	·	·	·		·	·	30,0	1,93	3,40			»
5	·	·	·		·	·	30,0	1,93	3,40			»
6	10	49,5	10		4,96	7,0	18,0	3,68	(2,57)			Material
7	·	·	·		·	·	18,4	3,73	(2,62)			»
8	8	79	8	einseitig	6,32	4,45	7,5	1,19	1,68	1,63		Naht
9	·	·	·		·	·	8,2	1,31	1,84			»
10	·	·	·		·	·	6,0	0,96	1,35			»

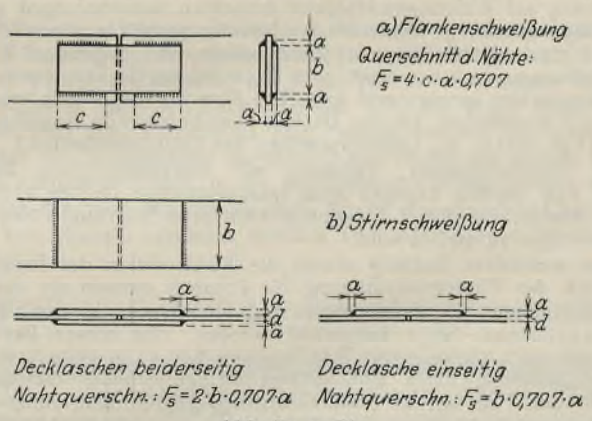


Abb. 7a u. 7b.

zeigt Tafel II. Als gefährlicher Querschnitt, oder besser gesagt, als Rechnungsquerschnitt wurde wieder die Fläche eingeführt, die durch die Höhe des rechtwinkligen Ersatzdreiecks und die Länge der Naht gegeben ist. Die Festigkeit wurde bestimmt als

$$\frac{\text{Bruchlast}}{\text{Rechnungsquerschnitt}} = \frac{P}{2 \cdot b \cdot 0{,}707\, a},$$

wobei b die vorhandene Schweißnahtlänge darstellt. Die so erhaltenen Mittelwerte der Festigkeit der Naht 3,23 t/cm² liegen unterhalb der Zugfestigkeit des Schweißmaterials, das aus anderen Versuchen mit durchschnittlich 3400 kg/cm² bestimmt wurde, sind aber höher als die Scher-

festigkeit. Nach Prof. Dustin[4]) sollte der gefundene Wert mit der Zugfestigkeit des Schweißmaterials übereinstimmen. Prof. Gehler hingegen[5]) stellte für die Stirnschweißung die Formel auf (geschrieben mit den in Abb. 7 enthaltenen Bezeichnungen):

$$\tau_{max} = \frac{P}{a \cdot b},$$

wobei τ_{max} die in der minimalen Schweißfläche auftretende Schubspannung bedeutet. Den Ergebnissen der Tafel II würde nach dieser Formel eine Scherfestigkeit des Schweißmaterials von $\tau = 3{,}23 \cdot 1{,}414 = 4{,}567$ t/cm² entsprechen, was jedoch in Widerspruch mit den Ergebnissen anderer Versuche steht. Erst weitere systematische Untersuchungen können zur Aufklärung dieses Widerspruchs führen. Für die praktische Verwendung der Schweißung sind diese jedoch belanglos, da für die Bemessung der Schweißnähte die Versuchsergebnisse verwendet werden.

Besondere Beachtung verdienen auch die Versuche mit einseitig angesetzten Stoßlaschen. Die erzielten Ergebnisse sind durch die auftretende kleine Exzentrizität stark beeinflußt. Bei genieteten Verbindungen und auch bei Schweißungen mit Flankennähten ist es nicht notwendig, solchen Exzentrizitäten besondere Beachtung zu schenken. Bei Stirnschweißungen könnte diese Unachtsamkeit verhängnisvoll werden. Es ist dies zugleich ein Fingerzeig, wie notwendig es ist, daß sich der Konstrukteur mit den Eigenschaften seines Materials gut vertraut macht.

[4]) Quelle s. Anm. 1.

[5]) Siehe Dr.-Ing. Neese, Schweißen von Stahlbauten, Stahlbau 1929, Heft 14, S. 161, Tafel 5.

Verschiedenes.

Der Feuerschutz von Stahlskelettbauten. In der in ganz Preußen eingeführten Einheitsbauordnung werden in feuerpolizeilicher Beziehung je nach Lage des Falles an die Widerstandsfähigkeit gegen Feuer bei Decken und Wänden verschiedene Anforderungen gestellt. Es wird entweder eine feuerbeständige oder eine feuerhemmende Bauweise verlangt. Was man unter den Bezeichnungen „feuerhemmend" und „feuerbeständig" zu verstehen hat, ist im Ministerialerlaß vom 12. März 1925 festgelegt worden. Als feuerbeständig gelten diejenigen Konstruktionen, welche an sich unverbrennlich sind, unter dem Einfluß des Brandes und des Löschwassers ihre Tragfähigkeit und ihr Gefüge nicht wesentlich verändern und den Durchgang des Feuers geraume Zeit verhindern. Bei der Erprobung einer neuen Konstruktion in den Materialprüfungsämtern wird verlangt, daß die betreffende Konstruktion einer Feuersglut von 1000° mindestens ½ Stunde lang Widerstand leisten muß.

Als feuerhemmend gelten Bauteile, wenn sie, ohne sofort selbst in Brand zu geraten, wenigstens ¼ Stunde lang dem Feuer erfolgreichen Widerstand leisten und den Durchgang des Feuers verhindern.

Werden diese grundsätzlichen Bestimmungen auf den Stahlskelettbau angewandt, so ergibt sich nach Lage der Sache, daß Stahlträger dann feuerbeständig sind, wenn sie feuerbeständig ummantelt sind. Unter einer feuerbeständigen Ummantelung versteht man ein Verfahren, bei welchem Träger und Stützen allseitig feuerbeständig ausgemauert oder ausbetoniert werden, wobei die Flanschenflächen der Stahlprofile wenigstens 3 cm Deckung von Beton mit eingelegtem Drahtgewebe oder von gebranntem Ton oder anderem als gleichwertig erprobten Baustoff erhalten müssen.

Im allgemeinen sind die Anforderungen, die an eine feuerbeständige Ummantelung eines Stahlskelettbaues zu stellen sind, durch Brandproben und Versuche in den Materialprüfungsämtern ermittelt worden. Auch haben derartige Versuche bereits in früherer Zeit Auskunft über das Verhalten ungeschützter Stahlteile gegeben. So hatte man bereits bei eingehenden Brandversuchen in Hamburg im Jahre 1892/93 ermittelt, daß die Dauer der Widerstandsfähigkeit von in lebhaftem Feuer stehenden ungeschützten belasteten schmiedeeisernen Stützen zwischen 17 bis 59 min schwankte, je nachdem die Temperatur mehr oder weniger rasch anstieg. Die Stützen leisteten so lange Widerstand, als ihre Eigentemperatur unter 500 bis 620° geblieben ist.

Wenn der Stahlskelettbau für Wohnbauten Verwendung findet, so muß er in bezug auf Widerstandsfähigkeit denselben Anforderungen genügen, die an Wohnbauten gewöhnlicher Ausführung gestellt werden. Für diese wird gefordert: Herstellung der Außenwände und tragenden Wände in Ziegelsteinmauerwerk von nicht unter 25 cm Stärke, Decken feuerhemmend als Balkendecken gerohrt und geputzt. Also für die Wände wird feuerbeständige Ausführung, für die Decken feuerhemmende Ausführung verlangt. (Vgl. hierzu die Gütevorschriften für Eisenbetonbauten.)

Für Geschäftshäuser, Gebäude mit feuergefährlichen Betrieben, Theater usw. werden dagegen auch feuerbeständige Decken verlangt, so daß bei Ausführung dieser Kategorien auch beim Stahlskelettbau erhöhte Anforderungen zu stellen sind.

Eine besondere Stellung nimmt die Konstruktion der Brandmauern ein. Nach der Einheitsbauordnung für Preußen müssen sie von Grund auf feuerbeständig ohne Öffnungen und Hohlräume, in der Stärke von mindestens einem Stein hergestellt werden. An dieser Bestimmung ändert sich auch nichts, wenn Brandmauern, wie es ja beim Stahlskelettbau zur Erzielung eines einheitlichen Stahlgerüstbaues für das ganze Gebäude der Fall ist, in Stahlrahmenkonstruktion ausgeführt werden. Also auch bei Wahl dieser Konstruktionsart muß die Stahlskelettwand, die eine Brandmauer ersetzen soll, eine Stärke von mindestens 25 cm aufweisen. Ist diese nach der Bauordnung vorgeschriebene Stärke, die ja beim Stahlskelettbau aus konstruktiven Gründen durchaus nicht immer erforderlich erscheint, nicht vorhanden, so bleibt nur der Weg der Einholung eines Dispenses beim zuständigen Bezirksausschuß offen.

Damit der Stahlskelettbau allen Anforderungen gerecht wird, wird auch bei Stahlskelett-Wohnhausbauten meistens völlig feuerbeständige Ausführung bevorzugt. Dies setzt also, wie vorstehend ausgeführt, voraus, daß die am weitesten nach außen liegenden Stahlteile noch eine Deckung von mindestens 3 cm starkem Beton mit Drahteinlage aufweisen. Im allgemeinen hat sich ein derartiger Schutz, wie sich aus zahlreichen veranstalteten Brandproben und auch bei der Beobachtung des Verhaltens der Konstruktionen bei Schadenfeuern als genügend herausgestellt hat, bewährt. Bei den Stahlbauten in San Francisco waren Umkleidungen der Stützen polizeilich vorgeschrieben gewesen, jedoch waren diese glutsicheren Ummantelungen aus Terrakotten und Beton zumeist nicht ausreichend. Nur wo eine kräftige Ummantelung der Säulen vorgesehen war, ist auch die ganze Konstruktion unversehrt geblieben. Hierbei hat sich herausgestellt, daß zu derartigen Ummantelungen Beton sich besser bewährt hat als Terrakotten. Auf Grund der gesammelten Erfahrungen empfiehlt daher Professor Kohnke Schutz aller Stahlstützen und -träger durch Beton oder gute Hohlziegel.

Während also eine Deckung von 3 cm für Deckenträgerflanschen, die sonst innerhalb der Deckenkonstruktion liegen, auch nach den Erfahrungen von San Francisco als ausreichend anzusehen ist, empfiehlt sich doch mit der Ummantelung frei stehender Stützen im Innern besonders vorsichtig zu sein, wenn man allen Feuersgefahren begegnen und sicher sein will, daß der gesamte Bau auch einer größeren Feuerkatastrophe gewachsen ist. An Stelle einer Ummantelung wird am besten ein Einstampfen oder eine Ausmauerung zu treten haben. Da bei dem Bau von vielgeschossigen Stahlskeletthäusern zu Geschäftszwecken mit einer erheblichen Anhäufung brennbarer Materialien in den unteren Geschossen zu rechnen ist, so wäre es nicht zu billigen, wenn man den ganzen Bau dem Risiko des Einsturzes bei größeren Brandfällen aussetzt, nur um etwas an der Stärke der Ummantelung der Stützen zu sparen. Da ja derartige Stützen im allgemeinen einen kastenförmigen Querschnitt erhalten, demnach die tragenden Stahlteile außen liegen, empfiehlt es sich um so mehr, bei der Bemessung der Ummantelung und ihrer Stärke nicht zu sparsam zu sein, als unübersehbare Gefahren heraufzubeschwören.

Die Ummantelung ist in jedem Falle mit genügender Drahtbewehrung zu versehen, damit sie sich nicht im Brandfalle ablösen oder in einzelne Stücke zerspringen kann. Infolgedessen ist Eisenbetonumwehrung als die beste Ummantelung zu betrachten, da sie ein vollkommen zusammenhängendes Gebilde ergibt, welches die Stütze völlig fugenlos und einheitlich umgibt. Man hat zwar auch mit Ummauerung mit Ziegelsteinen gute Erfolge erzielt. Immerhin ist das Gefüge dieser Ummantelung nicht derartig monolith wie bei Eisenbeton. Man muß sich bei der Auswahl von Ummantelungsmaterialien auch stets vergegenwärtigen, daß dieselben nicht nur der Hitze und ihrer Verbreitung nach dem inneren Stahlkern erfolgreich widerstehen, sondern auch erheblichen äußeren Beanspruchungen gewachsen sein müssen. Sie sollen auch, wenn sie in erhitztem Zustande von dem Strahl einer Dampfspritze getroffen werden, nicht zerstört werden können und auch sonstigen äußeren Beschädigungen, wie sie beim Brande durch Herabstürzen schwerer Gegenstände usw. vorkommen können, gewachsen sein. Infolgedessen haben sich sonst wegen ihres geringen Wärmeleitungsvermögens außerordentlich empfehlenswerte Materialien, wie Kieselgur, Bimskies, Asbestzement usw., in der Praxis weniger bewährt, da sie eben wegen ihrer Porosität und der dadurch bedingten schlechten Wärmeleitung doch den sonstigen Beanspruchungen an die Festigkeit, wie sie beim Brande vorkommen, nicht genügend gewachsen sind.

Zur Erzielung einer möglichst großen Widerstandsfähigkeit gegen äußere Kräfte sind infolgedessen auch alle Hohlräume zwischen Stahlkern und Ummantelung zu vermeiden, so gut sie in wärmetechnischer Beziehung wirken würden. Die Ummantelungen sind unmittelbar um den Stahlkern zu legen, damit sie bei Einwirken horizontaler Stöße nicht nachgeben können, sondern mit dem tragenden Kern eine kompakte Masse bilden.

Es empfiehlt sich nach Vorstehendem, um allen Gefahren zu begegnen, bei hohen Stahlskelettbauten im Innern für frei stehende Stützen eine völlige Einbettung in umschnürtem Beton mit reichlichem Zementzusatz ohne Belassung von Hohlräumen. Die geringen, bei einem großen Stahlskeletthause hierdurch entstehenden Mehrkosten kommen gegenüber der eingetauschten unbedingten Sicherheit auch bei größten Brandkatastrophen wahrlich nicht in Betracht. Baurat Wendt.

INHALT: Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht. — Das Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes in Hamburg. — Stählerne Bahnsteighallen auf Bahnhof „Ausstellung" bei Berlin-Charlottenburg. — Eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion in Prag. — Verschiedenes: Der Feuerschutz von Stahlskelettbauten.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 11. Juli 1930 | Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Der neue Hochbahnhof am Kottbusser Tor in Berlin.

Von Baurat Dr.-Ing. **J. Bousset**, Berlin.

Im Südosten, an der Grenze des alten Berlins gelegen, bildet der Kottbusser Platz einen der wichtigsten Verkehrsknotenpunkte des heutigen Berlins. Die gerade Verbindung zwischen dem Kern der Geschäftsstadt und dem dicht bevölkerten Stadtteil Neukölln führt über diesen Platz durch die Dresdener Straße, in den Kottbusser Damm. In Ostwest-Richtung kreuzt den Platz die Skalitzer Straße, in nordwestlich-südöstlicher Richtung der Straßenzug Ritterstraße—Reichenberger Straße, in nordöstlich-südwestlicher Richtung der Straßenzug Adalbertstraße—Admiralstraße.

Die acht strahlenförmig vom Kottbusser Tor ausgehenden Straßen haben einen starken, zum Teil außerordentlich starken Verkehr. Keine der genannten Straßen war ohne Straßenbahn (Abb. 1). Im Zuge der Skalitzer Straße standen auf dem Platz die den alten Hochbahnviadukt stützenden zahlreichen Säulen. Die Verkehrsverhältnisse waren augenfällig unleidlich geworden (Abb. 1).

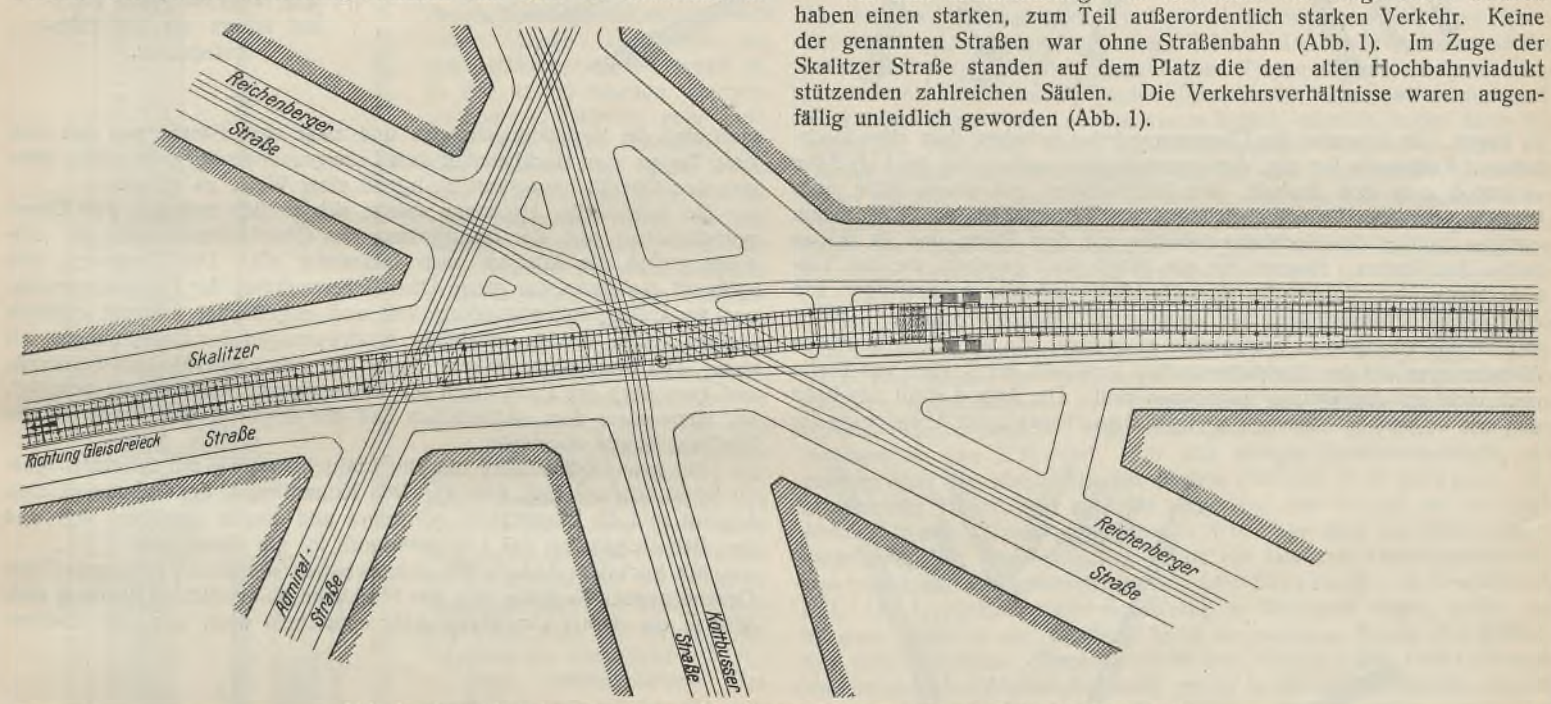


Abb. 1. Lageplan des Platzes am Kottbusser Tor mit dem alten Hochbahnviadukt.

Der Bau der Untergrundbahn von Neukölln durch den Kottbusser Damm in Richtung auf Gesundbrunnen brachte die Gelegenheit, auch die Frage der Verkehrsverhältnisse auf dem Platz in erwünschter Weise zu lösen. Während nach den Entwürfen der AEG die Trasse dieser Untergrundbahn über den Oranienplatz ging, wurde sie von der Stadt Berlin zu Gunsten des Moritzplatzes abgeändert und mußte aus diesem Grunde aus dem Kottbusser Damm in die Reichenberger Straße geführt werden. Der an der Kreuzung mit der Skalitzer Straße einzubauende Untergrundbahnhof kam deshalb erheblich westlich vom vorhandenen Hochbahnhof

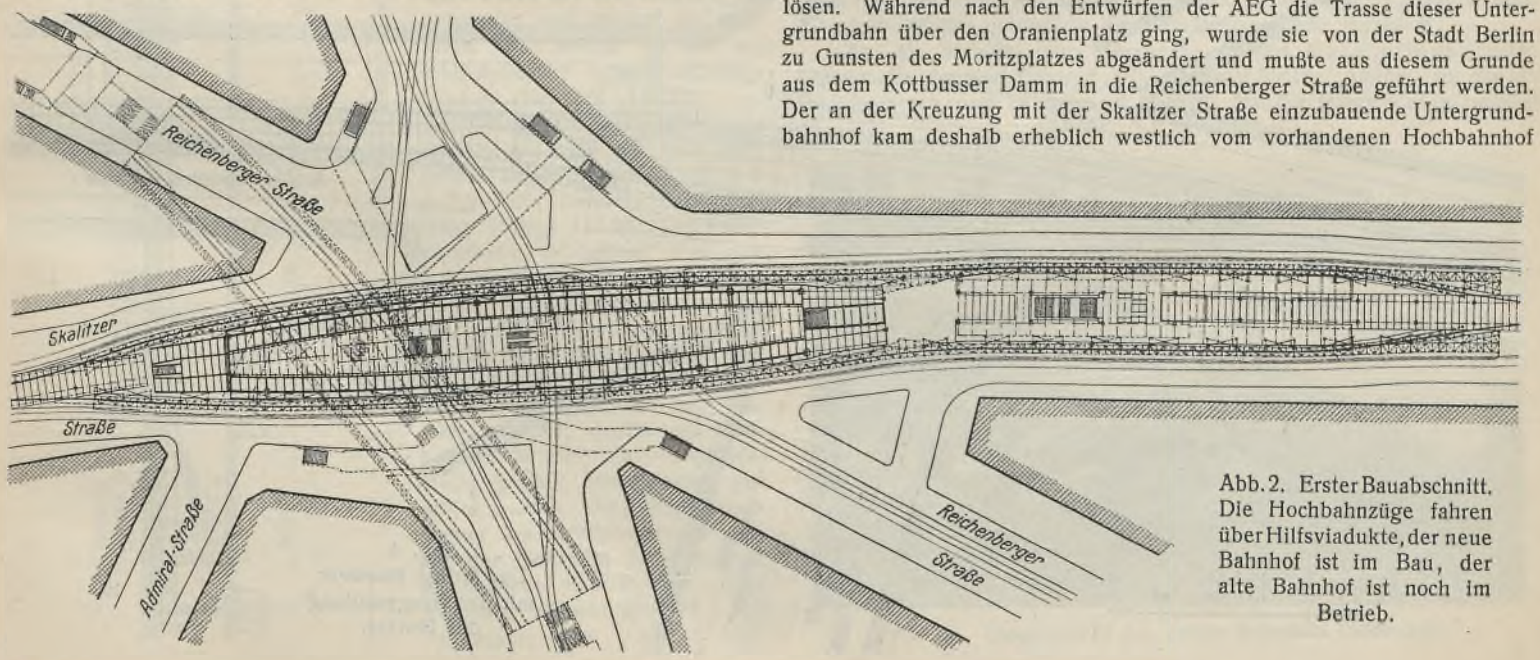


Abb. 2. Erster Bauabschnitt. Die Hochbahnzüge fahren über Hilfsviadukte, der neue Bahnhof ist im Bau, der alte Bahnhof ist noch im Betrieb.

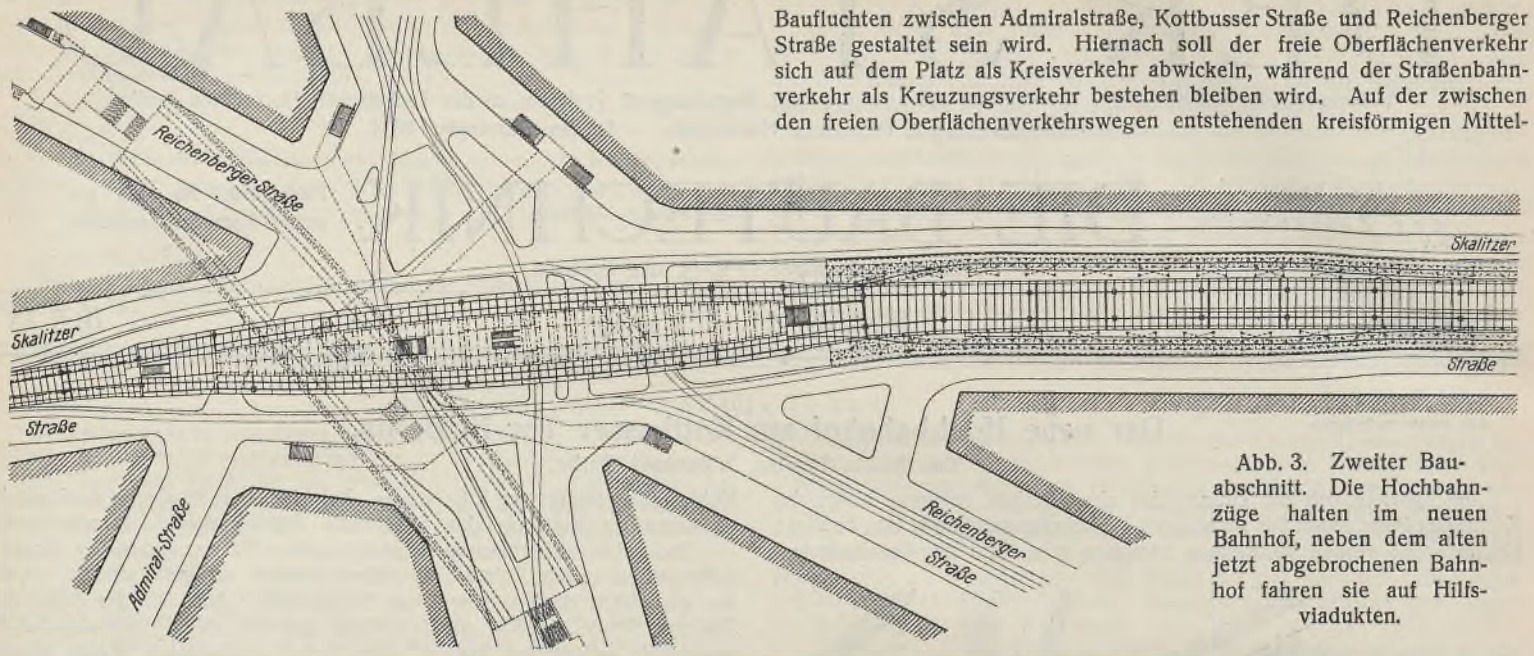


Abb. 3. Zweiter Bauabschnitt. Die Hochbahnzüge halten im neuen Bahnhof, neben dem alten jetzt abgebrochenen Bahnhof fahren sie auf Hilfsviadukten.

zu liegen. Im Interesse des Übergangverkehrs zwischen dem alten Hochbahnhof Kottbusser Tor und dem neuen Untergrundbahnhof der G-N-Bahn entschloß man sich deshalb, den Hochbahnhof mit seiner Mitte nach Westen über den Untergrundbahnhof zu verschieben, d. h. zu einem völligen Umbau des Hochbahnviaduktes auf dem Platze und zu beiden Seiten des Platzes. Hiermit war die Möglichkeit gegeben, die den Verkehr hindernden Stützen des alten Hochbahnviaduktes zu beseitigen und die künftige Stützenstellung den Verkehrsbedürfnissen anzupassen. Diese Bedürfnisse zwangen zu Stützweiten zu greifen, wie sie bisher in diesen Abmessungen auf den Hochbahnstrecken innerhalb der Straßen von Berlin noch nicht zur Anwendung gekommen sind. Die Abb. 4 stellt den Platz dar, wie er nach Erledigung des Hochbahnumbaues unter Abänderung der Baufluchten zwischen Admiralstraße, Kottbusser Straße und Reichenberger Straße gestaltet sein wird. Hiernach soll der freie Oberflächenverkehr sich auf dem Platz als Kreisverkehr abwickeln, während der Straßenbahnverkehr als Kreuzungsverkehr bestehen bleiben wird. Auf der zwischen den freien Oberflächenverkehrswegen entstehenden kreisförmigen Mittelinsel sind die Verbindungstreppen und zwar zwei Fahrtreppen und eine feste Treppe vom Hochbahnhof zum Untergrundbahnhof angeordnet, ohne hier den Oberflächenverkehr in irgend einer Weise zu stören.

Der Umbau der Hochbahn spielte sich zeitlich zwischen dem Untergrundbahnbau und der Neuregelung des Oberflächenverkehrs ab, teilweise griffen die Arbeiten auch ineinander ein. Die Forderung, daß während des Baues der ganze Oberflächenverkehr, der Hochbahnverkehr und der Untergrundbahnverkehr voll und ungefährdet aufrecht erhalten bleiben mußte, brachte erhebliche Erschwerungen des Bauvorganges mit sich. Der Straßenbahnverkehr durch die Admiralstraße—Adalbertstraße und quer über den Platz durch die Reichenberger Straße wurde beseitigt, der letztere aus dem südöstlichen Teil der Reichenberger Straße in die Skalitzer Straße abgelenkt.

Der neue Hochbahnhof hat einen Mittelbahnsteig mit linsenförmigem Grundriß erhalten (vgl. Abb. 4). Den Krümmungen der Bahnsteigkanten folgend sind die Hauptträger gekrümmt und lassen zwischen sich und den Bahnsteigkanten das Lichtraumprofil für die Gleise frei.

Mit Rücksicht darauf, daß sich zwischen der neuen Untergrundbahn Gesundbrunnen-Neukölln und der Hochbahn namentlich in Richtung nach Westen ein starker Umsteigeverkehr entwickeln wird, der eine dichtere

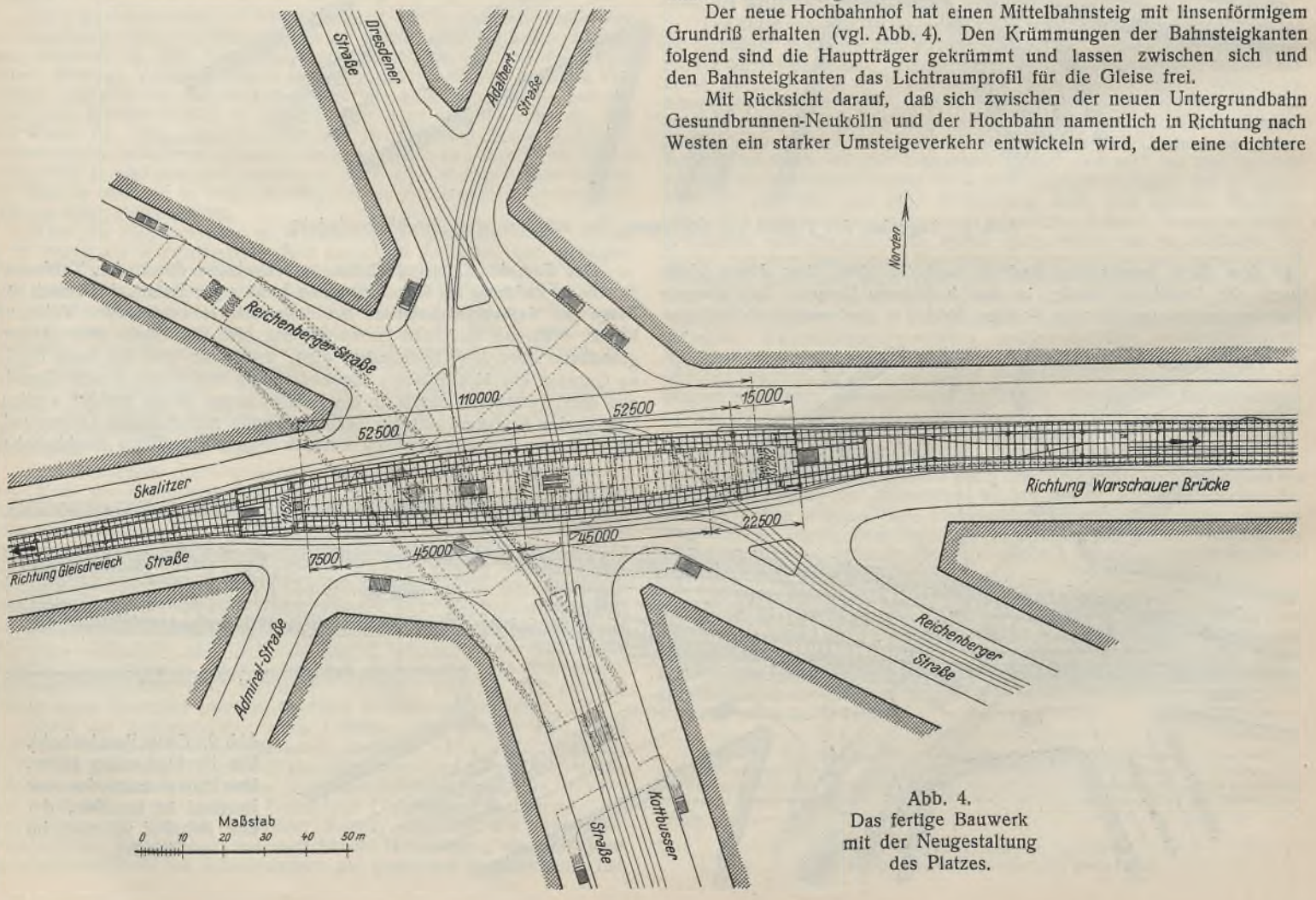


Abb. 4.
Das fertige Bauwerk mit der Neugestaltung des Platzes.

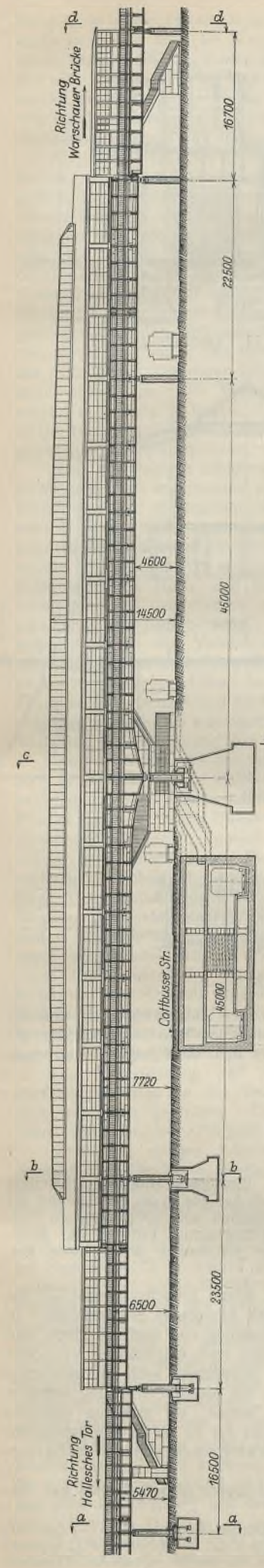


Abb. 7. Aufriß des neuen Hochbahnhofes (Südseite). Querschnitt durch den kreuzenden Untergrundbahnhof mit Verbindungsbauwerk.

Zugfolge auf der Hochbahn nach Westen hin erforderlich machen könnte, erschien es zweckmäßig, auf der Ostseite des neuen Hochbahnhofes ein Kehrgleis einzubauen (vgl. Abb. 12). Infolge dieses Kehrgleises erstreckte sich die Neubaustrecke der Hochbahn im ganzen auf 450 m.

Um den Betrieb der Hochbahn möglichst unabhängig vom Umbau des Viaduktes durchzuführen und den Abbruch des alten Viaduktes sowie den Aufbau des neuen möglichst ungestört vornehmen zu können, wurden die Betriebsgleise zu beiden Seiten ausgeschwenkt und auf provisorische Viadukte gelegt (Abbild. 2 u. 5).

Der Umbau des Hochbahnviaduktes und der Einbau des neuen Hochbahnhofs spielten sich unter diesen Umständen im wesentlichen in zwei Etappen ab. In der ersten wurden die provisorischen Viadukte vom Westende des neuen Bahnhofs bis zum Ostende des alten Bahnhofs errichtet. In dem gewonnenen Innenraum wurde der alte Viadukt abgebrochen und der neue Bahnhof eingebaut. Gleichzeitig änderten sich die Betriebsverhältnisse auf dem alten Bahnhof dergestalt, daß seine beiden Seitenbahnsteige zu einem Mittelbahnsteig verbunden wurden, an dem beiderseitig die auf den provisorischen Viadukten ruhenden Gleise entlang führten. Zugleich mußten die Bahnsteige des alten Bahnhofs um etwa 33 m nach Osten verlängert werden, um die für den Einbau der östlichen Zugangstreppe zum neuen Bahnhof notwendige Verkürzung am Westende zu ermöglichen.

Nach Inbetriebnahme des neuen Bahnhofs wurden die provisorischen Viadukte beiderseits desselben abmontiert und östlich des alten Bahnhofs für die zweite Bauetappe aufgestellt. Danach wurde der alte Bahnhof abgebrochen und hierauf an seine Stelle und östlich an ihn anschließend der neue dreigleisige Viadukt eingebaut (Abb. 3).

Die eigentliche Bahnhofshalle ist 120 m lang und hat eine größte Breite von 17 m (Abb. 7 u. 10). Die nutzbare Bahnsteiglänge beträgt 110 m. Die Bahnsteigbreite beträgt am Westende 5 m, am Ostende 7 m und in der Mitte, am Fahrtreppenaustritt, rd. 11 m. Verschiedene Querschnitte der Anschlußstrecken und des Bahnhofes sind in den Abb. 8 bis 12 wiedergegeben. Wie bereits erwähnt, mußte aus Verkehrsrücksichten zu verhältnismäßig großen Spannweiten gegriffen werden. Die größten Stützweiten des Hallenbauwerks sind auf der Nordseite 52,50 m, auf der Südseite 45 m (Abb. 7). Die westliche Anschlußstrecke hat Stützweiten von 16,50 m und



Abb. 5. Aufstellung der Bahnhofskonstruktion mit Hilfe eines Turmdrehkranes.

die östliche Anschlußstrecke mit dem Abstellgleis solche von 18 m. Die Hallenbinderentfernung beträgt 7,50 m. Da die Trägerkonstruktion unter der Halle mit den angehängten Treppenläufen als eine starre Ebene von verhältnismäßig großen Dimensionen betrachtet werden muß, wird diese starre Platte nur an einem Punkt, nämlich in der Mitte der nördlichen Tragwand, durch ein Kugelkipplager festgehalten (Abb. 10). Diesem Punkte gegenüber befindet sich nur eine Pendelstütze, deren Fuß derart auf zwei Kugelkipplager gestellt ist, daß eine Bauwerksachse in der Richtung des südlichen Hauptträgers vorhanden ist. Sämtliche anderen Lager der Platte und der südlichen Tragwand sind in der Längsrichtung der Platte beweglich, während die übrigen Lager der nördlichen Platte nach allen Richtungen frei beweglich sind (Abb. 13). Um unter den obwaltenden Verhältnissen die Abmessungen der Hauptträger auf das äußerste einschränken zu können, entschloß man sich für die Hauptträger, Querträger und Stützen der Halle sowie für die Hauptträger und Stützen der östlichen Anschlußstrecke zur Verwendung von hochwertigem Material, nämlich Silizium-Stahl mit einer Streckgrenze von 3,60 t/cm² und einer Bruchgrenze von 5,20 t/cm². Für alle übrigen Konstruktionsteile, abgesehen von den Stahlgußlagern, wurde Flußstahl St 37 verwandt. Die gekrümmten Hauptträger sind als Träger auf drei Stützen mit 3 m (vgl. Abb. 14) in den Seitenöffnungen bzw. 4,20 m Höhe über den Mittelstützen ausgeführt. Für die Aufstellung wurde ein fahrbarer Turmdrehkran verwandt (Abb. 5). Die schwersten zu hebenden Stücke hatten ein Gewicht von 15 t. Die Herstellerfirma, deren Werke im Rheinland liegen, wählte im Interesse großer in der Werkstatt fertig zu nietender Stücke den Wasserweg über Rotterdam, Stettin nach Berlin-Osthafen. Die 1700 t schwere Stahlkonstruktion der Bahnhofshalle wurde in der verhältnismäßig kurzen Zeit von Juli 1928 bis Anfang März 1929 errichtet. Diese Leistung ist bemerkenswert im Hinblick auf die eingeengte Baustelle, insbesondere auch darauf, daß für viele Arbeiten nur die Betriebspause der Straßenbahn, die etwa 2½ Stunden beträgt, zur Verfügung stand. Für die auf der Baustelle in den Hauptträgergurten zu schlagenden Nieten von 29 mm Durchmesser mit zum Teil 180 mm Schaftlänge im Material wurde eine mit Preßluft betriebene Kniehebelnietmaschine verwandt.

An der Stahllieferung waren die Firmen Gutehoffnungshütte Oberhausen für den Bahnhof, Steffens & Nölle, Berlin, für die Anschlußstrecken und H. Gossen, Berlin, für die Hilfsviadukte beteiligt.



Abb. 6. Längsansicht des neuen Bahnhofs (Südseite).

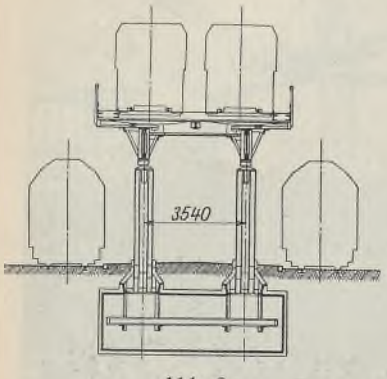


Abb. 8.
Querschnitt *a—a*.

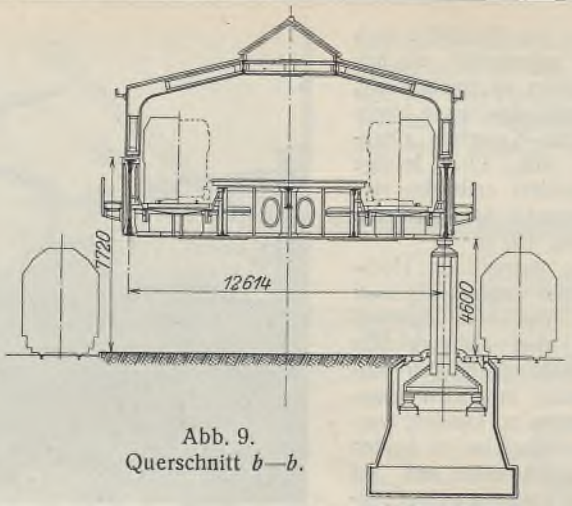


Abb. 9.
Querschnitt *b—b*.

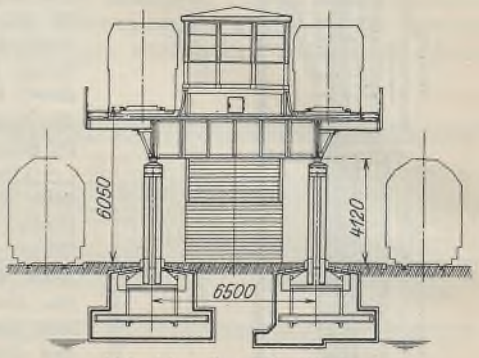


Abb. 11. Querschnitt *d—d*.

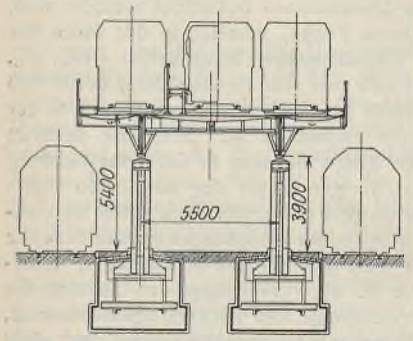


Abb. 12. Querschnitt durch den neuen dreigleisigen Hochbahnviadukt östlich des Bahnhofes.

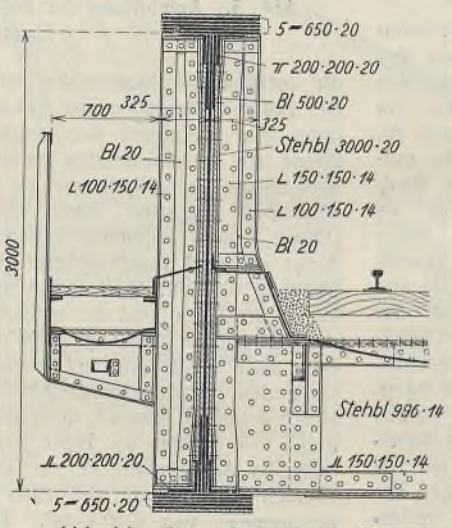


Abb. 14. Querschnitt durch den Hauptträger des Bahnhofes.

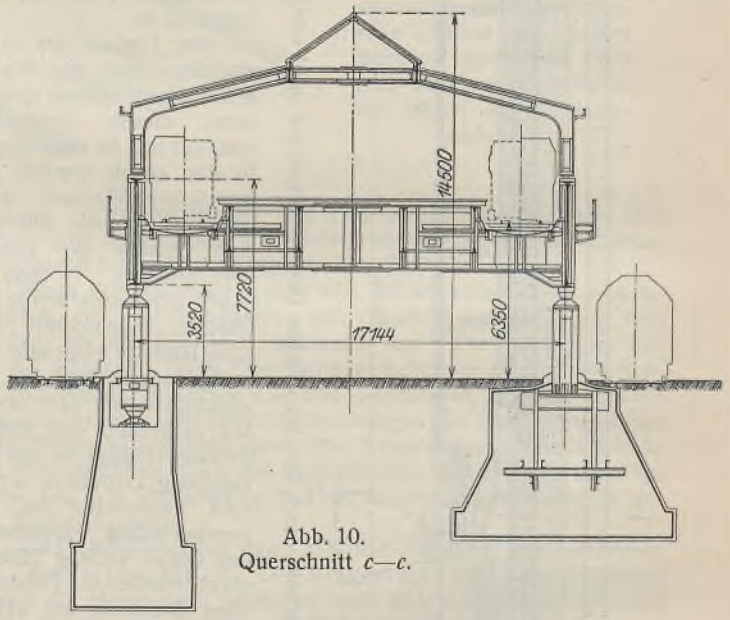


Abb. 10.
Querschnitt *c—c*.

Sämtliche Fundamente wurden von der Siemens-Bauunion und die Betondecken von den Raebelwerken hergestellt. Die Fundamente erhielten eine Asphaltpappe-Isolierung, um den Austritt von elektrischen Rückleitungsströmen in das Erdreich zu verhindern. Die eingebauten Stahlkonstruktionen hatten einschließlich der Lager folgende Gewichte:

Bahnhofshalle	rd.	1700 t,	davon 875 t	Si-Stahl,
Anschlußstrecken	„	950 t,	„ 300 t	„ und
Hilfsviadukte einschließlich Abfangebrücke . .	„	700 t.		

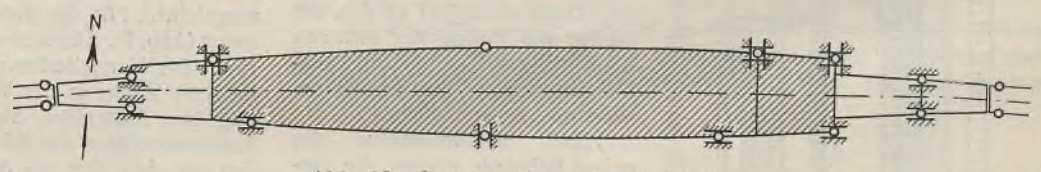


Abb. 13. Lageranordnung im Grundriß.

Die Entwürfe für den Bahnhof mit den Anschlußstrecken und für die Hilfskonstruktionen wurden im Büro der NSAG aufgestellt, die Montagevorgänge im Benehmen mit den Ausführungsfirmen ausgearbeitet.

Alle Rechte vorbehalten.

Schweißung im Stahlbau 1929.*) **)

Von Dipl.-Ing. **Otto Bondy**, Berlin.

Einleitung: Das Jahr 1929 hat im Hochbau und Brückenbau bemerkenswerte Anwendungen der Schweißtechnik gebracht. Obwohl erst vor vier Jahren mit der Errichtung größerer Hochbauten durch Schweißung begonnen wurde, ist man heute doch schon über die Zeit des Tastens und Versuchens hinaus. Ein Überblick über die Fortschritte in den einzelnen Ländern zeigt, daß man die Schweißung nicht mehr auf den Hochbau beschränkt, sondern auch zur Errichtung neuer und zur Verstärkung bestehender Brücken anwendet. — Auch für Deutschland ist eine lebhafte Entwicklung festzustellen. Eine ganze Anzahl geschweißter Stahlbauten läßt erkennen, daß man auch bei uns in der Anwendung der Schweißung die Möglichkeit eines technischen und wirtschaftlichen Fortschrittes sieht. Der bei Jahresende fertiggestellte Entwurf der Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten dürfte diese Entwicklung kräftig fördern.

Schneller, als man es vor wenigen Jahren erwarten konnte, ist die Schweißtechnik in das Gesamtgebiet des Bauwesens eingedrungen. In fast allen Ländern, in denen die Verarbeitung von Stahl zu Hoch- und Brückenbauten eine Rolle spielt, hat man nach eingehenden Versuchen die praktischen Vorteile erkannt, die die Schweißung auch im eigentlichen Stahlbau bietet. Auf anderen Gebieten der Metallverarbeitung waren ja die Vorteile der Schweißverfahren seit Jahren, auf manchen Gebieten sogar seit Jahrzehnten erwiesen. Hier sei nur an die Durchdringung der gesamten Blechverarbeitung durch die Schweißtechnik erinnert: Behälter-

*) Vgl. außer den zahlreichen Abhandlungen im „Stahlbau“ auch die nachstehenden Aufsätze:

Neuere Anwendungsgebiete der elektrischen Schweißverfahren. Verm. Bautechnik 1929, Heft 3.

Die erste geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücke, Chicopee-Falls, Mass. Verm. Bautechnik 1929, Heft 22.

Verstärkung mittels Schweißverfahrens bei der Aufstockung eines Gebäudes. Verm. Bautechnik 1929, Heft 29.

Versuche an geschweißten Fachwerkstützen. Verm. Bautechnik 1929, Heft 45.

Schaper: Schweißen von Stahlbauten. Bautechnik 1930, Heft 6.

Höpfner: Geschweißte Eisenkonstruktion für eine Bunkeranlage. Bautechnik 1930, Heft 11.

Schaper: Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke für Vollbahnbetrieb. Bautechnik 1930, Heft 22.

**) Nachstehende Firmen haben für diesen Aufsatz Photos zur Verfügung gestellt:

Agil-Schweißverfahren G. m. b. H., Berlin; Arcos G. m. b. H., Aachen; Ardelt-Werke G. m. b. H., Eberswalde; Elin-A.-G., Weiz-Steiermark; General Electric Co.; Kjellberg Elektroden G. m. b. H., Berlin; Quasi-Arc, Frankfurt a. Main.

bau, Rohrleitungsbau, Schiffbau haben sich die Schweißtechnik zu eigen gemacht. Auch im Wasserbau wird das Schweißen schon recht häufig angewendet; der Vorteil der glatten Außenfläche spielt hier wesentlich mit. Insbesondere hat man Rollschütze und Schleusentore geschweißt anstatt genietet hergestellt, im letzten Jahre sogar eine Turbinenleitung von 4 m Durchmesser und 10 bis 32 mm Wandstärke elektrisch geschweißt (Wasserkraftanlage Terni, Italien).

Als letztes Teilgebiet der Stahlverarbeitung hat sich der Hoch- und Brückenbau den Schweißverfahren erst in den allerletzten Jahren zugewendet. In richtiger Erkenntnis der Anfangsschwierigkeiten eines neuen Arbeitsverfahrens hat man von den ersten geschweißten Bauwerken nicht mehr erwartet, als sie wirklich bieten konnten: gewisse technische Vorteile des fertigen Bauwerkes und eine noch verhältnismäßig geringe Gewichtsersparnis, die durch den höheren Einheitspreis der geschweißten Konstruktion manchmal ausgeglichen wurden. Heute ist man in dieser Richtung doch schon ein kräftiges Stück weitergekommen. Die Zahl der geschweißten Hallen und mehrstöckigen Gebäude in allen Ländern wächst von Monat zu Monat. Die Berichte in den ausländischen Zeitschriften, die Einzelheiten derartiger Arbeiten anführen, lassen sich heute kaum mehr überblicken. Der Fortschritt, den das letzte Jahr gebracht hat, scheint auch darin zu liegen, daß man die Schweißung im Stahlbau auf solche Bauten und Bauteile beschränkt, bei denen sie unbedingt Vorteile gegenüber der Nietung bietet.

Noch vor wenigen Jahren wurden die geschweißten Bauten größerer Abmessung fast ausnahmslos von den Werken hergestellt, die an der Einführung der elektrischen Schweißverfahren unmittelbar interessiert waren; in den Vereinigten Staaten von Amerika und auch in anderen Ländern also von der Elektroindustrie, die die Schweißmaschinen liefern konnte. Inzwischen hat sich das Bild wesentlich geändert. Die Unternehmungen des Hoch- und Brückenbaues haben unabhängig von der Elektroindustrie den Nutzen erkannt, den ihnen die Ausführung geschweißter Stahlbauten bietet. Eine große Zahl geschweißter Gebäude, insbesondere in den Vereinigten Staaten von Amerika, ist durch die stahlverarbeitende Industrie errichtet worden, die zwischen den alten und neuen Herstellungsverfahren frei wählen konnte. Allem Anschein nach nimmt auch für Deutschland die Entwicklung diese Richtung. Die Schweißverfahren werden im wirtschaftlich gesunden Wettbewerb mit anderen Verfahren der Herstellung ihre Überlegenheit erweisen müssen.

Die Fortschritte, die das Jahr 1929 gebracht hat, beziehen sich nicht zum geringsten Teil auf theoretische Arbeiten und grundlegende Untersuchungen. Von allgemeiner Bedeutung ist hier die Entwicklung der Prüfverfahren für die Untersuchung geschweißter Verbindungen ohne Zerstörung. Derartige „non-destructive tests" wurden in den letzten Jahren nach verschiedenen Richtungen entwickelt. Neben der Untersuchung der Oberfläche der Nähte durch das Auge des Ingenieurs hat man hauptsächlich durch vier Verfahren Fortschritte erzielt: durch Messung des elektrischen Widerstandes der Naht, durch Untersuchung mittels Schallwellen und Stethoskop, durch das Röntgenverfahren und durch magnetische Prüfung. Die beiden letzten Verfahren haben im Jahre 1929 wesentliche Fortschritte erzielt. Durchleuchtung mittels Röntgenstrahlen wird neuerdings auch bei Untersuchung geschweißter Stahlbauten angewendet.[1]) Als Schienenfahrzeug ausgebildet, können derartige Apparate insbesondere für geschweißte Stahlbauten der Eisenbahnverwaltungen in Zukunft gute Dienste leisten.

Die Untersuchung mit magnetischen Feldern wird durch Forschungsarbeiten an der Technischen Hochschule Braunschweig zur Zeit wesentlich gefördert. Es ist damit zu rechnen, daß noch im Jahre 1930 brauchbare Prüfgeräte dieser Art vorgeführt werden können.[2])

Schon vor einigen Jahren wurden durch den Fachausschuß für Schweißtechnik im Verein deutscher Ingenieure „Begriffe und Zeichen" der Schweißtechnik festgelegt. Im November 1929 ist eine ausführliche Arbeit der Amerikaner veröffentlicht worden, die in 48 Druckseiten zahllose Fachausdrücke der Schweiß- und Schneidtechnik in Wort und Zeichnung darstellt.[3]) Eine Arbeit kleineren Umfanges, die beim VdI im Sommer 1929 in Angriff genommen wurde, wird eine Anzahl der wichtigsten schweißtechnischen Fachausdrücke zunächst in Deutsch, Französisch, Englisch und Russisch festlegen. Derartige Arbeiten kommen gewiß der gesamten Schweißtechnik zugute, sind aber von unmittelbarem Nutzen gerade für die Schweißung im Stahlbau, weil in diesem jüngsten Arbeitsgebiet die Zusammenarbeit der verschiedensprachigen Länder gar nicht zu entbehren ist. Durch Festlegung der Fachausdrücke, die jetzt einerseits von amerikanischer, anderseits von deutscher Seite durchgeführt wurde, wird man in Zukunft manches Mißverständnis vermeiden.

An Bestimmungen für die Ausführung geschweißter Bauten brachte das Jahr 1929 mehrere Arbeiten von grundlegender Bedeutung. Im Sommer erschienen amerikanische Vorschriften für die Anwendung der Schmelzschweißung und des Gasschneidens im Stahlbau. Inzwischen haben viele große Städte der USA. diese Vorschriften in ihren Building-Code aufgenommen und dadurch die Zulassung der Schweißung in den Stahlhochbau ausgesprochen. In dieser Entwicklung gingen 38 Städte des amerikanischen Westens voran, hauptsächlich im Staate California. Viele andere Städte der Vereinigten Staaten haben sich inzwischen diesem Vorgang angeschlossen.

In Deutschland ist der Entwurf der „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten" vor kurzem veröffentlicht worden.[4]) Die deutschen Bestimmungen weichen von den amerikanischen Vorschriften ganz erheblich ab. Der Entwurf ist bereits im „Stahlbau" 1930, Heft 9, S. 105, abgedruckt worden, so daß hier ohne weiteres darauf Bezug genommen werden kann.

Die Berechnung geschweißter Verbindungen ist durch diese Vorschriften auf die denkbar einfachste Form gebracht. Es kann allerdings keinem Zweifel unterliegen, daß nicht jede geschweißte Stabverbindung auf Grund dieser einfachen Formel restlos berechnet werden kann. Es sollte aber gerade der Zweck der „Richtlinien" sein, Schwierigkeiten aus dem Weg zu räumen, die der Anwendung der Schweißung im Stahlbau noch entgegengestanden haben. Man hat mit Absicht alles weggelassen, was irgendwie als Beschränkung des Unternehmers ausgelegt werden könnte, sofern nur die Standfestigkeit des Bauwerkes sichergestellt war.

Ein Vergleich der amerikanischen und der deutschen Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen ergibt folgendes Bild:

	Deutschland kg/cm²	Amerika kg/cm²
Zug	850	930
Druck	1100	1070
Biegung	850	wie Zug und Druck
Abscherung . . .	750	810

Die zulässigen Spannungen nach den deutschen Richtlinien liegen also (mit Ausnahme der Druckspannung) unter den amerikanischen Werten. Das ist besonders wichtig für die zulässige Scherspannung, die für die Berechnung der meisten Schweißverbindungen die Grundlage bildet.

In anderen Ländern, in denen die Schweißung im Stahlbau bereits ausgiebig angewendet wird, insbesondere in Belgien, ist man in der Festlegung der zulässigen Beanspruchung weitergegangen und hat Werte eingeführt, die nach der Dicke der Schweißnaht abgestuft sind. Das ist sachlich durchaus berechtigt, denn die Tragfähigkeit einer Schweißnaht von der Dicke 2a ist weniger als doppelt so groß wie die einer gleich langen Schweißnaht der einfachen Dicke a (s. Abb. 1 u. 2). Da die Schweißnaht von doppelter Dicke nach Abb. 2 das vierfache Volumen an niedergeschmolzenem Metall erfordert, ist die Anwendung von Schweißnähten geringer Dicke wirtschaftlich entschieden günstiger. Aus demselben Grund ist man in der letzten Zeit auch immer mehr davon abgekommen, unterbrochene Schweißnähte zu setzen, wo es sich um Kraftverbindungen handelt. Besser ist es, eine Schweißnaht von kleinerer Dicke ohne Unterbrechung durchzuführen. Der Aufwand an Werkstoff und Arbeitslohn und elektrischem Strom ist geringer, überdies schützt die durchgehende Naht besser gegen Rostangriff als die unterbrochene. Für den Aufbau geschweißter Blechträger sind diese Tatsachen zu berücksichtigen.

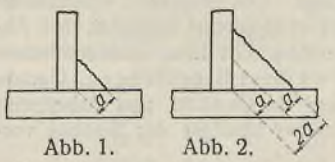


Abb. 1. Abb. 2.

Kehlnaht nach Abb. 2 mit der Nahtdicke 2a erfordert den vierfachen Werkstoffaufwand, hat aber kaum die doppelte Tragfähigkeit der Kehlnaht nach Abb. 1.

Die ersten amtlichen Bestimmungen über geschweißte Brücken wurden im letzten Jahr durch das polnische Arbeitsministerium herausgegeben. Professor Dr. Bryla der Technischen Hochschule Warschau hat diese Vorschriften zusammen mit der Gesellschaft Arcos ausgearbeitet und dem Bau der geschweißten Straßenbrücke bei Lowicz[5]) zugrunde gelegt. Von dieser Brücke wird weiter unten noch die Rede sein.

Immer häufiger ergibt sich die Notwendigkeit, in behördlichen Vorschriften verschiedenster Art auf die Möglichkeiten der Schweißtechnik Rücksicht zu nehmen. Zwei derartige Fälle ergaben sich auch für Deutschland. Die „Vorschriften für Starkstrom-Freileitungen" des Verbandes Deutscher Elektrotechniker (VDE) wurden im letzten Jahr durch einen Absatz ergänzt, der die Zulassung der Schweißung auch für den Mastenbau ausspricht:

> „Geschweißte Maste sind zulässig, wenn die Schweißung so ausgeführt wird, daß mindestens die gleiche Sicherheit des Anschlusses wie bei der Nietung gewährleistet ist. Für geschweißte Maste gelten die Bestimmungen wie für genietete Maste sinngemäß."[6])

[1]) Kantner-Herr, Z. d. VdI vom 15. Juni 1929.
[2]) Dr.-Ing. Adrian, Z. d. VdI vom 7. Dezember 1929.
[3]) Journal of the American Welding Society, November 1929.
[4]) „Die Elektroschweißung", Januar 1930.
[5]) Stahlbau 1929, Heft 26, S. 308.
[6]) Hilpert-Bondy, Z. d. VdI vom 15. Juni 1929.

Durch amtliche Bestimmungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom Juni 1929 wurde der Baustahl St 52 in seinen Eigenschaften festgelegt. Darin wird auch verlangt, daß er sich für Schmelzschweißung eignen muß. Auch für neue Stahlsorten wird die eingehende Prüfung auf Schweißbarkeit vorbehalten.

Die Bedingungen für die Anwendung der Schweißung im Brückenbau wurden durch eine amerikanische Vorschrift in allen Einzelheiten festgelegt[7]). Diese Bestimmungen, die von ungemein gründlicher Arbeit der American Welding Society zeugen, gehen in vielen Einzelheiten weiter als die amerikanischen Bestimmungen für geschweißte Hochbauten. Die Berechnungsgrundlagen gehen auch hier von der Bruchfläche der Schweißnaht aus, also von dem Produkt aus ihrer kleinsten Dicke und ihrer Länge. Unter den ganz neuen Bestimmungen sind solche für Schlitzschweißung anzuführen, die man schon 1928 beim Bau der geschweißten Eisenbahnfachwerkbrücke bei Chicopee-Falls ausgiebig erprobt hat.

Die Schlitzschweißung wird mit Nutzen angewendet, wo große Stabkräfte durch Kehlnähte zu übertragen sind, die auf möglichst kleinem Raum untergebracht werden sollen. Die Länge der einfachen Kehlnähte würde in solchen Fällen zu großen Knotenblechen führen. Werden aber die Knotenbleche in der Richtung der Stabkraft oder quer dazu geschlitzt und die Schlitze vollgeschweißt, so kann man die Schweißnähte auf einen wesentlich kleineren Raum zusammendrängen. Die Schlitze sind stets im Knotenblech anzubringen, niemals im Fachwerkstab, dessen Querschnitt keinesfalls geschwächt werden darf.

Die Schlitzbreite muß zumindest gleich der Tiefe sein, darf aber nicht mehr als die doppelte Tiefe betragen (s. Abb. 3). Die beiden Schlitzflanken müssen ungefähr gleiche Scherlast erhalten. Schlitzschweißungen werden sowohl in der Richtung der Stabkraft als auch quer dazu ausgeführt. — Neu ist auch die Vorschrift, etwa auftretende Biegungs- und Torsionsmomente in die Berechnung der Naht einzubeziehen; hier wird das Widerstandsmoment des Bruchquerschnittes der Schweißnaht zugrunde gelegt. — Für die Schweißerprüfung wird eine durchschnittliche Zugfestigkeit der Probestücke von 32 kg/mm² und eine Mindestzugfestigkeit von 28,5 kg/mm² verlangt. — Bei Festlegung der zulässigen Beanspruchungen wurde auch der Spannungswechsel belasteter Brücken berücksichtigt. Die insgesamt errechneten Spannungen sind bei Zug und Druck mit 1140 kg/cm² begrenzt, bei Abscherung mit 710 kg/cm². — Ein besonderer Abschnitt dieser amerikanischen Bestimmungen betrifft den Aufbau geschweißter Blechträger. Gerade auf diesem Gebiet sind die Ersparnisse an Gewicht und Arbeitszeit derart ansehnlich, daß die Schweißung immer häufiger der Nietung vorgezogen wird.

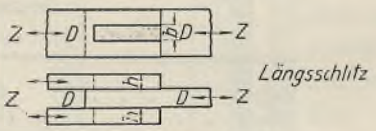


Abb. 3. Schlitzschweißung.
Nach den amerikanischen Bestimmungen für geschweißte Brücken sind für Höhe und Breite die Grenzen wie folgt einzuhalten: $b \geqq h$; $b \leqq 2h$.

Die Geräuschlosigkeit der Schweißarbeit war seit jeher ein besonderer Anreiz, die Nietarbeit in dicht bebauten Stadtteilen durch Schweißen zu ersetzen. Für die Entwicklung geschweißter Stahlbauten in Deutschland mag es von Belang sein, daß „die berufliche Lärmschwerhörigkeit durch die Verordnung vom 11. Februar 1929 als entschädigungs- und meldepflichtige Berufskrankheit anerkannt" worden ist.[8])

Damit wären einige der Fortschritte dargestellt, die das Jahr 1929 auf dem Gebiet grundlegender Vorarbeiten für die Schweißung im Stahlbau gebracht hat. Ebensowenig wie dieser erste Teil des Berichtes kann der nachfolgende zweite Teil Anspruch auf Vollständigkeit erheben. Immerhin mag es nützlich sein, einige geschweißte Hochbauten und Brücken anzuführen, die im letzten Jahr fertiggestellt oder in Angriff genommen wurden. Gerade in Deutschland wird ja allem Anschein nach in der nächsten Zeit das Gebiet der geschweißten Stahlbauten lebhafter bearbeitet werden als bisher. Die Aufzählung ist nach Ländern geordnet, innerhalb der einzelnen Gruppen nach Hochbauten und Brücken getrennt. Daß diese Aufzählung nur einen kleinen Teil der Gesamtarbeit an geschweißten Stahlbauten erfaßt, mag schon aus der Tatsache hervorgehen, daß schon zu Beginn des Jahres 1929 in den Vereinigten Staaten von Amerika mehr als 100 geschweißte Stahlbauten fertiggestellt oder im Entstehen waren, und daß man zum gleichen Zeitpunkt in Australien etwa 60 Brücken durch Lichtbogenschweißung verstärkt hatte.

Deutschland.

a) Hochbauten.

1. In Leipzig wurde eine Autogarage geschweißt, 20 m lang, 10 m breit. Dachbinder in Parabelform aus ⊏-Profilen stumpf zusammengeschweißt, ohne Knotenbleche.[9])

2. Bei Aachen wurden geschweißte Dachbinder von 10 m Länge durch Lichtbogenschweißung hergestellt, baupolizeilich genehmigt und abgenommen. Gewichtsersparnis gegenüber einer genieteten Ausführung etwa 20 %.



Abb. 4. Dach des geschweißten Öltanks in Darmstadt.
Durchmesser 12 m, Höhe 12 m. Der zylindrische Tank, Kegeldach und Geländer sind vollständig geschweißt.

3. In Darmstadt wurde ein Öltank von 12 m Durchmesser und 12 m Höhe ausschließlich durch Lichtbogenschweißung errichtet (s. Abb. 4).

4. Geschweißte Gittermaste von 6 und 12 m Höhe wurden aus maschinell gasgeschweißten dünnwandigen Rohren durch Schweißung zusammengebaut und bis zum Bruch belastet, vgl. Abb. 5 bis 8.[8])



Abb. 6. Ein 6 m hoher Rohrmast mit waagerechten Riegeln zum Versuch eingespannt.



Abb. 7. Derselbe Mast nach der Zerstörung durch 1350 kg waagerechten Spitzenzug

5. Rohrbrücken und Unterstützungsgerüste wurden für die Schwei-

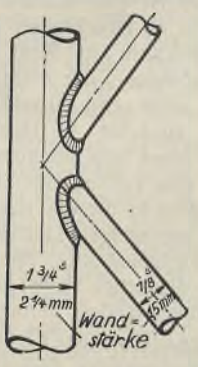


Abb. 5. Gasgeschweißter Rohrknoten eines 6 m hohen Gittermastes mit Diagonalen.

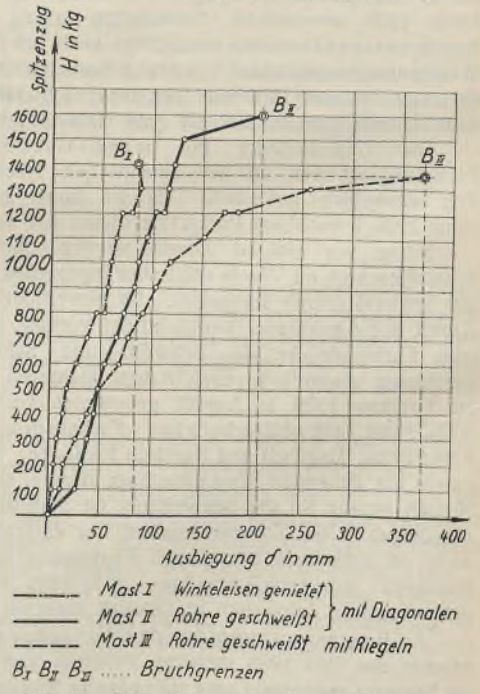


Abb. 8. Schaulinien für die Ausbiegung der Mastspitzen der drei 6 m hohen Maste verschiedener Bauform und Herstellungsart.

[7]) Eng. News-Rec., 22. August 1929.
[8]) Stahlbau 1929, Heft 26, S. 303. Dr. Gerbis, VDI-Nachr., 1. Jan. 1930.
[9]) Ritter, Stahlbau 1929, Heft 26.

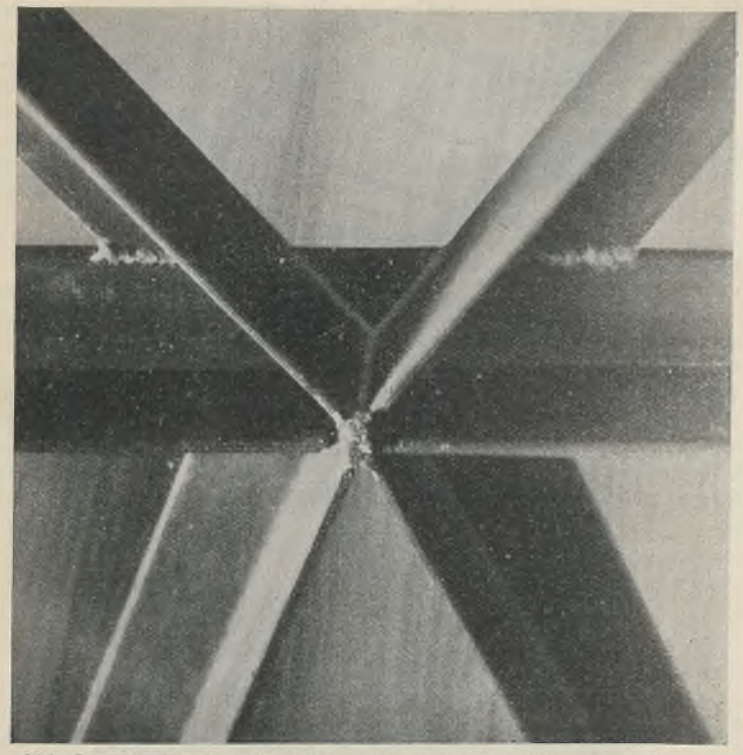
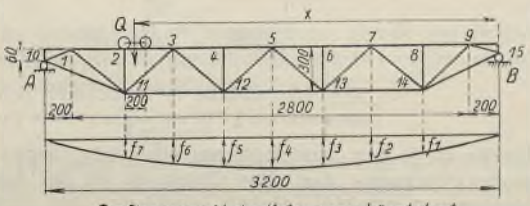


Abb. 9. Mittelknoten des 6,20 m hohen geschweißten Gerüstbockes einer Rohrbrücke.
Der waagerechte Stab geht durch, die vier anderen Stäbe sind zugeschnitten. Sämtliche Winkeleisen 60×60×8.

werke Minna-Anna, Werk Gölzau, auf viele hundert Meter Länge geschweißt. Abb. 9 zeigt den geschweißten Knotenpunkt aus einem 6,20 m hohen Bock einer solchen Rohrbrücke.

6. Geschweißte Drehlaufkatzen sind seit Mitte 1929 auf dem Erz- und Eisenkai im Emdener Hafen in Betrieb. Sie zeigen recht ansehnliche geschweißte Blechkonstruktionen, die ohne Verwendung der bei Blechträgern sonst üblichen Gurtwinkel ausschließlich aus Blechplatten zusammengebaut sind.[10]) Werkstoff Union-Baustahl.

7. Geschweißte Laufkrane werden neuerdings immer häufiger ausgeführt. Versuche mit einem geschweißten Modell lieferten im Oktober-November 1929 eingehende Unterlagen für die Schweißung von 16 m weit gespannten Laufkranen.



Q = Eigengewicht der Katze + angehängte Last
Raddruck der Katze aus Eigenlast = 70 kg / Rad

Abb. 10. Geschweißter Versuchsträger als Laufkranmodell.

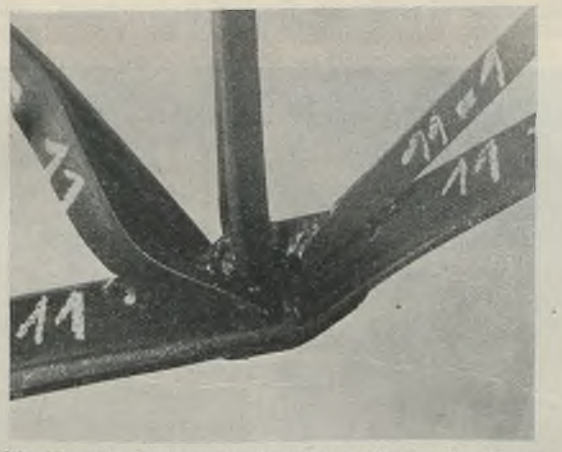


Abb. 11. Ein Untergurtendknoten nach der Zerstörung. Diagonale 3—11 (Abb. 10) ausgeknickt, Schweißverbindung unverletzt.

Abb. 10 zeigt den Versuchskran, die Versuchsergebnisse sind aus der Zusammenstellung ersichtlich. Abb. 11 gibt einen Knotenpunkt nach der Zerstörung des Trägers wieder. In Abb. 12 ist ein Teil der Versuchsergebnisse zeichnerisch dargestellt.

[10]) Stahlbau 1929, Heft 26, S. 303. Z. d. VdI, 7. Dezember 1929.

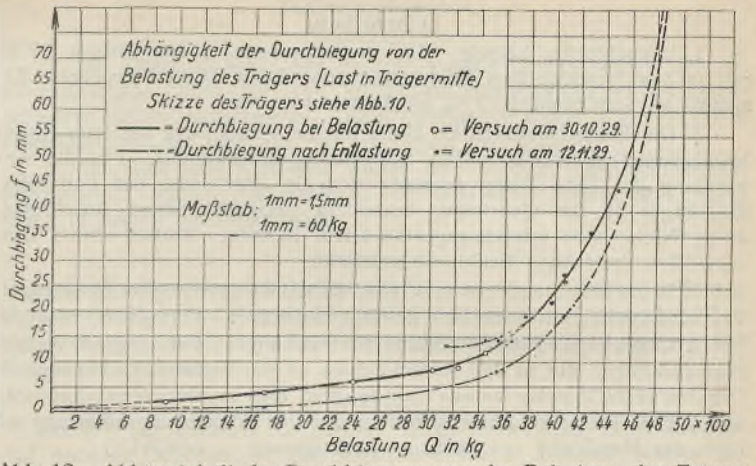


Abb. 12. Abhängigkeit der Durchbiegung von der Belastung des Trägers (Last in Trägermitte). Trägerform s. Abb. 10.

Versuchsergebnisse.

Gemessene Durchbiegung des elektrisch geschweißten Kranträgers.

Nr.	Belastung Q kg	Abstand von B x mm	Durchbiegung f_1 mm	f_2 mm	f_3 mm	f_4 mm	f_5 mm	f_6 mm	f_7 mm	Bemerkungen
			Tag des Versuchs: 30. Oktober 1929.							
1	910	2550	0,1	0,5	0,2	0,8	1,4	1,0	1,0	
2	↓	2200	0,7	1,0	1,0	1,8	1,7	1,5	1,0	
3		1850	0,7	1,1	2,0	2,2	2,5	1,5	1,2	
4		1700	1,1	1,4	2,5	2,2	2,4	1,5	1,0	
5		1350	1,1	1,6	2,5	2,0	2,1	1,5	1,0	
6		1000	1,2	2,0	2,4	1,8	1,5	1,0	0,6	
7		650	1,6	1,5	1,5	1,0	1,0	0,7	0,2	
8	entlastet	—	—	—	—	—	—	—	—	= bleibende Durchbiegung.
9	1695	2550	1,6	2,0	2,6	2,4	2,7	2,5	2,1	
10	↓	2200	1,6	2,5	3,5	3,6	3,8	3,0	2,5	
11		1850	2,1	3,0	4,0	4,0	4,5	3,5	2,5	
12		1700	2,1	3,0	4,0	4,0	4,0	2,7	2,0	
13		1350	2,1	3,5	4,5	4,0	3,9	2,7	2,0	
14		1000	2,6	3,5	4,0	3,8	3,5	2,5	2,0	
15	entlastet	—	0,6	1,0	1,0	0,8	0,7	0,7	0	= bleibende Durchbiegung.
16	2405	2550	1,6	2,2	4,0	3,8	3,6	3,5	3,0	
17	↓	2200	1,6	3,0	4,0	4,8	4,5	3,6	3,0	
18		1850	2,6	4,0	5,0	5,3	5,9	4,9	3,0	
19		1700	3,1	4,5	6,0	6,2	6,5	4,5	3,0	
20	entlastet	—	—	—	2,0	2,8	1,5	1,5	0,5	= bleibende Durchbiegung.
21	3035	1700	4,1	6,0	8,0	8,3	7,7	6,5	4,0	
22	↓	1350	3,8	6,0	7,0	7,3	6,5	5,5	3,5	
23		1000	4,1	6,0	7,0	6,3	5,0	4,5	3,0	
24	3240	1700	3,6	6,5	8,0	8,8	8,5	6,5	4,5	
25	3450	1600	4,8	8,0	10,2	11,8	10,5	—	5,0	
26	3605	1600	5,6	10,0	12,2	13,8	12,5	8,5	6,0	
27	entlastet	—	2,6	4,0	5,0	7,8	5,5	3,5	2,5	= bleibende Durchbiegung.
	Der Träger wurde nach Beendigung des Versuches entlastet.									
			Tag der Fortsetzung des Versuchs: 12. November 1929.							
28	3140	1600	5,6	8,0	10,0	13,3	11,1	8,1	5,5	
29	3450	↓	5,6	8,5	10,2	14,3	11,1	8,6	5,5	
30	3556		5,8	—	—	14,3	—	—	5,6	Leichtes Ausbiegen der Stäbe 5—12, 5—13
31	entlastet	—	2,6	4,0	5,0	7,8	5,5	3,5	2,5	= bleibende Durchbiegung.
32	3660	1600	5,8	—	—	14,3	—	—	5,5	
33	3765	↓	8,6	—	—	19,3	—	—	9,0	
34	3972		10,6	—	—	22,3	—	—	9,5	
35	4076		11,6	—	—	26,3	—	—	10,5	
36	entlastet	—	7,6	—	—	19,3	—	—	6,5	= bleibende Durchbiegung.
37	4076	1600	12,1	—	—	27,3	—	—	12,0	
38	4284	↓	15,6	—	—	35,8	—	—	15,5	
39	4492		19,6	—	—	44,3	—	—	19,5	
40	4800		27,1	—	—	61,3	—	—	28,5	Weiteres Ausbiegen der Stäbe 5—12, 5—13.
41	4800		54,6	—	—	99,3	—	—	53,5	10 mal stoßweise ent- und belastet.*)
42	5030	—	nach fünfmaliger Ent- und Belastung zusammengebrochen.							Bruch der Schweißstelle Punkt 12 (Stab 3—12).

*) Hiernach zeigten sich Risse in den Schweißstellen der Knotenpunkte 12 (Stab 3 — 12) und 13 (Stab 7 — 13).

b) Brücken.

1. Luppebrücke, Leipzig. 15,5 m Spannweite, 5 Hauptträger I P 45 mit je 3 aufgeschweißten Gurtplatten von 15 mm Dicke. Ergebnis: Ersparnis an Stahlgewicht 10 %, an Kosten 14 %.[10])

2. Die Reichsbahndirektion Halle hat die Verstärkung mehrerer Eisenbahnbrücken gleichfalls mittels Schweißung durchgeführt. Für die Anwendung der Schweißung erwiesen sich die Anschlüsse der Fahrbahnlängsträger an die Querträger besonders geeignet. Diese Anschlüsse, deren Niete sich erfahrungsgemäß leicht lockern, wurden durch Einschweißen dreieckiger Eckbleche verstärkt.

3. In der Nähe von Münster ist eine vollständig geschweißte Blechträger-Versuchsbrücke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft errichtet worden.

4. Geschweißte Fachwerkbrücke von 9 m Länge. Zwei der geschweißten Fachwerkträger, die in den letzten Jahren an der Technischen Hochschule Dresden versuchsweise belastet wurden, hat man zu einer Versuchsbrücke von 2,25 m Breite zusammengebaut und durch Schwingungsbelastung mit Hilfe der Maschinen von Späth — Losenhausen — zerstört.[11])

Österreich.

a) Hochbauten.

Über eine geschweißte Halle mit Fachwerk-Dachbindern berichtet Dr. Rosenberg im Fachheft „Schweißtechnik" der Z. d. VdI vom 7. Dezember 1929. Bei einer unbeabsichtigten Belastungsprobe wurden mehrere Binder vollständig verbogen, die geschweißten Knoten blieben unverletzt.

b) Brücken.

Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke Europas wurde durch die „Elin" A.-G. in der Nähe von Graz errichtet. Stützweite 8,86 m, schiefe Blechträgerbrücke mit 1800 mm Hauptträgerabstand. Die behördliche Genehmigung dieser Brücke, die ein Gleis der Werkeisenbahn überführt, wurde nach

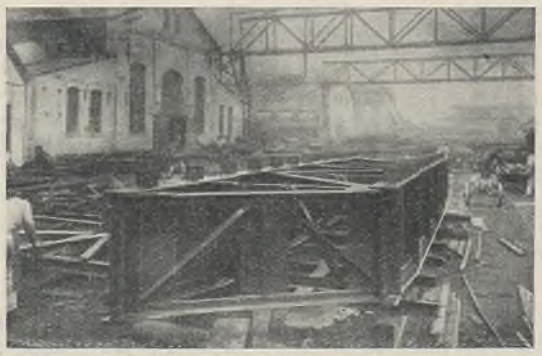


Abb. 13. Vollständig geschweißte Blechträgerbrücke in Weiz, Steiermark.
Spannweite 8,86 mm, Hauptträgerabstand 1800 mm.

Einholung der Gutachten von Professor Hartmann, Wien, und Professor Kapsch, München, erteilt.[10]) Abb. 13 zeigt die geschweißte Brücke in der Werkstatt. Die Bauart genieteter Blechträger wurde im wesentlichen beibehalten, so daß die Gewichtsersparnis nur etwa 10 % betrug. Durch Ausnutzung der Vorteile, die die Schweißung gerade im Bau von Blechträgern ermöglicht, wird man die Gewichtsersparnis wesentlich erhöhen können.

Schweiz.

a) Hochbauten.

1. Eine geschweißte Kinohalle in Biel wurde aus vollwandigen Dreigelenkbogen errichtet (s. Abb. 14). Spannweite zwischen den Fußgelenken 17,4 m, Höhe des Scheitelgelenkes 7,14 m. Nur die Montagestöße wurden geschraubt.

2. In Basel wurde ein Stahlskelett-Wohnhausbau ausgeführt, dessen Stützen durch Rohre von 3 Zoll und 4 Zoll Durchmesser gebildet werden. Die Stahlrohre sind mit ihren Kopf- und Fußplatten verschweißt und diese Platten auf der Baustelle mittels Schrauben an die Flanschen der Unterzüge angeschlossen.[12])

b) Brücken.

1. In der Nähe des Hauptbahnhofes Zürich wurden Walzträger I P 100 durch aufgeschweißte Platten verstärkt.

2. Die Fachwerkbogen einer 30 m weit gespannten Eisenbetonbrücke nach System Melan wurden in der Nähe von Laufen durch Schweißung errichtet; Gurtwinkel 75 × 75 × 8.

3. Bei Neufchâtel hat man für eine Straßenüberführung fünf Walzträger I P 90 eingebaut. Diese Träger wurden durch aufgeschweißte Gurtplatten nach Abb. 15 verstärkt. An den Enden hat man dreieckige

[11]) Z. d. VdI, 23. November 1929.

[12]) Stein Holz Eisen, Frankfurt-Main, 7. März 1929.

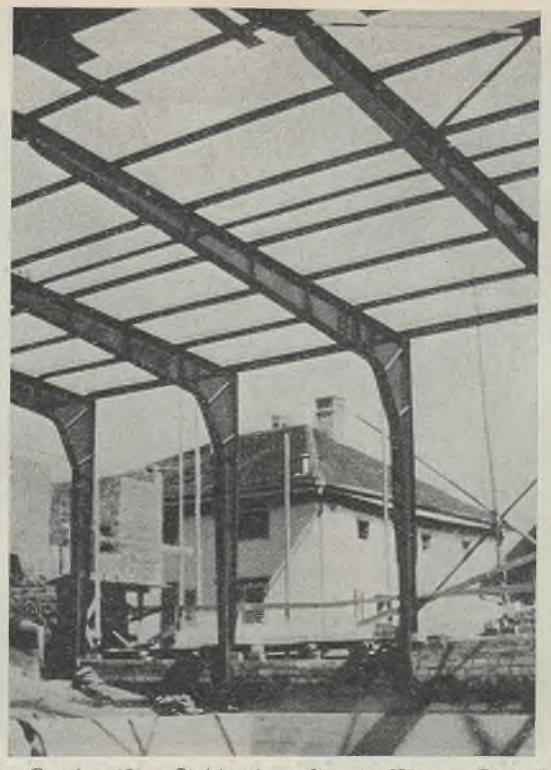


Abb. 14. Geschweißtes Stahlgerippe für ein Kino in Biel, Schweiz.
Dreigelenkbinder, Abstand der Fußgelenke 17,4 m, Höhe des Scheitelgelenks 7,14 m.

Teile aus dem Trägersteg durch Gasbrenner herausgeschnitten und die Trägerhöhe auf diese Weise von 900 auf 700 mm verringert.

4. Für die Schweizerischen Bundesbahnen wurde Ende 1929 eine elektrisch geschweißte Versuchsbrücke dem Betrieb übergeben. Diese

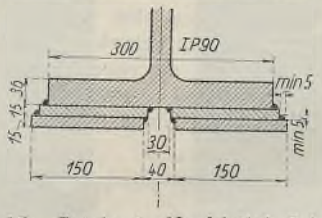


Abb. 15. Brücke in Neufchâtel, Schweiz.
Breitflanschträger I P 90 mit aufgeschweißten Gurtplatten.

Brücke stellt den Ausschnitt aus einer eingleisigen Fachwerkbrücke von großer Stützweite dar. Das Objekt ist an der Eisenbahnstrecke Biel—Mahlenwald mit 25 ‰ Gefälle eingebaut. Für diese Ausführung ist bezeichnend, daß man grundsätzlich jede Überlappung vermieden und nur Stumpfschweißung der Bleche in bündiger Lage angewendet hat.

Frankreich.

In Pont-Sainte-Maxence bei Compiègne wurde eine mehrschiffige Fabrikhalle durch Lichtbogenschweißung errichtet; zahlreiche Dreieck-

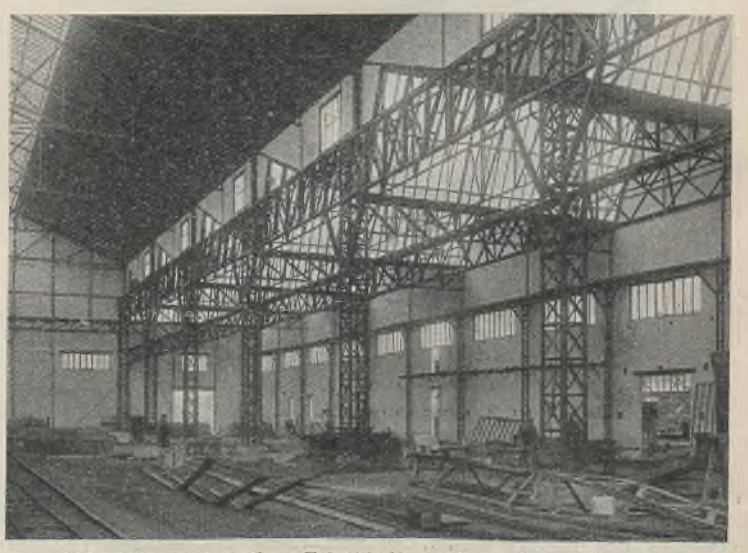


Abb. 16. Dreischiffige Fabrikhalle in Pont-Sainte-Maxence.
Dachbinder von 20 m Spannweite.

binder von 20 m Spannweite (Abb. 16). Die Halle dient vorwiegend der Herstellung geschweißter Konstruktionen aller Art. Hier hat man auch die Rohre von 2 m Durchmesser durch Gasschweißung zusammengebaut, die man im letzten Jahre an der Küste von Cuba für den Bau einer Seewasserkraftanlage verwendete. — Beim Bau dieser geschweißten Halle hat man sich offenbar eng an das Vorbild der genieteten Ausführung gehalten, insbesondere auch in der Form der vergitterten Säulen und der Kranbahnen. Trotzdem konnte man 15% an Gewicht sparen.[13])

Belgien.

Hier hat die Schweißung im Hochbau schon seit mehreren Jahren festen Fuß gefaßt. Auch 1929 wurde eine ganze Anzahl geschweißter Bauwerke errichtet. Abb. 17 gibt die Innenansicht einer geschweißten Fabrikhalle bei Brüssel, $l = 40$ m, $b = 20$ m. Die Dachbinder wurden in der Werkstatt in zwei Teilen geschweißt und auf der Baustelle durch ein Zugband zwischen den beiden mittleren Untergurtknoten durch Schrauben geschlossen. Auch die vollwandigen Kranbahnen der Halle sind geschweißt, ebenso der Laufkran für 5000 kg Nutzlast bei nahezu 20 m Spannweite. Die Ersparnis an Gewicht kommt bei bewegten Konstruktionen auch einer wesentlichen Stromersparnis für den Antrieb zugute.

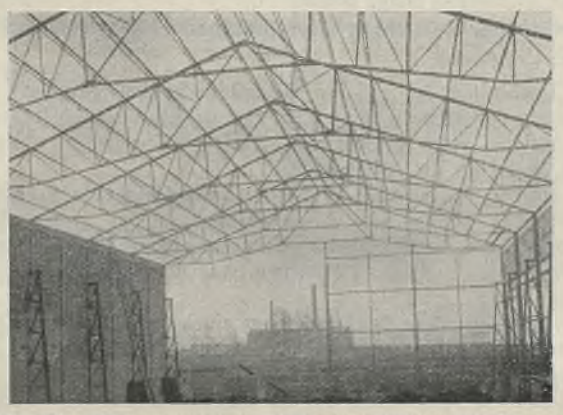


Abb. 17. Pipe-Automobilfabrik, Anderlech b. Brüssel, Innenansicht.
Binderspannweite 20 m.

Anfang 1929 waren in Belgien bereits Hallen von 30 000 m² Grundfläche geschweißt.[14])

Von geschweißten Brücken ist auffallenderweise gerade aus Belgien nichts zu hören, obwohl Belgien in der Schweißung von Hochbauten den anderen europäischen Ländern ein kräftiges Stück voraus ist.

England.

Verstärkung von Brücken durch elektrische Schweißung wurde hier mehrfach angewendet. Eine zweigleisige Eisenbahnbrücke mit Blechträgern von 4 m Spannweite wurde ohne Unterbrechung des Betriebes verstärkt.[15]) Da man die Gurtnieten nicht herausschlagen konnte, hat man gelochte Futterplatten aufgeschweißt, deren Löcher der Lage der Nietköpfe angepaßt waren. Diese Futterstücke hat man an den Außenkanten durch Längsnähte, überdies in den Löchern mit den Nietköpfen verschweißt. Darüber legte man die eigentliche Verstärkungsplatte, die an den Außenkanten und in ihrer Mittellinie durch Lochschweißung mit der Futterplatte verbunden war. Spannungsmessung vor und nach der Verstärkung ergab an den verschiedenen Stellen der Hauptträger Festigkeitszunahmen von 71 bis 105%.

Holland.

a) Hochbauten.

Eine geschweißte Halle von 200 m Länge wurde neben dem Fördergerüst der Zeche Eijgenshoven errichtet, überdies ein Werkstattgebäude für dieselbe Zeche geschweißt.[16])

b) Brücken.

Die Schweißarbeiten an der Moerdijkbrücke wurden fortgesetzt. Gesamtlänge der Brücke etwa 1500 m. Halbparabelträger von über 100 m Spannweite. Verstärkung und Instandsetzung durch Schweißen betreffen hauptsächlich Teile der Windverbände, die u. a. an den Kreuzungsstellen durch Einschweißen von Zwischenplatten abgedichtet werden.

[13]) Le Génie Civil, Paris, 2. Februar 1929.
[14]) Cajar, Stahlbau, 9. August 1929. Hilpert, Bauing., 25. Oktober 1929.
[15]) Stahlbau 1929, Heft 22, S. 264.
[16]) Burky, De Ingen., 6. April 1929.

Tschechoslowakei.

Hochbauten.

1. Bei einem Hochhausbau in Prag wurden Deckenträger durch Anschweißen von Eckblechen und Stoßplatten biegungssteif an die durchgehenden Säulen angeschlossen. Die Schweißarbeit wurde in der Werkstatt ausgeführt, auf der Baustelle nur geschraubt und genietet.[17])

2. Im Stahlwerk Witkowitz wurde eine geschweißte Glühofenhalle fertiggestellt; weitere Hallenbauten von über 500 t Stahlgewicht sollen schon in Angriff genommen sein.

Polen.

Die erste geschweißte Straßenbrücke wurde im August 1929 dem Verkehr übergeben. Fachwerkträger in Parabelform, Stützweite 27 m. Ueber die außerordentliche Leistung wurde in Deutschland und im Ausland mehrfach berichtet.[18])

Rußland.

Ausführung größerer Stahlbauten durch Schweißung nicht bekannt. Auf anderen Gebieten ist die Schweißtechnik in Rußland bereits eingeführt. Gesamtzahl der Elektroschweißmaschinen kann mit 1100 Stück angenommen werden, hiervon 800 für Lichtbogenschweißung. Dr.-Ing. Neese, der bekannte Schweißfachmann, wurde im September 1929 nach Rußland berufen, um die Schweißtechnik in der metallverarbeitenden Industrie einzuführen.

Vereinigte Staaten von Amerika.

Hochbauten.

1. Ein zwölf Stock hoher Hotelbau wurde in Hot Springs, Virginia, durch die American Bridge Co. ausschließlich durch Schweißung errichtet. Gesamthöhe 55 m über dem Erdboden. Neuartige bauliche Einzelheiten. Gleich lange Deckenträger für das ganze Gebäude. Man hat die Auflagerwinkel bei den leichteren I-Stützen-Querschnitten der oberen Stockwerke nicht unmittelbar an den Stützensteg angeschweißt, sondern nach oben zu immer größere lichte Abstände gewählt.[19])

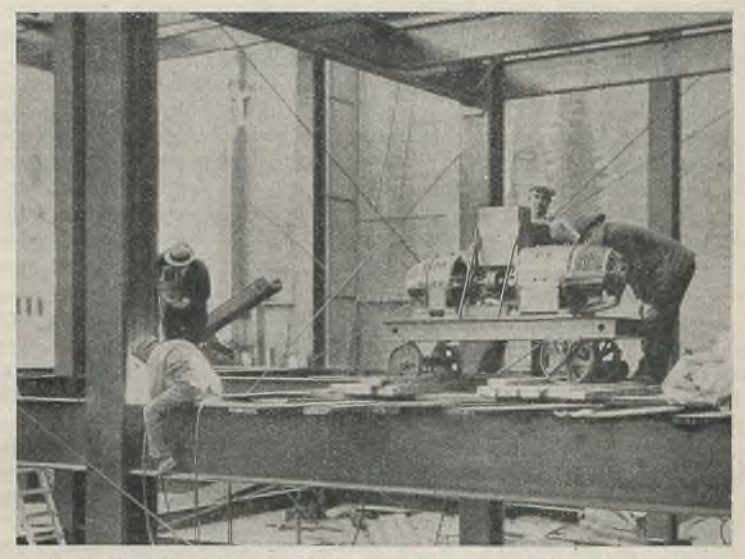


Abb. 18. Ein schwerer Unterzug wird an den Steg der breit flanschigen I-Säule angeschweißt.

2. Ein Hotelbau in Atlantic City, New Jersey, wurde durch Schweißen erweitert. Gesamtgewicht der geschweißten Konstruktion 560 t. Ausführung durch die Bethlehem Steel Company. — Bei diesen beiden Arbeiten 1. und 2. gab die Geräuschlosigkeit des Schweißverfahrens bei Vergebung des Auftrags den Ausschlag. Die Hotelgäste wurden durch Nietlärm nicht gestört, so daß der Hotelbetrieb ohne Unterbrechung fortgeführt werden konnte (Abb. 18).[20])

3. Zum ersten Male wurde auch die Azetylenschweißung für die Herstellung einer großen Fabrikhalle angewendet. Länge der Halle 80 m, Wandhöhe 14 m, Binderspannweite 25 m. Die Konstruktion wiegt etwa 300 t; sie gehört zu den Anlagen der Linde-Gesellschaft in der Nähe der Niagara-Fälle.[21])

4. Drei geschweißte Fabrikhallen von etwa 1000 t Gesamtgewicht wurden in den West-Philadelphia-Werksanlagen der General Electric Co. errichtet. Hier wurden 20 Dachbinder mit 24 m Stützweite, 20 Dach-

[17]) Stahlbau 1929, 8. Februar.
[18]) Stahlbau 1929, 27. Dezember.
[19]) Eng. News-Rec., 28. März 1929.
[20]) Stahlbau 1929, Heft 7, S. 80.
[21]) The Welding Engineer, Chicago, Juli 1929.

binder mit 18 m Stützweite und 7 Dachbinder mit 23 m Stützweite eingebaut, überdies Kranbahnen und Laufkrane geschweißt.[22])

5. In Trafford City wurden drei geschweißte Fabrikhallen im Gesamtgewicht von 780 t in den Werksanlagen der Westinghouse-Gesellschaft errichtet. Ausführung durch die Jones & Laughlin Steel Co.

6. Ein vier Stock hohes geschweißtes Geschäftshaus, das sogenannte Upper Carnegie Building, wurde in Cleveland, Ohio, durch die Lincoln Electric Co. errichtet. Grundfläche 18 × 36 m. Durch Schweißung wurden etwa 15 % an Gewicht gespart. An der Straßenfront der Geschäftsräume schwere Unterzüge, I-Bethlehem-Walzträger von 91 cm Höhe.[23])

7. 15 geschweißte Lagerhäuser für die Verpackung von Obst wurden in Florida durch die Lincoln-Gesellschaft errichtet. Die größte dieser Hallen hat 36 m freie Spannweite, bei 60 m Länge und 200 t Stahlgewicht. Die Rahmenbinder wurden auf dem Boden aus ⊏-Profilen zusammengeschweißt und geschweißte ⊏-Profil-Pfetten darübergelegt. Eine der Hallen hat eine unfreiwillige Belastungsprobe bestanden, bevor sie noch fertig war. Ein Wirbelsturm legte eine Stirnmauer und Teile der Seitenwände um, ohne die geschweißte Konstruktion zu beschädigen[24]).

[22]) Journal of the American Welding Society, Juli 1929.
[23]) Eng. News-Rec. 1929, Heft 16.

Australien.

1. Die Prinzenbrücke in Melbourne wurde durch Lichtbogenschweißung verstärkt. Die Stegbleche der Hauptträger hat man durch aufgeschweißte ⊥-Profile ausgesteift.[25])

2. Die Echuca-Brücke über den Murray wurde ohne Unterbrechung des Eisenbahnbetriebes durch Schweißung verstärkt. Drei Öffnungen 30 + 34 + 30 m Spannweite. Die Erfahrungen müssen recht günstig gewesen sein, denn man hat Verstärkungsarbeiten durch elektrische Schweißung schon an etwa 60 australischen Brücken durchgeführt.[25])

[24]) Eng. News-Rec., 22. August 1929.
[25]) The Journal of the Institution of Engineers, Australia, Melbourne, Januar/Februar 1929.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Ullsteinhaus in Berlin.

Betrachtungen zu dem Werk: „Ein Industriebau", Bauwelt-Verlag, Berlin.

Erwiderung auf den gleichbenannten Aufsatz von Dr.-Ing. Weiß, München, in der Zeitschrift „Der Stahlbau" 1930, Heft 4, S. 47.

Von Dr.-Ing. **W. Petry**, Obercassel (Siegkreis).

Herr Dr. Weiß befaßt sich mit dem Werk „Ein Industriebau" insoweit, als die Bauweisen Stahl und Eisenbeton in Frage kommen.

1. Herr Dr. Weiß spricht davon, daß bei dem Bau des Ullsteinhauses im Winter 1925/26 bis — 6° dank der umfassenden Heizeinrichtungen weiterbetoniert werden konnte. Er fährt dann fort:

„Unsere Erinnerung an den allerdings außerordentlichen Winter 1928/29, der wochenlang Kältegrade bis zu 30° und darüber brachte, läßt uns erkennen, daß Kältegrade von etwa 6° als gering zu betrachten sind. Trotzdem ist dieser Kältegrad nach den bei noch tieferen Graden gemachten Erfahrungen, wobei noch weitestgehende Heizeinrichtungen vorgesehen waren, als die unterste Grenze für Betonierungsarbeiten anzusehen. Als Beweis hierfür kann der Neubau des Camera-Werkes der I. G. Farben in München dienen, der im Winter 1928/29 in Eisenbeton zur Ausführung gelangte. Unter Beachtung aller erdenklichen Vorsichtsmaßnahmen, die natürlich die Kosten unverhältnismäßig erhöhten, wurden Betonierungsarbeiten bei unter 6° Kälte von einer anerkannt leistungsfähigen Münchener Baufirma vorgenommen, die unter dem Zwang der Verhältnisse geleistet werden mußten. Wenn ein solches Experiment — man kann es wohl nicht anders bezeichnen — ohne Rücksicht auf die Kosten auch einmal glücken kann, so geht es doch zu weit, einen solchen Fall zu verallgemeinern."

Dr. Weiß führt dann aus, wieviel besser in dieser Beziehung der Stahlbau dastehe, bei dem selbst bei hohen Kältegraden Bauarbeiten ausgeführt werden könnten, solange die menschliche Arbeitsfähigkeit dazu in der Lage sei, und daß es nicht an Beispielen fehle, die zeigten, daß Stahlbauten bei strengstem Frost ausgeführt wurden.

Die Verhältnisse sind hiermit ganz einseitig und schief dargestellt. Zunächst liegt darin eine starke Übertreibung, daß man die tiefen Kältegrade eines Winters wie 1928/29 gewissermaßen als normal und Temperaturen von — 6° für die deutschen Winter als ungewöhnlich hoch hinstellt. In Wirklichkeit ist es gerade umgekehrt. Wir haben im westlichen und wohl auch im mittleren Deutschland im allgemeinen im Winter nur kurze Unterbrechungen zu verzeichnen, und längere Arbeitsunterbrechungen wegen großer Kälte kommen im allgemein wohl nur im Osten und Nordosten sowie in gebirgigen Gegenden des Reiches vor. Die gewöhnlich kurzen Arbeitsunterbrechungen kann man meist ganz gut in Kauf nehmen, und nur in Ausnahmefällen wird es nötig sein, auch während einer kurzen Frostperiode durchzuarbeiten. In vielen Fällen kommt es deshalb darauf an, seine Maßnahmen so zu treffen, daß frischer Beton während des Erhärtens gegen den Frost geschützt ist und die Arbeiten unmittelbar nach dem Frost so rasch wie möglich wieder aufgenommen werden können. In dieser Weise ist auch beim Neubau der Druckerei Ullstein verfahren worden. Eine Betonierung während des Frostes hat nur ausnahmsweise und in sehr geringem Umfang stattgefunden. Beim Neubau Ullstein hatte sich die Bauherrschaft nur dann bereit erklärt, die Mehrkosten für Winterarbeit zu übernehmen, wenn die vom 23. Dezember 1925 ab noch fertigzustellenden Arbeiten innerhalb einer Frist von 90 Arbeitstagen, vom 1. März 1926 ab gerechnet, beendet sein würden. Infolge Vergrößerung des Umfangs der Arbeiten und nachträglicher Änderungen wurde die Gesamtfrist auf 101 Tage erhöht. Bei Überschreitung dieser Frist sollte der Bauunternehmung eine Konventionalstrafe bis zum Höchstbetrage von 100 000 RM auferlegt und außerdem sollten die Gesamtkosten für die Winterarbeiten von der Bauunternehmung getragen werden. Diese hatte umgekehrt verlangt, daß ihr der gleiche Betrag als Prämie bei entsprechend langer Fristunterschreitung vergütet würde. Tatsächlich ist es der Bauunternehmung gelungen, die vorgeschriebenen Arbeiten in einer Zeit von 67 Arbeitstagen fertigzustellen, und sie hat die volle Prämie von 100 000 RM erhalten. Von diesen Tatsachen sagt Herr Dr. Weiß nichts.

Der scharfe Winter 1928/29 hat vielfach Gelegenheit gegeben, die Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten bei großer Kälte vorzunehmen und die Ausführungsmöglichkeiten zu studieren. Der Bau des Camera-Werkes I. G. Farben, München, war durchaus nicht der einzige Winterbau.

Ich nenne außerdem die Ausführung eines monolithischen Eisenbetonschornsteins für das Ammoniakwerk Merseburg vom Januar bis März 1929 bei Temperaturen bis — 20°.

Ich nenne die Ausführung der umfangreichen Beton- und Eisenbetonarbeiten der Ebano-Asphaltwerk A.-G. in Harburg bei Kältegraden bis — 25°.

Ich nenne die Ausführung der letzten Geschosse des Messehaus-Neubaues Petershof in Leipzig im Winter 1928/29, die notwendig war, weil das Bauwerk im März von der Leipziger Messe in Betrieb genommen werden mußte, was auch pünktlich geschehen ist, obgleich der Bau wie alle andern von mir genannten ein Betonbau war.

Ich nenne die Betonierung der westlichen Stützmauern an der Ringbahnkreuzung und die Betonierung des Bahnsteigtunnels am Osteingang des Bahnhofes Jungfernheide, die Betonierung der Pendelstützenfundamente am Bahnhof Siemensstadt, die Betonierung großer Teile des Tiefkellers für das neue Verwaltungshochhaus der Siemens & Halske A.-G. in Berlin-Siemensstadt, wobei während des Frostes rd. 1500 m³ Stampfbeton und rd. 3600 m³ Eisenbeton hergestellt und eingebaut wurden. Mit dieser Aufzählung sind die Beispiele aus dem Winter 1928/29 selbstverständlich noch nicht erschöpft.

Was nun den Neubau des Camerawerkes der I. G. Farben, München, anlangt, so sei vorausgeschickt, daß die „anerkannt leistungsfähige Münchener Baufirma" schon wiederholt Eisenbetonarbeiten im Winter ohne Schwierigkeiten ausgeführt hat. Beim Bau des Camerawerkes gingen die Außentemperaturen bis — 36° C. Die Vorsichtsmaßnahmen, die getroffen wurden, waren dieselben, die jeder gewissenhafte Bauunternehmer bei Ausführung des Baues im Winter treffen wird. Die Ausführung des Baues im Winter war deshalb durchaus kein Experiment, sondern ein Vorgang, wie er sich schon sehr häufig wiederholt hat. Technisch ist nämlich das Problem der Winterzeit im Beton- und Eisenbetonbau gelöst. Abgesehen aber von all dem ist es auch Tatsache, daß in dem strengen Winter 1928/29 auch viele Stahlbauten stillagen und nicht weitergeführt wurden. Was sie von den Eisenbetonbauten unterscheidet, das ist ja nur die Montage des Stahlgerüstes, eine bei strenger Kälte zweifellos auch nicht sehr angenehme Arbeit für Menschenhände. Alles übrige, feuersichere Umkleidung, Ausmauerung oder Ausbetonierung des Skeletts u. dgl., ist beim Stahlskelettbau im Winter den gleichen Hemmnissen unterworfen wie beim Eisenbetonskelettbau.

2. Herr Dr. Weiß führt aus, daß in einem Stahlbau Umänderungen leicht möglich sind, in einem Eisenbetonbau dagegen nicht. Er sagt, die Erfahrungen beim Ullsteinbau hätten gelehrt, daß es durchaus unzweckmäßig ist, einen Bau in Eisenbeton auszuführen, wenn nicht absolut feststeht, daß mit Änderungen während des Baues nicht zu rechnen ist.

Zunächst ist hierzu zu sagen, daß weder der Stahlskelett- noch der Eisenbetonskelettbau (das Ullsteinhaus war kein reiner Eisenbetonskelettbau, sondern ein Bau mit gemauerten Außenpfeilern) tragende Zwischenwände hat, also in dieser Beziehung keine Behinderung von Umänderungs-

arbeiten, daß aber beide Bauweisen massive Decken haben, also bei erforderlichen Deckendurchbrüchen u. dgl. keine wesentlichen Unterschiede. Umänderungsarbeiten in Eisenbetonbauten sind aber auch dann, wenn die Tragkonstruktion angegriffen werden muß, durchaus möglich. Ich erwähne den Umbau einer Großgarage in Leipzig, Umbauten in der Landesbrandkasse in Kiel, die Vergrößerung eines Bergesilos auf Zeche Erin bei Castrop i. W., den Einbau eines Zwischenbunkers in den Kesselhausbunker auf Zeche Gneisenau der Harpener Bergbau A.-G. in Dortmund während des Betriebes, die Umänderungsarbeiten im Fernsprechamt Breslau, wo eine für 250 kg Nutzlast konstruierte Eisenbetondecke so zu verstärken war, daß die Tragfähigkeit für eine Nutzlast von 650 kg/m² ausreichend war. Die Arbeit war deshalb schwierig, weil der Raum unter der Decke zu einem Paketpostamt gehört, dessen Betrieb nicht unterbrochen werden durfte. Tatsächlich haben sich auch durch die rasche und gut vorbereitete Ausführung die Störungen auf ein ganz geringes Maß beschränken lassen. Ein Gegenvorschlag in Stahl war erheblich teurer.

Im Stahlhochhaus Grenzwacht in Aachen, dessen letzte Bauteile bekanntlich in Eisenbeton ausgeführt worden sind, sind Umänderungen in Eisenbeton vorgenommen worden, weil sie in Stahl teurer und umständlicher gewesen wären. Wären sie in Stahl ausgeführt worden, so wäre, wie es vielfach der Fall ist, in der Baufortführung eine Verzögerung dadurch eingetreten, daß neue Trägerprofile erst hätten bestellt und beschafft werden müssen. Die vielfach durchgeführten Umänderungsarbeiten haben bewiesen, daß es auch im Eisenbetonbau sehr wohl möglich ist, selbst sehr weitgehende Umbauten und Verstärkungen rasch, sicher und wirtschaftlich durchzuführen. Beim Aachener Hochhaus ist die Frage, ob die Abänderung des bestehenden Gerüstes in Stahl oder Eisenbeton erfolgen sollte, sehr eingehend unter Berücksichtigung aller Umstände geprüft worden, wie es im allgemeinen für jede Bauausführung sein sollte; die Entscheidung in diesem Falle: schnellere Ausführungsmöglichkeit und geringere Kosten beim Eisenbetonbau.

3. Sehr eingehend beschäftigt sich Herr Dr. Weiß mit den Stemmarbeiten beim Ullsteinbau. Er folgert auch daraus, daß viele Stemmarbeiten vorgekommen sind, daß es durchaus unzweckmäßig ist, einen Bau in Eisenbeton auszuführen, wenn nicht genau feststeht, daß mit Änderungen während des Baues nicht zu rechnen ist. Dazu ist zunächst zu sagen, daß die Stemmarbeiten Maurerarbeiten waren, also durchaus nicht allein die Eisenbetondecken, sondern auch das Mauerwerk betrafen. Wären die in Eisenbeton ausgeführten Bauteile Stahlbauteile gewesen, so wäre der Zustand nicht geändert und die Notwendigkeit von Stemmarbeiten nicht geringer gewesen. Der Bau war kein eigentlicher Eisenbetonskelettbau, und man kann deshalb auch die Vorgänge bei der Bauausführung nicht ohne weiteres auf einen Eisenbetonskelettbau übertragen und diesen Bau vor allen Dingen auch nicht mit einem reinen Stahlskelettbau vergleichen. In dem Werk „Der Industriebau" heißt es hierüber auf S. 55: „Es war ein grundlegender Fehler, gerade die wertvollste Eigenschaft des Eisenbetonbaues, die selbständige Ausführung des Tragwerks durch Verbindung mit einem anderen System, der Maurerarbeit, in ihrer Auswirkung zu lähmen. Damit ist das neuzeitige Verfahren des Gießens nicht nur in Abhängigkeit vom konservativen Bausystem des Mauerns geraten, sondern zugleich unter den Einfluß der Tagesleistung des einzelnen Arbeiters und seiner Lohnforderungen. Die Beseitigung der Furcht vor Geräuschübertragung durch Eisenbetonpfeiler der Außenwände war damit teuer bezahlt. Der Ersatz durch Mauerpfeiler war der verhängnisvolle Hemmschuh. Die Ausführung des Turmes, die vollkommen unabhängig vom Maurer vor sich ging, hat den Beweis erbracht. Es hat nicht eine einzige Verzögerung für den Eisenbetonbau durch den Maurer gegeben, und dieser hat trotz den mit der großen Höhe verbundenen Schwierigkeiten in unabhängiger Arbeit zufriedenstellende Leistungen vollbracht." Von diesen Worten, die eine laute Sprache zugunsten des Eisenbetonskelettbaues reden, spricht Herr Dr. Weiß nicht.

Soweit Stemmarbeiten für die nachträgliche Verlegung von Rohrleitungen u. dgl. in Frage kommen, ergeben sich bei guter Bauvorbereitung auch im Eisenbetonbau keine unüberwindlichen Schwierigkeiten. Voraussetzung ist natürlich, daß über die Lage der Rohrleitungen u. dgl. von vornherein Klarheit geschaffen wird. Dies ist aber auch im Stahlskelettbau erforderlich. Wir wollen auch in dieser Beziehung dem folgen, was in dem Werk „Ein Industriebau" auf S. 55 und 56 gesagt ist:

„Der Eigenart des Eisenbetons, der Schwierigkeit nachträglicher Stemmarbeiten für Verlegen von Rohrleitungen usw. wurde durch Verwendung von Jordalschienen in allen Unterzügen Rechnung getragen. Die Unzahl von Leitungen läßt heute eine weitreichende Verwendung dieses idealen Hilfsmittels geraten erscheinen. Außer in den Balken wäre vielleicht in der Mitte jedes Deckenfeldes eine Schiene einzulassen, wodurch Zehntausende von schwer zu stemmenden Löchern vermieden werden könnten. Eine vorherige Festlegung des schematischen Leitungsnetzes würde das vorteilhafteste Anbringen dieser Schienen ergeben.

Diese Voraussicht setzt jedoch eine genaue Festlegung der Verwendung der Räume voraus. Ohne Rücksicht darauf, daß vielleicht eine spätere Vergrößerung oder Umgestaltung der Unterbringung des technischen Betriebes die vorgeleistete Arbeit gegenstandslos macht, ist unbedingt der Entwurf des Architekten zusammen mit den maßgebenden Ingenieuren des Betriebes auf Grund eines vorliegenden Aufstellungsplanes in allen Einzelheiten durchzuarbeiten. Hierdurch ergeben sich bei dieser theoretischen Hauptprobe der Übereinstimmung der betriebstechnischen Notwendigkeiten mit den bautechnischen Möglichkeiten Fragen so mannigfaltiger Art, daß selbst im Falle einer vollkommenen Umänderung im Belegen der Räume die sich stets gleichbleibenden Grundbegriffe in der Führung der Kabel, der Entlüftungen, der betriebstechnisch notwendigen Dampf- und Gasleitungen, der Schaltanlagen usw. immerhin eindeutig festgelegt werden. Es ist für den Architekten ein Tasten im Dunkeln, wenn diese Auswertung seines Entwurfs nicht vor der Ausführung gemacht wird, und ein Experiment, wenn der Betriebsingenieur vor die vollzogene Tatsache des fertigen Raumes gestellt wird. Auf diesem Gebiet ist jede Übereilung ein kostspieliges Wagnis."

4. Herr Dr. Weiß bringt die Ausführung in Eisenbeton mit dem in die Bauzeit fallenden Bauarbeiterstreik in Zusammenhang und leitet auch hieraus einen Nachteil der Eisenbetonbauweise ab. Ein Streik ist als ein Ausnahmezustand anzusehen und wird in allen Bauverträgen als höhere Gewalt gewertet. Es ist auch nicht richtig, daß heutzutage Bauarbeiterstreiks weitaus häufiger eintreten als Metallarbeiterstreiks. Zudem fiel der Streik beim Ullsteinbau in die Zeit vom 6. Juli bis 29. August 1925, also in eine Zeit, in der nach dem Zeitplan mit dem Aufstellen einer Stahlkonstruktion noch gar nicht hätte begonnen sein können, da die Fundierung, die ja auch bei einem Stahlbau nötig gewesen wäre (Pfahlfundamente und Bankette), rd. $5^1/_2$ Monate in Anspruch nahm und etwa am 20. März mit diesen Arbeiten begonnen wurde. Die Verzögerung durch den Streik wäre also auch eingetreten, wenn statt der Eisenbetonbauteile Stahlbauteile verwendet worden wären.

5. Herr Dr. Weiß bemängelt den ungeheuren Platzbedarf für die Lagerung der Baustoffe, Kies, Sand, Zement, Schalhölzer, Bewehrungseisen, Baumaschinen u. dgl. und wertet dies ebenfalls als einen Nachteil der Eisenbetonbauweise. Bei einem Stahlbau wären an die Stelle der Materialien für die Eisenbetonbauteile die Stahlteile getreten, und auch diese hätten nicht wenig Platz beansprucht. Im übrigen aber wären alle Materialien die gleichen gewesen und hätten also auch ebensoviel Platz weggenommen. Es ist bemerkenswert, daß in den letzten Jahren vielfach große Eisenbetonskelettbauten auch dann ausgeführt worden sind, wenn nur wenig Lagerraum für Baustoffe und Schalholz zur Verfügung stand. So wurde z. B. beim Bau des Kontorhauses Gotenhof in Hamburg im Jahre 1929 sämtliche Schalung auf einem mehrere Kilometer abliegenden Lagerplatz vorgerichtet und teils mit Schuten auf dem Wasserwege, teils mit Lastkraftwagen zur Baustelle gebracht. Ebenso wurde das ganze Bewehrungseisen auf dem Lagerplatz vorgeschnitten, gewogen und auf gleiche Weise an den Bau gebracht. Auch für die Kieslagerung war kein Platz vorhanden. Der in Schuten eintreffende Kies wurde auf einer besonderen Transportbrücke unter Verwendung von Förderbändern an die Mischmaschine bzw. an den Gießmast herangebracht, ohne die übrigen Transporte zu behindern. Es ist keine Frage, daß Eisenbetonbauten schon unter schwierigeren Verhältnissen ausgeführt worden sind als beim Ullsteinhaus.

Herr Dr. Weiß kommt zu dem Schluß, daß die mit Schwierigkeiten durchsetzte Bauabwicklung auf zwei Ursachen zurückzuführen sei, nämlich auf die Entscheidung, daß in Eisenbeton gebaut werden sollte, und sodann auf die Bestimmung, daß die Pfeiler der Außenwände in tragendem Mauerwerk ausgeführt wurden. Die zweite Ursache mag gelten. Sie hätte sich ebenso ausgewirkt, wenn die Innenstützen und -decken statt aus Eisenbeton aus Walzeisen ausgeführt worden wären. Dagegen aber ist der Beweis, daß die Wahl des Eisenbetons für diese Bauteile die Bauverzögerung und Schwierigkeiten herbeigeführt hat, von Herrn Dr. Weiß nicht erbracht worden. Wenn er am Schluß seines Aufsatzes behauptet, bei Bauwerken von dem Ausmaß des Ullsteinhauses könne nach den wertvollen, vielfach mit Zahlen belegten Mitteilungen in dem Werk „Ein Industriebau" die Entscheidung über die zu wählende Bauweise nicht mehr zweifelhaft sein, so genügt es, darauf hinzuweisen, daß in dem Werk auf S. 119 darauf hingewiesen wird, daß trotz aller widrigen Umstände, die, wie wiederholt bemerkt, mit der Eisenbetonkonstruktion nichts zu tun hatten, diese nicht unwirtschaftlich geworden ist. Wer sich ein einwandfreies Urteil über alle erörterten Fragen bilden will, dem kann nur dringend empfohlen werden, das Werk selbst zu lesen und nicht nur die Betrachtungen des Herrn Dr. Weiß. Er wird dann sicher auch zu anderen Schlußfolgerungen kommen.

Erwiderung.

Meine Ausführungen in Heft 4 beschränken sich im wesentlichen auf ein Referat über das vom Bauwelt-Verlag, Berlin, herausgegebene beachtenswerte Werk „Ein Industriebau", wobei ich unter Heranziehung

einer weiteren Bauausführung aus den Mitteilungen der Verfasser des Werkes „Ein Industriebau" einige Schlußfolgerungen zog. Da Herr Dr. Petry hierzu in längeren Ausführungen und unter Heranziehung einer großen Zahl anderer Bauausführungen Stellung nimmt und auch unrichtige Behauptungen aufstellt, sehe ich mich veranlaßt, hierauf noch einiges zu erwidern.

Zu 1. Ich habe ausdrücklich die Kältegrade des Winters 1928/29 als „außerordentlich" bezeichnet und muß den von Dr. Petry erhobenen Vorwurf, daß ich sie als „normal" angesprochen habe, als unrichtig zurückweisen. Wenn Herr Dr. Petry ferner behauptet, daß das Problem der Winterarbeit im Beton- und Eisenbetonbau technisch gelöst sei, so läßt er auf der anderen Seite jede Angabe darüber, wie sich diese Lösung wirtschaftlich darstellt, vermissen, eine Angabe, an der die Fachwelt sicherlich ein weitgehendes Interesse hätte. Was ich über den Neubau des Camerawerkes der I. G. Farbenindustrie in München von unterrichteter Seite gehört habe, bestärkt mich in der Auffassung, daß man diese Arbeiten nicht ein zweites Mal unter gleichen Verhältnissen ausführen würde. Ich habe in meinen Ausführungen auch durchaus nicht die Lösbarkeit des Problems solcher Winterarbeiten bestritten. Wo aber solche Maßnahmen und erhöhte Vorsicht notwendig sind, ergeben sich auch größere Gefahrenmomente und diese bei einem Baustoff, bei welchem die Gefahrenmomente an sich schon unbestritten wesentlich höher sind als bei anderen Bauweisen. Wenn Herr Dr. Petry behauptet, daß der Stahlskelettbau im Winter den gleichen Hemmnissen unterworfen sei, so bleibt er hierfür jeden Beweis schuldig und wird ihn auch schuldig bleiben müssen, denn im Stahlbau kommt es nur darauf an, daß die menschliche Arbeitsfähigkeit durch allzu große Kälte nicht unmöglich ist.

Was Herr Dr. Petry über die zwischen Bauherrschaft und Bauunternehmung beim Ullsteinbau vereinbarte Konventionalstrafe bzw. Prämie sagt, ist sehr interessant. Man kann daraus entnehmen, wie wertvoll der Bauherrschaft jeder eingesparte Tag war. Dieser Wert beziffert sich nach der ausgesetzten Prämie auf rd. 3000 RM je Tag. Man kann hiernach auch ausrechnen, wie groß der Verlust der Bauherrschaft gewesen sein mag, da die Fertigstellung des Baues trotz der eingesparten 34 Tage noch eine monatelange Verzögerung mit sich brachte.

Zu 2. Die von Herrn Dr. Petry nicht nur in seinen vorstehenden Ausführungen, sondern auch in einer ganzen Reihe von Vorträgen und anderen Veröffentlichungen angeführten und beschriebenen Verstärkungen und Umbauten an Eisenbetonbauten vermögen meine Feststellungen durchaus nicht zu entkräften. Im Stahlbau bleiben diese Möglichkeiten unbegrenzt, und sie werden im Eisenbetonbau, seines monolithischen Charakters wegen, niemals erreicht werden können. Die Leser der Zeitschrift „Der Stahlbau" werden, trotz der kurzen Zeit ihres Bestehens, Dutzende von Beispielen über wirklich einschneidende Umbauten usw. nachlesen können; Fälle, die in Eisenbeton einfach nicht lösbar sind. Daß bei Deckendurchbrüchen keine wesentlichen Unterschiede zwischen Eisenbetondecken und anderen Deckenbauarten bestehen sollen, wird niemand zugeben können, der mit den Deckenkonstruktionen vertraut ist. Ich kenne an die über 100 Deckenbauarten fast sämtlich genau und insbesondere die massiven Deckenbauarten und kann Herrn Dr. Petry nur empfehlen, sich die Bauarten der gebräuchlichsten Eisenbetondecken einmal genauer anzusehen. Er wird dann sicherlich selbst zu der Überzeugung kommen, daß nachträgliche Durchbrüche hierbei ganz anderen Schwierigkeiten begegnen, als bei den im Stahlskelettbau gebräuchlichen Massivdecken.

Was die Änderungen am Stahlhochhaus Grenzwacht in Aachen anbetrifft, so war für deren Durchführbarkeit eben der Stahlbau Vorbedingung. Ein Eisenbetonbau hätte diese Umgestaltung nicht so leicht gestattet.

Zu 3. Die Stemmarbeiten beim Ullsteinbau mußten vorwiegend an den Eisenbetondecken und Stützen vorgenommen werden. Darauf deutet schon der zur Aufstellung gelangte große Maschinenpark. Wenn Herr Dr. Petry meint: „Wären die in Eisenbeton ausgeführten Bauteile Stahlbauteile gewesen, so wäre der Zustand nicht geändert und die Notwendigkeit von Stemmarbeiten nicht geringer gewesen", so habe ich diese Notwendigkeit niemals bestritten. Im Gegenteil wurde sie von mir als recht häufig bezeichnet, und gerade diese Tatsache bildet die Grundlage meiner Auffassung, daß für Fabrikbauten ganz allgemein der Stahlbau wesentlich besser geeignet ist als der Eisenbetonbau; denn solche Arbeiten können unzweifelhaft dann leichter, billiger und rascher durchgeführt werden. Wenn Herr Dr. Petry wiederholt hervorhebt, daß der Ullsteinbau kein eigentlicher Eisenbetonskelettbau sei, so muß aber festgestellt werden, daß bei einem vollständigen Eisenbetonskelettbau die Stemmarbeiten noch teurer geworden wären, denn im Mauerwerk läßt es sich ja bekanntlich wesentlich leichter und schneller stemmen. Das Nachhinken der Maurerarbeiten, das sich bei der Eisenbetonausführung so unangenehm bemerkbar gemacht hat, hätte bei der Ausführung eines Stahlskelettes kaum verzögernd wirken können. Wie es mehrfach geschehen ist und oft vorkommt, hilft man sich hierbei im Stahlbau durch die Anordnung behelfsmäßiger leichter Stützen, und ich halte es für gänzlich ausgeschlossen, daß eine auf der Höhe befindliche Stahlbaufirma lange zugesehen und gewartet hätte, bis die Mauerpfeiler hochgeführt waren. Diese Lösung wäre im Stahlbau wahrscheinlich noch nicht einmal die einzige gewesen, und es liegt auf der Hand, daß damit erhebliche Ersparnisse an Zeit und Geld erzielt worden wären, denn den Maurern wäre damit ja die Grundlage ihrer Forderungen und vielleicht auch der Anreiz zum Streiken entzogen worden. Gerade die Zeitverluste waren es ja, die, wie aus den Mitteilungen des Herrn Dr. Petry am besten hervorgeht, die Gesamtkosten des Baues in so unerhörter Weise verteuerten, und die Bauleitung hat sich ja auch hierüber, wie meinem Referat zu entnehmen ist, sehr deutlich ausgesprochen.

Zu 4 u. 5. Was Herr Dr. Petry sonst noch über den Streik beim Ullsteinbau behauptet, steht in unmittelbarem Widerspruch mit den Angaben der Bauleitung. Die Bauleitung sagt in dem Werk „Ein Industriebau" ausdrücklich: „Die Eisenbetonarbeiten sollten eben mit aller Kraft einsetzen, da brach gerade, die besondere Lage dieses Baues als Ausgangs- und Brennpunkt benutzend, ein wilder Bauarbeiterstreik auf der Baustelle aus, dem rasch in Berlin, und wenige Tage darauf in ganz Deutschland, der allgemeine Bauarbeiterstreik folgte. Sämtliche Hoffnungen auf Fertigstellung des Rohbaues vor dem Winter waren damit begraben." Nach diesen klaren Feststellungen der Bauleitung, die die Verhältnisse doch besser kannte als Herr Dr. Petry, steht fest, daß der Streik auch die Eisenbetonarbeiten erfaßte, und es leuchtet ein, daß die Streikleitung offenbar gerade die Erfassung der Eisenbetonarbeiten zielbewußt für ihre Zwecke ausnutzte. Man wird den Angaben der Bauleitung, die die Wirkung dieses Streikes sozusagen am eigenen Leibe zu spüren bekam, schon vertrauen dürfen. Auch zur Frage des Platzbedarfes äußert sich die Bauleitung, im Gegensatz zu den Behauptungen des Herrn Dr. Petry, wie folgt wörtlich: „Während die Ausführung des Eisenbetonbaues in allen Teilen auf der Baustelle selbst erfolgen muß, also damit jedem Einfluß eines örtlichen oder allgemeinen Bauarbeiterstreiks unterworfen ist, wird die Hauptarbeit der Eisenkonstruktion in den Werkstätten einer Fabrik vorgenommen; lediglich die Aufstellung und Montage erfolgt auf dem Bauplatz. Damit ist sie einer Streikbewegung der Bauarbeiter entrückt, die erfahrungsgemäß viel häufiger als die der Metallarbeiter ist. Dieser Nachteil des Eisenbetonsystems, der allerdings in arbeitsfriedlichen Zeiten wohl kaum in Erscheinung treten dürfte, ist dem Bau insofern zum Verhängnis geworden, als gerade bei Einsetzen der Eisenbetonarbeiten der zehnwöchige Streik ausbrach und nach seiner Beendigung der Winter vor der Tür stand. Beim Eisenbau hätte während des Streiks in den Werkstätten das gesamte Tragwerk vorbereitet werden können, das dann nachher rasch aufgestellt gewesen wäre. Eine weitere Beeinträchtigung, die der Eisenbetonbau mit sich bringt, ist sein ungeheurer Raumbedarf für Lagerung der Baustoffe, Baumaschinen und Rüstungen."

So die Bauleitung, und ich möchte dem nichts mehr hinzufügen. Ich will es mir auch versagen, der Petryschen Aufzählung aller möglicher Bauten eine Reihe schlagkräftiger und die Petryschen Ausführungen widerlegender Beispiele aus dem Gebiet des Stahlbaues gegenüberzustellen. Ich brauche die Leser nur auf diese Zeitschrift zu verweisen. Einig gehe ich hingegen mit Herrn Dr. Petry in dem Wunsch, der Leser möge sich aus dem Werk „Ein Industriebau" selbst ein Urteil über die behandelten Fragen verschaffen. Die aus naheliegenden Gründen hier nur in sehr beschränktem Umfange wiedergegebenen Ausführungen der Bauleitung reden eine so klare und nicht mißzuverstehende Sprache, daß sie auch durch die Petryschen Ausführungen nicht entkräftet werden können.

Dr.-Ing. W. Weiß.

Bei Auseinandersetzungen über Eisenbeton- oder Stahlbauten tritt häufig eine unberechtigte Nervosität zutage, die leicht zu in jedem Fall entbehrlichen Schärfen, aber auch zu Mißverständnissen in der Diskussion führen kann.

Unserer Ansicht nach ist es ganz unvermeidlich, daß in Zeitschriften, die besondere Bauweisen pflegen, auch kritische Gegenüberstellungen verschiedener Bauweisen erfolgen. Diese Auseinandersetzungen sollten stets rein sachlich geführt werden, sie können dann durchaus den Interessen aller Bauweisen dienen.

Nachdem wir die Entgegnung von Dr. Petry gebracht haben, schließen wir mit der Wiedergabe des voranstehenden Schlußwortes von Dr. Weiß den Meinungsaustausch über das Thema. Die Schriftleitung.

INHALT: Der neue Hochbahnhof am Kottbusser Tor in Berlin. — Schweißung im Stahlbau 1929. — Das Ullsteinhaus in Berlin.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 25. Juli 1930 | Heft 15

Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden.*)

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Richard Doorentz**, Baurat, Leipzig.

Einleitung.

Die hohen Gestehungskosten von Gebäuden erfordern ihre größte Anpassungsfähigkeit an die Bedürfnisse des täglichen Gebrauches. Dieser ist, besonders in der heutigen Zeit stärkster Entwicklung, wandelbar. Die Notwendigkeit, sich anpassen zu können, bedingt in verstärktem Maße Bauwerke, bei denen oft nur die Außenhaut und die Decken „bleibend", dagegen die inneren Wandungen „veränderlich" sind.

Beachtet man ferner, daß der „Lärm" infolge des wachsenden Verkehrs steigt und daß die Baustoffe zur Abminderung von Gewicht und Kosten der Bauwerke in größerem Maße ausgenutzt werden, so ist es durchaus zu verstehen, daß die Fragen der „Wärmehaltung" und des „Schallschutzes" mehr und mehr in den Vordergrund treten.

Hinsichtlich der „Wärmehaltung" ist insbesondere durch die Forschungsarbeiten der Laboratorien der technischen Hochschulen vorbildliche und aufklärende Arbeit geleistet worden, so daß sich die Begriffe und die praktischen Grenzen schon gut in der Praxis eingebürgert haben.

Hinsichtlich der Fragen des Schallschutzes sind wegen der schwierigen Festlegung allgemeinverständlicher Grenzbegriffe und wegen der Vielseitigkeit der Materie überhaupt die Dinge noch sehr im Fluß. Es ist aber erkannt, daß insbesondere die Schallsicherung der Decken und Wände in Ansehung der eingangs erwähnten Gründe eine erhöhte Zuwendung von Aufmerksamkeit erfordert. Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag zur Klärung dieser Fragen liefern, insbesondere dazu, welche Ansprüche an Schallisolierungen gestellt werden können und zu stellen sind und weiter, wie sie technisch zweckmäßig hergestellt werden.

Es ist das Verdienst des Dezernenten des Hochbauamtes der Stadt Leipzig, Herrn Stadtbaurat Ritter, frühzeitig die Notwendigkeit der Klärung auf diesem Gebiete erkannt und hier das Erforderliche veranlaßt zu haben. Die Versuche wurden vom Verfasser im Benehmen mit der Bauabteilung des Hochbauamtes und ihrem Vorstand, Herrn Stadtbaudirektor Fest, nur an ausgeführten Objekten durchgeführt.

Die erste Untersuchung der in Nr. 9 beschriebenen Glasgewände fand unter gutachtlicher Mitwirkung der Herren Prof. Michel, Hannover und Schallingenieur Weiß, Leipzig, statt.

Das Versuchsprogramm für die unter Nr. 10 beschriebenen Deckenisolierungen wurde unter Zuziehung des Herrn Dr.-Ing. Reiher, Stuttgart, beraten. Die Durchführung dieser Versuche fand unter bereitwilliger Mitwirkung maßgebender Unternehmungen für Schallisolierungen mit dem unter Nr. 10 angegebenen Ziele statt.

Über die Ergebnisse der versuchstechnischen Arbeiten wird in der Folge kurz berichtet:

Nr. 1. Die Schallisolierung muß nach zwei Richtungen hin wirksam sein. Sie muß einmal den auftretenden Luft- und Körperschall so wirksam abdämpfen, daß der verbleibende Rest nicht mehr als störend empfunden wird. Zum andern muß sie so widerstandsfähig sein, daß sie die auftretenden statischen Belastungen bei jeder normalen Temperatur dauernd so erträgt, daß schädliche Formänderungen nicht eintreten.

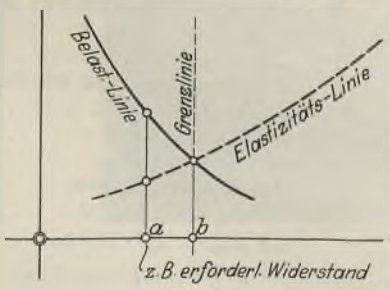


Abb. 1.

Die zur Erreichung des Schallisoliervermögens nötige Plastizität und Elastizität finden demnach in den statischen Anforderungen ihre erste natürliche Grenze.

Diese Forderung ist in Abb. 1 schematisch dargestellt. Der gedachte Grenzzustand liegt bei Punkt *b*. Meist werden (z. B. bei Decken) die statischen Anforderungen aus Gründen einer gewissen Sicherheitsreserve überwiegend sein. Dann wird wegen der größeren Härte des Isolierstoffes das Isoliervermögen herabgesetzt, siehe Punkt *a*. Zusammengefaßt kann demnach gesagt werden:

„Das zweckmäßige und mögliche Isoliervermögen ist erreicht, wenn ein Gleichgewichtszustand zwischen der Elastizität des Isolierstoffes und dessen statischer Aufnahmefähigkeit (bei größtem Absorptionsvermögen) erreicht ist."

Nr. 2. Das Isoliervermögen und die absoluten Kosten sind verschieden. Sind beide bekannt, dann können die relativen Kosten ermittelt werden. Durch Vergleich der relativen Kosten ergibt sich:

„Wieviel Schallenergie wird für 1 RM vernichtet?"

Die erste Notwendigkeit ist, den Schall an seiner Entstehungsquelle zu vernichten und zu bekämpfen, sowie seine Ausbreitung zu verhindern. Hat er sich schon verbreitet, dann ist die Bekämpfung seiner Erscheinungsformen teurer. Über Verbesserungsmaßnahmen ist folgendes zu sagen.

Für drei Isolierungen, die einer Verbesserung unterzogen werden sollen, mögen gefunden sein:

Bezeichnung	Für die Isolierung		
	a	*b*	*c*
Ihr Schallisolierverhältnis zueinander . .	1,0	1,5	2,0
Ihre absoluten Kosten je m²	6,00	7,00	8,00 RM
Dann sind ihre relativen Kosten[1]) . . .	6,00	4,65	4,00 „
und die Schallvernichtung für 1 RM[1]). .	1,00	1,29	1,50

[1]) Bezogen auf *a*.

Es mögen zur Erhöhung des Isoliervermögens Verbesserungen vorgenommen werden, deren Ergebnisse die folgende Zusammenstellung zeigen möge:

Bezeichnung	Für Isolierung		
	a	*b*	*c*
Kosten für die aufgewendete Verbesserung	1,20	1,00	0,80 RM
Neue Gesamtkosten je m² nunmehr . .	7,20	8,00	8,80 „
Neues Isolierverhältnis zueinander . . .	1,40	1,60	2,30
Neue Relativkosten[1])	5,14	5,00	3,82 RM
Neue Schallvernichtung für 1 RM[1]) . .	1,00	1,03	1,34

[1]) Bezogen auf *a*.

Folgerung: Verbesserungskosten sind demnach nur dann wirtschaftlich richtig aufgewendet, wenn die Relativkosten fallen (z. B. bei *a* und *c*). Sie sind unrichtig aufgewendet, wenn die Relativkosten steigen (wie bei *b*). Das stärkste Fallen der Relativkosten zeigt die besten Maßnahmen an.

Die zur Verfügung stehenden Mittel ziehen der Schallisolierung eine zweite Grenze. Die aufgewendeten Mittel müssen jedoch eine relativ hohe Schallvernichtung bei sonst technisch einwandfreier Ausführung zur Folge haben.

Nr. 3. Der „Lärm" wächst. Die Arbeitsbelastung des Einzelnen dürfte hinsichtlich der Nervenbelastung ebenfalls wachsen. Soll letztere nicht zu vorzeitigen Erschöpfungszuständen führen, so kann die hiergegen erforderliche Freimachung der Nervenbelastung nur durch eine entsprechende Freimachung vom Einflusse des Lärmes bzw. durch eine Abtragung desselben erfolgen. Ausgeführte Schallisolierungsmaßnahmen u. a. in industriellen Werken haben eine Erhöhung der Arbeitsleistung zur Folge gehabt.

Die Baukonstruktionen sind darum in dieser Richtung mehr als bisher einer Untersuchung zu unterziehen, wobei gewisse „Normen" oder „Richtlinien" für ihre schalltechnische Wertung herauszuschälen sind. Hierauf

*) Wir bringen diese Ausführungen wegen der Wichtigkeit der Schallisolierungsfrage im Stahlskelettbau. Die Schriftleitung.

ist bei der größeren Materialausnutzung gebührend Rücksicht zu nehmen. Maßgebende Forscher wie Prof. Kreüger, Prof. Knoblauch, Dr. Reiher u. a. m. haben in verschiedenen Veröffentlichungen bereits wesentliche Arbeit in dieser Richtung geleistet. Die eingeschlagenen Wege mögen verschieden sein. Die Ergebnisse zeigen aber doch in vieler Beziehung Übereinstimmung.

Durch weitere vergleichende Zusammenstellung von Versuchsergebnissen werden sich im Laufe der Zeit die Richtlinien bzw. der noch fehlende einfache Maßstab herausschälen lassen, so daß sie für die praktische Nutzanwendung in der Baupraxis in eine einfache und zweckentsprechende Form gekleidet werden können.

Die in Nr. 1 und Nr. 2 angedeuteten Grenzen können dadurch klargestellt werden. Die folgenden Mitteilungen sollen zur Bildung eines Gebrauchsmaßstabes einen Beitrag liefern.

Nr. 4. Zunächst ist festzustellen, welcher Schallquelle die Störung entstammt. Danach richten sich die zu ergreifenden Maßnahmen.

In dem besonderen und doch so allgemeinen Fall des Wohnbauwerkes (Wohnungen, Schulen, Krankenhäuser, Bürogebäude usw.) handelt es sich bei dem Luft- und Körperschall im allgemeinen um einen komplexen Lärm, der in seinen wesentlichen Auswirkungen zu unterbinden ist und dessen Ursachen sehr verschiedener Natur sein können. Die Schwingungszahlen (Hertz) der verschiedenen Schallquellen liegen verschieden hoch. Man geht wohl nicht fehl in der Annahme, sie bei den wesentlichen in Frage kommenden Luftschallen mit 300 bis 1000 Hertz und bei den wesentlichen in Frage kommenden Bodenschallen mit 1000 bis 2500 Hertz und mehr schätzen zu dürfen.

Erfahrungsgemäß ist das Ohr weniger für die Unterschiede der Schallstärken empfindlich. Die Empfindungsstärke (Lautheit) ist ferner nicht übereinstimmend mit der physikalischen Schallstärke. Nach den Versuchen von M. Wien werden die verschiedenen Tonhöhen verschieden stark empfunden. Die stärkste Empfindung erfolgt etwa bei 2000 Hertz. Der Lärm wird in seiner „Lautheit" als störend empfunden. Bezeichnet man mit:

J die physikalische Tonstärke,
L die Empfindungsstärke (Lautheit),
R die Reizschwellenstärke des Ohres (= Tonstärke, die eben noch empfunden wird),

dann ist der bei gleichbleibendem J mit der Tonhöhe veränderliche Wert

$$L = \frac{J}{R}$$

durch Isolierung in solchen Grenzen zu halten, daß die Lautheit L nicht mehr als störend empfunden wird.

R ist bei verschiedenen Tonhöhen verschieden hoch. Bei gleicher Tonhöhe entstehen im geschlossenen Raume Interferenzerscheinungen. Beide Störungsfaktoren sind bei Vergleichsmessungen soweit als möglich auszumerzen. Durch Verwendung eines veränderlichen Tongemisches (Heulen) können die Interferenzerscheinungen fast ausgeschaltet werden. Es verbleibt aber eine mit der Veränderung der Tonhöhe veränderliche Empfindungsstärke. Bei Verwendung eines Tones gleicher Höhe ist die Empfindungsstärke gleich, aber es verbleibt die Ungenauigkeit der Interferenzerscheinung. Diese kann durch gut gewählte Standpunkte, evt. zwei Hörer oder mehrere Versuche für praktische Vergleiche genügend weit ausgemerzt werden.

Ein besonderes Kapitel bilden die möglichen Eigenschwingungen der Konstruktion in der Nähe der Hertzzahl der Schallquellen. Sie wirken sich als „Verstärker" aus. Bei längerer Beobachtung der verschiedenen Baukonstruktionen können sie aber als solche bald erkannt und durch einfache Maßnahmen, z. B. Änderung der Einspannungsverhältnisse, Versteifungen oder dgl., ihrer Wirkung entkleidet werden. Daß solche Möglichkeiten eintreten können, ist durch die Versuche von Prof. Kreüger bekannt. Es muß jedoch gesagt werden, daß eine Vorausberechnung im Rahmen der Bauausführung unmöglich ist. Lediglich die Möglichkeit einer wahrscheinlichen Vermeidung kann durch fortgesetzte Beobachtung der Baukonstruktionen in schalltechnischer Beziehung herbeigeführt werden.

Es wird Luft- und Körperschall übertragen. Der Zweck des Bauwerkes bestimmt und die zu erwartenden Schallquellen zeigen auf, in welcher Richtung die „Schallvernichtung" betrieben werden muß.

Der Luftschallübergang hängt (bei sonst dichter Konstruktion) in der Hauptsache von membranen Schwingungszuständen (Biegungsschwingungen) ab. Die Größe der Amplitude ist der Durchbiegungsfähigkeit direkt proportional. Soweit der Luftschall (durch die Isolierung hindurch) die Konstruktion in membrane Schwingungszustände zu versetzen vermag, liegt die Richtung der weiteren Bekämpfung des Schalldurchganges in der Erhöhung der Steifigkeit (kleine Durchbiegungsfähigkeit). Das ist besonders bei dünnen, plattenförmigen Decken zu beachten.

Der Körperschallübergang erfolgt über kurzwellige Schwingungen mit hoher Frequenz. Hierfür ist die Empfindungsstärke hoch. Soweit der Körperschall nicht unmittelbar von der Isolierung absorbiert wird (oder vom Fußbodenbelag gedämpft wird), ist es nötig, ihn noch in der Konstruktion durch akustische Brechung zu bekämpfen.

Ist v = Schallgeschwindigkeit in m/Sek,
g = spezifisches Gewicht,

dann ist die akustische Brechung zwischen zwei Schichten

$$\frac{v_1 g_1}{v_2 g_2}$$

d. h. je stärker der Unterschied zwischen $v_1 g_1$ und $v_2 g_2$ in den Schichtfolgen ist, um so stärker ist die Brechung.

Es ist zweckmäßig, beide Schallarten so zu dämpfen, daß sie an der Schallschattenseite nur noch etwa gleich stark empfunden werden.

Durch laufende Beobachtung der Konstruktionen nach dieser Richtung hin ist es möglich, bereits im Entwurf solche Vorkehrungen zu treffen, daß diese Forderung ungefähr erfüllt werden kann.

Eine wirksam verbreitete Verbesserung entstehender Bauwerke in schalltechnischer Beziehung ist nur zu erwarten, wenn der noch fehlende Gebrauchsmaßstab in eine so einfache Form gekleidet wird, daß er ohne große Hilfsmittel von jedem ausführenden Architekten und Baumeister in die Praxis übersetzt werden kann.

Von Prof. Kreüger, Stockholm, wurde für Luftschall (Sprechschall) ein leicht nachprüfbares und praktisches Unterscheidungsmerkmal zugrunde gelegt. Ähnlich könnte man für Körperschall (Gehen — Rollen — Fallen) unterscheiden. Den nachfolgend beschriebenen Versuchen wurden darum folgende Unterscheidungsmerkmale zugrunde gelegt.

Unterscheidungsbegriffe für Sprechschall.
Nach Prof. Kreüger, Stockholm.

Gruppen-Nr.	Isolierwert	Sprechart
1	Außerordentlich gut	Lautes Sprechen unhörbar.
2	sehr gut	Lautes Sprechen kann nur mit Anstrengung vernommen werden.
3	gut	Lautes Sprechen ist schwach hörbar.
4	ziemlich gut	Lautes Sprechen hörbar, Worte können nicht verstanden werden.
5	weniger gut	Lautes Sprechen hörbar, einzelne Worte können verstanden werden.
6	schlecht	Gewöhnliches Sprechen hörbar, hin und wieder kann ein Wort verstanden werden.
7	sehr schlecht	Gewöhnliches Sprechen kann ziemlich vollständig nach Wörtern verstanden werden.

Unterscheidungsbegriffe für Körperschall.

Gruppen-Nr.	Isolierwert	Der Körperschall wird hervorgerufen durch: Gehen auf der Decke	Rollkugelversuch ∅ 50 mm $h : l = 100/250$ mm	Fallversuch mit dem Gummiball ∅ 70 mm Fallhöhe 1 m
1	Sehr gut	Nicht hörbar	Schwach hörbar	Schwach hörbar
2	gut	wenig hörbar	wenig hörbar	wenig hörbar
3	genügend	gut hörbar	gut hörbar	gut hörbar
4	schlecht	laut hörbar	laut hörbar	laut hörbar

Die Prüfungen, welche auf den verschiedenen Baustellen stattfanden, wurden mit den nachfolgend beschriebenen Apparaten vorgenommen. Die gefundenen Resultate spiegeln die Konstruktionen so, wie sie in der Praxis hergestellt werden können, mit allen ihren Ausführungsfehlern, die nicht zu vermeiden sind, wieder.

a) Stimmgabelfallhammer (Abb. 2) für Luftschallprüfungen.

Hierfür ist:

die Hertzzahl 512
das Hammergewicht mit Gummispitze 27,0 g
das Stielgewicht . . . . . 15,3 g
die Stiellänge . . . . . 155 mm
der Hammerradius . . . . . 113 mm
das Arbeitsvermögen:
$E_H = 11{,}3 \cdot 27{,}0 =$ . . . . . 305 cmg
$E_{St} = 7{,}8 \cdot 15{,}3 =$ . . . . . 119 „
zusammen 424 cmg Rohenergie

und bei dem Ausschlagwinkel α mit $(1 - \cos\alpha) = n$:

$$\mathfrak{E} = 424 \cdot (1 - \cos\alpha) = 424\, n \text{ in cmg.}$$

Bei einem Wirkungsgrad η wird von $\mathfrak{E}$ der Betrag $E = \mathfrak{E}\,\eta$ in Schallenergie umgewandelt. Der Apparat wurde von der Firma E. Zimmermann, Leipzig, gebaut.

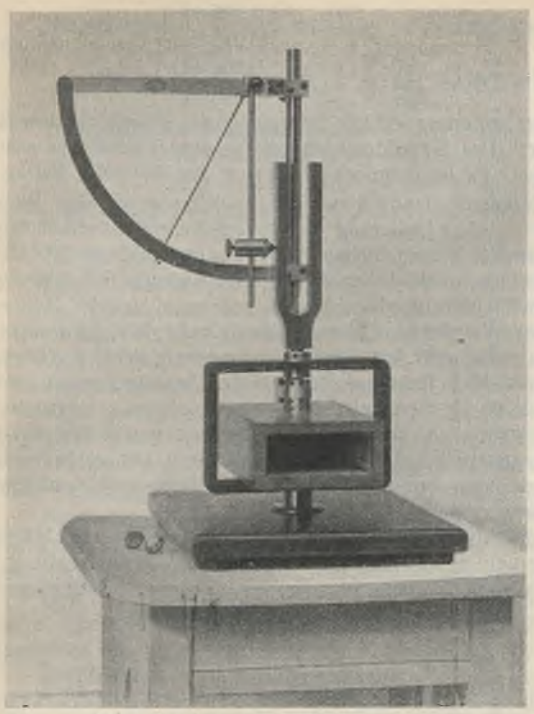


Abb. 2. Stimmgabelfallhammer.

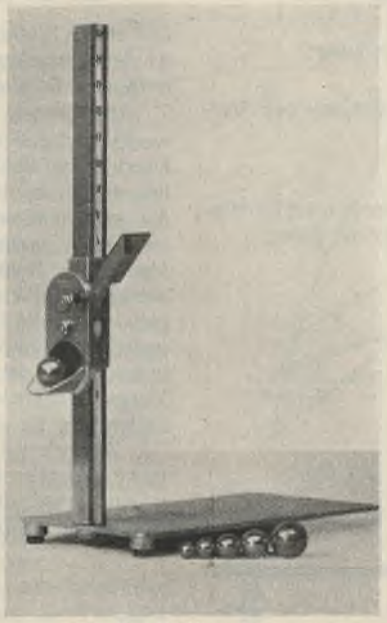


Abb. 3. Fallkugelapparat.



Abb. 4. Stufenfallhammer.

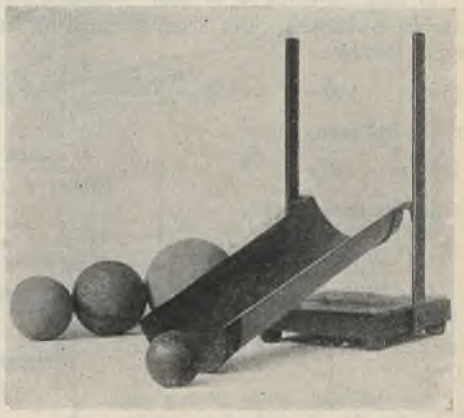


Abb. 5. Rollkugelapparat.

b) Fallkugelapparat (Abb. 3) für Körperschallprüfungen.

Die Fallhöhen sind verstellbar von 2 bis 150 mm. Als Fallkugeln werden Stahlkugeln von $^1/_4$ bis $^9/_{16}$ Zoll verwendet. Die Gewichte der Kugeln sind folgende:

Kugeldurchmesser in Zoll	$^1/_4$	$^5/_{16}$	$^3/_8$	$^7/_{16}$	$^1/_2$	$^9/_{16}$
Gewicht in Gramm . . .	1,05	2,06	3,54	5,62	8,42	12,—

Der Apparat wurde von der Firma Heinrich Diel, Leipzig, gebaut.

c) Stufenfallhammer (Abb. 4).

Der Stufenhammer zeigt verschiedene Fallstufen von Nr. 1 bis 15 auf. Er wird benutzt als Körperschallquelle (bei direktem Aufschlag) und kann als Luftschallquelle durch Aufschlag auf einen kleinen Kasten benutzt werden. Der Apparat wurde von der Firma E. Zimmermann, Leipzig, gebaut.

d) Rollkugelapparat (Abb. 5) für Körperschall-Rohprüfungen.

Kugeldurchmesser 50 mm. Fallhöhe verschieden einstellbar. Bei den Versuchen wurde die Höhe der schrägen Ebene stets auf 100 mm bei 250 mm Lauflänge eingestellt.

e) Gummifallkugel (Abb. 5) für Körperschall-Rohprüfungen.

Kugeldurchmesser verschieden. Bei den Fallversuchen wurde einheitlich ein Vollgummiball von 50 mm Durchmesser mit 1 m Fallhöhe benutzt.



Abb. 6.



Abb. 6a.

Belastungsapparat für Einsenkungsprüfungen.

f) Belastungsapparat (Abb. 6 u. 6a) für Einsenkungsprüfungen.

Ein beweglicher Stempel hatte oben eine Belastungsfläche von 500/500 mm, so daß in jeder Schicht acht Ziegel von zusammen rd. 28 kg liegen. Die gedrückte Stempelfläche betrug 100/100 mm. Das Eisengewicht betrug 6,2 kg (Stempel mit Platte). Die Ablesungsvorrichtung war an beiden Seiten angebracht, um den Einfluß seitlicher Bewegungen in der Ablesung auszuschalten. Die Ablesung erfolgte als Mittelwert beider Ablesungen.

g) Horchapparat (Abb. 7).

Benutzt zur Feststellung von Schwingungs- bzw. Schallübertragungsursachen in Wänden und Decken.



Abb. 7. Horchapparat.

Nr. 5. Energieverhältnisse beim Stimmgabelfallhammer.

Nach Ottenstein (Über den Schutz gegen Schall und Erschütterungen, Verlag R. Oldenbourg, Berlin) ist die Schallstärke proportional der Fallhöhe. Die auf $r = 1$ bezogene Fallhöhe ist $(1 - \cos \alpha) = n$. Bezeichnet man mit:

α_0 = Fallwinkel zur Erreichung bzw. Feststellung von R (Reizschwellenstärke) in a Meter Abstand vom Instrument im Hörraum (a muß bei dieser Feststellung und bei der Versuchsdurchführung gleich sein). Zweckmäßig wird α_0 vor dem Versuch festgestellt und später nochmals nachkontrolliert.

$n_0 = (1 - \cos \alpha_0)$.

$\alpha_0 =$	5,00°	6,00°	6,30°	7,00°	8,30°	9,00°
$n_0 =$	0,003 81	0,005 48	0,006 43	0,007 45	0,010 98	0,012 31
$E_0 =$	1,62	2,33	2,73	3,16	4,66	5,22

α_1 = Fallwinkel zur Erreichung von R im Abstand a vom Instrument durch die Rohdecke oder Rohwand hindurch;

$n_1 = (1 - \cos \alpha_1)$;

α_2 = Fallwinkel zur Erreichung von R durch die isolierte Decke oder Wand hindurch;

$n_2 = (1 - \cos \alpha_2)$; vgl. die Tabelle für $n = (1 - \cos \alpha)$ am Schlusse;

$E_d = p \cdot E$ = durchgelassene und empfundene Schallstärke;

$E_a = E - p \cdot E = E(1 - p)$ = von der Decke oder Wand verschluckte Schallstärke;

E_0 bzw. E_1 bzw. E_2 = Schallstärke zu α_0 bzw. zu α_1 bzw. zu α_2 und E = beliebige Schallstärke.

Dann ist:

(1) $E = E_a + E_d$ bzw. $E_a = E - E_d$ und $E_d = E - E_a$.

Für die Rohdecke oder Wand ist die Verschluckung:

(2) $E_{a_1} = E_1 - E_0$

Für die isolierte Decke oder Wand ist die Verschluckung:

(3) $E_{a_2} = E_2 - E_0$

Durch die Isolierung wird demnach eine Verbesserung der Verschluckung von

(4) $V = E_{a_2} - E_{a_1} = E_2 - E_1$

erzielt.

In dem Augenblicke, in dem E_1 bzw. E_2 erreicht werden, ist im Hörraum E_0 vorhanden. Der Schalldurchlaß in Prozentteilen ist dann:

für die Rohdecke:

$$(5a)\quad p_1 = 100 \cdot \frac{E_0}{E_1} = 100 \cdot \frac{(1 - \cos \alpha_0)}{(1 - \cos \alpha_1)} = 100 \cdot \frac{n_0}{n_1},$$

für die Isolierung:

$$(5b)\quad p_i = 100 \cdot \frac{E_0}{E_2 - E_1} = 100 \cdot \frac{(1 - \cos \alpha_0)}{(\cos \alpha_1 - \cos \alpha_2)} = 100 \cdot \frac{n_0}{n_2 - n_1},$$

für die isolierte Decke:

$$(5c)\quad p_2 = 100 \cdot \frac{E_0}{E_2} = 100 \cdot \frac{(1 - \cos \alpha_0)}{(1 - \cos \alpha_2)} = 100 \cdot \frac{n_0}{n_2}.$$

Der Wirkungsgrad η von $\mathfrak{E}$ kürzt sich weg.

Das sind einfache Maßstäbe für den Wert der Isolierung.

Sie können unter Beachtung des unter Nr. 2 Gesagten relativ ausgewertet werden. Ist die Rohkonstruktion praktisch gleich, so können die E_1 vernachlässigt werden. Dann genügt es, zum Vergleich verschiedener Konstruktionen einschließlich der Isolierung die Werte p_2 miteinander zu vergleichen.

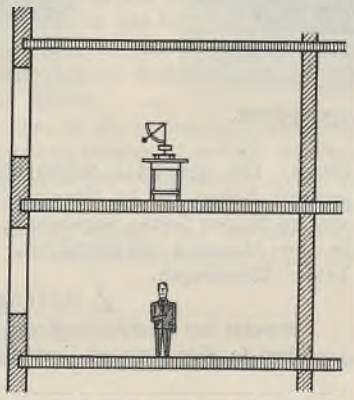


Abb. 8. Versuchsanordnung zur Bestimmung der Schallstärke.

Beispiel 1. Zur Prüfung der Frage, ob in Gl. 1 der Wert E_a konstant und nur E_d veränderlich ist, oder ob E_a bzw. E_d in Prozentbeträgen mit E veränderlich sind, wurde folgender Versuch gemacht (Abb. 8).

Für eine Decke in der Quarantänestation wurde gefunden:

$\alpha_0 = 6° 30'$ $n_0 = 0{,}006\,43$ (Reizschwellenstärke im Hörraum),
$\alpha_1 = 39°$ $n_1 = 0{,}222\,90$ (für die Rohdecke),
$\alpha_2 = 56°$ $n_2 = 0{,}440\,81$ (für die isolierte Decke).

Bei $\alpha = 90°$ ist $n = 1$ und $\mathfrak{E} = 424$ cm/g; Nr. 4a.

Für die isolierte Decke ist nach Gl. 5c:

$$p_2 = 100 \cdot \frac{0{,}006\,43}{0{,}440\,81} = \text{rd. } 1{,}46\,\%.$$

Die Ohren der Hörer wurden durch Watteropfen nun so verschlossen, daß bei 90° Fallwinkel durch die isolierte Decke hindurch gerade die Reizschwelle der Hörer in diesem Zustande erreicht wurde.

War die Annahme „eines prozentualen Durchganges der Schallenergie durch die Decke" richtig, so mußten die Hörer in diesem Zustande im Hörraum bei gleichem Abstande a vom Instrument wie beim vorhergehenden Versuch den Ton bei dem Fallwinkel wieder hören, bei dem die Fallenergie gleich der durchgelassenen Energie war.

Durchgelassen wurden bei $\alpha = 90°$ (wenn η der Wirkungsgrad des Instrumentes ist):

$$E_{d_2} = p_2 \cdot E = p_2 \cdot 424 \cdot \eta.$$

Die im Hörraum erzeugte Energie mußte wiederum E_{d_2} sein. Daraus folgt, daß beim zweiten Versuch der Ton wieder erhört werden mußte, wenn

$$E_{d_2} = p_2 \cdot E = p_2 \cdot 424 \cdot \eta = n_x \cdot 424 \cdot \eta = (1 - \cos \alpha_x)\, 424 \cdot \eta$$

oder wenn

$$n_x = (1 - \cos \alpha_x) = p_2 = 0{,}0146,$$

oder wenn

$$\alpha_x = \text{rd. } 9° 50' \text{ war.}$$

Tatsächlich wurde der Ton bei rd. 10° wieder aufgenommen.

Demnach darf angenommen werden, daß der Durchgang in Prozentteilen der ankommenden Schallstärke erfolgt.

Die schalltechnische Verbesserung der Decke durch die Isolierung ist gekennzeichnet durch

$$V = n_2 - n_1 = 0{,}440\,81 - 0{,}222\,90 = 0{,}217\,91.$$

Der Schalldurchlaß beträgt:

für die Rohdecke allein $p_1 = 100 \cdot \frac{0{,}006\,43}{0{,}2229} = 2{,}90\,\%$,

für die Isolierung allein $p_i = 100 \cdot \frac{0{,}006\,43}{0{,}217\,91} = 2{,}95\,\%$,

für die isolierte Decke zus. $p_2 = 100 \cdot \frac{0{,}006\,43}{0{,}440\,81} = 1{,}46\,\%$.

Der starke Einfluß der Isolierung auf die Dämpfung des Schalldurchlasses ist deutlich erkennbar. Der Schalldurchlaß erfolgt proportional der auftreffenden Schallenergie. Er ist demnach ein mit E zunehmender Betrag.

Die größere Materialausnutzung bzw. die leichter werdenden Bauwerke sind außerdem — ohne Isolierung — oft Ursache eines vermehrten Durchlasses. Beide Ursachen wirken sich zusammen zu einer größeren „Schallbelastung" des Hörers aus. Aus diesen Darlegungen ist die Begründung der jetzt höheren Schallschutzanforderungen zu erkennen, vgl. Nr. 3.

Durch mehrfaches Vergleichen des „Gebrauchsurteils" über bestehende Konstruktionen mit den hierfür gefundenen Schalldurchlaßbeträgen ergibt sich das Maß für die Erhöhung der Schallsicherheit und gleichzeitig die Grundlage für den unter Nr. 3 angedeuteten „Gebrauchsmaßstab". Durch Vergleich von neueren und älteren Konstruktionen ist in folgendem der angegebene Weg eingeschlagen worden. Die gefundenen Versuchsgegenüberstellungen ermöglichen eine praktische gefühlsmäßige Einstellung für das, was erwartet werden kann.

Das relative Verhältnis der Verschluckung verschiedener praktisch ausgeführter Isolierungen zueinander ergibt sich — wenn mit n_2, n_2', n_2'' usw. die Fallwinkelbeträge für die verschiedenen Isolierungen bezeichnet werden — bezogen auf die erste Isolierung aus:

$$(6)\quad \begin{cases} k_1 = \dfrac{V_1}{V_1} = \dfrac{n_2 - n_1}{n_2 - n_1} = 1{,}00, \\ k_1' = \dfrac{V_2}{V_1} = \dfrac{n_2' - n_1'}{n_2 - n_1} = \ldots \\ k_1'' = \dfrac{V_3}{V_1} = \dfrac{n_2'' - n_1''}{n_2 - n_1} = \ldots \end{cases}$$

usw.

Wird bei annähernd gleicher Rohkonstruktion n_1 vernachlässigt, dann ist:

$$(7)\quad k_1 = \frac{n_2}{n_2} = 1{,}0; \quad k_1' = \frac{n_2'}{n_2} = \ldots; \quad k_1'' = \frac{n_2''}{n_2} = \ldots \text{ usw.}$$

Beispiel 2. Zum besseren Verständnis sollen die Darlegungen an einem Beispiel erläutert werden.

Für zwei verschiedene Isolierungen seien gefunden:

$\alpha_0 = 7° 30'$ $n_0 = 0{,}0086$ für die R. Schw.
$\alpha_1 = 35°$ $n_1 = 0{,}181$ „ „ 1. Decke als Rohdecke
$\alpha_1' = 38°$ $n_1' = 0{,}212$ „ „ 2. Decke als Rohdecke
$\alpha_2 = 55°$ $n_2 = 0{,}426$ „ „ 1. Decke mit Isolierung
$\alpha_2' = 60°$ $n_2' = 0{,}500$ „ „ 2. Decke mit Isolierung.

(Die dem Versuche zugrunde liegenden Decken müssen gleich konstruiert sein).

Dann sind die Verbesserungen, die durch die Deckenisolierungen erreicht wurden:

$$v_1 = 0{,}426 - 0{,}181 = 0{,}245$$
$$v_2 = 0{,}500 - 0{,}212 = 0{,}288.$$

Ferner ist der Schalldurchlaß:

der 1. Rohdecke (ohne Isolierung) $p_1 = 100 \cdot \frac{0{,}0086}{0{,}181} = 4{,}75\,\%$
„ 2. „ „ „ $p_1' = 100 \cdot \frac{0{,}0086}{0{,}212} = 4{,}06$ „
„ 1. Isolierung alleine $p_i = 100 \cdot \frac{0{,}0086}{0{,}245} = 3{,}45$ „
„ 2. „ „ $p_i' = 100 \cdot \frac{0{,}0086}{0{,}288} = 2{,}98$ „
„ 1. isolierten Decke gesamt $p_2 = 100 \cdot \frac{0{,}0086}{0{,}426} = 2{,}02$ „
„ 2. „ „ „ $p_2' = 100 \cdot \frac{0{,}0086}{0{,}500} = 1{,}73$ „

Von der Schallverschluckung entfallen:

auf die Rohdecke Nr. 1: $100 \cdot \frac{0{,}181 - 0{,}0086}{0{,}426 - 0{,}0086} = 41{,}3\,\%$
„ „ Isolierung Nr. 1: $100 \cdot \frac{0{,}245}{0{,}426 - 0{,}0086} = 58{,}7$ „
zusammen = 100 %
auf die Rohdecke Nr. 2: $100 \cdot \frac{0{,}212 - 0{,}0086}{0{,}500 - 0{,}0086} = 41{,}4\,\%$
„ „ Isolierung Nr. 2: $100 \cdot \frac{0{,}288}{0{,}500 - 0{,}0086} = 58{,}7$ „
zusammen = 100 %

Das relative Verhältnis der Schallverschluckung beider Isolierungen zueinander ist (bezogen auf Isolierung 1):

für Isolierung 1: $k_1 = \frac{0{,}245}{0{,}245} = 1{,}00$
„ „ 2: $k_1' = \frac{0{,}288}{0{,}245} = 1{,}17.$

Die absoluten Kosten der fix und fertigen Schallisolierung einschließlich des Estriches darüber mögen sein:

für Isolierung 1: = 7,00 RM/m²
„ „ 2: = 8,00 „

Dann sind die relativen Kosten:

für Isolierung 1: $P_1 = 7{,}00 : 1{,}0 = 7{,}00$ RM/m²
„ „ 2: $P_2 = 8{,}00 : 1{,}17 = 6{,}84$ „

d. h. die zweite Isolierung ist die relativ bessere.

Nr. 6. Energieverhältnisse beim Fallkugelapparat.

Die Entstehung von Körperschall ist stark von der Oberfläche abhängig, auf die der fallende Körper auftrifft. Schallharte Beläge, wie Zement-Estrich, Gips-Estrich usw., befördern die Entstehung und Fortleitung von Körperschall. Schallweiche Beläge, wie z. B. Korklinoleum, verhindern die Entstehung von Körperschall z. B. in Deckenkonstruktionen.

Beim Fallen eines Körpers entstehen Luft- und Körperschall. Bei genügend großen Fallkörpern kann der entstehende Luftschall neben dem Körperschall auf der Schallschattenseite wahrgenommen werden. Eine Trennung beider voneinander ist nicht möglich.

Bei genügend kleinem Fallkörper zeigen die Versuche, daß häufig der Luftschall im Fallraum nicht mehr wahrgenommen wird, obschon der durchgehende Körperschall an der Schallschattenseite noch gehört wurde.

Der Körperschallwiderstand wurde daher durch Vergleich der Fallhöhe kleiner Stahlkugeln festgestellt. Eine Beeinflussung des Hörresultates durch Luftschalleinflüsse wurde dadurch vermieden.

Die Fallhöhe wird solange verringert, bis die Reizschwelle des Ohres des Horchenden erreicht ist. Eine mehrfache Wiederholung der Versuche ist zweckmäßig und erforderlich.

Durch Vergleich der bei den verschiedenen Decken gefundenen Kugelfallhöhen wird ein einfacher Maßstab für die Beurteilung der Körperschall-Leitfähigkeit bzw. des Widerstandes gegen den Durchlaß von Körperschall gewonnen. Hierbei ist es zweckmäßig, wegen des Vergleiches untereinander stets mit dem gleichen Kugeldurchmesser zu arbeiten und die Resultate auf eine gleiche Reizschwelle zu beziehen.

Werden verschiedene Kugeldurchmesser verwendet, so können die Fallhöhen nicht ohne weiteres miteinander verglichen werden. Zur Klärung dieses Übersetzungsverhältnisses fand ein Versuch an einer isolierten Decke statt. Die Decke ist im Schnitt in Abb. 9 dargestellt. Die Oberfläche war Gips-Estrich bzw. 3,5 bis 5,00 bzw. 7,00 mm Korklinoleum.

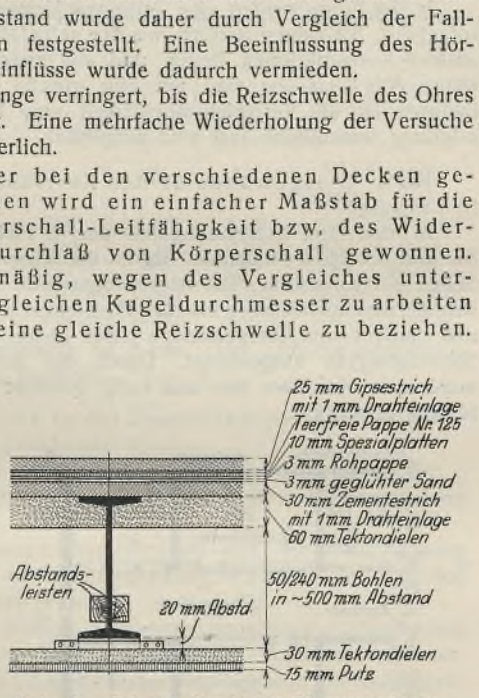


Abb. 9. Schnitt durch die Versuchsdecke.

Die Kurven der Fallhöhen, der Fallenergien und ihrer Logarithmen wurden aufgetragen. Abb. 10 zeigt diese z. B. für 3,5 mm Korklinoleum. Sie zeigen, daß zur Erreichung der Reizschwelle mit fallendem Kugeldurchmesser eine steigende Fallenergie aufzuwenden ist. Darauf dürfte die Oberfläche, die verkleinerte stoßende Masse, das veränderte Massenverhältnis zwischen stoßender und gestoßener Masse, die veränderten Oberflächenkrümmungsverhältnisse usw. Einwirkung haben.

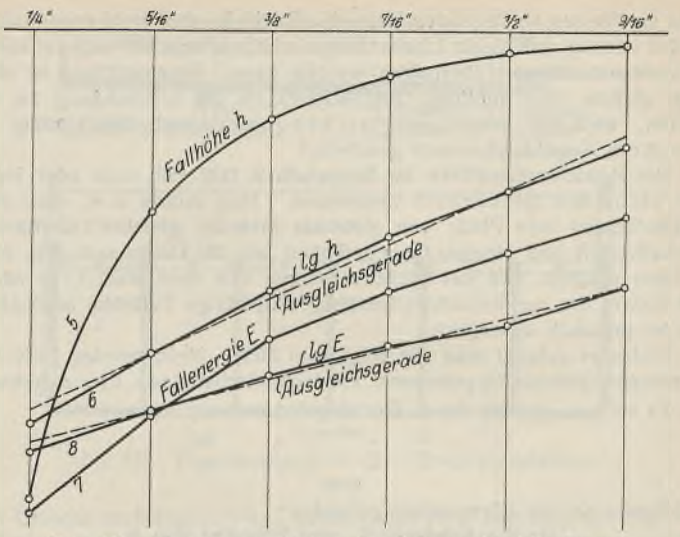


Abb. 10. Versuchsergebnisse für 3,5 mm Korklinoleum.

(8) $$y_1 = y_2 \left(\frac{d_2}{d_1}\right)^m$$

bestimmt werden. Nennt man:

(9) $$\frac{d_2}{d_1} = a,$$

dann ist:

(10) $$y_1 = y_2\, a^m$$

und

(11) $$m = \frac{\log y_1 - \log y_2}{\log a}.$$

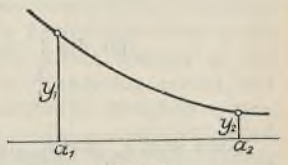


Abb. 11.

Für die gemittelten Geraden ergibt sich als Übersetzungsverhältnis für die Fallhöhen:

(12)
- für Gips-Estrich auf der isolierten Decke: . . $h_1 = h_2\, a^{5,4}$
- „ Asphalt-Estrich „ „ „ „ : . . $h_1 = h_2\, a^{4,6}$

(13)
- für 3,5 mm Korklin. a. d. Gips-Estrich d. isol. Decke $h_1 = h_2\, a^{4,13}$
- „ 5,0 „ „ „ „ „ „ „ „ „ $h_1 = h_2\, a^{3,97}$
- „ 7,0 „ „ „ „ „ „ „ „ „ $h_1 = h_2\, a^{3,82}$

Bei Korklinoleum auf Asphalt-Estrich (statt auf Gips-Estrich) darf angenommen werden:

(14)
- bei 3,5 mm Korklin. a. d. Asphalt-Estrich d. isol. Decke $h_1 = h_2\, a^{4,0}$
- „ 5,0 „ „ „ „ „ „ „ „ „ $h_1 = h_2\, a^{3,85}$
- „ 7,0 „ „ „ „ „ „ „ „ „ $h_1 = h_2\, a^{3,70}$

Die Kurven der Fallenergien lassen sich ebenfalls so darstellen. Hierfür ist:

(15)
- für Gips-Estrich, sonst wie vor . . . . . $E_1 = E_2\, a^{2,55}$
- „ Asphalt-Estrich, sonst wie vor . . . . . $E_1 = E_2\, a^{2,22}$
- „ 3,5 mm Korklinoleum auf Gips-Estrich s. w. v. $E_1 = E_2\, a^{1,14}$
- „ 5,0 „ „ „ „ „ $E_1 = E_2\, a^{0,96}$
- „ 7,0 „ „ „ „ „ $E_1 = E_2\, a^{0,80}$
- „ 3,5 „ „ „ Asphalt-Estrich „ $E_1 = E_2\, a^{1,03}$
- „ 5,0 „ „ „ „ „ $E_1 = E_2\, a^{0,89}$
- „ 7,0 „ „ „ „ „ $E_1 = E_2\, a^{0,74}$

Tabelle der Fallhöhen.

Kugeldurchmesser	Asphalt-Estrich auf Isolierung		Gips-Estrich auf Isolierung		3,5 mm Korklinoleum auf Gips-Estrich auf Isolierung		5,0 mm Korklinoleum auf Gips-Estrich auf Isolierung		7,0 mm Korklinoleum auf Gips-Estrich auf Isolierung		3,5 mm Korklinoleum auf Asphalt-Estrich auf Isolierung		5,0 mm Korklinoleum auf Asphalt-Estrich auf Isolierung		7,0 mm Korklinoleum auf Asphalt-Estrich auf Isolierung	
	M	*B*	*M*	*B*	*M*	*B*	*M*	*B*	*M*	*B*	*M*	*B*	*M*	*B*	*M*	*B*
1/4"	—	156	83	87	121	123	136	140	154	158	—	195	—	210	—	222
5/16"	58	56	27	27	49	49	58	58	66	66	80	80	89	89	97	97
3/8"	23	24	11	9,8	23	23	28	27,8	33	32,4	—	38	—	43,6	—	50
7/16"	11	12	5	4,4	12	12,3	15	15,3	18	18,2	—	21	—	24,5	—	28
1/2"	6	6,4	2,1	2,1	7	7,1	9	9	11	10,5	12	12,1	14	14,3	16	16,8
9/16"	—	3,7	1	0,9	4	4,3	6	5,6	7,5	6,9	—	7,5	—	9,1	—	10,9

Trägt man den Kugeldurchmesser als Abszissen und die Logarithmen der Fallhöhen bzw. Fallenergien als Ordinaten auf, so erkennt man, daß die Kurven der Fallhöhen bzw. Fallenergien genähert als Exponentialfunktion betrachtet werden können.

Die zur Erreichung der Reizschwellenstärke für verschiedene Kugeldurchmesser erforderliche Fallhöhe kann nach Abb. 11 darum mit (für den praktischen Gebrauch genügender) Schärfe aus:

Die gemessenen und berechneten Fallhöhen sind in der vorstehenden Tabelle gegenübergestellt. Die Übereinstimmung ist praktisch befriedigend.

Es bezeichnet M = Meßwert, B = Berechnungswert. Auf die Gegenüberstellung der Fallenergien ist verzichtet worden.

Ist eine Fallhöhe mit einem bestimmten Kugeldurchmesser bekannt, dann kann mit Hilfe der Tabelle auf die Fallhöhe bei anderem Kugeldurchmesser geschlossen werden. Die Tabelle gilt streng genommen zu-

nächt nur für den vorliegenden Versuch. Es dürfte aber wohl angenommen werden können, daß dieses Übersetzungsverhältnis ungefähr auch auf andere Deckenkonstruktionen übertragen werden kann. Voraussetzung ist allerdings gleiche oder ähnliche Oberfläche. Um die Umrechnung zu vermeiden, wird bei einem vergleichenden Versuch zweckmäßig mit gleichem Kugeldurchmesser gearbeitet.

Die Reizschwellenstärke für Körperschall läßt sich nicht oder jedenfalls nicht mit Sicherheit bestimmen. Man müßte z. B. über einer Deckenöffnung eine Platte von gleichem Material, gleicher Oberflächenbeschaffenheit und gleicher Quersteifigkeit wie die Decke verlegen, diese so dünn machen, daß das Dickenverhältnis sich dem Wert $1:\infty$ nähert und hierfür die zur Reizschwellenstärke zugehörige Fallhöhe bestimmen. Das ist praktisch unmöglich.

Einfacher gelangt man wie folgt zum Ziele. Meist werden Luft- und Körperschall gleichzeitig gemessen. Für den Luftschall sind α_0 bzw. n_0 bekannt.

Es sei: für die 1. Decke gefunden: n_0
" " 2. " " n_0'
" " 3. " " n_0''
usw.

Ferner sei für Körperschall gefunden:
für die Rohdecke 1. eine Fallhöhe von h_1
" " " 2 " " " h_1'
" " " 3. " " " h_1''
usw.
für die 1. isolierte Decke eine Fallhöhe h_2
" " 2. " " " " h_2'
" " 3. " " " " h_2''
usw.

Sind alle n_0 gleich, dann können die Fallhöhen ohne weiteres miteinander verglichen werden. Dann sind die erzielten Verbesserungen

$$(16)\quad \begin{cases} \text{für die 1. Decke } V_1 = h_2 - h_1 = \ldots \text{ mm} \\ \text{" " 2. " } V_2 = h_2' - h_1' = \ldots \text{ "} \\ \text{" " 3. " } V = h_2'' - h_1'' = \ldots \text{ "}. \end{cases}$$

Das sind einfache Maßstäbe für den Wert der Isolierungen. Sie können unter Beachtung des unter Nr. 2 Gesagten relativ ausgewertet werden.

Sind die n_0 verschieden, dann sind sie im Sinne der Nr. 5 bei der relativen Auswertung mit zu beachten. Sie ersetzen dann bei dieser Auswertung die Reizschwellenstärke für Körperschall, die nicht zu bestimmen ist.

Sind die Rohdeckenkonstruktionen praktisch gleich, d. h. sind die Beträge h_1, h_1', h_1'' usw. gleich, dann genügt es, die Werte h_2 miteinander zu vergleichen.

Beispiel 3. Das Gesagte soll an einem Beispiel erläutert werden.

Bei gleichem n_0 seien für zwei Decken (bei gleichem Kugeldurchmesser) gefunden:

Nr. der Decke	h_1 mm	h_2 mm	V_2 mm	Kosten/m² RM
1	5	30	25	8
2	6	25	19	7

Demnach sind die relativen Kosten:
$P_1 = 8{,}00 : 25 = 0{,}32$ RM/mm Isolierhöhe
$P_2 = 7{,}00 : 19 = 0{,}368$ RM/mm Isolierhöhe,
d. h. die erste Isolierung ist die relativ bessere.

Sind die n_0 verschieden, dann sind die Fallhöhen zunächst auf eine Basis n_0 zu bringen, darauf kann wie vor verglichen werden.

Beispiel 4. Das Gesagte soll ebenfalls an einem Beispiel erläutert werden.

Für zwei Decken seien gefunden:

Nr. der Decke	α_0	$100 \cdot n_0$	Durchmesser	h_1	h_2	Kosten/m²
1	6,00°	0,55	$^5/_{16}$	6	58	10
2	6,30°	0,64	$^5/_{16}$	7	68	11

Reduziert man auf $n_0 = 0{,}55$, dann folgt mit $0{,}55 : 0{,}64 = 0{,}86$.

Nr. der Decke	h_1	h_2	V	Relative Kosten/mm
1	6	58	52	$10 : 52 = 0{,}192$
2	6	58	52	$11 : 52 = 0{,}211$

d. h. die erste Isolierung ist die relativ bessere.

Die verhältnismäßige Verbesserung durch die Isolierung ist

$$(17)\quad \begin{cases} \text{beim Luftschall:} & v_L = \dfrac{n_2}{n_1} \\ \text{beim Körperschall:} & v_K = \dfrac{h_2}{h_1}. \end{cases}$$

Das gemeinsame Steigerungsverhältnis ist demnach:

$$(18)\quad v = \frac{v_L}{v_K} = \frac{n_2\, h_1}{n_1\, h_2}.$$

Ist $v = 1$, dann war die Steigerung der Isolierung gleichmäßig,
" $v > 1$, dann blieb die Körperschallisolierung zurück,
" $v < 1$, dann blieb die Luftschallisolierung zurück.

Leichte Decken sind stärker gegen Luftschallübergang, schwere, massive Decken dagegen meist stärker gegen Körperschallübergang zu isolieren. Es empfiehlt sich, dieses bereits beim Entwurf zu beachten. Die Kenntnis von diesen Steigerungsverhältnissen ist wesentlich bei der Beurteilung der Konstruktionen in schalltechnischer Beziehung.

Nr. 7. Energieverhältnisse beim Stufenhammer.

Für die schnelle Durchführung einfacher Versuche genügt der Stufenhammer ohne Feder. Einer besonderen Umrechnung bedarf es hierbei nicht. Es braucht nur die Fallstufe, bei der nichts mehr gehört wurde, festgestellt werden. Die Resultate sind jedoch bei weitem nicht so scharf als beim Fallkugelapparat bzw. beim Stimmgabelfallhammer.

Nr. 8. Versuchsergebnisse.

In der Folge werden eine Reihe von Versuchen mit ihren Ergebnissen aufgeführt. Sie zeigen deutlich, wo die schalltechnischen Schwächen unserer Konstruktionen liegen und wo zweckmäßig verbessert werden kann. Alle Versuche sind auf eine gleiche Beurteilungsform gebracht. Dadurch ist die Vergleichsmöglichkeit eine bessere. Nur der zur Beurteilung wesentliche Teil wird aufgeführt.

Nr. 9. Glasgewände an den Korridoren der 10. Volksschule in Leipzig.

In den drei Schulneubauten der 4. Höheren Mädchenschule, der 31. und der 55. Volksschule liegen die Klassenzimmer usw. an beiden Seiten der Korridore. Die Abschlußgewände zwischen den Klassen und den Korridoren bestehen bis rd. 1,60 m Höhe aus Kleider- usw. Schränken und darüber aus Glasgewänden. Der obere Teil der Glaswände ist mit Schwingflügeln ausgestattet. Durch die Anwendung der Glaswände wurden die Korridore hell und luftig gestaltet und eine gründliche Querlüftung ermöglicht.

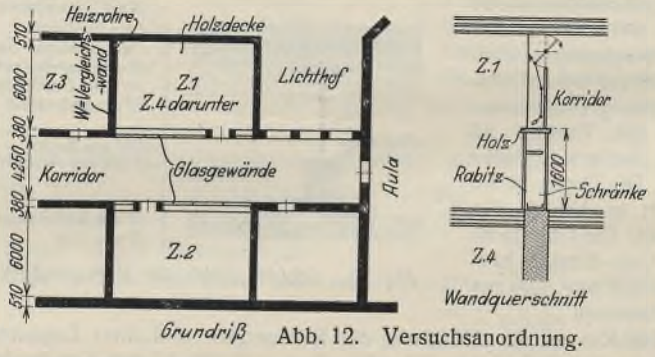


Abb. 12. Versuchsanordnung.

Zur Erprobung der schalltechnischen Eigenschaften dieser Gewände wurde eine Probeausführung in der 10. Volksschule hergestellt. Die bisher in der älteren und solide hergestellten Schule vorhandenen schalltechnischen Eigenschaften sollten auch durch die Neukonstruktion erreicht werden (vgl. Abb. 12).

Das erste Prüfungsergebnis war:

a) Der Schallübergang von Klasse zu Klasse über den Korridor hinweg war bei geschlossenen Gewändefenstern kleiner als durch die Vergleichswand hindurch. Die Vergleichswand lag zwischen Zimmer 1 und Zimmer 3. Sie bestand aus einer 51 cm starken Ziegelmauer, in welcher Lüftungsschächte, die nicht miteinander in Verbindung standen und ins Dach führten, enthalten waren.
b) Während der Singestunde in der Aula wurde die Lautstärke gleicher Singeübungsstellen bei geschlossenen Fenstern der Glaswand etwas schwächer in Zimmer 2 als in Zimmer 3 wahrgenommen.
c) Die Schalldurchlässigkeit der weitgespannten Holzdecke (mit Einschub und Auffüllung von Koksasche, vermischt mit gesiebtem Bauschutt) von Zimmer 1 nach Zimmer 4 darunter ist größer als der Schallübergang von Zimmer 1 nach Zimmer 2, vgl. a).
d) Als stärkster Störungsfaktor, alles andere überragend, macht sich das Knarren der Holzfußbodendielen bemerkbar. Diese Störung ist durch Änderung der Deckenkonstruktion und des Belags zu unterbinden.
e) Die Fußböden sind mit einem schallweichen widerstandsfähigen Beleg zu versehen. Dadurch ist die Entstehung und Fortleitung von Luft- und Körperschall wirksam zu bekämpfen.

f) Die Zwischenwände zwischen den Klassen sind ohne Schächte herzustellen, weil Schächte wie Sprachrohre wirken.
g) Die Glasgewände sind in ihren Tragkonstruktionen möglichst steif und starr und in ihren Anschluß- und Fensterfugen möglichst dicht auszubilden. Auch sind die Türen dicht schließend zu gestalten und schalltechnisch möglichst zu verbessern.
h) Dem dichten Schluß der Außenfenster ist erhöhte Bedeutung zuzumessen.
i) Die Probeausführung hat sich der bisher gewohnten Konstruktion gegenüber als schalltechnisch gleichwertig, eher etwas überlegen, erwiesen. Bei der Ausführung der genannten Schulen sind die gewonnenen Erfahrungen zu verwerten.

Die Untersuchungen wurden mit Hilfe besserer und neuer Instrumente am 7. August 1929 nachgeprüft. Das Resultat dieser Nachprüfung ist in der nachstehenden Tabelle enthalten. Glasgewändefenster geschlossen.

Klassen mit Mobiliar, Balken 20/28 cm, Auffüllung 8 cm, Holzfußboden. Die Heizrohrdurchgänge waren im Rohrschacht nicht genügend verschlossen.

Bezeichnung	Kugeldurchmesser	Z. 1 zum Korridor	Z. 1/Z 2	Z. 1/Z. 3	Z. 1/Z. 4	Z. 3, Tür, Korridor
Sprechen	—	5—6	2—3	3	4—5	5—6
Gehen	—	—	—	—	3—4	—
Rollen	50 mm	—	—	—	3—4	—
Fallen	70 mm	—	—	—	3—4	—
Stufenhammer . .	—	—	—	—	14	—
Fallkugel	1/4 Zoll	—	—	—	8 mm	—
St.G.F.Ha. 512 Hertz α_0	—	7,30°	8,30°	8,00°	6,0°	7,0°
St.G.F.Ha. 512 Hertz $100 \cdot n_0$	—	0,86	1,10	0,97	0,55	0,75
St.G.F.Ha. 512 Hertz α_1	—	27,0°	50,0°	37,0°	27,0°	20,0°
St.G.F.Ha. 512 Hertz n_1	—	0,109	0,357	0,201	0,109	0,0603
St.G.F.Ha. 512 Hertz p_1 %	—	7,8%	3,1%	4,8%	5,0%	12,3%

Das Körperschallvergleichsmaß ist 8 mm. Die Luftschallvergleichsmaße sind die angegebenen Prozente.

Nr. 10. Die Vorversuche in der Quarantänestation zur Feststellung der Ausführungserfordernisse.

Die Vorversuche sollten aufzeigen:
a) welche Verbesserungen können an bekannten Isoliermethoden getroffen werden?
b) welche Einflüsse können dem Bestand und der Isolierwirkung schädlich werden und wodurch sind sie zu verhindern bzw. wodurch können sie unterbunden werden?

Zur Probe standen sechs Zimmer mit gleichen räumlichen, statischen und konstruktiven Verhältnissen zur Verfügung (Abb. 13). Aus diesem Vorversuch werden im folgenden nur die wesentlichen Ergebnisse in der nachfolgenden Tabelle aufgeführt. Die angegebenen Schichtfolgen zählen von oben.

Raum Nr.	1	2	3	4	5	6
Zement-Estrich	2 cm	4 cm	4,5 cm	3,5 cm	3 cm	4,5 cm
3 cm Tonplatten	3 cm	—	—	—	—	—
Dachpappe Nr. 125	—	—	ja	ja	ja	—
Filzpappe	—	ja	—	—	—	—
Schallisolierung	0,5 cm Sand 1,5 cm Torfmull	2,5 cm Korkgries zwischen Korkleisten	1,5 cm Spezialplatte	2 cm Reinkork H. 4	2 cm Torfplatten	1,1 cm Celotextpl. in Zementmörtel
Sandbettung	—	—	—	1 cm	1,5 cm	—
Pappe Nr. 125 (Roh-)	—	—	1 Lage	—	—	—
Zementmörtelbett	—	—	—	—	—	1,4 cm
Wandstreifen	ja	ja	ja	ja	ja	ja
Statische Eindrükkung der 10/10 cm Stempelfläche auf dem Estrich unter 146,2 kg Last	1,35 mm	0,85 mm	0,55 mm	0,80 mm	0,90 mm	0,40 mm
Estrichbefund nach 43 Tagen:						
a) Oberflächenveränderung	fast nicht verkrümmt	stark verkrümmt	fast nicht verkrümmt	wenig verkrümmt	stark verkrümmt	wenig verkrümmt
b) Rißbildungen	wenig	stark	wenig	wenig	stark	stark

Bemerkungen zu Raum 2.

Am 20. 3. ergab die Feuchtigkeitsprüfung an einem aufgenommenen Stück des Raumes 2 in der Raummitte:

für die Filzpappe = 11% Feuchtigkeit } nach
für das Korkmehl = 8% Feuchtigkeit } 48 Tagen.

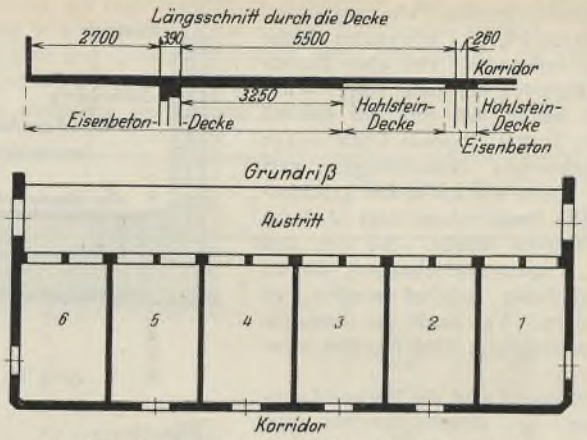


Abb. 13. Versuchsräume in der Quarantänestation.

Als Ursache muß angenommen werden, daß beim Begießen des Zement-Estriches (welches zur Verhütung des Schwindens vorgenommen wurde) Wasser an den nicht dicht an die Wände angeklebten Filzpappenrändern und außerdem durch die Aufsaugefähigkeit der imprägnierten Filzpappe (bei der Herstellung und beim Begießen des Zement-Estriches) in die Isolierung gelangt ist. Das beim Verdampfen dieses Wassers an der Unterseite des Zement-Estriches auftretende Kondensat erklärt den Feuchtigkeitsunterschied. Die Feuchtigkeitsdifferenz zwischen Unter- und Oberseite des Estriches förderte den Verkrümmungsvorgang (Quellen bzw. Schwinden) des Zement-Estriches und führte damit gleichzeitig zu stärkeren Rißbildungen.

Am 22. 5. wurde die Isolierung herausgenommen, um sie nach den neu gewonnenen Erfahrungen neu herzustellen. Die Feuchtigkeitsprobe ergab beim Aufnehmen:

	Raummitte	Am Rand	Alter
für die Filzpappe . . .	1%	nicht gem.	nach 110 Tagen
für das Korkmehl . . .	4,7%	8,6%	nach 110 Tagen

Das Überwiegen der Randfeuchtigkeit ist hieraus zu erkennen. Es ist auf das „Mehreindringen" des Wassers vom offenen Rande her zurückzuführen. Das Durchströmen trockener Außenluft bei geöffneten Fenstern hat ein starkes Austrocknen der Oberschicht (Zementestrich) und im Anschluß daran eine starke Feuchtigkeitsaufsaugung aus der Filzpappe und im Anschluß hieran (nacheilend) eine Feuchtigkeitsverminderung im Korkmehl zur Folge gehabt.

Die neue Isolierung erhielt eine dicht an die Wände angeklebte „Pappenwanne" aus teerfreier Pappe Nr. 125. Der Zement-Estrich wurde mit später geschlossenen Schwindfugen hergestellt. Irgendwelche Nachteile haben sich in dieser Ausführung nicht mehr herausgestellt.

Bemerkungen zu Raum 5.

Am 22. 5. wurde die Isolierung herausgenommen, um den Ursachen der Oberflächenverkrümmung nachzugehen. Die Prüfung auf Feuchtigkeit ergab:

für die obere Dachpappe 2,5% }
für die Randtorfplatte 7,5% } nach 106 Tagen.
für die Sandunterlage vom Rande 0,6% }

Die Plattenstärke hatte sich (an den Raumrändern) teilweise von 20 mm auf 25 mm vergrößert. Die Ursachen sind ähnliche wie in Raum 2. Diese Nachprüfung ergab demnach folgenden, bei Preßplatten zu beachtenden Satz:

„Die Abtrocknung und Pressung der Platten erfolgt bei einem gewissen Feuchtigkeitsgehalt. Wird dieser durch Zutritt von Wasser in Dampfform verändert, so verändert sich die innere Preßspannung und damit die Plattenhöhe, vgl. die Punkte f_1 und f_2 in Abb. 14."

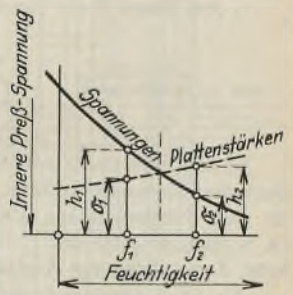


Abb. 14.

Die neu verlegte Isolierung wurde nach gleichen Richtlinien wie in Raum 2 aufgebracht. Irgendwelche Nachteile wurden nicht mehr bemerkt.

Bemerkungen zum Estrich.

Die Stärke des Estriches, seine Tragfähigkeit und damit seine Art hängen von der Zusammendrückbarkeit der Isolierschicht, der auftretenden Punktbelastung des Fußbodens und der Festigkeit des Estriches ab.

Im vorliegenden Falle wurde ein Zement-Estrich mit 1 mm starker Drahteinlage verwendet. Der erste Estrich wurde fugenlos, der später aufgebrachte Estrich wurde mit (bis auf die im unteren Drittel liegende Drahteinlage durchgehenden) Schwindfugen versehen. Diese wurden später geschlossen. Die Drahteinlage liegt rd. 1 cm vom unteren Rande. Sie hat den Zweck, Fugenverschiebungen, die im Linoleumbelag sichtbar werden, zu verhindern. Vgl. auch die besonderen Ausführungen über Estriche unter Nr. 17.

Nachstehend sind die Nachprüfungsergebnisse in schalltechnischer Beziehung und hinsichtlich der Kosten aufgeführt. Für die beiden Räume 2 und 5 sind die Kosten der verbesserten Ausführung eingesetzt, weil die neuen Ausführungen der Nachprüfung zugrundegelegen haben. Hiernach ergibt sich für die Räume ohne Mobiliar und ohne Linoleum nachstehende Zusammenstellung.

Die für die technische Ausführung dieser Schallisolierungen gewonnenen Hauptergebnisse sind folgende:

a) Die Schallisolierung muß auf der Decke „schwimmend" angeordnet werden.

b) Werden „Naß-Estriche" verwendet, so ist eine wesentliche Voraussetzung für das Gelingen, daß die Schallisolierung an der Oberfläche eine in den Nähten wasserdicht geklebte teerfreie Pappenlage erhält. Diese ist an den Rändern wasserdicht anzukleben, so daß eine kleine Wanne entsteht und kein Wasser in die Schallisolierung einzudringen vermag. Die Isolierung selbst ist „trocken" zu verlegen. Der Untergrund muß trocken sein.

c) Auf dieser Pappe ist der Estrich zweckmäßig in einer Stärke von etwa 30 mm herzustellen. Der Estrich darf nicht bis an die umgebenden Wände herangehen. Er ist von diesen durch einen rund 15 mm breiten Zwischenraum zu trennen. Der Zwischenraum ist bei der Herstellung des Estriches durch Holzleisten zu bilden und später durch Kork-Estrichmasse (von etwa 90% Korkgriesgehalt) zu schließen. Korkleisten sind wegen der Erschwernisse bei der Herstellung der Linoleumanschlüsse unzweckmäßig.

d) Wird an Stelle eines „Naß-Estriches" ein Asphalt-Estrich verwendet, so braucht nur eine dichte Randeinfassung aus teerfreier Pappe vorhanden sein. Über der Schallisolierung und der etwa 100 bis 150 mm breiten Randpappe ist dann als Unterlage für den Asphalt-Estrich eine Rohpappe Nr. 125 zu verlegen.

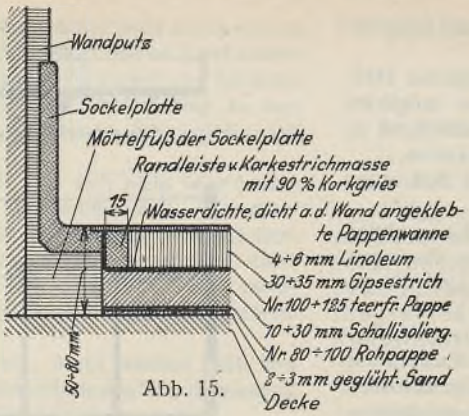


Abb. 15.

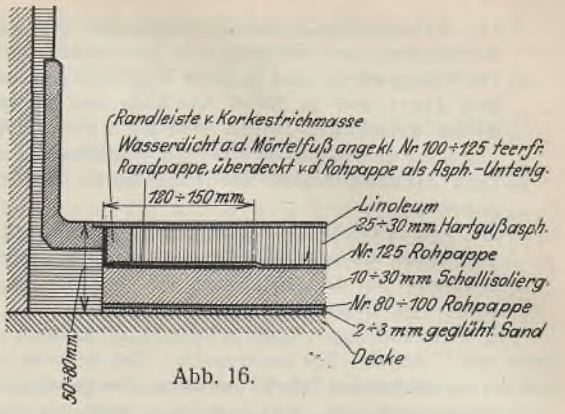


Abb. 16.

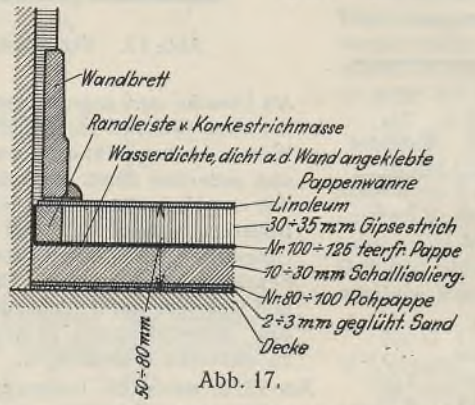


Abb. 17.

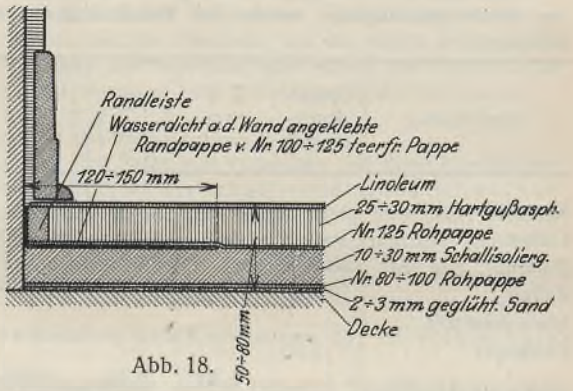


Abb. 18.

Abb. 15 bis 18. Verschiedene Ausführungsarten für Schallisolierungen.

Bezeichnung	Raum Nr. 1	2	3	4	5	6
Sprechen	2—3	2—3	2	2	2	3
Gehen	3	3—2	2—3	3—2	2—3	3
Rollen, ∅ 50 mm .	3—4	3	3	3	3	4—3
Fallen, ∅ 70 mm .	3	3—2	2—3	3—2	2—3	3
Stufenhammer . . .	14	13	12—13	13	12—13	14
Fallkugel 1/4" h_1	7 mm	7 mm	7 mm	7 mm	7 mm	7 mm
Fallkugel 1/4" h_2	25 „	32 „	35 „	32 „	35 „	22 „
Fallkugel 1/4" V	18 „	25 „	28 „	25 „	28 „	15 „
Absol. Kosten RM/m²	6,60	9,65	7,35	10,95	8,20	8,10
Relative Kosten[1]) . .	1,25	1,31	0,93	1,49	1,00	1,84
St. G. F. H. 512 Hertz α_0	7,00°	7,00°	7,00°	7,00°	7,00°	7,00°
St. G. F. H. 512 Hertz 100 n_0	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
St. G. F. H. 512 Hertz α_2	45°	47°	55°	53°	55°	42°
St. G. F. H. 512 Hertz n_2	0,293	0,318	0,426	0,398	0,426	0,260
St. G. F. H. 512 Hertz p_2 %	2,55%	2,36%	1,76%	1,88%	1,76%	2,89%
Relative Kosten[1]) . .	1,17	1,56	0,92	1,41	1,00	1,62

[1]) Auf Raum 5 als „1" bezogen.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Stahlskelett zum Verwaltungsgebäude der VDK., Hamburg.

Von Oberingenieur **Ferdinand Hülsen**, Hamburg.

Im Juli 1929 wurde vom technischen Büro der Großeinkaufs-Gesellschaft Deutscher Konsumvereine m. b. H., Hamburg, die Stahlskelettkonstruktion für den Neubau eines Verwaltungsgebäudes ausgeschrieben und am 24. September 1929 der Firma H. C. E. Eggers & Co., G. m. b. H., Hamburg, der Auftrag zur Ausführung erteilt.

Als Lieferungstermin wurde festgelegt:

Montagebeginn: 1. Februar 1930, Montageschluß: 31. März 1930.

Das Gebäude wurde als vollkommener Stahlskelettbau ausgeführt. Das Stahlskelett beginnt mit den Stützen unter Fußboden des Kellergeschosses und führt durch die darüberliegenden Geschosse bis einschließlich Decke über das 5. Obergeschoß. Die Lasten der in diesem Bereich liegenden Decken und Wände werden in den einzelnen Geschossen vom Stahlskelett aufgenommen, desgleichen die über dem 5. Obergeschoß ruhende Dachlast. Die Dachkonstruktion selbst ist in Holz ausgeführt.

Abb. 1 zeigt einen Lageplan mit Kellergrundriß und Anordnung der Montagegeräte. Die mit *K* bezeichneten Stützen führen nur durch das Kellergeschoß. — Das Bauwerk besteht aus einem 38,25 m langen und 15,95 m breiten Vorderbau und einem 38,55 m langen und 15,70 m breiten Tiefenflügel. Die Geschoßhöhen gehen aus dem Längenschnitt Abb. 2 und der Querschnittzeichnung Abb. 3 hervor.

Die von der GEG. vorgeschriebene Raumeinteilung bedingte an mehreren Stellen Unterbrechungen der Stützenzüge, so mußte in der Mittelreihe des Vorderbaues eine Stütze im Erdgeschoß ganz fortfallen (s. Abb. 2, Längsschnitt des Vorderbaues). Diese Stütze wurde oberhalb des Erdgeschosses als Hängesäule ausgebildet und die Last der sechs über Erdgeschoß liegenden Decken durch einen wegen seiner Höhe im 3. Obergeschoß angeordneten Kastenträger auf die Nachbarstützen übertragen. Auch im 3. Obergeschoß mußte in einer Stützenreihe (Abb. 2, *B* 7) eine Stütze wegfallen. Hier wurde die Last der drei darüberliegenden Decken durch einen Fachwerkträger, in welchem zwei Türöffnungen frei bleiben mußten, mit Hängesäule aufgenommen.

Im vorderen Teil des Tiefenflügels durften mit Rücksicht auf die Raumeinteilung im Erdgeschoß, im 1., 2., 3. und 4. Obergeschoß keine Stützen angeordnet werden. Für diesen Bauteil wurden daher Geschoßrahmen von 15,1 m Spannweite gewählt (vgl. Abb. 3, Querschnitt Tiefenflügel). Im Vorderbau sind zwei komplette Treppenläufe, sowie ferner eine breite Freitreppe von 1. zum 3. Obergeschoß angeordnet. Ein Personenaufzug für 400 kg Nutzlast im Vorderbau und ein Lastenaufzug für 1000 kg Nutzlast im Tiefenflügel sind außerdem vorgesehen.

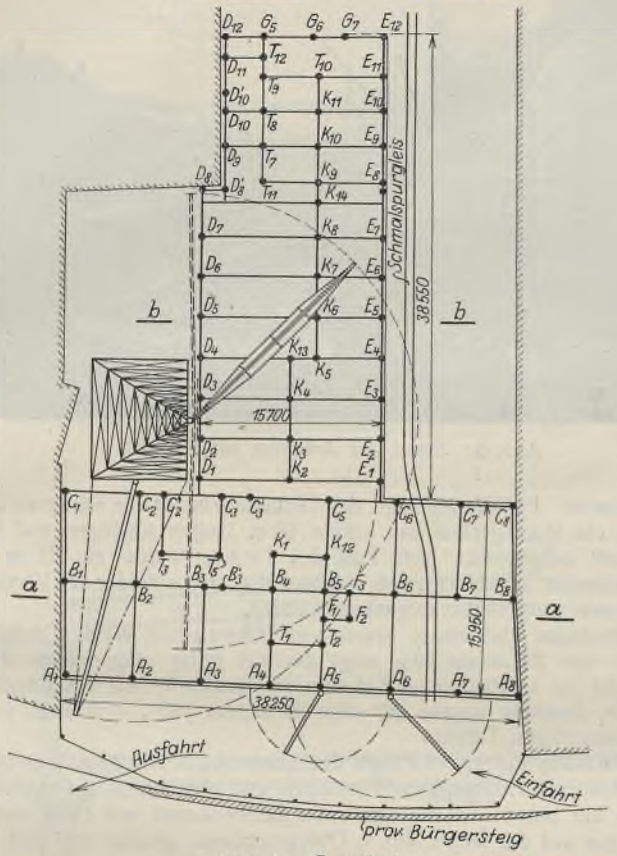


Abb. 1. Grundriß.

Die Dacheindeckung besteht aus 24 mm starker Holzschalung mit einer Lage Pappe und darüberliegendem, 0,8 mm starkem Kupferblech. Die Innenwände sind aus 12 cm starken Bimssteinen hergestellt. Die Umfassungswände bestehen im äußeren Teil aus Mauerwerk mit Klinkerverblendung von 34 cm Gesamtstärke mit innerem, 1,5 cm starkem wasserdichten Putz. Durch einen Luftraum davon getrennt sind innen 12 cm starke Bimssteinwände mit 1,5 cm starkem Wandputz hochgeführt. Die Stärke des Luftraumes ist den Stützenquerschnitten derart angepaßt, daß die Außen- und Innenwände jeweils mit den äußeren und inneren Stützenkanten übereinstimmen. Die beiden fensterlosen Giebelwände des Vorderbaues wurden in 34 cm starkem Mauerwerk ausgeführt. Die Stützen erhielten eine feuersichere Ummantelung von 6 cm Stärke. Sämtliche Decken sind als Pohlmanndecken ausgeführt, auf denen Ausgleich und Fußboden von zusammen 7 cm Stärke aufgebracht wurden. Sämtliche Deckenträger und Unterzüge mußten daher mindestens 7 cm unter Oberkante Fußboden liegen.

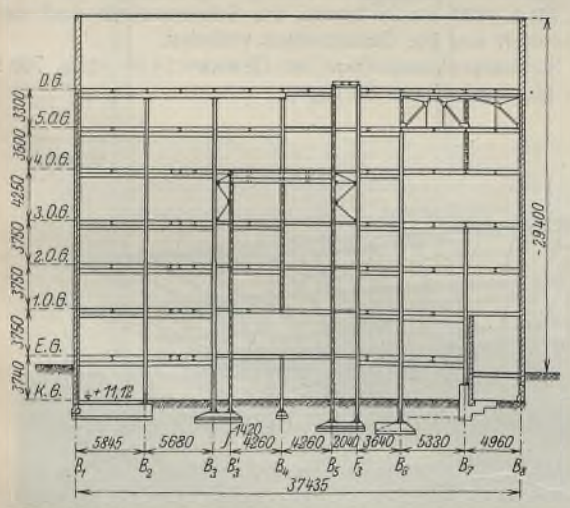


Abb. 2. Längsschnitt a—a des Vorderbaues.

Der statischen Berechnung wurden folgende Belastungen zugrunde gelegt:

	Eigenlast kg/m²	Nutzlast kg/m²	Totallast kg/m²
Dacheindeckung	150	—	150
Decke des 5. Obergeschosses	430	200	630
„ „ 4. „	430	250	680
„ „ 3. „	430	250	680
„ „ 2. „	430	500	930
„ „ 1. „	430	500	930
„ „ Erdgeschosses	430	500	930
„ „ Kellergeschosses	430	500	930
„ über hinteren Tiefenflügel (Dachgarten)	450	1200	1650
Treppen und Podeste	500	600	1100

Der Winddruck wurde mit 100 kg/m² eingesetzt.

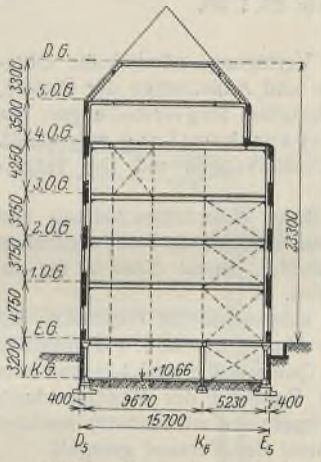


Abb. 3. Querschnitt b—b des Tiefenflügels.

Der Vorderbau erschien durch die Decken und die massiven Giebelwände genügend gegen Wind ausgesteift. Dagegen wurde im Tiefenflügel eine Queraussteifung gegen seitlich wirkenden Winddruck angeordnet (in Abb. 3 gestrichelt eingezeichnet). Mit Rücksicht auf vorzusehende Türdurchlässe wurde der Verband im 3. Obergeschoß um zwei Felder verlegt. Der Verband mußte ferner mit Rücksicht auf den im Erdgeschoß vorgesehenen Versammlungsraum in seiner senkrechten Ebene um 63 cm verschoben werden, wodurch die Anordnung eines waagerechten Trägers über Erdgeschoß erforderlich wurde. Die senkrechten Kräfte wurden durch Kragträger auf die untere Verbandsebene übertragen (s. a. Abb. 4).

Mit Rücksicht auf eine möglichst geringe Deckenstärke wurden für die Deckenträger durchweg Breitflanschträger verwendet, während die in den Wänden liegenden Unterzüge in Normalprofilen ausgeführt werden konnten.

Die Stützen wurden mit Ausnahme der Rahmenstiele und einiger Stützen des Tiefenflügels ebenfalls aus Breitflanschträgern hergestellt.

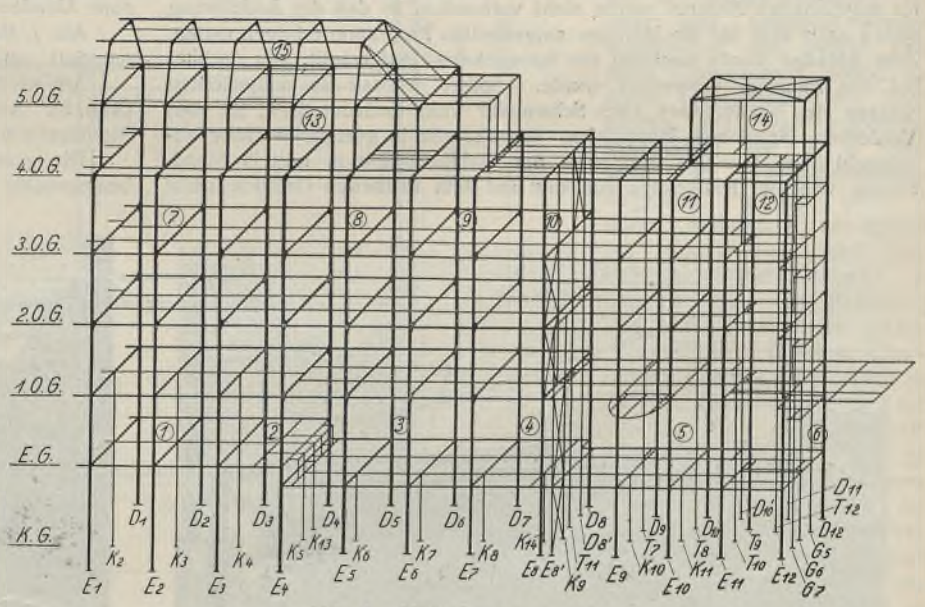


Abb. 4. Montageplan.

Sämtliche Stützen wurden durch Unterlegen von 1 cm starken Antivibritplatten unter die Fußplatten gegen Schall, Erschütterungen und Feuchtigkeit isoliert.

Um eine einfache Einspannung der Rahmenriegel in die Rahmenpfosten zu erzielen, wurden für die Riegel je ein Breitflanschträger und für die Pfosten je zwei Normalprofile gewählt. Für den Anschluß der Eck-



Abb. 5. Baustelle am 25. I. 30.



Abb. 6. Stand der Arbeiten am 7. II. 30.

momente standen somit vier Ebenen zur Verfügung, nämlich die Ober- und Unterseiten der Riegel und die Innen- und Außenseiten der Pfosten.

Für die in den Rahmenecken erforderlichen Stegverstärkungen der Riegel wurde die elektrische Lichtbogenschweißung angewandt. Durch Kehlschweißung wurden die Stegverstärkungen mit den Trägerflanschen verbunden.

Da für die Arbeiten im technischen Büro, Materialbeschaffung und Werkstattarbeiten genügend Zeit vorhanden war, wurde von vornherein das Hauptaugenmerk auf die Montage gerichtet, zumal diese in die ungünstigste Jahreszeit (Februar und März) fiel.

Für die Montage wurde ein genau ausgearbeitetes Programm mit perspektivischen Systemskizzen nach dem Muster der Abb. 4 aufgestellt. Aus diesen waren sämtliche Grundrisse, Querschnitte und Längsschnitte klar zu erkennen. Im Büro wurde der Fortgang der Montage durch Nachziehen der montierten Teile in den Perspektiven mit Farbstift markiert und dem Voreilen der Montage entsprechend der Versand geregelt.

Die Platzverhältnisse an der Baustelle waren sehr ungünstig, zumal auf dem hinteren Gelände umfangreiche Stützmauern errichtet wurden. Der bei Herstellung der Fundamente frei gewordene Boden mußte im Keller verbleiben, um später zum Anfüllen außerhalb der Mauern Verwendung zu finden.

Die Beschaffenheit der Baustelle machte den Bau einer Rampe aus Schwellen auf Trägern für die Anfahrt und einer Rampenbrücke für den Transport der Bauteile nach dem Tiefenflügel erforderlich. Lagerplätze für angeliefertes Material waren nicht vorhanden, so daß die Anlieferung genau nach dem für die Montage aufgestellten Programm erfolgen mußte. Zum Abladen wurde zunächst ein Schwenkmast aufgestellt, der nachher bei der Montage verwendet wurde. Später wurden an aufgestellten Stützen des Vorderbaues zwei Schwenker zum Entladen bzw. für den Vorderbau gleich zum Hochziehen der Bauteile in geeigneter Höhe angebracht (Abb. 1). Das Montieren der Stahlkonstruktion mittels Standbäume von der Kellersohle aus kam auf dem unebenen Gelände nicht in Betracht. Für die Montage des Tiefenflügels mit den schweren Rahmen wurde ein Montageturm mit einem 19 m langen Ausleger und 8000 kg Tragkraft aufgestellt. Am Fuß des Turmes wurde ein 21 m langer Schwenkmast angebracht, mit welchem die ersten Felder des Vorderbaues durch drei Stockwerke aufgestellt wurden.

Sämtliche Hebezeuge waren mit elektrischen Winden ausgerüstet. Abb. 5 vom 25. Januar 1930 zeigt die fast fertig eingerichtete Baustelle und gibt ein anschauliches Bild von der Beschaffenheit des Baugeländes.

Die Montage begann mit dem 29. Januar 1930, drei Tage vor dem programmäßigen Termin.

Nachdem die ersten Felder des Vorderbaues mit dem 21-m-Schwenkmast bis zum 1. Obergeschoß montiert und mit Bohlen abgedeckt waren, wurde ein unten zusammengebauter Schwenkmast mit Hilfe des Turmauslegers auf die Decke des 1. Obergeschosses gesetzt und mit diesem der Vorderbau frei vormontiert.

Abb. 6 zeigt den Stand der Arbeiten am 7. Februar 1930. Die beiden oben erwähnten Zufahrtsrampen sind deutlich zu erkennen.

Mit Abb. 7 ist der Stand der Montage am 14. Februar 1930 wiedergegeben. Man sieht, daß der Ausleger des Montageturmes die Teile jenseits des 15,70 m breiten Tiefenflügels hochnehmen und gleich einbauen kann. Die Rahmen wurden während des Aufreibens und Nietens durch behelfsmäßige Streben in richtiger Lage gehalten.

Am 21. Februar 1930 waren im Tiefenflügel bereits zwei Rahmen im 2. und 3. Stock aufgestellt, während der hintere Teil mit dem früher zum Abladen benötigten Schwenkmast frei vormontiert wird.

Am 7. März 1930 war der hintere Teil des Tiefenflügels bereits fertig montiert, und es wurde mit dem Betonieren der Kellerdecke begonnen.

Am 11. März 1930 war der ganze Bau fertig aufgestellt und genietet (Abb. 8). Am 13. März 1930 waren bereits die Schwenkmaste und der Montageturm abmontiert und die Gerüstbohlen verladen.

Die gesamte Stahlskelettkonstruktion im Gewichte von etwa 700 t beanspruchte eine Montagezeit von 36 Tagen.

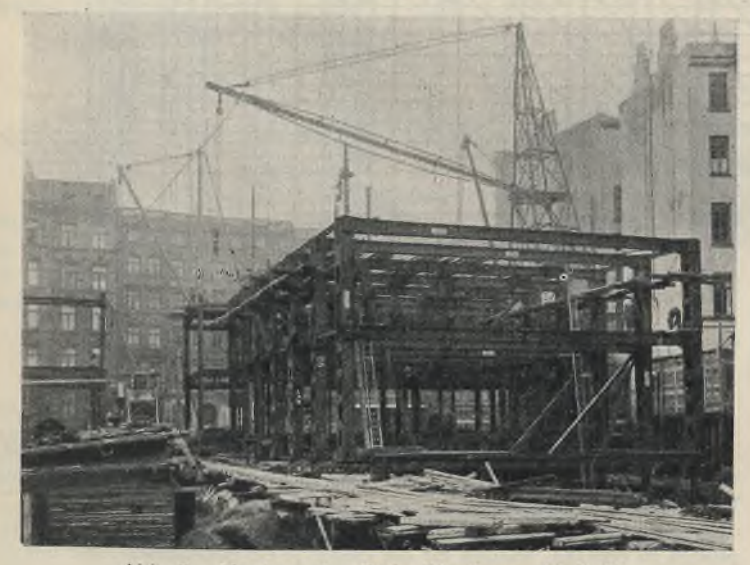


Abb. 7. Montage des Tiefenflügels am 14. II. 30.

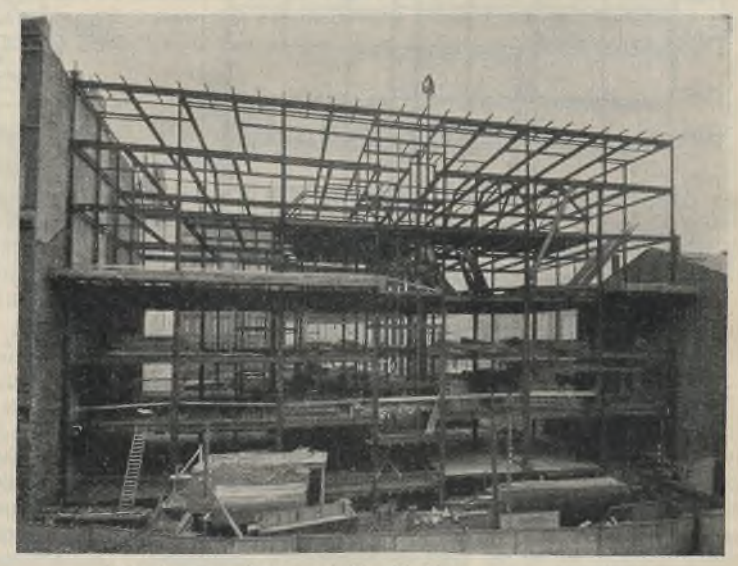


Abb. 8. Das fertiggestellte Stahlskelett am 11. III. 30.

Alle Rechte vorbehalten.

Webereigebäude in Oppach, Sachsen.

Von Oberingenieur **W. Driesen**, Leipzig.

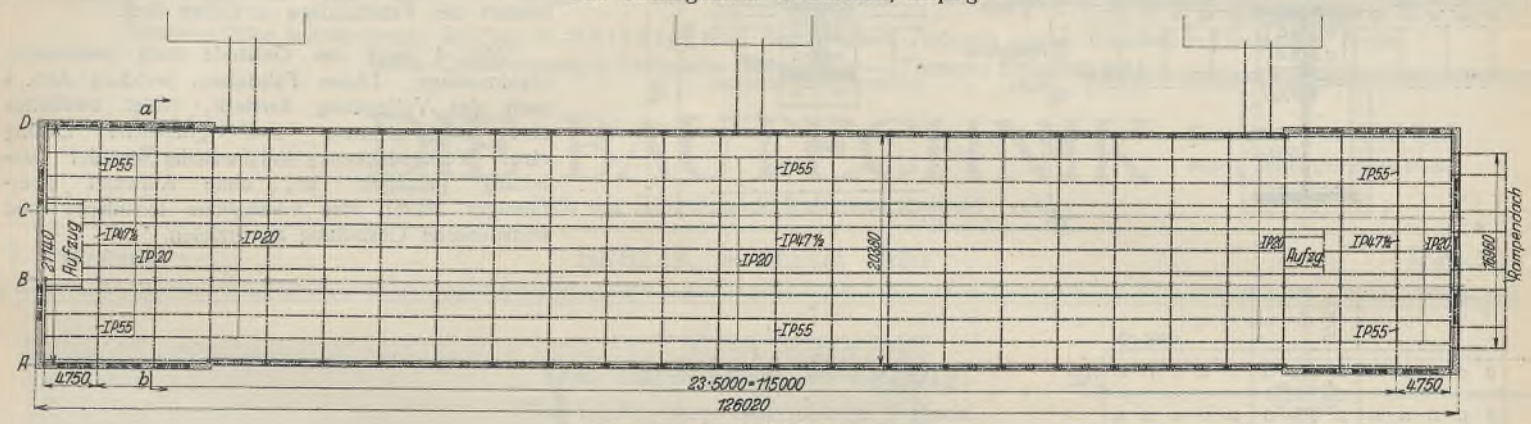


Abb. 1. Grundriß des Gebäudes.

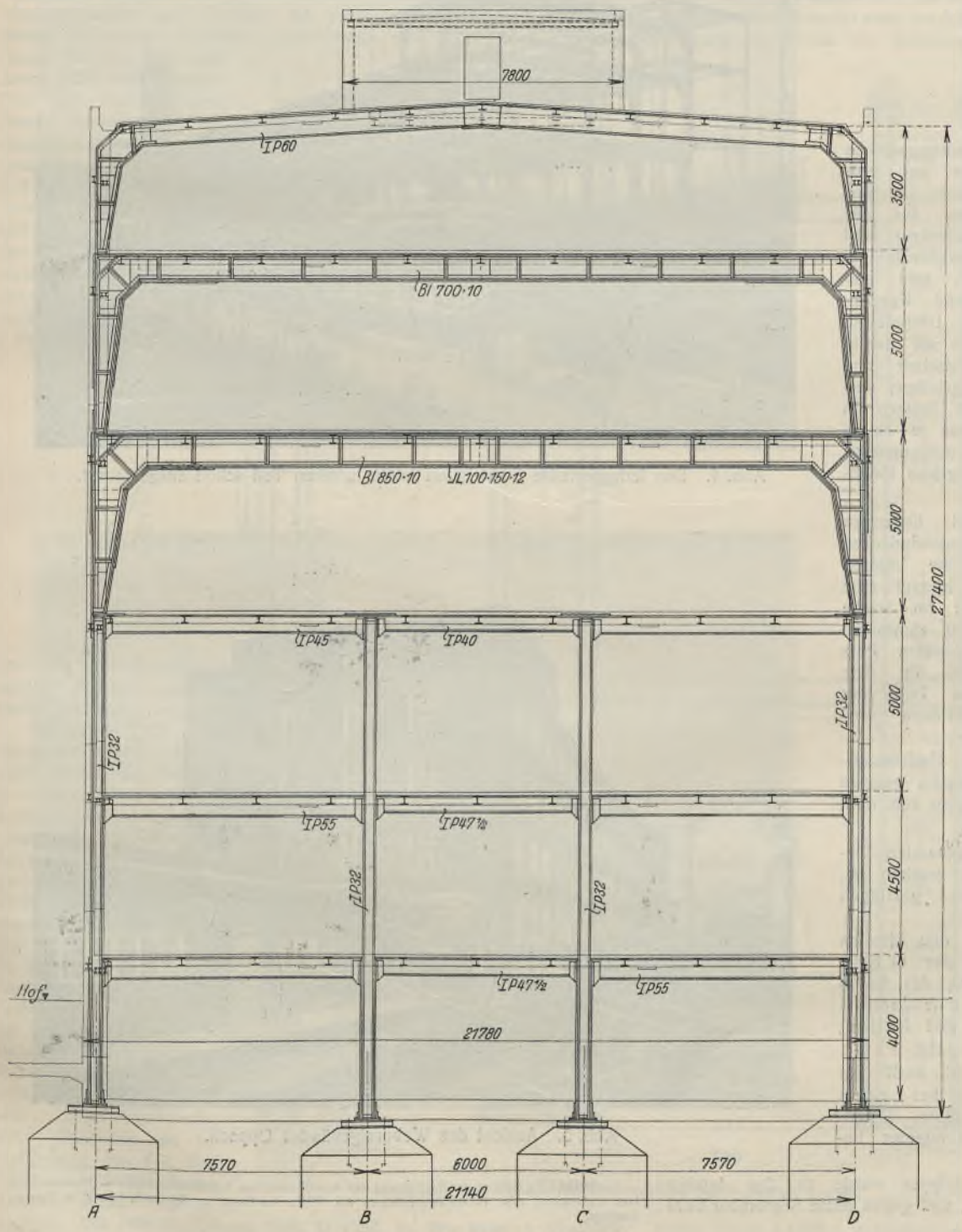


Abb. 2. Querschnitt des Gebäudes.

Im Sommer 1929 hat die Großeinkaufs-Gesellschaft deutscher Konsumvereine Hamburg bei einer neuen Fabrikanlage in Oppach, Sachsen, auch ein Webereigebäude im Stahlskelett errichten lassen, dessen Grundriß aus Abb. 1 hervorgeht.

Bei einer Grundfläche von 126,00 × 21,78 m ist das Gebäude im Mittelbau fünf Stockwerke und in den Kopfbauten sechs Stockwerke hoch. Auf allen Geschoßdecken sollen zum Teil schwere, zum Teil leichtere Webereimaschinen zur Aufstellung kommen, und dementsprechend wurden auch die Nutzlasten der beiden unteren Decken mit 1500 kg/m² und die der darüberliegenden Decken mit 1000 kg/m² festgelegt.

Im Keller-, Erd- und ersten Obergeschoß ist das Gebäude in vier Stützenreihen, die zu Stockwerkrahmen vereinigt sind, aufgeteilt worden, wohingegen das zweite bzw. dritte Obergeschoß sowie das vierte Obergeschoß der Kopfbauten mit frei gespannten Tragwerken von 20 m Stützweite als Zweigelenkrahmen aufgesetzt wurden (Abb. 2). Diese Anordnung ermöglichte es, große, freie und übersichtliche Arbeitsräume zu schaffen, die ihre Belichtung und Lüftung aus den großen Fensterflächen in den Längsfronten erhalten. Da außerdem die Treppenaufgänge in drei abseits von dem Webereigebäude liegenden massiv gemauerten Treppenhäusern untergebracht sind, von wo aus Verbindungsbrücken den Verkehr mit dem Webereigebäude vermitteln, so bleiben fast die ganzen Deckenflächen als Arbeitsräume zur Verfügung. An beiden Enden des Webereigebäudes vermitteln Aufzüge den Warentransport in die verschiedenen Stockwerke (vgl. Abb. 1).

Vom Bauherrn wurde die Bedingung gestellt, mit mög-

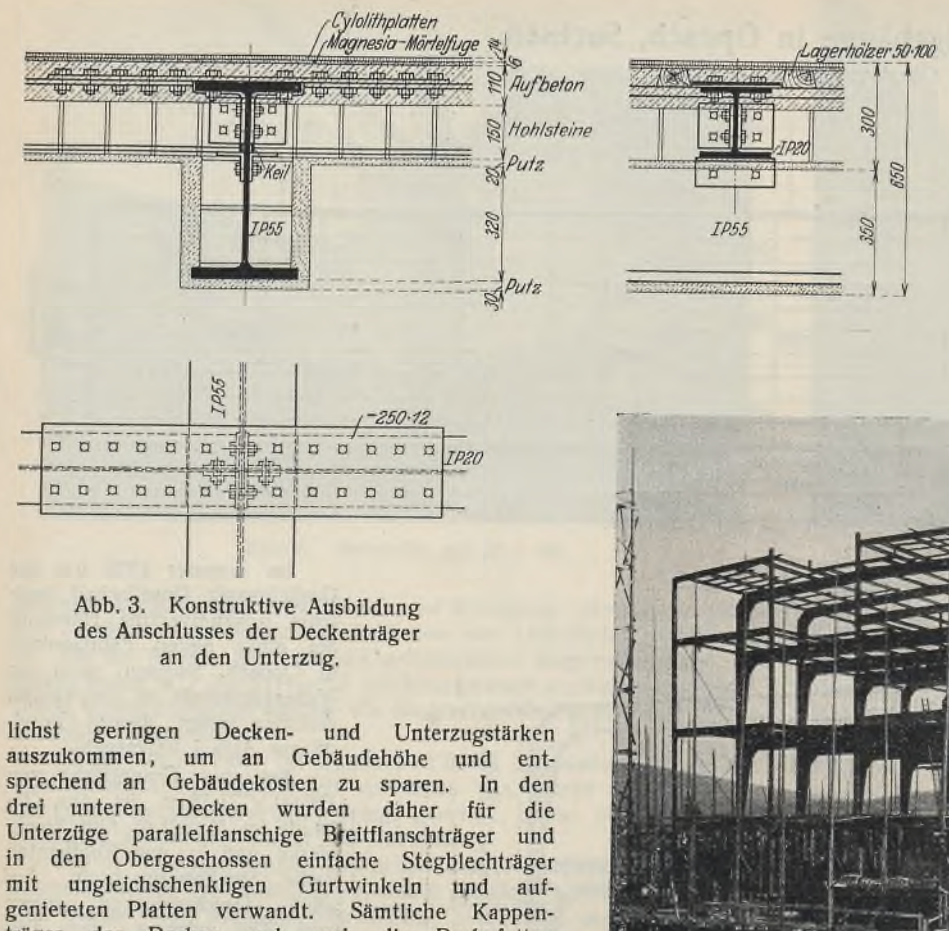


Abb. 3. Konstruktive Ausbildung des Anschlusses der Deckenträger an den Unterzug.

lichst geringen Decken- und Unterzugstärken auszukommen, um an Gebäudehöhe und entsprechend an Gebäudekosten zu sparen. In den drei unteren Decken wurden daher für die Unterzüge parallelflanschige Breitflanschträger und in den Obergeschossen einfache Stegblechträger mit ungleichschenkligen Gurtwinkeln und aufgenieteten Platten verwandt. Sämtliche Kappenträger der Decken und auch die Dachpfetten sind ebenfalls aus Breitflanschprofilen als durchlaufende Träger, mit oberen Zuglaschen und unteren Druckkeilen an den Unterzugstellen, ausgeführt worden (Abb. 3). Auch die Stützen in den unteren Geschossen bestehen aus je einem Breitflanschträger, zum Teil mit aufgenieteten Platten, so daß auch hierbei größtmögliche Raumersparnis erzielt wurde.

Zwischen den 2,05 m entfernt liegenden Kappenträgern sind eisenarmierte Hohlsteindecken von 12 bis 15 cm Stärke auf die unteren Flanschen der Kappenträger verlegt, hierauf eine Leichtbetonauffüllung von 8 bis 11 cm Stärke und sodann der Fußbodenbelag. Alle sichtbaren Stahlteile sind mit 2 bis 3 cm starkem Putz als Feuerschutz ummantelt (vgl. Abb. 3). Die unter den Deckplatten vorstehenden Teile der Unterzüge sind außerdem mit Steinen ausgekleidet.

Die in Ziegelstein ausgeführten Umfassungsmauern des Gebäudes konnten allgemein geringe Stärken erhalten, weil alle Gebäudelasten von dem Stahlgerippe aufgenommen werden.

Die schlichte Ausführung des gesamten Gebäudes macht, wie aus Abb. 5 zu ersehen ist, als Industriebau einen wuchtigen und gefälligen Eindruck.

Entwurf und Bauleitung lag in den Händen der maschinentechnischen Abteilung der G. E. G. und die Berechnung und Ausführung des Stahlskeletts bei der Firma Wolf Netter & Jacobi-Werke, Kommanditgesellschaft auf Aktien, Abteilung Eisenbau Schiege, Leipzig.

Ingesammt sind rd. 1600 t Stahl St 37 für das Skelett eingebaut worden, was bei einem umbauten Raum von 66 000 m³ einen Durchschnittswert von 24 kg für das Raummeter bedeutet.

Mit dem Aufstellen des Stahlgerippes wurde in den letzten Tagen des Monats Mai 1929 begonnen, und gegen Mitte September 1929 waren diese Arbeiten beendet.

Bereits 4 Wochen nach Beginn der Stahlmontage konnte mit dem Aufführen des Mauerwerks und dem Einbringen der Deckenfüllungen begonnen werden, wodurch sich eine verhältnismäßig kurze Gesamtbauzeit der Fabrikanlage erreichen ließ.

Abb. 4 zeigt das Gebäude nach vollendeter Stahlmontage. Dieser Fabrikbau, welchen Abb. 5 nach der Vollendung darstellt, bildet zweifellos eine ausgezeichnete und glückliche Lösung eines Werkgedankens, bei welcher es der Bauleitung gelungen ist, ohne Aufwand überflüssiger Mittel eine vorzügliche technische und künstlerische Gestaltung zu erzielen.

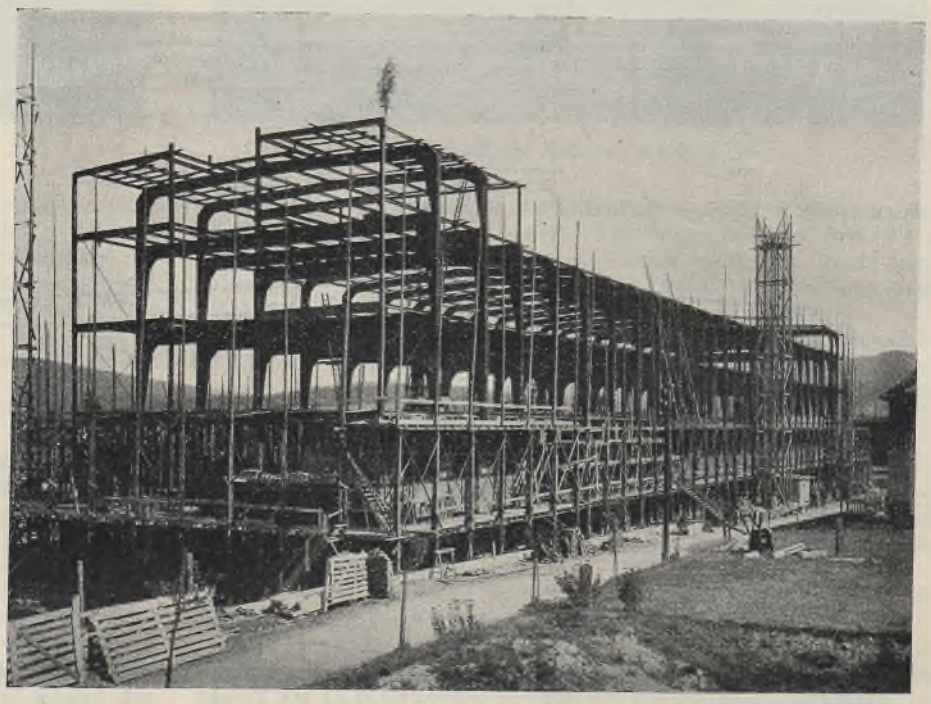


Abb. 4. Das fertiggestellte Stahlskelett ist im unteren Teil schon ausgemauert.



Abb. 5. Ansicht des Webereigebäudes Oppach.

INHALT: Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden. — Das Stahlskelett zum Verwaltungsgebäude der VDK., Hamburg. — Webereigebäude in Oppach, Sachsen.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 8. August 1930 | Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

Das Europahaus in Leipzig.

Von Oberingenieur **Hans Rohrer**, Burbach.

Die Stadtbilder einer ganzen Reihe deutscher Großstädte, wie Köln, Mannheim, Stuttgart, Aachen, Breslau usw., weisen bereits bemerkenswerte Hochhausbauten auf. Leipzig, die kontinentale Messestadt mit ihrem Bedarf an Räumen für Büro-, Ausstellungs- und Lagerzwecke, stand in dieser Hinsicht bis zum Jahre 1929 noch zurück. Der mit der Leipziger Messe verbundene bedeutungsvolle zwischenstaatliche Handelsverkehr ließ es angezeigt erscheinen, daß auch Leipzig mit einem Musterbeispiel des neuzeitlichen Bauwesens ein Hochhaus aufwies, das über die bisherige Bauhöhe von 5 bis 7 Stockwerken hinausging und sich dem Vorgehen anderer deutscher Großstädte anschloß.

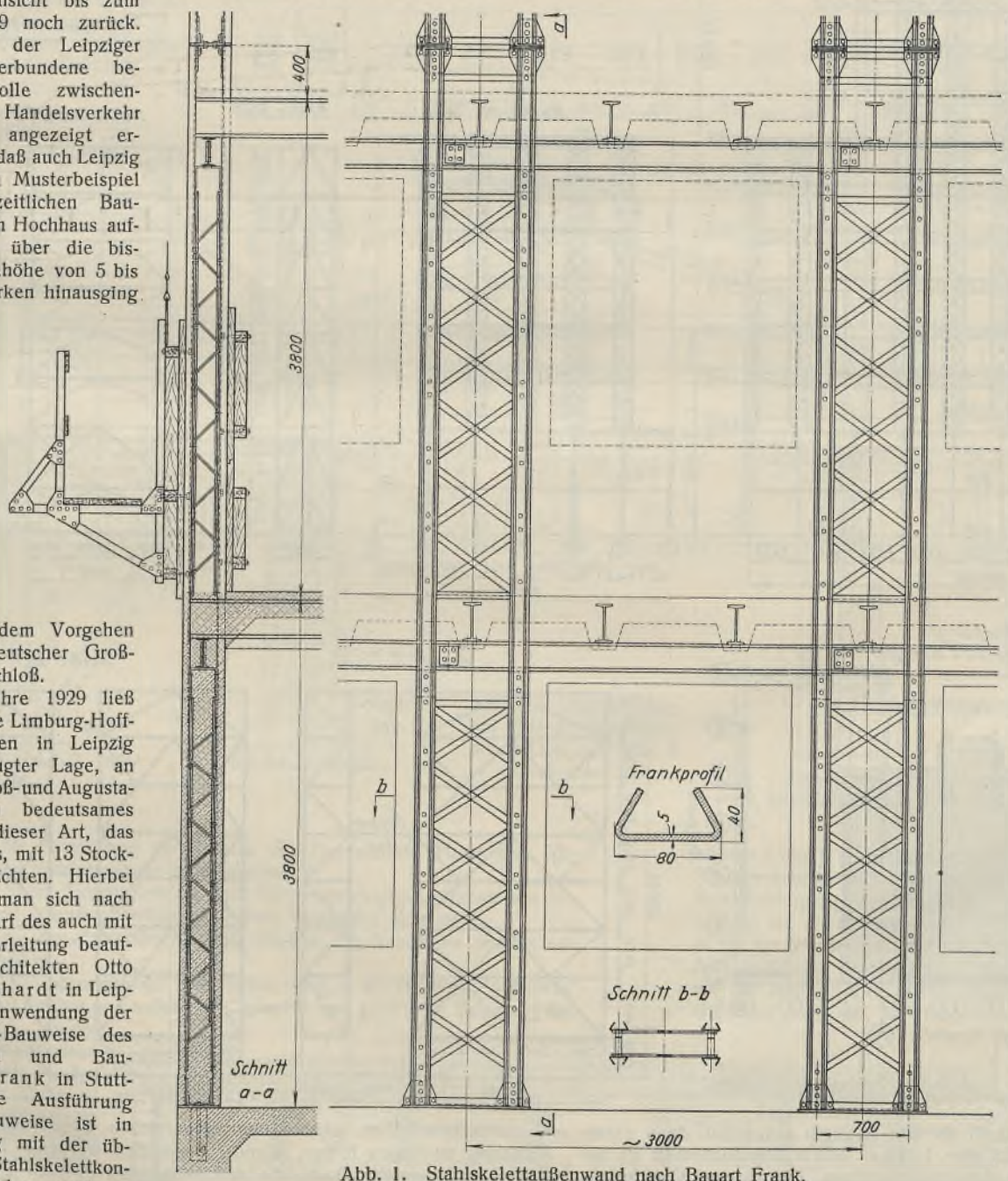


Abb. 1. Stahlskelettaußenwand nach Bauart Frank.

Im Jahre 1929 ließ die Familie Limburg-Hoffmann Erben in Leipzig in bevorzugter Lage, an der Ecke Roß- und Augustaplatz, ein bedeutsames Bauwerk dieser Art, das Europahaus, mit 13 Stockwerken errichten. Hierbei entschied man sich nach dem Entwurf des auch mit der Bauoberleitung beauftragten Architekten Otto Paul Burghardt in Leipzig zur Anwendung der Stahlbeton-Bauweise des Architekten und Baumeisters Frank in Stuttgart. Die Ausführung dieser Bauweise ist in Verbindung mit der üblichen Stahlskelettkonstruktion ohne weiteres möglich. Die Bauweise Frank (Abb. 1) sieht in den äußeren Abschlußwänden zweiteilige Stützen vor, welche vom Sockel bis zum Hauptgesims durchlaufen und mit schwalbenschwanzförmigen Sonderprofilen ausgestattet sind. Die Stützen dienen einerseits zur Aufnahme des Mauerwerks und andererseits zur Führung der konsolförmig ausgebildeten Arbeitsbühnen, ebenso auch zur Aufnahme etwa erforderlicher Schalungen. Je nach der Größe der Belastung können diese Stützen als einfache Doppelstützen verwendet oder mehrere Paare zu leichten Fachwerkstützen vereinigt werden. Die Wand- oder Pfeilerkonstruktionen werden mit Bims- oder Kiesbeton ausgefüllt. Ihre Eigenlast überträgt sich nach dem Erhärten und Abbinden der tragfähigen Füllmasse unmittelbar auf die Grundmauern. Falls man genügend tragfähige Betonmischungen anwendet, können die Dach- und Deckenlasten ebenfalls durch diese Betonstahlkonstruktion aufgenommen und nach den Fundamenten abgeführt werden. Damit ergibt sich eine Ersparnis an Konstruktionsgewichten bei den Stützen und Wandunterzügen. Wie bei jedem Stahlskelettbau, liegt ein weiterer bedeutsamer Vorteil der Bauweise darin, daß die Umfassungs- und Innenwände, sowie die Decken in unmittelbarem Anschluß an die Aufstellung der tragenden Konstruktion ausgeführt werden können. Die Bauzeit kann dadurch ganz wesentlich abgekürzt werden.

Allerdings kann in Deutschland dieser letztgenannte Vorteil meistens nicht so weitgehend wie in den Vereinigten Staaten ausgenutzt werden. Die dort erreichten Rekordbauzeiten werden bei uns erst dann erzielt werden können, wenn sich die Entwurfsarbeiten in Deutschland weniger schwierig gestalten. Zunächst gehen die baupolizeilichen Vorschriften, namentlich hinsichtlich der Winddrücke, weiter als in Amerika, außerdem werden Grundriß- und Stützenstellungen nicht wie in Amerika einer weitgehenden Verbilligung und Vereinfachung der Konstruktion angepaßt. Dafür gibt das Europahaus in Leipzig ein

besonders bemerkenswertes Beispiel, da kaum eine Stütze der anderen gleicht, die Raumaufteilung in den Geschossen fortwährend wechselt, und da ferner Stützen durch schwere Kragträgerkonstruktionen abgefangen werden mußten. Hinzu kommt die große Zahl der für die Aufnahme der Windkräfte nach den deutschen Baupolizei-Anforderungen notwendigen Verbände, welche die Konstruktion nicht unwesentlich verteuern müssen. Die Entwurfsarbeit des amerikanischen Ingenieurs gestaltet sich in dieser Hinsicht viel leichter, denn namhafte Winddrücke hat er erst bei Gebäuden über 30,5 m Höhe zu berücksichtigen. Bei dem Europahaus in Leipzig wurde dagegen für den unteren, voll ausgebauten Gebäudeteil bis zum 6. Obergeschoß ein Winddruck von 125 kg/m² und darüber für den 45 m hohen Mittelaufbau ein solcher von 140 kg/m² vorgeschrieben.

Nach dem Gutachten des ordentlichen Professors für Stahlbau an der Technischen Hochschule in Stuttgart, Herrn Dr. Maier-Leibnitz, ist diese Vorschrift als sehr reichlich anzusehen; denn er errechnet für das Europahaus eine 1,45 mal höhere Standsicherheit als bei einem entsprechenden amerikanischen Hochhaus. Die neuesten Vorschriften für New York verlangen für Gebäude über 100' Höhe (30,5 m) die Berücksichtigung einer Windbelastung von 97,65 kg/m², und zwar ist für die Ermittlung der Windangriffsfläche nur die Höhe vom höchsten Gebäudepunkt bis zu 30,5 m Höhe in Rechnung zu setzen. Kosten- und Bauzeitenvergleiche mit amerikanischen Hochhäusern gleicher Art sind daher nicht am Platze, zumal die Wirtschaftlichkeit des Stahlhochbaues durch die zeitraubenden Entwurfsarbeiten und die höhere Kosten verursachende Werkarbeit stark vermindert wird.

Hier muß im Interesse der Wirtschaftlichkeit des Stahlskelettbaues durch Aufstellung zweckdienlicher und für das ganze Reich geltender

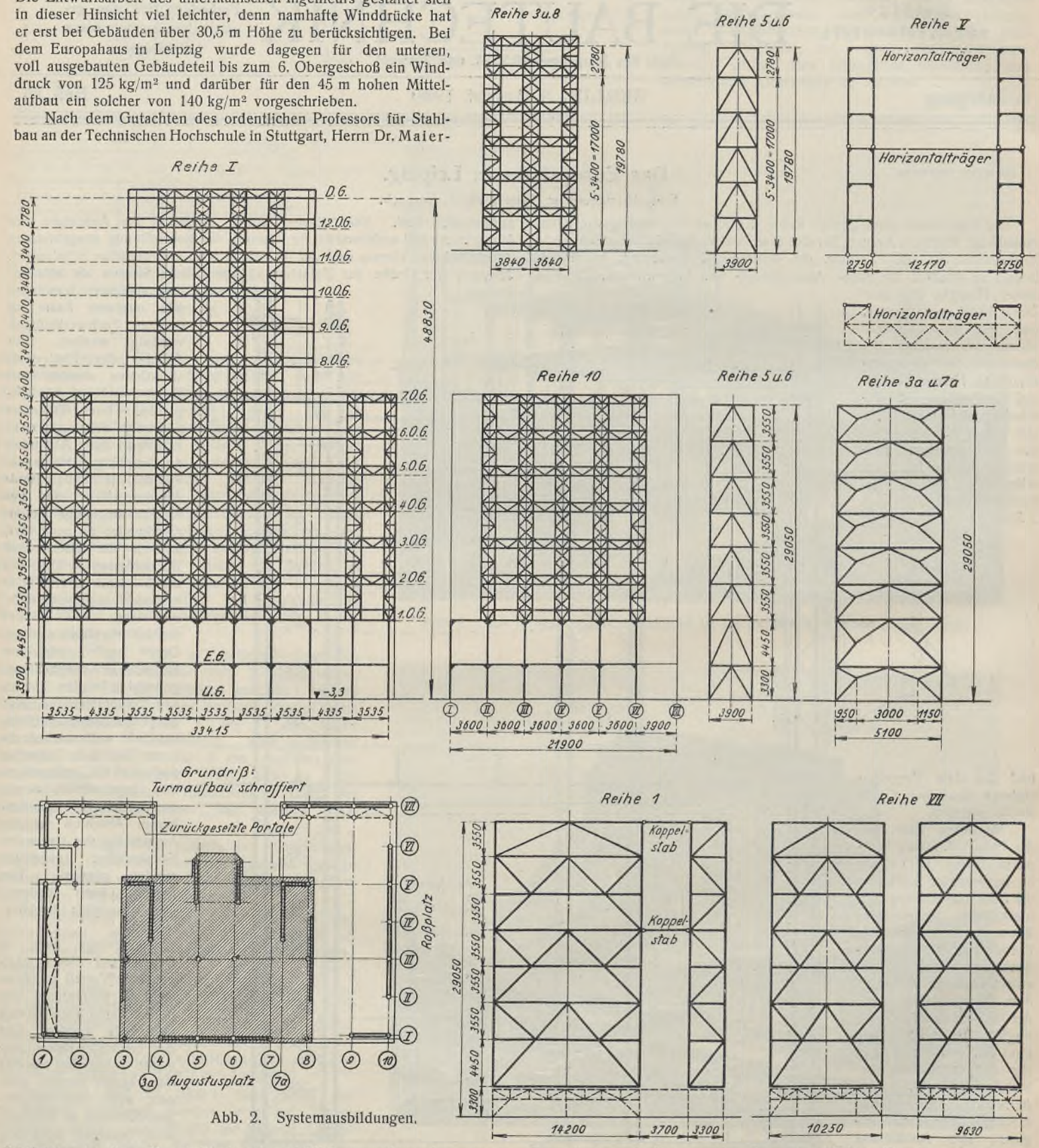


Abb. 2. Systemausbildungen.

Baupolizeivorschriften, welche den neuzeitlichen Forschungsergebnissen Rechnung zu tragen hätten, Wandel geschaffen werden. Insbesondere müßte auch gestattet sein, die scheibenartig wirkenden Decken- und Wandfüllungen zur Übertragung und Aufnahme der Windlasten heranzuziehen und dadurch teure und unbequeme Verbände zu sparen.

Für die statische Berechnung des Stahlskelettes waren die nachstehend angegebenen Daten für die Verteilung der senkrechten Lasten,

wie auch für die der Windkräfte, maßgebend. In Abb. 2 ist das Stahlskelett des Baues schematisch dargestellt, und insbesondere ist die Anordnung der Windverbände vollständig eingetragen.

Belastungsannahmen.

1. Nutzlasten:

a) für das Dach . 250 kg/m²
b) für alle Decken 500 „

2. Eigengewichte:

a) Dach:

Bimsbeton zwischen I-Trägern einschl. des Gefällsausgleiches . .	430 kg/m²
Papplage . .	10 „
Schutzbimsbeton . . .	80 „
Plattenbelag (etwa 2 cm stark)	60 „
Deckenputz .	20 „
Trägereigengewicht . .	20 „
zus.	620 kg/m²

b) für die Decken im Mittel:

Bimsbeton zwischen I-Trägern .	250 kg/m²
Belag . . .	90 „
Putz	20 „
Trägereigengewicht . .	20 „
zus.	380 kg/m².

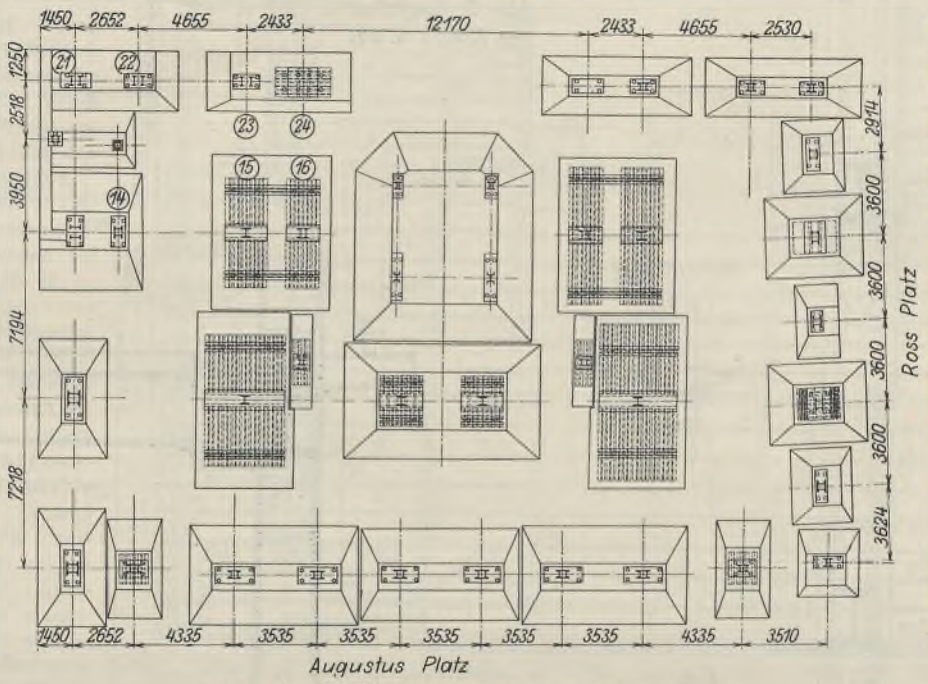


Abb. 3. Fundamentanordnung mit Trägerrost.

Die Beanspruchung der Betonfundamente wurde mit 25 kg/cm², die Beanspruchung des Baugrundes unter Einbeziehung der Windkräfte mit 2,5 kg/cm² angenommen.

3. Winddruck:

für den Turmaufbau . . . 140 kg/m²,
für den Unterbau 125 kg/m².

Die Windkräfte werden durch die als steife Scheiben wirkenden Decken in die aus Abb. 2 ersichtlichen Verbände und Aussteifungen übertragen.

Im einzelnen erfolgt die Übertragung auf die verschiedenen Aussteifebenen wie folgt:

a) Winddruck vom Augustusplatz (Wind in Querrichtung, Abb. 2).

α) Auf den Turmaufbau.

Zur Verfügung stehen die vier Aussteifebenen Reihe 3, 5, 6 und 8. Die Aussteifebenen 3 und 8 in den Außenwänden (Frankwänden) sind als Rahmenfachwerk ausgebildet. Die Aussteifebenen 5 und 6 bilden einen senkrechten Verband mit *k*-förmiger Schrägenanordnung. Aus Gründen der Sicherheit und unter Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse der einzelnen Reihen wurden auf die Reihen 3 und 8 je $^3/_8$ und auf die Reihen 5 und 6 je $^1/_8$ der Windkräfte wirkend angenommen. Die senkrechten Auflagerdrücke der Rahmen 3 und 8 werden in jedem Geschoß auf die auskragenden Deckenträger, von diesen auf die Unterzüge und damit auf die Hauptstützen übertragen.

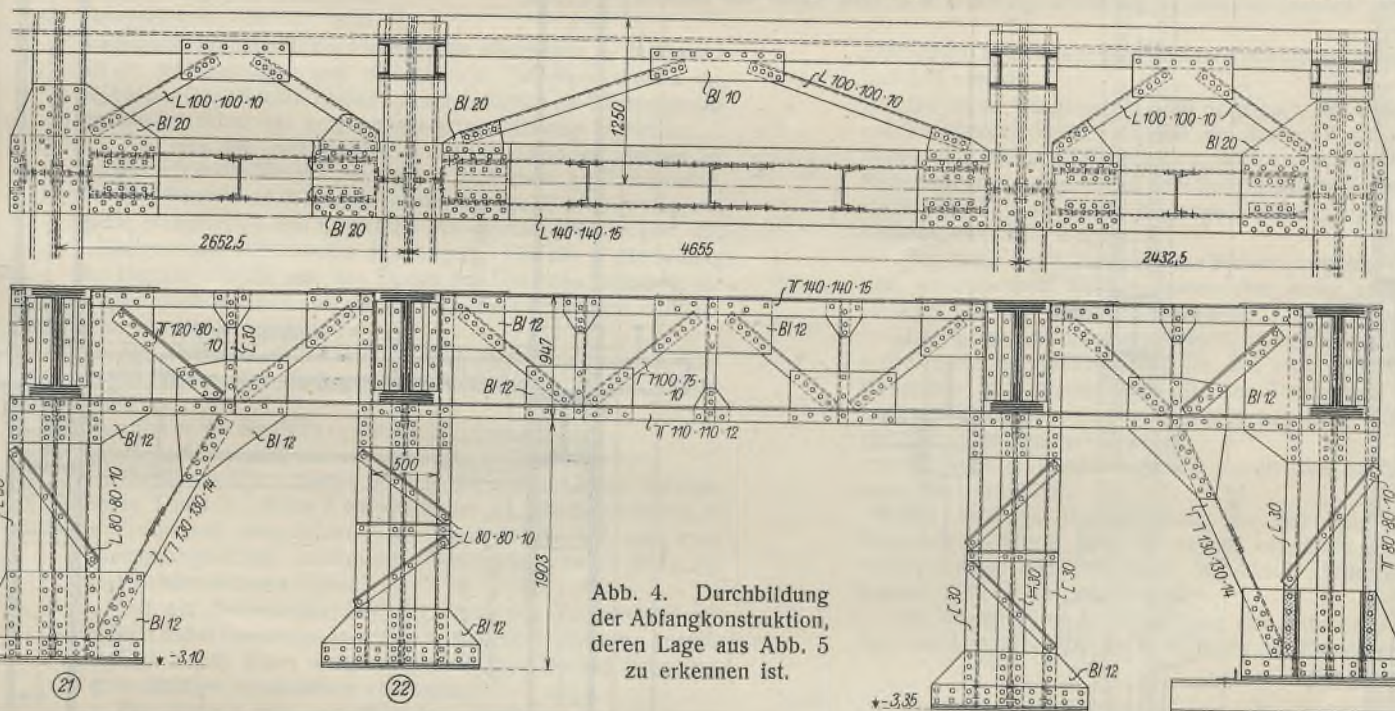


Abb. 4. Durchbildung der Abfangkonstruktion, deren Lage aus Abb. 5 zu erkennen ist.

Für die Berechnung der Stützen und Fundamente wurde eine Abstufung der Nutzlasten wie folgt zugelassen:

Sowohl im Turmaufbau als auch im achtstöckigen Unterbau wurden für die drei obersten Decken die vollen Nutzlasten eingesetzt.

Für die nachfolgenden Decken wurden die Nutzlasten jeweils um 10 % reduziert.

Da die Fundamente auf zwei Seiten nicht in die Nachbargrundstücke hineinragen durften und außerdem allgemein eine zentrische Belastung der Fundamente angestrebt wurde, mußten verschiedene Fundamente im Untergeschoß zurückgesetzt werden. Die vom Erdgeschoß aufgehenden Stützen sind in diesem Fall auf auskragende Blechträger aufgesetzt.

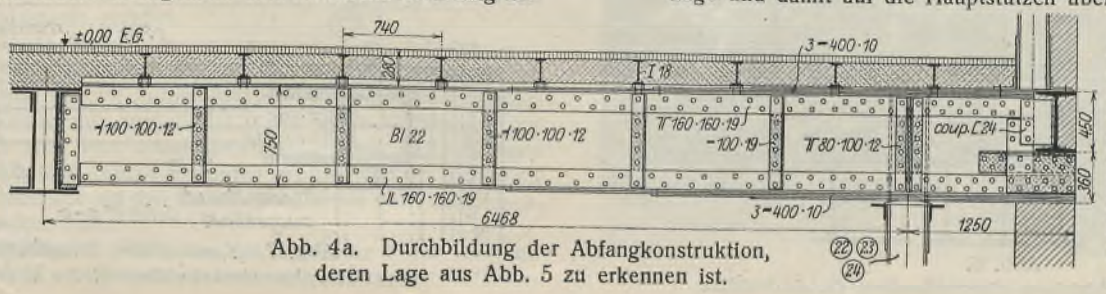


Abb. 4a. Durchbildung der Abfangkonstruktion, deren Lage aus Abb. 5 zu erkennen ist.

Die waagerechten Auflagerdrücke aller vier Aussteifebenen werden von der Decke des 6. Obergeschosses (Terrasse) auf die Aussteifebenen des Unterbaues übertragen. Diese Decke ist durch waagerechtes

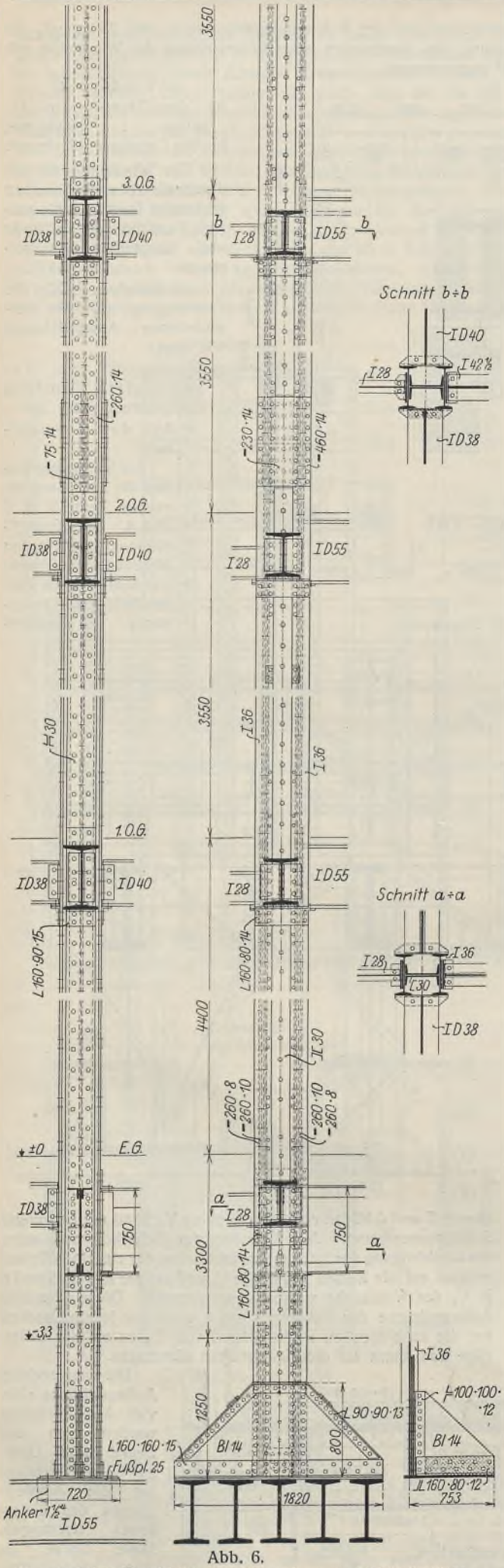


Abb. 6.
Konstruktive Durchbildung einer schweren Gebäudestütze.

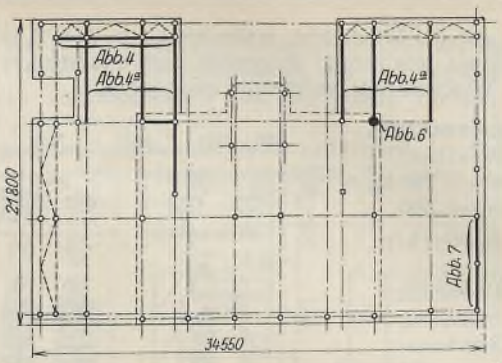


Abb. 5. Lageplan für Abb. 4 u. 4a.

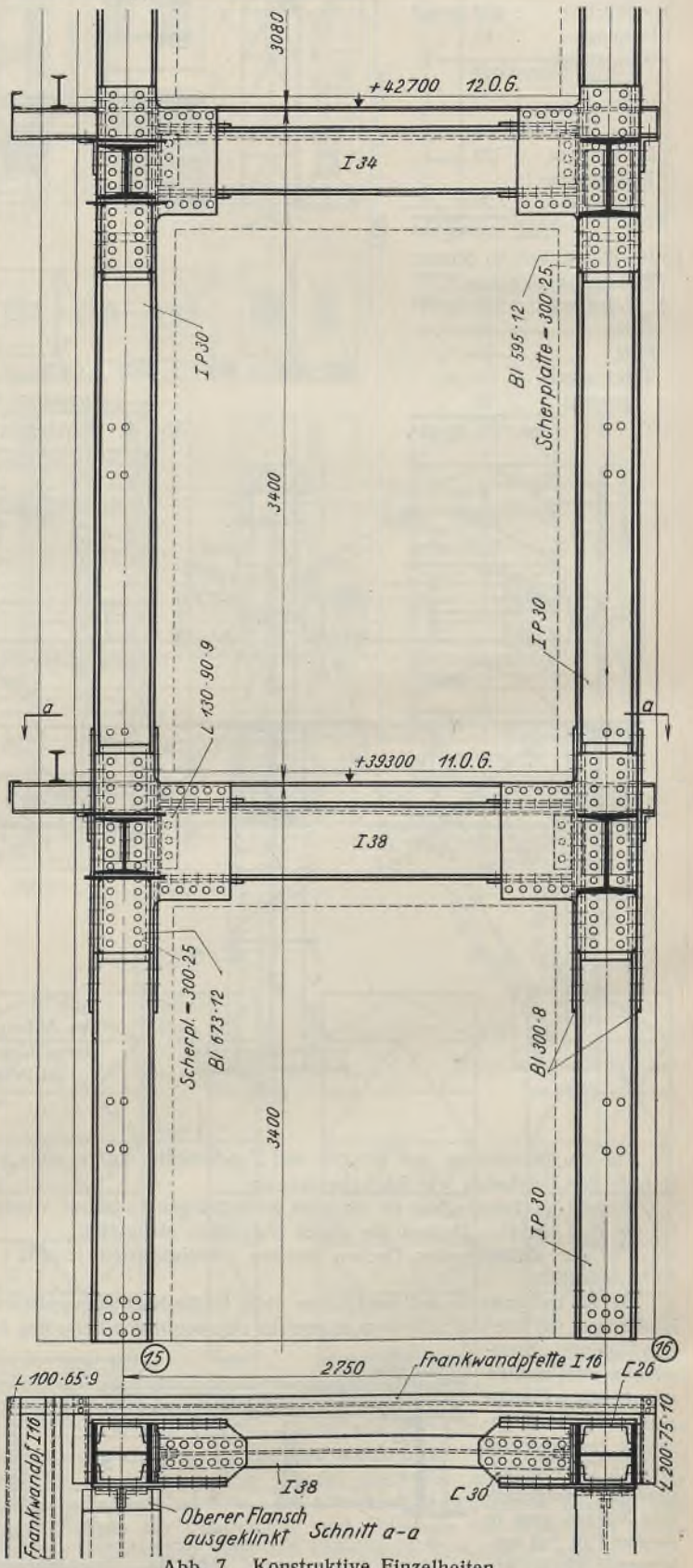


Abb. 7. Konstruktive Einzelheiten der Steifrahmenkonstruktion (Reihe V der Abb. 2).

Stahlfachwerk in besonderem Maße ausgesteift.

β) Winddruck auf den Unterbau.

Zur Verfügung stehen sechs Aussteifebenen, Reihe 1, 3a, 5, 6, 7a und 10, auf die die oben aufgeführten Windkräfte des Turmaufbaues sowie die Windkräfte auf den Unterbau selbst einwirken.

Aus den gleichen Gesichtspunkten, wie beim Turmaufbau erwähnt, wurden auf die Reihen 1 und 10 je $^1/_4$ und auf die übrigen vier Reihen je $^1/_8$ der Gesamtwindkräfte wirkend angenommen. Die Aussteifebene 10 besteht wieder aus zusammenhängenden Fachwerkrahmen in den Frankwänden, deren senkrechte Auflagerdrücke in jedem Stockwerk durch die auskragenden Unterzüge auf die Hauptgebäudestützen übertragen werden. Die waagerechten Kräfte selbst werden durch das Rahmenfachwerk bis auf Höhe + 4,45 weitergeleitet und im Erd- und Untergeschoß durch vollwandige Steifrahmen in die Fundamente übertragen. — In Reihe 1 ist ein weitmaschiger und ein schmaler Fachwerkverband angeordnet. Der schmale Verband wurde lediglich als Übertragungssystem bei Wind aus entgegengesetzter Richtung betrachtet.

Aus den im vorstehenden erwähnten Gründen mußten im Untergeschoß die Stützen der Reihe 1 nach innen gerückt werden. Durch auskragende Blechträger werden die Vertikalkräfte und durch waagerechte Aussteifungen die Horizontalkräfte auf die zurückgesetzte Stützenreihe übertragen. Für die Weiterleitung der Horizontalkräfte aus der Decke des Untergeschosses in die Stützenfundamente selbst ist in der zurückgesetzten Stützenreihe ein Portal vorgesehen.

Die Reihen 5, 6, 3a und 7a in großmaschigem Fachwerksystem geben ihre Auflagerkräfte unmittelbar an die Fundamente ab.

b) Winddruck vom Roßplatz (Wind in Längsrichtung).

α) Auf den Turmaufbau.

Die Windkräfte entfallen je zur Hälfte auf die beiden Aussteifebenen I und V. Reihe I ist wiederum als Rahmenfachwerk in der Frankwand ausgebildet. Die Reihe V besteht aus zwei aufeinandergesetzten dreistockigen Steifrahmen, deren Stiele die Hauptgebäudestützen bilden.

Um ein Zusammenwirken der durch das Treppenhaus getrennten Rahmensysteme zu erzielen, sind beide Systeme jeweils am Kopf durch einen waagerechten in den Decken liegenden Fachwerkträger miteinander verbunden.

Für Reihe I gilt bezüglich des Absetzens der senkrecht wirkenden Kräfte das unter a) „Aussteifebene 10" Gesagte. Die waagerechten Kräfte dieser Reihe werden unmittelbar vom Rahmenfachwerk I des Unterbaues übernommen und in Höhe + 4,45 zunächst in die vollwandigen Steifrahmen und von diesen in die Fundamente übertragen.

Für Reihe V gilt bezüglich der Weiterleitung der waagerechten Kräfte das unter a) „Terrasse" Gesagte.

Die senkrecht wirkenden Kräfte dieser Reihe werden durch die nach unten durchgehenden Hauptgebäudestützen unmittelbar in die Fundamente geleitet.

β) Auf den Unterbau.

Zur Verfügung stehen die beiden Aussteifebenen I und VII. Reihe I wurde wie im Turmaufbau als Rahmenfachwerk innerhalb der Frankwand ausgebildet. Die Reihe VII besteht aus zwei durch den Hof voneinander getrennten weitmaschigen Fachwerksystemen. Letztere wurden aus Gründen der Sicherheit für den Winddruck auf den Unterbau selbst als nicht zusammenwirkend angenommen.

Die waagerechte Kraft, die aus der Reihe 5 des Turmaufbaues in der ausgesteiften Terrasse (Decke des 6. Obergeschosses) auftritt, wurde nach dem Hebelgesetz auf die Reihen I und VII verteilt.

Da diese waagerechte Kraft innerhalb der Terrasse selbst auftritt, könnten beide Verbände der Reihe VII gleichmäßig zur Mitwirkung herangezogen werden, doch wurde aus Gründen der Sicherheit angenommen, daß eine Beteiligung im Verhältnis $^5/_8 : ^3/_8$ stattfindet, d. h. es wurde für jeden Verband $^5/_8$ dieser Windlast (Richtungswechsel) eingesetzt.

Für Reihe I gilt bezüglich der Weiterleitung der senkrechten und waagerechten Auflagerdrücke das unter a) β) Reihe 10 Gesagte und für Reihe VII das unter a) β) Reihe I Gesagte.

Für die zuerst aufgeführte Windrichtung ergab sich beispielsweise unter Berücksichtigung der auf dem Gebäude zu erstellenden Lichtreklame allein für den Turmaufbau eine Windkraft von etwa 66 t; insgesamt waren in dieser Richtung etwa 188 t Windkräfte unterzubringen.

Als größter Fundamentdruck wurde eine Stützenlast von etwa 650 t ermittelt.

Die zulässige Beanspruchung für die Hauptglieder des Stahlskelettes wurde mit 1200 kg/cm² angenommen. Für Konstruktionsteile, die nur durch Winddruck beansprucht sind, wurden 1400 kg/cm² zugelassen.

Im Anschluß an die Klarlegung der statischen Verhältnisse bzw. der Annahmen für die Berechnung der Konstruktionsglieder

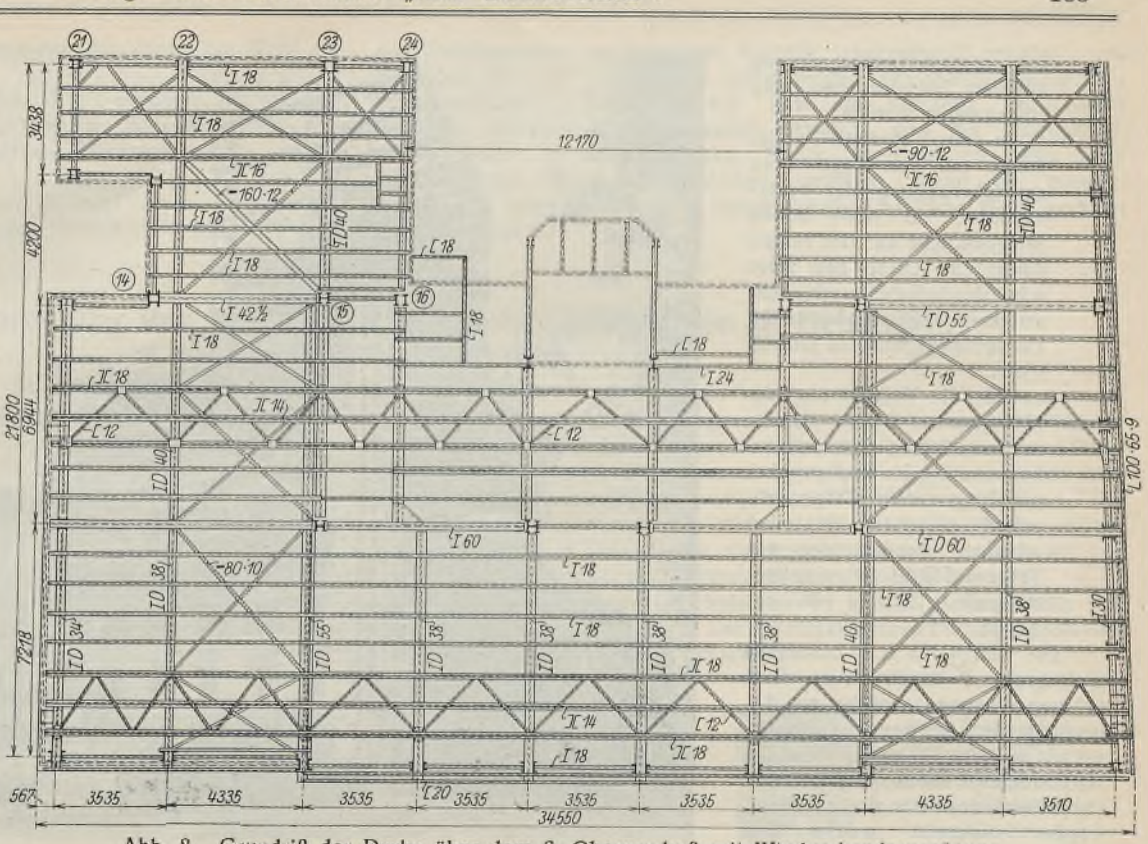


Abb. 8. Grundriß der Decke über dem 6. Obergeschoß mit Windverbandsanordnung.

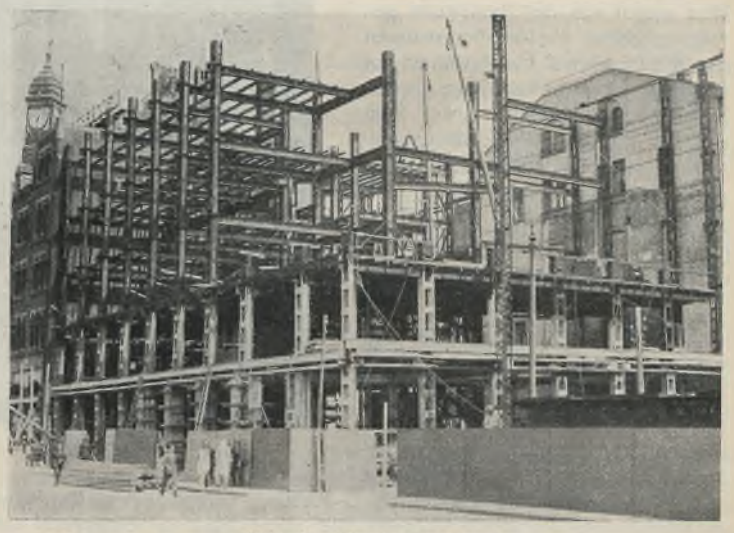


Abb. 9. Montagezustand.

soll auf diese, soweit sie von höherem Interesse sind, kurz eingegangen werden.

In Abb. 3 sind die Fundamente mit den Trägerrosten zur Übertragung der vorerwähnten, oft recht hohen Stützendrücke auf den Boden dargestellt. Dieses Bild zeigt schon deutlich die Verschiedenartigkeit der Stützen sowie die Unregelmäßigkeit des Grundrisses.

Für die Verankerung der Stützen mit den Fundamenten kamen Ankerschrauben von $1^1/_4$ bis $2^1/_2$" zur Anwendung. Die Trägerroste selbst bestanden bei den schweren Fundamenten aus Trägern ID 50, bei den Fundamenten 15 und 16 aus ID 45.

Die Abb. 4, 4a u. 5 lassen die umfangreichen konstruktiven Maßnahmen erkennen, welche zur Abfangung der schweren Gebäudestützen in Reihe VII an der Wand des Nachbarhauses notwendig wurden. Diese Gebäudestützen sind auf Blechträgern abgesetzt, welche ihre Stützung rückwärts im Gebäude finden, zunächst an der Stützenreihe 21 bis 24 (Abb. 3) auf einer schweren Portalkonstruktion (Abb. 4) und weiter rückwärts an den Stützen 14, 15, 16 bzw. an einem schweren, zwischen den Stützen 14 und 15 gespannten Kastenträger. Die Gesamtanordnung dieser Abfangkonstruktion geht aus dem Grundrißschema Abb. 5 hervor.

Abb. 6 zeigt Querschnitte einer schweren Gebäudestütze. Zur Erzielung möglichst kleinen Stützenumfanges wurde der Stützenquerschnitt aus Breitflansch-, Normalträgerprofilen und Breitstahlplatten zusammengesetzt. Die Stützenquerschnitte sind jeweils durch zwei bis drei Geschosse unverändert durchgeführt und dann erst mit den darüber befindlichen Stützenquerschnitten gestoßen.

In Abb. 7 ist ein Teil der Steifrahmenkonstruktion zwischen dem 11. und 12. Obergeschoß der Reihe 6 und im Turmaufbau wiedergegeben. Hier waren von der Bauleitung geringstmögliche Breitenabmessungen mit Rücksicht auf Fensteröffnungen gefordert. Die konstruktive Durchbildung zeigt deutlich, wieweit man sich im Stahlskelettbau, im Gegensatz zu anderen Bauweisen, solchen Anforderungen anpassen kann. Die Schwierigkeiten lagen zur Hauptsache bei der konstruktiven Ausbildung der steifen Rahmenecken, d. h. in der Gewährleistung einer biegungsfesten Verbindung der Stützen mit den Riegeln. Diese Steifigkeit wurde durch kräftige, außen über die Stützen und Riegel gezogene Bleche mit rechtwinkligen Ausschnitten für die Öffnungen erzielt. Die Verbindung dieser Bleche mit den Riegeln erfolgte durch ⊏-Profile, welche einerseits in die hochgehenden Breitflanschträgerprofile der Stützen eingesetzt und andererseits auf die oberen und unteren Flanschen der aus kräftigen Normalprofilen bestehenden Riegel aufgenietet wurden.

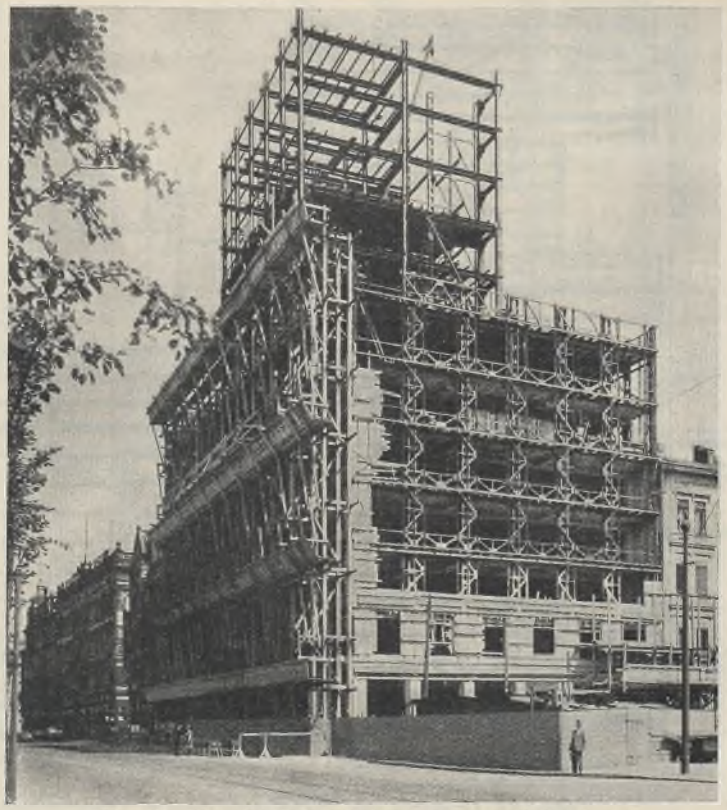


Abb. 10. Das Stahlskelett kurz vor der Vollendung.



Abb. 11. Europahaus Leipzig.

In anderen Wänden, wo die Anforderungen der Bauleitung nicht so weit gingen, wurden portalartige Verbände zwischen den Stützen eingebaut, welche für die vorzusehenden Türöffnungen usw. genügend freien Raum ergaben.

Die Abb. 8 zeigt den Grundriß der Decke über dem 6. Obergeschoß mit den Windverbänden, die teils zur Aufnahme der Windkräfte für den Haupt- sowie auch im wesentlichen für den Turmaufbau zur Anwendung kommen.

Der hier beschriebene Teil der Konstruktion, also die Stützen, Unterzüge und Deckenträger im Gesamtgewicht von 1153 t, wurden von den Vereinigten Hüttenwerken Burbach-Eich-Düdelingen, Abteilung Stahlkonstruktionen, Werk Burbach-Saar, geliefert. Die Stahlkonstruktionsfirma Arnoth & Bäcker in Saarbrücken lieferte die Rahmenkonstruktion für die Frankwände mit den Verbänden im Gewichte von etwa 257 t. Die statische Berechnung wurde von beiden Firmen gemeinsam aufgestellt. Die Montage wurde von der Firma Arnoth & Bäcker durchgeführt.

Die Verhältnisse an der mitten im Verkehr von zwei Hauptstraßen gelegenen Baustelle waren für die Montage sehr beengt, da für die Lagerung der Konstruktionsteile kaum Platz zur Verfügung stand. Man entschloß sich daher, von besonderen Montagegerüsten abzusehen und nur mit einem einfachen gewöhnlichen Hilfsmast, der für sechs Stockwerke reichte, zu montieren. Der Hilfsmast war so aufgestellt, daß er die ganze Baustelle bestreichen konnte.

Da, wie schon früher erwähnt, die einzelnen Stützen durch drei Geschosse reichten, wurde jeweils das Geschoß am Stützenstoß als Plattform für die Aufstellung der Schwenkmaste für das Hochziehen der Konstruktionsteile benutzt.

Die Abb. 9 u. 10 zeigen den Montagevorgang. Aus Abb. 9 ist deutlich der große, für die Aufstellung benutzte Mast zu ersehen. Sobald die Konstruktion bis zum 6. Obergeschoß aufgestellt war, wurde mit den Betonierungsarbeiten und dem Einziehen der Decken begonnen. Abb. 10 läßt in den Außenwänden auch die hier angewendete Konstruktion der Frank-Bauweise erkennen, insbesondere die an den schwalbenschwanzförmigen Profilen angehängten Arbeitsgerüste. Die vorgesehenen Baustelleneinrichtungen hätten leicht die Möglichkeit gegeben, je Woche etwa 200 t Konstruktion einzubauen und das ganze Stahlskelett in etwa 8 Wochen hochzuführen. Insgesamt wurden aber 15 Wochen hierfür benötigt, weil während der Montage noch bauliche Änderungen vorgenommen wurden, für welche die baupolizeiliche Genehmigung eingeholt werden

mußte. Auch hier trat bei diesen Änderungen der Vorteil der Wahl der Stahlbauweise deutlich hervor.

Das vollendete Bauwerk ist aus Abb. 11 zu ersehen. Die ruhigen und vornehm gehaltenen Fassaden sind beredtes Zeugnis für die vortreffliche Anpassungsfähigkeit der Stahlskelettbauweise an die jeweils gewünschten Bauformen.

Bei diesem neuen, hervorragenden Beispiel eines Stahlskelettbaues konnten infolge der geschilderten Umstände nicht alle mit der Stahlbauweise verbundenen Vorteile ausgeschöpft werden, insbesondere nicht die Möglichkeit weitgehender Zeitersparnis und größter Wirtschaftlichkeit. Trotzdem hat sich die Bauweise bei jedem einzelnen Bauvorgang hervorragend bewährt, und die Möglichkeit, solche Bauten in amerikanischem Tempo hochzuführen, wäre auch bei deutschen Stahlbauten durchaus gegeben, wenn die mannigfachen, sich entgegenstellenden Schwierigkeiten aus dem Wege geräumt werden könnten.

Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Richard Doorentz**, Baurat, Leipzig.

(Fortsetzung aus Heft 15.)

Nr. 11. Die späteren Ausführungen in der Quarantänestation.

Für die zu isolierenden Räume mit Bädern wurde Celotex in Asphalt verlegt und der Belag mit einem zweimaligen oberen Dichtungsanstrich versehen. Darauf wurden die Platten in einem ausreichenden Mörtelbett (mit Gefälle) verlegt.

In den anderen Räumen wurden die fünf anderen Ausführungsweisen hergestellt. Die Ausführungsarten sind aus den Abb. 19 bis 23 zu ersehen.

Oberflächenverkrümmungen, wie teilweise im Vorversuch beobachtet, kamen nicht mehr vor.

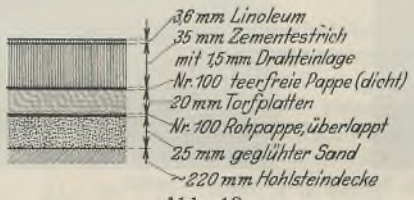


Abb. 19.

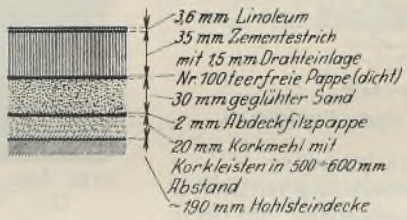


Abb. 20.

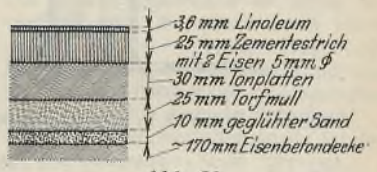


Abb. 21.

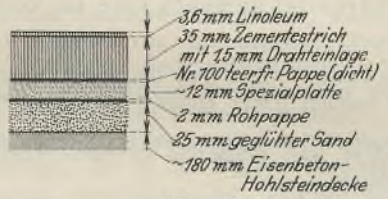


Abb. 22.

Abb. 19 bis 23.
Verschiedene Deckenisolierungen.

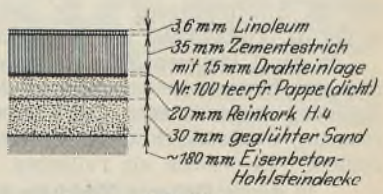


Abb. 23.

Die schalltechnischen Prüfungsergebnisse sind in nachstehender Tabelle aufgeführt.

Bezeichnung	Zimmer Nr. 54	58	61	80	74
Sprechen	2	3—2	3—2	2	2—3
Gehen	2	3—2	3—2	2	2—3
Rollen, ⌀ 70 mm .	3	3—4	3—4	3	3
Fallen, ⌀ 70 mm .	3—2	3	3	3—2	3—2
Stufenhammer . .	13	14	14	13	13
Fallkugel 1/4″ h_1	7 mm	7 mm	5 mm	5 mm	5 mm
Fallkugel 1/4″ h_2	30 „	27 „	23 „	28 „	27 „
Fallkugel 1/4″ V	23 „	20 „	18 „	23 „	22 „
Absolute Kosten .	8,20	9,65	7,45	10,75	11,10
St. G. F. H. 512 Hertz α_0	6,30°	6,30°	6,30°	6,30°	6,30°
St. G. F. H. 512 Hertz $100\,n_0$	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64
St. G. F. H. 512 Hertz α_2	57,5°	50°	40°	55°	52,5°
St. G. F. H. 512 Hertz n_2	0,463	0,357	0,234	0,426	0,391
St. G. F. H. 512 Hertz p_2 %	1,38 %	1,79 %	2,73 %	1,50 %	1,63 %

Bemerkungen: Alle Räume sind voneinander verschieden. Die Ergebnisse können daher nicht ohne weiteres miteinander verglichen werden. Vielmehr ist durch jede Isolierung für sich die spezielle Eigenschaft des isolierten Raumes in der angegebenen Weise überdeckt worden. Zimmer 61 enthielt unten z. B. einen großen hohlen Raum.

Die Isolierungen hatten sich allem Anscheine nach gegenseitig erheblich mehr ausgeglichen als in den Vorversuchsräumen. Die starke hinzugekommene und durch das Gewicht der Auflagen gepreßte Sandschicht hatte keine Änderung gebracht. Sie ist nicht zu empfehlen, besonders, weil sie große Nachteile bei späteren Rohrdurchbrüchen bringt (Auslaufen des Sandes usw.).

Nr. 12. Die 31. Volksschule in Probstheida.

Auf die Vorversuche unter Nr. 9 wird Bezug genommen.

Das innere Traggerüst der Schule und der Decken ist ein fast normalisiertes einfaches Stahlskelett. Zur Erzielung von Gewichtsersparnissen wurden u. a. weit gespannte „Leichtdecken“ von $g = 180$ kg/m² Gewicht bei rd. 6,5 m Stützweite verwendet. Die „Naßdecken“ und Flure bestanden aus massiven Stegzementdielendecken. Sie dienten mit ihrer Aufbetonierung gleichzeitig als durchgehende Horizontalaussteifungen. Die Klassenquerwände bestehen aus 25 cm starken Lochsteinwänden. Diese sind größtenteils in jeder Decke abgefangen, also nur so hoch wie das Geschoß, um Übertragungen weitestgehend zu vermeiden.

Der Deckenschnitt der Leichtdecken ist in Abb. 9 dargestellt; das Prüffeld ist in Abb. 24 gezeigt. Die schalltechnischen Prüfungsergebnisse sind in der folgenden Tabelle aufgeführt.

Zimmer 5 liegt unter Zimmer 1. Zimmer 6 und Zimmer 7 liegen übereinander wie Zimmer 1 und Zimmer 5, jedoch im anderen Flügel. Die Decke über Zimmer 7 und ihre Isolierung ist wie über Zimmer 5, nur ist über der Isolierung in Zimmer 6 ein Asphalt-Estrich mit hoher Festigkeit und über der Isolierung in Zimmer 1 ein Gips-Estrich mit verzinkter Drahteinlage vorhanden. Die Räume sind ohne Mobiliar.

Bezeichnung	Z.1/Z.4 Fenster zu (Fall 1)	Z.1/Z.4 1 Seite Fenster auf (Fall 2)	Z.1/Z.2 $= W_1$	Z.1/Z.3 $= W_2$	Z.1/Z.5	Z.5/Z.7
Sprechen	2—3	4—5	2	2	1—2	1—2
Gehen	—	—	—	—	2	1—2
Rollen, ⌀ 50 mm .	—	—	—	—	2—3	1—2
Fallen, ⌀ 70 mm .	—	—	—	—	2	1—2
Stufenhammer . .	—	—	—	—	10	8
Fallkugel 1/4″ h_1	—	—	—	—	25 mm	25 mm
Fallkugel 1/4″ h_2	—	—	—	—	83 „	156 „ [1]
Absolute Kosten .	—	—	—	—	9,95	10,00
Relative Kosten .	—	—	—	—	1,00	0,445
St. G. F. H. 512 Hertz α_0	6°	6°	6°	6°	6°	6°
St. G. F. H. 512 Hertz $100\,n_0$	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
St. G. F. H. 512 Hertz α_2	47°	30°	50°	52°	55°	58°
St. G. F. H. 512 Hertz n_2	0,318	0,134	0,357	0,384	0,426	0,470
St. G. F. H. 512 Hertz p_2	1,73 % [2]	4,1 %	1,54 %	1,43 %	1,29 %	1,17 %
Relative Kosten .	—	—	—	—	1,00	0,91

Bemerkungen. Beim Gehen im Hörzimmer verschwanden die dort wahrnehmbaren und vom Nachbarzimmer 4 kommenden Sprechgeräusche.

[1]) Fallhöhe bei 5/16″ = 58 mm. Umgerechnet nach der Tabelle für 1/4″ = 156 mm.

[2]) Der Unterschied $p_2 = 1{,}73\,\%$ in Spalte 1 gegen 3,1 % in Nr. 9, Spalte 2, beruht auf der versetzten Anordnung der untersuchten Klassen (wodurch ein größerer Teil der durchgelassenen Schallenergie seitlich in das Treppenhaus abgeflossen ist) und der etwas steiferen Ausführung der Sprossen, die verschweißt waren.

Durch das Aufbringen des Korklinoleums wird die Körperschalldämpfung noch eine wesentliche Verbesserung erfahren. Bei den Glasgewänden am Korridor sind 2 Fälle untersucht. Fall 1 stellt den Normalfall dar, der während des Unterrichtes vorhanden ist. Fall 2 ist zum Vergleich der Luftschallübertragung durch die geöffneten Fenster (auf der Hörseite) mit untersucht. Die schalltechnischen Erfordernisse der Decken wurden dem Betriebsbedarf und der Bedeutung der Räume angepaßt. Z. B. wurden unterschieden:

5 mm Korklinoleum auf Steinholz (normale Räume),
7 mm „ „ „ (höher beanspruchte Räume),
5 mm „ „ Estrich über der Schallisolierung (höchstbeanspruchteste Räume).

Mit einer eigentlichen Schallisolierung wurden (zur Bekämpfung des Luft- und Körperschalles) nur die schalltechnisch höchstbeanspruchtesten Klassenzimmer und gleichbeanspruchte Räume versehen. Deshalb konnte diese auch gut durchgebildet werden.

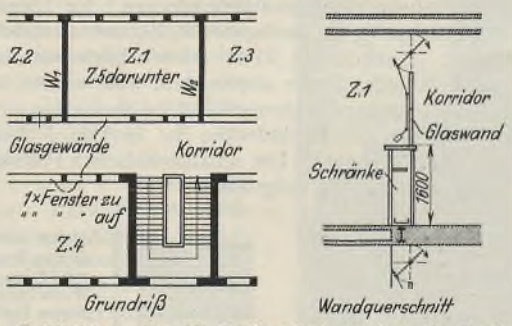


Abb. 24. Prüffeld in der 31. Volksschule in Leipzig-Probstheida.

Nr. 13. Die 4. Höhere Mädchenschule in Plagwitz.

In dieser wurde vor der Durchführung der Schallisolierung mit darüber liegendem Asphalt-Estrich eine Probeausführung vorgenommen. Die Decke und die Schallisolierung ist die gleiche wie zwischen Zimmer 6 und 7 in der 31. Volksschule, vgl. Nr. 12 und Abb. 9.

In der 4. Höheren Mädchenschule wurde nur eine Körperschallprobe und eine Einsenkungsmessung auf dem Asphalt-Estrich über der Schallisolierung vorgenommen. Das Ergebnis ist nachstehend aufgeführt. Die Messung wurde durch Geräusche mehr als in der 31. Volksschule beeinflußt. Es wurden als Fallhöhen auf dem Asphalt-Estrich gefunden:

in der 4. Höheren Mädchenschule bei $^5/_{16}''$ $\phi = 68$ mm,
in der 31. Volksschule bei $^5/_{16}''$ $\phi = 58$ mm.

Der Gesamtverlauf der Meßergebnisse, auf gleiche Reizschwelle bezogen, ergibt eine gute Übereinstimmung.

Kugeldurchmesser =	$^1/_4''$	$^5/_{16}''$	$^3/_8''$	$^7/_{16}''$	$^1/_2''$	$^9/_{16}''$	
Fallhöhe =	—	68	27	12	6	—	mm.

Die Festigkeitsproben des verwendeten Asphalt-Estrichs ergaben für diese erste Ausführung:

bei $22^1/_2{}^\circ$ = 41 kg/m²
bei 40° = 21 kg/m².

Das Festigkeits-Abfallverhältnis beträgt 49%.

Die (unter einer Punktlast von 146 kg auf 10/10 cm Stempelfläche) erzeugte Eindrückung betrug nach Abb. 25 nach 6 heißen Tagen am Fenster 2,30 mm. Die Probebelastung ist auf den Abb. 6 u. 6a dargestellt. Die Eindrückung hatte ein leicht tellerförmiges Aussehen.

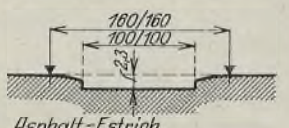


Abb. 25. Eindrückungsmessung.

Durch Erhöhung der Estrichfestigkeit kann die Eindrückung vermindert werden. Der Belag wirkt außerdem noch ausgleichend. Die Prüfbelastung wird in normalen Fällen des Betriebes der Schule nicht erreicht. Große Einzellasten sind ferner schon zur Vermeidung von Eindrückungen im Linoleum auf Lastverteilungsschalen zu stellen, z. B. Klaviere usw.

Der Erhöhung der Asphaltfestigkeit wurde durch eingehende Versuche erhöhte Beachtung geschenkt. Vgl. Nr. 17.

Nr. 14. Die 14. Volksschule in Reudnitz.

Als Vergleichsmaßstab wurde eine ältere Schule untersucht, Die Wände bestehen aus Ziegelmauerwerk. Sie gehen von unten bis oben durch und bilden gleichzeitig die Deckenauflager.

Die Decken sind massive Hohlsteindecken. Sie sind von der vorderen Frontwand über die beiden Korridorwände hinweg bis zur hinteren Frontwand gespannt und mit Waltonlinoleum auf unbekanntem Estrich belegt. Vermutlich ist Gips-Estrich als Unterlage vorhanden.

In den Klassen befand sich das Mobiliar.

Ferner wurde die 1,0/2,0 m große Verbindungstür zwischen der Klasse und dem Vorbereitungszimmer und eine 38 cm starke (von oben nach unten durchgehende und Decken tragende) Klassentrennwand untersucht. Die Tür hatte 40 mm starke Rahmen und 18 mm starke Füllungen. Die Wand war geputzt.

Die Untersuchungsergebnisse sind in der nachstehenden Tabelle aufgeführt.

Bezeichnung	Z. 76/Z. 54 (Decke)	Z. 76/Z. 74 (Verb. Tür)	Z. 75/Z. 77 (38 cm Wand)
Sprechen	3—2	6—7	2—3
Gehen	4—3	—	—
Rollen, ϕ 50 mm .	4—3	—	—
Fallen, ϕ 70 mm .	3—4	—	—
Stufenhammer . .	14	—	—
Fallkugel $^1/_4''$ h_1	6 mm	—	—
Fallkugel $^1/_4''$ h_2	—	—	—
St. G. F. H. 512 Hertz α_0	6°	6°	7°
St. G. F. H. 512 Hertz $100\,n_0$	0,55	0,55	0,75
St. G. F. H. 512 Hertz α_2	40°	13°	57°
St. G. F. H. 512 Hertz n_2	0,234	0,0256	0,455
St. G. F. H. 512 Hertz p_2 %	2,35%	21,4%	1,64%

Bemerkungen. Die schlechte Isolierwirkung gegen Körperschall deutet an, daß der Körperschallisolierung bei Massivdecken eine erhöhte Bedeutung zuzumessen ist.

Die trotzdem gute Luftschall-Isolierwirkung der Decke beruht auf ihrer Schwere und geringen Schwingfähigkeit.

Die schlechte Isolierwirkung der Tür deutet an, daß der Ausbildung der Türisolierung eine erhöhte Bedeutung zuzumessen ist. Die Trennwände von Klassenzimmern dürfen nicht durch Türen unterbrochen werden. Wenn zwischen 2 Klassen dagegen ein Vorbereitungszimmer liegt, dann wirkt dieses als Schallpolster ausgleichend.

Die Herstellung und Verwendung dicht schließender, möglichst schalldichter Türen ist demnach eine im Vordergrund stehende Aufgabe.

Nr. 15. Decke — Trennwand — und Tür im Stadthaus.

Als Vergleichsmaßstab wurden ferner einige Konstruktionen im Stadthaus aufgenommen.

Die Decke ist eine rd. 5,5 m weit gespannte Hohlsteindecke mit Zement-Estrich und Waltonlinoleum.

Die untersuchten Türen sind 1,02/2,10 m groß, haben 40 mm starke Rahmen und 18 mm starke Füllungen.

Die untersuchte Trennwand ist 0,13 m stark und beiderseits verputzt. Sie dient als raumabschließende Füllung eines Stichbogens, ist 5,80 m lang und in der Mitte 4,55 m hoch.

Mobiliar war in den Räumen vorhanden. Die Prüfungsergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle verzeichnet.

Bezeichnung	0,13 m starke Zwischenwand	Tür zwischen Z. 666 und dem Korridor	Decke zwischen d. Z. 718/667	Tür zwischen Z. 511/512	Decke zwischen d. Z. 511/410
Sprechen	5—6	6—7	3—2	6—7	2—3
Gehen	—	—	4—3	—	4—3
Rollen, ϕ 50 mm .	—	—	4—3	—	4—3
Fallen, ϕ 70 mm .	—	—	3—4	—	3—4
Stufenhammer . .	—	—	14	—	14
Fallkugel $^1/_4''$ h_1	—	—	6 mm	—	8 mm
Fallkugel $^1/_4''$ h_2	—	—	—	—	—
St. G. F. H. 512 Hertz α_0	7°	6°	7°	15°	10,30°
St. G. F. H. 512 Hertz $100 \cdot n_0$	0,75	0,55	0,75	3,41	1,68
St. G. F. H. 512 Hertz α_2	23°	13°	45°	33°	70°
St. G. F. H. 512 Hertz n_2	0,0795	0,0256	0,293	0,161	0,658
St. G. F. H. 512 Hertz p_2	9,4%	21,4%	2,55%	21,1%	2,54%

Bemerkungen: Die $^1/_2$Stein starke Wand ist wegen der großen überspannten Fläche ziemlich schalldurchlässig. Im Vergleich mit den Türen ist sie gut. Dort hat die Hauptbeobachtung einzusetzen. Die Decken sind hinsichtlich des Luftschalles gut, hinsichtlich des Körperschalles nach heutigen Ansprüchen nicht genügend.

Nr. 16. Abhorchverhältnisse in der 31. und 55. Volksschule.

Vgl. Abb. 23 in Nr. 12 und Abb. 26 u. 27.

Die Versuchsergebnisse werden durch einige Hinweise vorweg erläutert, um besser verstanden zu werden.

Die Stützen des Stahlskeletts sind in jeder Decke ausbetoniert und in jedem Geschoß rd. 4 cm stark ummantelt.

Die Abschlußstützen der Glasgewände nach den Türen zu sind Scheinstützen, die von Rabitz um das Abschlußrahmenwerk der Fenster- und Türgewände herum hergestellt sind.

Die 25 cm starken Klassentrennwände von Lochsteinmauerwerk sind in jeder Decke abgefangen.

Die Decken stehen auf Grund ihrer Konstruktionsausbildung nicht mit den Abschlußwänden in starrer Verbindung. Ihre Bohlen sind nur in den Wandträgern aufgelagert.

Sämtliche Träger liegen innerhalb der Deckenkonstruktion. Sie sind von der unteren Abschlußdecke durch eine rd. 2 cm starke Luftschicht getrennt.

Der Resonanz in den Hohlräumen der Decke wurde durch die gegenseitige Zukehrung der rauhen (gegenseitig wenig reflektierenden) Tektondielenseiten mit Erfolg entgegengearbeitet.





Abb. 26 u. 27. Prüffeld in der 31. Volksschule, Leipzig.

In den Korridordecken (massiv) wurde die obere Aschenbetonschicht mit dem Estrich von den tragenden Stegzementdielen durch eine rund 1 bis 2 cm starke Aschenschicht getrennt.

Die schalleitenden durchgehenden und starren Verbindungen sind daher weitestgehend vermieden worden.

Als einzige zusammenhängend durchgehende Verbindung erscheinen die Stützen, die in den Decken liegenden Trägerlagen und das Front- bzw. nicht vermeidbare Quer- und Längsaussteifungsmauerwerk.

Um einen Einblick zu erhalten, wie weit diese Maßnahmen schalltechnisch wirksam wurden, und ob im Hinblick darauf durch die wenigen restlichen direkten starren Leitstellen (Stützen und Mauerwerk) noch störende, vom Ohr wahrnehmbare Übertragungen von Geräuschen stattfinden, wurden mit Hilfe eines Horchapparates (Abb. 7) im Rohbau Abhorchungen vorgenommen. Die Ergebnisse sind nachstehend aufgeführt.

Bezeichnung	Ergebnis
a) In der Nebenklasse.	a) In der Horchklasse nebenan.
1. Klopfen auf die Decke in der Nebenklasse.	1. Die Decke in der Horchklasse ist fast unbeeinflußt. Die Korridorgewände daselbst gleichfalls. Der Schallübergang erfolgt als Luftschall im wesentlichen durch die Trennwand der Klassen.
2. Klopfen in der Nebenklasse gegen die zwischen den Klassen liegende Trennwand.	2. Die Decke in der Horchklasse ist fast unbeeinflußt. Die Korridorgewände sind unbeeinflußt. Der Schallübergang erfolgt als Luft- und Körperschall fast ausschließlich durch die Trennwand.
3. Klopfen in der Nebenklasse gegen die Rabitzwand des Korridors.	3. Die Decke in der Horchklasse ist unbeeinflußt. Die Korridorgewände dortselbst sind fast nicht beeinflußt. Der Schallübergang erfolgt als Luft- und Körperschall durch den jetzt noch offenen Korridor.
b) In der darüberliegenden Klasse.	b) In der darunterliegenden Horchklasse.
1. Gehen auf der Decke.	1. Die umgebenden Wände des Horchraumes sind wenig, fast nicht beeinflußt. Die Schallübertragung erfolgt als Körperschall fast ausschließlich durch die Decke.
2. Scharren auf der Decke.	2. Wie unter 1.
3. Klopfen auf die Decke.	3. Die umgebenden Wände sind fast nicht beeinflußt. Die Fortleitung durch die ummantelte Stütze ist schwach zu erkennen, wird aber nicht mit dem bloßen Ohr wahrgenommen. Das freistehende Wasserleitungsrohr ist der stärkste Leiter. Die fortgeleitete, mit dem unbewaffneten Ohr nur ganz schwach wahrnehmbare Übertragung wird nach Aufbringung der Schallisolierung und des Linoleumbelages verschwinden. Die mit dem unbewaffneten Ohr hörbare Schallübertragung erfolgt fast ausschließlich als Körperschall durch die Decke.
4. Klopfen gegen die obere Korridorwand.	4. Die untere Decke ist nicht beeinflußt. Die untere Trennwand ist fast nicht beeinflußt. Die ummantelten Stützen verhalten sich wie unter 3. gesagt. Die hörbare Übertragung erfolgt im teils noch offenen Bau durch Luftschall.
5. Klopfen gegen die obere Trennwand.	5. Die untere Trennwand ist wenig beeinflußt, weil die obere durch einen in der Decke liegenden Träger abgefangen und die untere Wand nur untermauert ist. Decke und Korridorwand sind fast nicht beeinflußt. Über das Wasserleitungsrohr ist das gleiche wie unter Nr. 3 zu sagen.
6. Klopfen auf die obere Decke in der Nähe der Stütze bzw. der Scheinstütze.	6. Ein wesentlicher Unterschied in der Schallübertragung durch die ummantelte Stütze und die gerabitzte Scheinstütze ist nicht zu erkennen. Für das bloße Ohr sind die Übertragungen nicht zu erkennen. Die mit bloßem Ohr hörbare Übertragung des Klopfens fand durch Luftschall und Körperschall statt.

Nr. 17. Die Estriche auf den Schallisolierungen.

Über die Anforderungen, die an den Estrich zu stellen sind, ist in großen Zügen bereits unter Nr. 10 berichtet. Der Einfluß auf die Erhöhung der Körperschall-Leitfähigkeit geht aus den unter Nr. 6 beschriebenen Vergleichsmessungen hervor.

Weiter sind die Kosten und die Abtrocknungszeit bis zur Verlegung des Linoleums von Einfluß auf die Wahl.

Hierüber ergibt nachstehende Zusammenstellung Aufschluß.

Estrichart	Kosten[1]) pro m²	Abtrocknungszeit
Zement-Estrich	rd. 5,05 RM.	etwa 10 Wochen
Steinholz-Estrich	„ 5,50 „	„ 2 „
Gips-Estrich	„ 4,25 „	„ 5 „
Asphalt-Estrich.	„ 4,30 „	„ 3 Tage

Die angegebenen Kosten enthalten die Pappenlagen, Fugenherstellungen und Verschließungen, Anschlüsse und Drahteinlagen mit.

Die Gegenüberstellung zeigt, daß als Estrich auf einer Schallisolierung nur ein treibfreier Gips-Estrich oder ein Asphalt-Estrich in Frage kommt.

Der Gips-Estrich ist mit rd. 1 mm starker verzinkter Drahteinlage bei 30/30 mm Maschenweite zu versehen. Er hat den Vorteil der größeren Festigkeit und Tragfähigkeit und den Nachteil der größeren Abtrocknungszeit.

Der Asphalt-Estrich hat den Vorteil der sofortigen Verlegungsreife und den Nachteil der kleineren Festigkeit. Letztere ist auch nicht gleichbleibend. Sie verändert sich mit der Lufttemperatur. Asphalt großer Festigkeit ist schwer streichbar. Bei zu kleiner Festigkeit entstehen unliebsame Eindrücke. Diese führen dann zur früheren Zerstörung des Linoleums. Die bisher üblichen Asphalt-Estrich-Festigkeiten (vgl. Nr. 13) sind nicht ausreichend. Sie müssen gesteigert werden, um eine größere Verwendung des Asphalt-Estriches zu ermöglichen. Nach eingehenden Versuchen in dieser Richtung sind die Grundbedingungen für die Erzielung einer möglichst hohen Asphaltfestigkeit:

a) Das Steingerüst des Estriches muß — wie beim Beton — von Grob bis Fein in sich ausgeglichen aufgefüllt und tragbar

[1]) Ausschreibungsergebnisse.

sein und aus einem festen und an der Oberfläche griffigen Material bestehen.

b) Der Bitumengehalt darf nur so weit vorhanden sein, daß er für den Verband eben ausreicht, so daß der Porenfüllungsüberschuß so klein als möglich ist.

c) Bei den Proben ergab die Verarbeitung von deutschem Asphaltmehl größere und regelmäßigere Festigkeiten als die Verarbeitung von Asphaltmastix.

d) Die Kochung muß genügend lange nach stets gleichbleibendem Rezept unter Gewährleistung gleichen Materials auf dem Platze des Werkes (nicht an der Baustelle) erfolgen. Von dort werden die Chargen in Maschinen zur Baustelle gebracht, eine Probe (aus der Mitte) zur Prüfung entnommen und dann verarbeitet. Die zu fordernde Festigkeit hängt von der Inanspruchnahme des Raumes ab, in dem der Estrich zur Verwendung gelangen soll.

Die ausgeführten Isolierungen erhielten teils Gips-Estrich mit verzinkter Drahteinlage, teils Asphalt-Estrich. Zur Feststellung der erforderlichen Festigkeitseigenschaften wurden für verschiedene Mischungsverhältnisse Proben hergestellt. Die Festigkeitsergebnisse sind in der nachstehenden Tabelle aufgeführt.

Nr.	Bezeichnung	Druckfestigkeit bei $22^1/_2$° C	Druckfestigkeit bei 40° C	Abfallverhältnis
1	Probeausführung	41 kg/cm²	21 kg/cm²	49 %
2	Probekörnung I	51 „	24 „	53 „
3	„ II	72 „	34 „	53 „
4	„ IIa	71 „	28 „	60,5 „
5	„ III	— „	23 „	— „
6	„ IV	57 „	32 „	44 „
7	„ V	121 „	65 „	46 „

Die Probe V ist besonders eingehend nach den vorstehenden Grundsätzen hergestellt worden[1]). Sie lieferte, wie erwartet, ein sehr gutes Resultat.

Um die Masse etwas streichfähiger zu machen, wurde später noch etwas mehr Mexfalt hinzugefügt, so daß der Gesamtbitumengehalt etwas höher wurde.

Derartig feste Asphalt-Estriche bilden (für die praktische Beurteilung am Bau) eine sehr formsteife Masse.

Zur Aufnahme der normal in Frage kommenden Belastungen müssen (für normale Temperaturen) zweckmäßig Festigkeiten von

45 bis 60 kg/cm² bei $22^1/_2$° C

und möglichst ein Abfallverhältnis von 50 bis 55 % erreicht werden.

Es sind m. W. auch Versuche gemacht worden, Linoleum direkt auf Schallisolierungen zu verlegen, z. B. auf abgeglichenen Korkflächen u. a.

Das dürfte wegen der verhältnismäßig großen Elastizität des Isolierkörpers unzweckmäßig sein. Entweder ist der Isolierkörper tragfest (hart), dann isoliert er nicht; oder er ist zu weich, dann trägt er nicht.

Nr. 18. Verschiedene Messungen an Einzelkonstruktionsteilen.

Nr.	Versuchsgegenstand	Abmessungen	% Luftschalldurchlaß	mm Fallhöhe für 1/4" Kugeldurchmesser
1	Holzdecke mit fichtenem Holzfußboden. 16/22 Balken mit 15 cm Koksaschenausfüllung auf Fehlboden, unten verschalt und geputzt	L. W. = 4,05 m	5	4
2	Massive Decke mit unterem Putz, bestehend aus: 3 cm Steinholzfußboden auf 10 cm Auffüllungsbeton über 8 cm Stegzementdielen	L. W. = 1,60 m	2,5	8
3	Sperrholztür in eisernen Zargen	Größe: 95/216 Dicke: 4,2 cm		
	a) ohne Schallschutz . . .		20	—
	b) mit doppeltem Flauschvorhang an der Schallschattenseite	Größe: 1,30/2,50 m	10	—
	c) mit doppeltem Flauschvorhang an der Schallquellenseite	„	6	—
4	Gipsplattenwand von mörtellos ineinandergesetzten Formstücken von 10 cm Stärke mit beiderseitigem Tünchputz .	l = 5,40 m h = 3,25 m	16	—
5	Hohlziegelwand, lochporös, 13 cm stark mit beiderseitigem Putz	„	7	—
6	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit einseitigem Celotexbelag, 11 mm stark	„	9	—
7	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit einseitigem Insulitebelag, 11 mm stark	„	9,8	—
8	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit einseitigem Upsonplattenbelag, 6 mm stark	„	12	—
9	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit einseitigem Celotexbelag wie Nr. 6 und anderseitigem Celotexbelag mit hintergelegter Weco-R-Matte	„	6	—
10	Eisenbetondecke, 10 cm stark, glatt abgezogen als Rohdecke	l = 2,50 m	–	5
11	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit beiderseitigem Insulitebelag mit hintergelegter Weco-R-Matte	l = 5,40 m h = 3,15 m	4,9	—
12	Eisenbetondecke wie Nr. 10 mit unmittelbar darauf liegender Hartgußasphaltlage von 28 mm und 44 kg/cm² Festigkeit bei 40° C	l = 2,50 m	—	23
13	Doppelwandige eiserne Tür, System Weco, sonst in den Abmessungen wie unter Nr. 3 angegeben:			
	a) mit (nicht ganz abschließenden) Anschlagsstreifen von Filz . . .	95/216 cm d = 42 mm	6	—
	b) mit völligem Fugenverschluß	„	2,75	—
14	Neuere Versuche mit Holzbalkendecken ohne Auffüllung von Koksasche oder dgl. in Anlehnung an die unter Abb. 9 dargestellte Leichtdecke (Neubau Arch. Brachmann in Leipzig). Balken 12/20 in 65 cm Abstand bei 3,60 m Spannweite zwischen den Trägern eines Stahlskelettes. Die Abdämpfung der Resonanz des Hohlraumes erfolgte durch die rauhe Seite der Tektonplatten der unteren Deckenschalung, vgl. Nr. 22a. Zur Herbeiführung der Gerüstfähigkeit wurden die Balken an der Oberseite sofort mit 22 mm Fehlboden dicht abgedeckt. Die Belagfolge ist nachstehend angegeben.			
	a) Redpine - Fußboden über Weco-R-Matte auf Fehlboden 22 mm auf Balken 12/20 cm (in 65 cm Abstand). Unterer Abschluß: 3 cm Tektondielen mit 0,7 cm Putz	l = 3,60 m	4,7	10
	b) Parkett über Weco-R-Matte auf Blindboden 22 mm auf Balken usw. sonst wie a) .	„	4,1	10

[1]) rd. 45 % deutsches Asphaltmehl,
„ 45 „ Zuschlagstoffe (scharfer feiner Sand und Steingrus),
„ 9,9 „ Bitumen.

Nr. 18. Verschiedene Messungen an Einzelkonstruktionsteilen. (Fortsetzung.)

Nr.	Versuchsgegenstand	Abmessungen	% Luftschall-durchlaß	mm Fallhöhe für 1/4" Kugel-durchmesser
(14)	c) Ausführung wie unter a) angegeben, jedoch an Stelle der Weco-R-Matte als Isolierung zwei Lagen Rohpappe Nr. 100 verlegt. Die Durchbiegungsfähigkeit der Decke wurde durch eine Wand parallel zu den Balken und durch eine gute Queraussteifung stark gehindert. Hierauf ist das günstige Luftschallergebnis zurückzuführen	$l_1 = 5{,}0$ m $l_2 \cong 3{,}0$ m	2,3	10
(14)	d) Parkett auf Blindboden. Der Blindboden auf 5 mm starke Korkolitstreifen auf den Balken verlegt. Stramm unter dem Blindboden waren auf Leisten an den Balken zwischen diesen 20 mm starke Torfoleumplatten angebracht	$l = 3{,}60$ m	3,8	10

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Turnhalle in Stahlskelettbauweise in Grünberg/Schl.

Von Dipl.-Ing. **Siegert**, Grünberg.

Ein schönes Beispiel, wie auch bei Bauvorhaben kleineren Umfanges der Stahlbau mit massiven Bauweisen erfolgreich in Wettbewerb treten kann, bildet die neue Turnhalle an der Lindenbergstraße in Grünberg. Die Halle, die den modernen Sportbedürfnissen einer mittleren Provinzstadt entspricht, hat einen rechteckigen Grundriß von 16×34 m mit Anbau für das Treppenhaus und für Nebenräume, und enthält im teilweise unterkellerten Sockelgeschoß die Wohnung für den Hauswart, Umkleide- und Duschräume für Männer und Frauen, ein Zimmer für den Sportarzt und den Sanitätsdienst, ferner ein Vereinszimmer sowie Abstellräume für Fahrräder. Im Obergeschoß befindet sich die Turnhalle mit Geräteräumen und Lehrerzimmern und im unteren Teile des Steildaches ein Raum für Gymnastik mit den erforderlichen Nebenräumen. Mit der geplanten Aufteilung des Raumes war die konstruktive Gestaltung gegeben. Sie eignete sich in gleicher Weise für den Stahlskelettbau wie für Ausführung in Eisenbeton. Im Wettbewerb erwies sich der erstere als der wirtschaftlich günstigere. Man entschied sich daher für einen Stahlskelettbau auf gemauertem Sockelgeschoß mit Ausmauerung der Wände in Ziegelmauerwerk, Kleinschen Decken und mit Doppelkronendach als oberen Abschluß. Die unbelastete Decke über dem Gymnastikraum ist als Rabitzdecke ausgeführt.

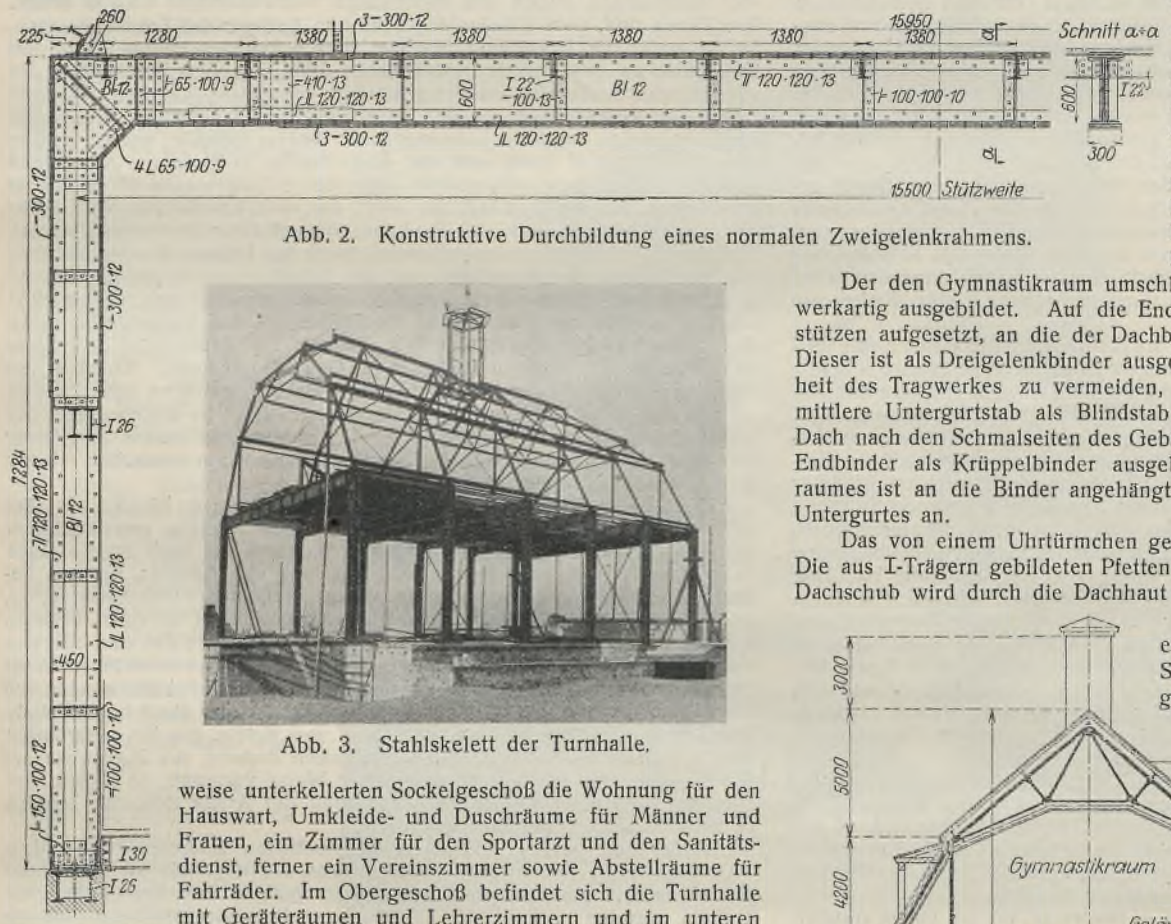


Abb. 2. Konstruktive Durchbildung eines normalen Zweigelenkrahmens.

Abb. 3. Stahlskelett der Turnhalle.

Die Ausbildung des Stahltragwerks geht aus Abb. 1 hervor. In der Querrichtung des Gebäudes sind im Abstand von je 4,72 m sechs Binder errichtet, auf denen die Decken und die Dachpfetten ruhen. Der untere Teil der Binder ist als Zweigelenkrahmen mit steifen Ecken ausgebildet (Abb. 2). Die Stiele sowohl wie der Riegel haben genieteten I-förmigen Querschnitt, und zwar besitzen die Stiele Stegbleche $450 \cdot 12$, Gurtwinkel $120 \cdot 120 \cdot 13$ und, dem Momentenverlauf folgend, teilweise beiderseits eine Gurtplatte $300 \cdot 12$, während die Riegel Stegbleche $600 \cdot 12$ und ein bis drei Gurtplatten der gleichen Abmessung haben. Damit der von den Zweigelenkrahmen ausgeübte Schub nicht auf das Mauerwerk des Sockelgeschosses übertragen wird, sind die in den Binderebenen liegenden Unterzüge des Hallenfußbodens mit den Rahmenfüßen verschraubt und bilden so einen Zuggurt. Im Mauerwerk sind daher nur kurze Anker zum Festhalten der Rahmen während der Aufstellung erforderlich. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Ausbildung der Rahmenecken gewidmet, die bei aller Einfachheit der Ausführung allen statischen Ansprüchen genügt. In die Rahmenriegel sind die Deckenträger I 22 der Hallendecke, die als Fußboden des Gymnastikraumes eine Nutzlast von 350 kg/m² aufzunehmen hat, eingebunden.

Der den Gymnastikraum umschließende Teil des Tragwerks ist fachwerkartig ausgebildet. Auf die Enden der Rahmenriegel sind Dreieckstützen aufgesetzt, an die der Dachbinder mit Bolzengelenken anschließt. Dieser ist als Dreigelenkbinder ausgebildet, um die statische Unbestimmtheit des Tragwerkes zu vermeiden, und es ist zu diesem Zweck der mittlere Untergurtstab als Blindstab beweglich angeschlossen. Da das Dach nach den Schmalseiten des Gebäudes abgewalmt ist, sind die beiden Endbinder als Krüppelbinder ausgebildet. Die Decke des Gymnastikraumes ist an die Binder angehängt und schmiegt sich der Form des Untergurtes an.

Das von einem Uhrtürmchen gekrönte Dach ist ein Mansardendach. Die aus I-Trägern gebildeten Pfetten stehen senkrecht zur Dachhaut. Der Dachschub wird durch die Dachhaut auf die Firstpfette übertragen.

Beim Bau der Halle (Abb. 3) ist einer der wesentlichsten Vorzüge der Stahlbauweise recht in Erscheinung getreten, insofern als das Tragwerk

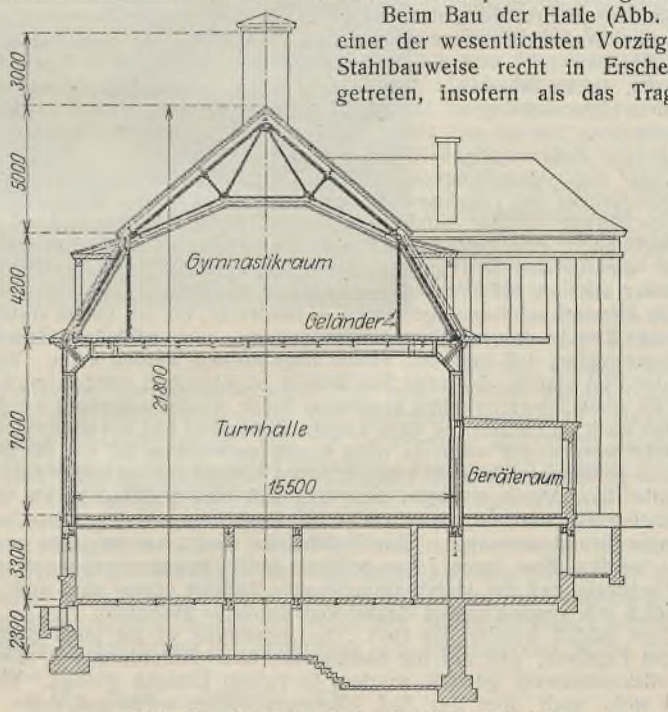


Abb. 1. Querschnitt durch die Turnhalle.

im Winter aufgestellt werden konnte, um mit den Maurerarbeiten bei Eintritt der gelinderen Witterung sofort beginnen zu können. Durch besondere Verhältnisse wurde der Beginn der Maurerarbeiten dann noch etwas verzögert, was bei der Stahlbauweise völlig belanglos war.

Der Entwurf der Halle wurde im Stadtbauamt Grünberg unter Leitung von Herrn Stadtbaurat Ribbeck ausgearbeitet. Das Stahlskelett ist von der Firma Beuchelt & Co., Grünberg, entworfen und ausgeführt worden.

Verschiedenes.

Die Überlegenheit des Stahlbaus. Das American Institute of Steel Construction, in dem die Brückenbauanstalten und ähnlichen Werke der Vereinigten Staaten nach Art des Deutschen Stahlbau-Verbandes zusammengeschlossen sind, gehört zwar seinem Namen nach zu den Verbänden, die zum Zwecke wissenschaftlicher Forschung ins Leben gerufen worden sind, denn „Institute" nennen sich in England und Amerika im allgemeinen die Verbände, die die ihre Mitglieder berührenden Fragen wissenschaftlich erfassen wollen. Amerikanischem Geschäftsgeist entspricht es aber, daß dabei die Werbetätigkeit nicht außer acht gelassen wird. Sie äußert sich in der Veröffentlichung von Druckschriften, die zwar in das Gewand einer wissenschaftlichen Abhandlung gekleidet sind, aber doch deutlich erkennen lassen, daß ihr eigentlicher Zweck darin besteht, dem Stahlbau neue Freunde zuzuführen.

Eins dieser Hefte hat den Titel The Superiority of the Steel Bridge; es hebt die Überlegenheit des Stahlbaus in einer Weise hervor, die bei dem Zweck des Heftes durchaus verständlich ist, eine ähnliche deutsche Veröffentlichung würde aber doch wohl auch anderen Bauweisen mehr Gerechtigkeit widerfahren lassen. Das Heft beginnt mit der Darlegung, daß die Grundlagen der Zivilisation das Verkehrswesen und die Schaffung einwandfreier gesundheitlicher Verhältnisse sind, eine beachtenswerte Zusammenstellung. Für das Verkehrswesen ist eine der Hauptforderungen, daß durchgehende Verbindungen auf weite Entfernungen vorhanden sind, und dazu gehört, daß Flüsse und Gebirge kein Verkehrshindernis bilden, sondern auf Brücken überschritten und in Tunneln überwunden werden können. Die Brücke ist also ein höchst wichtiges Glied der Verkehrswege zu Lande. Zu einer Brücke muß ohne Vorurteil der geeignetste Baustoff ausgewählt werden, und das ist der Stahl. Ein Stahlbauwerk hat den Vorzug der Schönheit, der Festigkeit, der Dauerhaftigkeit, der Anpassungsfähigkeit, es kann abgebrochen und an anderer Stelle wieder aufgebaut oder auch im ganzen an eine andere Stelle gebracht werden, und alle die Vorzüge führen dazu, daß bei einem Stahlbauwerk die größte Wirtschaftlichkeit gewahrt ist.

Bemerkenswert bei dem stark auf das Nützliche gerichteten Sinn der Amerikaner ist, daß die Schönheit der Stahlbrücken an erster Stelle genannt wird. Um den Begriff des Schönen zu umreißen, wird das Zeugnis eines namhaften amerikanischen Baukünstlers, J. K. Pond, herangezogen. Stahl besitze die Schönheitsmöglichkeit in einem Maße wie kein anderer Baustoff, weil er in jede Form gebracht werden kann, ohne daß seine Festigkeit leidet. Außerdem kann man aber auch seine Farbe der Umgebung anpassen.

Was die Festigkeit anlangt, so hat Stahl vor anderen Baustoffen den Vorzug, daß bei ihm das Verhältnis von Eigengewicht zu Festigkeit am günstigsten ist. Er ist außerdem ein höchst zuverlässiger Baustoff, dessen Festigkeit von seiner Herstellung abhängt, also nach dem Willen des ihn verwendenden Ingenieurs beeinflußt werden kann. Er ist gegen Hitze und Kälte unempfindlich und nimmt, unterhalb der Elastizitätsgrenze beansprucht, nach der Entlastung seine alte Form wieder an. Ein Stahlbauwerk läßt sich mit größerer Sicherheit berechnen als ein Bauwerk aus irgendeinem anderen Stoff.

Ein ganz besonderer Vorzug des Stahls ist seine Dauerhaftigkeit. Mit einem dichten, gut unterhaltenen Farbanstrich versehen, bleiben seine Festigkeitseigenschaften unverändert, während andere Baustoffe im Laufe der Zeit durch äußere Einflüsse leicht an Festigkeit einbüßen können. Die sogenannte Ermüdung des Stahls bei oft wiederholter Beanspruchung wird als ein Märchen bezeichnet. Zum Beweis für die Dauerhaftigkeit eines Stahlbauwerks wird auf die bekannte Eads-Brücke in St. Louis hingewiesen, die im Jahre 1874 dem Verkehr übergeben worden ist und sich bei einer Untersuchung im Jahre 1928 als in vollständig gutem Zustande erwiesen hat. Sie ist aus einem Stahl mit sehr geringem Chromzusatz, aber hohem Kohlenstoffgehalt hergestellt.

Unter Anpassungsfähigkeit wird die Leichtigkeit verstanden, mit der eine Stahlbrücke bei zunehmenden Lasten verstärkt werden kann und mit der beschädigte Glieder durch neue ersetzt werden können. Auch auf die Möglichkeit, eine bestehende Brücke zu verbreitern, wird hingewiesen, ebenso darauf, daß Bewegungen der Widerlager bei einer Stahlbrücke harmloser sind als bei Brücken aus anderem Baustoff.

Ein Bauwerk wird im allgemeinen — Bauwerke, die nur einem vorübergehenden Zwecke dienen sollen, ausgenommen — nicht nach dem Gesichtspunkt entworfen, daß es leicht wieder abgebrochen werden kann. Wenn aber der Fall eintritt, daß eine Stahlbrücke abgebrochen werden muß, so kann sie ohne Schwierigkeiten an anderer Stelle wieder aufgebaut werden; sie kann auch im ganzen von ihren Lagern abgehoben und auf andere Lager abgesetzt werden, und wenn sie nicht wieder verwendbar ist, hat der beim Abbruch gewonnene Baustoff einen höheren Altwert als irgendein anderer.

Alle diese Vorzüge tragen dazu bei, daß eine Stahlbrücke ein wirtschaftliches Bauwerk ist, sowohl was die Baukosten, als was den Unterhaltungsaufwand anbelangt. Eine Stahlbrücke muß zwar sorgfältig unterhalten werden, über lange Jahre geführte Aufzeichnungen erbringen aber den Nachweis, daß die Unterhaltungskosten äußerst gering sind und den Vergleich mit vergleichbaren Bauwerken durchaus aushalten.

Zum Schluß kommt das Heft „The Superiority of the Steel Bridge" zu dem Ergebnis, daß nur die Stahlbrücke allen Anforderungen, die an ein Brückenbauwerk gestellt werden, in vollem Umfang genügt. Wenn damit wohl auch über das Ziel hinausgeschossen wird und wenn ein deutscher Fachmann, sei er auch auf den Stahlbau eingestellt, die einschlägigen Fragen objektiver beurteilen und auch den anderen Baustoffen ihre Vorzüge zubilligen würde, so ist doch dieser Standpunkt bei dem Zweck, zu dem das Heft verfaßt ist, verständlich und verzeihlich.

Den Schluß des Heftes bilden ungefähr 50 wohlgelungene Aufnahmen von Stahlbrücken. Hier ist es wiederum bemerkenswert, daß in dem begleitenden Text immer wieder auf die Schönheit der Brücken hingewiesen wird. Die Beispiele beschränken sich nicht auf Amerika, an erster Stelle der Zahl nach stehen vielmehr neuere deutsche Brücken, auch österreichische und französische sind abgebildet. Die kritischen Worte, die die Bilder begleiten, bieten manches Reizvolle, es würde aber zu weit gehen, sie hier zu wiederholen.

Ein zweites Heft des American Institute of Steel Construction behandelt die Dauerhaftigkeit und Schönheit bei Stahlbrücken (Endurance and Beauty in Steel Bridges). Es ist von Ch. E. Fowler, einem beratenden Ingenieur, verfaßt. Es enthält im wesentlichen eine Geschichte des Eisen- und Stahlbrückenbaus, dargelegt an einzelnen Beispielen, denen ein kurzer Rückblick auf die Stein- und Holzbrücken vorausgeht. Beginnend mit der bekannten Brücke von Colebrookdale, den Pariser Brücken: Austerlitz, des Arts und Jardin du Roi führt der Verfasser den Leser bis zu den neuesten Großtaten des Brückenbaues. Ein von ihm selbst aufgestellter Entwurf einer Brücke über die Bai von San Francisco, der zum Schluß mitgeteilt wird, übertrifft an Kühnheit sogar die im Bau befindliche Brücke über den Hudson bei Fort Lee mit ihren 1067,5 m Mittelöffnung. Sie ist, wie es bei einer solchen Spannweite gar nicht anders möglich, ebenfalls eine Hängebrücke und hat eine Mittelöffnung von 1480 m; zwischen ihren vier Tragwänden liegen drei Fahrbahnen von zusammen 53,4 m Breite. Ihre Türme sind, vom Wasserspiegel bis zum Auflager der Kabel gemessen, 247 m hoch; die Bekrönung überragt diesen Punkt noch um 23 m. Im Gegensatz zu dem zuerst besprochenen Heft, das den Brückenbau des europäischen Festlandes ausgiebig würdigt, beschränkt sich die Fowlersche Arbeit im wesentlichen auf den amerikanischen Brückenbau und streift nur kurz einige englische Leistungen auf diesem Gebiete, wie die Brücke über den Firth of Forth und die Towerbrücke in London. Am Schluß schweift Fowler kurz von seinem eigentlichen Gegenstand ab, indem er einen Blick auf den Stahlhochbau wirft, der, weil sowohl vom Standpunkt der Bautechnik wie auch der Baukunst reizvoll, hier wiedergegeben sei.

Der Ingenieur sei, so sagt Fowler, durch den Entwurf der Stahlgerippe für Hochhäuser der Vermittler bei der Schaffung eines neuen Baustils gewesen. Man könne diesen Stil den „amerikanischen senkrechten Stil" oder, wenn man die New Yorker Hochhäuser in den Vordergrund rückt, den „amerikanischen Pyramiden-Stil" nennen. Der Baukünstler habe diese Bauwerke in ein höchst ansprechendes Gewand gekleidet. Nachdem der Ingenieur so sein Teil zu einem neuen Baustil beigetragen habe, sei es an der Zeit, eine besondere „Ingenieur-Architektur" zu schaffen und nur noch schöne Bauwerke zu errichten. Dadurch werde unsere Umgebung verschönt und der Stand des Ingenieurs sowohl in ethischer wie in materieller Richtung gehoben.

Beide hier besprochenen Hefte vermitteln einen Einblick in Anschauungen, die gewiß in höchst maßgeblichen Kreisen amerikanischer Technik vorherrschen, und es ist daher wertvoll, sie auch im Auslande zu kennen. Kann man auch nicht alles, was von Amerika bei uns bekannt wird und häufig von Kreisen, deren Urteil an der Oberfläche haftet, als vorbildlich hingestellt wird, auf Europa übernehmen, so lohnt es doch, die amerikanischen Unternehmen kritisch zu würdigen; das eine oder das andere, was dabei zu Tage kommt, eignet sich doch vielleicht auch für europäische, für deutsche Verhältnisse. In mancher Hinsicht können die amerikanischen Veröffentlichungen ein Vorbild für eine ähnliche werbende Tätigkeit in Deutschland abgeben. Stoff und Kräfte, die ihn verarbeiten könnten, sind reichlich vorhanden, und wenn dadurch der Massivbau auf den Plan gerufen würde und in gleicher Weise vorginge, so könnte das nur dazu dienen, im friedlichen Wettstreit der Kräfte deutsche Technik zu fördern und ihr Ansehen zu heben.

Außer den beiden vorstehend besprochenen größeren Heften liegt noch eine Reihe von kleinen Heftchen vor, die ebenfalls für den Stahlbau eintreten. Eins von ihnen behandelt ebenfalls den Brückenbau, die übrigen einzelne Gebiete des Hochbaus, und dementsprechend sind sie von einem Architekten, A. T. North, verfaßt. Besprochen werden Geschäftshäuser und Fabriken, Schulen, Krankenhäuser und Theater, Garagen, Flugzeughallen und Bauten für Sportzwecke, endlich Vielfamilienhäuser für höhere Ansprüche. Auf den Inhalt dieser Heftchen soll hier nicht näher eingegangen werden, bemerkt sei nur, daß sie einfach, aber würdig ausgestattet sind und in vornehmer Form die besondere Eignung des Stahlbaus für jede Art von Hochbauten darlegen.

Geheimrat Wernekke, Berlin.

Wertheimbau Breslau (Heft 10, 1930). Die beratenden Ingenieure Kuhn und Dipl.-Ing. H. Schaim legen Wert auf die ergänzende Mitteilung, daß sie die Fundierung auf Grund von Versuchen auch statisch berechnet, daß sie die Werkzeichnungen nachgeprüft und die Ausführungen kontrolliert haben.

INHALT: Das Europahaus in Leipzig. — Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden. (Fortsetzung.) — Turnhalle in Stahlskelettbauweise in Grünberg/Schl. — Verschiedenes: Die Überlegenheit des Stahlbaus. — Wertheimbau Breslau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 22. August 1930 | Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau.

Von Professor Dr.-Ing. **Brunner**, Graz.

Vortrag, gehalten in der vom Messeamt Leipzig anläßlich der Frühjahrsmesse 1930 veranstalteten Vortragsreihe über Stahlskelettbauten.

Vor jetzt nahezu 50 Jahren wurde in Chicago mit dem Bau des ersten modernen Hochhauses begonnen. Es hatte 10 Stockwerke über der Erde; das gesamte Traggerüst war aus Walzeisenkonstruktion hergestellt. Der Bau wurde 1883 vollendet. Damit war der erste Schritt zum Stahlhochhaus getan, und nun begann die bekannte, nach unseren Begriffen ungeheuerliche Entwicklung des Wolkenkratzerbaues in Amerika. Heute zählt man in den Vereinigten Staaten rd. 4800 Hochhäuser mit mehr als 10 bis hinauf zu 60 Stockwerken. Von diesen Wolkenkratzern stehen allein 2480 in New York, davon 188 mit mehr als 21 Geschossen. Es sind schätzungsweise 14 Mill. t Stahlkonstruktionen dabei verbaut worden, was nach deutschen Verhältnissen einem Gesamtwert von etwa 5 Milliarden Goldmark entspricht, nur für die nackte Stahlkonstruktion. Der Gesamtwert dieser Hochhäuser in ihrer schlüsselfertigen Vollendung dürfte vorsichtig geschätzt mindestens 25 Milliarden Goldmark ohne Grundstücke betragen. Über die ungeheure volkswirtschaftliche Bedeutung dieser Zahlen ist kein Wort zu verlieren.

Wenn nun die Amerikaner den ersten Schritt im Stahlskelettbau schon vor 50 Jahren machten, so wußten sie genau weshalb. Sie sind bekanntlich ausgezeichnete Rechner. Die Entwicklung zur Großstadt, das rapide Hinaufschnellen der Bodenpreise gab wohl den Ausschlag zum Hochhausbau in Chicago. Es mag auch der Drang des Amerikaners zur Originalität, zu dem noch nie Dagewesenen mitgesprochen haben. Jedenfalls bot aber das Walzeisen an sich überhaupt erst die Möglichkeit, einen solchen Bau wirtschaftlich zu gestalten. Die bisher bekannte Massivbauweise hätte bei einem 10 oder 12 Stock hohen Bau zu ungeheuerlichen Abmessungen der Fundamente, der Umfassungsmauern usw. geführt. Die wirtschaftliche Notwendigkeit wies also auf das Eisen hin, und so wurde in diesem ersten Bau bereits das bis auf den heutigen Tag maßgebende Prinzip des Stahlskelettbaues verwirklicht, nämlich die Aufteilung: statische Aufgabe des Baues einerseits in ein alle senkrechten Lasten und den Wind aufnehmendes stählernes Traggerüst und anderseits die Beschränkung der Aufgabe der Wände auf die lediglich raumumhüllende, abschließende, wärmeisolierende Funktion.

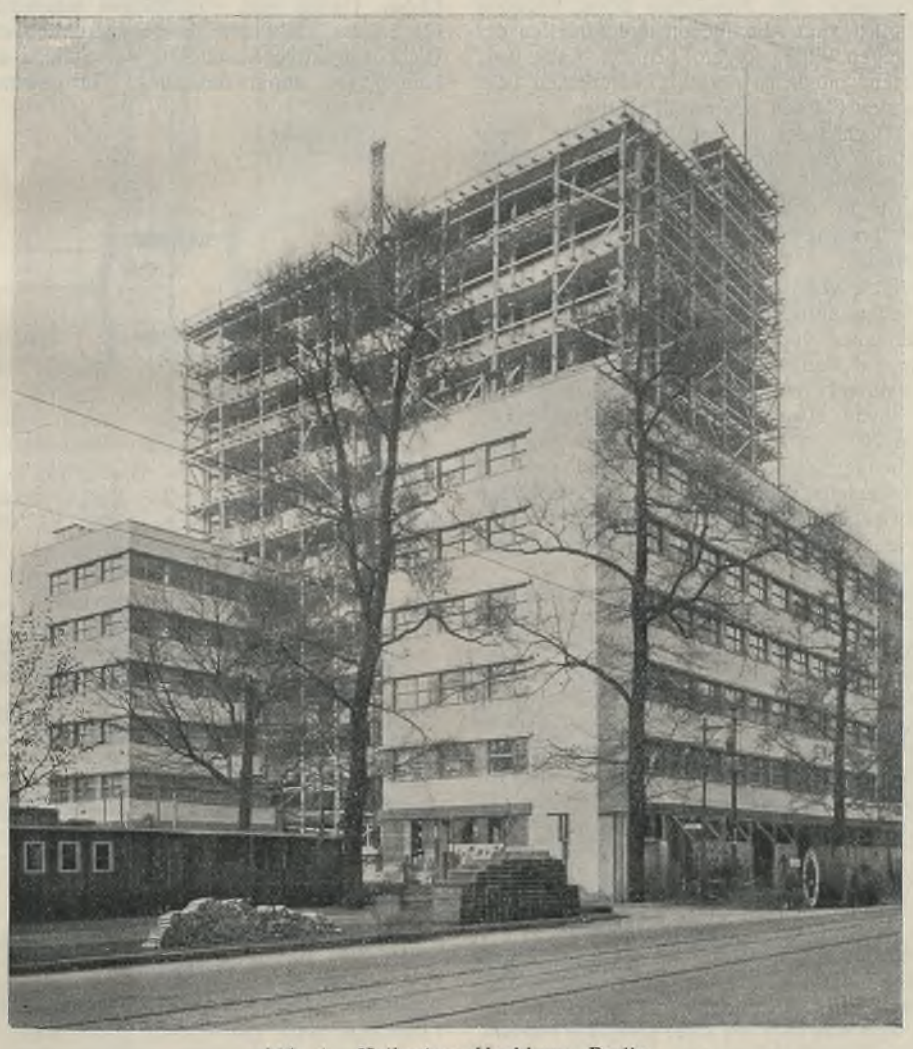


Abb. 1. Kathreiner-Hochhaus, Berlin.

Wenn wir den Begriff Hochhaus in Deutschland mit unseren bescheideneren Maßstäben auf alle Bauten von mindestens 8 Stockwerken beschränken wollen, so dürfte die Anzahl dieser Hochhäuser nach einer rohen Schätzung in Deutschland zur Zeit über 100 bis 150 betragen. Ein großer Teil davon ist aber in Eisenbeton ausgeführt, einer Bauweise, die in den Vereinigten Staaten für größere Gebäude nicht in Frage kam und kommt. Die allerletzten Jahre aber brachten auch in Deutschland einen überwältigenden Sieg der Stahlbauweise, was am besten dadurch gekennzeichnet ist, daß sogar in Süddeutschland, wo alle Bedingungen für die massive Bauweise gegeben sind und die Frachtlage für Stahlkonstruktionen ungünstiger ist, die hervorragendsten Bauten dieser Art in Frankfurt a. M., Mannheim, Stuttgart, München usw. bereits in Stahlskelettbauweise hergestellt werden. Nicht minder interessant ist, daß die sehr wirtschaftlich denkenden Hamburger die großen Bürobauten der letzten Jahre[1]), wie das Mönckeberghaus, Schurichhaus, Hansahaus und viele andere, in Stahl erbauten. Der bedeutendste dieser Bauriesen ist das 15 Stockwerke hohe Verwaltungsgebäude des Verbandes Deutschnationaler Handlungsgehilfen[2]), bei welchem 3000 t Stahlkonstruktion zur Verwendung kamen. Bei allen diesen Bauten wurden die wirtschaftlichen wie die technischen Vor- und Nachteile der Eisenbetonbauweise und der Stahlbauweise sehr eingehend untersucht. Hierbei war vielfach ausschlaggebend, daß die Verwendung des Stahls infolge der Schlankheit der Stützen einen erheblichen Raumgewinn gestattet, der natürlich mit der Höhe des Gebäudes anwächst und bei 10 oder 12 Stockwerken bis zu 10 % betragen kann. Der dadurch entstehende Gewinn an nutzbarer Grundfläche kann durch Mehreinnahmen an Miete sogar etwaige Mehrkosten der Stahlbauweise ausgleichen und übertreffen, was bei dem vorhin genannten Gebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfenverbandes schließlich mit zur Wahl des Stahlskelettbaues führte. Ein großes Hemmnis bei der Einführung der Stahlbauweise bildet heute in

[1]) Vgl. Stahlbau 1929, S. 157 ff.
[2]) Vgl. Stahlbau 1930, Heft 13, S. 147 ff.

Deutschland noch ein gewisses Vorurteil der Baukreise und insbesondere der Architekten, welche vielfach noch an den überkommenen Baustilen festhalten wollen. Das ist verständlich, aber auf die Dauer unhaltbar.

Einer der modernsten jüngeren Architekten von internationalem Ruf, Le Corbusier, sagt in seinem Buch „Kommende Baukunst“: „Die Ingenieure machen Architektur, weil sie die Berechnung üben, die den Naturgesetzen entspricht, und ihre Werke lassen uns die Harmonie fühlen.“ Hier ist auch das Wesen des Stahls als Baustoff richtig erkannt. Der Stahlbau ist das Ergebnis eines konsequenten mathematischen Denkprozesses und das, was wir bisher konventionell Architektur und Baustil nannten, muß ihm gegenüber und gegenüber der Zweckmäßigkeit und der wuchtigen Größenwirkung in die zweite Linie zurücktreten.

In Deutschland müssen wir gerade mit Rücksicht auf die bei uns unbedingt gebotene größte Wirtschaftlichkeit alles Bauens die Stahlbauweise unentwegt im Auge behalten; denn sie bietet uns, wie wir noch sehen werden, einerseits im Hinblick auf die amerikanischen Erfahrungen, anderseits aber auch bei den besonderen deutschen Verhältnissen in ökonomischer wie in technischer, aber auch künstlerischer Hinsicht den größten Effekt, das Optimum.

Das Wesen des Stahlskelettbaues läßt sich kurz umschreiben: Ein dünnes Stahlgerüst trägt die gesamte Eigenlast und die Nutzlasten und sorgt gleichzeitig für Standsicherheit und Steifigkeit gegen Windkräfte, Bodensenkungen usw.

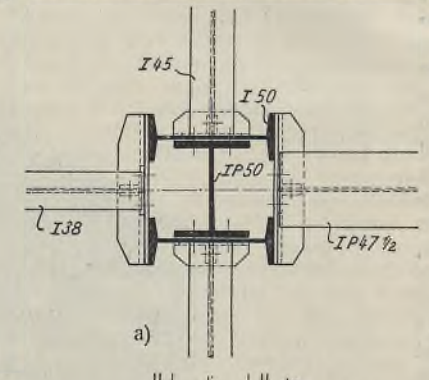
Die Wände haben im Gegensatz zum Massivbau keine tragende Aufgabe mehr, sie dienen lediglich zum Abschließen und Einteilen der Räume, zum Schutz derselben gegen Wind, Regen, Schnee, Kälte usw. und können daher bei geeigneten, möglichst leichten, natürlichen oder künstlichen Baustoffen in geringsten Stärken hergestellt werden.

Das gilt aber nicht nur für Hochhäuser im eigentlichen Sinne, deren Zweck gewöhnlich zur Aufnahme von Büros, Verwaltungen, Hotels, Warenspeichern usw. dient, sondern auch für Wohnhäuser gleicher oder geringerer Geschoßzahlen. Auch in dieser Beziehung sind uns die Amerikaner weit voraus, und wir brauchen uns heute nur ihre Jahrzehnte alten Erfahrungen zunutze zu machen.

Die Verwendung des Stahles im Wohnhausbau hat in den Vereinigten Staaten sogar eine ungeheure Bedeutung erlangt; werden dort doch etwa 70 % des gesamten Stahlskelettbaues vom Wohnhausbau in Anspruch genommen. Nach einer Notiz in der „Bautechnik“, Jahrgang 1929, wurden in den Vereinigten Staaten während des Jahres 1928 3,4 Mill. t an Konstruktionsstahl verbraucht, davon etwa 75 %, d. h. 2,5 Mill. t, für den Stahlskelettbau und hiervon 70 %, d. s. 1,75 Mill. t, nur für den Wohnhausbau. Die entsprechenden Zahlen für Deutschland sind im Vergleich hierzu belanglos. Anderseits aber zeigen diese Zahlen, daß auch in Deutschland die Entwicklungsmöglichkeiten des Stahlskelettbaues noch eine technisch wie volkswirtschaftlich gewaltige Aufgabe vor sich haben müssen.

Die vorhin genannte Einteilung des Stahlskelettbaues in Tragkonstruktion und Wandfüllung schafft natürlich auch für die Fundierung solcher Gebäude andere Bedingungen. Im Wesen des Massivbaues liegt die Verteilung aller senkrechten Lasten auf die gesamte Länge der Umfassungs- und der hauptsächlichsten Zwischenmauern. Das erfordert auch in ganzer Länge durchlaufende Fundamentmauern. Anders beim Skelettbau; die gesamten Lasten werden hier durch die meist durchgehenden Stützen auf wenige Punkte konzentriert und dort durch Fundamentpfeiler in den Boden übertragen. So erfordert z. B. ein normales Wohnhaus von etwa 300 m² Grundfläche bei der alten Bauweise etwa 110 lfd. m Fundamentbankette. In der Skelettbauweise erhält das gleiche Haus etwa 18 auf die ganze Höhe durchgehende Stützen und dementsprechend nur 18 einzelne Fundamentklötze. Natürlich ist die Gestaltung dieser Fundamente in erster Linie von den besonderen Bodenverhältnissen abhängig. Sind die Einzelstützdrücke sehr groß, wie dies bei den großen Wolkenkratzern der Fall ist, und ist kein genügend tragfähiger Boden vorhanden, so wird man die Fundamente auf Holz- oder Betonpfähle gründen. Vielfach wird man aber mit einer normalen Flächenfundierung auskommen. Sehr zweckmäßig kann sich u. U. eine Streifenfundierung oder eine solche mit großen Platten erweisen, die dann mit Eiseneinlagen zu verstärken sind. Auch Roste aus waagerecht liegenden Trägern (I-Profile) können in besonderen Fällen zweckmäßig sein. Bei besonders schlechten Bodenverhältnissen, wechselndem Grundwasser usw. kann auch irgendeine andere der bekannten Fundierungsmethoden in Frage kommen, z. B. Brunnenfundierung. Sehr vorteilhaft kann bei sehr hohen Bauten mit geringer Grundrißfläche die Anwendung von durchgehenden Eisenbetonplatten oder Rahmen sein, wie dies bei dem Stahlskelett-Turmhaus auf der Pressa in Köln geschah, das bei einer Höhe von 77 m nur 100 m² Grundfläche besitzt[3]). Die Anordnung der Kellergeschosse gestaltet sich beim Skelettbau gänzlich abweichend von der bisherigen Bauweise. Die unzweckmäßigen, kostspieligen und meist wenig ausnutzungsfähigen Kellergeschosse kommen in Wegfall. Es bleiben lediglich verhältnismäßig dünne, nicht tragende und nur als Futtermauern gegen das anschließende Erdreich dienende Stützwände, die sich nach dem Gebäude im Innern zu gegen die Fundamentpfeiler lehnen. Damit ist das Kellergeschoß, soweit es überhaupt angeordnet wird, zu einem billigen Nutzraum geworden und erhöht die Rentabilität des Baues, statt sie, wie beim Massivbau, zu verringern.

Auf die Fundamente werden nun die Stahlstützen aufgesetzt, deren Anzahl man natürlich auf ein Mindestmaß beschränken muß. Soweit als möglich wird die Stützenstellung der zukünftigen Raumaufteilung des Gebäudes entsprechen, sofern kleinere Bauwerke in Frage kommen. Für kleine und mittelhohe Büro- und Wohnhäuser wird man also in der Regel die Kreuzungspunkte der Außen- und Hauptzwischenwände, soweit es sich etwa um Räume von 25 bis 30 m² handelt, durch Stützen abfangen. Man ist jedoch bei der Stützenaustellung durchaus nicht an die Wände gebunden; im Gegenteil, die Zwischenwände können beliebig gesetzt und später auch beliebig verschoben werden. Die gegenseitige Entfernung der Stützen wird in erster Linie abhängen von einer rationellen Ausbildung und Anordnung der Deckenträger und deren Unterzüge, welche unmittelbar auf den Stützen liegen. Diese Verhältnisse werden also hauptsächlich bestimmt sein durch die jeweilige Nutzlast der Decken und von der Bauhöhe, welche man mit Rücksicht auf die Geschoßhöhe den Decken zugestehen kann. Die Stützenzahl verringert sich sofort, wenn z. B. das Erdgeschoß mit Rücksicht auf einzubauende Läden, Hallen usw. von Stützen möglichst frei bleiben muß. Gerade für solche Fälle ist der Konstruktionsstahl das ideale Baumaterial. Die konstruktive Ausbildung der Stützen ist natürlich in erster Linie abhängig von deren Belastung. In gewöhnlichen Fällen ist das breitflanschige I-Profil sehr brauchbar. In der Werkstätte bedarf es



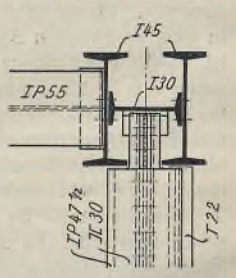


Abb. 3.

nur der Anarbeitung für die meist aus Winkeln und Blechen bestehende Fußkonstruktion sowie für die Befestigung der Unterzüge der Deckenträger, wie es z. B. die in Abb. 2 u. 3 dargestellten Einzelheiten der Stahlkonstruktion für das Gebäude der Industriehof-AG., Stuttgart, zeigen. Vielfach verwendet man als Stützenquerschnitt zwei normale ⊏-Profile, die Flanschen nach innen oder auch nach außen stehend. Sie werden durch breite Bindebleche, seltener durch ∟- oder ⊏-Vergitterung zu einer knicksicheren Säule verbunden. Wenn es der reine Druckquerschnitt erfordert, erfolgt die Verbindung wohl auch durch zwei durchlaufende breite Platten, die mit den ⊏-Flanschen vernietet werden. Die mit Rücksicht auf die Feuersicherheit und die äußere Erscheinung notwendige Ummantelung erhöht die Knicksicherheit beträchtlich. Der zwischen den ⊏- oder I-Profilen vorhandene Hohlraum wird zur Durchführung der Gas- und Wasserrohre, der elektrischen Kabel usw. ausgenutzt. Auch zur Verwendung als Schacht für Ventilation, Frisch- und Warmluftzuführung ist er geeignet. Bei nicht zu großen Lasten eignet sich auch das Stahlrohr, das bei geringstem Materialaufwand das größte Trägheitsmoment besitzt. Emperger schlägt vor, die aus ⊏- oder ∟-Profilen zusammengesetzten Stützen mit Beton zu umhüllen. Dadurch könnten die Bindebleche gespart werden. Es ist aber doch fraglich, ob diese Anordnung wirtschaftlich ist und insbesondere die Organisation auf der Baustelle nicht erschwert bzw. die Bauzeit verlängert. Eine an und für sich

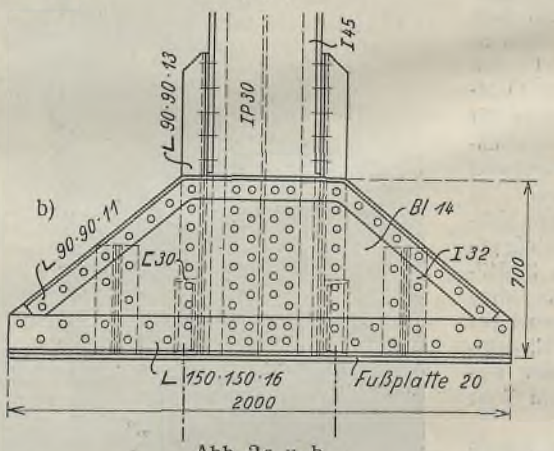


Abb. 2a u. b.

Abb. 2 u. 3. Stützenfuß, Innen- und Außenstützenanschluß.

[3]) Vgl. Stahlbau 1928, S. 73 ff.

sehr wünschenswerte Normalisierung für die Stützenquerschnitte kann sich nur innerhalb enger, durch die besonderen Verhältnisse und Geschoßhöhen gegebenen Grenzen bewegen. Betragen doch bei sehr hohen Gebäuden, und besonders da, wo die Anzahl der Stützen mit Rücksicht auf die Raumausnutzung beschränkt werden muß, die Stützendrücke oft 500 t und mehr, beim Kathreiner-Hochhaus, Berlin (s. Abb. 1), 700 t, ja sie erreichen bei Wolkenkratzern oft mehrere tausend Tonnen. In solchen Fällen kommt man natürlich mit einfachen I- oder ⊏-Profilen längst nicht mehr aus, und es muß dann der Querschnitt ev. unter Verwendung von Trägerprofilen aus einer Reihe von Stehblechen und Winkeln, und immer möglichst doppelwandig, zusammengesetzt werden. Ganz verschieden sind die Montagelängen, in welchen die Säulenstücke zur Baustelle kommen. Handelt es sich um einfache, verhältnismäßig leichte Bauten, so kann man die Stützen ohne Stoß wenigstens über zwei, auch über drei Etagen durchführen und dann mit dem folgenden Stück verlaschen. In solchen Fällen werden die Deckenträger stumpf angeschlossen oder durch die doppelwandigen Säulen hindurchgesteckt. Bei sehr schweren Säulen, welche übermäßig starke Montagekrane benötigen würden, wird man sich auf die Durchführung über eine einzige Stockwerkhöhe beschränken.

Sehr stark abhängig ist im übrigen die Ausbildung der Stützen von den Verbindungen mit den Deckenträgern. Bei sehr hohen, turmartigen Gebäuden, wie z. B. dem 14 Stock hohen Turmbau des Lochnerhauses (Haus Grenzwacht) in Aachen, ist vielfach eine vollständig biegungsstarke Eckverbindung der Stützen mit den direkt anschließenden Deckenträgern bzw. Unterzügen behufs Erzielung einer kräftigen Rahmenwirkung zweckmäßig. Es sind dann konsolartige, kräftige Eckbleche, wie die in Abb. 4 gezeigte Ausführung beim Stahlskelett der Möbelfabrik Gottl. Hoffmann, Marbach, die mit Winkeln angeschlossen werden, erforderlich. Bei weniger hohen Bauwerken genügt es in der Regel, die Deckenträger in gewöhnlicher Weise mit Winkeln an die Stützen anzuhängen. Besonders vorteilhaft ist es, die Deckenträger bzw. Unterzüge in einer Gebäuderichtung durch die doppelwandigen Stützen hindurchzustecken. Es ist das sowohl für die Bearbeitung wie für die Montage selbst die einfachste Form der Verbindung, und sie hat gleichzeitg den statischen Vorteil, die Kontinuität der durchgesteckten Träger ausnutzen zu können und dadurch an Material zu sparen. Ein ähnlicher Effekt wird erzielt, wenn die oberen, also die Zugflansche, der Deckenträger beiderseits einer stumpf abgeschnittenen Zwischenstütze über dieselbe hinweg oder durch dieselbe mit einer gemeinsamen Decklasche versehen und die unteren Trägerflanschen durch dünne Keile in der Druckzone ebenfalls zum Kraftschluß gebracht werden. Auch diese Verbindung gestattet eine kontinuierliche Berechnung der Träger. Ist man gezwungen, zur Erzielung der Rahmenwirkung des Skeletts zu Eckblechen zu schreiten, so vermeide man aber, dabei wichtige Kraftniete auf Zug zu beanspruchen, wie dies in Amerika oft gemacht wird. Man sollte dann mindestens die Niete durch kräftige, zuverlässige Schrauben ersetzen. Für die Deckenträger werden in der Regel einfache Walzträger genügen (s. Abb. 5), für schwere Unterzüge und größere Stützweiten lassen sich allerdings genietete Blechträger nicht vermeiden. So weisen die Unterzüge mancher amerikanischer Wolkenkratzer, z. B. der 200 m hohe Turmbau der Insurance-Union in Ohio, mehr als 2 m Stehblechhöhe auf, allerdings nur in solchen Fällen, wo möglichst stützenfreie Hallenbauten in den unteren Geschossen verlangt sind, und die Stützen der oberen Geschosse auf diesen Unterzügen stehen.

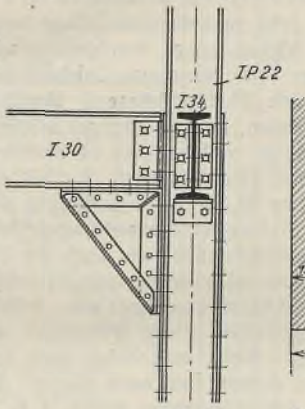


Abb. 4. Eckversteifung.

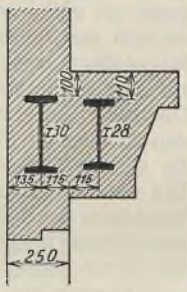


Abb. 5. Fenstersturz und Deckenträger.

Handelt es sich um solche außerordentlichen Fälle oder überhaupt um hohe Konstruktionen mit schweren Lasten, so lassen sich allzu große Querschnitte für Träger und Stützen durch Verwendung hochwertiger Stahlsorten bedeutend mildern. Die verbreitetste Anwendung findet in Deutschland Flußstahl St 37. Handelt es sich um wirkliche Hochhäuser, so wird der St 48 und ev. auch der neue St 52 trotz des höheren Preises wirtschaftlich sein, da diese beiden letztgenannten Stahlsorten bis zu 30 bzw. 50 % höher beansprucht werden dürfen als der St 37, die Mehrpreise hierfür aber nur 10 bis 25 % betragen. Für leichtere Bauwerke verwendet man in Amerika vielfach statt Normalprofilen dünnwandige, hochstegige ⊏-Profile, die aus dünnen Blechen gepreßt werden. Sie werden in verschiedenen Größen hergestellt, haben bei geringem Gewicht ein großes Trägheitsmoment und eignen sich besonders für Deckenträger. Die üblichen Verbindungsmittel im Stahlbau waren bisher bzw. sind noch Schrauben und Niete. Üblich ist es, im Stahlhausbau alle Verbindungen, die bereits in der Werkstatt hergestellt werden können, zu vernieten und auf der Baustelle möglichst viel zu schrauben, wenigstens soweit es sich um einfache Profile handelt. Bei schweren Bauwerken mit zusammengesetzten Profilen läßt sich aber das Vernieten an der Baustelle nicht vermeiden. Als besonders billig haben sich in Amerika gepreßte Klammern und Hülsen aus dünnem Blech erwiesen (Abb. 6), die mit dem Hammer und mit dem sog.

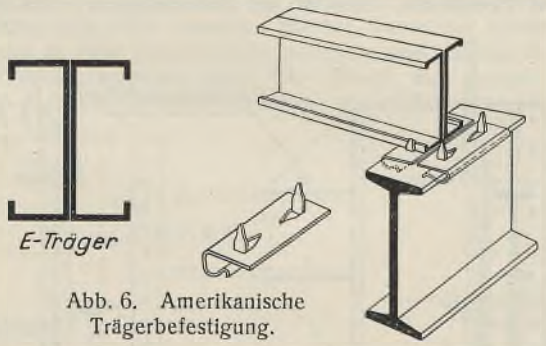


Abb. 6. Amerikanische Trägerbefestigung.

„Franzosen" um die Kanten der zu verbindenden Träger herumgebogen werden. Eine solche Klammer reicht natürlich nur dort aus, wo es sich nicht um Kraftverbindungen handelt, wo z. B. die Deckenträger auf den Unterzügen liegen und nachträglich einbetoniert werden. Sie sind aber außerdem für solche Fälle geeignet, wo die Träger miteinander verschweißt werden und zunächst nur ihre gegenseitige Lage gesichert werden soll. Bei dieser im Gebrauch verblüffend einfachen Methode wird also jegliches Bohren von Löchern und das Verschrauben oder Vernieten völlig vermieden. Es sind nun seit einer Reihe von Jahren starke Bestrebungen im Gange, die Niet- und Schraubenverbindungen bei Hochbauten durch elektrische Schweißverbindung zu ersetzen. Ihren Ursprung haben diese Bestrebungen in Amerika, und es ist nicht zu leugnen, daß mit dem Schweißen im elektrischen Lichtbogen schon große Erfolge erzielt wurden. Das Verbinden der Stahlteile untereinander verschlingt ja den größten Teil der Baukosten einer Stahlkonstruktion. Die Werkstattbearbeitung besteht, außer dem richtigen Ablängen der einzelnen Stäbe, hauptsächlich im Bohren der Verbindungslöcher und im Vernieten. Auf der Baustelle kommt hinzu das Verschrauben bzw. Vernieten der Löcher an den einzelnen Verbindungs- und Stoßstellen. Weiter aber sind durch das Schweißen auch Gewichtsersparnisse möglich, da ja in allen Zugquerschnitten die Bohrungen bei Bemessung der Querschnittflächen abgezogen werden müssen.

So wurde z. B. bei einem Verwaltungsgebäude der Westhinghouse-Gesellschaft, bei dem 885 t Stahlkonstruktion erforderlich waren, alles geschweißt. Es wurden hierbei 100 t Stahlkonstruktion, also über 10 % gespart. Die American Bridge Comp. errichtete ein 5 Stock hohes Stahlgebäude, ebenfalls mit nur geschweißten Verbindungen. Bei einer vieletagigen Großgarage, die im Jahre 1925 in Ohio mit ebenfalls nur geschweißten Verbindungen errichtet wurde, sind hierdurch nicht weniger als 23 % in den Gesamtkosten des Stahlskeletts gespart worden. Es waren dabei auf der Baustelle nur zwei Schweißarbeiter durchgehend beschäftigt, von denen jeder in 120 Stunden 109 lfd. m Schweißkante bewältigte. Bei dem Umbau des Homestead-Hotels in Hot-Springs, Virginia, welches durch ein Turmgebäude von 18,3 × 23 m Grundfläche und 55 m Höhe mit einem Stahlgewicht von 560 t erweitert wurde, sollte das äußerst lärmende Nieten mit Rücksicht auf die Hotelgäste vermieden werden. Es wurde deshalb auf der Baustelle alles geschweißt, und es genügte die ständige Beschäftigung von zwei Schweißern, die mit den übrigen Montagearbeiten genügend Schritt halten konnten. Sehr eingehend wurden die Einzelheiten der Schweißverbindungen durchgearbeitet für ein im vorigen Jahre in Prag errichtetes 8 Stock hohes Gebäude, bei welchem sich übrigens der Siliziumstahl, St 52, als besonders vorteilhaft erwies[4]). Mit Rücksicht auf eine genügende Steifigkeit gegen Wind ist die Konstruktion als steife Rahmenkonstruktion mit besonders kräftigen Eckverbindungen durchgebildet. Die Eckbleche wurden in der Werkstatt mit den Deckenträgern verschweißt. Hingegen wurden die Verbindungen an der Baustelle mit Schrauben geschlossen (s. Abb. 7a bis e). Dies scheint auch für unsere Verhältnisse in Deutschland, und bis weitere Erfahrungen mit dem Schweißen gemacht worden sind, das Richtige zu sein. Zweifellos können in der Werkstatt die Schweißarbeiten viel sorgfältiger durchgeführt und beaufsichtigt werden als auf der Baustelle. Die Prüfmethoden für die Stahlschweißung sind wohl noch nicht so durchgebildet, daß sie immer angewandt werden und volle Gewähr bieten können. Es muß den Amerikanern zugestanden werden, daß die ausführenden Stahlbauanstalten

[4]) Vgl. Stahlbau 1929, S. 25 ff.

vor dem Bau immer sehr sorgfältige Versuche mit dem Schweißen anstellten. Nach den verschiedenen Berichten sind diese Versuche fast durchweg sehr gut ausgefallen, wobei es sich immer um das Schweißen im elektrischen Lichtbogen handelte. Man stellte dabei fest, daß die Bruchfestigkeit etwa zwischen 1600 und 2200 kg/cm Schweißnaht liegt. Die neuerdings aufgekommene Methode der Untersuchung der Schweißstellen mittels Röntgenstrahlen ist leider nur in der Werkstatt möglich, und das Schweißen auf der Baustelle hat denselben Nachteil wie das Arbeiten im Eisenbeton, nämlich die Notwendigkeit einer besonders

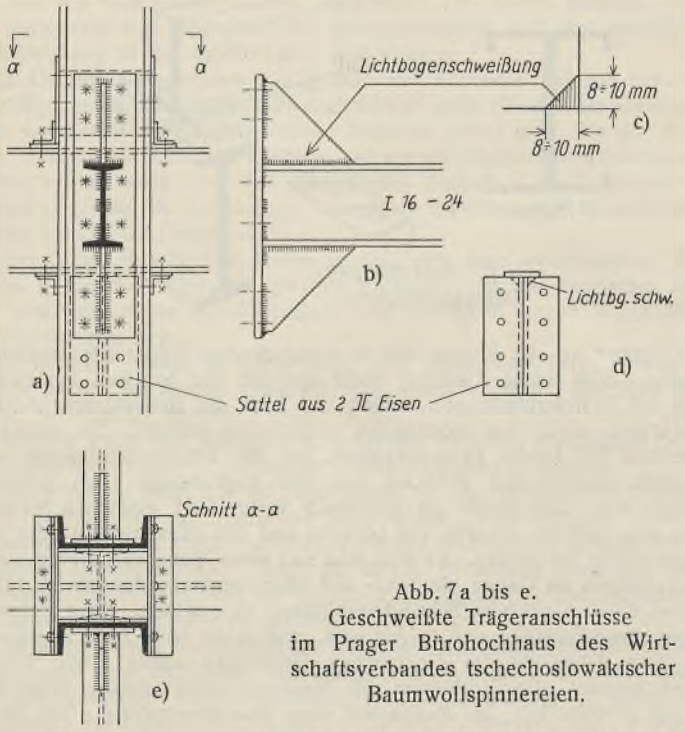


Abb. 7a bis e.
Geschweißte Trägeranschlüsse im Prager Bürohochhaus des Wirtschaftsverbandes tschechoslowakischer Baumwollspinnereien.

strengen Überwachung, geringere Zuverlässigkeit und mangelnde Nachprüfbarkeit. Ein Nachteil ist weiter, daß die Schweißverbindung eine erheblich geringere Dehnung aufweist als Stahl. Es ist also auch bei der Anordnung der Einzelheiten aller Schweißverbindungen bereits im Konstruktionsbüro nicht nur große Erfahrung, sondern auch große Vorsicht nötig. Doch werden wir bei den außerordentlichen Vorteilen, die das elektrische Schweißverfahren im Hochbau bietet, zweifellos auf diesem Gebiet sehr rasch vorwärts kommen. Sehr interessant sind die Berichte über die Festigkeitsversuche bei Schweißverbindungen, die man anläßlich einer Krafthauserweiterung eines Hotels im Atlantic im Staate New York gemacht hat. Die sehr gewissenhaft angestellten Versuche fielen so günstig aus, daß folgende Beanspruchungen als zulässig erachtet wurden:

für Zug in der Schweißnaht 980 kg/cm für Stumpfnähte,
„ Druck „ „ 1260 „ „ „
„ Scherung 790 „ bei Kehlnähten.

Auch in Deutschland bewegt die Frage des Schweißens schon sehr eingehend die in Betracht kommenden Fachkreise. Besonders beschäftigt sich damit der Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure, unter Mitwirkung des Deutschen Stahlbau-Verbandes und verschiedener Behörden und Fachleute. Die Ausarbeitung von Richtlinien für Schweißen im Stahlhochbau ist im Gange, ebenso eine Sammlung von Konstruktionseinzelheiten wichtigerer Schweißverbindungen.

Sehr wichtig sind die statischen Anforderungen, die man an einen Stahlskelettbau zu stellen hat. Zweierlei Kräftewirkungen hat ein solcher Bau zu genügen, 1. den senkrechten Lasten, die durch das Eigengewicht und die Nutzlast der einzelnen Decken entstehen, und 2. den waagerechten Lasten, die insbesondere vom Wind erzeugt werden. Die Nutzlast der Decken richtet sich ja immer nach den besonderen Verhältnissen. In der Regel ordnet man den unteren Stockwerken die größeren Lasten zu und die geringeren Lasten den oberen Stockwerken. Diese Lasten können natürlich außerordentlich stark wechseln. Sie können für Speicher und ähnliche Zwecke 1000 kg/m², z. B. 1500 kg/m² beim Lagergebäude der Stettiner Postdirektion, und mehr betragen, um bei Büros und Wohnhäusern bis auf 200 kg/m² herunterzugehen. Interessant ist, daß die Richtlinien, welche die Hochbau-Abteilung des amerikanischen Handelsamtes aufgestellt hat, ausdrücklich zulassen, daß bei Bemessung einer Stütze nicht sämtliche darüberliegenden Stockwerke als vollbelastet angenommen werden brauchen; sondern es kann von der Vollast ein Abzug gemacht werden, der mit der Zahl der Stockwerke wächst. Dieser Abzug beträgt z. B. bei sieben und mehr Stockwerken 50 %. Ist das Gebäude nur zur Aufnahme von Menschen bestimmt, z. B. Wohnhäuser, Bürohäuser usw., so kann dieser Abzug sogar noch um die Hälfte vermehrt werden. Im übrigen entsprechen die Belastungen ziemlich den preußischen Vorschriften, welche ähnliche Abminderungen zulassen. Ganz besondere Sorgfalt ist aber erforderlich bei der Berücksichtigung der Windkräfte. Diese werden bei hohen, schmalen Gebäuden die Ausbildung des Stahlskeletts und der Eckverbindungen maßgebend beeinflussen. In Amerika werden die Windkräfte nur dort eingehend untersucht und berücksichtigt, wo die Höhe des Gebäudes ungefähr das Dreifache der Breite in der Windrichtung erreicht. Man nimmt eben an, daß die normalen einfachen Verbindungen der Stützen mit den Deckenträgern und besonders die steife Ausbildung der gesamten Decken bei den niedrigeren Gebäuden eine genügende Standsicherheit gewährleisten. Allerdings müßte man dabei auch voraussetzen, daß die Stützen nicht in der Deckenebene gestoßen oder, wenn ja, dann wenigstens voll verlascht sind. Nachteile haben sich aus dieser toleranten Auffassung der Amerikaner bisher nicht gezeigt. Selbst bei den größten Stürmen, die der amerikanische Kontinent zu verzeichnen hat, haben die Wolkenkratzer und deren Stahlskelett ihre Schuldigkeit getan. Einer der verheerendsten Wirbelstürme hat bekanntlich im Frühjahr 1927 die Halbinsel Florida mit dem jetzt so bekannten Miami heimgesucht. Es wurden dort während dieses Wirbelsturmes Windgeschwindigkeiten bis zu 190 km/h festgestellt. Über 1000 gemauerte Gebäude wurden völlig zerstört. Hingegen ist unter den 25 Hochhäusern, sämtlich in Stahlskelettbauweise, die sich dort befanden, nur ein einziges schwerer beschädigt worden, das Mayer-Kiser-Gebäude, welches bei 14 Stockwerken in der Querrichtung nur eine Breite von 14 m aufweist. Es hat sich dieses Gebäude in der Oberkante um etwa 60 cm durch Ausbiegen der Stützen verschoben. An sich ist aber die Stahlskelettkonstruktion vollständig intakt geblieben; nur die dünnen Umfassungswände, wie auch die Zwischenwände wurden zum Teil zerstört. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß es nur für einen Winddruck von 100 kg/m² berechnet war, während der vom dortigen Observatorium festgestellte größte Winddruck während des Sturmes etwa 320 kg/m² betrug. Wenn man dabei noch berücksichtigt, daß die Eckverbindungen bei diesem Bau nach unseren deutschen Begriffen wirklich sehr mangelhaft durchkonstruiert waren, z. B. auf Zug beanspruchte Niete usw., so kommt man zu dem Ergebnis, daß dieser Stahlskelettbau sich geradezu großartig bewährt hat, was man mit Recht auf die bei der Stahlkonstruktion so wichtige und in den letzten Jahren durch theoretische Untersuchungen von Grüning, Maier-Leibnitz usw. bestätigte „Schlauheit des Stahlmaterials“ zurückführen darf. Es hat sich übrigens bei dem erwähnten Bau gezeigt, daß man an der sich öfter wiederholenden dynamischen Wirkung der Windkräfte nicht achtlos vorbeigehen darf, weil Torsionskräfte im Gesamtbau und ferner zweifellos Resonanzerscheinungen in der Tragkonstruktion auftreten, die gefährlicher sein können als die eigentlichen Windkräfte. Im allgemeinen aber macht man schon seit längerer Zeit in Amerika bei der Berücksichtigung der Winddrücke ähnliche Annahmen wie jetzt auch in Deutschland, indem man diese Kräfte entsprechend der Höhe der Gebäude abstuft. So nimmt man für die Höhe bis 12 m einen Winddruck von 49 kg/m² und über 12 m einen solchen von 98 kg/m², bei freistehenden hohen Gebäuden aber 146 kg/m²[5]). Die preußischen Vorschriften aus dem Jahre 1925 arbeiten mit etwas höheren Windkräften, nämlich mit 100 kg/m² bis zu 10 m, mit 125 kg/m² von 10 bis 25 m Höhe und mit 150 kg/m² auf die über 25 m Höhe liegenden Flächen (Abb. 8), welche aber bei geschützter Lage bis auf 75 kg/m² ermäßigt werden können.

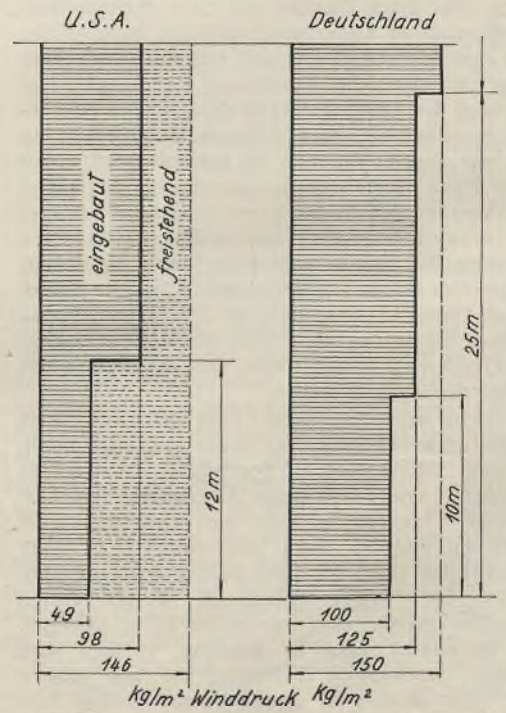


Abb. 8. Vergleich zwischen deutschen und amerikanischen Windbelastungs-Vorschriften.

Der Einfluß der Windkräfte erfordert also eine besonders gewissenhafte Berück-

[5]) Die Windbelastungs-Vorschriften der Großstädte der Vereinigten Staaten sind nicht einheitlich. Die neuesten Vorschriften von New York werden in einem der nächsten Hefte besprochen werden.

Die Schriftleitung.

sichtigung bei dem Bau von Hochhäusern. Das Stahlskelett als tragender Teil des Ganzen muß daher auch einer scharfen Überlegung und Berechnung unterzogen werden. Es ist schon gesagt worden, daß bei nicht allzu hohen Bauten von entsprechender genügender Basis die Windkräfte keinen maßgeblichen Einfluß haben. Eine normale, sachgemäße Verbindung der Träger mit den Stützen und eine steife Ausbildung aller

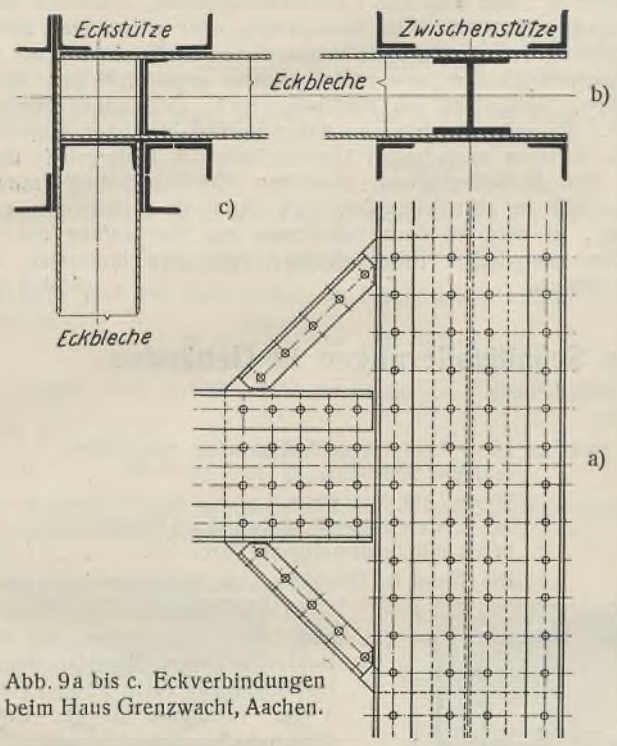


Abb. 9a bis c. Eckverbindungen beim Haus Grenzwacht, Aachen.

Zwischendecken, welche die Verteilung der Windkräfte auf die verschiedenen Stützen und ev. anzuordnende, besonders steife Stirn- und Zwischenwände sichern können, wird im allgemeinen genügen. Dieser Ansicht hat man sich auch außerhalb Amerikas überall angeschlossen, und bedeutende Stahlskelettbauten sind dementsprechend auch in Deutschland ausgebildet worden.

Bei hohen schmalen Bauten muß man aber zu anderen Mitteln greifen, und zwar, da die fachwerkartige Ausbildung der Wände mit Schrägstäben wegen der Fenster und Türen nicht durchführbar ist,

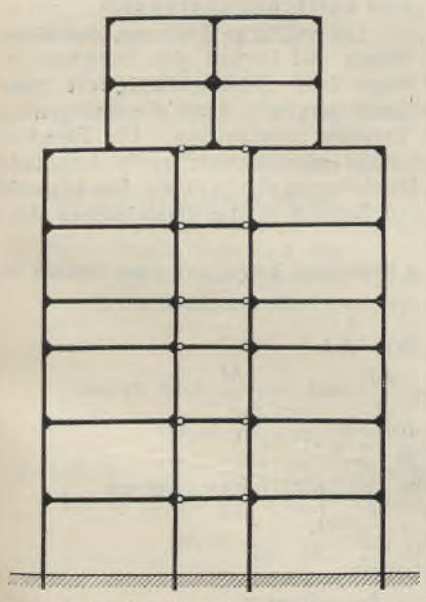


Abb. 10. Statisches System des Siemens-Schaltwerk-Hochhauses.

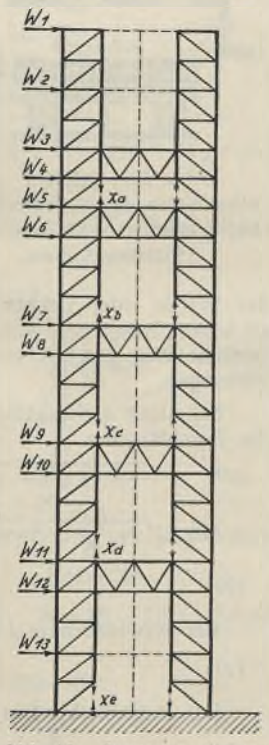


Abb. 12. Statisches System des Pressaturmes, Köln.

muß man steife Rahmengebilde mit kräftigen Ecken schaffen, welche genügende Biegungsfestigkeit besitzen, um die gesamten waagerechten Kräfte, die in den verschiedenen Höhen wirken, auf die Fundamente zu übertragen. Es wurde bereits erwähnt, daß aus diesem Grunde bei dem Haus Grenzwacht in Aachen, ausgeführt von Ges. Harkort-Duisburg, das statisch sehr eingehend untersucht wurde, die steifen Rahmen mit Eckblechen versehen wurden (Abb. 9a bis c). Bei den amerikanischen Wolkenkratzern ist dies bereits eine althergebrachte Konstruktion. Aber auch verschiedene bedeutende deutsche Hochhausbauten sind durch die Literatur bekanntgeworden, bei welchen die steifen Rahmen notwendig waren, z. B. das 8 Stock hohe Geschäftshaus Samt u. Seide AG. in Mannheim [6]), das neue Schaltwerk-Hochhaus der Siemens-Schuckertwerke in Berlin-Siemensstadt [7]), welches bei einer Breite von 17,4 m mit seinen 11 Geschossen eine Höhe von 45 m erreicht. Es waren dabei insgesamt 3685 t Stahlkonstruktionen erforderlich, so daß richtige statische Annahmen und eine genaue statische Untersuchung sich wohl lohnten. Hierbei wurde der Querschnitt des Stahlgerüstes in zwei nebeneinander stehende und miteinander wirkende Stockwerkrahmen aufgelöst (Abb. 10). Durch die genaue Rechnung, wie auch durch eine sehr sorgfältige Konstruktion konnte die An-

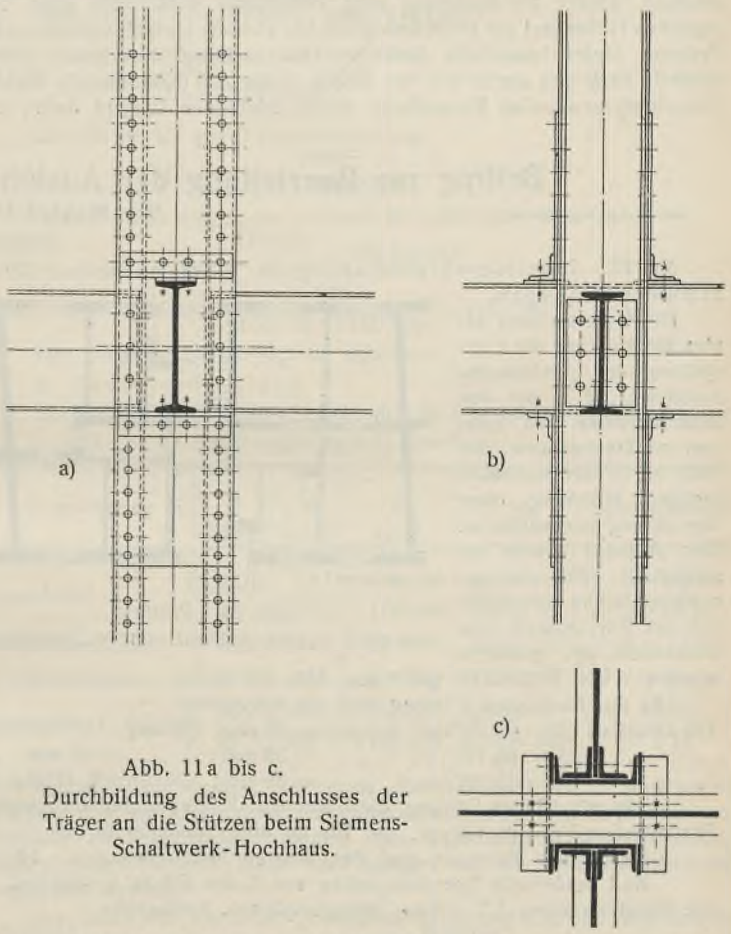


Abb. 11a bis c. Durchbildung des Anschlusses der Träger an die Stützen beim Siemens-Schaltwerk-Hochhaus.

ordnung von Eckblechen vermieden und genügende Steifigkeit der Ecken durch einfache Mittel erzielt werden: lediglich mit Hilfe des Durchsteckens der Deckenträger durch die zwei Balkenstützen und die Sicherung der Verbindungen außer den Schrauben auch durch festsitzende Keile (Abb. 11a bis c). Natürlich ist ein solches System vielfach statisch unbestimmt und würde bei strenger wissenschaftlicher Behandlung eine ungeheure Rechenarbeit erfordern. Es ist aber dem gewandten erfahrenen Statiker immer möglich, durch zulässige vereinfachende Annahmen eine Verminderung der Rechenarbeit zu erzielen. So war es bei dem schon erwähnten Pressaturm in Köln, der ausnahmsweise eine fachwerkartige Ausbildung erhielt, durch geschickte Anordnung möglich, die Zahl der statisch unbestimmten Größen auf fünf herabzumindern [8]), ohne die Zuverlässigkeit der Rechnung zu beeinträchtigen (s. Abbild. 12). Natürlich muß man diesen statischen Annahmen durch entsprechende konstruktive Ausbildung Rechnung tragen. So werden vielfach die

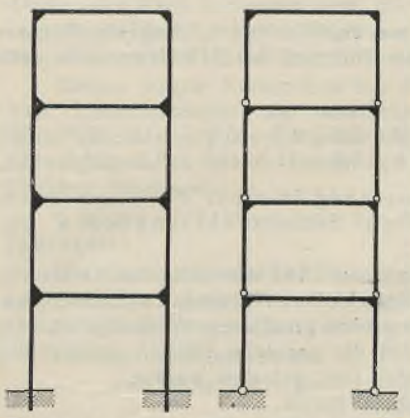


Abb. 13a u. b.

[6]) Vgl. Stahlbau 1928, S. 45 ff.
[7]) Ebenda, S. 177 ff.
[8]) Ebenda, S. 74, Abb. 8.

Stockwerkrahmen aufgelöst in einzelne, nur von Geschoß zu Geschoß ragende Portalrahmen, die an den Fußpunkten, mit denen sie auf dem unteren Stockwerk aufruhen, gelenkig angeschlossen gedacht sind, also das ganze System wird aufgelöst in eine größere Anzahl einfach statisch unbestimmter Halbrahmen (Abb. 13a u. b). Sehr günstig kann die Ausbildung durchgehender steifer Stockwerkrahmen bei solchen Hochhäusern sein, wo nicht nur die Windkräfte einen großen Einfluß haben, sondern auch mit großen Nutzlasten in den einzelnen Geschossen zu rechnen ist. Die Rahmenausbildung mit steifen Ecken kann dann sehr vorteilhaft auf eine Ersparnis in der Ausbildung der Stützen- und Deckenträgerquerschnitte zurückwirken. Man begeht auch keinen großen Fehler, wenn man in solchen Fällen den Momentennullpunkt der Stützen etwa jeweils in halber Geschoßhöhe sich denkt, wodurch wieder die Rechnung sehr vereinfacht wird. Ein ganz vorzügliches Hilfsmittel zur Berechnung solcher vielfach statisch unbestimmten Systeme bietet heute die statische Untersuchung vermittels kleiner Modelle nach den Methoden von Beggs, Gottschalk (Kontinostat), Rickhof (Nupubest) usw. Das Wesentliche dieser Methoden besteht darin, daß an Hand von kleinen Modellen aus Stahl, Celluloid oder Pappe die Formänderung des statischen Systems bzw. die Nullpunkte der einzelnen Stäbe usw. festgestellt werden. Nach Ermittlung dieser Grundbedingungen an Hand des Modells können die Momente in den einzelnen Rahmenteilen, Querkräfte usw. durch einfachste Elementarrechnung erhalten werden. Diese experimentellen Verfahren bauen sich auf die bekannten theoretischen Sätze von der Formänderungsarbeit, besonders auf den Maxwellschen Satz auf. Die Ausschaltung aller schwierigen Rechnung, der Auflösung von großen Gleichungssystemen zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen usw. wird diesen experimentellen Methoden zweifellos, wenigstens im Hochbau, noch eine große Verbreitung bringen. So weist Beggs nach, daß sein Verfahren nur ungefähr 1 % von der genauen analytischen Untersuchung im Endergebnis abweicht. Sollte das Modellverfahren auch zur Neuberechnung schwieriger Systeme sich in absehbarer Zeit noch nicht als vollkommen geeignet erweisen, so wird es doch mindestens zur Nachprüfung der vorhergehenden analytischen Untersuchungen sehr gute brauchbare Dienste leisten können. (Schluß folgt.)

Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Richard Doorentz**, Baurat, Leipzig.

(Schluß aus Heft 16.)

Nr. 19. Schalldurchlaßmessung in zwei normalen Dreizimmerwohnungen.

Die Untersuchung erstreckte sich auf die Feststellung des „Gebrauchszustandes", d. h. auf den Schalldurchlaß von Zimmer zu Zimmer usw., soweit er in der normalen fertigen Wohnung ohne Einrichtung vorhanden ist. Der Apparat wurde so aufgestellt, daß die gesamten Flächen einschließlich der Tür, soweit eine vorhanden ist, getroffen wurden. Die Örtlichkeit geht aus Abb. 28 hervor.

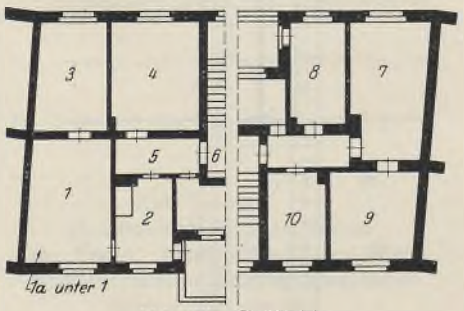


Abb. 28. Prüffeld in zwei normalen Dreizimmerwohnungen.

Die durchlassenden Flächen sind die folgenden:

Tür zwischen 1/2 = 66/197 cm; Rahmen = 39 mm; Füllung = 13 mm stark,
„ „ 1/3 = 86/197 cm; „ = 39 mm; „ = 13 mm „
„ „ 4/5 = 86/197 cm; „ = 39 mm; die untere Hälfte der Tür mit 13 mm Füllung, die obere mit Kathedralglas 4/4 verglast,
Tür zwischen 5/6 = 96/197 cm; die Tür ist eine Sperrholztür mit 27 mm Stärke des Rahmens und des inneren Andreaskreuzes. Hierauf sind beiderseits Sperrholzplatten von 6 mm Stärke vorhanden.

Die Wand zwischen 1/2 = 7 cm Schöntonplatten, beiderseits verputzt . . . . . $l = 3$ m
„ „ „ 3/4 = wie vor . . . . . $l = 3{,}77$ m
„ „ „ 4/5 = wie vor . . . . . $l = 1{,}65$ „
„ „ „ 1/3 = 25 cm Ziegelmauerwerk beiderseits verputzt . . . . . $l = 3{,}01$ „
„ „ „ 7/8 = 7 cm Gipsschlackendielen beiderseits mit Tünchputz . . . . . $l = 3{,}70$ „
„ „ „ 9/10 = 7 cm, wie vor . . . . . $l = 2{,}65$ „

Decke zwischen 1/1a = Holzdecke mit Dielung, 15 cm Koksaschenauffüllung, Einschub, Schalung mit Rohrdeckenputz, Balken 16/24 cm, $l = 5{,}05$ m i. L.

Körperschall: Decke = 4 mm Fallhöhe bei 1/4" Kugeldurchmesser.

Luftschall: Der prozentuale Durchlaß bei 512 Hertz ist in nachstehender Tabelle verzeichnet.

Der Raum 1a liegt unter 1.

Bezeichnung	1/2	1/3	3/4	4/5	5/6	1/1a	7/8	9/10
Durchlaß in %	9,5	3,8	5,2	31	19,6	5,2	13,8	12,5

Nr. 20. Schalldurchlaßmessung in einer Dreizimmerwohnung eines Wohnhauses mit Schlackenbetonwänden und massiven Hohlsteindecken.

Die Untersuchung erstreckte sich auf die Feststellung des „Gebrauchszustandes", d. h. auf den Schalldurchlaß von Zimmer zu Zimmer usw., soweit er in der fertigen Wohnung ohne Einrichtung vorhanden ist. Der Apparat wurde so aufgestellt, daß die gesamten Flächen einschließlich der Türen, soweit solche vorhanden sind, getroffen wurden.

Die Örtlichkeit geht aus Abb. 29 hervor.

Die durchlassenden Flächen sind die folgenden:

Tür zwischen 1/3 = 86/197 cm; Rahmen 39 mm; Füllung 13 mm stark,
Wand „ 1/3 = 7 cm Gipsschlackendielen mit beiderseitigem Tünchputz. Die Wand steht zwischen Eisenbetonbalken und Stützen . . . . . $l = 3{,}15$ m
Wand zwischen 1/2 = 7 cm Gipsschlackendielen mit beiderseitigem Tünchputz . . . . . $l = 4{,}31$ m
„ „ 3/4 = 7 cm, wie vor . . . . . $l = 3{,}0$ „
„ „ 3/5 = 20 cm starke Kosselwand auf Schlackenbeton mit beiderseitigem Putz . . . . . $l = 3{,}50$ „
Die Wand ist Gebäude- bzw. Wohnungstrennwand.

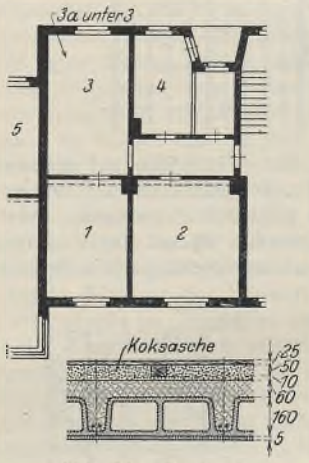


Abb. 29. Prüffeld einer Wohnung mit Schlackenbetonwänden und massiven Hohlsteindecken.

Decke zwischen 3/3a: 25 mm Dielen- und 5/5 cm Lagerhölzer, die in 6 cm Koksasche liegen, darunter eine Remy-Hohlsteindecke von 22 cm Höhe mit 5 mm Tünchputz an der Unterseite. Gesamtdeckenstärke rund 31 cm, $l = 5{,}26$ m.

Körperschall: Decke = 6 mm Fallhöhe bei 1/4" Kugeldurchmesser.

Luftschalldurchlaß: Der prozentuale Durchlaß bei 512 Hertz ist aus nachstehender Tabelle zu ersehen.

Der Raum 3a liegt unter 3.

Bezeichnung	1/2	1/3	4/3	3/3a	3/5
Durchlaß in %	19,6	13,8	13,6	3,0	2,7

Nr. 21. Biegungsschwingungen und Luftschallübergang.[3])

Die praktische Erfahrung, daß dünne Wände und Decken den Luftschall infolge ihrer Schwingefähigkeit stark übertragen, wird durch die vorliegenden Versuche unterstrichen. Die Fähigkeit der Wände oder Decken, eine mehr oder weniger große Amplitude zu bilden, hängt u. a. von ihrer Durchbiegungsfähigkeit ab. Der folgende einfache Weg gewährt einen guten Einblick in die verschiedenen Auswirkungen.

Für einen gleichmäßig mit q belasteten Träger auf zwei Stützen ist die Durchbiegung.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q\,l^4}{EJ} \cdot \tag{19}$$

Mit $M = \frac{q\,l^2}{8}$ bzw. $W = \frac{2J}{h}$ und $\sigma = \frac{M}{W}$ folgt daraus

$$f = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma}{hE} \cdot l^2. \tag{20}$$

Bei verschiedenem l sind die veränderlichen Faktoren

$$m_1 = \frac{\sigma}{hE} \cdot l^2. \tag{21}$$

Bei gleichbleibendem l sind diese

$$m_2 = \frac{\sigma}{hE} \cdot \tag{22}$$

Die Werte m_1 und m_2 stellen einen einfachen Maßstab zur Beurteilung des Luftschallüberganges durch Biegungsschwingungen dar.

[3]) Die nachfolgenden Ausführungen dürften von der Praxis nicht unwidersprochen bleiben, da sie auf rein rechnerischer Grundlage beruhen. Eine Klärung der Frage wird vielleicht von dem erlassenen Preisausschreiben zur Förderung des wirtschaftlichen Massivdeckenbaues für Wohnhäuser zu erwarten sein. Die Schriftleitung.

Für ein gleichbleibendes l sollen die Werte m_2 zunächst für eine Holzbalken-, Eisenbeton-, Hohlstein- und Trägerdecke von 5,0 m Spannweite (Wohnhausdecke von zwei hintereinanderliegenden Zimmertiefen von rd. 4,80 m) untersucht werden.

a) Die Holzbalkendecke (Abb. 30).

$l = 5{,}00$ m; Balkenabstand $= 0{,}80$ m; $g = 200$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 400$ kg/m²; $p : q = 0{,}5$.

$$Q = 5{,}0 \cdot 0{,}8 \cdot 400 = 1600 \text{ kg}. \quad M = \frac{1600 \cdot 5{,}0}{8} = 1000 \text{ mkg}.$$

Früher pflegte man $h = 4 \cdot 1 + 4$ cm $= 4 \cdot 5{,}0 + 4$ cm $= 24$ cm
$b = 5/7 \cdot h = 5/7 \cdot 24 =$ rd. 18 cm

mit $W = 1728$ cm³ und $\sigma = \frac{100\,000}{1728} = 58$ kg/cm²

zu nehmen. Hierfür ist für $q = 1$ kg/m² Belastung mit $E = 100\,000$ kg/cm²

$$m_2 = \frac{58}{400 \cdot 24 \cdot 100\,000} = 0{,}604 \cdot 10^{-7}.$$

Heute wird das Holz vielfach in Balken bis 80 kg/cm² ausgenutzt. Hierfür ist

$$W = \frac{100\,000}{80} = 1250 \text{ cm}^3.$$

Gewählt: 16/22 mit $W = 1291$cm³, wofür $\sigma = \frac{100\,000}{1291} = 77{,}5$ kg/cm²

und für $q = 1$ kg/m²

$$m_2 = \frac{77{,}5}{400 \cdot 22 \cdot 100\,000} = 0{,}88 \cdot 10^{-7}$$

folgt. Deutlich erkennt man die Zunahme der Luftschallübertragung durch die vermehrte Durchbiegungsfähigkeit.

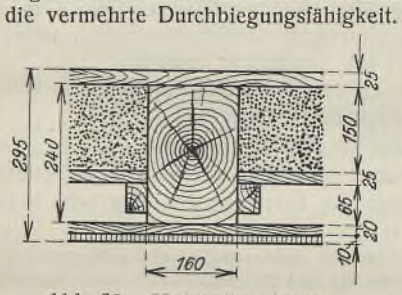


Abb. 30. Holzbalkendecke.

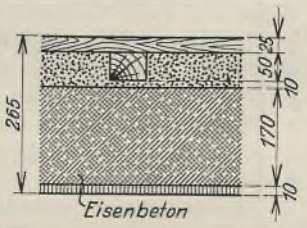


Abb. 31. Eisenbetondecke.

b) Die reine Eisenbetondecke (Abb. 31).

Gewicht des Fußbodens . . . . . 15 kg/m²
„ der Auffüllung $= 6 \cdot 7$ . . . . 42 „
„ der Decke $= 17 \cdot 24$ . . . rd. 390 „
„ des Putzes und zur Abrundung rd. 23 „
$g = 470$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 670$ kg/m²; $p : q = 0{,}30$.

$$M = \frac{670 \cdot 5{,}0^2}{10} = 1700 \text{ mkg}; \quad \sqrt{M} = 41.$$

$d = 17$ cm $= 1{,}5 + 0{,}381 \cdot 41$; $\sigma_{b/e} = 44/1200$; $h = 17 - 1{,}5 = 15{,}5$ cm.

Hierfür ist für $q = 1$ kg/m² Belastung

$$m_2 = \frac{44}{670 \cdot 15{,}5 \cdot 200\,000} = 0{,}212 \cdot 10^{-7}.$$

c) Die Hohlsteindecke.

Fußboden und Auffüllung wie vor . 57 kg/m²
Platte, 5 cm $= 5 \cdot 24$ . . . . . 120 „
Steine und Rippen rd. $13 \cdot 14 =$ . . 182 „
Für Putz und Abrundung rd. . . . 21 „
$g = 380$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 580$ kg/m²; $p : q = 0{,}346$.

$$M = \frac{580 \cdot 5 \cdot 0^2}{10} = 1450 \text{ mkg} \qquad \sqrt{M} = 38$$

$d = 18$ cm $= 2{,}5 + 0{,}411 \cdot 38$; $\sigma_{b/e} = 40/1200$; $h = 18 - 2{,}5 = 15{,}5$ cm.

Hierfür ist für $q = 1$ kg/m² Belastung

$$m_2 = \frac{40}{580 \cdot 15{,}5 \cdot 200\,000} = 0{,}223 \cdot 10^{-7}.$$

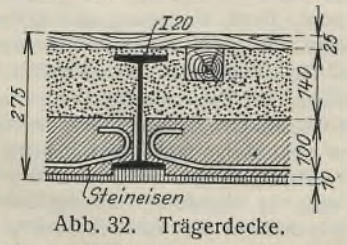


Abb. 32. Trägerdecke.

d) Die Trägerdecke (Abb. 32).

Gewählt eine Trägerhöhe $h = 500 : 25 = 20$ cm, I 20 mit $W = 214$ cm³ und $J = 2140$ cm⁴.

Gewicht des Fußbodens . . . . . 15 kg/m²
„ der Auffüllung $14 \cdot 7 =$ . . 98 „
„ der Steineisendecke $10 \cdot 14 = 140$ „
„ der Träger . . . . . 26 „
Für Putz und Abrundung . . . . . 21 „
$g = 300$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 500$ kg/m²; $p : q = 0{,}40$.

$$Q = 5{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 500 = 2500 \text{ kg}; \quad M = \frac{2500 \cdot 500}{8} = 156\,250 \text{ cmkg}$$

$$W = \frac{156\,250}{1200} = 130 \text{ cm}^3; \quad \text{vorh. } 214 \text{ cm}^3$$

$J = 2{,}92 \cdot 130 \cdot 5{,}0 = 1900$ cm⁴; vorh. 2140 cm⁴

$$\sigma = \frac{156\,250}{214} = 730 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierfür ist für $q = 1$ kg/m² Belastung

$$m_2 = \frac{730}{500 \cdot 20 \cdot 2\,150\,000} = 0{,}34 \cdot 10^{-7}.$$

Wählt man dagegen I 18 mit $W = 161$ cm³, dann ist

$$\sigma = \frac{156\,250}{161} = 970 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$m_2 = \frac{970}{500 \cdot 18 \cdot 2\,150\,000} = 0{,}5 \cdot 10^{-7}.$$

Die Zunahme ist deutlich zu erkennen.

e) Zusammenstellung.

Für das Vergleichsbeispiel ergibt sich die folgende Gegenüberstellung:

$p = 200$ kg/m²; $l = 5$ m.

Bezeichnung	h cm	σ kg/cm²	E kg/cm²	m_2	Bemerkungen
Holzdecke . .	24	58	100 000	$0{,}604 \cdot 10^{-7}$	$B \cdot 18/24$
	22	77,5	100 000	$0{,}880 \cdot 10^{-7}$	$B \cdot 16/22$
Eisenbetondecke .	15,5	44	200 000	$0{,}212 \cdot 10^{-7}$	$d = 17$ cm
Hohlsteindecke . .	15,5	40	200 000	$0{,}223 \cdot 10^{-7}$	$d = 18$ cm
Trägerdecke . .	20	730	2 150 000	$0{,}340 \cdot 10^{-7}$	I 20
	18	970	2 150 000	$0{,}500 \cdot 10^{-7}$	I 18

Die m_2-Werte zeigen, wie stark die einzelnen nicht isolierten Decken den Luftschall durch Biegungsschwingungen im Verhältnis zueinander zu übertragen vermögen. Die anzuordnende Schallisolierung muß dementsprechend mehr oder weniger auf die Luftschalldämpfung eingestellt werden.

Die durch die Versuche gewonnene Erfahrung (Gl. 18), daß leichte Konstruktionen stärker gegen Luftschallübergang zu isolieren sind, wird hierdurch bestätigt.

Durch die Änderung von h und σ hat man es daher bis zu einem gewissen Grade in der Hand, von vornherein einen ungefähren Ausgleich bezüglich der Übertragung von Luftschall durch Biegungsschwingungen herbeizuführen. Wo der Ausgleich offensichtlich aus wirtschaftlichen oder technischen Gründen nicht herbeigeführt werden kann, muß die Schallisolierung entsprechend gestaltet werden.

Es ist ferner zu erkennen, daß durch Isolierungen, die starr mit der Decke oder Wand verbunden sind, die Luftschallisolierung wegen der unmittelbaren Übertragung der Biegungsschwingungen nicht, oder wenigstens nur sehr unwesentlich herbeigeführt werden kann.

Ebenso tragen Isolierungen mit harten, lastübertragenden Gliedern bzw. Unterstützungen, die unmittelbar auf der Decke oder an der Wand ruhen, wenig zur Luftschalldämpfung bei, da sie die Biegungsschwingungen zu einem erheblichen Teil unmittelbar auf die Konstruktion übertragen.

f) Welchen Einfluß hat die Kontinuität auf die Schwingfähigkeit?.

Die Kontinuität wird bei Eisenbetonplatten für Decken am stärksten ausgenutzt, so daß der Einfluß auf die Schwingfähigkeit dort am stärksten zutage tritt. Die Untersuchung soll an einem Beispiel durchgeführt werden.

Für eine Deckenplatte sei:

$d = 10$ cm; $h = 10 - 1{,}5 = 8{,}5$ cm; $g = 300$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 500$ kg/m².

Da bei gleicher Deckenstärke und gleichem Verhältnis $\sigma_{b/e}$ verschiedene Längen infolge der Kontinuität überspannt werden können, so ist der Wert m_1 der Gl. 21 zum Vergleich heranzuziehen.

Allgemein ist bei gegebener Betonbeanspruchung

$$M = \left(\frac{h}{r}\right)^2 = \frac{q \cdot l^2}{n}$$

wobei der linke Wert den Zusammenhang mit der Beanspruchung und der rechte Wert denjenigen mit der veränderlichen Kontinuitätswirkung zum Ausdruck bringt. Hieraus ist

$$l^2 = n \cdot \frac{M}{q}.$$

Zur Ausbreitung der Übersicht soll der Wert l^2 für die Beanspruchungen 50, 40 und 30 kg/cm² bestimmt werden. Hierfür ist (mit l in m):

σ_b	50 kg/cm²	40 kg/cm²	30 kg/cm²
$r =$	0,345	0,411	0,519
$M =$	602	430	268 mkg
$l^2 =$	$1{,}21 \cdot n$	$0{,}86 \cdot n$	$0{,}536 \cdot n$

Demnach ist für $q = 1$ kg/m² Belastung der Wert m_1 der Gl. 21:

für $\sigma_b = 50$ kg/cm²: $m_1 = \frac{50}{500 \cdot 8{,}5 \cdot 200\,000} \cdot 1{,}21 \cdot n = 0{,}071 \cdot n \cdot 10^{-2}$

für $\sigma_b = 40$ kg/cm²: $m_1 = \frac{40}{500 \cdot 8{,}5 \cdot 200\,000} \cdot 0{,}86 \cdot n = 0{,}0404 \cdot n \cdot 10^{-2}$

für $\sigma_b = 30$ kg/cm²: $m_1 = \frac{30}{500 \cdot 8{,}5 \cdot 200\,000} \cdot 0{,}536 \cdot n = 0{,}0189 \cdot n \cdot 10^{-2}$

Daraus ergibt sich folgende Zusammenstellung.

n	m_1 für die Beanspruchungen		
	50 kg/cm²	40 kg/cm²	30 kg/cm²
8	$0{,}567 \cdot 10^{-2}$	$0{,}323 \cdot 10^{-2}$	$0{,}151 \cdot 10^{-2}$
10	$0{,}710 \cdot 10^{-2}$	$0{,}404 \cdot 10^{-2}$	$0.189 \cdot 10^{-2}$
12	$0{,}852 \cdot 10^{-2}$	$0{,}486 \cdot 10^{-2}$	$0{,}227 \cdot 10^{-2}$
15	$1{,}064 \cdot 10^{-2}$	$0{,}606 \cdot 10^{-2}$	$0{,}283 \cdot 10^{-2}$
18	$1{,}278 \cdot 10^{-2}$	$0{,}728 \cdot 10^{-2}$	$0{,}340 \cdot 10^{-2}$
20	$1{,}420 \cdot 10^{-2}$	$0{,}808 \cdot 10^{-2}$	$0{,}378 \cdot 10^{-2}$
24	$1{,}703 \cdot 10^{-2}$	$0{,}972 \cdot 10^{-2}$	$0{,}453 \cdot 10^{-2}$

Die Zusammenstellung zeigt, daß bei dünnen und hochbeanspruchten Platten eine erhebliche Zunahme der Luftschallübertragung durch Biegungsschwingungen eintritt. Hierauf ist bei der Wahl der Schallisolierung Rücksicht zu nehmen.

Nr. 22. Schlußbemerkungen.

a) Allgemeines.

Die einwandfreie technische Gestaltung der Isolierung ist ebenso wichtig wie ihre schalltechnische Seite.

Vor dem Einbringen der Isolierung muß der Bau trocken sein.

Die Schallisolierung ist gegen das Eindringen von Wasser gut zu schützen. Sie ist von der Tragkonstruktion zu trennen, d. h. sie muß „schwimmend" auf bzw. an ihr angeordnet sein.

Um eine Decke oder Wand richtig isolieren zu können, muß ihr Luft- und Körperschalldurchlaß bzw. ihr Verhalten dagegen bekannt sein.

Leichte Decken und Wände sind mehr gegen Luftschall, schwere (massive) mehr gegen Körperschall zu isolieren.

Decken und Wände mit großer Durchbiegungsfähigkeit können u. U. mit der besten Schallisolierung nicht genügend gedämpft werden. Durch die unvermeidliche Lastübertragung werden sie trotz der Isolierung in Schwingungen versetzt (abgedämpftes dumpfes Klingen). Hiergegen ist nur eine Vergrößerung der Steifigkeit wirksam.

Die in den „konstruktiven Hohlräumen" von Decken und Wänden auftretende Resonanz kann durch die Zukehrung rauher Flächen (z. B. Tektondielen oder ähnliches) wirksam bekämpft werden.

Durch mehrere Stockwerke in einem Stück durchgehende dünne Wände sind zu vermeiden, weil sie in jedem Stockwerk gegebenenfalls als Schallstrahler wirken.

Sie sind zweckmäßig in jeder Decke abzufangen und (wenn sie unmittelbar auf der Decke stehen) von dieser durch eine 10 mm starke Preßkorkplatte entsprechender Festigkeit zu trennen.

Die Türen sind als schalltechnisch „schwache Punkte" schalltechnisch zu verbessern.

Die straßenseitigen Fenster sind als schalltechnisch besonders gut durchkonstruierte Doppelfenster auszubilden. Dabei ist ein größtmöglichster Ausgleich des Durchlasses über der ganzen Fläche anzustreben.

Die Hoffenster sind als normale Doppelfenster herzustellen.

Durchgehende Wasserleitungen usw. sind durch Nebenräume zu führen und möglichst von dort abzuzweigen.

Sandschichten als Unterlagen sind nicht zu empfehlen.

b) Luftschall.

Hinsichtlich des Luftschalldurchlasses dürfte es sich empfehlen, die folgenden Werte anzustreben und besonders gelagerte Fälle besonders zu behandeln. Es muß versucht werden, die Werte zu verbessern.

Haupttrennwände	1,5 bis 2%
Wohnungstrennwände	2,5 „ 3 „
Innere Trennwände	5 „ 7 „
Decken in öffentlichen Gebäuden	1,5 „ 2 „
Decken in Wohnungen	3 „ 4 „
Hauptabschlußtüren	4 „ 5 „
Innere Türen in öffentlichen Gebäuden	6 „ 8 „
Korridortüren von Wohnungen	8 „ 10 „
Innere Türen von Wohnungen	12 „ 15 „

c) Körperschall.

Es empfiehlt sich, die erforderlichen Ansprüche im Hinblick auf die Benutzungsart von Fall zu Fall zu bestimmen. Hiernach sind (unter Berücksichtigung der Schwingungsfähigkeit der Konstruktion) die Maßnahmen so einzustellen, daß sie bei Erreichung der beabsichtigten Körperschallisolierung gleichzeitig die erforderliche Luftschallisolierung sicherstellen und eines Kostenminimums zur Ausführung bedürfen.

Die eigene Körperschalldämpfung der Deckenkonstruktionen ist nicht ausreichend. Sie bedürfen einer zusätzlichen Isolierung.

Harte Estriche dämpfen weniger als Asphalt-Estriche.

Schulen erfordern in den Klassen eine gute Körperschallisolierung.

Krankenhäuser erfordern wegen der Betttransporte eine sehr hohe Körperschallisolierung.

Waltonlinoleum auf Estrich dämpft nur wenig ab. Wegen der vielseitigen Verwendung des W. L. ist zur Erzielung der gewünschten Dämpfung auf eine wirksame Schallisolierung unter dem Estrich zu sehen.

Korklinoleum auf Estrich dämpft gut ab und ist eine gute zusätzliche Isolierung.

Resonanzbildungen sind zu vermeiden (in Hohlräumen Zukehrung ganz rauher Flächen bzw. Raumunterteilungen).

Als Fallhöhen einer $^1/_4$-Zoll-Stahlkugel bei einer Reizschwelle von 6° sind anzustreben:

in Wohnungen	etwa 20 mm
in Schulen: Klassenräume	„ 200 „
übrige Räume	„ 60 „
in Krankenhäusern	„ 300 „
in öffentlichen Gebäuden	„ 100 „.

Zu versuchen ist es, die Werte zu verbessern.

d) Verschiedenes.

Die Versuche gewähren ferner einen Einblick in das schalltechnische Verhalten verschiedener Konstruktionen. Die Entwurfsbearbeitung erfordert ihre Beachtung. Dabei erwächst dem Entwerfer und Beobachter allmählich ein „schalltechnisches Gefühl", vergleichbar dem „statischen Gefühl". Grundsätzliche Fehler werden dann vermieden.

Es mag noch darauf hingewiesen werden, daß normal der meiste störende Luftschall von der Straße kommt. Eine Isolierung hiergegen ist (wegen der Fenster) nicht durchführbar. Baumbepflanzungen vor den Gebäuden wirken zwar als Auffänger (Schwamm), aber es verbleibt noch genug, um den Lärm unerträglich zu machen.

Die glatte Straßenoberfläche hat ihre unverkennbaren Vorteile in bezug auf Körperschall, den Luftschall reflektiert sie dagegen um so stärker.

Bleibt daher nur die Möglichkeit, bei der Aufstellung von Bebauungsplänen an geeigneten Stellen durch Verlegung des Gebrauchsraumes an die Grünhofseiten bzw. durch Verlegung der Gebrauchsraumfronten an die Schallschattenseiten der von außen kommenden und nicht zu vermeidenden Lärmbelästigung wirksam auszuweichen.

Für die Beurteilung der Isoliermaterialien als solche geben die Prüfungszeugnisse der bekannten Laboratorien gute Anhalte. Die praktische Bewährung mit allen nicht zu vermeidenden Fehlern und Nebeneinflüssen wird am zweckmäßigsten am ausgeführten Objekt beobachtet. Erst dann vermag man zu erkennen, daß die Schallisolierung ein verwickelter Vorgang ist, den nur praktische Erfahrung, verbunden mit theoretischer Beobachtung, zu fördern vermag.

Nr. 23. Tabelle der $(1 - \cos \alpha)$-Werte.

Grad	0′	10′	20′	30′	40′	50′	60′	Grad	0′	10′	20′	30′	40′	50′	60′
0	—	—	0,000 02	0,000 04	0,000 07	0,0001	0,0002	45	0,292 9	0,294 95	0,297 02	0,299 09	0,301 17	0,303 25	0,305 34
1	0,0002	0,0002	0,000 3	0,000 3	0,000 4	0,0005	0,0006	46	0,305 34	0,307 44	0,309 54	0,311 65	0,313 76	0,315 88	0,318
2	0,0006	0,0007	0,000 8	0,000 9	0,001 1	0,0012	0,0014	47	0,318	0,320 13	0,322 27	0,324 41	0,326 56	0,328 71	0,330 87
3	0,0014	0,0015	0,001 7	0,001 9	0,002 1	0,0022	0,0024	48	0,330 87	0,333 03	0,335 20	0,337 38	0,339 56	0,341 75	0,343 94
4	0,0024	0,0026	0,002 9	0,003 1	0,003 3	0,0036	0,0038	49	0,343 94	0,346 14	0,348 34	0,350 55	0,352 77	0,354 99	0,357 21
5	0,0038	0,0038	0,004 3	0,004 6	0,004 9	0,0052	0,0055	50	0,357 21	0,359 44	0,361 68	0,363 92	0,366 17	0,368 42	0,370 68
6	0,0055	0,0055	0,006 1	0,006 4	0,006 8	0,0071	0,0075	51	0,370 68	0,372 94	0,375 21	0,377 49	0,379 76	0,382 05	0,384 34
7	0,0075	0,0078	0,008 2	0,008 6	0,008 9	0,0093	0,0097	52	0,384 34	0,386 63	0,388 93	0,391 24	0,393 45	0,395 86	0,398 18
8	0,0097	0,0101	0,010 6	0,011	0,011 4	0,0118	0,0123	53	0,398 18	0,400 51	0,402 84	0,405 18	0,407 52	0,409 86	0,412 21
9	0,0123	0,0128	0,013 2	0,013 7	0,014 2	0,0147	0,0152	54	0,412 21	0,414 57	0,416 93	0,419 30	0,421 67	0,424 04	0,426 42
10	0,0152	0,0157	0,016 2	0,016 8	0,017 3	0,0178	0,0184	55	0,426 42	0,428 81	0,431 20	0,433 59	0,435 99	0,438 40	0,440 81
11	0,0184	0,0189	0,019 5	0,020 1	0,020 7	0,0213	0,0219	56	0,440 81	0,443 22	0,445 64	0,448 06	0,450 49	0,452 92	0,455 36
12	0,0219	0,0225	0,023 1	0,023 7	0,024 3	0,0250	0,0256	57	0,455 36	0,457 80	0,460 25	0,462 70	0,465 16	0,467 62	0,470 08
13	0,0256	0,0263	0,026 9	0,027 6	0,028 3	0,029	0,0297	58	0,470 08	0,472 55	0,475 02	0,477 50	0,479 98	0,482 47	0,484 96
14	0,0297	0,0304	0,031 1	0,031 9	0,032 6	0,0333	0,0341	59	0,484 96	0,487 46	0,489 96	0,492 46	0,494 97	0,497 38	0,5000
15	0,0341	0,0348	0,035 6	0,036 4	0,037 2	0,0379	0,0387	60	0,500 0	0,502 52	0,505 05	0,507 58	0,510 11	0,512 65	0,515 19
16	0,0387	0,0395	0,040 4	0,041 2	0,042	0,0429	0,0437	61	0,515 19	0,517 74	0,520 29	0,522 84	0,525 40	0,527 96	0,530 53
17	0,0437	0,0445	0,045 4	0,046 3	0,047 2	0,0481	0,0489	62	0,530 53	0,533 10	0,535 67	0,538 25	0,540 83	0,543 42	0,546 01
18	0,0489	0,0498	0,050 8	0,051 7	0,052 6	0,0535	0,0545	63	0,546 01	0,548 60	0,551 20	0,553 80	0,556 41	0,559 02	0,561 63
19	0,0545	0,0554	0,056 4	0,057 4	0,058 3	0,0593	0,0603	64	0,561 63	0,564 25	0,566 87	0,569 49	0,572 12	0,574 75	0,577 38
20	0,0603	0,0613	0,062 3	0,063 3	0,064 4	0,0654	0,0664	65	0,577 38	0,580 02	0,582 66	0,585 31	0,587 96	0,590 61	0,593 26
21	0,0664	0,0675	0,068 5	0,069 6	0,070 7	0,0713	0,0728	66	0,593 26	0,595 92	0,598 58	0,601 25	0,603 92	0,606 59	0,609 27
22	0,0728	0,0739	0,075	0,076 1	0,077 2	0,0784	0,0795	67	0,609 27	0,611 95	0,614 63	0,617 32	0,620 01	0,622 70	0,625 39
23	0,0795	0,0806	0,081 8	0,082 9	0,084 1	0,0853	0,0865	68	0,625 39	0,628 09	0,630 79	0,633 50	0,636 21	0,638 92	0,641 63
24	0,0865	0,0876	0,088 8	0,090	0,091 3	0,0925	0,0937	69	0,641 63	0,644 35	0,647 07	0,649 79	0,652 52	0,655 25	0,657 98
25	0,0937	0,0949	0,096 2	0,097 4	0,098 7	0,0999	0,1012	70	0,657 98	0,660 71	0,663 45	0,666 19	0,668 94	0,671 68	0,674 43
26	0,1012	0,1025	0,103 8	0,105 1	0,106 4	0,1077	0,1089	71	0,674 43	0,677 18	0,679 94	0,682 70	0,685 46	0,688 22	0,690 98
27	0,1089	0,1103	0,111 7	0,112 9	0,114	0,1157	0,1171	72	0,690 98	0,693 75	0,696 52	0,699 29	0,702 07	0,704 85	0,707 63
28	0,1171	0,1184	0,119 8	0,121 2	0,122 6	0,1239	0,1254	73	0,707 63	0,710 41	0,713 20	0,715 98	0,718 77	0,721 57	0,724 36
29	0,1254	0,1268	0,128 2	0,129 6	0,131 1	0,1325	0,1339	74	0,724 36	0,727 16	0,729 96	0,732 76	0,735 57	0,738 37	0,741 18
30	0,1339	0,1354	0,136 9	0,138 4	0,139 9	0,1493	0,1428	75	0,741 18	0,743 99	0,746 80	0,749 62	0,752 44	0,755 26	0,758 08
31	0,1428	0,1443	0,145 8	0,147 4	0,148 9	0,1504	0,1519	76	0,758 08	0,760 90	0,763 73	0,766 55	0,769 38	0,772 22	0,775 05
32	0,1519	0,1535	0,155 1	0,156 6	0,158 2	0,1598	0,1613	77	0,775 05	0,777 88	0,780 72	0,783 56	0,786 40	0,789 24	0,792 09
33	0,1613	0,1629	0,164 5	0,166 1	0,167 7	0,1693	0,171	78	0,792 09	0,794 93	0,797 78	0,800 63	0,803 48	0,806 34	0,809 19
34	0,171	0,1726	0,174 2	0,175 9	0,177 5	0,1792	0,1809	79	0,809 19	0,812 05	0,814 91	0,817 76	0,820 63	0,823 49	0,826 35
35	0,1809	0,1825	0,184 2	0,185 9	0,187 6	0,1893	0,1909	80	0,826 35	0,829 22	0,832 08	0,834 95	0,837 82	0,840 69	0,843 57
36	0,1909	0,1927	0,194 4	0,196 1	0,197 9	0,1996	0,2014	81	0,843 57	0,846 94	0,849 31	0,852 19	0,855 07	0,857 95	0,860 83
37	0,2014	0,2031	0,204 9	0,206 7	0,208 4	0,2102	0,212	82	0,860 83	0,863 71	0,866 59	0,869 47	0,872 36	0,875 23	0,878 13
38	0,212	0,2138	0,215 6	0,217 4	0,219 2	0,221	0,2229	83	0,878 13	0,881 02	0,883 91	0,886 80	0,889 69	0,892 58	0,895 47
39	0,2229	0,2247	0,226 5	0,228 4	0,230 2	0,2321	0,2339	84	0,895 47	0,898 36	0,901 26	0,904 15	0,907 05	0,909 95	0,912 84
40	0,2339	0,2358	0,237 7	0,239 5	0,241 5	0,2434	0,2453	85	0,912 84	0,915 74	0,918 64	0,921 54	0,924 44	0,927 34	0,930 24
41	0,2453	0,2472	0,249 1	0,251 0	0,253 0	0,2549	0,2569	86	0,930 24	0,933 15	0,936 05	0,938 95	0,941 86	0,944 76	0,947 66
42	0,2569	0,2588	0,260 8	0,262 7	0,264 7	0,2667	0,2687	87	0,947 66	0,950 57	0,953 47	0,956 38	0,959 29	0 962 19	0,965 10
43	0,2687	0,2706	0,272 6	0,274 6	0,276 6	0,2786	0,2807	88	0,965 10	0,968 01	0,970 92	0,973 82	0,976 73	0,979 64	0,982 55
44	0,2807	0,2827	0,284 7	0,286 8	0,288 8	0,2908	0,2929	89	0,982 55	0,985 46	0,988 36	0,991 27	0,994 18	0,997 09	—

Alle Rechte vorbehalten.

Die räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger.

Von Dr.-Ing. **W. Bergfelder**, Dortmund.

Nachweis der räumlichen Wirkung der Brückenträger.

Bei der Berechnung von Fachwerkbrücken ist es üblich, den Überbau in einzelne ebene Fachwerkscheiben zu zerlegen, und jede dieser ebenen Fachwerkscheiben für sich statisch zu untersuchen. Als äußere Belastung der einzelnen Fachwerkscheiben nimmt man dann jeweils die in der Ebene der betreffenden Scheibe wirkenden äußeren Kräfte an, d. h. zur Aufnahme der senkrechten Kräfte, Nutzlast und Eigengewicht, dienen die senkrechten Fachwerkscheiben, die Hauptträger, und zur Aufnahme der waagerechten Kräfte, Winddruck, Schlingerkräfte usf., dienen die waagerechten Fachwerkscheiben, die Windverbände bzw. die Querverbände. Gehören einzelne Stäbe zwei verschiedenen Fachwerkscheiben an, so werden die aus den einzelnen Fachwerkscheiben sich ergebenden Stabkräfte dieser Stäbe bei gleicher Laststellung summiert. Für diese Zerlegung in einzelne unabhängige Fachwerkscheiben wird es grundsätzlich als belanglos angesehen, ob einzelne der Fachwerkscheiben statisch bestimmt oder unbestimmt sind, oder ob sie durch biegungsfeste Rahmen, z. B. bei den Querverbänden, ersetzt sind. Nur wenn ein waagerechter Verband in einer gekrümmten Gurtung liegt — z. B. bei Balkenbrücken mit gekrümmten Gurtungen und besonders bei Bogenbrücken —, ist es üblich, die aus der Krümmung sich ergebenden senkrechten Zusatzkräfte auf die Hauptträger zu berücksichtigen. Aber auch hier bleibt die Berechnung stets nur auf eine Untersuchung von ebenen Scheiben beschränkt.

In Wirklichkeit ist dagegen jede Brücke ein räumliches Gebilde und wirkt statisch auch als solches, so daß, die übliche achtstäbige Auflagerung der Brücke vorausgesetzt, bei Belastung nur einer Fachwerkscheibe, z. B. durch Nutzlast oder Winddruck, auch die Stäbe der übrigen Scheiben Kräfte erhalten. Die Unterschiede zwischen den Stabkräften, die sich ergeben, wenn man die Brücke als räumliches Gebilde bzw. wenn man sie in der in der Praxis üblichen Weise als unabhängige ebene Fachwerkscheiben berechnet, sollen im folgenden mit „räumliche Zusatzkräfte“ bezeichnet werden. Daß diese räumlichen Zusatzkräfte auftreten, läßt sich anschaulich durch folgende Betrachtung klarmachen:

Nimmt man an, daß bei einem aus mehreren Fachwerkscheiben, z. B. zwei Hauptträgern, zwei Windverbänden, zwei Querverbänden, bestehenden Brückentragwerk mit normaler achtstäbiger Auflagerung (s. Abb. 1 oben) der hintere Hauptträger infolge einseitiger Nutzlast stärker belastet sei als der vordere Hauptträger, so wird hierdurch der hintere Untergurt stärker gezogen als der vordere Untergurt. Mithin wird sich also auch der hintere Untergurt stärker dehnen als der vordere; infolgedessen wird sich der untere Windverband nach hinten ausbiegen. Diese seitliche Ausbiegung ruft aber ihrerseits wieder Stabkräfte in den Wand- und Auflagerstäben des unteren Windverbandes hervor. Wäre der vordere Hauptträger durch einseitige Nutzlast stärker belastet als der hintere Hauptträger, so erfolgte die Ausbiegung des unteren Windverbandes analog nach der anderen Seite. Teilbelastungen eines Hauptträgers rufen infolgedessen eine entsprechende Ausbiegung des unteren Windverbandes nach der Seite des stärker belasteten Hauptträgers hervor. Für den Fall, daß der eine Hauptträger von rechts und der andere Hauptträger von links aus jeweils bis zur Brückenmitte belastet ist, wird die seitliche Ausbiegung des Windverbandes eine S-förmige Gestalt annehmen. Dieser

Belastungsfall wird im folgenden mit „Kreuzbelastung" bezeichnet. Sind beide Hauptträger gleichmäßig belastet, so wird die seitliche Ausbiegung Null, jedoch nur, wenn der Windverband zur Brückenachse symmetrisch ist (z. B. beim K-Verband).

Die seitlichen Ausbiegungen des oberen Windverbandes infolge einseitiger Verkehrslast sind infolge der in seinen Gurtungen auftretenden verschieden großen Druckspannungen in jedem Brückenquerschnitt den Ausbiegungen des unteren Windverbandes entgegengesetzt, also nach der Seite des am schwächsten belasteten Hauptträgers zu gerichtet.

Ganz analoge Betrachtungen lassen sich natürlich auch für einseitige Belastung des Dreigurtträgers anstellen.

Für die hierdurch bedingten räumlichen Zusatzkräfte, soweit sie sich auf den Viergurtträger beziehen, liegen für Bogenbrücken vor allem Untersuchungen von Müller-Breslau[1]), für Balkenbrücken Untersuchungen des Verfassers[2]) vor.

In der vorliegenden Arbeit soll nun versucht werden, die Größe dieser räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger zu ermitteln und miteinander zu vergleichen.

Allgemeine Grundlagen.

Den folgenden Untersuchungen ist ein Drei- bzw. Viergurtträger von der in Abb. 1 angegebenen Form, deren Hauptträger Parallelträger mit steigenden und fallenden Schrägen sind, zugrunde gelegt. Beide angenommenen räumlichen Tragwerke sind unverschieblich und innerlich

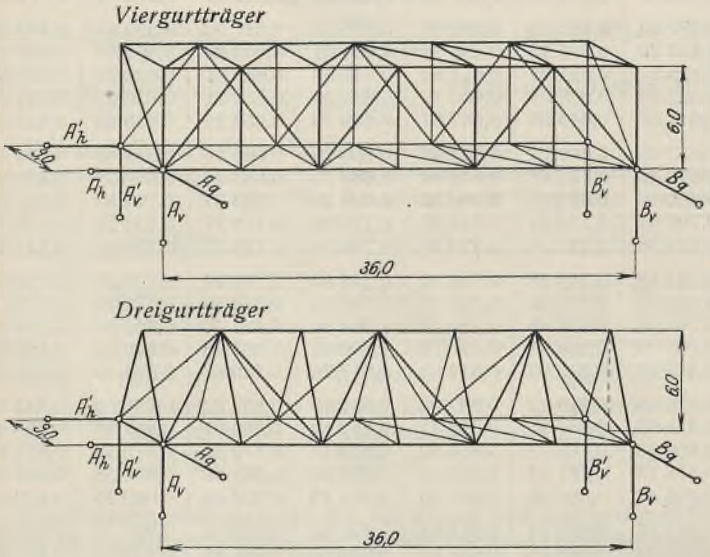


Abb. 1.

statisch bestimmt, da sie beide Föpplsche Flechtwerke darstellen, die dadurch gekennzeichnet sind, daß sie aus einzelnen Fachwerkscheiben bestehen, die auf dem Mantel eines zusammenhängenden Raumes liegen und aus lauter aneinanderstoßenden Dreiecken bestehen. Im übrigen läßt sich die statische Bestimmtheit dieser Raumfachwerke auch einfach durch Auszählen der Stäbe und Knoten beweisen. Hat der Brückenträger n Felder, dann hat der:

	Viergurtträger	Dreigurtträger
Gurtstäbe:	$4n$	$3n$
Hauptträger-Pfosten:	$2(n+1)$	$2(n+1)$
Windverband-Pfosten:	$2(n+1)$	$n+1$
Hauptträger-Schrägen:	$2n$	$2n$
Windverband-Schrägen:	$2n$	n
Querverband-Schrägen:	2	—
Stäbe:	$12n+6$	$9n+3$

Zur Abstützung eines räumlichen Fachwerks sind sechs Auflagerstäbe erforderlich, und es ist, falls diese vorhanden sind, die Zahl der Unbekannten

für den Viergurtträger: $12(n+1)$,
für den Dreigurtträger: $9(n+1)$.

Nun ist die Anzahl der Knotenpunkte

für den Viergurtträger: $4(n+1)$,
für den Dreigurtträger: $3(n+1)$.

Da bei jedem räumlichen Knotenpunkt drei Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sein müssen, ergeben sich

für den Viergurtträger: $12(n+1)$,
für den Dreigurtträger: $9(n+1)$

Gleichgewichtsbedingungen, was das statisch bestimmte räumliche Fachwerk erheischt. Da jedoch bei den vorliegenden Tragwerken die Anzahl der Auflagerstäbe nicht sechs, sondern acht beträgt, so sind beide zu untersuchenden Tragwerke äußerlich zweifach statisch unbestimmt.

Statisch bestimmtes Hauptsystem.

Für den Viergurtträger wurde als statisch bestimmtes Hauptsystem das in Abb. 2a angegebene System gewählt. Bei derartigen Viergurtträgern empfiehlt es sich, als statisch überzählige Größen X_a und X_b je einen Wandstab des unteren und oberen Windverbandes zu wählen, und zwar am besten jeweils die Schräge im Endfeld auf der Seite des beweglichen Auflagers. Diese Wahl der statisch überzähligen Größen hat den Vorteil, daß sich die einzelnen der zu untersuchenden Belastungszustände über möglichst wenig Stäbe erstrecken, denn:

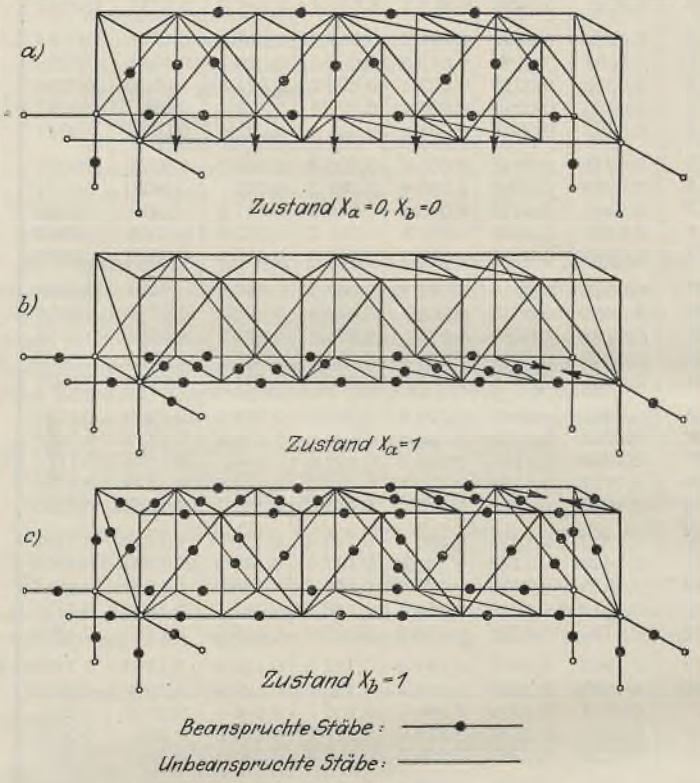


Abb. 2.

a) Der Einfluß der äußeren Kräfte P an einem Hauptträger erstreckt sich nur über den betreffenden Hauptträger selbst, belastet diesen also nur als ebene Fachwerkscheibe (s. Abb. 2a). Diese läßt sich dann nach den Regeln der ebenen Fachwerktheorie berechnen.

b) Der Zustand $X_a = +1$ erstreckt sich nur über die Stäbe des unteren Windverbandes (s. Abb. 2b). Auch dieser wird nur als ebene Fachwerkscheibe belastet.

c) Der Zustand $X_b = +1$ erstreckt sich nur über den oberen Windverband, die beiden Endquerverbände und die beiden Hauptträger (s. Abb. 2c). Zerlegt man die Kraft X_b jeweils in ihre beiden Teilkräfte senkrecht und parallel zur Brückenachse, so beanspruchen diese einzelnen Teilkräfte jeweils nur die Scheiben, in welchen ihre Kraftrichtung liegt, ebenfalls als ebene Fachwerkscheiben.

Der Beweis für die unter a) bis c) aufgestellten Behauptungen läßt sich durch einfache Gleichgewichtsbetrachtungen um die einzelnen Knotenpunkte, beginnend an den Knotenpunkten des beweglichen Windverbandfeldes, erbringen. Er ist in der bereits angezogenen Abhandlung des Verfassers durchgeführt und zahlenmäßig bewiesen.

Für den Dreigurtträger wurde als statisch bestimmtes Hauptsystem das in Abb. 3a angegebene System gewählt. Bei derartigen Dreigurt- trägern empfiehlt es sich, aus dem bereits oben angegebenen Grunde als statisch überzählige Größen je einen senkrechten und waagerechten Auflagerstab zu wählen, und zwar als senkrechten Auflagerstab einen auf der der belasteten Gurtung gegenüberliegenden Seite liegenden Auflagerstab, denn:

a) Der Einfluß der äußeren Kräfte P an einem Untergurt erstreckt sich nur über den der betreffenden Gurtung zugehörenden Hauptträger und den Windträger (s. Abb. 3a). Zerlegt man die äußeren Kräfte P in ihre in die Hauptträgerebene und die waagerechte Trägerebene fallenden Teilkräfte, so beanspruchen diese die zugehörenden Scheiben nur als ebene Fachwerkscheiben.

b) Der Zustand $X_a = +1$ erstreckt sich nur über den waagerechten Träger (s. Abb. 3b). Auch dieser wird nur als ebene Fachwerkscheibe beansprucht.

[1]) Müller-Breslau, Beiträge zur Theorie der Windverbände eiserner Brücken, Z. f. Bauwes. 1904, S. 114 und 1905, S. 133.

[2]) Bergfelder, Über den Einfluß der senkrecht wirkenden Verkehrsbelastung auf die waagerechten Verbände eiserner Balkenbrücken, Dissertation, Aachen 1928.

c) Der Zustand $X_b = +1$ erstreckt sich nur über den waagerechten Träger und die Schrägen der Hauptträger, deren Stabkräfte sämtlich gleich sind mit entgegengesetzten Vorzeichen.

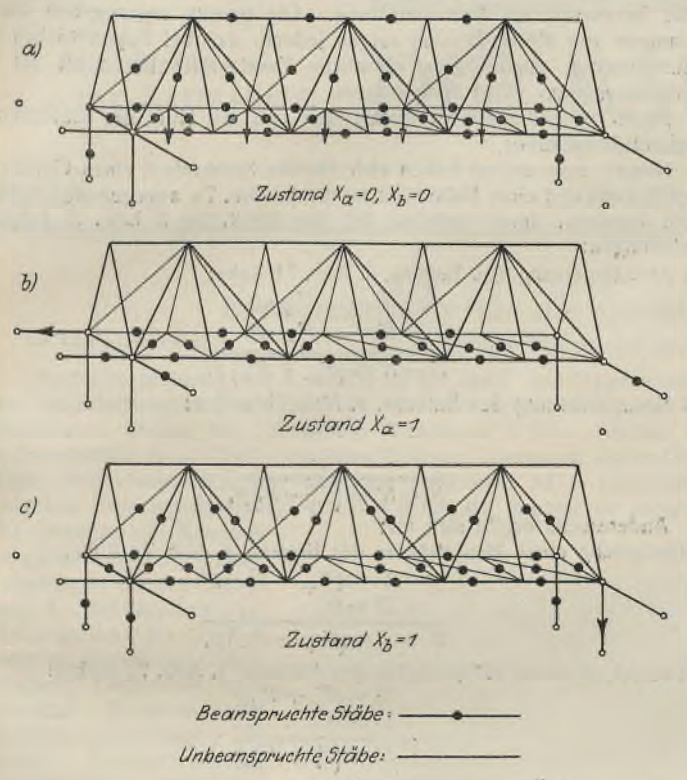


Abb. 3.

Der Beweis für die für den Dreigurtträger unter a) bis c) aufgestellten Behauptungen soll hier erbracht werden:

Zu a): Da A'_h gleich Null ist, müssen aus Gleichgewichtsgründen auch sämtliche anderen waagerechten Auflagerstäbe Null sein. Da ferner B_v gleich Null ist, muß auch A_v Null sein. Mithin ist bei dem ersten und letzten Untergurtknoten des vorderen Hauptträgers keine Kraft möglich, die außerhalb der Ebene des waagerechten Trägers wirkt. Somit muß also auch die erste und letzte Schräge des vorderen Hauptträgers spannungslos sein. Daß dann die übrigen Wandstäbe des vorderen Hauptträgers ebenfalls spannungslos sein müssen, läßt sich durch einfache Gleichgewichtsbetrachtungen um die einzelnen Knotenpunkte nachweisen. Diese an sich elementaren Überlegungen hier anzustellen, verbietet der zur Verfügung stehende Raum.

Zu b): Da B_v gleich Null ist, müssen auch die drei übrigen senkrechten Auflagerstäbe Null werden; da ferner der äußeren Kraft $A'_h = X_a$ durch die drei übrigen waagerechten Auflagerstäbe das Gleichgewicht gehalten wird und diese mit dem waagerechten Träger in einer Ebene liegen, kann an keinem Knotenpunkt eine Kraft mit einer Teilkraft außerhalb der Ebene des waagerechteu Trägers auftreten, es müssen also alle außerhalb dieser Ebene liegenden Stäbe Null werden.

Zu c): Da A'_h gleich Null ist, müssen aus Gleichgewichtsgründen auch sämtliche anderen waagerechten Auflagerstäbe Null sein. Die senkrechten Auflager bestimmen sich aus Momentengleichungen um die Verbindungslinien $\overline{AA'}$ bzw. $\overline{AB}$ zu: $X_b = B_v = A'_v = +1$, $A_v = B'_v = -1$. Da also die Auflagerkräfte auf einer Brückenseite gleich groß und entgegengesetzt sind, läßt sich für die Obergurtstäbe durch Momentengleichungen um die den betreffenden Obergurtstäben gegenüberliegenden Querträgerachsen nachweisen, daß die Obergurtstäbe Null werden. Daß die senkrechten Stäbe der Hauptträger spannungslos sein müssen, läßt sich durch einfache Gleichgewichtsbetrachtungen um die einzelnen Knotenpunkte nachweisen.

Die vorstehend angegebene Wahl der statisch überzähligen Größen hat für beide Trägerarten noch den großen Vorteil, daß die Stabkräfte S_o am statisch bestimmten Hauptsystem gleich den Stabkräften sind, die sich für das System ergeben würden, wenn man das System nach der üblichen Berechnungsweise als ebene Scheiben berechnen würde. Man erhält also bei der statischen Untersuchung sofort die Größe der räumlichen Zusatzkräfte zu $\Delta S = S_a X_a + S_b X_b$.

Durchgerechnetes Zahlenbeispiel.

Für die zu untersuchenden Fachwerkträger nach Abb. 1 wurden der statischen Berechnung folgende Stabquerschnitte zugrunde gelegt:

Hauptträger:	Viergurtträger	Dreigurtträger
Obergurte	9,0 cm²	15,0 cm²
Untergurte	9,0 „	10,0 „
Schrägen	5,0 „	6,0 „
Senkrechten	5,0 „	6,0 „
Oberer Windverband:		
Schrägen	1,0 „	—
Senkrechten	1,0 „	—
Unterer Windverband:		
Schrägen	1,5 „	2,0 „
Senkrechten	3,0 „	3,5 „
Endquerverbände:		
Schrägen	3,0 „	—

Als äußere Belastung wurde in den Untergurtknotenpunkten des jeweils belasteten Hauptträgers die Last $P = 1\,t$ angenommen, und dann die Berechnung nach dem oben angegebenen Berechnungsgang für beide Tragwerke durchgeführt.

Die sich bei Belastung nur des hinteren Untergurtes ergebenden räumlichen Zusatzkräfte sind in Abb. 4 aufgetragen, und zwar derart, daß die Flächeninhalte der in die einzelnen Stäbe gezeichneten Kreise der Größe der in den betreffenden Stäben auftretenden räumlichen Zusatzkräfte verhältnisgleich sind.

Hinterer Untergurt voll belastet

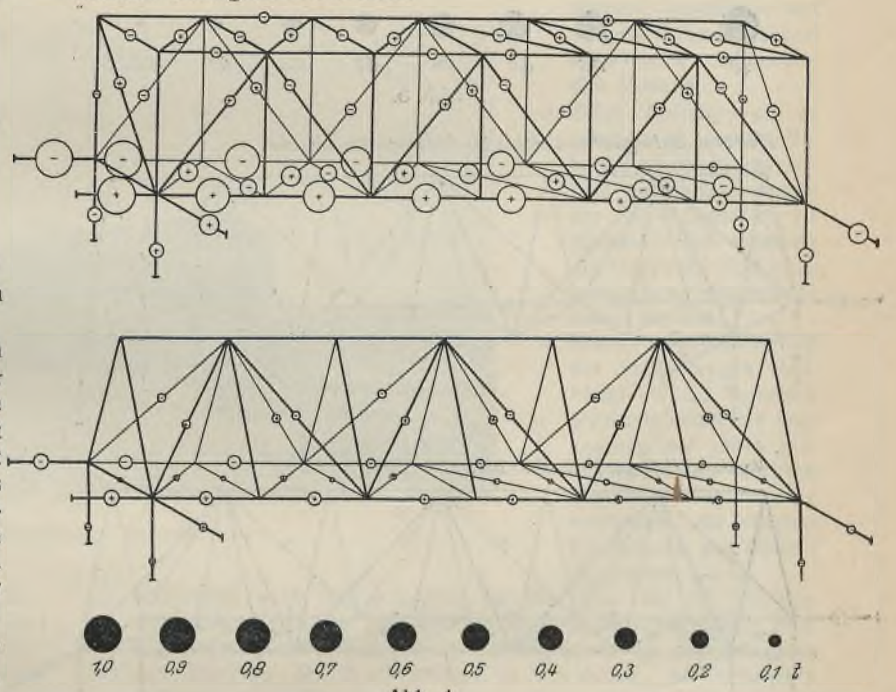


Abb. 4.

Sodann wurden die Träger für die beiden weiteren Belastungsfälle untersucht, daß der hintere Untergurt von rechts bis zur Brückenmitte und daß der vordere Untergurt von links bis zur Brückenmitte belastet sei. Die für diese beiden Belastungsfälle sich ergebenden räumlichen Zusatzkräfte sind analog in Abb. 5 und 6 aufgetragen.

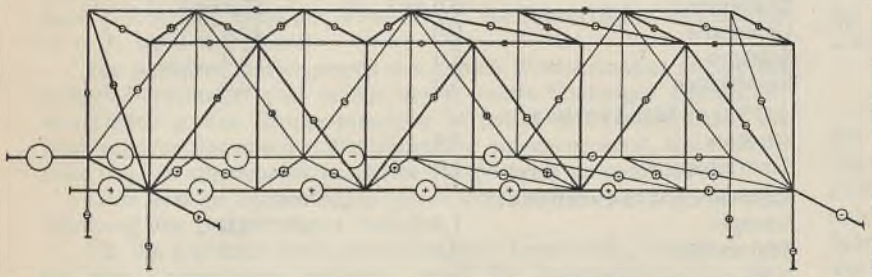
Wie aus diesen Zusammenstellungen zu ersehen ist, sind die räumlichen Zusatzkräfte bei beiden Systemen für Vollbelastung eines Untergurtes für alle Stäbe, Fachwerkstäbe wie Auflagerstäbe, am größten.

Teilbelastungen eines Untergurtes rufen selbstverständlich in den Wandstäben der Hauptträger größere Stabkräfte als Vollbelastung hervor, jedoch bleiben die räumlichen Zusatzkräfte stets unter dem Wert für Vollbelastung des betreffenden Untergurtes.

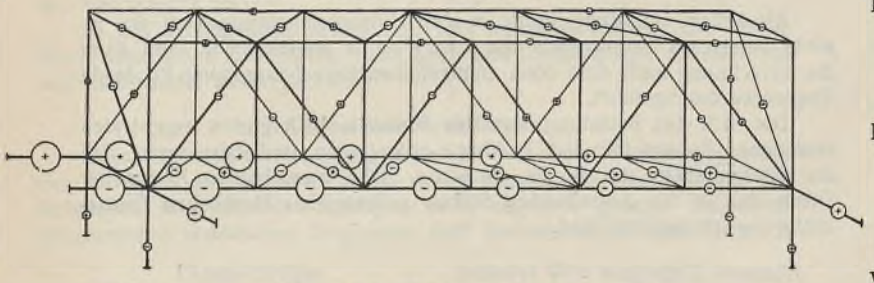
Durch Superposition der beiden in Abb. 5 bzw. in Abb 6 wiedergegebenen Kräftezustände ergeben sich die räumlichen Zusatzkräfte für Kreuzbelastung. Es zeigt sich, daß für beide Systeme für Kreuzbelastung die räumlichen Zusatzkräfte außerordentlich gering sind, da die Kräfte der Einzelzustände nahezu gleich sind, aber entgegengesetztes Vorzeichen haben.

Den verhältnismäßig größten Einfluß haben die räumlichen Zusatzkräfte auf die Untergurtstäbe der Hauptträger. Diese großen räumlichen Zusatzkräfte werden jedoch im allgemeinen dem Tragwerk nicht gefährlich, da die Querschnittsermittlung der Stäbe nicht für Vollbelastung nur eines Hauptträgers, sondern für Vollbelastung beider Hauptträger erfolgt; für diesen Belastungsfall werden aber die räumlichen Zusatzkräfte in den Untergurten zu Null. Wie in der bereits angezogenen Abhandlung des Verfassers gezeigt wurde, trifft dieses jedoch genau nur für symmetrisch zur Brückenachse angeordnete Windverbände zu.

Hinterer Untergurt von rechts bis Brückenmitte belastet



Vorderer Untergurt von links bis Brückenmitte belastet



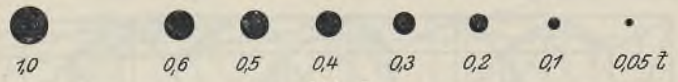
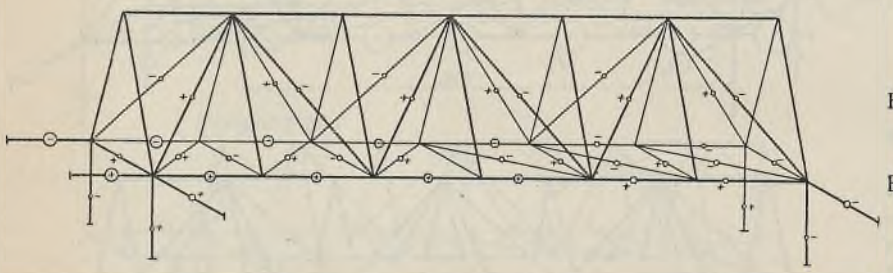


Abb. 5.

Hinterer Untergurt von rechts bis Brückenmitte belastet



Vorderer Untergurt von links bis Brückenmitte belastet

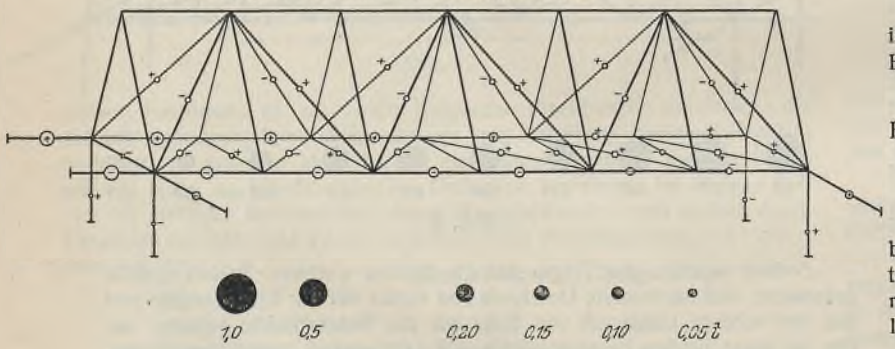


Abb. 6.

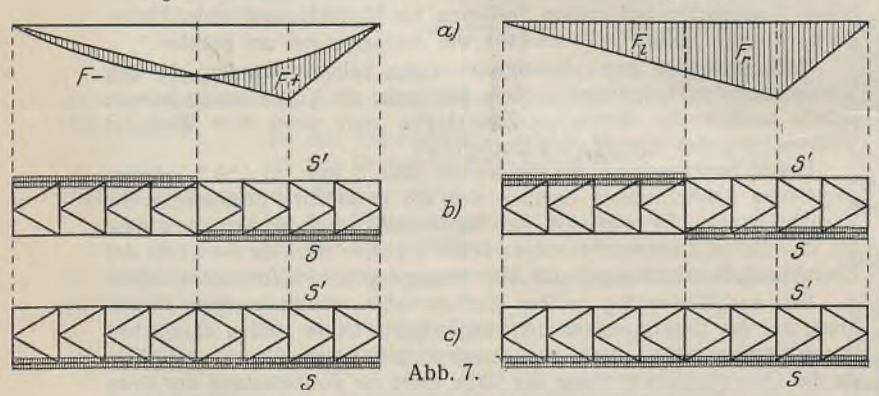


Abb. 7.

Das wichtigste Ergebnis der Abb. 4 bis 6 ist jedoch der Nachweis, daß sich der Dreigurtträger für alle Belastungsfälle bezüglich der räumlichen Zusatzkräfte entschieden günstiger verhält als der Viergurtträger, und es ist somit auch zahlenmäßig die größere Verwindungsfestigkeit des Dreigurtträgers gegenüber dem Viergurtträger nachgewiesen.

Räumliche Zusatzkräfte beim Balken und Bogen.

Die vorliegenden Untersuchungen ergaben, daß bei Balkenbrücken Vollbelastung eines Hauptträgers erheblich größere räumliche Zusatzkräfte hervorruft als Kreuzbelastung. Die bereits angezogenen Untersuchungen von Müller-Breslau zeigen jedoch, daß bei Bogenbrücken die Kreuzbelastung ungünstigere räumliche Zusatzkräfte hervorruft als die Vollbelastung nur eines Hauptträgers.

Dieser scheinbare Widerspruch läßt sich mit Hilfe der Einflußlinien anschaulich erklären:

Nimmt man an, es haben sich für die Stabkraft S eines Gurtstabes einer Bogen- und einer Balkenbrücke die in Abb. 7a angegebenen Einflußlinien ergeben, dann bestehen für die Stabkräfte S bzw. S' folgende Beziehungen:

Bei Kreuzbelastung des Bogens, s. Abb. 7b links:

$$\begin{aligned} S &= F_+ \cdot p \\ S' &= -F_- \cdot p \\ \hline S - S' &= (F_+ + F_-)\,p, \end{aligned}$$

Bei Kreuzbelastung des Balkens, s. Abb. 7b rechts:

$$\begin{aligned} S &= F_r\,p \\ S' &= F_l\,p \\ \hline S - S' &= (F_r - F_l)\,p, \end{aligned}$$

Andererseits ergibt sich für:

Vollbelastung eines Hauptträgers des Bogens, s. Abb. 7c links:

$$\begin{aligned} S &= (F_+ - F_-)\,p \\ S' &= 0 \\ \hline S - S' &= (F_+ - F_-)\,p, \end{aligned}$$

Vollbelastung eines Hauptträgers des Balkens, s. Abb. 7c rechts:

$$\begin{aligned} S &= (F_r + F_l)\,p \\ S' &= 0 \\ \hline S - S' &= (F_r + F_l)\,p. \end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich für den:

Bogen:

$$\frac{\Delta S_{\text{Kreuzbel.}}}{\Delta S_{\text{Vollbel.}}} = \frac{F_+ + F_-}{F_+ - F_-},$$

Balken:

$$\frac{\Delta S_{\text{Kreuzbel.}}}{\Delta S_{\text{Vollbel.}}} = \frac{F_r - F_l}{F_r + F_l}.$$

Nimmt man nun z. B. an, daß für die vorliegenden Einflußlinien für:

Bogenbrücke: $F_+ = {}^2/_3 F$; $F_- = {}^1/_3 F$; $F_+ + F_- = F$,

Balkenbrücke: $F_r = {}^2/_3 F$; $F_l = {}^1/_3 F$; $F_r + F_l = F$,

ist, dann wird für:

Bogenbrücke:

$$\frac{\Delta S_{\text{Kreuzbel.}}}{\Delta S_{\text{Vollbel.}}} = \frac{F}{{}^1/_3 F} = 3,$$

Balkenbrücke:

$$\frac{\Delta S_{\text{Kreuzbel.}}}{\Delta S_{\text{Vollbel.}}} = \frac{{}^1/_3 F}{F} = {}^1/_3.$$

Bei der Bogenbrücke ist also die räumliche Zusatzkraft bei Kreuzbelastung ungefähr dreimal so groß als bei Vollbelastung nur eines Hauptträgers; bei der Balkenbrücke dagegen ist für den betreffenden Stab die räumliche Zusatzkraft bei Kreuzbelastung nur ungefähr $^1/_3$ von der räumlichen Zusatzkraft bei Vollbelastung nur eines Hauptträgers.

Ergänzung zu dem Aufsatz „Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht“, Heft 13, 1930, S. 145 ff.

Einige Rückfragen über diesen Bericht geben Veranlassung, über die Art der Schweißung eine kurze Feststellung nachzutragen. Während die im Teil II (Vorversuche mit Schweißeisen) behandelten Probestücke aus Schweißeisen ausschließlich autogen geschweißt waren, wurde bei den Hauptversuchen (Teil III des Berichtes) mit einer Ausnahme das elektrische Verfahren verwendet. In Ergänzung der Zahlentafel auf S. 146 sei bemerkt, daß der Versuchsstab Nr. 7 autogen, die Versuchsstäbe Nr. 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 elektrisch geschweißt waren. Dabei ist noch hervorzuheben, daß für die elektrische Schweißung blanke, nichtumhüllte Elektroden normaler Güte benutzt sind, sowie daß die autogen hergestellte Schweißnaht ungehämmert, also unvergütet zum Versuch gelangte.

Kayser.

INHALT: Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau. — Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden. (Schluß.) — Die räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger. — Ergänzung zu dem Aufsatz „Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht“.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 5. September 1930 | Heft 18

Sonderentwürfe für die Gestaltung des Schiffshebewerks Niederfinow.

Alle Rechte vorbehalten.

Von den Regierungsbauräten **Plarre** und **Contag** in Eberswalde.

Nachdem nunmehr der Zuschlag für die Stahl- und Maschinenbauten des Schiffshebewerks Niederfinow an eine aus den Firmen Ardeltwerke, Eberswalde, Demag AG., Duisburg, J. Gollnow & Sohn, Stettin, Gutehoffnungshütte AG., Oberhausen, Aug. Klönne, Dortmund, Krupp-Grusonwerk, Magdeburg, und Mitteldeutsche Stahlwerke AG., Lauchhammer, gebildete Firmengemeinschaft erteilt worden ist, scheint es angebracht, der Öffentlichkeit Kenntnis zu geben von den Sondervorschlägen für die Gestaltung des Schiffshebewerks, die anläßlich der Verdingung von zahlreichen Unternehmern eingereicht worden sind. Wenn auch die Verdingungsunterlagen für solche Sondervorschläge engumgrenzte Richtlinien gaben, so sind doch in diesem Rahmen recht beachtliche Vorschläge gemacht worden, die von der verständnisvollen und eingehenden Mitarbeit der Bewerber Zeugnis ablegen.

Die Verdingungsunterlagen für das Schiffshebewerk Niederfinow verlangten in der Hauptsache ein Angebot auf den von der Reichswasserstraßenverwaltung aufgestellten Entwurf der in der Bautechnik 1927, Heft 23, S. 319 ff., in der Z. d. VdI 1927, Heft 22, S. 787 ff., und im Ztrlbl. d. Bauv. 1930, Heft 14, S. 270 ff., näher beschrieben ist. Daneben war es den Anbietern anheimgestellt, „ein auf eigenen Entwürfen des Gesamtbaues oder von Einzelbauteilen beruhendes Angebot abzugeben, wenn die Änderungsvorschläge eine Verbilligung des Bauvorhabens erzielen, ohne die Sicherheit und Leistungsfähigkeit zu beeinträchtigen".

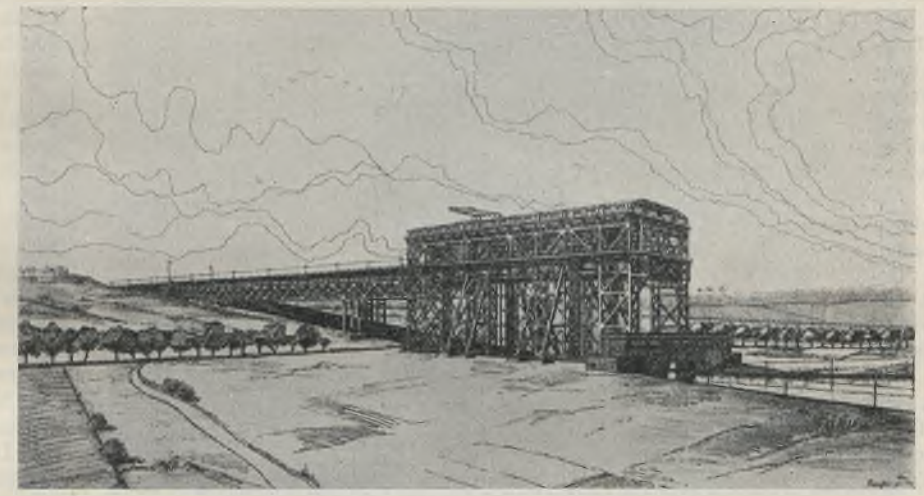


Abb. 1. Verwaltungs-Entwurf.

Ein solcher Entwurf sollte unter anderem die folgenden Grundbedingungen unbedingt erfüllen:

1. senkrechter Hub,
2. Naßförderung,
3. vollkommener Gewichtsausgleich durch Gegengewichte an Drahtseilen,
4. Sicherung des Schiffstroges bei Gleichgewichtstörungen in beiden Fahrtrichtungen,
5. gleiche Hubhöhe und gleiche Abmessungen des Schiffstroges, wie bei dem Verwaltungsentwurf.

Bei der äußeren Gestaltung des Bauwerks sollten nach Möglichkeit die Anregungen des Gutachtens der Preußischen Akademie des Bauwesens[1]) berücksichtigt werden. Diese lauten:

„Wenn auch bei einem solchen Bauwerk, das seinen berechtigten Charakter eines einer Maschine gleichzuachtenden Werkes hat, es nicht angängig erscheint, aus architektonischen Gründen ihm irgendwelche zusätzliche Formen zu geben, so empfiehlt es sich doch, zu prüfen, ob es möglich ist, ohne Schaden für die Betriebsicherheit, eine mehr künstlerisch befriedigende Gliederung des Eisengerüstes zu erreichen,

1. und hauptsächlich durch Fortführung der Horizontale des Brückensteges um das Hebewerk herum. Letzteres würde dadurch eine wohltuende zweckentsprechende Teilung in seiner Höhenentwicklung erhalten,
2. durch Anbringen weiterer Streben an den beiden Stirnseiten, jedoch alle Streben tunlichst in einer mehr körperlichen, flächigen und leicht bogenförmigen Gestaltung gegenüber der vorgesehenen, mager und schwächlich wirkenden des Modells,
3. durch Prüfung, ob es möglich ist, das Schiffshebewerk durch vollwandige Ausbildung einzelner Rahmenteile so zu gliedern, daß dadurch die tragenden Konstruktionsteile als solche mehr betont werden.
4. Könnte durch Beseitigung des balkonartigen Aufbaues an der östlichen Stirnseite und durch Auskragung nur eines einfachen Balkons in Höhe der Brückensteglinie eine schlichtere und ruhigere Erscheinung des Werkes zu gewinnen sein.
5. Schließlich wird vorgeschlagen, für das dem frei im Gelände stehenden gewaltigen Bauwerk vorgelagerte Betriebsgebäude eine tunlichst einfache Umrißform zu wählen, sowie für den Anschluß und Übergang des Brückensteges in den Anberg ein sichtbares Auflager zu schaffen.

Eine Überarbeitung des Entwurfs in architektonischer Hinsicht erachtet die Akademie daher für wünschenswert."

Unter teilweiser Berücksichtigung dieser Anregungen war den Verdingungsunterlagen der in Abb. 1 dargestellte Verwaltungsentwurf beigegeben worden.

Auf Grund der vorstehend aufgeführten Bedingungen wurde eine Anzahl Sonderentwürfe sowohl des Gesamtbaues wie auch zahlreicher Einzelbauteile, insbesondere des Grundbaues und der maschinellen und Sicherungs-Einrichtungen eingereicht, die nachfolgend mit Genehmigung der Entwurfsverfasser insoweit näher beschrieben werden sollen, als sie den Gesamtbau betreffen.

Von den sechs eingereichten Sonderentwürfen für den Gesamtbau behalten drei im wesentlichen den inneren statischen Aufbau des Verwaltungsentwurfs bei und bringen nur Änderungen der äußeren Ansicht, während die drei übrigen eine völlig andere Ausbildung des Hebewerkgerüstes vorschlagen. Es sei noch bemerkt, daß die anschließende Kanalbrücke nicht Gegenstand des Angebots war, jedoch von einigen Anbietern mit in die Änderungsvorschläge einbezogen worden ist, während andere an deren Ausbildung nichts geändert haben.

Zu den Sonderentwürfen der ersten Art (unter Beibehalten des inneren statischen Aufbaues) gehören:

Sonderentwurf 1 der Firma Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf, mit dem Architekten Prof. Heinr. Straumer, Berlin, und der Philipp Holzmann AG., Berlin,

[1]) Veröffentlicht im Ztrlbl. d. Bauv., 1927, Heft 27, S. 341 ff. — Bautechnik 1927, Heft 32, S. 459.

Sonderentwurf 2 und 3 der Mitteldeutschen Stahlwerke AG., Lauchhammerwerk, mit Prof. Dr. Gehler, Dresden, und dem Architekten Prof. Dr. Kreis, Dresden.

Eine völlig geänderte Gerüstausbildung sehen dagegen vor:

Sonderentwurf 4 der Gutehoffnungshütte AG., Oberhausen,

Sonderentwurf 5 der Firmengemeinschaft: Louis Eilers, Hannover, J. Gollnow & Sohn, Stettin, Mitteldeutsche Stahlwerke AG., Lauchhammerwerk, in Verbindung mit dem Architekten Prof. Hans Poelzig, Berlin,

Sonderentwurf 6 der Firma Klönne, Dortmund, mit dem Architekten Emil Pohle, Dortmund.

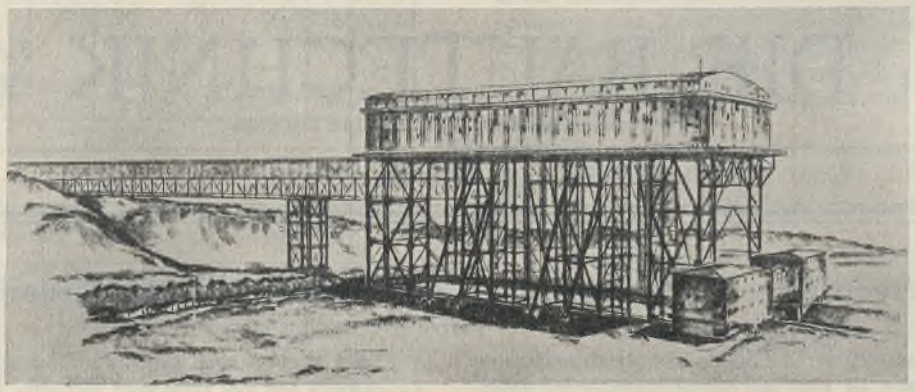


Abb. 2. Sonderentwurf 1 der Fa. Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf, mit Prof. H. Straumer, Berlin, und der Philipp Holzmann AG., Berlin.

Zum Vergleich mit den Sonderentwürfen sei hier kurz erwähnt, daß in dem der Ausschreibung zugrunde gelegten Verwaltungsentwurf das Gerüst im Querschnitt einen Zweigelenkfachwerkrahmen darstellte. In den Ebenen der Gerüststiele des Mittelturmes, an dem der Trogantrieb und die Sperrvorrichtung angreifen, waren zur Verminderung der seitlichen Durchbiegungen und Schwingungen seitliche Streben vorgesehen. Im Längsschnitt bestand das Gerüst aus vier Türmen, von denen die beiden mittleren zu einem gemeinsamen Bauteil verbunden sind, der sich in statischer Beziehung als Zweigelenkrahmen darstellte. Der Ostturm (nach Unterwasser zu) trägt in Höhe der oberen Haltung einen Prellbalken zum Schutze des Trogtores gegen anstoßende Schiffe. Der Westturm trägt den oberen Haltungsabschluß mit der Verbindung zur Kanalbrücke. Auf sämtlichen Türmen ruht das Seilscheibentragwerk mit den Seilscheibenschutzhallen. Auf dem Gerüst war ein Kran zum Auswechseln etwa schadhaft gewordener Seile, Seilscheiben und Seilscheibenlager vorgesehen.

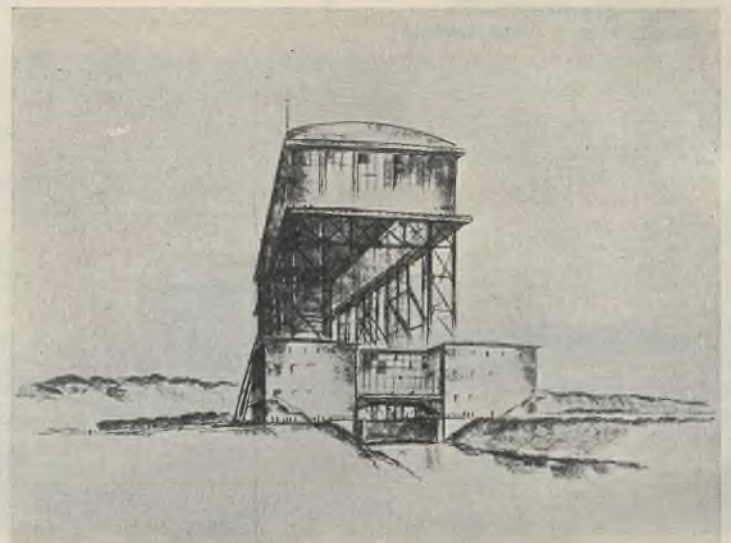


Abb. 3.
Stirnansicht des Sonderentwurfes Abb. 2.

Der Sonderentwurf der Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf, in Verbindung mit Architekt Prof. Straumer (Abb. 2 u. 3), sieht oberhalb des in Höhe der Kanalbrücke umlaufenden Steges eine ringsum geschlossene Halle vor, deren Wände aus Blech und großen Glasflächen gebildet werden. Der Leitgedanke hierfür war, daß durch diese Anordnung gewissermaßen ein auf dem schweren Gerüst des Hebewerkes ruhendes Gebäude geschaffen werde, in das die Schiffe von der oberen Haltung her einfahren. Der Vorschlag weist nach Ansicht der Entwurfsverfasser den Vorteil auf, daß die Seile, Seilscheiben und ihre Lager gegen Witterungseinflüsse und gegen Verschmutzung durch Schlagregen, Flugsand usw. besonders gut geschützt seien. Auch befinde sich der Trog in der höchsten Stellung im wesentlichen in einem geschlossenen Raum, sodaß selbst bei verhältnismäßig starkem Winde ein ruhiges Anliegen des Dichtungsrahmens der oberen Haltung am Trog gewährleistet sei. In architektonischer Hinsicht sehen die Entwurfsverfasser einen besonderen Vorteil in dem ruhigen Aussehen, das dem ganzen Hebewerksbau dadurch verliehen sei, daß das Gewirr von Fachwerkstäben und Seilen im oberen Teile durch eine glatte Fläche ersetzt werde.

Außer dieser Verkleidung des oberen Gerüstteiles sieht der Entwurf bei den Gerüsttürmen statt der einfachen Parallelverstrebung des Verwaltungsentwurfs eine über je zwei Felder laufende Kreuzverstrebung vor. Der im Verwaltungsentwurf zwischen je zwei Seitenstreben angeordnete K-Verband wird durch ein Rahmenfachwerk ersetzt.

Das dem Hebewerk vorgelagerte Betriebsgebäude ist in zwei Einzelgebäude beiderseits der Einfahrt getrennt. Das dazwischenliegende, die Haltungstore tragende Bauwerk ist nach außen hin in ganzer Höhe und Breite mit einer Glaswand verkleidet.

Von den Mitteldeutschen Stahlwerken AG., Lauchhammerwerk, wurden in Verbindung mit den Professoren Dr. Gehler und Dr. Kreis, Dresden, zwei Sonderentwürfe (I und II) eingereicht, die eine große Ähnlichkeit miteinander haben (vgl. Abb. 4 u. 5). Beide Sonderentwürfe zeigen eine Umgestaltung des Westturmes, der Seitenstreben, des Stabwerks der Außenflächen, der Räumlichkeiten für die Aufzüge und des Betriebsgebäudes.

Der aus statischen und konstruktiven Gründen im Verwaltungsentwurf doppelt so breit wie der Ostturm vorgesehene Westturm ist in der westlichen Hälfte um etwa 4,5 m zurückgesetzt. Die äußeren Hauptträger der Kanalbrücke sind bis zu dem vorspringenden Eckstiel durchgeführt.

Die Aufzüge sind in besondere Aufzugtürme verlegt, die neben den äußeren Eckstielen des Mittelturmes angeordnet sind und vor der Gerüstaußenwand stehen. Sie sind in ausgemauertem Fachwerk gedacht, das durch eingebaute waagerechte Rahmen versteift und am Gerüst gehalten wird. Beiderseits jedes Aufzugturmes greifen die Seitenstreben an, die gegenüber dem Verwaltungsentwurf wesentlich näher aneinandergerückt und als Halbrahmen mit schrägen oder lotrechten Stielen ausgebildet sind. Die Stiele dieser Doppelstreben sind miteinander und mit dem Gerüst durch waagerechte Riegel verbunden. Über jeder Doppelstrebe ist der dem Verwaltungsentwurf entsprechende Umgang balkonartig ausgebaut.

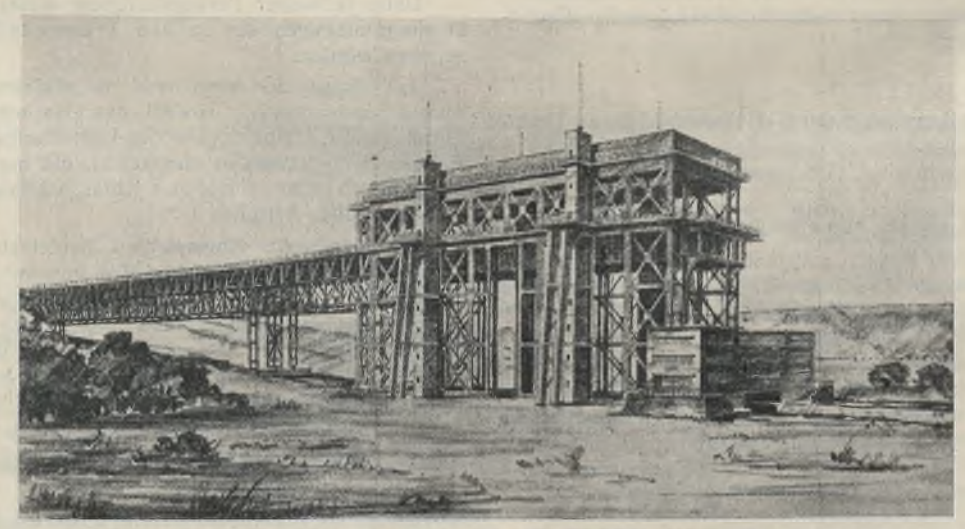


Abb. 4. Sonderentwurf I der Mitteldeutschen Stahlwerke AG., Lauchhammerwerk, mit den Professoren Dr. Gehler und Dr. Kreis, Dresden.

Die Seilscheibenhallen sind ringsherum geradlinig durchgeführt. Der unterhalb des oberen Bedienungssteges liegende durchlaufende Träger ist

vollwandig ausgebildet. — Während der eine Sonderentwurf (I) kreuzförmige Verstrebung der Längswände (Andreaskreuze) und Vierendeelbauart der äußeren (östlichen) Querwand vorschlägt, ist bei dem zweiten Entwurf (II) auch die äußere Längswand in Vierendeelbauart mit breiten Stielen und Riegeln ohne Hervortreten von steifen Ecken vorgesehen. Bei beiden Entwürfen ist das Betriebsgebäude im mittleren Teile niedriger gehalten als beiderseits der Einfahrt, so daß es den Eindruck zweier durch einen Gang verbundener turmartiger Einzelgebäude hervorruft.

Die Entwurfsverfasser schreiben zu ihrem Vorschlag I:

„Durch den zurückspringenden Vorderteil des Westturmes und die scheinbare Durchführung der Kanalbrücke bis zu seinen vorspringenden Eckstielen wird eine symmetrische Gliederung der Längsaußenwände erreicht.

Die gekreuzten Diagonalen der Innen- und Außenwände geben dem weitmaschigen Fachwerksystem eine ruhige Gliederung. Durch das Verhältnis der Stielbreiten zu den Diagonalen (3 : 1) erscheinen die Stiele auch rein äußerlich in ihrer statischen Bedeutung.

Die Verlegung der Aufzüge in Türme vor die Mutterbackensäulen und Anordnung der Seitenstreben an dieser Stelle verstärken die Betonung der Vertikalen und gerade der Stellen besonders, wo sich die Auf- und Abwärtsbewegung des Troges vollzieht.

Wir glauben durch diese Anordnung den eigentlichen Zweck des Bauwerks

‚Bewegung großer Massen in senkrechter Richtung'

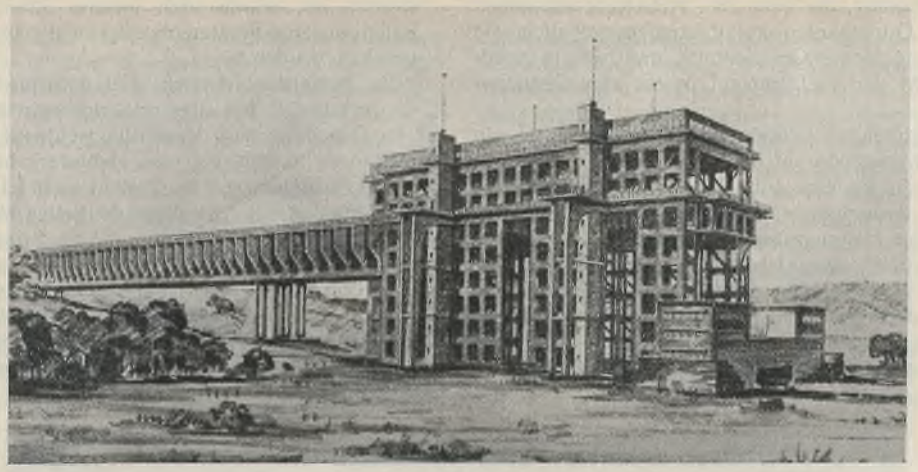


Abb. 5.
Sonderentwurf II der Mitteldeutschen Stahlwerke AG., Lauchhammer, mit den Professoren Gehler und Kreis, Dresden.

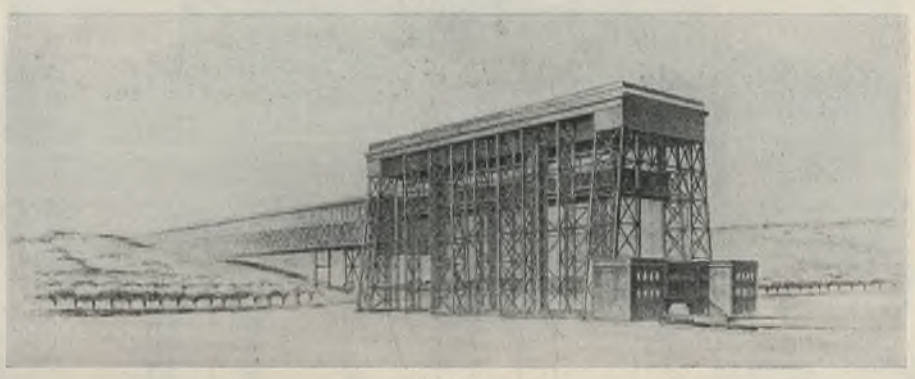


Abb. 6.
Sonderentwurf der Gutehoffnungshütte AG., Oberhausen.

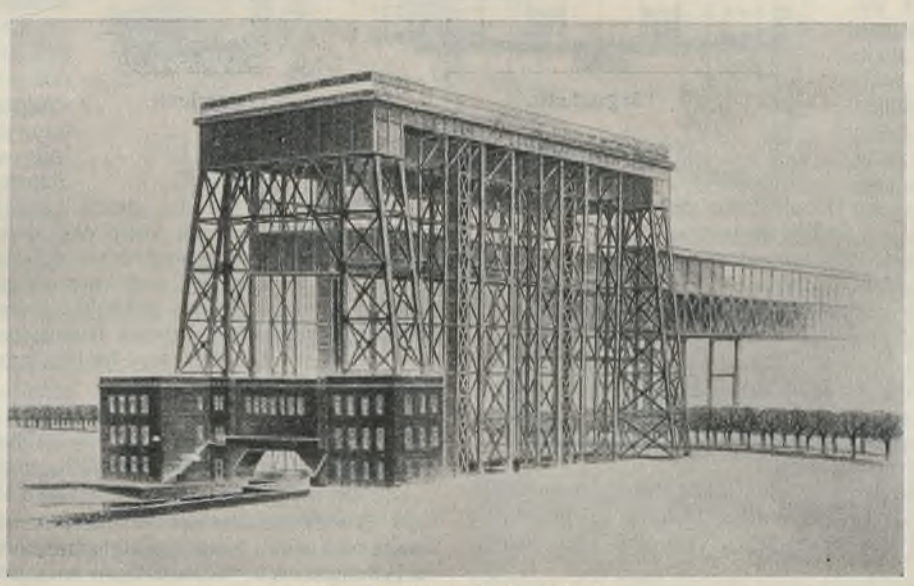


Abb. 7. Entwurf wie Abb. 6.

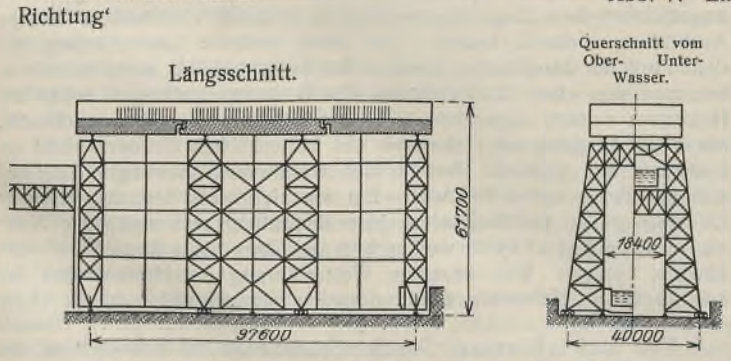


Abb. 8. Statisches System des Entwurfes Abb. 6.

besonders in Erscheinung treten zu lassen. Die Kopfwände sind im Vierendeelsystem ausgebildet, um den Unterschied der Feldgrößen in Längs- und Kopfwänden zu vermitteln und die Wände in sich ruhig zu gliedern."

Zum Entwurf II sagen die Verfasser:

„Dieser Entwurf zeigt als bedeutendstes Merkmal die Ausgestaltung der Längsaußen- und Kopfwände im Vierendeelsystem mit breiten Stielen und Riegeln ohne Hervortretung von steifen Ecken. Die Gerüstinnenwände decken sich mit der Ausführung der Behörde.

Durch diese Anordnung erhalten die Außenwände ein geschlossenes Gepräge. Sie beschränken in gewissem Maße die Durchsicht auf die hinten liegenden Stabwerke.

Hinsichtlich der Symmetrie der Längsaußenwand, der Aufzugtürme und Seitenstreben gelten sinngemäß die für den Entwurf I ‚Andreaskreuz' angeführten Gesichtspunkte."

Die Entwurfsverfasser haben ihren Änderungsvorschlag auch auf die Kanalbrücke ausgedehnt. Im Entwurf I werden die Hauptträger der Kanalbrücke als Rhombenfachwerkträger vorgeschlagen, wodurch eine Anlehnung an die Kreuzverstrebung des Gerüstes bezweckt wird. Der Entwurf II sieht in Übereinstimmung mit dem Gerüst Vierendeel-Hauptträger vor und sucht durch Anordnung von vollwandigen Konsolen unter dem Treidelsteg die senkrechte Linie im waagerechten Brückenband hervorzuheben.

Die Gutehoffnungshütte, Oberhausen, reichte einen Sonderentwurf ein, der in Abb. 6, 7 u. 8 dargestellt ist.

Das Traggerüst besteht aus zwei außerhalb des Schiffstroges stehenden Stirnwand-Rahmenfachwerken, die hauptsächlich dem Zwecke dienen, die quer zum Hebewerk gerichteten Kräfte auf die Grundbauten zu übertragen, und die überdies einen kleineren Teil der lotrechten Lasten tragen, ferner aus zwei Paar Säulenfachwerken, die in der Hauptsache nur den größeren Teil der lotrechten Lasten aufzunehmen haben. — Auf die Stirnwandrahmen und die Säulen stützen sich zwei über die ganze Länge des Hebewerkes durchlaufende Hauptträger in Form doppelwandiger hoher Blechträger, die durch Querträger und eine Windverspannung zu einem haubenförmigen Tragwerk zusammengeschlossen sind. Zwecks statisch bestimmter Lastübertragung sind die Hauptträger als Gerberträger ausgebildet. Die Windverspannung erhält besondere Gurtungen und liegt in der durch die Hauptträgergelenke bestimmten Ebene, so daß die Wirksamkeit der Gelenke durch sie nicht in Frage gestellt werden kann.

Entsprechend ihrer Bestimmung, die quer zum Hebewerk wirkenden waagerechten Kräfte auf die Grundbauten zu übertragen, erhalten die Stirnwandrahmen eine Spreizung in der Querrichtung, und zwar in geradliniger Form, die nach Ansicht der Verfasser am besten zum Charakter des Hebewerkes paßt.

Die auf das Hebewerk wirkenden Längskräfte werden durch je ein Stützlager in der Mitte der Längswände auf die Grundbauten übertragen. Durch diese beiden Stützlager wird eine lotrechte Ebene bestimmt, zu der das ganze Tragwerk mit Ausnahme eines Sonderbauteiles zum Anschluß des Schiffstroges an die Haltungsabschlüsse und einiger anderer untergeordneter Teile symmetrisch ausgebildet ist. Die beiden Stützlager bilden überdies die Festpunkte, von denen aus das ganze Hebewerkgerüst sich bei Wärmeänderungen nach beiden Seiten in der Längsrichtung ausdehnen kann. Die Säulenfachwerke sind, um diese Dehnungsbewegungen zu ermöglichen, auf längsverschiebliche Lager gestützt und durch eine Verspannung in den Ebenen ihrer Innenwände mit den Stützlagern verbunden. Die Stirnrahmen können entsprechend der Art ihrer Lagerung und ihrer Längsverbindung mit den Säulenfachwerken kleine Pendelbewegungen in der Längsrichtung ausführen. Die Innenwände der Säulenfachwerke sowohl wie der Stirnwandrahmen dienen zur unmittelbaren Übertragung der lotrechten Lasten von der Haube des Hebewerks auf den Grundbau.

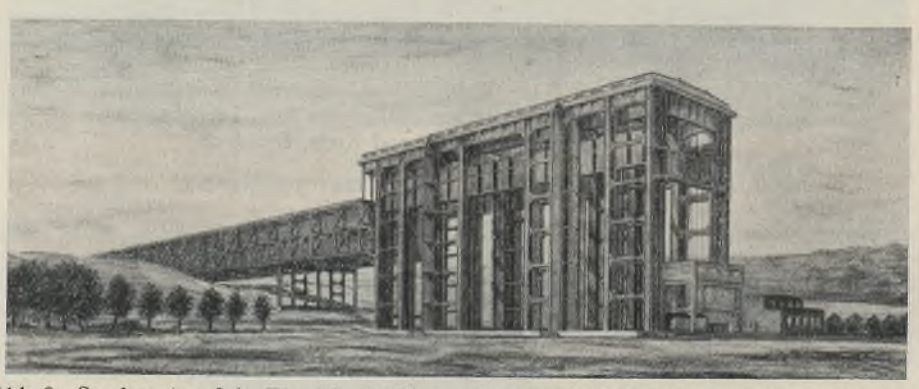
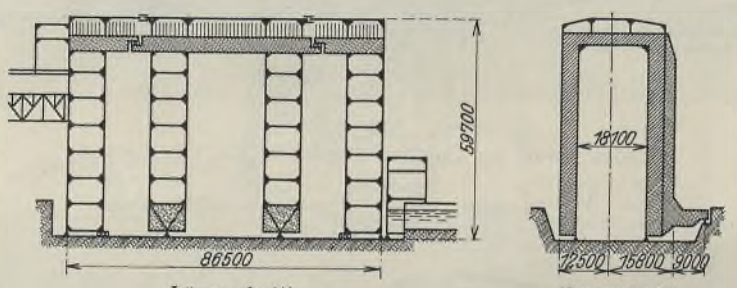


Abb. 9. Sonderentwurf der Firma Louis Eilers, Hannover, in Verbindung mit Gollnow-Stettin, den Mitteldeutschen Stahlwerken und dem Architekten Prof. Hans Poelzig, Berlin.

Die Stützlager befinden sich deshalb, wie beim Verwaltungsentwurf, in der Ebene der Innenwände. Die Stirnwandrahmen erhalten aber noch besondere Lager unter den Außenwänden, wodurch die Stützweite der Stirnwandrahmen auf 40 m (gegen 27,10 m des Verwaltungsentwurfs) vergrößert und die Quersteifigkeit des Gerüstes bei entsprechender Verbreiterung der Grundbauten erhöht wird.

Zwischen den Stirnwandrahmen und den Säulenfachwerken sowie zwischen den letzteren selbst sind in jeder der beiden Längswände drei lotrecht stehende Fachwerkträger zur Unterstützung der Führungsschienen für die Gegengewichte angeordnet. Außerdem sind an den Gerüsten der Mutterbackensäulen (Sicherheitsvorrichtung) und an Kragarmen der Stirnwandrahmen Führungsschienen für die Gegengewichte befestigt.



Längsschnitt. Querschnitt.

Abb. 10.
Statisches System des Entwurfes Abb. 9.

Die Fachwerkträger stützen sich mit ihrem oberen Ende gegen einen Querrahmen des Haubentragwerks, das auch ihr Gewicht trägt; ihr unteres Ende ist gegen einen waagerechten steifen Rahmen gestützt. Zwischen den Stützpunkten sind die Gurtungen durch mehrere waagerechte Riegel gegen Ausweichen aus ihrer Ebene gesichert. Die Verbindung dieser Riegel mit den Stirnwandrahmen ist in Rücksicht auf deren Pendelbewegungen längsverschieblich.

Abweichend vom Verwaltungsentwurf sind kurze Haltungströge nicht nur bei der oberen, sondern auch bei der unteren Haltung auf das Traggerüst gelagert, da das Gerüst den beweglichen Trog von allen Seiten umschließt.

Die Verfasser sagen zu ihrem Vorschlag:

„Wir haben uns bemüht, unseren Sonderentwurf des Traggerüstes des Hebewerks so zu gestalten, daß seine statischen Verhältnisse möglichst einfach und klar sind, und daß sie auch schon in der äußeren Erscheinung des Gerüstes zum Ausdruck kommen. Ferner haben wir besonderen Wert auf eine gute architektonische Wirkung der Gerüstformen gelegt."

„Ein wesentliches Merkmal des Gegenvorschlags ist die symmetrische Gesamtanordnung."

„Durch die Wahl einer Vollwandkonstruktion für das Haubentragwerk glauben wir den Wünschen der Akademie des Bauwesens entgegenzukommen und eine besonders günstige architektonische Wirkung erzielen zu können.

In der Höhe der Seilscheibenbühne ist eine Außengalerie rund um die Haube herumgeführt. Eine weitere Galerie, wie sie für den Regierungsentwurf von der Akademie des Bauwesens in Vorschlag gebracht worden ist, würde nach unserer Ansicht zu den gewählten Hauptlinien unseres Sonderentwurfs nicht passen und ist deshalb nicht vorgesehen worden."

Zu bemerken ist noch, daß der Anschluß der Kanalbrücke an das Hebewerksgerüst bei diesem Sonderentwurf nicht berücksichtigt ist. Es ist im Gegensatz zum Verwaltungsentwurf angenommen worden, daß die Kanalbrücke unabhängig vom Hebewerk besonders gelagert wird.

Der Sonderentwurf der Firma Louis Eilers, Hannover, in Verbindung mit Gollnow-Stettin, den Mitteldeutschen Stahlwerken (Lauchhammerwerk) und dem Architekten Prof. Hans Poelzig, Berlin, ist in Abb. 9 u. 10 dargestellt.

Er verwendet Vierendeel- und Vollwandbauteile. In der Längsansicht ist das Gerüst durch Vierendeelstützen symmetrisch aufgeteilt, über die oben das Band eines vollwandigen Riegels läuft. Der Querschnitt des Gerüstes zeigt einen geschlossenen Vollwandrahmen. Die seitlichen Streben sind in Fortfall gekommen. An ihrer Stelle sind die Stielwandungen, an denen die Mutterbackensäulen befestigt sind, stark verbreitert und unter Geländeoberfläche mit kräftigen seitlichen Spornen versehen, wodurch die Stiele elastisch eingespannt werden. Diese Sporne sollen erst nach Aufbringen der vollen Betriebslast endgültig gelagert werden, so daß sie aus dieser Belastung keine Kräfte erhalten und statisch hierfür nicht mitwirken. Daneben dienen die Sporne noch zur Aufnahme von Verdrehungskräften, die durch die Trogführungen hervorgerufen werden können.

Die Führungen der Gegengewichte liegen in den Wänden der Stiele, so daß sie dem Auge nicht sichtbar sind.

Ost- und Westturm sind je für sich standfest gelagert und stützen sich mit einem biegungsfest angeschlossenen Kragarm auf den Mittelturm derart, daß durch ein Rollenlager nur senkrechte Kräfte auf den Mittelturm übertragen werden können.

Der Westturm hat die gleiche Länge (in der Hebewerksachse) wie der Ostturm und wie die Stiele des Mittelturms. Der obere Haltungsabschluß mit den Toren liegt daher außerhalb des Westturms. Er stützt sich auf die Kanalbrücke, und zwar auf einen am Gerüst fest, auf dem Kragarm der Kanalbrücke beweglich gelagerten kurzen Brückenteil, der übrigens im Verwaltungsentwurf auch vorgesehen war, um das Übertragen von waagerechten Kräften von der Brücke auf das Gerüst und umgekehrt zu vermeiden.

Das Betriebsgebäude ist neben dem Hebewerk angeordnet. Die unteren Haltungstore sind in einem Stahlbau untergebracht. Die Bauart der Kanalbrücke ist nur unwesentlich geändert.

Zu diesem Sonderentwurf äußert sich Prof. Hans Poelzig, wie folgt[2]):

„Da es sich hier um die Überwindung eines bedeutenden Höhenunterschiedes handelt, so glaubte man besonderen Wert auf Herausarbeitung der Vertikalen legen zu sollen. In diesem Sinne sind sämtliche Pfosten vom Fuß des Hebewerkes bis zum Seilscheibentragwerk in ununterbrochenem Zuge durchgeführt, und durch vollwandige flächige Ausbildung kraftvoll betont. Um diese vertikale Linienführung, die dem Fluß der Hauptkräfte bestens Ausdruck verleiht, nicht zu stören, hat man von einer Weiterführung des Brückenlaufsteges außen am Hebewerk entlang abgesehen. Das erschien um so mehr angebracht, als dieser Laufsteg am Hebewerk aus betrieblichen Gründen nicht erforderlich ist, vielmehr der im Hebewerkbereich benötigte Laufsteg sich am Troge selbst befindet. Ein am Hebewerk fest angeordneter Laufsteg würde praktisch ohne jede Bedeutung sein und ohne Ausnutzungsmöglichkeit, weil sich ja der Trog beim Betrieb auf- und abwärts bewegt. Eine derartige Weiterführung der Horizontalen des Laufsteges am Hebewerk würde dasselbe gewissermaßen in die obere

[2]) Vgl. auch „Riezler, Das Schiffshebewerk Niederfinow" in der Monatsschrift „Die Form" 1928, Heft 2.

Kanalhaltung einbeziehen und ihm dadurch eine sekundäre Bedeutung zuweisen, während es, wie in dem Sonderentwurf vorgesehen, als mächtiges, selbständiges vertikales Bindeglied zwischen der Horizontalen der oberen und unteren Kanalhaltung klar herausspringt. Diese Fragen sind durch Anfertigung mehrerer Modelle eingehend untersucht worden.

Um diese Hervorhebung der Vertikalen nicht durch sekundäre Konstruktionsglieder abzuschwächen, hat man das Rahmensystem statt eines Dreieckfachwerkes gewählt. Dieses ist im vorliegenden Fall auch konstruktiv durchaus am Platze, weil die Hauptkräfte — ausgeübt durch die Trog- und Gegengewichtsbelastung — vertikal gerichtet sind und in den Vertikalpfosten als reine Längskräfte wirken. Die Biegungsspannungen werden dagegen hier fast nur durch sog. Zusatzkräfte, wie Winddruck usw., hervorgerufen. Insofern liegen hier also die Verhältnisse für Verwendung eines Rahmentragwerkes wesentlich günstiger, als etwa bei einer Brücke, bei der auch die Hauptkräfte wesentlich zu den Biegungsspannungen beitragen.

Aus dem gleichen Grunde — nämlich um die Vertikale nicht zu stören — hat man auch diejenigen Konstruktionsglieder, die dem Auftreten von Schwingungen begegnen sollen, nicht in Form von seitlichen geneigten Streben vorgesehen, sondern hat sie in Form einer Rahmenverbreiterung den die Mutterbackensäulen tragenden Rahmenpfosten angefügt, und unten in Form von Sporen in Blechträgerausführung gegen die Nebenfundamente abgestützt. Es erschien angebracht, diese Sporenkonstruktion ebenso wie die ganze Lagerkonstruktion des Hebewerks unter Geländeoberkante zn versenken.

Als oberer Abschluß des Hebewerkes ist außen ein kräftiger Blechträger gezeigt, der in seiner betonten Horizontalen gewissermaßen der gleichmäßigen Reihung der auf dem Seilscheibentragwerk ruhenden Seilscheibenlager auch nach außen Ausdruck verleiht.

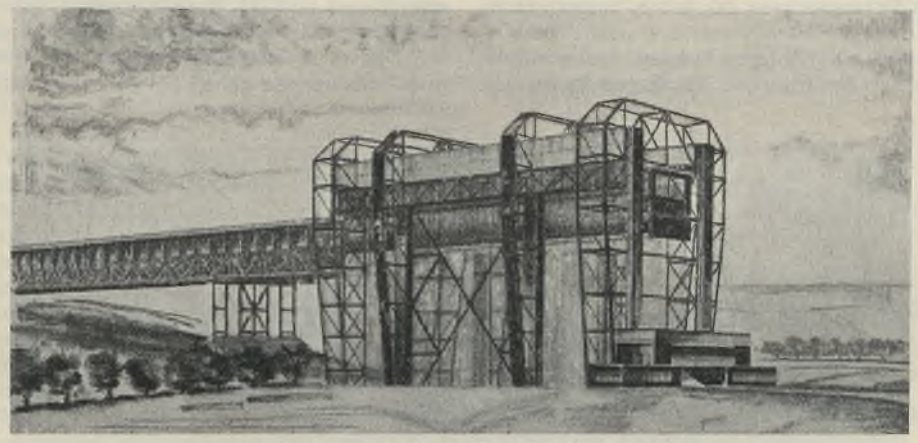
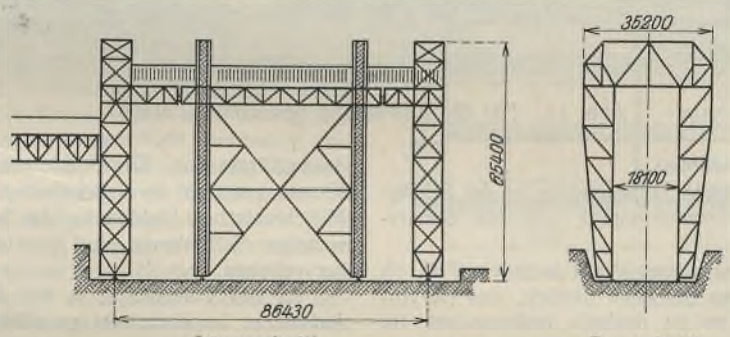


Abb. 11. Sonderentwurf der Fa. Aug. Klönne, Dortmund, mit dem Architekten Emil Pohle, Dortmund.



Längsschnitt. Querschnitt.

Abb. 12. Statisches System des Entwurfes Abb. 11.

konsolartig wirkenden Teil des Seilscheibenträgers gegen den Mittelturm in senkrechter Richtung beweglich stützen.

In Höhe des Riegeluntergurts ist ein über alle Türme durchlaufender waagerechter Träger (Dachverband) angeordnet, der durch Versteifen des Mittelturms gegen die Seitentürme zum Vermindern etwaiger Schwingungen des Mittelturms beitragen und so die Seitenstreben entbehrlich machen soll.

Die Mutterbacken sind in die Mittelturmstiele eingebettet, während sie beim Verwaltungsentwurf, um ein leichteres Ausrichten zu ermöglichen, in besonderen Stahlbauten (Mutterbackensäulen) neben den Gerüststielen aufgehängt sind. Die Führungsrahmen der Gegengewichte sind so lang gewählt, daß zwischen den Gerüststielen keine besonderen Führungsschienen erforderlich sind.

Der Verfasser schreibt zu seinem Sondervorschlag u. a.:

„Die seitlichen Streben haben den Zweck, die Schwingungsfähigkeit des aus schlanken Einzelgliedern bestehenden Gerüstes zu dämpfen. Dies gelingt auch, da der Anlaufpunkt dieser Streben nahezu im Amplitudenbereich der Seitenschwingung liegt. Ein genauerer Nachweis ist nach dem heutigen Stand der Theorie, Schwingungen von gegliederten Tragwerken, leider noch nicht möglich. Es ist aber durchaus naheliegend, von dem statischen Biegungsverhalten Rückschlüsse auf die Schwingungsfähigkeit zu ziehen, da plausibel erscheint, daß statisch weiche Konstruktionsgebilde eine stärkere Resonanz haben wie steifere."

„Eine einfache Vorstellung bringt die Annahme nahe, daß durch Anwendung der Streben in der Schwingung des ganzen Systems an jedem Rahmenstiel, etwa in Höhe des Anlaufpunktes der Streben, ein Schwingungsknoten entstehen wird. Durch das elastische Verhalten der Streben muß von der Annahme feststehender Knoten abgesehen werden, da das Pulsieren des Strebenmaterials in der Längsrichtung mit der primären Schwingung des Rahmensystems unter Voraussetzung starrer seitlicher Lagerung im Anlaufpunkt der Streben Interferenzerscheinungen erwarten läßt, die den Knoten in vielleicht nicht unerheblichem Maße auf und ab wandern lassen.

Es erscheint wirksamer, die Schwingung unmittelbar im Amplitudenbereich, also in Firsthöhe unter Anordnung eines Horizontalverbandes, der an den beiden Stirnseiten des Hebewerks gelagert ist, zu dämpfen, da hierbei verstärkende Oberschwingungen unwahrscheinlicher sind.

Der Dachverband, der keine Vergrößerung der Maße im Firstbereich bringt, verursacht lediglich durch seine große Steifigkeit eine Schwingungsdämpfung. Diese Dämpfung tritt unmittelbar in jenem Bereiche auf, in dem der Schwingungsknoten des Zweigelenkbogens vermutet werden muß. Wenn auch dieser Schwingungsknoten zufolge der verschiedenen Erregung der Rahmenstiele (Lee- und Luvseite) vermutlich um die Hebewerksachse im oberen Teil des Rahmens schwanken wird, so bleibt doch die dämpfende Wirkung anscheinend immer die gleiche, da sie von der horizontalen Verschiebung des Schwingungsknotens unabhängig erscheint.

Durch Vorstehendes dürfte der Vergleich der beiden Ausführungsmöglichkeiten genügend belegt worden sein, und es sei nochmals zusammenfassend vermerkt, daß bei rechnungsmäßig nahezu gleicher statischer Aussteifung der Dachverband gegenüber dem Strebensystem dadurch im Vorteil ist, daß er

1. im praktischen Lastfall eine günstige Kraftverteilung hervorruft und
2. Biegungsvergrößerungen durch schädliche Interferenzerscheinungen, wie beim Strebensystem näher beschrieben, vermeiden dürfte."

„Ein weiteres Merkmal des neuen Entwurfs ist die symmetrische Zusammenziehung der Massen an den Mutterbackensäulen, um deren exzentrische Lagerung zu vermeiden. Hierdurch wird eine wesentliche Gewichtsersparnis und eine statische Verbesserung (Wegfall der Verdrillung zufolge Windangriff) erreicht. In meinem früheren Erläuterungs-

Um schließlich den so entwickelten Formen eine selbständige und uneingeschränkte Wirkung zu sichern, hat man das massive Betriebsgebäude vom Kopf des Hebewerkes seitlich fortverlegt und vor dem Hebewerk nur ein stählernes Gerüst zur Aufnahme der Tore der unteren Haltung vorgesehen. In der äußeren Form ist dies Gerüst der des Hebewerkes nach Möglichkeit angepaßt. Das Betriebsgebäude selbst ist in einer seiner nur geringeren Bedeutung entsprechenden bescheideneren Form — wie bemerkt — seitlich angeordnet.

Es ist also in dem Sonderentwurf dem Hebewerk eine durch seine betrieblichen Aufgaben begründete Form gegeben. Dabei haben auch die Anregungen der Akademie des Bauwesens auf Durchbildung der architektonischen Form im Rahmen der bei der Aufstellung des Sonderentwurfes verfolgten Richtlinien sinngemäß Berücksichtigung gefunden."

Nachträglich ging noch ein Sonderentwurf der Firma Aug. Klönne, Dortmund, in Verbindung mit dem Architekten Emil Pohle, Dortmund, ein. Er ist in den Abb. 11 u. 12 dargestellt.

Im Querschnitt stellt das Gerüst, wie beim Verwaltungsentwurf, einen Zweigelenkfachwerkrahmen dar. Jedoch sind die Stiele nach oben zu bis auf das doppelte Maß verbreitert, und die Riegel haben eine Netzhöhe von 12 m (gegenüber 6,50 m beim Verwaltungsentwurf) erhalten. Der höchste Punkt des Gerüstes liegt demgemäß rd. 66 m (gegen 60 m) über der Trogkammersohle.

Im Längsschnitt ist durch zwei mit Kreuzverstrebung verbundene schmale Zweigelenkrahmen ein standfester Mittelturm gebildet worden. Die Schmalseiten (Ansichtsflächen) dieser Mittelturmrahmen sind vollwandig ausgebildet. Ost- und Westturm sind im wesentlichen gleich vorgesehen. Sie sind als Pendelstützen gelagert, die sich durch einen

bericht habe ich nachdrücklich auf den Umstand hingewiesen, daß die beiden Hälften der Mutterbackensäulen durch verschiedene Erwärmung derart gegeneinander verschoben werden können, daß die gewünschte Wirkung unter Umständen nicht erreicht werden kann. Die Mutterbackensäule ist in ein dreiseitig abgeschlossenes Gehäuse eingebaut, das eine seitliche Sonnenbestrahlung mit Sicherheit ausschließt. Unter diesen Umständen kann man die konstruktiv wesentlich einfachere Lösung des festen Einbaues der beiden Säulenhälften beibehalten."

„Es sei hier noch kurz auf die bildliche Wirkung des Gesamtbaues hingewiesen.

Das Gutachten der Akademie des Bauwesens empfiehlt für die architektonische Wirkung die häufige Anordnung von Abstrebungen, die den Eindruck größerer Standsicherheit erwecken sollen. Diese Abstrebungen stellen vergleichsweise Strebepfeiler dar, die an der Außenwirkung der gotischen Bauwerke einen wesentlichen Anteil haben. Die Verstrebungen sollen weiter den Übergang vom flachen Gelände zum hohen Bauwerk vermitteln, um etwa ein stetes Herauswachsen des hohen Bauwerkes zu versinnbildlichen.

Hierzu sei bemerkt, daß sich die Anlageprinzipien der massiven Bauwerke nicht ohne weiteres auf den Eisenbau übertragen lassen und daß bei einem derartigen Vorgehen unter absichtlicher Vermeidung einer sichtbaren Ausnutzung der Eisenzugspannungen die Charakteristik des Eisenbaues verlorenginge.

Die Ausführungsform, die behördlicherseits dem Angebot zugrunde gelegt wurde, sieht gemäß obigem Gutachten zwar Abstrebungen vor, jedoch in ganz geringer Zahl und in ungebrochener Linie.

Diese Anordnung ist auf Grund statischer Erwägungen verständlich, entspricht jedoch dem Wunsche der Akademie des Bauwesens ebensowenig wie eine Bauausführung, bei der die Streben gänzlich vermieden werden.

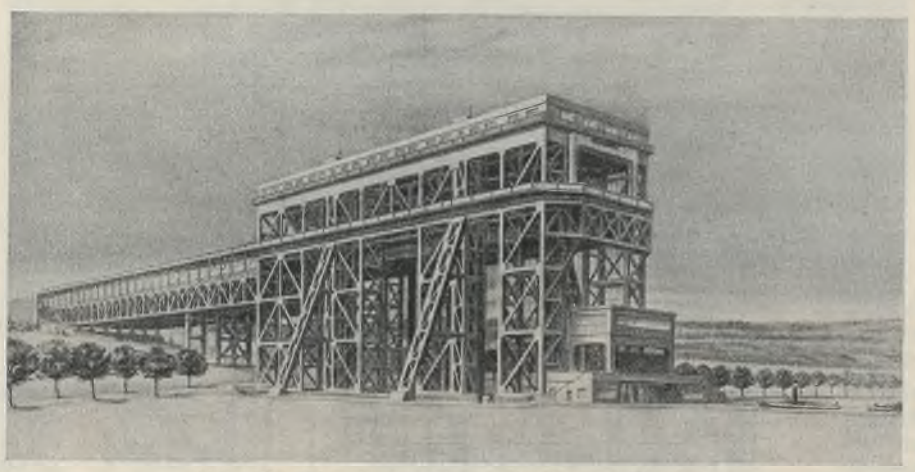


Abb. 13. Für die Ausführung bestimmter Entwurf.

Die Struktur des Eisenbaues verursacht insbesondere in der Schrägsicht einen bedeutend unruhigeren Gesamteindruck wie ein Massivbauwerk.

Jede moderne baukünstlerische Bearbeitung strebt in jedem Fall, ob es sich um einen Massiv- oder um einen Eisenbau handelt, das Hervorkehren des Zweckgedankens an, und es ist deshalb insbesondere im Eisenbau geboten, Bauteile zu vermeiden, die den Zweck des Werkes verschleiern, ja unter Umständen sogar unverständlich machen könnten. Es handelt sich hier um das Heben wuchtiger Lasten und um das Aufnehmen großer Vertikalkräfte. Vor allem muß eine kräftige Vertikalstruktur dem Auge diesen Zweck nahe bringen und anderseits soll eine umfassende Horizontalgliederung den kraftvollen Eindruck des Hebens unterstützen. Schräge Linien, die nichts mit dem Zweck des Baues zu tun haben, sollten, diesen Gesichtspunkten folgend, ganz vermieden werden, da sonst leicht der Eindruck erweckt werden könnte, daß es sich um ein Stahlgebilde handle, das gegen Windwirkung gesichert sein will.

Vertikale Seitenwände sind Stahlbauten von der vorliegenden Proportion eigentümlich.

All diesen Gesichtspunkten wird das hier vorgeschlagene Versteifungssystem bei Anordnung eines durchlaufenden Dachverbandes gerecht.

Sämtliche Vorteile des behördlichen Entwurfes scheinen auch hier gewahrt zu sein, und es ist als besonderer Vorteil dieses Vorschlages die große Wirtschaftlichkeit bei gleichzeitig klarer statischer Anordnung hervorzuheben."

Die vorstehend näher beschriebenen Vorschläge und Anregungen für die Gestaltung des Bauwerks sind von der Reichswasserstraßenverwaltung eingehend geprüft worden. Dabei wurde zunächst festgestellt, daß die erstrebte Verbilligung des Bauvorhabens bei keinem der Sondervorschläge einwandfrei nachgewiesen worden ist, vielmehr würden die meisten Vorschläge höhere Baukosten erfordern als der Verwaltungsentwurf. Die teilweise im Angebot zum Ausdruck gekommene Ersparnis gegenüber dem Verwaltungsentwurf ist nur eine scheinbare, da die dem Verdingungsanschlag für die Ausführung des Verwaltungsentwurfs zugrunde gelegten Stahlmengen von der Verwaltung nur überschläglich ermittelt und reichlich hoch eingesetzt waren, so daß ein Vergleich der benötigten Stahlmengen nicht ohne weiteres zulässig ist.

Die in architektonisch-ästhetischer Hinsicht gemachten Vorschläge und Ausführungen gehen bei den einzelnen Entwürfen weit auseinander. So bilden der Sondervorschlag Hein, Lehmann & Co. mit der durch die große Halle bewußt betonten Waagerechten und die Sondervorschläge Mitteldeutsche Stahlwerke und Eilers mit der bewußten Betonung der Senkrechten durch die gemauerten Aufzugschächte, die Vierendeelträger und Vollwandstiele äußerste Gegensätze. Während der Vorschlag Eilers alle sichtbaren Massivbauten völlig verwirft und das Stahlbauwerk allein wirken lassen will, sehen die Vorschläge der Mitteldeutschen Stahlwerke außer dem massiven Betriebsgebäude noch mitten im Stahlbau massive Aufzugtürme vor. Die Sondervorschläge Gutehoffnungshütte, Eilers und Klönne ersetzen die Seitenstreben durch andere Bauweisen, während die Mitteldeutschen Stahlwerke die Seitenstreben durch Ausbildung als vollwandige Halbrahmen und Vereinigung mit den Aufzugtürmen bewußt hervorheben.

So viel Vorschläge, so viel Ansichten. Es ist nicht Aufgabe dieses Aufsatzes, im einzelnen zu allen Vorschlägen Stellung zu nehmen und die Gründe ausführlich zu erörtern, aus denen die Verwaltung viele der angeblichen Vorteile der Sonderentwürfe nicht als solche anerkennen kann. Es mag vielmehr dem Leser überlassen bleiben, selbst zu urteilen. Die Verwaltung hat sich entschlossen, den eigenen Entwurf, der auf Grund jahrelanger, eingehender Untersuchungen und Überlegungen entstanden ist, im wesentlichen beizubehalten. Gewisse Änderungen im einzelnen, wie Ausbildung der Seilscheibenhauben, Anordnung des Betriebsgebäudes und ähnliches, haben sich inzwischen in Zusammenarbeit mit den nunmehr beauftragten Stahlbauunternehmern bereits ergeben (vgl. Abb. 13), werden auch weiterhin bei näherem Durcharbeiten gegebenenfalls noch erforderlich werden. Es ist dann bestimmt zu erwarten, daß dabei eine der Größe und Bedeutung des Bauwerks voll gerecht werdende, sich zwanglos in die Landschaft einfügende Lösung gefunden werden wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau.

Von Professor Dr.-Ing. **Brunner**, Graz.

Vortrag, gehalten in der vom Messeamt Leipzig anläßlich der Frühjahrsmesse 1930 veranstalteten Vortragsreihe über Stahlskelettbauten.

(Schluß aus Heft 17.)

Eine besondere Bedeutung für die Erstellung von Stahlskelettbauten und für ihre Berechnung kommt den verschiedenen staatlichen und örtlichen Bauvorschriften zu. Erwähnt ist schon, daß die neuen preußischen Vorschriften auch Bestimmungen über die Berechnungen von Hochhäusern enthalten, besonders was die Belastungen und die Windkräfte anbetrifft. Auch die sonstigen Annahmen für die Berechnung, insbesondere die für die Berechnung von Knickstäben, für die Berücksichtigung der Kontinuität der Deckenträger usw. sind in den Vorschriften von 1925 enthalten. Die behördlichen Bestimmungen und manche Baubeamte stehen der neuen Bauweise noch mit einer gewissen Zurückhaltung, ja z. T. sogar Abneigung gegenüber. Das ist natürlich auf die Dauer ein unhaltbarer Zustand. Es ist unmöglich, daß — mit einigen rühmlichen Ausnahmen, wie z. B. Hamburg und Leipzig — durch übergroße Ängstlichkeit einzelner Bauverwaltungen, durch eine gewisse Vorliebe für sog. Massivbauweisen, vielleicht auch durch unberechtigtes Mißtrauen gegenüber dem zuverlässigsten und edelsten Baustoff, dem Stahl, eine Bauweise in ihrer Entwicklung künstlich eingedämmt und aufgehalten wird, die bestimmt ist, dem gegenwärtigen und zukünftigen Bauen ihren Stempel aufzudrücken. Eine ständige Unterrichtung aller maßgebenden Stellen ist daher nötig, damit der Stahlbauweise immermehr der ihr gebührende Platz raschest eingeräumt wird. In der hypothekarischen Beleihung von Stahlskelettbauten durch die verschiedenen Finanzinstitute ist bereits die volle Parität

mit anderen Bauweisen gesichert. — Wünschenswert wäre auch eine Vereinheitlichung der Baupolizeivorschriften aller Kulturstaaten, wie dies der Schweizer Dr. Bendel schon vor zwei Jahren in bezug auf den Eisenbeton angeregt hat. Eine solche internationale Regelung würde die Stoßkraft der Stahlbauweise bedeutend erhöhen.

Grundlegend für die Wirtschaftlichkeit des gesamten Stahlskelettbaues ist die Art des Aufbaues des Stahlgerüstes an der Baustelle selbst. Die Eigenart des Stahlbaues gestattet eine bis ins kleinste vorher festgesetzte Regelung aller Arbeiten, von der Planbearbeitung, der Baustoffbeschaffung, der Werkstattarbeit angefangen, bis zur Anlieferung der Konstruktionsteile, dem Aufbau derselben und bis zur schlüsselfertigen Herstellung des Gesamtbaues. Diese bis ins kleinste durchgearbeiteten Baupläne waren von jeher das Geheimnis des wirtschaftlichen Erfolges dieser Bauweise. Der ganze Bauvorgang ist der im Stahlhochbau von jeher bekannte. Zunächst werden die untersten Teile der Stützen auf die Pfeilerfundamente gesetzt, soweit nötig abgefangen, dann die Unterzüge mit den Trägerlagen der ersten Decken aufmontiert, die Stützen des nächsten Geschosses aufgesetzt usw. bis zum Dach. Wo für die Standsicherheit des fertigen Baues Eckverbindungen nicht erforderlich sind, welche fortschreitend die Standsicherheit des bisher Aufgestellten gewährleisten würden, müssen in einzelnen Feldern der Umfassungswände behelfsmäßige Verbände aus Winkeln oder auch aus Rundstäben mit Spannschlössern eingezogen werden. Diese Verbände leisten gleichzeitig ausgezeichnete Dienste beim genauen Ausrichten des Baues. Das Weglassen solcher Verbände kann im Fall plötzlich einsetzender starker Stürme verhängnisvoll werden. Deshalb soll man den geringen Kostenaufwand hierfür ja nicht scheuen. Gänzlich abweichend von der Massivbauweise sind aber die Einrüstungen. Die Einrüstung der Fassaden kommt überhaupt in Wegfall. Die ganze Einrichtung der Baustelle besteht aus einem Abladekran, der sich nach den schwersten Stücken der Konstruktion zu richten hat, sowie aus einem oder mehreren Aufbaukranen; deren Anzahl ist in erster Linie abhängig von der Schnelligkeit, mit der der Bau vor sich gehen soll. Liegt ein regelmäßiger, langgestreckter, aber nicht zu breiter Grundriß vor, wie z. B. bei dem neuen Schaltwerkhochhaus der Siemens-Schuckertwerke[9]) in Siemensstadt, mit einer Länge von 174,7 m bei einer Breite von 17,4 m, so werden Laufportalkrane, welche den Gesamtbau bis in die obersten Geschosse fassen, immer beste und schnellste Arbeit verrichten. Mit einem einzigen solchen Kran ist diese Stahlkonstruktion in Siemensstadt im Gesamtgewicht von rd. 3700 t in kaum sechs Monaten vollständig erstellt worden. Bei nicht freistehenden Gebäuden werden die in Amerika längst üblichen Derrick-Krane, oder aber bewegliche Lauf-Turmdrehkrane, z. B. von der bekannten Bauart Wolff, besonders vorteilhaft sein. Bei sehr hohen Gebäuden von verhältnismäßig kleinem Grundriß ist am zweckmäßigsten die Verwendung von Standbäumen mit Auslegern, welche eine möglichst große Fläche bestreichen können, und die von Stockwerk zu Stockwerk, oder auch nach zwei Stockwerken an der bis dorthin fertiggestellten Konstruktion hochgehoben werden, um dann wieder die nächsten Stockwerke damit aufzusetzen. Bekannte Beispiele dieses Aufbaues sind das 14geschossige Lochnerhaus in Aachen, der 77 m hohe Pressaturm in Köln und verschiedene andere.

Die Wirtschaftlichkeit eines Baues steigt mit der Schnelligkeit seiner Herstellung, denn während des Baues liegt das Baukapital brach. Erst nach der Inbetriebnahme beginnt die Verzinsung. Von diesem Gesichtspunkt aus betrachtet, steht die Stahlskelettbauweise an erster Stelle aller modernen Bauweisen, und sie kann in dieser Beziehung auf verblüffende Erfolge hinweisen. Es seien nur einige wenige Beispiele hierzu angeführt. Das Großwarenhaus Bullok in Los Angeles besitzt 11 Geschosse, wobei 1172 t Stahlkonstruktion zur Verwendung kamen. Am 1. Mai 1928 wurde mit der Montage begonnen. Sie war am 19. Mai, d. h. unter Abzug von zwei Sonntagen, in 16 Tagen beendet. Vier Wochen später war der gesamte Rohbau nebst Fassaden fertig, und am 6. Juli, also neun Wochen nach Beginn der Montage, wurden die drei unteren Stockwerke bereits dem Verkaufsbetrieb übergeben. Die Stahlkonstruktion des 25 Stock hohen Lawyers Building in Chicago wurde bei einer Gesamthöhe von 88,5 m und einem Gesamtgewicht von 1960 t Stahl innerhalb 36 Tagen fertigmontiert. Es ist dies der relativ schnellste Bau, den Amerika bisher aufzuweisen hat. Wir haben aber in Deutschland bereits durchaus ähnliche Leistungen zu verzeichnen, insbesondere bei den vielen Hamburger Bauten, z. B. dem bekannten Kühlhaus mit 2500 t Stahl, ebenso bei den Leipziger Bauten, besonders bei der Messehalle 7, bei dem Großkraftwerk Klingenberg, nicht zu vergessen das neue Gersteinwerk in Dortmund (Abb. 14), wo ein Gesamtgewicht von mehr als 4000 t sogar in sechs Wochen montiert wurde. Auch bei kleineren Bauwerken kann die kurze Bauzeit besonders ins Gewicht fallen. So ist z. B. der siebenstöckige Stahlbau des Kaufhauses Singer in München in vier Wochen erstellt worden. Diese Schnelligkeit brachte in der Gesamtbauzeit eine Ersparnis von nicht weniger als 30%. Der wirtschaftliche Nutzen hierbei war von besonderer Bedeutung, weil durch die Abkürzung der Bauzeit der Verkauf während der so wichtigen Herbstsaison gerettet werden konnte. Diese Beispiele amerikanischen Tempos auch in Deutschland könnten beliebig vermehrt werden.

Von einschneidender Bedeutung beim Stahlskelettbau ist ferner, daß hierbei im Gegensatz zum massiven Bau tatsächlich ein Bauen von oben nach unten in gewissem Sinne möglich ist; denn nach den wenigen Wochen, die der Aufbau des Stahlskeletts erfordert, kann zunächst das Dach eingedeckt werden, so daß sämtliche anderen Bauarbeiten, wie der Einbau der Decken, der Zwischenwände, beliebig von unten nach oben oder von oben nach unten im Trockenen vor sich gehen kann. Welch ungeheurer Vorteil darin besteht, daß gleichzeitig mit dem Aufbau des Gerippes nur um ein oder zwei Geschosse zurückbleibend, die Umfassungswände und Fassaden eingebaut werden können, bedarf keiner besonderen Betonung. Ein glänzender Beweis hierfür ist gerade der früher erwähnte Bullokbau in Chicago.

Natürlich ist auch für den Einbau der Umfassungswände, mögen diese aus Mauerwerk oder irgendwelchem künstlichen Füllbaustoff bestehen, eine besondere Einrüstung nicht erforderlich. Man verwendet hierbei jetzt allgemein Hängegerüste, unter welchen wieder die bekannte Schnellbaurüstung der Torkret-Gesellschaft besonders gute Dienste leistet.

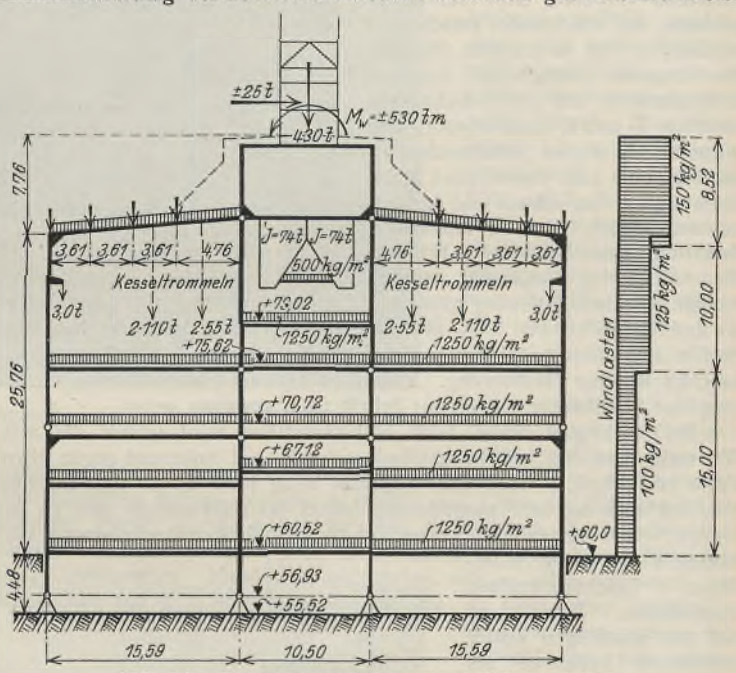


Abb. 14. Belastungsangaben eines Rahmens des Gersteinwerkes, Dortmund.

Über den Konstruktionsaufwand bei Stahlskelettbauten liegen jetzt schon reichliche Erfahrungen vor, so daß man aus der Größe eines Bauwerks, aus seinen Belastungen usw. schon von vornherein mit einiger Sicherheit den voraussichtlichen Stahlaufwand schätzen kann. Selbstredend kann dies immer nur einen Anhaltspunkt für die erste rohe Gesamtkostenschätzung geben. Um nur einige Zahlen zu nennen: das Deutschlandhaus in Hamburg erforderte 2500 t Stahl bei etwa 72 000 m³ umbauten Raumes, d. h. 33 kg/m³. In ähnlichen Größenverhältnissen bewegen sich die übrigen Hamburger Bauten; das vorhin erwähnte Kühlhaus erforderte nur 27 kg/m³. Der achtgeschossige Stahlskelettbau für die Heimstätten G. m. b. H. in Hamburg erforderte 30 kg/m³, das Aachener Hochhaus hingegen 39 kg/m³, weil die nicht zu umgehende Rahmenausbildung des Gerippes und besonders kräftige Eckenkonstruktionen einen gewissen Mehraufwand an Material bedingten. Im allgemeinen kann man sagen, daß bei Skelettbauten bis zu drei Obergeschossen etwa 12 bis 15 kg/m³ erforderlich sind. Diese Zahl steigt bei Hochhäusern bis zu etwa zehn Geschossen auf etwa 25 kg, um bei ganz großen Bauten, bei richtigen Wolkenkratzern, bis auf 50 kg/m³ hinaufzugehen.

Erheblich unter diesen Zahlen bleibt natürlich der Stahlaufwand bei dem, was wir heute im allgemeinen unter Stahlhäusern verstehen, also bei kleinen Wohnhäusern von ein oder zwei Geschossen. Natürlich ist hier der Stahlaufwand wieder mehr oder weniger abhängig von der Bauweise, deren wir schon eine ganze Reihe verschiedener Systeme kennen. Man unterscheidet in England, wo das Bedürfnis zur Schaffung vieler Kleinwohnungen in den Industrieorten ganz besonders groß war, allein schon vier ganz besonders charakteristische Stahlbauweisen, deren jede schon in mehreren tausend Häusern sich bewährt hat. Daß auch in Amerika schon viele tausende kleine Stahlskeletthäuser nach verschiedenen Systemen errichtet wurden, braucht nicht wunderzunehmen. Aber auch in Deutschland hat besonders ganz kurz nach dem Kriege schon der ungeheure Wohnungsmangel zu starken Bestrebungen der Verbreitung

[9]) Stahlbau 1928, S. 177 u. f.

des Stahlskeletthausgedankens geführt. Man kann die verschiedenen Konstruktionsgedanken grundsätzlich in einige wenige Systeme zusammenfassen. Da ist jenes System zu erwähnen, das am meisten dem Gedanken des Stahlskelettbaues nahekommt, nämlich die Errichtung eines aus Stützen und Deckenträgern bestehenden Stahlgerippes, wobei die Wände normal ausgemauert oder aus Füllbaustoff hergestellt werden (Abb. 15 u. 16). In Deutschland ist dies u. a. die Phönix-Bauweise, ähnlich auch die Bauweise Holzmann, die Bauweise Urban, die Bauweise Richter u. Schädel usw. (Abb. 17).

An Stelle der bekannten gewalzten Profile, seien es I-Profile, ⊏-Profile, Winkel usw., verwendet die Urban-Stahlbauweise leichte Mannesmannrohre, deren Verbindungen an der Baustelle meist geschweißt werden. Zur Stahlgerippe-Bauweise muß man auch jene rechnen, wo das Gerippe der Außenwände aus genormten Stahlrahmen besteht, die fertig zur Baustelle kommen, dort nur hochgeklappt und miteinander verschraubt werden, so daß in wenigen Stunden das tragende Stahlgerippe fix und fertig dasteht. Die bisher bekannten üblichen I- und ⊏-Normalprofile sind mitunter für diesen Stahlhausbau — im Gegensatz zum eigentlichen Stahlskelettbau — zu schwer und dadurch unwirtschaftlich. Man hat daher dem Bedürfnis nach leichteren Profilen, die vollständig ausgenutzt werden können, dadurch Rechnung getragen, daß man zunächst vier verschiedene I- und ⊏-Profile von 100, 105 und 120 mm Höhe genormt hat. Die Profile sind dünnwandig, sehr leicht und kommen jetzt als genormte Leichtprofile zur Ausführung. Damit ist in der wirtschaftlichen Gestaltung der Stahlhäuser ein großer Schritt nach vorwärts getan.

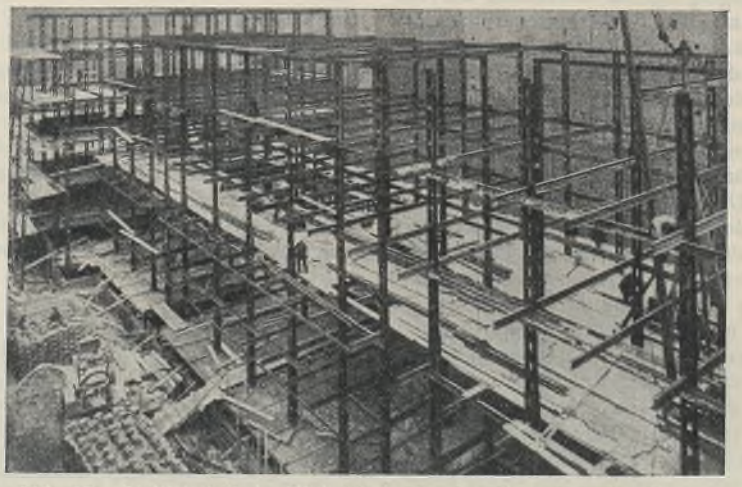


Abb. 15. Stahlskelett des Wohnblocks in der Agricolastraße, Berlin.

Die wichtigste Frage beim Stahlskelettbau wird immer die sein: Wie stellt man die Umfassungswände schnell, gut isolierend gegen Hitze, Kälte und Schall, trocken und möglichst billig her? Es ist hier nicht der Ort, um über das sehr ausgedehnte Gebiet der Füllbaustoffe sich zu verbreiten. Kurz hingewiesen sei nur auf die langjährigen Bestrebungen, Füllbaustoffe aus den verschiedenen Leichtmaterialien herzustellen. Dabei wird bei den unzähligen bisher bekannten Systemen als richtig erkannter Gedanke immer verfolgt, die Wände mit einer isolierenden Schicht, möglichst Luftschicht, zu versehen.

Sehr gute Dienste leisteten hier zunächst die verschiedenen Hohlsteinwände in Bimsbeton und ähnlichen Materialien. Eine ganz besondere Zukunft dürfte der sog. Gasbeton haben, welcher meist in Hohlsteinblöcken von etwa 20 cm Gesamtdicke hergestellt wird, und dessen spezifisches Gewicht von 0,3 bis 0,9, je nach der Größe der Luftzellen, hergestellt werden kann. Dieser Gasbeton ist besonders in seinem Geburtsland Schweden in den letzten Jahren mit außerordentlichem Erfolg bei kleinen und großen Bauten verwandt worden. Wichtig sind bei solchen Hohlsteinwänden Masse und Gewicht der einzelnen Blöcke. Je größer die Stücke sind, desto schneller geht der Bau vor sich. Sie dürfen aber auch nicht zu schwer werden, damit sie von zwei Arbeitern leicht gehoben und aufgesetzt werden können. Ein anderes System, um Doppelwände mit Luftschichten zu erzielen, besteht darin, zwei verschiedene Materialien unter Benutzung von Holz- oder Eisenfuttern in einem gegenseitigen Abstand von 6 bis 8 cm zu einer Wand zusammenzusetzen. Bei der Stahlhaut-Bauweise, die nur für kleinere Bauten in Frage kommt, wird dies so erreicht, daß auf die äußere Stahlhaut etwa 8 cm dicke Holzfutter angeschraubt und auf diese von innen 4 cm starke Tekton- oder Heraklit-Dielen aufgenagelt werden. In ähnlicher Weise finden sog. Torfoleumplatten, Lignit usw. Verwendung, ebenso das sog. Celotex. Die Anzahl der verschiedenen Füllbaustoffe und -systeme steigt schon fast ins Unendliche und ist außerordentlich unübersichtlich. Dringend notwendig tut hier eine strenge Ausschaltung alles nicht unbedingt Brauchbaren und eine gute Normalisierung. Auch hier kann sich nur in der Beschränkung der Meister zeigen. Die ganze Struktur und die Aufgabe der Füllbaustoffe müssen sich auf das Grundsätzliche und Wesentliche beschränken, also Schall- und Wärme-Isolierung, geringes Gewicht, möglichst große fertige Wandteile und Ermöglichung sog. Trockenbauweise, welche den nachträglichen Verputz der Wände überflüssig macht. Mit den so wichtigen Fragen der Wärme-Isolierung der Füllbaustoffe beschäftigen sich verschiedene Forschungsinstitute an Technischen Hochschulen, z. B. München und Stuttgart.



Abb. 16. Siedlungshäuser in Stahlskelettbauweise in Breslau-Pöpelwitz.

Die Methoden des Aufbaues der Stahlskelettbauten sind gegeben durch das Konstruktionssystem. Allen aber ist gemein und muß gemeinsam sein die Beschränkung der Bauzeit auf das Äußerste. Stahlgerüste für die Häuser können in wenigen Tagen zusammengebaut werden. Nach solchen Prinzipien können auch größere Wohnhäuser wirtschaftlich und außerordentlich schnell gebaut werden, wie es sich z. B. bei dem großen Wohnblock in der Agricolastraße, einer Etagen-Siedlung mit 132 Wohnungen in Berlin zeigte. Ein ungeheurer Vorteil besteht in der Massenersparnis, welche wieder auf die Kosten der Fundamente zurückwirkt. Das Gewicht eines kleinen Stahlskelettbaues beträgt nur den Bruchteil des gleich großen Massivhauses. Bei der Agricola-Siedlung, bei welcher durch die Verwendung von Stahl vier Monate an Bauzeit gespart wurden, betragen die gesamten Baumassen für die 132 Wohnungen einschließlich der Fundamente nur 12 000 t, während in Massivbauweise allein an Ziegeln schon 20 000 t erforderlich gewesen wären. Dadurch sind allein in der Gründung 1000 RM je Wohnung an Baukosten gespart worden. Die Verwendung von geeigneten Füllbaustoffen für die Umfassungswände brachte ferner eine dauernde Ersparnis von 20 % an jährlichen Heizungskosten. Alle privaten Baukreise haben die Bedeutung der Stahlkonstruktion für den gesamten Hochbau, und insbesondere für den Häuserbau, erkannt, und die Fachkreise suchen auf dem Weg der technisch-wissenschaftlichen Aufklärung das Verständnis für den Stahlskelettbau zu heben. So haben sich eine Reihe von Kommissionen und Fachausschüssen gebildet, welche die Einzelfragen des Stahlskelettbaues eingehend bearbeiten. Es wäre in erster Linie dabei zu nennen der Deutsche Normenausschuß, der sich nach und nach ja mit dem Gesamtgebiet der technischen Normung beschäftigt. Es ist schon gesagt worden, daß zunächst nur eine Normung in den Einzelheiten der Bauweise zweckmäßig ist, zunächst in den Verbindungsmitteln, wie Schrauben und Niete, wofür die Normen bereits geschaffen sind; dgl. in den leicht normalisierbaren Einzelheiten der Verbindungen der Träger untereinander. So gibt z. B. Dinorm 1005 die Verbindung von I- und ⊏-Profilen für Fachwerkwände an. Daneben besteht die Normalisierung aller gängigen Walzprofile. Besonders eingehend wird gearbeitet an der Normalisierung der verschiedenen Baustoffe, insbesondere der Füllbaustoffe, die im Stahlskelettbau Verwendung finden. Dinorm 1030 enthält die Gütevorschriften für Stahlhäuser. Die Neubearbeitung von Dinorm 1000 für die Lieferung von Stahlbauwerken ist im Gange. Daneben kommt die Normalisierung

aller Bezeichnungsweisen in Konstruktionen und in der Statik, in den Plandarstellungen usw. gleichfalls dem Stahlbau zugute. Besonders eingehend mit der Verbreitung der Stahlbauweise beschäftigt sich der Deutsche Stahlbau-Verband, Berlin, und der Stahlwerks-Verband AG., Düsseldorf. Die Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen hat sich das Studium und die Verbreitung der wirtschaftlichen Bauweisen im Hinblick auf den Stahlbau zur Aufgabe gemacht. Ähnliche Ziele verfolgt der Deutsche Ausschuß für wirtschaftliches Bauen. Der Fachausschuß für Schweißtechnik vom VDI. ist bereits erwähnt.

Sehen wir so, daß die gesamten konstruktiven und Baustoff-Fragen des Stahlskelettbaues schon eine außerordentlich breite Entwicklung und Bedeutung gewonnen haben, so müssen wir uns doch auch über die allgemeinen Vorteile, welche die Stahlbauweise heute unbestrittenermaßen jedem Bauherrn bietet, klar sein. Was zunächst das Stahlgerippe an sich betrifft, so wird ihm in Baukreisen häufig der Vorwurf gemacht, daß es nicht genügend feuersicher ist. Es ist richtig, daß Stahl bei hohen Temperaturen von seiner Festigkeit einbüßt, und zwar von etwa 450° angefangen. Bei 500° besitzt es immerhin noch die Hälfte seiner ursprünglichen Festigkeit. Man weiß aber auch längst, daß eine Ummantelung der Stahlteile mit Beton in der Stärke von etwa 4 cm dem Stahlgerüst mindestens dieselbe Feuersicherheit gibt wie dem Eisenbeton. Auch die Ummantelung mit asbestähnlichen Stoffen, wie es in Amerika viel gepflegt wird, genügt vollständig. Man hat aber auch Mittel an der Hand und man muß sie gebrauchen, um schon von vornherein bei der Anlage des Baues auf die Feuersicherheit Bedacht zu nehmen. Zunächst muß man bei jedem Hochhausbau die Schaffung großer senkrechter, durchgehender Schächte vermeiden. Ein freies, durchgehendes Treppenhaus oder ein Aufzugschacht wirken als Schornstein und können damit verhängnisvoll werden. Es hat sich in dieser Beziehung die feuerfeste Ummauerung der Aufzugschächte in Amerika bewährt und wird jetzt allgemein durchgeführt. Um den Brandherd im Fall eines Feuers zu beschränken, wird man ein großes Hochhaus durch mehrere Brandmauern in mehrere Brandabschnitte zerlegen. Sind dann noch die durchgehenden Decken in feuersicheren Baustoffen hergestellt, so ist die Feuersgefahr für das Stahlskeletthaus geringer als für irgendeine andere Bauweise.

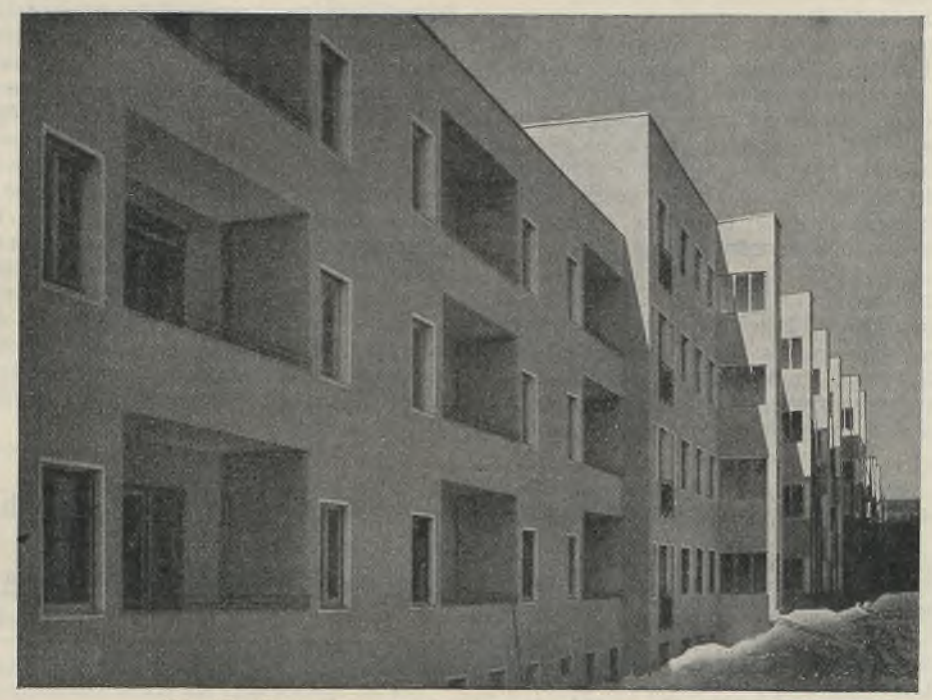


Abb. 17. Rückansicht des Laubenganghauses Berlin-Steglitz.



Abb. 18. Ansicht des Kinderkrankenhauses in Danzig.

Daß das Stahlskelett vermöge der charakteristischen Eigenschaften des zähen, harten und doch elastischen Stahles besonders geeignet ist, dort, wo Senkungen im Boden oder Erdbeben zu befürchten sind, ist allgemein bekannt. Die Spannungen, die durch einseitige Senkungen in das Stahlgerüst hineinkommen, sind jederzeit kontrollierbar und können durch nachträgliches Anheben, wie bei jedem anderen Stahlbau, leicht ausgeschaltet werden. Zur Genüge bekannt ist auch, wie prachtvoll sich die Stahlbauten in Erdbebengebieten bewähren. So hat das Stahlskelett auch im Kirchenbau Verwendung gefunden, z. B. in St. Ramon auf Costa-Rica, einem alten Erdbebengebiet, wo schon immer mit Stahlhäusern gute Erfahrungen gemacht wurden und wo die 1928 dort von Krupp erbaute Stahlkirche sich gegen die zerstörenden Kräfte der Unterwelt so widerstandsfähig zeigte, daß die Gemeinde St. Isidro auf Costa-Rica ebenfalls zum Bau einer solchen Stahlkirche schritt[10]). Die Schlauheit des Materials zeigt also auch hier ihre Überlegenheit.

Ein ganz besonders wichtiger Punkt bei dem Bau von Hochhäusern ist das sog. Veraltern des Baues. Eingehende Untersuchungen von Dahl haben z. B. gezeigt, daß unter 350 Hotels nach einer Reihe von Jahren mehr als die Hälfte wesentliche Umbauten, Änderungen oder Vergrößerungen erfordern. Die schnelle wirtschaftliche Entwicklung bedingt es ferner, daß die ursprüngliche Zweckbestimmung vieler Hochhausbauten oft nach wenigen Jahren einem neuen Betriebszweck Platz machen muß, daß z. B. das Verwaltungsgebäude einer großen Versicherungsgesellschaft durch Zusammenlegen mit einer anderen Gesellschaft überflüssig wird, und der Bau nunmehr zweckmäßigerweise als Kaufhaus oder als Hotel Verwendung finden muß u. a. In all diesen Fällen sind aber erhebliche Umbauten, eventuell Schaffung besonders großer Hallen, und dadurch bedingte Herausnahme von Stützen, Einbau größerer schwerer Unterzüge usw. erforderlich. Das sind Arbeiten, die in einigermaßen wirtschaftlichem Rahmen überhaupt einzig und allein der Stahlskelettbau gestattet. Ferner kommt es oft vor, daß die Gebäude durch Aufstocken vergrößert werden sollen. Auch in Deutschland ist ja dieses Bedürfnis nichts Unbekanntes. Handelt es sich dabei, wie es öfter vorkommt, um den Aufbau von 4, 5 oder mehr Geschossen, so kann unter Umständen die alte Konstruktion das Gewicht der neu hinzukommenden Massen und Nutzlasten nicht mehr tragen. In solchen Fällen wenden heute die Amerikaner ein sehr einfaches Verfahren an, indem sie neben die alten Stützen und nach entsprechender Verbreiterung der Fundamente neue Stahlstützen durch die Decken bis oben hindurchführen und die neuen Geschosse auf diese Stützen absetzen, ein Verfahren, das gleichfalls nur im Stahlskelettbau praktisch möglich ist.

Bedenken hört man häufig laut werden wegen der Gefahr des Rostens. Es ist richtig; der Rost ist der schlimmste Feind des Eisens, aber der Mensch hat es in der Hand, ihm wirkungsvoll zu begegnen; sei es konstruktiv, indem man die Konstruktion trocken einbaut, indem man sie durch geeignete Anstriche sichert, oder indem man sie ummantelt oder auch durch geringen Cu-Zusatz zum Stahl. Bei den vielen Umbauten und Häuserabbrüchen, die in Amerika oft schon nach 10, 15 Jahren, nicht wegen Versagens der Stahlkonstruktion, sondern aus anderen Gründen nötig werden, hat man einwandfrei festgestellt, daß Stahlteile, die selbst 30, 40 Jahre eingebaut waren, trotz veralteter mangelhafter Konstruktion keinerlei wesentliche Rostschäden zeigten, so daß man heute

[10]) S. auch Stahlbau 1928, S. 169 ff.

mit Sicherheit behaupten kann, daß die Rostgefahr an sich als Bedenken beim Stahlbau ausscheiden kann. Amerikanische Fachleute schätzen demnach die Lebensdauer vom Standpunkt des Rostes auf mindestens 100 Jahre, in unserer schnellebigen Zeit sicher mehr als ausreichend.

Ganz ausgezeichnet verhält sich der Stahlskelettbau in bezug auf die Schallwirkungen. Das Stahlskelett gibt die Schallschwingungen kaum an die Decken und Wände weiter, und deshalb hat man auch in Deutschland gerade bei Hotelbauten, Krankenhäusern usw. mit dem Stahlskelett die allerbesten Erfahrungen gemacht (Abb. 18).

Über die verblüffend kurzen Bauzeiten, die der Stahlskelettbau gestattet, wurde schon einiges bemerkt. Die kurze Bauzeit hat natürlich einen gewaltigen Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit des Baues, und da kommt es der Stahlbauweise zugute, daß sie bei jedem Wetter, ob schön, ob Regen, ob kalt, ob warm, angewandt werden kann. Besonders günstige Jahreszeiten oder eine sogenannte Bausaison gibt es für den Stahlbau nicht! Alle zwölf Monate des Jahres sind geeignete Baumonate, und so sehen wir, daß auch in dieser Beziehung der Stahlbau technisch und wirtschaftlich mehr befriedigen muß als irgendeine andere Bauweise.

In Deutschland hat das Stahlskelett zweifellos noch eine große Aufgabe zu erfüllen. Die wirtschaftlichen Nöte zwingen zur stärksten Rationalisierung auch im Bauen. Dazu muß sich aber der Gedanke des Stahlbaues in den weitesten Schichten der Baukreise vollständig durchsetzen können und die Überzeugung allgemein Platz greifen, daß sowohl im Hochhausbau wie auch bei Errichtung kleiner und kleinster Bauten der Konstruktionsstahl der Baustoff der nächsten Zukunft sein wird. Diesen Umstellungsprozeß künstlich aufhalten zu wollen, wäre zwecklos, und es ist für die Gesamtwirtschaft richtiger, ihn zu beschleunigen. Der Stahlhausbau wird und kann sich rasch durchsetzen, wenn er populär gemacht wird. Vielleicht kommen wir da einen Schritt vorwärts, wenn in Deutschland an verschiedenen Orten Beratungsstellen für die Architekten und Baumeister geschaffen werden, die durch Zusammentragen aller Neuerungen von seiten der verschiedenen Werke und Verbände auf dem Laufenden gehalten werden. Gründlich durchsetzen kann sich aber der Gedanke nur dann, wenn es den interessierten Kreisen möglich ist, durch Augenschein sich mit dem Wesen des Stahlbaues und aller damit zusammenhängenden Fragen persönlich bekannt zu machen. Das geschähe vielleicht am besten durch Schaffung von einem oder zwei Stahlbaumuseen, z. B. in Berlin und in Frankfurt, wo einige kleinere Musterbauten im halbfertigen Zustand mit Konstruktionseinzelheiten, Füllbaustoffen und deren Zusammensetzung zu ganzen Wänden usw. zu sehen wären, wo Konstruktionspläne aufliegen, Verzeichnisse der Lieferfirmen vorhanden sind und schließlich auch vergleichende Kostenaufstellungen gemacht werden können. Daneben sollten aber auch die Baufachschulen und Technischen Hochschulen den Stahlskelettbau durch Aufnahme in die Lehrpläne den heranwachsenden Fachleuten vertraut machen.

Dann wird es auch möglich sein, daß die Stahlskelettbauweise dank ihrer im Ausland, aber auch in Deutschland erreichten und bewiesenen hohen künstlerischen und technischen Vollendung sowie dank ihrer großen wirtschaftlichen Vorzüge zur allgemeinen und unbestrittenen Geltung gelangt.

Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahl-Hochbaues.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor Dr.-Ing. **Maier-Leibnitz**, Stuttgart.

Die einzelnen amerikanischen Städte haben ähnliche amtliche Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe, wie wir sie für das Staatsgebiet Preußen mit Geltung für die meisten andern deutschen Länder haben. Die Stadt New York City (Borough of Manhattan) hat die entsprechenden Bestimmungen ihres „Building Code" am 11. März 1930 durch eine Verordnung des Magistrats wesentlich geändert und sie in weitgehendem Maße der „Standard Specifications for Structural Steel for Buildings", den Normalbedingungen des American Institute of Steel Construction (A. J. of St. C.), angepaßt. Andere amerikanische Städte werden dem Vorgang von New York, der Stadt mit den großen Hochbauaufgaben, wahrscheinlich folgen.

Das A. J. of St. C. umfaßt alle bedeutenden amerikanischen Stahlbauanstalten und hat die dankbare Aufgabe durchgeführt, die erwähnten Normalbedingungen, welche sich auf den Entwurf, die Werkstattbearbeitung und die Montierung von Stahlkonstruktionen beziehen, aufzustellen. Zur Ausschaltung einer einseitigen kaufmännischen Einstellung wurde die Bearbeitung dieser Bedingungen einem Ausschuß übertragen, der aus bekannten amerikanischen unabhängigen Fachleuten bestand. Diese Normalbedingungen sind enthalten in einem Taschenbuch: „Steel Construction", das vom A. J. of St. C. herausgegeben ist und das eine gewisse Ähnlichkeit mit dem „Eisen im Hochbau", herausgegeben vom Verein deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf, aufweist.

Dieses Buch enthält weitere Normalbedingungen z. B. über feuerbeständige Ummantelung, eine Abhandlung über die geschichtliche Entwicklung von Stahl und Eisen, mathematische, statische und Gewichtstabellen, eine Erläuterung der für die Bemessung der Bauteile maßgebenden Formeln der Normalbedingungen, sowie wissenswerte Angaben über Walzprofile und eine große Anzahl zusammengesetzter Profile.

I. Der Baustoff. In den New Yorker Bedingungen wird beim Baustahl unterschieden:

a) gewöhnlicher Baustahl (medium steel) und

b) Sonderbaustähle,

von denen Siliziumbaustahl (structural siliconsteel) und Nickelbaustahl (structural nickelsteel) aufgeführt sind. In den Normalbedingungen des A. J. of St. C. sind diese Sonderstähle nicht erwähnt. Alle diese Baustähle müssen den Normal-Baustoffbedingungen der American Society for Testing Materials (A. S. T. M.) entsprechen. Sie sind in dem Nachtrag 1929 des Sammelbuchs dieser Gesellschaft niedergelegt unter den Bezeichnungen A 9—29, A 94—29, A 8—29. Das, was chemisch und physikalisch von diesen drei Baustoffen verlangt wird, ist aus den folgenden drei Zusammenstellungen zu ersehen:

Standard Specifications for Structural Steel for Buildings. A 9—29. Chemische Eigenschaften.

	Baustahl %	Nietstahl %
Phosphor { Bessemer	nicht über 0,10	—
Phosphor { Flammofen	„ „ 0,06	nicht über 0,06
Schwefel	—	„ „ 0,045
Kupfer, falls Cu-Stahl vorgeschrieben ist	nicht unter 0,20	„ unter 0,20

Physikalische Eigenschaften und Proben.

	Baustahl	Nietstahl
Bruchspannung σ_B kg/cm²	3870—4570	3230—3940
Spannung an der Streckgrenze $\sigma_{s\,min}$	$\frac{1}{2} \cdot \sigma_B$	$\frac{1}{2} \cdot \sigma_B$
aber in keinem Fall weniger als	2110	1760
Mindest-Bruchdehnung δ bei einer Meßlänge von 8″ bei $1^1/_2$″ ϕ in %	$\frac{98\,400}{\sigma_B}$ (25,5—21,5 %)	$\frac{98\,400}{\sigma_B}$ (30,5—25 %)
Mindest-Bruchdehnung δ bei einer Meßlänge von 2″ bei $^1/_2$″ ϕ in %	22 %	—

Standard Specifications for Structural Silicon Steel. A 94—29. Chemische Eigenschaften.

	Probe aus flüssiger Masse %	Probe aus fertigem Material %
Kohle	nicht über 0,40	nicht über 0,44
Phosphor { sauer	„ „ 0,06	„ „ 0,075
Phosphor { basisch	„ „ 0,04	„ „ 0,05
Schwefel	„ „ 0,05	„ „ 0,063
Silizium	„ unter 0,20	„ unter 0,18

Physikalische Eigenschaften und Proben.

Bruchspannung σ_B kg/cm²	5650 bis 6700
Spannung an der Streckgrenze σ_S mindestens	3180
Mindest-Bruchdehnung δ bei einer Meßlänge von 8″ bei $1^1/_2$″ ϕ in %	$\frac{105\,500}{\sigma_B}$ (18,7 bis 15,8 %)
Einschnürung ψ in %	30 %

Standard Specifications for Structural Nickel Steel. A 8—29 Chemische Eigenschaften.

	Baustahl %	Nietstahl %
Kohle	nicht über 0,45	nicht über 0,30
Mangan	„ „ 0,70	„ „ 0,60
Phosphor { sauer	„ „ 0,05	„ „ 0,04
Phosphor { basisch	„ „ 0,04	„ „ 0,03
Schwefel	„ „ 0,05	„ „ 0,045
Nickel	„ unter 3,25	„ unter 3,25

Physikalische Eigenschaften und Proben.

	Baustahl (Bleche, Form- u. Stabstahl)	Nietstahl
Bruchspannung σ_B kg/cm²	6000 bis 7040	4900 bis 5630
Spannung an der Streckgrenze $\sigma_{B\,min}$.	3520	3170
Mindest-Bruchdehnung δ bei einer Meßlänge von 8" bei $1^1/_2$" ϕ in % . .	$\frac{105\,500}{\sigma_B}$ (17,6 bis 15 %)	$\frac{105\,500}{\sigma_B}$ (21,4 bis 18,8 %)
Mindest-Bruchdehnung δ bei einer Meßlänge von 2" bei $^1/_2$" ϕ in % . .	18 %	—
Einschnürung ψ in %	25 %	40 %

II. Die zulässigen Beanspruchungen der Bauteile aus gewöhnlichem Baustahl betragen ohne Berücksichtigung der Windkräfte, also entsprechend dem „ersten Belastungsfall" der preußischen Hochbaubestimmungen:

a) bei Zugstäben: $\sigma_{zul} = 1265$ kg/cm²,

b) bei Druckstäben: $\sigma_{d\,zul} = \frac{1265}{1 + \frac{l^2}{18\,000\,r^2}}$ kg/cm² und nicht größer als 1056 kg/cm².

Verglichen mit den Eulerwerten, ist die Knicksicherheit bei

$$\frac{l}{i} = 100 - \frac{2073}{816} = \sim 2{,}6\text{fach}$$

$$\frac{l}{i} = 150 - \frac{921}{563} = \sim 1{,}6\text{fach},$$

während nach den preußischen Vorschriften die Knicksicherheit in beiden Fällen $\nu = 3{,}5 \cdot \frac{1{,}4}{1{,}2} = \sim 4{,}1$ fach ist.

Bei exzentrisch belasteten Stützen sollen nach dem N.-Y.-Code die Gesamtbeanspruchungen einschließlich der durch die Exzentrizität hervorgerufenen in keinem Fall die zulässige Druckbeanspruchung überschreiten. Die exzentrische Belastung einer Stütze kann unterhalb desjenigen Punktes, an dem die Stütze mit Sicherheit seitlich in der Richtung der Exzentrizität gehalten ist, als gleichmäßig verteilt über den ganzen Stützenquerschnitt angesehen werden.

Die Bedingungen des A. J. of St. C. verlangen darüber hinaus, daß bei Hauptdruckgliedern der Schlankheitsgrad den Wert von 120 nicht überschreiten soll, bei untergeordneten Stäben nicht den Wert von 200. Sie enthalten weiter eingehende Angaben über Bindebleche und Vergitterung mehrteiliger Stäbe.

c) bei Biegung:

α) wenn die Möglichkeit seitlicher Ausbiegung ausgeschaltet ist:

$$\sigma_{zul} = 1265 \text{ kg/cm}^2;$$

β) wenn die seitlich nicht gehaltene Länge L in cm mehr als 15 mal größer ist als die Breite b in cm des Druckflansches:

$$\sigma_{zul} = \frac{1406}{1 + \frac{L^2}{2000\,b^2}} \text{ kg/cm}^2,$$

dabei soll $L < 40\,b$ sein;

γ) bei einbetonierten Trägern und einer Ausführung der Decken ähnlich der Koenenschen Voutenplatte:

$$\sigma_{zul} = 1406 \text{ kg/cm}^2$$

(siehe dazu Versuche mit solchen Trägern in Eng. News-Record vom 15. Mai 1930, Seite 798).

d) α) Die Scherbeanspruchung in den Stegen und Stehblechen von auf Biegung beanspruchten Stäben darf, wenn t, die Stärke des Stegs oder Stehblechs, größer ist als $\frac{1}{60}\,h$, wenn h die Höhe ist zwischen den Flanschen, höchstens betragen:

$$\tau_{zul} = 844 \text{ kg/cm}^2;$$

β) zur Bemessung der Stehblechstärke von unversteiften Balken und Blechträgern geben die Normalbedingungen des A. J. of St. C. noch:

wenn $t < \frac{1}{60}\,h$, $\tau_{zul} = \frac{1265}{1 + \frac{h^2}{7200\,t^2}}$ kg/cm²,

τ wird dabei gerechnet zu $\frac{Q}{F_{st}}$, wo Q die in Betracht kommende Querkraft in kg und F_{st} der unverschwächte Querschnitt des Stehblechs in cm² ist. Wenn τ größer als dieses τ_{zul} ist, sind Versteifungen notwendig in Entfernungen, die gleich der Höhe h sind, bei der gerade $\tau = \tau_{zul}$ wäre.

e) Niete:
Werkstattniete
auf Abscheren: 950 kg/cm²
auf Lochleibung
einschnittig: 1700 kg/cm²
doppelschnittig: 2110 kg/cm²,

f) Sonderbaustähle:

$$\sigma_{zul} = \frac{1}{3} \cdot \sigma_{B\,min}.$$

Die übrigen Spannungen können verhältnisgleich vergrößert werden.

III. Winddruck. Was den Winddruck anbelangt, so ist im N.-Y.-Code neu festgesetzt:

a) Alle Gebäude oder Teile von Gebäuden, Firmenschilder oder andere ausgesetzte Bauteile, sollen so entworfen werden, daß ihr Traggerippe einem horizontalen irgendwie gerichteten Winddruck widerstehen kann.

b) Bei Gebäuden über 100 Fuß (= 30,48 m) Höhe soll der Winddruck zu 20 Pfund auf den Quadratfuß (= 97,7 kg/m²) der dem Wind ausgesetzten Oberfläche von der Spitze des Gebäudes herab bis zu der 100-Fuß-Höhe in Rechnung gesetzt werden.

c) Gebäude mit einer Höhe von weniger als 100 Fuß, schmale Gebäude und Sondertypen von Gebäuden:

Alle Gebäude mit einer Höhe von weniger als 100 Fuß (= 30,48 m) oder mit einer Höhe von weniger als $2^1/_2$ mal ihrer kleinsten Breite sollen untersucht werden, soweit es für die Windverstrebung notwendig ist. Aber im allgemeinen kann der Winddruck in solchen Gebäuden vernachlässigt werden, abgesehen von Gebäuden, in denen die Höhe mehr als das $2^1/_2$fache der Breite ist, weiter abgesehen von Fabrikgebäuden, Werkstätten, Dächern über Hörsälen oder von Exerzierhallen und von Gebäuden ähnlichen Charakters. Diese Gebäudearten sollen so entworfen werden, daß sie einem Winddruck von 20 Pfund auf den Quadratfuß (= 97,7 kg/m²), der auf die oberen 50 % ihrer Höhe wirkt, widerstehen können.

d) Standfähigkeit: Das dem Winddruck entsprechende Umsturzmoment soll nicht mehr betragen als 80 % des Standfähigkeitsmomentes des Gebäudes, wie es sich durch die ständige Last in den Säulen ergibt, wenn das Gebäude nicht sicher mit den Fundamenten verankert ist. Anker sollen eine solche Festigkeit haben, daß sie mit Sicherheit das überschießende Umdrehungsmoment aufnehmen können, ohne daß die vorgeschriebenen zulässigen Beanspruchungen überschritten werden.

e) Zulässige Beanspruchungen für Windbelastungen: Wenn die Beanspruchung in irgendeinem Teil, hervorgerufen durch die Windbelastung, weniger als $33^1/_3$ % derjenigen Beanspruchung ist, die der Nutzlast und der ständigen Last entspricht, so kann sie vernachlässigt werden. Für zusammengesetzte Beanspruchungen, hervorgerufen durch Wind und andere Belastungen, kann die zulässige Beanspruchung um $33^1/_3$ % vergrößert werden, vorausgesetzt, daß der so gefundene Querschnitt mindestens so groß ist als der, welcher durch die ständige Last und die Nutzlast allein bedingt ist. Für Beanspruchungen, die der Windbelastung allein entsprechen, soll die zulässige Beanspruchung dieselbe sein wie die für Nutzlast und ständige Last allein, abgesehen von Nieten und Bolzen, in denen die zulässige Beanspruchung um $33^1/_3$ % vergrößert werden kann.

f) Entwurf: Der Entwurf von allen Traggliedern und deren Verbindungen soll mit der angenommenen Verteilung der horizontalen Scherkräfte übereinstimmen, die dem Winddruck auf alle Teile des Gebäudes entsprechen. Bei der Berechnung der Stützen in bezug auf Biegung durch Wind soll angenommen werden, daß durch die Stützenformel (siehe II b) die größte zulässige Beanspruchung in der äußersten Faser unter der Nutzlast und der ständigen Last an dem Punkt festgesetzt ist, wo das größte Moment infolge des Windes entsteht.

Das erste Gebäude, dessen Traggerippe nach den vorstehenden Vorschriften bemessen ist, ist das 85stockige Empire State Building, zu dem 60 000 t Stahl verwendet werden.

Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Krabbe**, Essen.

Die von Herrn Dr.-Ing. Bernhard in Heft 8 dieser Zeitschrift veröffentlichten Messungen geben wertvolle Aufschlüsse über das Verhalten größerer zweigleisiger Brücken bei verschiedener Ausbildung der Querverbände. Man hat es demnach in der Hand, ob man der verschiedenen Durchbiegung der beiden Hauptträger bei einseitiger Belastung möglichst freies Spiel lassen will, oder ob man die Verschiedenheit der Durchbiegung durch Abgabe eines Teiles des Belastungsunterschiedes an die Windverbände mildern will, je nachdem man die Querverbände mehr oder weniger steif ausbildet. Außer den von Herrn Dr.-Ing. Bernhard untersuchten Ausbildungsarten der Querverbände, nämlich

1. steifer Querrahmen (Tschirne),
2. steifer Querrahmen, jedoch mit nur schwach ausgesteiften Ecken am oberen Riegel (Duisburg, Hanau),
3. oben offener Halbrahmen (Münster), ist in der Praxis vielfach gebräuchlich:
4. der völlig gelenkige Anschluß des oberen Windverbandes an die Hauptträger mittels Plattengelenk (Wesel).

Bei Duisburg II und III liegt ein fünfter Fall vor. Hier ist nämlich die von Herrn Bernhard dargestellte Wirkung des schlanken Vollrahmens (an jedem zweiten Querträger) überlagert von der Wirkung der aus den zwischenliegenden Querträgern und den Hilfspfosten gebildeten offenen Halbrahmen, die mit ihren oberen Enden auf den Streben lagern. Bei Verwindung dieser Halbrahmen entsteht das Belastungsschema nach Abb. 1 a, in dem zunächst ein Kraftanteil H auf den unteren Windverband, ein Kraftanteil von je $\frac{H}{2}$ auf die beiden Strebenmitten abgegeben wird, wobei $H\,\frac{h}{2} = P\,\xi$ ist.

Diese steifen Streben geben nun den Kraftanteil $2\,\frac{H}{2}$ zur Hälfte auf den oberen, zur anderen Hälfte auf den unteren Windverband ab, so daß für den oberen und unteren Windverband eine Belastung von je $\frac{H}{2}$ übrigbleibt, die sich zu einem die Brücke verwindenden Kräftepaar $\frac{H}{2}\,h$ zu-

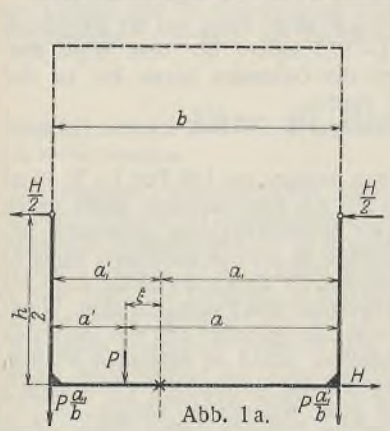


Abb. 1 a.

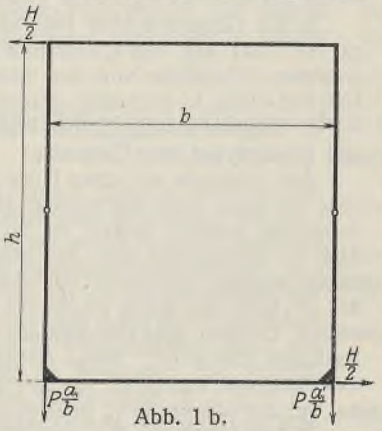


Abb. 1 b.

sammensetzt (Abb. 1 b). Bei dieser Trägerart ist also die Biegungsfestigkeit der steifen Streben voll zur Abgabe eines Teiles der Kräfte auf die Windverbände ausgenutzt, was bei Strebenfachwerken ohne Zwischenteilung bei dem üblichen mehr oder weniger gelenkigen Anschluß der Streben an die Knotenbleche wohl nicht der Fall ist. Hierauf ist auch wohl die verhältnismäßig starke Kraftabgabe auf die Windverbände trotz der sehr schlanken Querrahmen bei Duisburg III zurückzuführen, die jedoch bei Duisburg II durch das hier sehr große Verhältnis $h:l$ ungünstig beeinflußt wird. In ähnlicher Weise erfolgt auch die Kraftabgabe beim Rautenfachwerk mit Anschluß der Querträger an Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben.

Betrachtet man nun die Zusammenstellung III auf Seite 91, so fällt zunächst auf, daß hier Wesel mit $\varrho = 1{,}50$ (abgesehen von Duisburg III mit sehr großer Stützweite und Tschirne mit vollen Querrahmen in jedem Felde) die größte Kraftabgabe an die Windverbände zeigt, obwohl hier der obere Windverband völlig gelenkig mit waagerechten Blechen an die senkrechten Tragwände angeschlossen ist und eigentliche Querrahmen überhaupt nicht vorhanden sind, denn Hauptträger und oberer Windverband sind Rautenfachwerke ohne Pfosten. Das liegt wohl daran, daß einmal hier das Verhältnis $h:l$ sehr klein ist (1 : 10), ein Vorteil des durchlaufenden Trägers, sodann aber daran, daß die Querträger in sehr wirksamer Weise biegungsfest mit den von ihnen ausgehenden Streben verbunden sind (vgl. Bautechnik 1927, Heft 46, Seite 665, Abb. 13), so daß auch hier die steifen Streben, die sich außerdem noch in ihren Kreuzungspunkten gegenseitig stützen, voll zur Kraftabgabe an die Windverbände ausgenutzt sind.

Es gibt also sehr verschiedene Möglichkeiten, diese Kraftabgabe an die Windverbände zu erzwingen. Vergleicht man aber nun das Verhalten der verschiedenen Ausführungsarten nach Zusammenstellung III auf Seite 91, und sieht dabei von den Brücken mit sehr kleiner Stützweite (Hanau, Münster, Tschirne 42 m) und mit sehr großer Stützweite (Duisburg III) ab, so ergeben sich bei Brücken von 86 bis 126 m Stützweite mit den verschiedensten Querverbänden keine sehr erheblichen Unterschiede von ϱ. Eine erhebliche Kraftabgabe an die Windverbände ist offenbar bereits durch den steifen Querträgeranschluß, auf den man allerdings nicht verzichten sollte, gewährleistet. Insbesondere aber erscheint der steife Querrahmen in jedem Felde bei Tschirne nicht von so überragender Bedeutung, daß sich der Materialaufwand dafür rechtfertigen ließe, abgesehen davon, daß man einen derartigen Verband schon aus Schönheitsrücksichten gern vermeiden wird. Aber auch vollwandig ausgebildete Steifrahmen in jedem Felde würden, wenn sie gleich wirksam sein sollen, abgesehen von dem Materialaufwand und der schwierigen Werkstattarbeit, die Brücke unnötig schwer erscheinen lassen und schlecht zu dem Fachwerk passen.

Überdies aber erscheint es mir sehr zweifelhaft, ob in der möglichst starken Kraftabgabe an die Windverbände, d. h. also Erzeugung von Seitenschwingungen und Verdrehungen der Brücke (vgl. Abb. 4 b auf Seite 87) überhaupt ein Vorteil gegenüber dem etwas größeren Unterschied in der Durchbiegung der beiden Hauptträger unter möglichster Vermeidung der Seitenschwankungen (vgl. Abb. 3 b auf Seite 86) zu erblicken ist. Die Erzwingung dieses sehr fragwürdigen Vorteiles durch Steifrahmen in jedem Felde verursacht aber unter allen Umständen nennenswerten Materialaufwand, einmal für die steifen Querrahmen selbst, sodann unter Umständen noch für stärkere Ausbildung der Windverbände, wogegen an den Hauptträgern nichts zu ersparen ist. Das Beispiel von Wesel aber zeigt wohl am deutlichsten, daß steife Querrahmen in jedem Felde bei Stützweiten von 100 m nicht nötig sind. — Dynamische Einflüsse sind zur Zeit wohl durch die Stoßziffern ausreichend berücksichtigt; es würde dem Sinn unserer Vorschriften widersprechen, darüber hinaus noch weiteres Material zu ihrer Milderung aufzuwenden.

Verschiedenes.

Jenseits von Treu und Glauben. Kreditschwindel und neues Strafrecht. Vor kurzem hat der Reichstagsausschuß den § 343 (Betrug) des Entwurfs für das künftige Strafgesetzbuch „ohne wesentliche Änderungen angenommen" (Reichsanzeiger Nr. 19 vom 23. Januar). Damit ist ein Markstein überschritten auf dem Wege zur Regelung eines Rechtsgebiets, das für unser gesamtes Wirtschaftsleben, nicht zuletzt für das unter dem Übermaß an betrügerischen Insolvenzen besonders schwer leidende Baugewerbe, von tief einschneidender Bedeutung ist. Der Prozentsatz der Anzeigen allein wegen dieser Straftat übersteigt die Vorkriegszahl aller Betrugsanzeigen um ein Vielfaches. Nun ist zwar nicht jeder leichtfertige Kreditnehmer ein Kreditschwindler. Aber das Mißverhältnis zwischen der beherrschenden Rolle der Kreditbetrugsdelikte und der verschwindend geringen Zahl der Verurteilungen redet doch eine allzu deutliche Sprache: Die Bilanz stimmt nicht mehr.

Woran aber liegt solches Fiasko? Wo ist der Hebel anzusetzen? Nach § 263 des seit 1871 geltenden Strafgesetzbuches wird bestraft, wer in unrechtmäßiger Bereicherungsabsicht „das Vermögen eines anderen dadurch beschädigt, daß er durch Vorspiegelung falscher oder durch Entstellung oder Unterdrückung wahrer Tatsachen einen Irrtum erregt oder unterhält". Zwei Schwierigkeiten türmen sich hier auf. Die eine liegt in der Begrenztheit des Tatbestandes: die Zahlungsabsicht muß von vornherein gefehlt haben; bloßes Verschweigen ungünstiger Umstände genügt für sich allein noch nicht. Die zweite liegt im Beweise: mangelnde Zahlungsabsicht ist — als innerer Vorgang — kaum anders als durch Indizien nachweisbar, wie umgekehrt die bekannten üblichen Einwände nur durch Indizien zu widerlegen sind. Gegenüber solcher Häufung der Komplikationen und ihrer „Fehler"quellen ist auch ein überdurchschnittliches Maß von Kombinations- und Einfühlungsgabe beim Richter kein zulängliches Korrektiv.

Aber der Gesetzentwurf? Seine Neufassung (§ 343) ist rein redaktionell. Inhaltlich neu indessen ist der auch von den Spitzenverbänden der Wirtschaft angenommene Vorschlag einer Denkschrift des Verbandes der Vereine Kreditreform: er will das der großen Masse anständig denkender Volksgenossen als das Minimum allgemeiner Verkehrsmoral erscheinende Maß von Redlichkeit auch für den Kreditverkehr wiederherstellen und erblickt daher eine Täuschung in jedem diesen Gewohnheiten widersprechenden Verhalten. Dafür genügt aber der Zusatz im Gesetz: „Eine Täuschung über Tatsachen liegt auch in einem solchen Verschweigen von Tatsachen, das Anstand und Sittlichkeit im Kreditverkehr gröblich verletzt". Die Erhebung dieser Untergrenze zum Begriff und Maßstab und ihre Verankerung im Gesetz ist keine revolutionäre These: weitreichenden berechtigten Wünschen gerade auch aus den Kreisen des Baugewerbes ein klares Profil gebend, schlägt sie die Brücke zu neuer Prägung des Betrugstatbestandes und verleiht so unter Zurückdrängung theoretischer Bedenken der Rechtsprechung das Maß von Elastizität, dessen sie bedarf, um den Einzelfall in seiner besonderen Art und Tragweite zu erfassen.

Mit dem Beschluß des Reichstagsausschusses „fiel ein Reif in der Frühlingsnacht". Soll aber wirklich der Vorschlag nicht Gesetz werden? Der Endkampf im Plenum des Reichstags steht noch bevor. Dann gilt es, auf diesem für unser Kulturleben so bedeutsamen Gebiet die beißenden Worte zu widerlegen, die das geltende Recht des Betrugs ins Dichterische also übersetzen:

„Das Gesetz ist ein Netz
Mit Maschen, engen und weiten.
Durch die weiten schlüpfen die Gescheiten;
In den engen bleiben die Dummen hängen."

Amtsgerichtsrat Dr. Karl-Ludwig Schimmelbusch.

INHALT: Sonderentwürfe für die Gestaltung des Schiffshebewerks Niederfinow. — Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau. (Schluß.) — Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahl-Hochbaues. — Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken. — Verschiedenes: Jenseits von Treu und Glauben.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 19. September 1930 | Heft 19

Der Fußgängersteg über das östliche Becken des Rheinauhafens in Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Karl Fritsch**, Vorstand der Entwurfsabteilung des Tiefbauamts Mannheim.

Die Stadt Mannheim hat in diesem Jahre ein Brückenbauwerk erstellt, das, obschon es nicht zu den durch ihre Größe besonders hervorragenden gehört, den fachlich Interessierten doch einiges Bemerkenswertes bietet.

Durch die Errichtung des Steges, der in Zukunft der im Rheinauhafengebiet arbeitenden oder daselbst wohnhaften Bevölkerung einen Umweg von etwa 3,6 km erspart (Abb. 1), ist einem seit Bestehen des Rheinauhafens immer wieder geäußerten Wunsche Rechnung getragen worden. Ein ganz besonderes Interesse an dem Ersatz der alten Nachenfähre, die namentlich im Winter bei Vereisung des Hafens außerordentliche Unannehmlichkeiten und Beschwernisse verursachte, durch eine feste Überbrückung hatten die im Hafen ansässigen Unternehmungen. Eine Reihe von Firmen erklärten sich denn auch bereit, trotz der Schwere der Zeit zu den Erstellungskosten einen namhaften Betrag beizusteuern. Dank dieser tätigen Mithilfe war es der Stadt möglich, das gemeinnützige Unternehmen zum Nutzen der Rheinauer Bevölkerung durchzuführen.

Abb. 1 gibt eine Übersicht über die Lage des Steges.

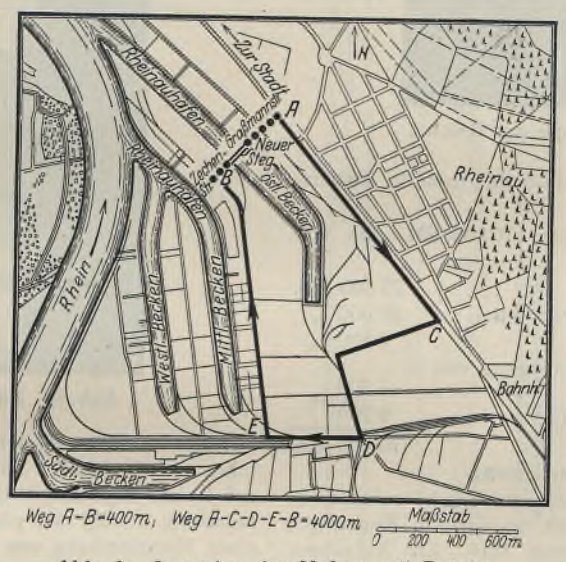


Abb. 1. Lageplan des Hafens mit Brücke.

1. Allgemeines.

Der Steg führt in der Achse der Graßmann- und Zechenstraße über das östliche Becken des Rheinauhafens und die Hafengleise.

Abb. 2 zeigt Ansicht, Draufsicht und Querschnitt des Bauwerks. Nach Lage der Verhältnisse war nur die Errichtung einer Stahlbrücke möglich. Der Überbau, ein durchlaufender Vollwandträger auf vier Stützen, ist in der Mittelöffnung versteift durch einen Stabbogen. Die Spannweiten zwischen den Auflagern betragen 24 + 84 + 24 m, zusammen eine Gesamtbrückenlänge von 132 m. Die Höhe der Durchfahrtöffnung über dem Hafenbecken wurde so bemessen, daß beim höchsten schiffbaren Wasserstand von + 8,0 am Pegel Rheinau noch eine lichte Durchfahrthöhe von 8,0 m eingehalten wird. In den Seitenöffnungen ergibt sich damit genügend Lichraumprofil für die Eisenbahn.

Der Entwurf für den Steg war vom Tiefbauamt zunächst mit gegliedertem Versteifungsträger aufgestellt worden. Aus architektonischen Gründen wurde dann aber der Vorschlag der Stahlbaufirma, ein Vollwandträger, ausgeführt, der zudem wegen Wegfall eines besonderen Brückengeländers auch die wirtschaftlich günstigere Lösung bedeutete. Die Mittelpfeiler sind in die Uferböschungen gestellt und auf Eisenbetonbohrpfählen gegründet, welche bis zum tragfähigen Kies hinabreichen.

Auf Grund des vom Tiefbauamt gefertigten Entwurfs wurde bereits im Sommer 1928 die wasserpolizeiliche Genehmigung erwirkt und durch Einholung von Angeboten der Bauplan so vorbereitet, daß nach Bereitstellung der Mittel durch die städtischen Körperschaften die Arbeiten im November 1929 in Angriff genommen werden konnten. Dank der außerordentlich niedrigen Wasserstände und der milden Witterung des vergangenen Winters waren die Gründungs- und Betonarbeiten ohne weitere Erschwernisse in kurzer Zeit beendet, worauf sofort mit der Montage der Stahlkonstruktion begonnen werden konnte. Der Steg wurde vollständig an Land aufgestellt und dann durch Überschieben über den Hafen ohne jegliche Störung des Hafenverkehrs in seine endgültige Lage gebracht. Die gesamten Bauarbeiten waren in $5^1/_2$ Monaten beendet. Am 31. Mai erfolgte die Freigabe des Steges zur öffentlichen Benutzung (Abb. 3 u. 4).

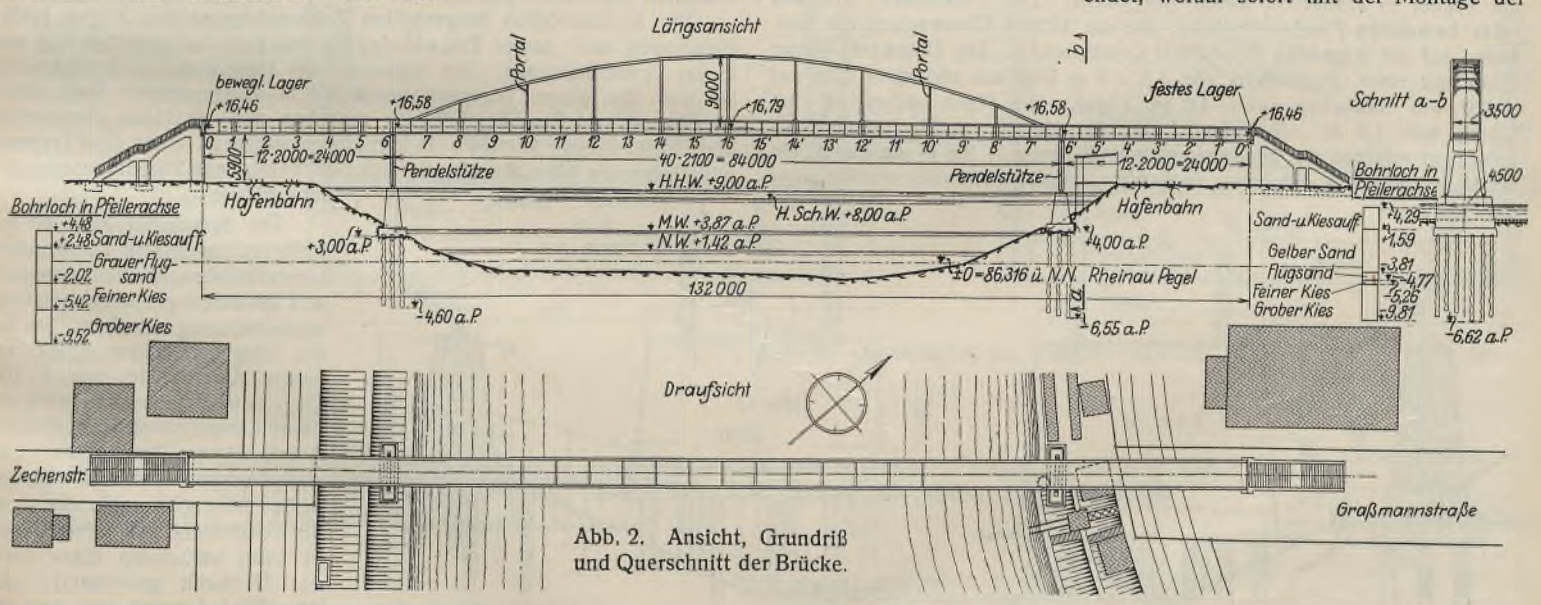


Abb. 2. Ansicht, Grundriß und Querschnitt der Brücke.

Die Ausführung der Tiefbauarbeiten wurde im engeren Wettbewerb der Firma Ph. Holzmann A.-G., Frankfurt a. M., Niederlassung Mannheim,



Abb. 3. Ansicht der Brücke im fertigen Zustand.



Abb. 4. Blick auf die Zugangstreppe der Brücke.

die der Stahlüberbauten dem Eisenwerk Kaiserslautern in Kaiserslautern übertragen.

Die Gesamtbaukosten des Steges betragen 170 000 RM. Sie verteilen sich wie folgt:

1.	Erd-, Beton- und Gründungsarbeiten	75 500 RM.
2.	Stahlkonstruktion einschließlich Nebenarbeiten .	80 000 „
3.	Beleuchtung	3 500 „
4.	Veränderungen von Anlagen und Umlegung von Leitungen der Reichsbahn	1 300 „
5.	Verschiedenes, Bauleitung, Verwaltung	9 700 „
		170 000 RM.

2. Gründungs- und Betonarbeiten.

Die Mittelpfeiler (Abb. 5), die die Hauptlasten der Brücke aufnehmen, liegen mit der Oberkante auf + 9,00 am Pegel, so daß die Kugellager der Pendelstützen stets außer Hochwasserbereich sind. Zur Aufnahme der Lagerkräfte und des Horizontalschubes der Portale ist der obere Teil der Pfeiler in armiertem Beton hergestellt. Der Pfeilerschaft ruht auf einer bewehrten Fundamentplatte, die die sichere Übertragung der Auflasten auf die tragenden Bohrpfähle gewährleistet. Die Oberkante dieser Platte mit einer Grundfläche von 3,5 × 8 m liegt am südlichen Ufer auf + 3,0, am nördlichen auf + 4,0 am Pegel. Die Platte selbst hat eine Stärke von 1,0 m. Bohrpfähle und Grundplatte mußten demgemäß unbedingt während der Niedrigwasserstände unter + 2,5 m am Pegel, die im November 1929 durchweg vorhanden waren, vollendet werden, was auch dank der oben erwähnten günstigen Rheinwasser- und Witterungsverhältnisse gelang.

Mit Rücksicht auf die in der Nähe der Pfeilerbaugruben stehenden Gebäude und Ufermauern wurden, um die beim Einbringen von Rammpfählen auftretenden Erschütterungen des Baugrundes zu vermeiden, für die Pfahlgründung Bohrpfähle vorgesehen. Der durchfahrene Boden bestand fast durchweg aus Sand, Flugsand und Kies. Der als guter Baugrund anzusprechende grobe Kies wurde auf etwa — 5,5 m am Pegel angetroffen.

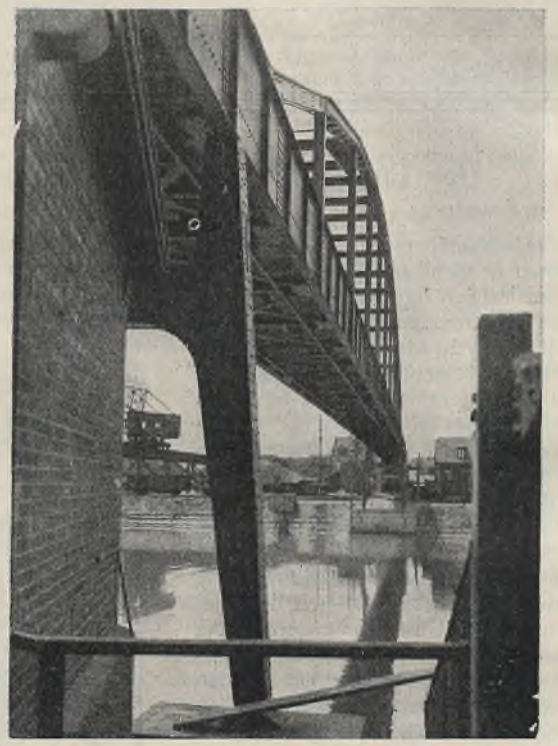


Abb. 6. Blick auf den unteren Windverband.

Der nördliche Pfeiler ruht bei 30 cm lichtem Durchmesser der Bohrrohre auf 25 Pfählen mit durchschnittlich 8,5 m Pfahllänge, der südliche auf 19 mit durchschnittlich 10 m Länge. Die höchste rechnerische Pfahlbelastung beträgt am nördlichen Pfeiler 24,7, am südlichen 28,6 t, was einer Mantelreibung von etwa 0,3 kg/cm² bei beiden entspricht, so daß allein durch diese ohne Berücksichtigung der Bodenpressung die Standsicherheit der Pfeiler gewährleistet ist.

Die in Eisenbeton hergestellten Zugangstreppen des Steges bilden gleichzeitig auch dessen Endwiderlager. Das feste Auflager befindet sich in der Graßmannstraße. Zur Aufnahme der Längskräfte in Brückenachse ist hier die ganze Treppenkonstruktion in einem festen Bock durch Anordnung von Eisenbetonriegeln zwischen den einzelnen Fundamentplatten der Treppe versteift. In der Zechenstraße ist unter dem Treppenwiderlager der über die ganze Brücke zu bewegende Besichtigungswagen untergebracht.

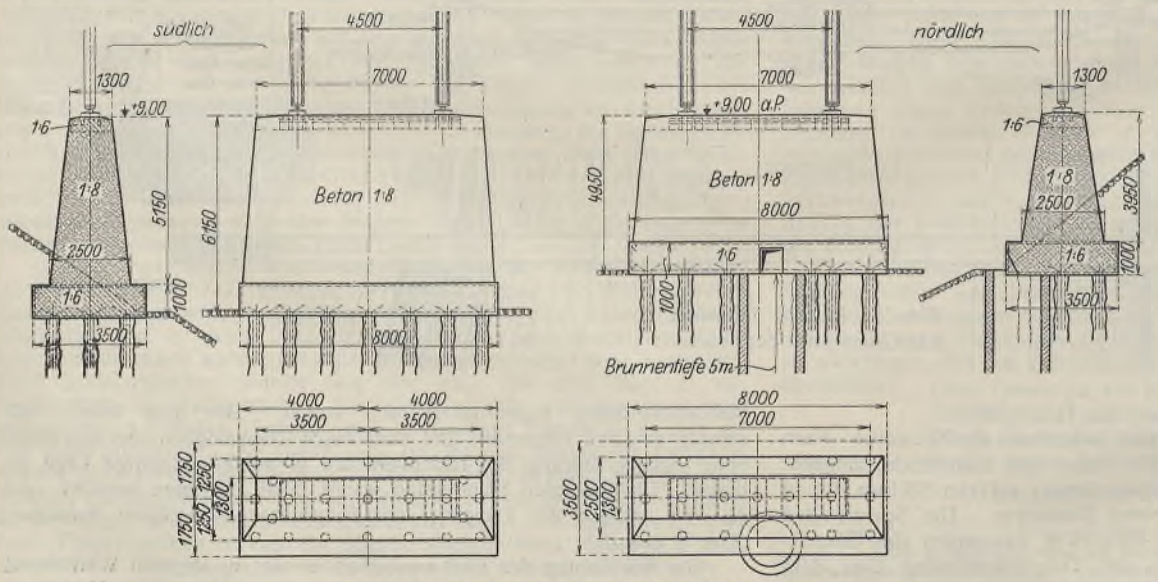


Abb. 5. Südlicher und nördlicher Mittelpfeiler.

Die Brückenfahrbahn ist aus fertig verlegten und herausnehmbaren Eisenbetonplatten hergestellt und mit einem geschlossenen Gußasphaltüberzug versehen. Sie hat ein Längsgefälle von 1 : 200 bei einem Quergefälle von 1 : 100. Über dem Hafenbecken wird das Oberflächenwasser durch einfache Abfallstutzen unmittelbar ins Hafenbecken entwässert, während in den Seitenöffnungen das durch die Rohrstutzen abfallende Wasser in einer verzinkten Rinne unter der Gehbahn gesammelt, nach den Widerlagern und von da durch Abfallrohre und Bodenleitungen nach den Uferböschungen geführt wird.

Zwischen Konstruktion und den Abdeckplatten der Fahrbahn ist, ebenso wie unter den Treppen, Raum zur Unterbringung von Versorgungsleitungen freigehalten.



Abb. 7. Längsblick durch die Brücke.

3. Stahlkonstruktion.

Das für die Überbrückung der drei Öffnungen gewählte System ist zweifach äußerlich und einfach innerlich statisch unbestimmt. Da man bei dem angetroffenen guten Baugrund und der vorsichtigen Fundierung mit nennenswerten Setzungen der Pfeiler und Widerlager nicht zu rechnen hatte, entschied man sich für einen durchlaufenden Träger, besonders auch, um die Unstetigkeiten des Gerbelträgers und die damit verbundene umständlichere Konstruktion an den Gelenken zu vermeiden. Die Berechnung wurde außerordentlich sorgfältig durchgeführt. Sie erfolgte unter Benutzung des über vier Stützen durchlaufenden Trägers als statisch unbestimmtes Hauptsystem. Als dritte statisch unbestimmte Größe wurde die Horizontalkraft des Bogens gewählt. Die Einflußlinie dieser Kraft Xa ergibt sich als die Biegelinie des durchlaufenden Trägers bei einer Belastung g über der Mittelöffnung, deren Größe sich aus dem Wert $\frac{g\,l^2}{8} = f$ bestimmt, dividiert durch das Formglied $EJ\delta_{aa}$, wobei f gleich dem Stichmaß und l gleich der Länge des Stabbogens ist.

Durch Bestimmung des hierbei sich ergebenden Momentes über den Mittelstützen erhält man die als Belastung zur Ermittlung der Xa-Linie dienende Momentenfläche für das statisch unbestimmte Hauptsystem. Nach Bestimmung der Einflußlinie für Xa sind alle weiteren Einflußlinien für die Momente im Versteifungsträger mit Hilfe der Stammfunktionen f_1 und f_2 (Bleich, „Viermomentensatz", Anhang) bekannt. Bei dem ungünstigen Verhältnis der Brückenbreite zur Höhe (3,5 : 9,0 m) und der Größe der Mittelstützweite von 84 m ist besonders Bedacht genommen worden auf die richtige rechnerische Erfassung des Windeinflusses auf den Hauptträger. Der untere Windverband, ein über vier Stützen durchlaufender Parallelträger mit gekreuzten Schrägen (Abb. 6), liegt in der Ebene des Untergurtes des Versteifungsträgers. Es wirkt infolgedessen in jedem Knotenpunkt desselben der vom Versteifungsträger aufzunehmende Differenzbetrag der Gurtkräfte des Windverbandes als exzentrisch angreifende Einzellast. Tragwerk und Auflagerdruck werden also bei Wind zusätzlich durch Exzentrizitätsmomente beansprucht, deren Einfluß nachgegangen wurde. Es zeigte sich dabei, daß die Stabkräfte des Bogens um etwa 6 % größer wurden, als bei Belastung durch Eigengewicht und ungünstigste Nutzlastverteilung allein. Bei den Auflagerdrücken und den Momenten im Versteifungsträger schwankt dieser Satz zwischen 4 und 17 %. Am ungünstigsten wirkt sich die Zusatzbelastung aus beim Querschnitt 7 (s. Abb. 2), wo die Momente nahezu um 18 % über den nur durch Eigengewicht und Nutzlast erreichten Werten liegen.

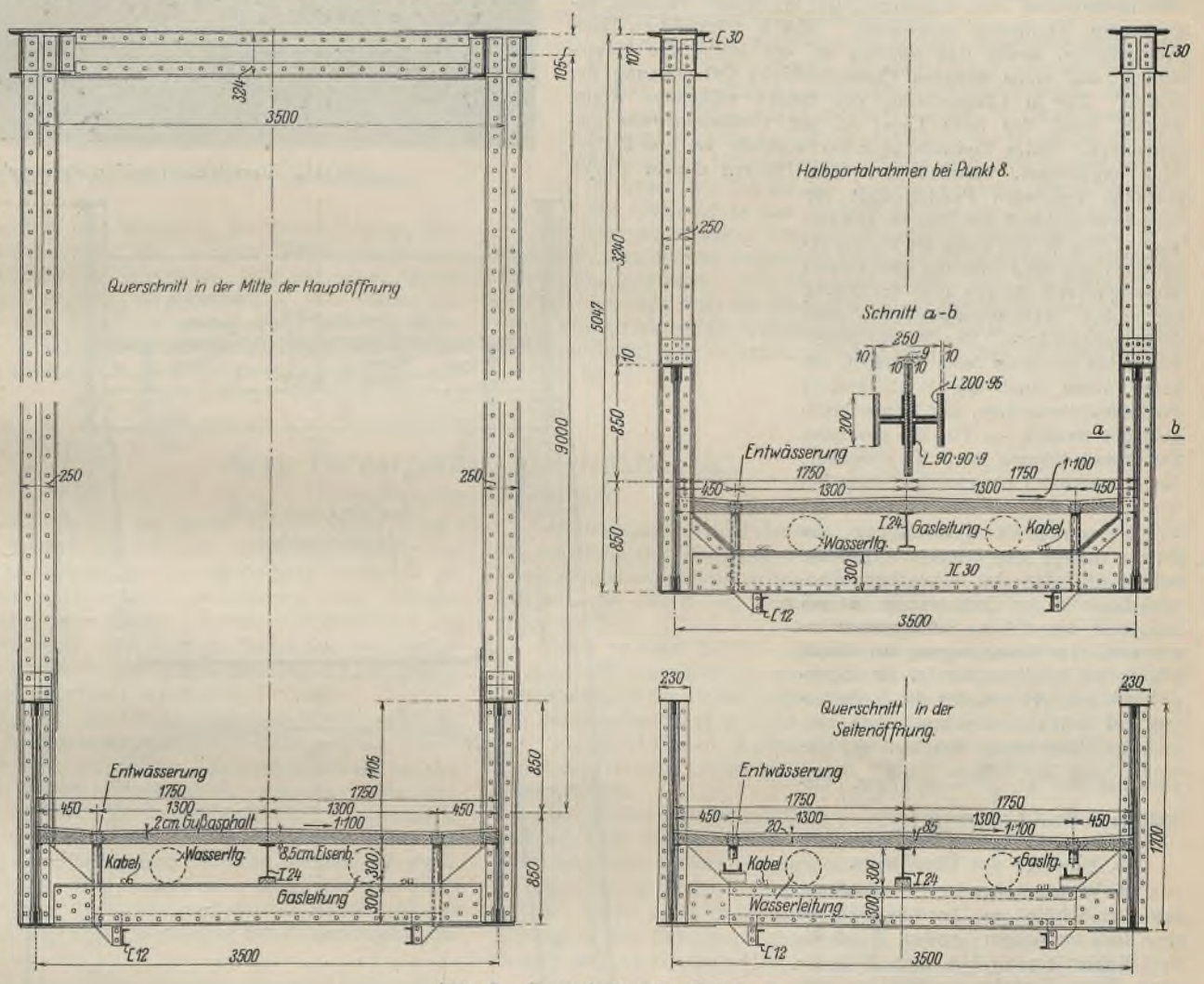


Abb. 8. Querschnitte der Brücke.

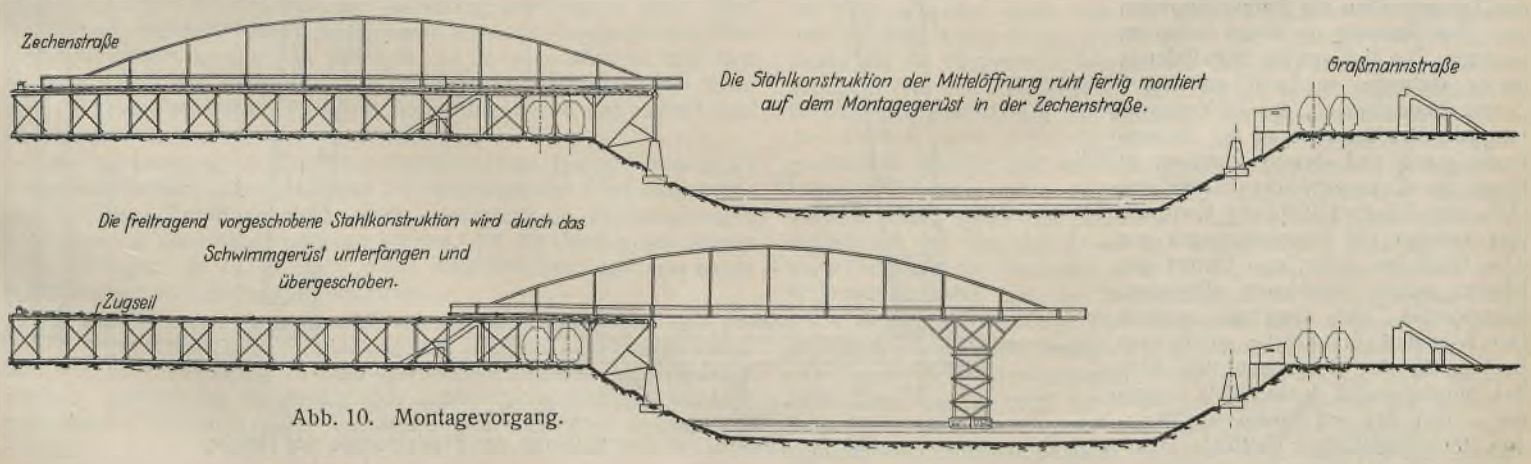


Abb. 10. Montagevorgang.

Die Größtwerte für die einzelnen statischen Größen sind:

maximaler Auflagerdruck im Endwiderlager 17,6 t/Hauptträger
maximaler Auflagerdruck auf den Mittelpfeiler 100 t/Hauptträger
maximale Stabspannkraft im Bogen . . . 175 t

neg. Moment im Versteifungsträger } bei Punkt 6 = 158,6 mt
zugeh. Normalkraft im Versteifungsträger } bei Punkt 6 = 170,0 t
} max. Beanspruchung des Stahls σ max = 1480 kg/cm²

bei Punkt 13 = 107,5 mt / 179 t } σ max = 1456 kg/cm²

In der Bogenebene liegt zur Aufnahme der Windkräfte auf Bogen und Hängestangen der obere Windverband. Um die den Durchblick störenden Schrägen zu vermeiden (Abb. 6 u. 7), wurde er als liegender Vierendeelträger ausgebildet, dessen Auflager zwei Vollrahmenportale im Punkt 10 und 10′ sind, die ihrerseits die aufgenommenen Kräfte nach dem unteren Windverband weiterleiten. In Punkt 8 und 8′ ist in entsprechender Weise ein Halbrahmenportal zur Aufnahme der in diesen Punkten angreifenden Windlasten vorgesehen. Abb. 8 zeigt diesen Halbportalrahmen, sowie den Rahmen in der Mitte der Hauptöffnung und einen weiteren Querschnitt der Seitenöffnung der Brücke. Die in Längsrichtung der Brücke wirkenden Kräfte werden durch das feste Lager in der Graßmannstraße aufgenommen. Beim Endwiderlager Zechenstraße ist ein Rollenlager angeordnet, während über den Pfeilern die in Kugelgelenken stehenden Pendelportale die Längsbeweglichkeit der Brücke gewährleisten (Abb. 9). Die Form der Portale ergab sich aus der Forderung nach Durchfahrmöglichkeit für den unter der Brücke hängenden Besichtigungswagen über deren ganze Länge. Der Besichtigungswagen hat auf jeder Seite Ausleger, die beim Fahren durch die Portale und in der Ruhestellung unter der Treppe hochgeklappt werden. — Für die gesamten Stahlkonstruktionen ist St 37 verwandt; das Gewicht des eingebauten Stahls beträgt rd. 175 t.

Die größte Längenänderung der Brücke infolge der Temperatureinflüsse beträgt rd. 7 cm. Am beweglichen Endwiderlager in der Zechenstraße ist zum Ausgleich das übliche Schleppblech angebracht. Die Durchbiegung des Hauptträgers in Brückenmitte ist für Eigengewicht auf 9,41 cm, für die Verkehrslast auf 5,03 cm errechnet. Die notwendige Überhöhung errechnet sich danach auf $9{,}41 + \frac{5{,}03}{2} =$ rd. 12 cm. Gewählt wurden 15 cm.

4. Montage des Überbaues.

Im Rheinauhafen ist ein ständiger, lebhafter Schiffs- und Umschlageverkehr der dort ansässigen großen Reedereien und Kohlenfirmen. Um eine Behinderung dieses Verkehrs tunlichst zu vermeiden, wurde davon abgesehen, für den Zusammenbau der Stahlkonstruktion eine feste Rüstung im Hafen selbst zu erstellen. Die Montage der Mittelöffnung wurde vielmehr an Land auf einem Gerüst vorgenommen, das in Verlängerung der Brückenachse in der Zechenstraße stand und dessen Plattform in Höhe des Untergurts der Brücke lag (Abb. 10). Die Einzelteile der Konstruktion konnten mit Eisenbahnwagen aus dem Werk bis unter das Gerüst gefahren, mittels Hebebaum abgeladen, hochgehoben und eingebaut werden. Der Bogenteil der Brücke sollte nach Beendigung des Zusammenbaues über das Montagegerüst wasserwärts vorgezogen und das auf einem Rheinkahn von 300 t Tragfähigkeit errichtete Trans-

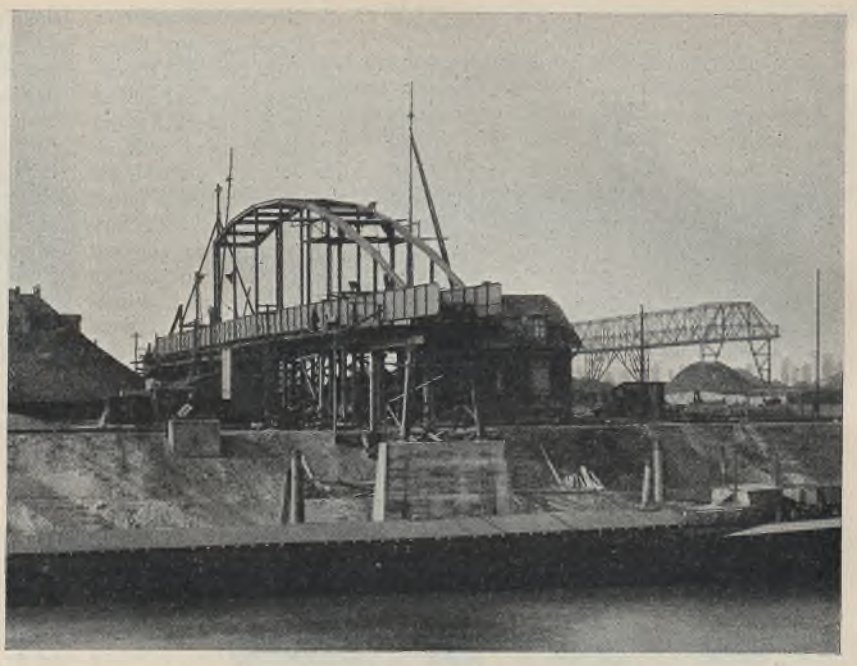


Abb. 11. Verschiebungs-Vorrichtung der Brücke.

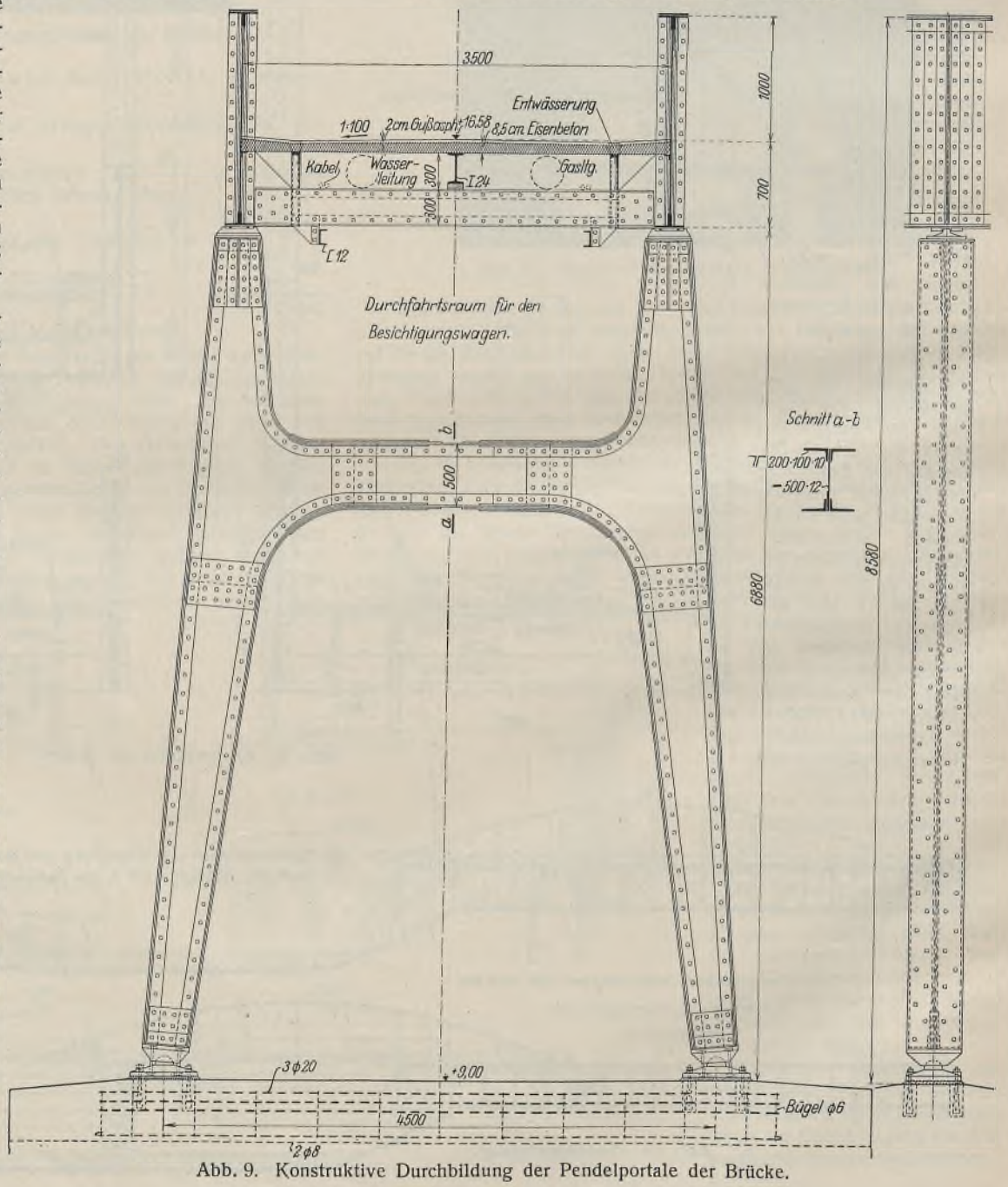


Abb. 9. Konstruktive Durchbildung der Pendelportale der Brücke.

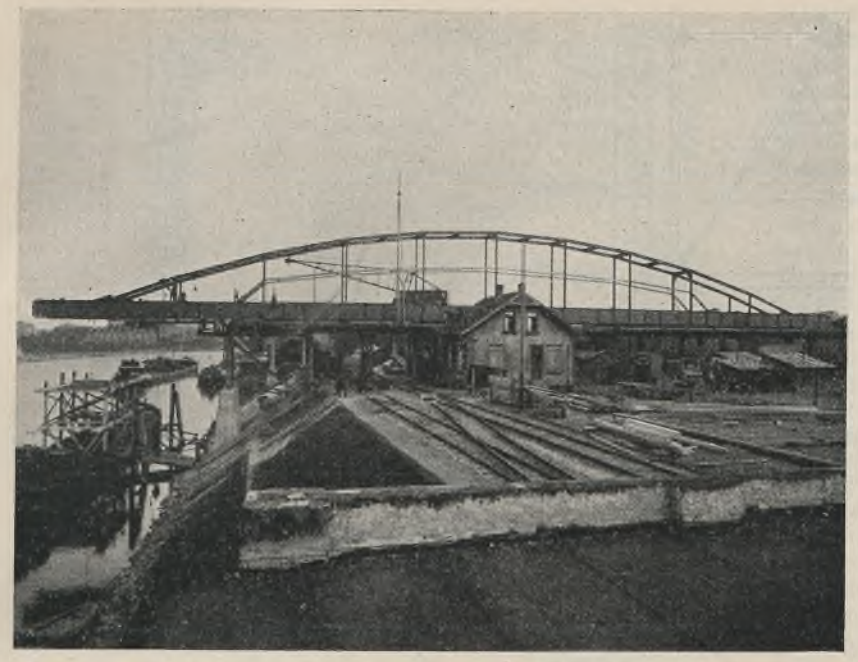


Abb. 12. Die Brücke vor dem Abheben vom Rollwagen.

portgerüst unterfahren werden. Die Belastung des Schiffs betrug allerdings nur etwa 120 t. Die Drahtkabel der am Ende des Montagegerüstes aufgestellten beiden elektrischen Winden liefen über das ganze Gerüst hinweg, wurden an dessen wasserseitigem Ende über zwei Rollen umgelenkt und konnten so nach Zwischenschaltung von Flaschenzügen an beliebiger Stelle der montierten Konstruktion zur Durchführung der Längsbewegung befestigt werden. Um die durch die Rolle aufzunehmende Zugreaktion sicher auf den Untergrund zu übertragen, wurde die Pendelstütze auf der Hafenseite provisorisch durch eine Hilfskonstruktion als Bock ausgebildet und gegen die Uferböschung abgestützt. Während der Verschiebung ruhte der Überbau auf vier kleinen Rollpritschen, die auf Schienen geführt wurden (Abb. 11 u. 12). Nachdem durch Abpumpen von Wasserballast die Brücke an den beiden vorderen Rollwagen abgehoben war, konnte die Bewegung über das Becken hinweg ohne besondere Schwierigkeiten am Morgen des 6. April durchgeführt werden. Sie geschah in zwei Etappen, um die Zugseile bei fortgeschrittener Verschiebung erneut weiter rückwärts befestigen zu können. Ohne Zwischenfall erreichte der Rheinkahn, der nach vier Seiten mit Tauen und Winden an Land gefaßt war, das nördliche Ufer, wo die Brücke auf die dortige Pendelstütze durch Einbringen von Wasserballast in das Schiff abgesetzt wurde. Der größte beobachtete seitliche Ausschlag der bewegten Brücke ergab sich zu etwa $^3/_4$ m nach beiden Seiten; die gesamte Leitung des Manövers und die Verständigung der Mannschaften an den sechs Winden wurde mittels Flaggenwinker bewerkstelligt.

Da man für die Verschiebung einen Sonntag gewählt hatte, wurde der Schiffsverkehr überhaupt nicht unterbrochen oder gestört. Die beiden anschließenden Landöffnungen sind dann über den Hafengleisen montiert worden. — Nach vollendeter Montage konnten dann die Restarbeiten, wie Herstellen des Gehbahnbelages, Hochführen der Treppen, Beleuchtung, Anstrich usw. im Laufe des Monats Mai beendet werden. Die Einweihung und Übergabe an den Verkehr erfolgte am 31. Mai 1930.

Das Bauwerk ist seiner klaren und schlichten Einfachheit und seiner eleganten Linienführung wegen ein Schmuckstück des sonst so eintönigen Hafenbildes geworden. Die Art und Weise der Durchführung der gesamten Arbeiten zeigt die große Leistungsfähigkeit und den Schaffenswillen unserer deutschen Stahlbauindustrie, der heute infolge der großen Arbeitsnot leider nur zu selten Gelegenheit zum Beweis ihres Könnens gegeben ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Fördergerüst-Konstruktionen.

Von Dipl.-Ing. **Schmitz**, Köln.

Die senkrechte Schachtförderung hat gerade in den letzten 5 Jahrzehnten eine ungeahnte Entwicklung erfahren. Diese Entwicklung war aber mehr oder weniger zwangläufig da. Einmal drängten hierzu die gewonnenen Erfahrungen, die bei Entwurf und Ausführung dieser Anlagen zweckmäßig berücksichtigt werden mußten, anderseits ergaben sich aus den Forderungen des Bergbaues nach ständiger Steigerung der Fördermengen, und aus den natürlichen Änderungen der Boden- und Raumverhältnisse als Folgen des Bergbaues selbst neue Probleme.

Namentlich das Hauptglied der Förderanlage, das Fördergerüst, hat im Laufe der Jahrzehnte in konstruktiver Hinsicht einschneidende Wandlungen durchgemacht. In den Archiven der Aufbereitungsfirmen hat sich viel wertvolles Material darüber angesammelt, das über den Entwicklungsgang im Fördergerüstbau reichen Aufschluß liefert. Insbesondere ergaben sich daraus die Gesichtspunkte, die für die konstruktive Ausbildung und Entwicklung der Fördergerüste jeweils bestimmend waren und im Vordergrund standen. Die Spezialfirmen haben die von ihnen erbauten Fördergerüste ständig beobachtet und die bei Aufstellung und Betrieb gewonnenen Erfahrungen bei Neuanlagen sofort konstruktiv ausgewertet.

In den letzten Jahren konnte man allerdings allgemein eine gewisse Stockung in der Weiterentwicklung der Fördergerüste beobachten. Man glaubte vielleicht am Endpunkt der Ausbildung angelangt zu sein. Aber die Prüfung mancherlei an Fördergerüsten inzwischen aufgetretener Verformungserscheinungen ergab, daß man die Bodenverhältnisse und ihre möglichen Änderungen doch noch nicht genügend berücksichtigt hatte, und daß man von einer restlosen Anpassung der Konstruktion nicht sprechen konnte.

Bei Beobachtung im Betrieb befindlicher Fördergerüste konnte oft festgestellt werden, daß Änderungen der ursprünglichen Form eingetreten waren. Diese Formänderungen waren zumeist durch Bodensenkungen hervorgerufen, die so stark auftreten können, daß die Gerüste sich neigen oder ausbiegen, ja es ist sogar schon vorgekommen, daß eine ganze Schachtanlage vom Erdboden verschwand.

Obwohl in jedem Zechenbetrieb mit derartigen Bodensenkungen gerechnet werden muß, wurden diese und ihre etwaigen Auswirkungen doch nicht in vollem Umfang in den Gerüstkonstruktionen berücksichtigt. Deshalb mußten für Behebung der aufgetretenen und den Betrieb gefährdenden Formänderungen oft bedeutende Geldmittel aufgewendet werden.

Selbstverständlich sind Ausmaß und Art der Formänderung ganz von der Ausführungsart der Gerüste abhängig. Als Beispiel wollen wir die Auswirkungen an solchen Gerüsten untersuchen, bei denen die Seilscheiben nebeneinander liegen und vom Führungsgerüst und von der Strebe getragen werden.

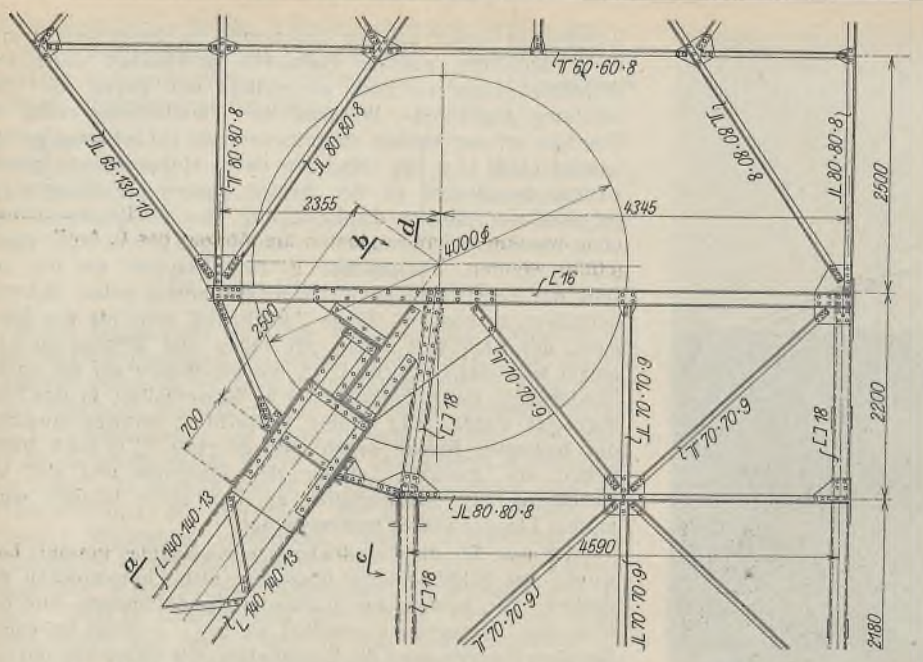
Wollte man sich bei der statischen Berechnung solcher Gerüste streng an die Ausführung halten, so würde die Berechnung wegen der statischen Unbestimmtheit des Fördergerüstes sehr umfangreich werden. Man hilft sich deshalb damit, daß man der Berechnung gewisse Annahmen zugrunde legt. Freilich darf man in diesen Annahmen nur so weit gehen, daß die Berechnung in den Grundzügen noch mit der Ausführung des Gerüstes übereinstimmt.

Zwei solcher zumeist zugrunde gelegten Annahmen sind, daß einerseits am Fuße und am Kopfe der Strebe und anderseits am Fuße des Führungsgerüstes Gelenke vorausgesetzt werden.

Die erste Annahme kann bei manchen Gerüsten durch die Schlankheit der Strebe sowie durch deren Lagerung auf den Fundamenten und Befestigung am Gerüstkopf gerechtfertigt werden; trotzdem sind viele Gerüste aber so konstruiert, daß diese Annahme nicht mehr zutrifft.

Bezüglich der zweiten Annahme ist aber folgendes zu beachten: Durch entsprechende Wahl der Strebenneigung kann erreicht werden, daß das Führungsgerüst außer dem von ihm aufzunehmenden Eigengewicht und der beim Anfahren des Korbes gegen die Prellträger bzw. beim Aufsetzen auf die Fangstützen auftretenden Zug- und Druckkräfte nur einen geringen Teil der bei Seilbruch auftretenden Kräfte aufzunehmen hat. Es wird also eine leichte und schlanke Gerüstkonstruktion möglich, bei der die vier oder sechs Gerüststiele auf den Schachtträgern so angeschlossen werden, daß die beim Fahren des Korbes gegen die Prellträger etwa auftretenden Zugkräfte auf die Schachtträger übertragen werden. Aber weder die Schlankheit des Gerüstes noch die Art des Anschlusses der Gerüststiele auf den Schachtträgern kann die Annahme eines Gelenkes am Gerüstfuß rechtfertigen, denn schon bei der Regelförderung und noch mehr bei Seilbruch treten im Führungsgerüst Zusatzkräfte auf, die durch etwaige Versetzungen des Führungsgerüstes erheblich gesteigert werden. Der Nachteil der Konstruktion tritt dann stark hervor.

Sinken die Strebenfundamente oder gleiten sie aus ihrer ursprünglichen Lage weg, so zieht die Strebe das Führungsgerüst mit (s. Abb. 1). Dann muß das Führungsgerüst die Kraft der Strebe aufnehmen, und es entsteht im Gerüst ein Moment, welches oft so stark ist, daß Schrägen



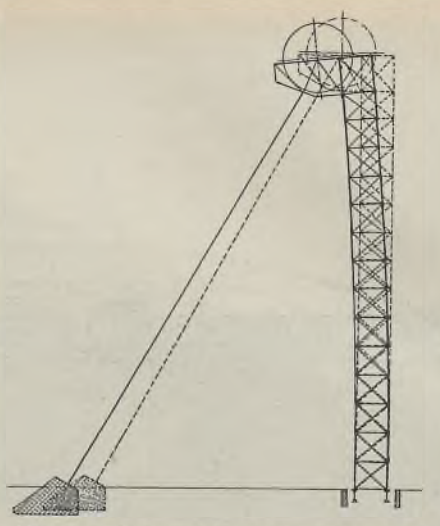


Abb. 1. Verformung des Gerüstes durch das Weggleiten des Strebenfundamentes.

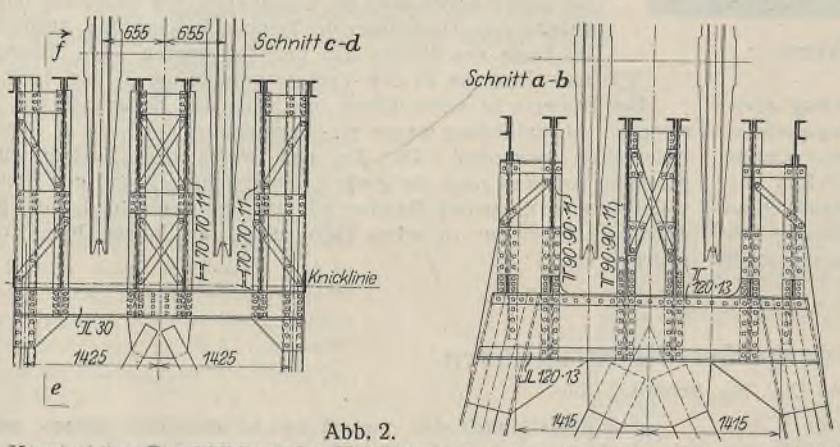


Abb. 2.
Konstruktive Durchbildung der Verbindung zwischen Strebe und Führungsgerüst.

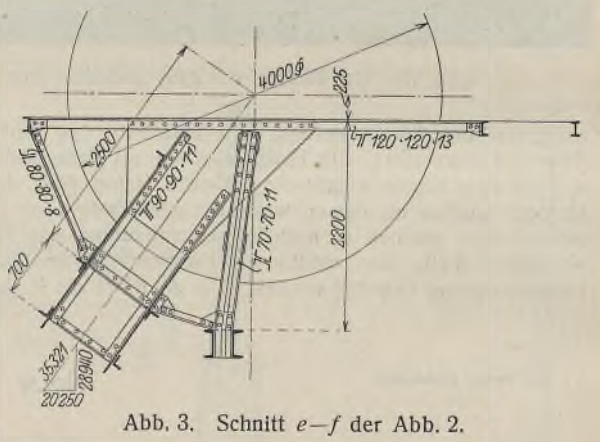


Abb. 3. Schnitt e—f der Abb. 2.

reißen oder daß Anschlüsse sich lockern oder gar abreißen. Tritt in einem solchen Zustande noch Seilbruch auf, so sind bleibende Formänderungen, oft sogar Zerstörungen unvermeidlich.

Ist die Verbindung zwischen Strebe und Führungsgerüst nicht so stark, daß beim Weggleiten der Strebenfundamente die Strebe das Gerüst mitnehmen kann, so wird die Verbindung zerstört, wobei gegebenenfalls das Führungsgerüst durch die etwa abgleitende Strebe beschädigt werden kann.

Diesem Fall hat z. B. die Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk, bei ihrer Gerüstkonstruktion Rechnung getragen und dem Strebenkopf die in Abb. 2 u. 3 dargestellte Form gegeben. Die Strebe erhält an ihrem oberen Ende zwei Vorsprünge, die sich auf entsprechende Absätze, die an den Seilscheibenträgern vorgesehen sind, auflegen. Diese Vorsprünge verhindern das Abgleiten der Strebe, selbst wenn die Verbindung zwischen Strebe und Gerüstkopf reißt. Viele dieser Gerüste sind für Frankreich, Belgien und auch für das Ruhrgebiet ausgeführt worden und haben sich im Betrieb gut bewährt. Formänderungen am Führungsgerüst selbst sind nicht vorgekommen, weil die Verbindung zwischen Strebe und Gerüst zerstört wurde, bevor das Führungsgerüst sich verformen konnte. Die Instandsetzung des Fördergerüstes war dann verhältnismäßig einfach, da eine Verstärkung des Führungsgerüstes nicht nötig war. Nur die Strebe mußte gehoben und die Fußplatte neu untergossen werden.

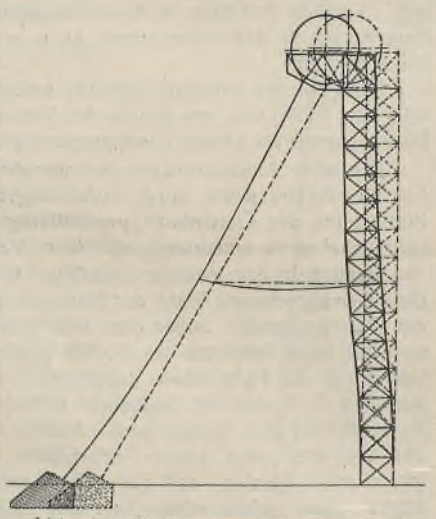


Abb. 4. Verformungswirkung durch den zwischen Strebe und Führungsgerüst eingezogenen Stab beim Weggleiten des Strebefundamentes.

Eine Konstruktion von Fördergerüsten, der man in den Kohlengebieten oft begegnet, ist in Abb. 4 dargestellt. Man hat durch einen zwischen Strebe und Führungsgerüst eingezogenen Stab die Knicklänge der Strebe verringert, den Grad der statischen Unbestimmtheit dadurch aber erhöht. Diese Stäbe werden oft als Verstärkung für die Strebe, die sich durchgehangen hatte, nachträglich eingezogen, oft auch zur Aussteifung des ganzen Fördergerüstes, das unruhig förderte. Dieses Konstruktionsglied ist, selbst wenn es nur zur Gerüstaussteifung dient, zu verwerfen, denn, obwohl es an sich eine einfache Verstärkung oder Aussteifung darstellt, überträgt es die bei Versetzungen auftretenden Zusatzkräfte jetzt auch auf die Strebe, wodurch der letztgenannte Vorteil wieder aufgehoben wird. Abb. 4 zeigt die ursprüngliche Fördergerüstform punktiert eingezeichnet, während der Zustand der Formänderung durch die ausgezogenen Linien dargestellt ist. Um die ursprüngliche Form wieder herzustellen, genügt es nicht, den eingezogenen Stab an der Strebe oder am Gerüst zu lösen. Der Durchhang der Strebe, den die Einziehung des Stabes beseitigen sollte, tritt sogar nach der Versetzung in noch stärkerem Maße auf.

Ein weiterer Fehler, der im Gerüstbau oft gemacht wird, ist die Verbindung des Führungsgerüstes mit der Hängebank oder gar die Einsparung der Hängebankstützen am Gerüst durch Verlagerung der Hängebank-Trägerlage an den Gerüststielen. Das Gerüst wird dadurch einesteils am unabhängigen Gehen verhindert und anderenteils vom Schachtgebäude abhängig gemacht. Es muß den Bewegungen des Schachtgebäudes folgen, das infolge einer größeren Grundfläche leichter Versetzungen durch Bodensenkungen erleidet als das Führungsgerüst.

Ein Fall, der die Nachteile dieser Ausführung besonders deutlich erkennen läßt, sei nachstehend geschildert.

Auf einer Schachtanlage wurden durch solche Konstruktion verursachte, ganz beträchtliche Verschiebungen festgestellt. Bodensenkungen, die an einer Ecke des Schachtgebäudes Fundamentsenkungen zur Folge hatten, verursachten eine Verschiebung der ganzen Schachtanlage und dadurch ganz besonders starke Verschiebungen am Führungsgerüst.

Die Ergebnisse der Lotungen am Führungsgerüst sind nachstehend angeführt. Die durch Nivellieren festgestellten Höhenlagen der Gerüst-

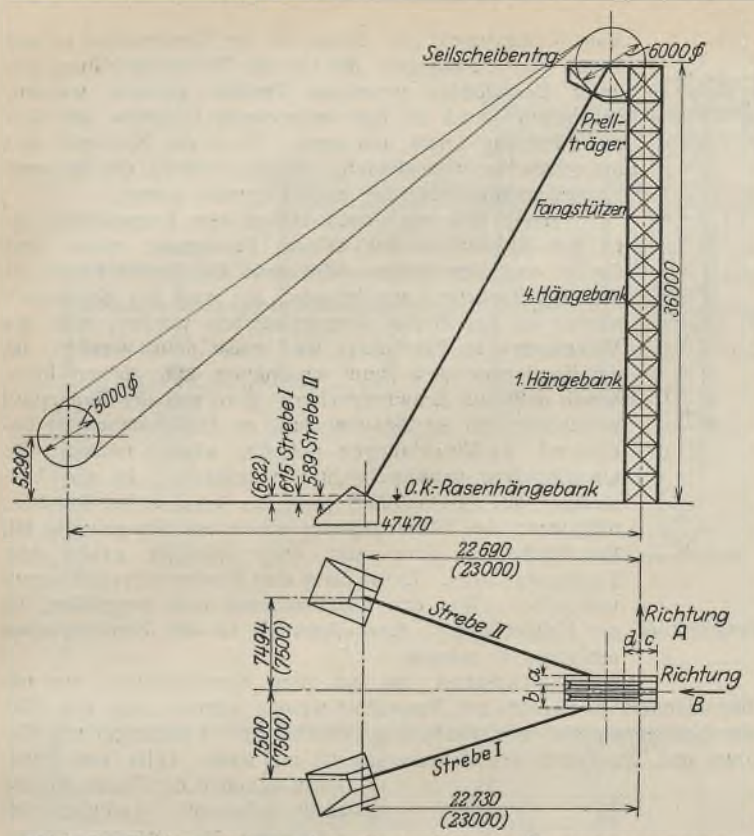


Abb. 5. Fördergerüst, an dem die in Abb. 6 u. 7 wiedergegebenen Messungen ausgeführt worden sind.

teile sind in Abb. 5 eingetragen. Die Klammermaße sind die bei Montage des Gerüstes festgelegten Entfernungen. In Abb. 5 sind außerdem die für nachstehende Zahlentafel erforderlichen Bezeichnungen festgelegt.

Zahlentafel.

	Richtung *A*		Richtung *B*	
In Höhe von	*a*	*b*	*c*	*d*
Seilscheibenbühne . .	826	1874	1130	1570
Prellträger	825	1875	1210	1490
Fangstützen	820	1880	1272	1428
4. Hängebank	802	1898	1322	1378
1. Hängebank	807	1893	1272	1428
Rasen	867	1833	1148	1552

Bei der Aufstellung der Zahlentafel mit den Ergebnissen der Lotungen wurde von der Annahme ausgegangen, daß das Gerüst in Höhe der Seilscheibenbühne nicht ausgewichen ist. Die Abweichungen des Führungsgerüstes in den verschiedenen Höhen sind danach festgelegt worden. Diese Annahme ist für die Durchführung der Lotung einfacher als die, daß die Schachtträger nicht verschoben wurden. Die absoluten Werte der Abweichung der verschiedenen Punkte sind in beiden Fällen die gleichen.

Die Abweichung der Schachtmitte gegen die Lotrechte nach der Annahme, daß die Seilscheibenträger nicht verschoben wurden, ist in Abb. 6 festgelegt.

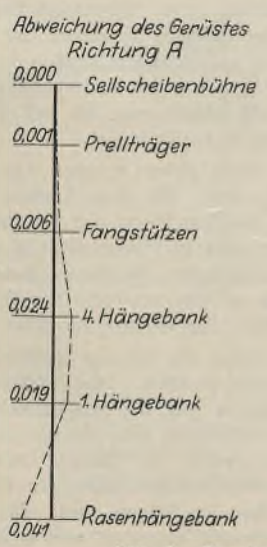
Nimmt man nun an, daß die Schachtträger liegen geblieben sind, was auch zutrifft, so ergibt sich das in Abb. 7 dargestellte Bild der Verschiebungen. Daraus ist eine Abweichung des Führungsgerüstes von 65 mm in der Richtung *A* und von 174 mm in der Richtung *B* (vgl. Abb. 7) zu ersehen. Diese maximalen Abweichungen liegen in Höhe der 4. Hängebank. Beim Vergleich der Abweichungen in Höhe der Seilscheibenbühnen stellte man fest, daß in Richtung *A* die Abweichung + 41 mm, d. h. positiv ist, dagegen in Richtung *B* negativ, d. h. das Gerüst hat eine Rückwärtsbewegung gemacht. Beim Vergleich mit der Wanderung der Strebenfundamente (Abb. 5) stellt man fest, daß das Gerüst anders gewandert ist als die Strebe. Schon aus diesem Vergleich ist zu ersehen, daß das Schachtgebäude die Gerüstverschiebung beeinflußt hat.

Diese Verschiebung am Führungsgerüst hat sich nur durch eine Gerüstverstärkung wieder beheben lassen, denn man konnte nicht feststellen, ob das innere Gefüge der verformten Stäbe noch seinen früheren Zustand hatte. Man mußte annehmen, daß schon bleibende Formänderungen in den Stäben eingetreten seien.

Diese Beispiele, die noch um manches weitere vermehrt werden könnten, beweisen, wie äußerst wichtig es ist, in Gegenden, in denen Bodensenkungen oft vorkommen, Fördergerüste zu bauen, auf welche Bodensenkungen nicht verformend wirken können. Durch die heute übliche Konstruktionsart ist diese Frage nicht gelöst. Eine Lösung zu finden, die allen Anforderungen genügt, ist nicht leicht. Sie müßte aber gesucht werden. Denn so brauchbar die eine oder andere der beschriebenen Lösungen für die Instandsetzung von Fördergerüsten, die oft erhebliche Kosten erfordert, auch sein mag, so ist es doch nie oder nur in ganz seltenen Fällen möglich, damit den der Berechnung und Konstruktion zugrunde gelegten Zustand wieder zu erreichen. Die durch Bodenversetzungen entstandenen Momente im Führungsgerüst durch Hebung der Strebe wieder zu beseitigen, ist fast ausgeschlossen. Viele Firmen hofften, dadurch das Gerüst gegen Verformungen infolge Senkungen unempfindlicher zu machen, daß sie das Führungsgerüst stärker ausbildeten als rechnerisch nötig. Andere wieder rechneten das Gerüst einfach statisch unbestimmt, indem sie die Fußeinspannung des Führungsgerüstes auf den Schachtträgern als der Wirklichkeit entsprechend in die Berechnung einführten. Dadurch wurde das Führungsgerüst unempfindlicher gegen Bodensenkungen. Sie konnten aber nicht verhindern, daß das Gerüst bei Senkungen Zusatzkräfte aufnehmen mußte, deren Größe unbestimmbar ist, weil sich die Größe der Senkung nicht vorausbestimmen läßt. Das Fördergerüst, welches alle Kräfte aus Seilbruch, Betriebslast, Eigengewicht und Wind aufnehmen und in die Fundamente leiten muß, soll ruhig fördern und gleichzeitig unempfindlich gegen Bodensenkungen sein. Dieses Ziel wird am besten durch eine statisch bestimmte Gerüstkonstruktion erreicht, d. h. durch eine Konstruktion, die keine Einspannstellen hat.

Hierfür gibt es zwei Lösungen. Die erste ist in Abb. 8 (System I) dargestellt. Am Fuß der Strebe sowie am Fuß und am Kopf des Führungsgerüstes sind Gelenke vorgesehen und die als Gerüstkopf bezeichnete Seilscheibenlagerung bildet mit der Strebe ein Ganzes. Die zweite Art stellt Abb. 8 (System II) dar. Hier werden Gelenke am Fuß des Führungsgerüstes sowie am Fuß und Kopf der Strebe angeordnet, so daß wie üblich das Führungsgerüst mit dem Gerüstkopf ein Ganzes ist. Diese Gelenkanordnung entspricht den Annahmen, die man heute meist bei Gerüstberechnungen macht. Die Erfahrung wird ergeben, welche von diesen beiden Ausführungsarten die vorteilhafteste in bezug auf Einfachheit der Berechnung, Konstruktion und Montage, Wirtschaftlichkeit, Unterhaltung und in bezug auf Unempfindlichkeit gegen Bodensenkungen ist.

Fördergerüste der ersten Ausführungsart wurden um die Mitte des vorigen Jahrzehnts gebaut, aber nur von einer Firma; andere Firmen haben diese Konstruktion nicht übernommen und auch diese eine Firma



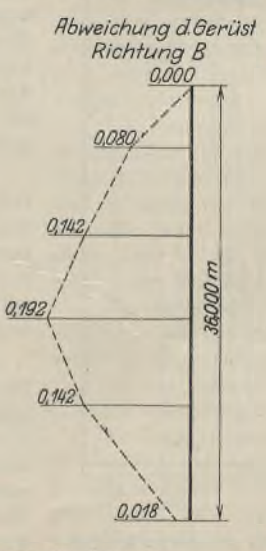


Abb. 6. Ergebnisse der Lotung. Bezugspunkt Seilscheibenbühne.

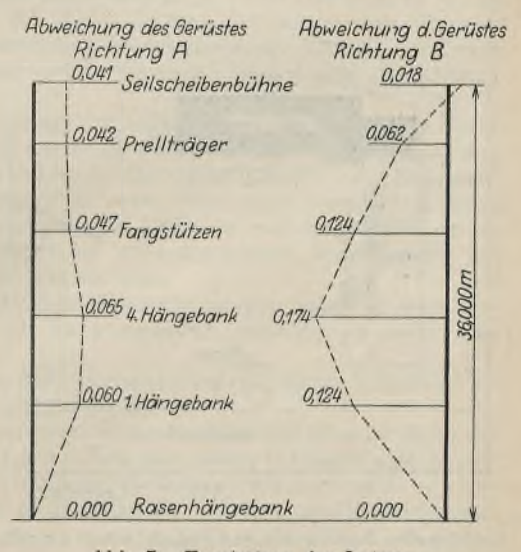


Abb. 7. Ergebnisse der Lotung. Bezugspunkt Schachtträger (Rasenhängebank).

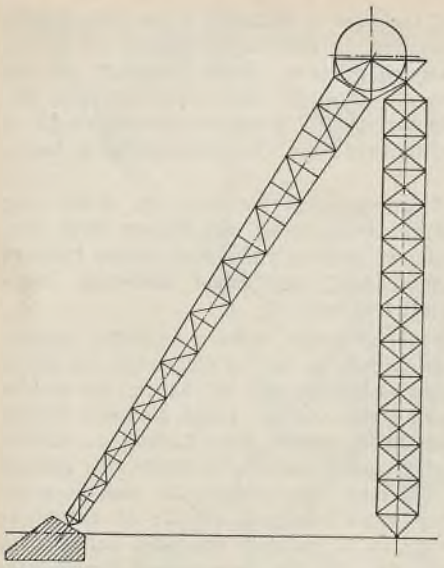


Abb. 8. System I;
Gerüstkopf bildet mit der Strebe ein Ganzes.

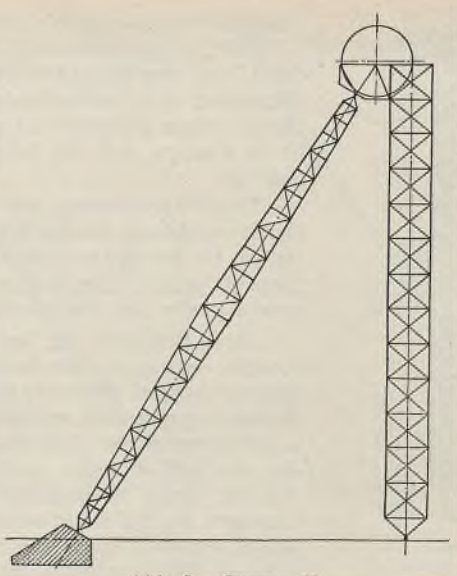


Abb. 9. System II;
Gerüstkopf bildet mit dem Führungsgerüst ein Ganzes.

hat sie bald wieder aufgegeben. Die Gründe dafür lagen einerseits in der Schwierigkeit der Montage, anderseits darin, daß die statische Wirkung des fertigen Gerüstes nicht einwandfrei war. Die ersten Gründe mögen zugegeben werden, jedoch kann der zweite Grund meiner Ansicht nach durch eine geeignete Konstruktion ausgeschaltet werden. Es muß nochmals betont werden, daß sich bei Anordnung von Gelenken, welche die in der Berechnung angenommenen Wirkungen verbürgen, Gerüstformen ergeben, welche bei der Herstellung zwar etwas teurer, in der Unterhaltung dagegen viel billiger sind als die heute üblichen.

Einige Neuerungen, die teilweise schon ausgeführt sind und sich in der Praxis gut bewährt haben, teilweise an neuen Gerüsten ausgeführt werden, seien hier noch kurz erwähnt. Eine Humboldtsche Konstruktion ist die Anordnung von Gelenken an Doppelbockgerüsten, so daß die beiden Streben keine Einspannstelle mehr haben. Es können also Zusatzmomente in den Streben bei Versetzungen der Fundamente nicht mehr auftreten, da das Führungsgerüst unabhängig von den Streben steht.

Neukonstruktionen von Fördergerüsten werden von der Maschinenbau-Anstalt Humboldt nach Abb. 9 ausgeführt. Diese Ausführungsart ist gewählt worden, weil bei ihr die Montage einfacher ist als bei den nach Abb. 8 konstruierten Fördergerüsten. Bei Neukonstruktionen wird noch besonderer Wert auf die Ausbildung der Strebenfüße gelegt, welche in Abb. 10 dargestellt ist. Diese Art der Konstruktion ist auf Grund von Erfahrungen, die bei der Wiederaufrichtung der durch Bergschäden versetzten Gerüste gemacht wurden, entstanden. Auch an den vorhandenen Gerüsten läßt sich die Neuerung leicht anbringen. Über die Nachteile der bisherigen Strebenausbildung und die Vorteile, die die neue Fachausbildung bietet, sei noch folgendes gesagt.

Versetzt sich ein Gerüst infolge von Bergschäden, so ist der Strebenfuß mit seinem Fundament meist vom Gerüst weg verschoben. Will man das Gerüst wieder in die ursprüngliche Lage bringen, so muß der Strebenfuß wieder an das Gerüst herangeschoben werden, d. h. die Verankerung im Fundament muß meist gelöst werden, da das Fundament sich kaum verschieben läßt. Schon diese Arbeit stößt auf Schwierigkeiten. Wird nun der Strebenfuß verschoben, so ist der Aufwand an Hilfskonstruktion bedeutend, da Vorrichtungen getroffen werden müssen, die ein Abgleiten der Strebenfüße verhindern. Ist die Versetzung des Strebenfußes groß, so kann es vorkommen, daß, wenn das Führungsgerüst wieder ins Lot gebracht ist, der Strebenfuß ganz oder doch teilweise neben dem Fundament steht. Es ist dann eine Fundamentvergrößerung unerläßlich. Was den Kostenaufwand noch vergrößert, ist die Notwendigkeit, diese Arbeiten in den Betriebspausen ausführen zu müssen.

Die Arbeiten, die bei alten Konstruktionen nur mit bedeutendem Kostenaufwand ausgeführt werden können, sind mit Hilfe der Neukonstruktion verhältnismäßig einfach. Eine Fundamentvergrößerung und ein Lösen der Verankerung ist nie nötig. Hilfs- und Stützkonstruktionen der Strebe werden nicht gebraucht. Lediglich das Anbringen von neuen Distanzstücken, wie aus Abb. 10 ersichtlich, ist erforderlich. Für deren Einbau benötigt man nur eine hydraulische Pumpe, um die Fußkonstruktion erst an der einen und dann an der anderen Seite des Strebenfußes zu heben.

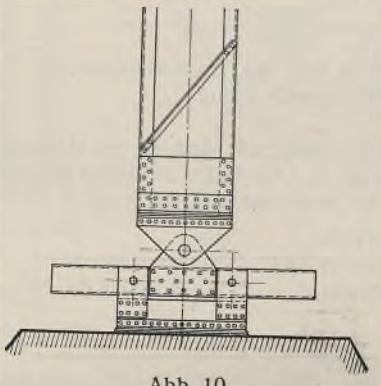


Abb. 10.
Neue gelenkartige Ausbildung des Strebenfußes.

Durch diese Gerüstkonstruktion ist im Fördergerüstbau eine Neuerung geschaffen worden, durch welche die Fördergerüste für Bergschäden unempfindlicher und dadurch in der Unterhaltung billiger geworden sind.

Neubau einer Großbäckerei in Stahlskelett für den Allgemeinen Konsumverein, Braunschweig.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur **H. Maushake**, Braunschweig.

Der Kundenkreis des Allgemeinen Konsumvereins zu Braunschweig hat sich in den letzten Jahren stark vergrößert, so daß an eine Erweiterung der bestehenden Betriebsanlagen gedacht werden mußte. Mit der gesamten Entwurfsbearbeitung und Bauleitung dieser Großbäckerei wurde Herr Architekt H. C. Bartels, Braunschweig, betraut. Zur Erstellung einer Großbäckerei mit Lagerhäusern usw. konnte ein im Westen der Stadt innerhalb des Stadtgebietes und an der Landeseisenbahn gelegenes Industriegelände von rd. 2 ha erworben werden. Dieses Gelände bot insofern Vorzüge, als für die Heranschaffung der Rohmaterialien der unbedingt nötige Eisenbahnanschluß ohne Schwierigkeiten erreicht werden konnte. Anderseits ist dieses Gelände innerhalb der Stadtgrenzen an fertig angelegten und teilweise ausgebauten Straßen gelegen, wodurch eine gute Verbindung mit den bestehenden Betriebszweigen und der Stadt selbst gegeben ist, was für die Ablieferung der fertigen Waren an die Kundschaft und dergleichen große Vorteile bietet.

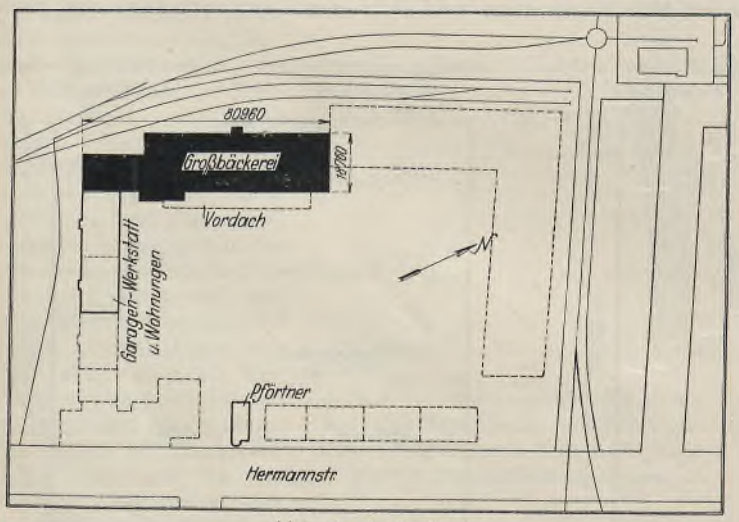


Abb. 1. Lageplan.

Nach dem Lageplan der Abb. 1 wurde die Bebauung des Geländes festgelegt. Mit dem Ausbau ist im Frühjahr 1929 begonnen, und zwar mit der Errichtung der Großbäckerei an der linken Hälfte der Eisenbahnfront und hier anschließend seitlich nach der vorderen Straßenfront zu mit Garagen, Werkstatt sowie darüberliegenden Wohnräumen. Ferner auch an der vorderen Straße mit dem Pförtner- und Wiegehause. Der weitere Ausbau für Magazine, Bürohaus usw. erfolgt später.

Über die bei der Großbäckerei anzuwendende Bauweise ist eingehend beraten worden. Man entschied sich für ein Stahlskelett. Diese Konstruktion gibt die Möglichkeit, Bauerweiterungen und Veränderungen an Gebäudeteilen jederzeit und ohne besondere Schwierigkeiten vorzunehmen, was gerade in diesem Falle von besonderer Wichtigkeit ist, da die maschinellen Einrichtungen für die Aufbereitung stellenweise durch die Decken zu führen sind. Der Hauptteil des Bäckereigebäudes ist mehrgeschossig abgestuft und mißt im Grundriß 19 × 60 m. Unter Einschluß des am linken Flügel sich anschließenden, nur 12 m breit gehaltenen Teiles hat das Gebäude eine Länge von 80 m (s. Abb. 2).

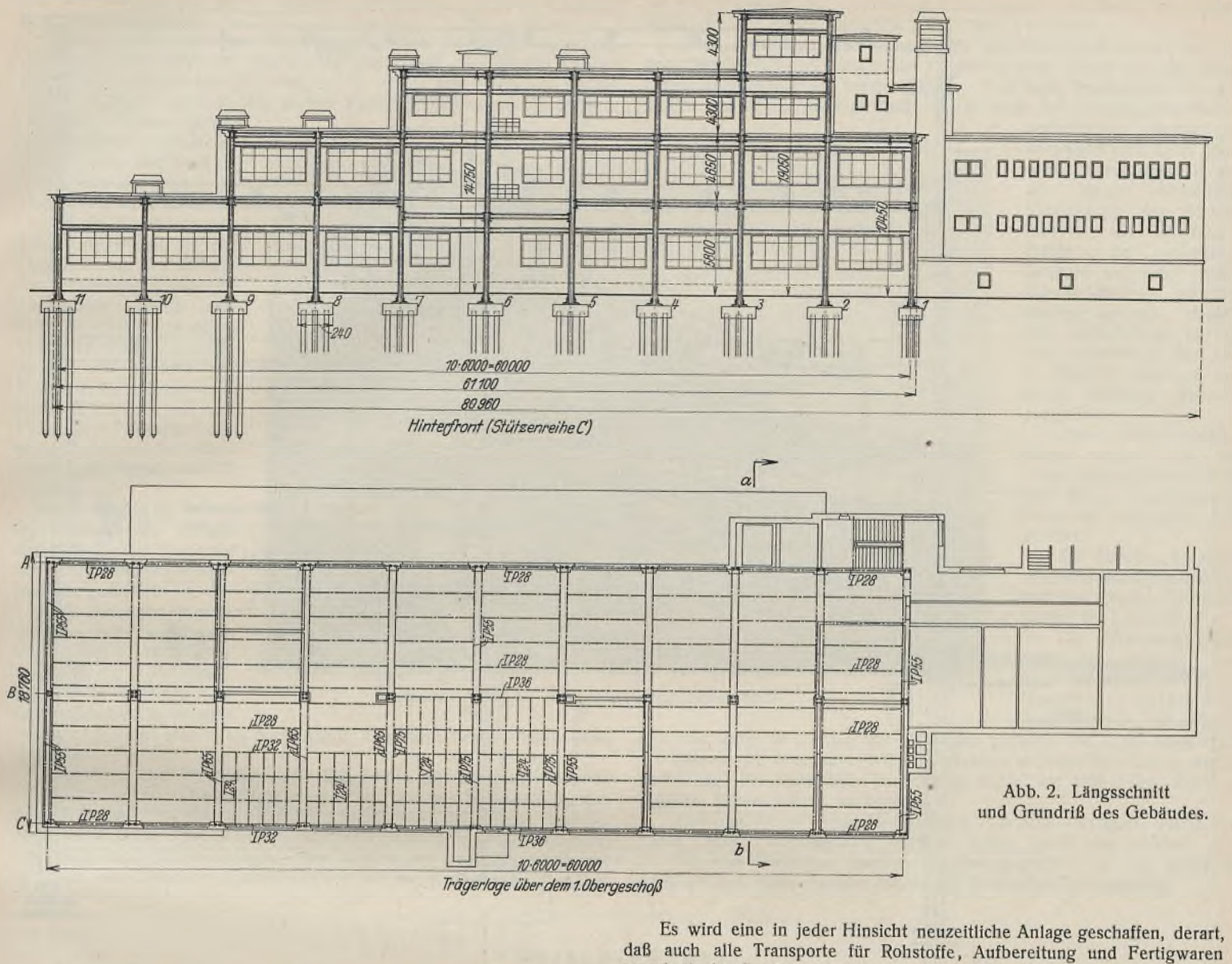


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß des Gebäudes.

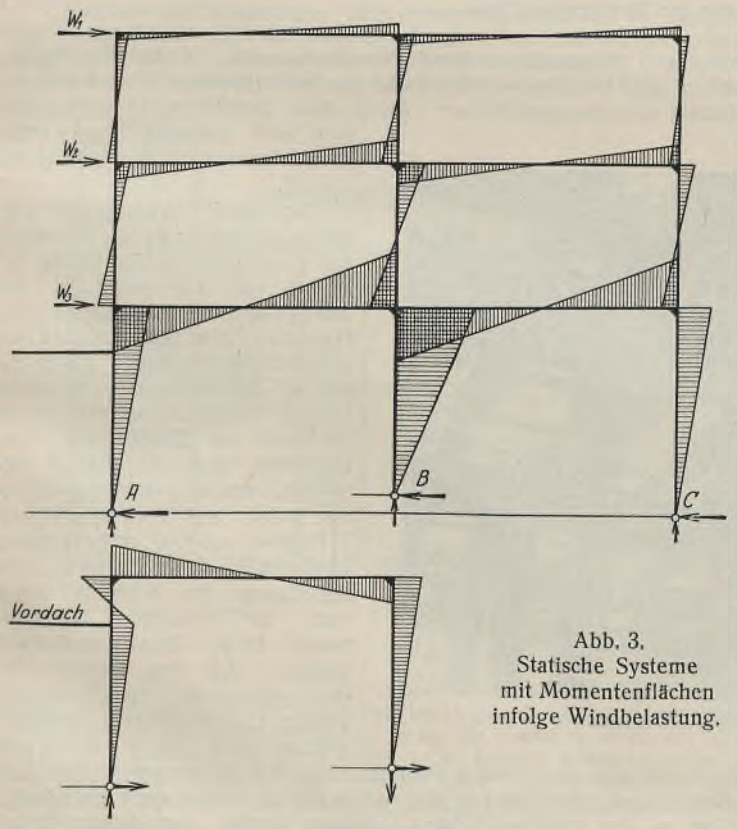


Abb. 3. Statische Systeme mit Momentenflächen infolge Windbelastung.

Es wird eine in jeder Hinsicht neuzeitliche Anlage geschaffen, derart, daß auch alle Transporte für Rohstoffe, Aufbereitung und Fertigwaren innerhalb des Betriebes — soweit es irgend möglich ist — aus wirtschaftlichen und hygienischen Gründen auf mechanischem Wege erfolgen.

Vor der Expedition, also an der Vorderfront entlang, ist in 5 m Höhe zum Schutz für das Verladen der fertigen Waren ein 5 m auskragendes Stahlkonstruktionsdach von etwa 48 m Länge mit kittloser Drahtglasverglasung vorgesehen. An der Hinterfront befindet sich ein Aufzug, mit dem die anrollenden Rohmaterialien in die oberen Geschosse zu bringen sind. Neben diesem Aufzug ist eine Nottreppe in Stahlkonstruktion angeordnet.

Der eigentliche 60 m lange und 19 m breite Bäckereibau ist in 10 Felder aufgeteilt, so daß die Entfernung der Stützen bzw. Rahmen 6 m beträgt. In der Querrichtung ist der dreireihige Stützenabstand rund 9 m (Abb. 4). Durch diese geringe Stützenanzahl sind große freie Räume geschaffen worden.

Als Gesamtdeckenbelastung ist angenommen: für den ersten Stock, an den Öfen 2,9 t/m² und sonst 1,65 t/m². Für den zweiten und dritten Stock 1,25 bzw. 0,95 t/m² und für die Dachdecke 0,55 t/m². Zur Bedingung war gemacht, das Stahlskelett für diese Belastungen auszubilden, damit es später möglich ist, die abgestuften Geschosse voll auszubauen; ferner auch, daß für die Expedition an Stelle des jetzigen Vordaches ein geschlossener Vorbau erstellt werden kann.

Die Dächer der abgestuften Geschosse wurden daher so stark ausgebildet, daß sie später für die ausgebauten Geschosse als Decke Verwendung finden können.

Für die jetzt erforderliche Entwässerung ist mittels aufgebrachten Leichtbetons genügend Gefälle geschaffen.

Die Deckenträger bestehen aus Peiner Breitflanschprofilen I P 24 bis 28, ihr Abstand ist ungefähr 1,8 m. Zwischen diesen P-Trägern sind in Abständen von etwa 0,30 m T-förmige Betonbalken verlegt, zwischen welchen gewölbte Ziegelhohlsteine in Zementmörtel mit Füll- und Estrichmaterial eingebaut wurden.

Den behördlichen Vorschriften entsprechend mußte eine Windbelastung von 75 kg/m² auf die Frontwände berücksichtigt werden. Zur Übertragung

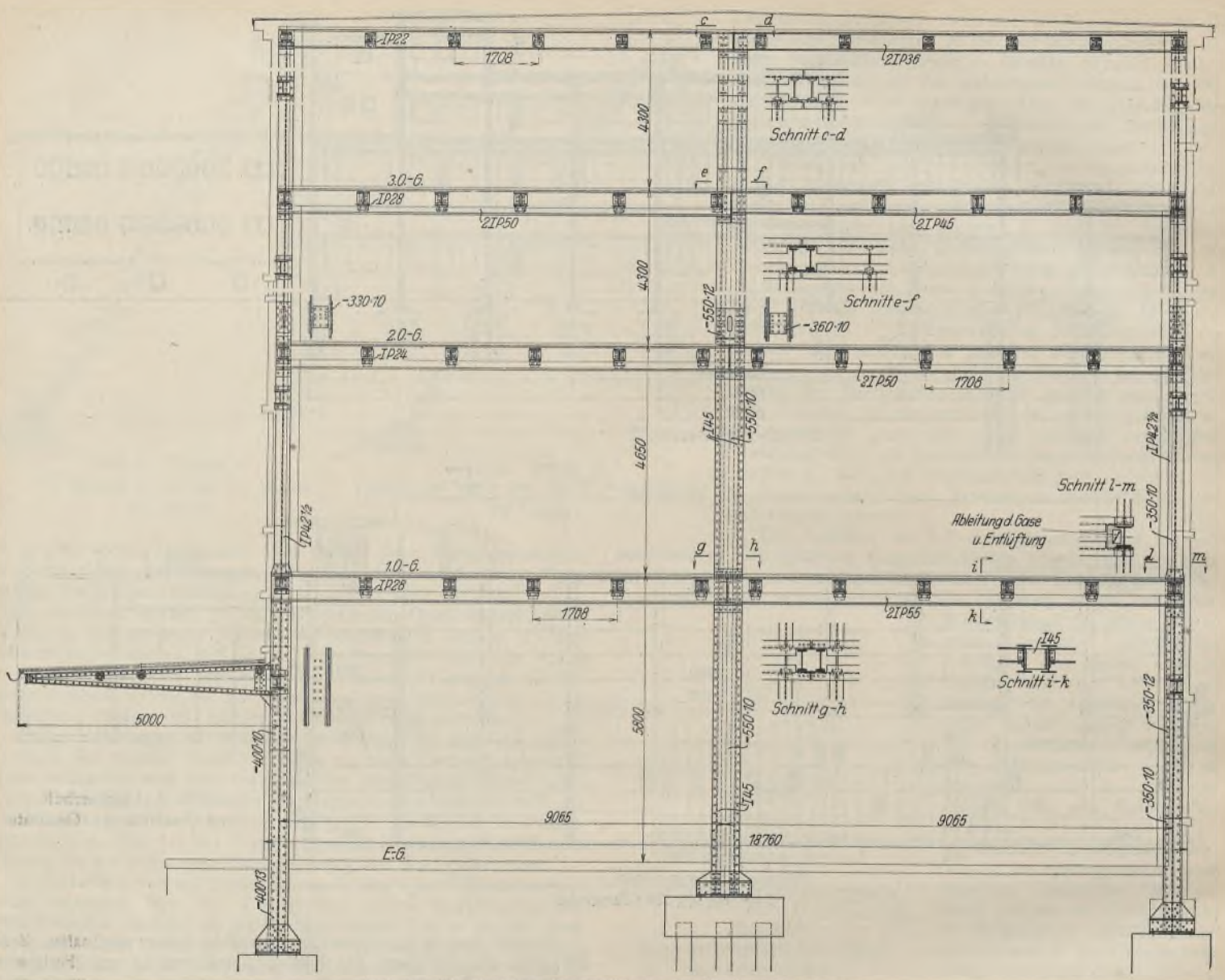


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung der Stockwerksrahmen.

dieser Windkräfte wurden die Unterzüge mit den Stützen rahmenartig verbunden, weil in diesem Falle die Stirnwände zur Aufnahme der durch die Decken abgeführten Windkräfte nicht herzugezogen werden konnten.

Zur Aufnahme der Windbelastung ist angenommen, daß hiervon die größere Mittelstütze die 0,6fache und die Außenstützen die 0,2fache Belastung erhalten. Mit Rücksicht auf die weniger guten Bodenverhältnisse ist die Konstruktion im Erdgeschoß als Gelenkrahmen ausgebildet und berechnet worden, so daß Einspannungsmomente für die Fundamente nicht zu berücksichtigen waren (vgl. Abb. 3). In den oberen Geschossen wurden eingespannte Rahmen angenommen.

Infolge der großen Belastungen ergaben sich für die Stützen und Unterzüge nicht unerhebliche Abmessungen, und zwar für die Rahmenunterzüge P-Träger je II P 55 bis 75, für die Außenstützen I P 42½ mit Platten und die mittleren Stützen je II 45 mit Plattenverstärkung. Für eine gute Versteifung der gesamten Konstruktion und zur Aufnahme der Windmomente wurde der Anschluß für die P-Träger-Unterzüge mit den Stützen durch Entfernung der halben Flansche der Unterzüge derart hergerichtet, daß die Unterzüge mit ihren Stegen an die Stützenflansche gelegt und miteinander verbunden werden konnten. Die äußeren Flanschhälften der Unterzüge wurden außerdem durch kräftige Winkel mit den Stützen zusammengeschlossen. Durch diese Verbindungsart wurde eine gute und keinerlei Raum erfordernde Eckversteifung erzielt (siehe Abb. 4).

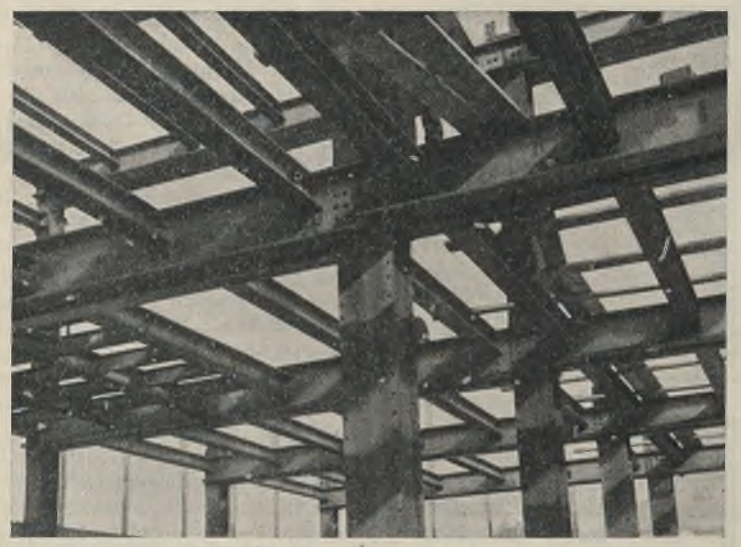


Abb. 5. Ansicht der Anschlüsse.

Aus dieser Abbildung geht auch hervor, in welcher Art die Ableitung der Gase und die Entlüftung der Räume vor sich geht. In den Außenwänden ist zwischen den Flanschen des Stützenstieles ein mit Beton verkleideter, durch die ganze Gebäudehöhe führender Schacht eingebaut, der etwa 40 cm oberhalb des Daches die Gase ins Freie führt. Hier zeigt sich wieder, wie vielseitig gerade der Skelettbau aus P-Trägern oder I-Profilen solchen Anforderungen entsprechen kann. Durch diese Anordnung der Schächte innerhalb der Flanschen ist auch kaum freier Raum verlorengegangen. An den Decken wird das Abzugrohr zwischen den beiden Unterzugträgern hindurchgeführt und hierfür waren die Ausklinkungen der inneren Flanschhälften des Stützenanschlusses dementsprechend größer vorzusehen. Ursprünglich sollten diese Entlüftungsrohre an den mittleren Stützen eingebaut werden. Aus diesem Grunde

sind die Deckenträger an der mittleren Stützenreihe beiderseits seitlich eingezogen worden.

Mit Rücksicht auf gute Wärmehaltung sind die Umfassungswände durchweg 38 cm stark zur Ausführung gekommen. In diesen Wänden sind in dem eigentlichen Bäckereigebäude Riegel aus P-Trägern verlegt worden, welche oberhalb der großen Fensteröffnungen das Mauerwerk abfangen. Ferner hat der in Deckenhöhe angeordnete Riegel außer den Deckenlasten auch das Brüstungsmauerwerk aufzunehmen.

Durch die Anordnung dieser Riegel ist in der Längsrichtung des Gebäudes gleichzeitig genügende Aussteifung erreicht worden, da hierfür besondere Verbände nicht vorgesehen waren. Im Bereich der Wasch- und Umkleideräume sind nur Deckenträger und Stützen aus P-Profilen eingebaut, während die Wände nicht durch Riegel versteift wurden.

Innen wurden die Räume der Bäckerei mit Fliesen verkleidet. Die Gebäude sind außen in Klinkermauerwerk hergerichtet.

Der Baugrund besteht aus lehmigem Sand, dann folgt scharfer und feiner Sand von etwa 7 m Mächtigkeit. In ungefähr 8 m Tiefe ergaben die Bohrungen an allen Stellen eine feste Tonschicht. Das Grundwasser steht etwa 1,3 m unter Terrain.

Aus altem Kartenmaterial wurde festgestellt, daß das jetzige Gelände vor vielen Jahren aufgeschüttet worden ist. Es war zu bedenken, daß spätere, in der Nähe dieses Geländes aufzuführende Bauten eine Senkung des Grundwasserspiegels und damit verbundene Setzungen des vorliegenden Bauwerkes herbeiführen können. Diese ungünstigen Baugrundverhältnisse bedingten eine besondere Aufmerksamkeit bei der Wahl der Gründungsart für die Aufnahme der erheblichen Belastungen. Die Lasten der Skelettkonstruktionen liegen zwischen 200 bis 400 t je Stütze.

Nach Aufstellung der Voranschläge über die verschiedenen für vorgenannte Verhältnisse möglichen Gründungsarten ergab sich die Eisenbetonpfahlgründung als die geeignetste. Eine hohe Tragfähigkeit der 9 m langen und 30 cm starken Pfähle wurde nach den vorliegenden Bodenverhältnissen errechnet und bestätigte sich beim Rammen. Bemerkenswert war die hierbei eintretende Verdichtung des Bodens, insofern, als die letzten Pfähle der einzelnen Gruppen nur unter großen Schwierigkeiten gerammt werden konnten, obwohl eine Dampframme mit direkt wirkendem Bär von 55 Zentnern Gewicht und 15 m Fallhöhe Verwendung fand.

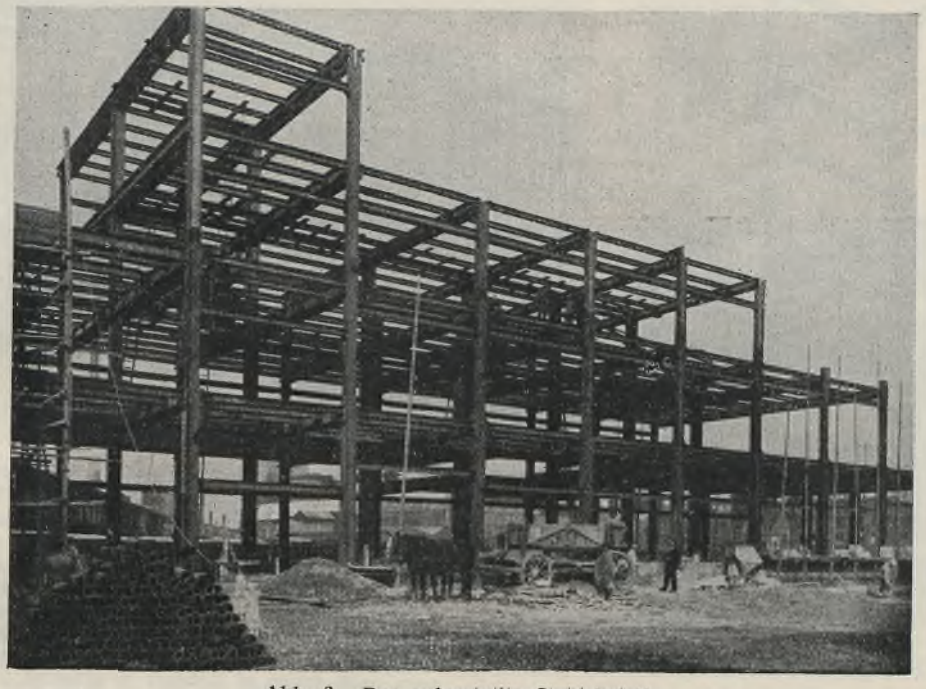


Abb. 6. Das aufgestellte Stahlskelett.

Diese Fundierungsarbeiten wurden von der Firma Drenckhahn & Sudhop AG., Braunschweig, innerhalb 4 Wochen ausgeführt.

Die Abb. 5 u. 6 zeigen Konstruktionseinzelheiten und das aufgestellte Stahlskelett im Lichtbild.

Die Stahlskelettlieferung im Gewicht von etwa 650 t wurde der Firma Gasometer-Wilke AG., Braunschweig, übertragen und von dieser in der Zeit von 9 Wochen geliefert und fertig aufgestellt.

Die von der Gasometer-Wilke aufgestellte statische Berechnung wurde im Auftrage der zuständigen Baubehörde durch Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. Möller, Braunschweig, nachgeprüft.

Von der Firma Wener & Pfleiderer, Cannstatt-Stuttgart, sowie der Firma „Miag“, Braunschweig, wird die innere Einrichtung geliefert.

Für den Skelettbau wurden die Maurerarbeiten von der Baufirma Architekt und Maurermeister Hansen in Braunschweig ausgeführt.

Verschiedenes.

Neubau der Hamburger Müllverbrennungsanstalt in Tiefstack. Ein Beispiel dafür, wie die Bauweise in Stahl heute immer mehr bevorzugt wird, gibt der Neubau der Müllverbrennungsanstalt in Tiefstack, welchen der Hamburger Staat als Stahlskelettbau ausführen ließ. Abb. 1 zeigt die Anordnung der Haupttragkonstruktion, eines dreischiffigen Hallenbaues. Die Länge beträgt rd. 59 m, die Breite rd. 41 m, die Höhe 24 m; der Turmbau hat 29 m Höhe. Die Anlage ermöglicht eine Erweiterungsfähigkeit östlich vom Turmbau durch einen symmetrisch hierzu gelegenen Flügelbau. Die Hauptbestandteile des Gebäudes sind, wie aus dem Querschnitt von Abb. 1 ersichtlich: das Bunkerhaus, welches das mit Kippwagen angefahrene Müll aufzunehmen hat, sowie das Kesselhaus und dazwischen das Ofenhaus, dessen Dachbinder zwischen Bunker- und Kesselhaus eingehängt sind.

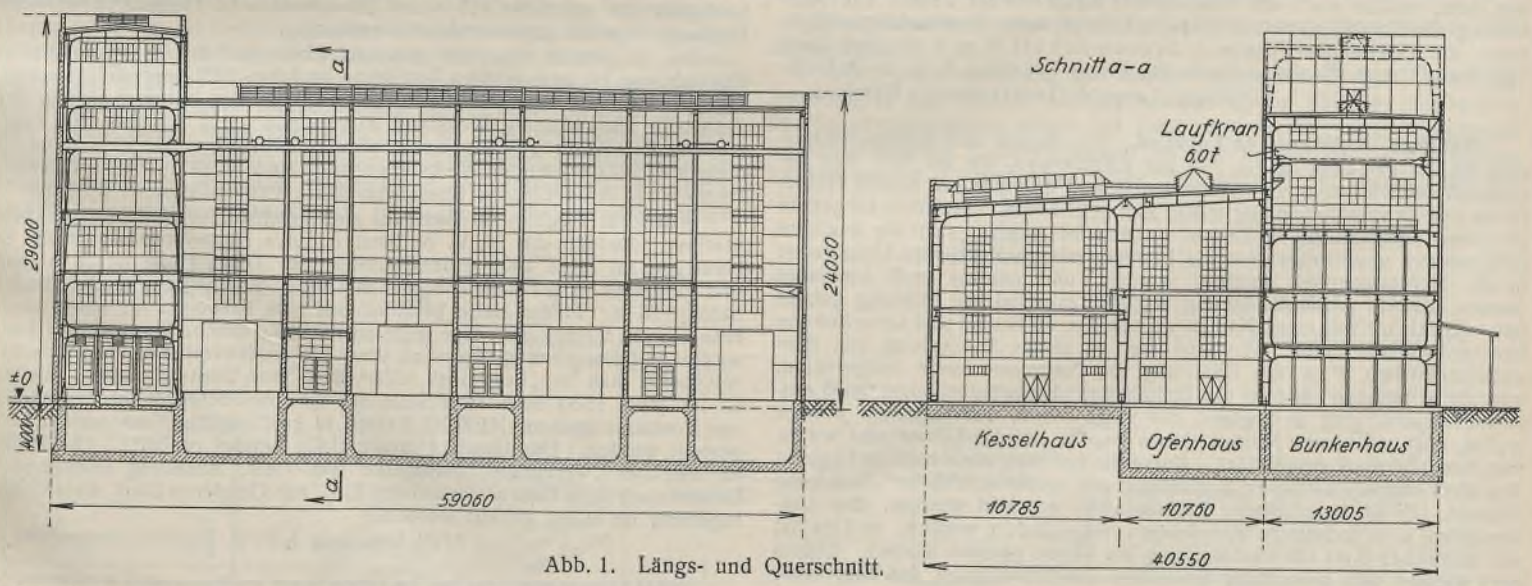


Abb. 1. Längs- und Querschnitt.

Zur Beurteilung der Konstruktion ist es wesentlich, daß das Gebäude besonders starken Erschütterungen ausgesetzt ist, und zwar durch die dauernd arbeitenden drei Laufkräne, welche mit ihren Greifern das Bunkerhaus überstreichen, durch zwölf in ständiger Schwingung befindliche Schüttelrinnen, welche zur Zerkleinerung des Mülls dienen, und schließlich

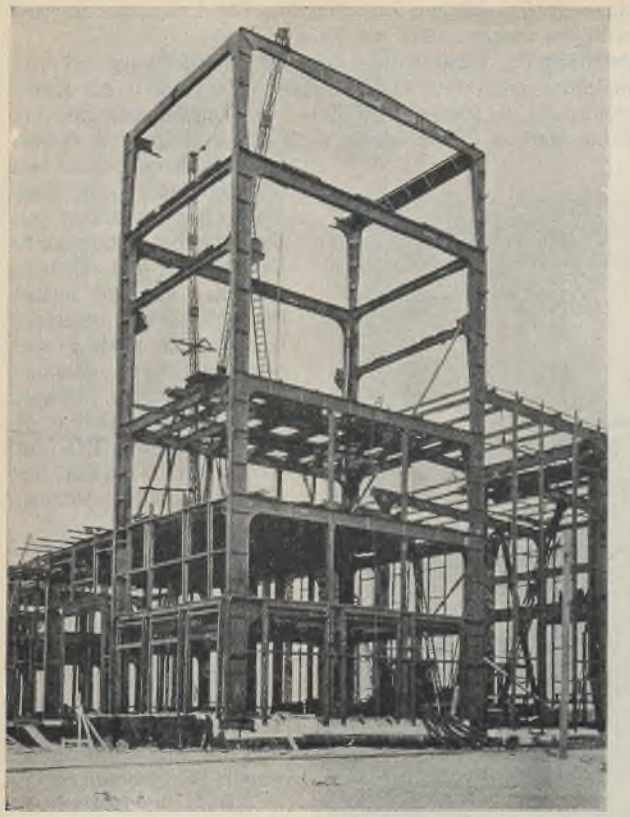


Abb. 2. Stockwerksrahmen des Turmes.

durch die rotierende Bewegung von Gebläsemaschinen. Die Verfasser des Entwurfes und die ausführenden Firmen waren daher vor die Aufgabe gestellt, bei strengster Einhaltung aller wirtschaftlichen Forderungen eine Konstruktion zu liefern, die durch besonders solide Ausführung diesen Erschütterungen gewachsen ist. Dies wurde schon im generellen Entwurf dadurch berücksichtigt, daß Bunkerhaus und Kesselhaus jedes für sich standsicher ausgebildet wurden, damit sich für die Erschütterungen möglichst geringe Übertragungsmöglichkeiten ergeben. Der eingehängte Ofenhausbinder ist hierbei an den Rahmenpfosten des Bunkerhauses beweglich gelagert. Jeder Binder ist als Rahmen ausgebildet, so daß unter Vermeidung schräger Überschneidungen besondere Windverstrebungen nicht erforderlich sind. Der Winddruck auf die Giebelwände wird von dem Turmbau aufgenommen, dessen Längswände ebenfalls als Stockwerkrahmen ausgebildet sind. Abb. 2 zeigt die Turmrahmen im Lichtbild.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion, welche fertig aufgestellt in Abb. 3 ersichtlich ist, beträgt etwa 1000 t. Die Aufstellung dauerte acht Wochen.

Die Bauleitung lag bei der Hamburger Baubehörde; ihr zur Seite stand beratend die Lurgi-Gesellschaft für Wärmetechnik m. b. H., Frankfurt/Main, welche auch die Vorentwürfe ausgearbeitet hatte. Die Ausführung der Stahlkonstruktion einschließlich statischer Bearbeitung erfolgte durch die Hamburger Firmen J. Jansen Schütt G. m. b. H. und Carl Spaeter G. m. b. H., sowie durch die Firma Flender A.-G. in Benrath.

Dipl.-Ing. Leopold Gerstenberg, Hamburg.

Stahlbau-Forschung in England. Die Regeln des Bauens stützten sich bis vor gar nicht langer Zeit auf Erfahrungen, die auf dem Bau gesammelt worden waren; zu wissenschaftlicher Forschung auf diesem Gebiet ist es erst in verhältnismäßig später Zeit gekommen. Trotzdem ist gerade im Eisen- und Stahlbau zu Zeiten, wo man bei weitem nicht die heutigen Erfahrungen, geschweige denn die heutigen wissenschaftlichen Grundlagen besaß, Hervorragendes geleistet worden, und neidlos muß anerkannt werden, daß in dieser Beziehung England zunächst die Führung gehabt hat. Es sei, um nur einen Namen zu nennen, an Brunel und seine kühnen Brückenbauten erinnert. England hat an seiner Anschauung von dem ausschließlichen Wert der Erfahrung im Bauwesen lange festgehalten, und als in anderen Ländern die Technischen Hochschulen schon hoch entwickelt waren, ging in England der junge Mann, der Ingenieur werden wollte, noch zu einem Meister seines Faches „in die Lehre“ und wurde von ihm praktisch ausgebildet. Nunmehr hat man aber auch in England den Wert wissenschaftlicher Vorbildung und wissenschaftlicher Forschung erkannt. Es sind technische Lehranstalten errichtet worden, den Universitäten sind technische Abteilungen angegliedert worden, und es ist ein staatliches Amt für Bauforschung ins Leben gerufen worden. Dieses Amt widmet sich neuerdings besonders der Erforschung des Stahlbaus. Die Anregung dazu ist von der British Steelwork Association ausgegangen, einem Verband, in dem geradezu alle Erzeuger und Verbraucher von Formeisen zusammengeschlossen sind. Dieser Verband hat sich bereit erklärt, fünf Jahre lang die Hälfte der Kosten für die zur Erforschung des Stahlbaus nötigen Versuche zu tragen. Zur Durchführung der Aufgabe ist ein Ausschuß eingesetzt worden, in dem der genannte Verband, die

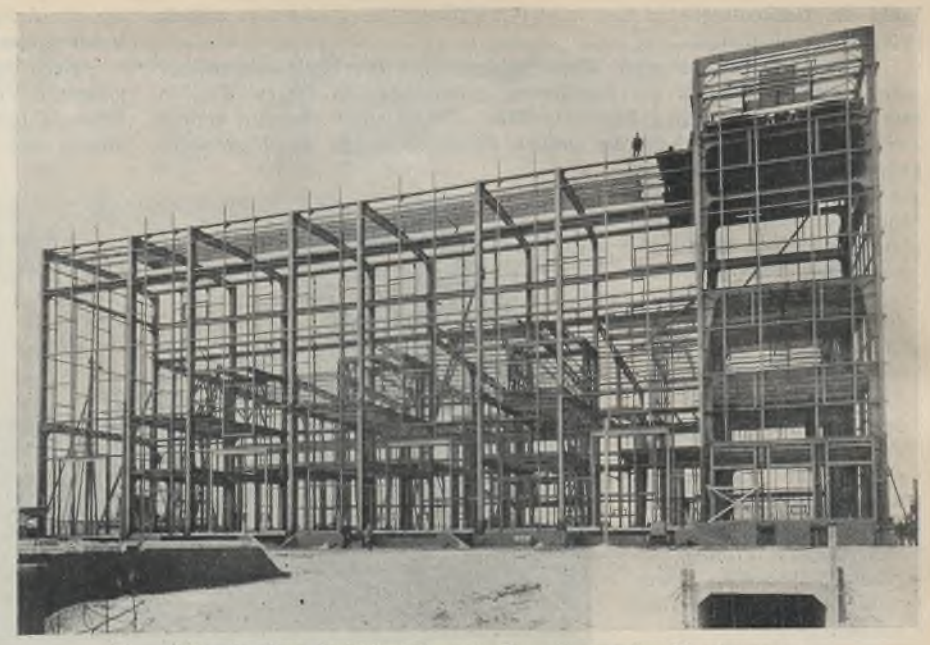


Abb. 3. Das Stahlskelett nach Beendigung der Montage.

Gesellschaft der Bauingenieure und das staatliche Amt für wissenschaftliche und gewerbliche Forschung vertreten sind. Als Aufgabe ist gestellt, die gegenwärtig anerkannten Verfahren und Vorschriften für den Entwurf von Stahlbauten einschließlich der Brücken zu überprüfen, sowie die Anwendbarkeit neuerer Theorien auf solche Entwürfe zu erörtern und daraus die Folgerungen zu ziehen, die zu besseren und wirtschaftlicheren Entwürfen führen können; es werden daraufhin Richtlinien aufzustellen sein, nach denen in Zukunft zu arbeiten ist. Die Versuche werden zum Teil im Amt für Bauforschung, zum Teil in den Prüffeldern der Universitäten ausgeführt werden. Die Mitglieder des Stahlverbandes werden ihre Einrichtungen zur Verfügung stellen, in denen Bauteile und Baulieder in wahrer Größe auf ihr Verhalten unter Belastung geprüft werden können. Chemische Untersuchungen sollen mit den Festigkeitsprüfungen Hand in Hand gehen. Die Versuche werden einige Jahre in Anspruch nehmen; sie werden als das Gründlichste angesehen, was bisher auf diesem Gebiete unternommen worden ist. Engineering, das über diesen Plan an Hand des Jahresberichts des Amtes für Bauforschung berichtet, gibt zu, daß man in Deutschland und in den Vereinigten Staaten schon derartige Forschungen angestellt hat, aber selbst diese Untersuchungen gehen der Zeitschrift nicht weit genug, und sie haben nach ihrer Ansicht noch nicht zu endgültigen Ergebnissen geführt. Namentlich sollen augenscheinlich durch die in Aussicht genommenen Arbeiten neue Unterlagen für das Maß der Sicherheit bei Stahlbauten gewonnen werden. Geheimrat Wernekke.

Zuschrift zu dem Aufsatz „Schweißung im Stahlbau 1929“, Heft 14, 1930, Seite 160.

Zu diesem Aufsatz des Herrn Dipl.-Ing. Bondy gestatte ich mir bezüglich der auf Seite 165 unter „Hochbauten in Holland“ erwähnten Gebäude folgende ergänzenden Bemerkungen:

Die in diesem Abschnitt genannte Halle auf der Zeche Juliain in Eygelshoven ist zum größten Teil schon im Jahre 1927 hergestellt worden. Eine ausführliche Veröffentlichung über diesen Bau befindet sich in der Zeitschrift „Bouwkundig Weekblad Architectura“ vom 14. Juli 1928 (vgl. meinen Aufsatz in „de Ingenieur“ vom 6. IV. 1929 unter 20 j). Die in diesem Aufsatz erwähnten Werkstattgebäude sind durch die Firma Heemaf-Hengels für ihren eigenen Betrieb im Jahre 1928 hergestellt worden.

Weiterhin möchte ich noch auf eine geschweißte Halle aufmerksam machen, die für die N. V. W. Smit & Co.'s Transformatorenfabrik in Nymegen im Jahre 1929 erbaut worden ist. Diese Halle ist 56 m lang und eingeteilt in 8 Felder von je 7 m Länge. Die Stützweite der Binder beträgt 20 m. In der Halle befindet sich eine Kranbahn für einen Laufkran von 15 t Tragkraft. Eine sehr ausführliche Beschreibung dieses Bauwerkes mit Berechnung, Angaben über Elektrodenverbrauch und Arbeitszeit findet man im „Laschboek 1930“ der Firma Smit-Nymegen. Weiter ist im Jahre 1930 noch eine Halle für die „Maatschappy tot Exploitatie van Kooksovengassen“ MEKOG-Velzen in geschweißter Konstruktion hergestellt worden. Das Gewicht dieser Halle beträgt rd. 350 t. Die Halle ist von der „Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Abteilung Dortmunder Union“ nach dem Entwurf des Herrn E. A. van Genderen Stort, Beratender Ingenieur im Haag, gebaut worden.

Civil-Ingenieur J. F. W. Burkij, Rotterdam.

INHALT: Der Fußgängersteg über das östliche Becken des Rheinauhafens in Mannheim. — Neue Fördergerüst-Konstruktionen. — Neubau einer Großbäckerei in Stahlskelett für den Allgemeinen Konsumverein, Braunschweig. — Verschiedenes: Neubau der Hamburger Müllverbrennungsanstalt in Tiefstack. — Stahlbau-Forschung in England. — Zuschrift zu dem Aufsatz „Schweißung im Stahlbau 1929“.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 3. Oktober 1930 | Heft 20

„DER STAHLBAU" darf wohl mit Recht von sich sagen, daß er die Arbeit, die einst die Zeitschrift „Der Eisenbau" begonnen, mit Erfolg wieder aufgenommen hat, die wissenschaftliche und wirtschaftliche Entwicklung der Stahlbauweise zu verfolgen und zu fördern. Um die Arbeit für den „Stahlbau" auf eine noch breitere Grundlage zu stellen, ist Herr Professor Rein, Breslau, am 1. Oktober d. J. in die Schriftleitung eingetreten.

Die Schriftleitung.

Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen mit geschweißten und genieteten Stabverbindungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **A. Bühler**, Dipl.-Ing., Sektionschef für Brückenbau b. d. S. B. B.

A. Einleitung.

Herr Professor H. Kayser hat im Heft 13, Jahrgang 1930, dieser Zeitschrift über das Zusammenwirken von Nietung und Schweißnähten bei Stabverbindungen berichtet, die ergeben, daß diese, ihrem Wesen und ihrer Herstellung nach so grundverschiedenen Mittel beinahe im gleichen Maße ausnützbar wären. Leider ist dem nicht ganz so, wie aus den nachfolgenden Ausführungen hervorgehen wird. Hierbei schicken wir folgendes voraus:

Die rasche Verbreitung, welche die elektrische Schweißung angenommen hat, und insbesondere die erfolgreiche Anwendung bei Stahlkonstruktionen verschiedenster Art, hatten uns bereits im Jahre 1925 veranlaßt, die Frage zu prüfen, ob das Verfahren auch bei Brückenverstärkungen mit Vorteil angewendet werden könnte. Wir hatten zunächst diejenigen Fälle im Auge, wo an sich meistens ausreichend bemessene Konstruktionsglieder ungenügende Nietverbindungen und Nietanschlüsse aufweisen. Die Behebung dieses Mangels durch Auswechseln der Nieten und Verdichten derselben ist mindestens eine kostspielige Maßnahme, öfters aber zudem schwer ausführbar und von zweifelhafter Wirkung. Zu den letzteren Fällen zählen die häufig vorkommenden, unzureichenden Stoßdeckungen in Gurtungen. Es lag nahe, zu versuchen, durch elektrische Schweißung von Stoßfugen und stirnseitige Schweißung von Decklaschen und Zusatzplatten eine einfach auszuführende Verstärkung herbeizuführen, sofern die Wirksamkeit solcher Maßnahmen einwandfrei hätte erwiesen werden können. Zu diesem Zwecke nahmen wir Versuche an Zugstäben in Aussicht, bei denen Nieten und elektrische Schweißnähte gleichzeitig an der Kraftübertragung beteiligt wurden. Das Programm wurde so angelegt, daß die Versuchsstäbe der in Aussicht genommenen Anwendung möglichst entsprachen. Soweit uns bekannt war, lagen damals noch keine Berichte über Versuche dieser Art in größerem Umfange vor. Wohl waren reine Schweißverbindungen in den verschiedensten Anwendungsmöglichkeiten erprobt worden, in der Absicht, Anhaltspunkte zu gewinnen, wie die Nietarbeit überhaupt durch Schweißung entbehrlich gemacht oder ersetzt werden könnte. Im Gegensatze hierzu sollten unsere Versuche zunächst den Zweck verfolgen, Nietverbindungen unverändert bestehen zu lassen und durch zusätzliche Schweißnähte die Stabverbindung als Ganzes leistungsfähiger zu gestalten.

Ist schon die Erkenntnis der Arbeitsweise bei der einfachen Nietverbindung ein schwer zu lösendes Problem, so dürfte das Zusammenwirken von Nietung und Schweißung einer eingehenden theoretischen Behandlung überhaupt verschlossen sein und bleiben. Für die ersten praktischen Bedürfnisse erachteten wir Aufschlüsse über die summierte Wirkung der beiden Verbindungsmittel als ausreichend und in diesem Sinne ist das Programm auch in der Hauptsache angelegt worden. Während der Erprobung wurden allerdings auch Dehnungsmessungen, Bestimmung der Gleitungen, sowie Spannungsmessungen durchgeführt, um über die einzelnen Lastanteile nähere Aufschlüsse zu erhalten. Die Herstellung der Probestäbe, zunächst 11 Stück mit zwei, zur Einspannung der Probestäbe in eine Werdersche Zerreißmaschine dienenden Kopfstücken, erfolgte durch die Firma Löhle & Kern in ihrer Werkstatt Kloten. Für das Schweißen mit den Quasi-Arc-Elektroden wurde vom Generalvertreter, Ingenieur Ammann, eine Instruktion zu Händen des Schweißers der ausführenden Werkstätte abgegeben. Die Güte der Schweißnähte konnte als normal bezeichnet werden, wobei jedoch das Volumen des Schweißgutes knapp die vorgeschriebene Füllung der Kehle ergab und die ebenfalls vorgeschriebene, etwas gewölbte Form im allgemeinen nicht erreicht wurde.

B. Erste Versuchsreihe.

Diese Versuche wurden mit 11 Probestäben vom 4. bis 6. Februar 1925 durchgeführt.

Neben der Feststellung der Bruchbelastung wurde der Verlauf der Spannung in den Laschen und der Ausweitung der Stoßfuge beobachtet. Die Spannungsmessung wurde mit zwei gegenüberliegenden Spannungsmessern Okhuizen (2 cm Meßlänge) an den Kanten der nach oben gekehrten Lasche vorgenommen. Die Beobachtung der Ausweitung der

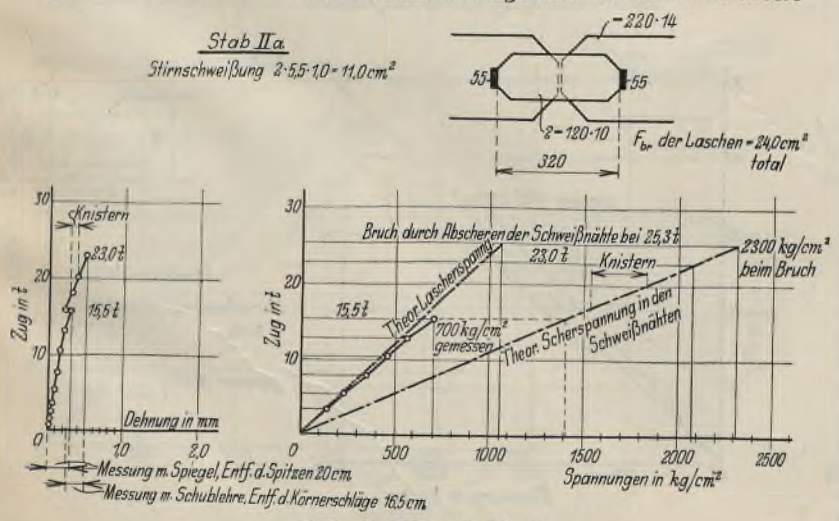


Abb. 1. Versuch Nr. 1.
Verbindung durch einfache Stirnschweißung an den Laschenenden.

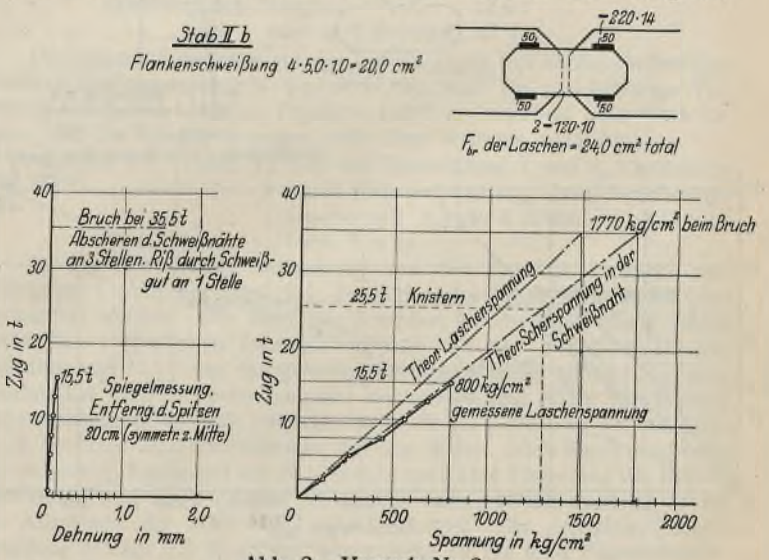


Abb. 2. Versuch Nr. 2.
Verbindung durch einfache Flankenschweißung an den Laschen.

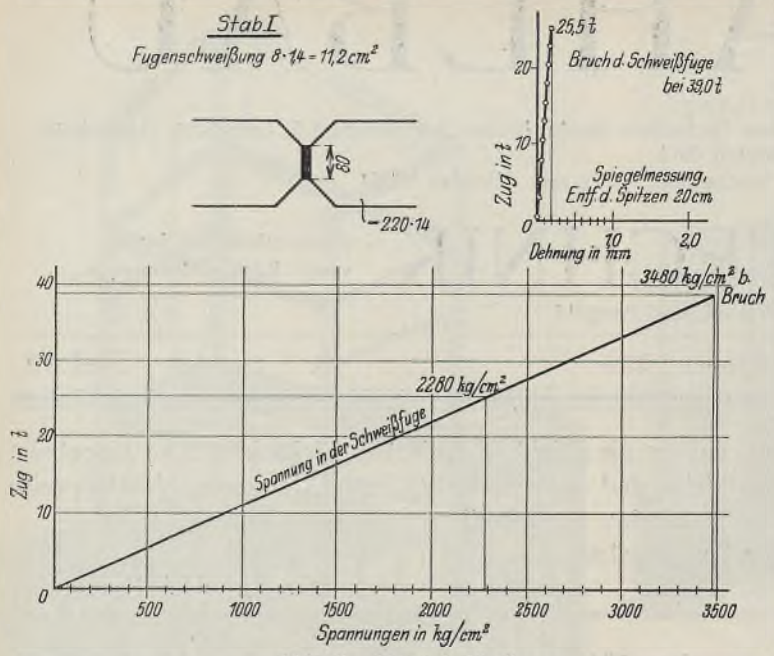


Abb. 3. Versuch Nr. 3.
Verbindung mit Fugenschweißung ohne Verdickung.

Stoßfuge geschah mit 2 Spiegelmeßapparaten, die einander gegenüberliegend auf den Kanten der Stabstücke aus Flachstäben 220 · 14 aufgesetzt wurden. Die Ablesungen erfolgten innerhalb der Ablesungsgenauigkeit der Meßanordnung. Bei den meisten Probestäben wurden nach dem Eintreten großer Formänderungen die Beobachtungen durch Messung mit einer Schublehre weitergeführt.

Versuch Nr. 1 mit Stab IIa, Verbindung durch einfache Stirnschweißung an den Laschen-Enden (Abb. 1), und

Versuch Nr. 2 mit Stab IIb, Verbindung durch einfache Flankenschweißung an den Laschen (Abb. 2):

Bei beiden Versuchen war die Ausweitung der Fuge, die im wesentlichen auf der Längenänderung der Laschen allein beruht, bis an das Ende der Spiegelmessung, bei 15,5 t Belastung, fast vollständig elastisch, indem die Beanspruchung der Laschen noch innerhalb der Elastizitätsgrenze lag und weil in den Schweißnähten noch keine Lockerung des Gefüges stattfand. Das Maß der Fugenausweitung war beim Stab IIa wesentlich größer als beim Stab IIb, entsprechend der Streckung der Lasche von einer Stirnkante bis zur anderen. Ein Unterschied bestand auch in der Beanspruchung der Laschen. Die gemessene Kantenspannung entsprach beim Stab IIa befriedigend der theoretischen Durchschnittsspannung; beim Stab IIb war dagegen die gemessene Kantenspannung 20 bis 25 % größer als die theoretische. Die Erklärung ergibt sich aus der Flankenschweißung der Laschen beim Stab IIb, die die Lastübertragung längs der Kante begünstigt.

Die Bruchfestigkeiten der Schweißnähte, bezogen auf die Flächeneinheit der Stirnkante bzw. Seitenkante der Laschen, betrugen

$\beta_s = 2{,}30$ t/cm² für die Stirnschweißnaht,
$\beta_f = 1{,}77$ „ für die Flankenschweißnähte,

so daß das Verhältnis sich zu $\frac{\beta_f}{\beta_s} = 0{,}77$ ergibt.

Bei beiden Versuchen war unter einer Belastung, welche übereinstimmend rd. das 0,7fache der Bruchlast betrug, ein knisterndes Geräusch deutlich vernehmbar gewesen. Die Ursache liegt in dem Beginn der Gefügelockerung der Schweißnähte. Der Eintritt des Bruches kann also nicht als ein plötzlicher bezeichnet werden, indem Anzeichen vorher bemerkbar waren.

Versuch Nr. 3 mit Stab I, Verbindung mit Fugenschweißung ohne Verdickung (Abb. 3):

Die Fugenausweitung erfolgte proportional der Belastung und war vollständig elastisch, soweit die Beobachtung mit den Spiegelmeßapparaten ausgedehnt werden konnte. Der Bruch trat bei $P = 39{,}0$ t ein, woraus die Bruchbeanspruchung der Fugenschweißnaht sich zu $\beta = 3{,}48$ t/cm² ergibt.

Versuch Nr. 4 mit Probestab 2, einfache Nietverbindung mit 2 doppelschnittigen Nieten $\phi = 18$ mm (Abb. 4).

Die Spannungsmessung auf der Lasche ergab für die gemessenen Randfasern wesentlich kleinere Spannungen, als dem theoretischen Wert für gleichförmige Verteilung entsprechen würde. Die näher an der Nietlinie gelegenen Teile der Laschen müssen dementsprechend stärker beansprucht gewesen sein.

Die Ausweitung der Fuge war im wesentlichen nur abhängig von der Streckung der Lasche und den möglichen Veränderungen in der Nietverbindung. Da die Beanspruchung der Lasche im Bereiche der Spiegelmeßbeobachtungen nur gering war, darf angenommen werden, daß die Störungen im Dehnungsdiagramm, in bezug auf die Proportionalität zwischen Belastung und Fugenausweitung, durch Veränderungen in der Nietverbindung hervorgerufen wurden. Insbesondere müssen bleibende

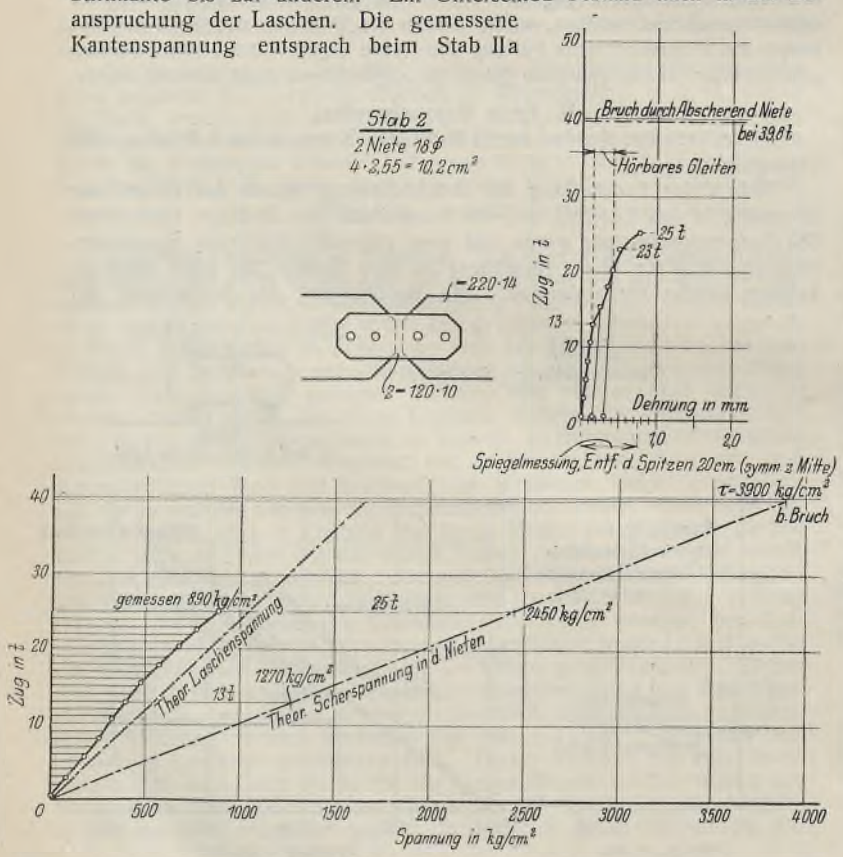


Abb. 4. Versuch Nr. 4.
Einfache Verbindung mit zwei doppelschnittigen Nieten.

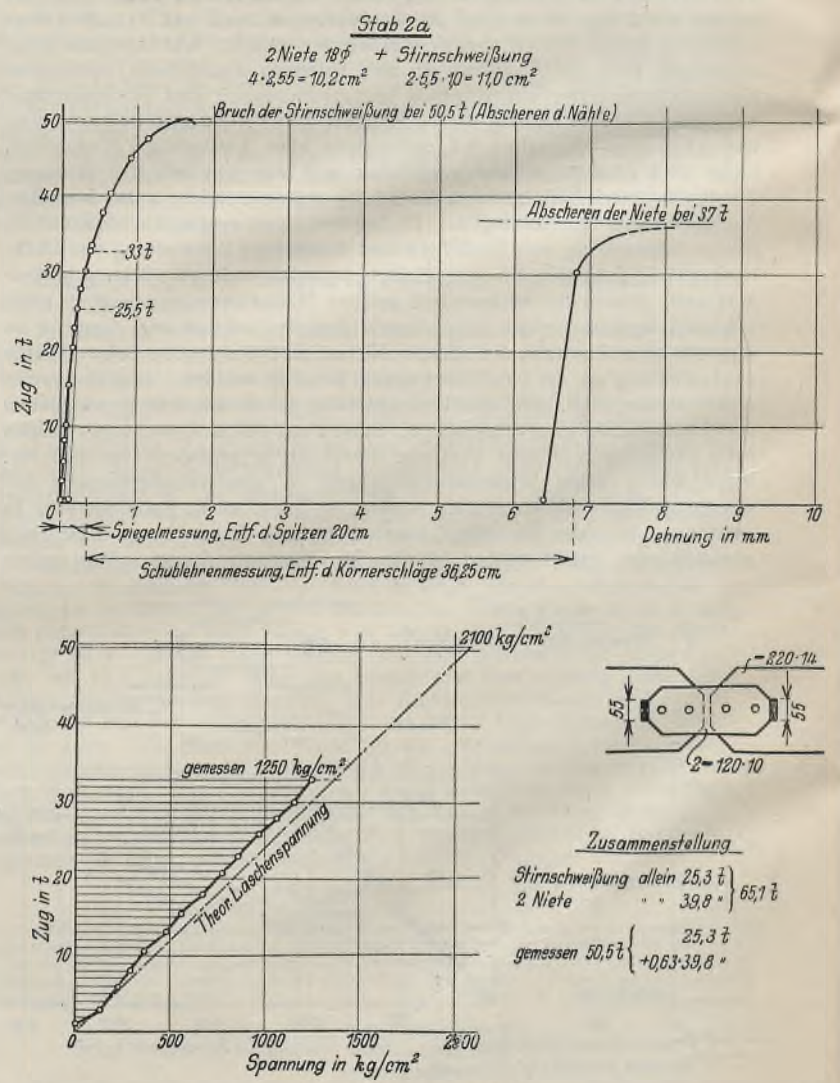


Abb. 5. Versuch Nr. 5.
Verbindung mit doppelschnittigen Nieten und Stirnschweißung.

Fugenausweitungen auf Verschiebungen zwischen den Laschen und den Stabteilen beruhen. Dies als zutreffend vorausgesetzt, ist bei $P = 13$ t, entsprechend $\tau_G = 1{,}27$ t/cm² Scherspannung der Nieten, ein stärkeres Gleiten eingetreten. Dasselbe kam nicht mehr zum Stillstande und war auch deutlich wahrnehmbar an dem charakteristischen Geräusch bis zu $P = 20{,}5$ t. Bei $P = 23$ t ($\tau_s = 2{,}25$ t/cm²) ging das Gleiten in starke Bewegung über; es dürfte dieser Punkt etwa als Streckgrenze der Nietverbindung bezeichnet werden können.

Der Bruch erfolgte durch Abscheren der Nieten bei $P = 39{,}8$ t ($\tau_\beta = 3{,}90$ t/cm²).

Es ergibt sich also:

Beginn des Gleitens bei $\tau_G = 1{,}27$ t/cm², $\tau_G/\tau_\beta = 0{,}33$

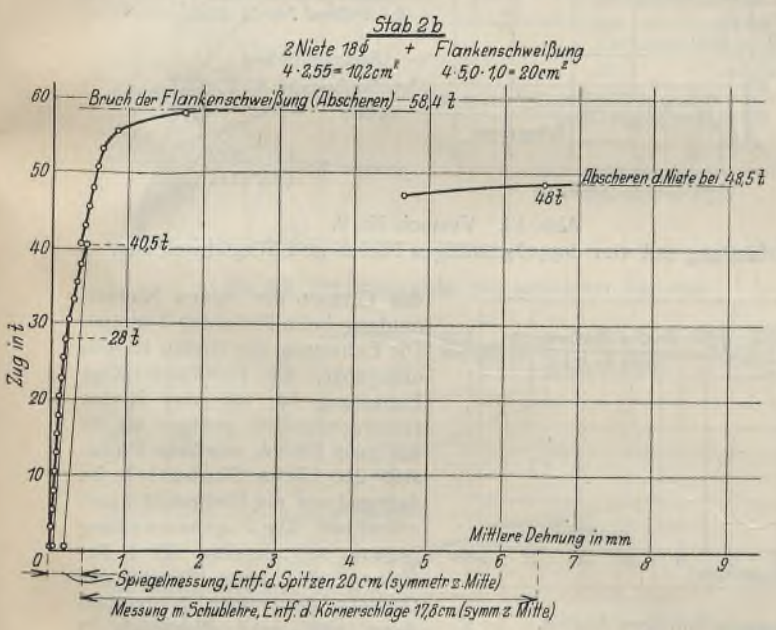
Streckgrenze der Verbindung $\tau_s = 2{,}25$ t/cm², $\tau_s/\tau_\beta = 0{,}58$.

Versuch Nr. 5 und 6 mit den Probestäben 2a und 2b, Verbindung durch 2 Nieten $\phi = 18$ mm, dazu Stirnschweißung, bzw. Flankenschweißung der Laschen, (Abb. 5 u. 6):

Über das Zusammenwirken der Nieten und der Schweißnähte geben die Diagramme der Fugenausweitungen einen gewissen Aufschluß. Der Eintritt des ersten Gleitens ist verzögert, der Verlauf langsamer unter Aufwendung größerer Belastungen als bei der reinen Nietung. Der Beginn des Gleitens dürfte durch folgende Belastungen gekennzeichnet sein:

Probestab 2a (mit Stirnschweißung)
bei 25,5 t, d. h. bei der 1,9fachen,
Probestab 2b (mit Flankenschweißung)
bei 28,0 t, d. h. bei der 2,1fachen
Belastung des Probestabes 2, der nur genietet war.

Diese Behinderung des Gleitens, insbesondere die Verzögerung des Eintritts derselben, kann als Merkmal eines in den ersten Belastungszuständen guten Zusammenwirkens von Nietung und Schweißung angesehen werden. Aus dem Verlauf der Diagramme darf also der Schluß gezogen werden, daß ein Zusammenwirken schon von Anfang an stattfindet und die Nietung auch bei kleinen Belastungen durch die Schweißung eine Entlastung erfährt.



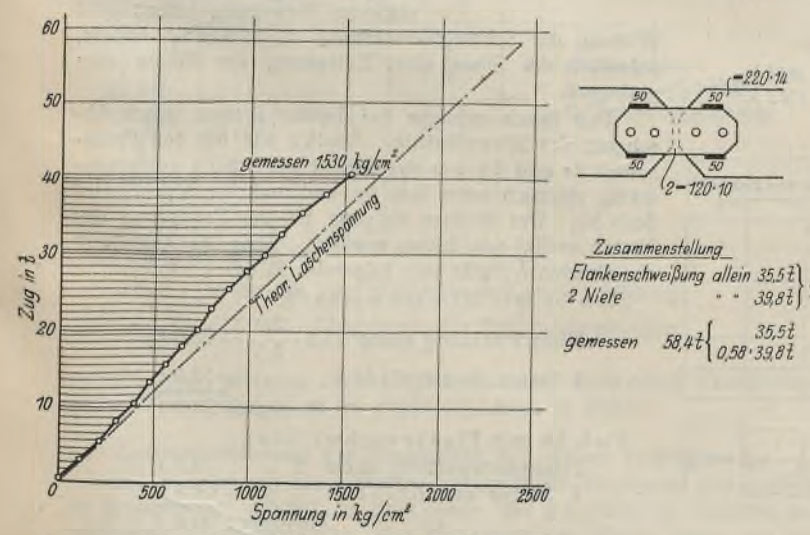
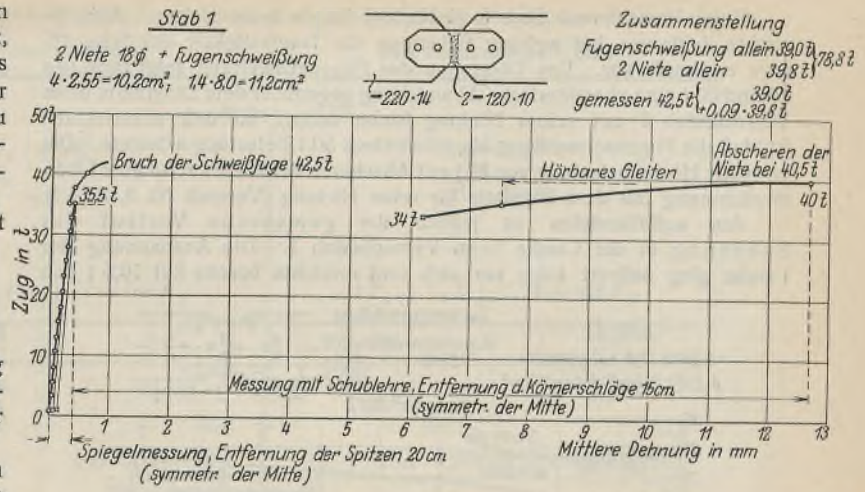


Abb. 6. Versuch Nr. 6.
Verbindung mit zwei doppelschnittigen Nieten und Flankenschweißung.



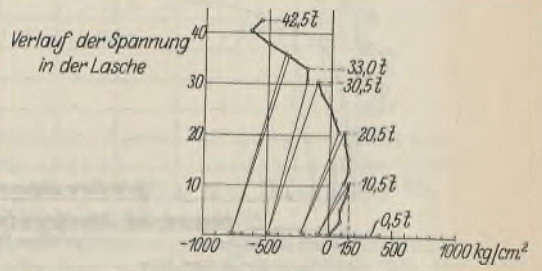


Abb. 7. Versuch Nr. 7.
Verbindung mit zwei doppelschnittigen Nieten und Fugenschweißung.

Der Bruch erfolgte bei beiden Proben durch Abscheren der Schweißnähte; der Eintritt war verhältnismäßig plötzlich bei Stab 2a, mehr verzögert bei Stab 2b. Unmittelbar anschließend stellte sich unter Abfall der Belastung eine starke Ausweitung der Fuge ein, welche als die Auswirkung der bisher zurückgehaltenen Verschiebung in der Nietverbindung anzusehen ist. Hierbei erfolgte indessen keine Zerstörung der Nieten, sondern es bedurfte hierzu noch einer weiteren beträchtlichen Arbeitsleistung der Maschine. Der Bruchvorgang wird augenscheinlich durch das Überwinden der Festigkeit der Schweißverbindung eingeleitet, so daß es gerechtfertigt ist, für dieses Stadium die Schweißverbindung als voll wirksam anzunehmen und auf dieser Grundlage die Verteilung der Bruchlast auf Schweißung und Nietung vorzunehmen. Diese Rechnung ergibt folgendes Bild:

Stab 2a mit Stirnschweißung:

Stirnschweißung allein	25,3 t (IIa)
2 Nieten: Rest . . $0{,}63 \times 39{,}8 =$	25,2 t
Gemessen	50,5 t
2 Nieten allein abzuziehen . . .	39,8 t
Erhöhung der Festigkeit	10,7 t
oder in Prozenten	27 %.

Stab 2b mit Flankenschweißung:

Flankenschweißung allein . . .	35,5 t (IIb)
2 Nieten: Rest . . $0{,}58 \times 39{,}8 =$	22,9 t
Gemessen	58,4 t
2 Nieten allein abzuziehen . . .	39,8 t
Erhöhung der Festigkeit	18,6 t
oder in Prozenten	47 %.

Die Spannungsmessung auf der Lasche ergab bei beiden Probestäben kleinere Kantenspannungen, als dem Mittelwert für gleichförmige Verteilung entspricht. Dieses Ergebnis stand zu erwarten beim Stab 2a; beim Stab 2b ist dies hingegen nicht ohne weiteres erklärlich.

Versuche Nr. 7 und 11 mit den Probestäben 1 und 8, Verbindung durch Fugenschweißung, dazu doppelseitige Lasche mit 2 bzw. 4 Nieten $\phi = 18$ mm, (Abb. 7 u. 8).

Da die Schweißfuge vollständig von den Laschen verdeckt war, konnte der Eintritt des Bruches in der Fugenschweißnaht nicht unmittelbar beobachtet werden. Der Wert der Bruchlast für die Schweißung schien beim Stab 1 (2 Nieten) identisch zu sein mit der erreichten Höchstbelastung von 42,5 t. Die dazugehörige Fugenausweitung betrug rd. 1,7 mm. Unmittelbar nach Überschreitung der Höchstbelastung dürfte eine größere Fugenausweitung vor sich gegangen sein bis zur Entlastung der Maschine durch Aufsitzen der Gewichtsschale auf dem Boden. Nach Wiederaufnahme der Belastung, beginnend mit 34 t, konnte noch eine Steigerung der Fugenausweitung von rd. 6 mm auf rd. 13 mm herbeigeführt werden, worauf das Abscheren der Nieten bei 40,5 t erfolgte. Die erreichte Höchstbelastung beträgt mit 42,5 t nur wenig mehr als die reine Fugenschweißfestigkeit (39 t), oder die reine Nietfestigkeit (39,8 t beim Versuch Nr. 4).

Beim Versuch mit Stab 8 (4 Nieten) liegen keine sicheren Anhaltspunkte dafür vor, bei welcher Belastung die Tragfestigkeit der Schweißfuge erschöpft war. Das Diagramm der Fugenausweitung zeigt zwischen 30 und 50 t eine charakterische Abweichung gegenüber dem Diagramm beim Versuchsstab 3 mit reiner Nietung (siehe unten), so daß anzunehmen ist, daß die Fugenschweißung bis mindestens 50 t Belastung arbeitete. Die erreichte Höchstbelastung von 80 t mit Abscheren der Nieten zeigt gute Übereinstimmung mit dem Ergebnis für reine Nietung (Versuch Nr. 8, 81,4 t).

Am auffallendsten ist jedoch der gemessene Verlauf der Spannung in der Lasche beim Versuchsstab 1. Die Anspannung der Lasche ging äußerst träge vor sich und erreichte bereits bei 10,5 t den

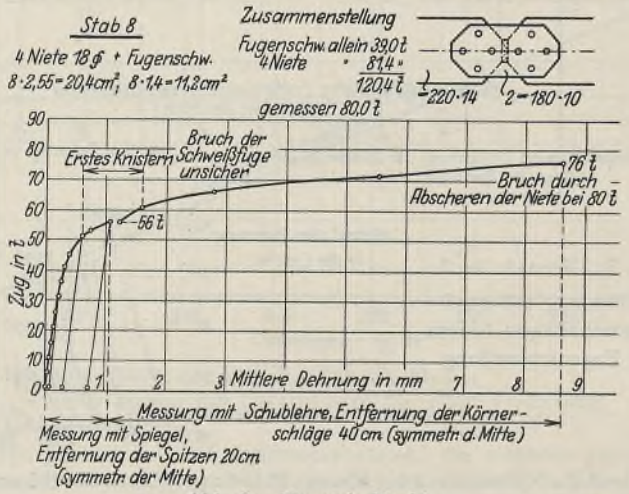
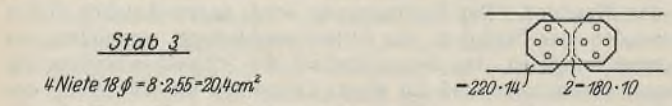


Abb. 8. Versuch Nr. 11.
Verbindung mit vier doppelschnittigen Nieten und Fugenschweißung.

absoluten Höchstwert mit 150 kg/cm² Zug. Bei der Entlastung auf 0,5 t stellte sich eine bleibende Druckspannung ein. Diese nahm mit der nächsten Entlastung (bei 20,5 t) weiter zu. Bei etwa 25 t Belastung war die Lasche an der Meßstelle sozusagen spannunglos geworden, und von da ab ging die Beanspruchung zunehmend in Druck über mit immer



größeren Spannungswerten bei Entlastung auf 0,5 t. Dieses anormale Verhalten, das nicht ohne weiteres erklärt werden kann, zusammen mit den ungünstigen Ergebnissen hinsichtlich der erreichten Höchstbelastungen, läßt es als ratsam erscheinen, die Anordnung „Fugenschweißung in Verbindung mit Laschennietung" vorderhand gar nicht anzuwenden.

Versuche Nr. 8, 9 und 10 mit Probestäben 3, 5a und 5b. Verbindung aus 4 Stück Nieten $\phi = 18$ mm, doppelschnittig ohne Schweißung, und dieselben Probestücke mit Stirnschweißung bzw. Flankenschweißung der Laschen (Abb. 9 bis 11).

Der Versuch Nr. 8, mit Probestab 3 ohne Schweißung, ergab als Beginn des Gleitens 29,5 t, das sich mit vernehmbarem Geräusch bis 41,5 t fortsetzte. Bei 46,5 t dürfte ungefähr die Streckgrenze der Nietverbindung anzunehmen sein. Der Bruch erfolgte durch Abscheren der Nieten bei $P = 81{,}4$ t ($\tau_\beta = 4000$ kg/cm²).

Zusammenstellung:

Beginn des Gleitens bei . . . $\tau_G = 1450$ kg/cm² $\tau_G / \tau_\beta = 0{,}36$,

Streckgrenze der Verbindung bei $\tau_S = 2280$ kg/cm² $\tau_S / \tau_\beta = 0{,}57$.

Die Versuche Nr. 9 und 10, mit Probestäben 5a und 5b, d. h. mit Verbindungen, bestehend aus 4 Nieten $\phi = 18$ mm mit Stirnschweißung bzw. Flankenschweißung der Laschen, ergaben folgendes:

Aus der Zusammenstellung der Diagramme der Fugenausweitung (Abb. 12) ist ersichtlich, daß beim Probestab 5b der Beginn des Gleitens bei 41 t anzusetzen ist. Diese Belastung ist das 1,4fache derjenigen, bei der

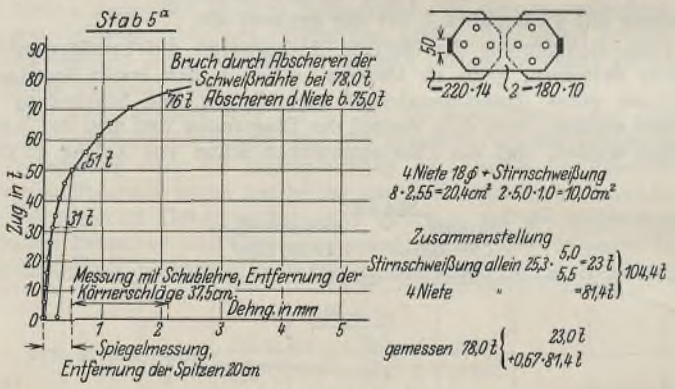


Abb. 10. Versuch Nr. 9.
Verbindung mit vier doppelschnittigen Nieten und Stirnschweißung.

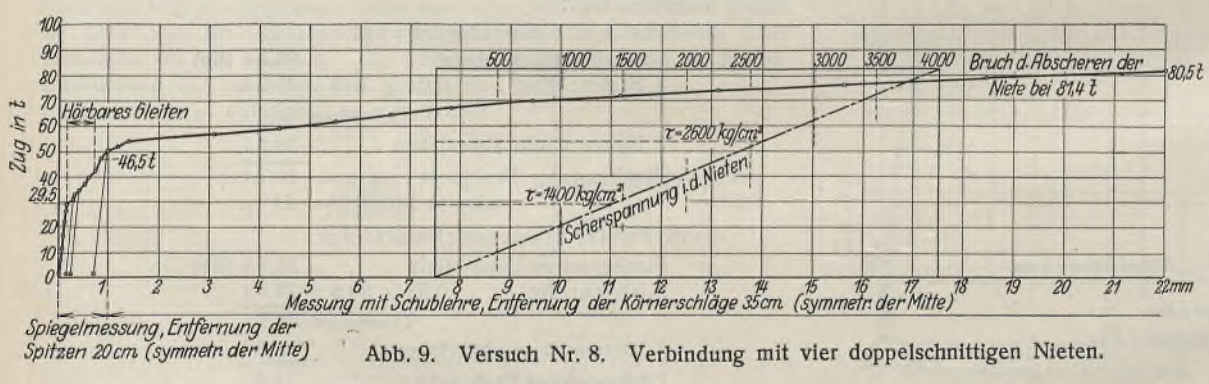


Abb. 9. Versuch Nr. 8. Verbindung mit vier doppelschnittigen Nieten.

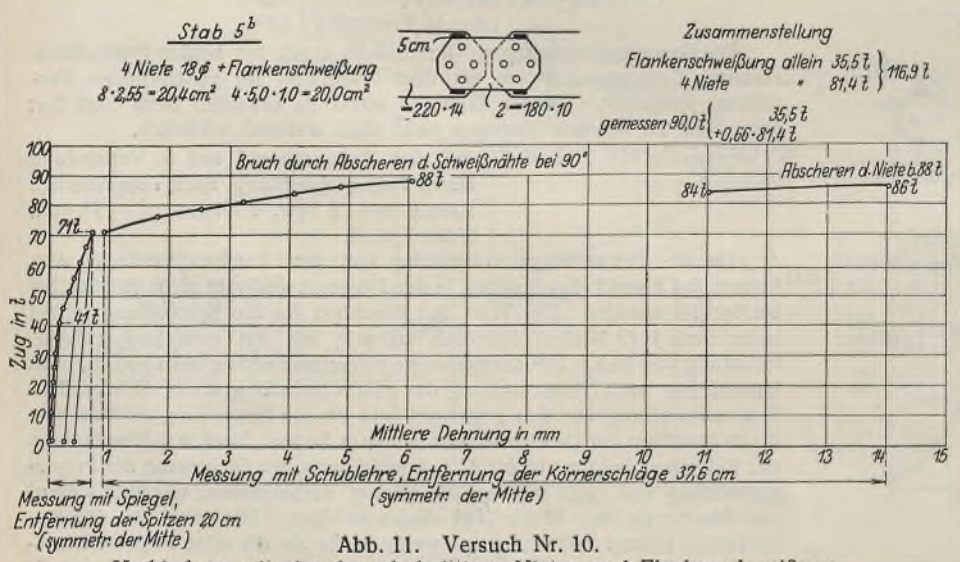


Abb. 11. Versuch Nr. 10.
Verbindung mit vier doppelschnittigen Nieten und Flankenschweißung.

das Gleiten der reinen Nietverbindung beim Probestab 3 eintrat. Die Entlastung der Nieten ist also erkennbar, die verhältnismäßige Entlastung ist bei vier Nieten selbstverständlich geringer als für nur zwei Nieten, wie beim Probestab 2b. Beim Probestab 5a dagegen war ein Gleitpunkt kaum erkennbar. Die Fugenausweitung begann bei ungefähr 31 t Belastung, also beim Eintritt des Gleitens der reinen Nietverbindung, und geht allmählich in stärkere Bewegung über; die Wirkung der Schweißverstärkung ist also eine andere, jedenfalls im Sinne einer Entlastung der Nieten eine geringere.

Der Bruch erfolgte bei beiden Proben durch Abscheren der Schweißnähte. Ähnlich wie bei den Probestäben 2a und 2b war der Eintritt der Brüche verhältnismäßig plötzlich beim Stab 5a und mehr verzögert beim Stab 5b. Der weitere Vorgang bis zur Zerstörung der Nieten verlief wie früher erwähnt. Über die Aufteilung der Bruchlast ergibt sich folgendes Bild:

Stab 5a mit Stirnschweißung.

Stirnschweißung allein $25{,}3 \cdot \frac{5{,}0}{5{,}5} = 23{,}0$ t

4 Nieten Rest $0{,}67 \cdot 81{,}4$ . . . $= 55{,}0$ t

Gemessen 78,0 t

Stab 5b mit Flankenschweißung

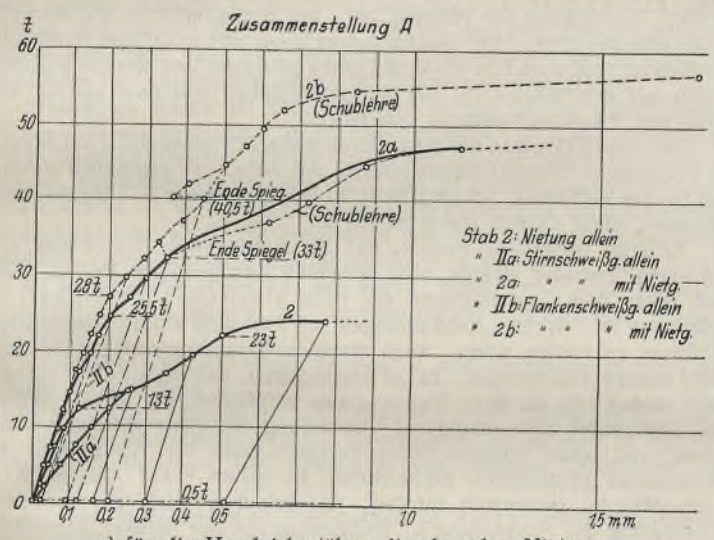
Flankenschweißung allein . . 35,5 t

4 Nieten Rest $0{,}67 \cdot 81{,}4$ . . $= 54{,}5$ t

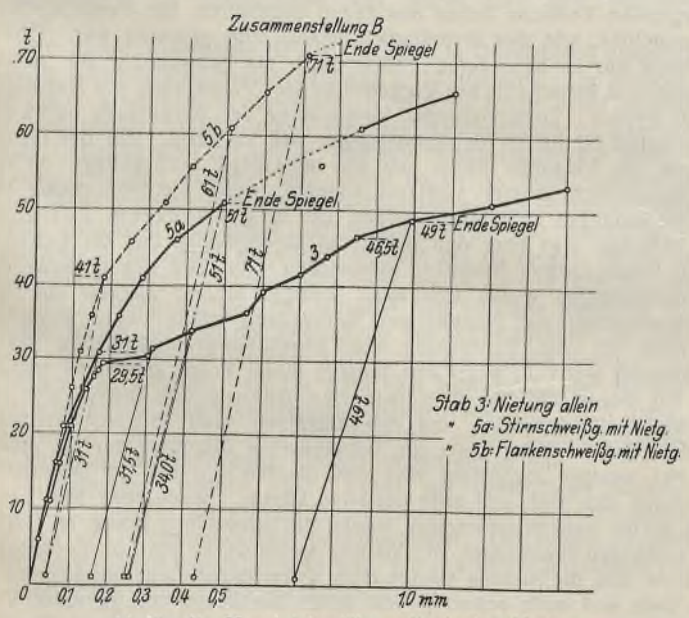
Gemessen 90,0 t

Mit dem ungünstigen Ergebnisse beim Stab 5a, bei dem nicht einmal die Festigkeit der Nietung allein

	Mit Stirnschweißung		Mit Flankenschweißung	
Scherfestigkeit der Nietung . . . . . t/cm²	τ_β Mittel = 3,95			
Scherfestigkeit der Schweißung . . . t/cm²	$\beta_s = 2{,}30$		$\beta_f = 1{,}77$	
Verhältnis	$\frac{\tau_\beta}{\beta_s} = 1{,}72$		$\frac{\tau_\beta}{\beta_f} = 2{,}23$	
Erforderliche Deckung des ausfallenden Nietquerschnittes, ausgedrückt als Schweißfläche (Verlust)	$\Delta F_s = {}^1/_3 F_N \cdot 1{,}72 = \mathbf{0{,}6}\, F_N$		$\Delta F_s = {}^1/_3 F_N \cdot 2{,}23 = \mathbf{0{,}8}\, F_N$	
Probestab	2a	5a	2b	5b
Scherquerschnitt der Nieten F_N . . . cm²	10,2	20,4	10,2	20,4
Gesamte Schweißfläche F_s . . . . . cm²	11,0	10,0	20,0	20,0
Verlust an Schweißfläche ΔF_s . . . cm²	$0{,}6 \cdot 10{,}2 = 6{,}1$	$0{,}6 \cdot 20{,}4 = 12{,}2$	$0{,}8 \cdot 10{,}2 = 8{,}2$	$0{,}8 \cdot 20{,}4 = 16{,}3$
Verstärkungsschweißfläche (Überschuß) . cm²	4,9	−2,2	11,8	3,7
Erhöhung der Bruchlast, berechnet . t	$2{,}3 \cdot 4{,}9 = 11{,}3$	$-2{,}3 \cdot 2{,}2 = -5{,}0$	$1{,}77 \cdot 11{,}8 = 20{,}8$	$1{,}77 \cdot 3{,}7 = 6{,}6$
Erhöhung der Bruchlast, gemessen . t	10,7	−3,4	18,6	8,6



a) für die Vergleichsstäbe mit schwacher Nietung.



b) für die Vergleichsstäbe mit starker Nietung.

Abb. 12. Diagramme der Fugenausweitungen.

erreicht wird, scheinen auch die besprochenen, abnormalen Verhältnisse beim Dehnungsdiagramm im Zusammenhange zu stehen.

Zusammenfassung der Ergebnisse der ersten Versuchsreihe.

Die Verstärkung einer Nietverbindung durch elektrische Schweißung ist grundsätzlich möglich in dem Sinne, daß jedenfalls im Bereiche der zulässigen Beanspruchungen eine Entlastung der Nieten vorhanden ist.

Im Zusammenhang mit einer Nietverbindung soll indessen keine Schweißverbindung angewendet werden, welche ihrer Anlage nach mit der Fugenschweißung der Probestäbe Nr. 1 und 8 (Versuch Nr. 7 und 11) vergleichbar ist.

Der Bruch der kombinierten Verbindung erfolgt durch Überwinden der Festigkeit der Schweißverbindung bei einer Belastung, bei der die Streckgrenze der reinen Nietverbindung überschritten ist und letztere ins Stadium der großen Formänderungen übergehen würde. Dementsprechend besitzt die kombinierte Verbindung, wie auch die reine Schweißverbindung, nicht die Zähigkeit der reinen Nietverbindung. Der Eintritt des Bruches ist bei einer Nietung mit Stirnschweißung verhältnismäßig plötzlich, mit Flankenschweißung dagegen etwas verzögert; letztere scheint die günstigere Anordnung zu sein.

Beim Eintritt der großen Formänderungen einer Nietverbindung, die als die Ursache für die Hervorrufung des Bruches der Schweißnähte anzusehen ist, arbeiten die Nieten mit rd. $^2/_3$ ihrer Scherfestigkeit. Es kann also nicht ausgenutzt werden, rein statisch betrachtet: mindestens das letzte Dritteil der Nietfestigkeit, in dynamischem Sinne: die Zähigkeit der Nietverbindung.

Je nachdem dem einen oder anderen Gesichtspunkte mehr Gewicht beigelegt wird, müssen die Richtlinien für gewisse Bedingungen, welchen die Schweißung zu genügen hätte, sich ändern. Der Gesichtspunkt der rein statischen Festigkeit dürfte als Minimalbedingung zu bezeichnen sein; er bedingt, daß die Schweißung in erster Linie $^1/_3$ der Scherfestigkeit der Nieten zu ersetzen hat, um die Festigkeit der reinen Nietverbindung wieder herzustellen, worauf erst der Überschuß der Schweißung als Verstärkung in Betracht kommt.

Die Anwendung dieser Bedingung auf die 4 Probestäbe 2a, 2b, 5a, 5b ergibt eine Aufteilung der Wirkungsweise der kombinierten Verbindung nach obenstehender Tabelle.

Für die praktische Anwendung erscheint es gegeben, die Verstärkung durch Schweißnähte auf Nietscherflächen umzurechnen und einen ideellen Nietquerschnitt einzuführen. Derselbe beträgt:

Bei Stirnschweißung:

$$F_N{}^{id} = F_N{}^{eff} + \frac{F_s - 0{,}6 F_N{}^{eff}}{\tau_\beta/\beta_s} = F_N{}^{eff} + \frac{F_s - 0{,}6\, F_N{}^{eff}}{1{,}72}$$

Bei Flankenschweißung:

$$F_N{}^{id} = F_N{}^{eff} + \frac{F_s - 0{,}8 F_N{}^{eff}}{\tau_\beta/\beta} = F_N{}^{eff} + \frac{F_s - 0{,}8\, F_N{}^{eff}}{2{,}23}$$

Angewendet auf die in Betracht kommenden Probestäbe ergibt sich:

Probestab 2a:

$$F_N{}^{id} = 10{,}2 + \frac{11{,}0 - 6{,}1}{1{,}72}$$

$$= 10{,}2 + 2{,}85 = 13{,}05 \text{ cm}^2; \quad \tau_\beta = \frac{50{,}5}{13{,}05} = 3{,}88 \text{ t/cm}^2$$

Probestab 5a:

$$F_N{}^{id} = 20{,}4 + \frac{10{,}0 - 12{,}2}{1{,}72}$$

$$= 20{,}4 - 1{,}28 = 19{,}12 \text{ cm}^2; \quad \tau_\beta = \frac{78{,}0}{19{,}12} = 4{,}09 \text{ t/cm}^2$$

Probestab 2b:

$$F_N^{id} = 10{,}2 + \frac{20{,}0 - 8{,}2}{2{,}23}$$

$$= 10{,}2 + 5{,}3 = 15{,}5 \text{ cm}^2; \quad \tau_\beta = \frac{58{,}4}{15{,}5} = 3{,}78 \text{ t/cm}^2$$

Probestab 5b:

$$F_N^{id} = 20{,}4 - \frac{20{,}0 - 16{,}3}{2{,}23}$$

$$= 20{,}4 + 1{,}65 = 22{,}05 \text{ cm}^2; \quad \tau_\beta = \frac{90{,}0}{22{,}05} = 4{,}09 \text{ t/cm}^2$$

Der Durchschnitt der errechneten Bruch-Scherbeanspruchungen τ_β beträgt 3,96 t/cm² und deckt sich mit dem durch die Versuche bestimmten Mittel. Die Koeffizienten 0,6 und 0,8 werden wohl als wenig veränderliche Durchschnittswerte anzusehen sein, während die Verhältniszahlen τ_β/β_s und τ_β/β_f je nach Güte der Schweißarbeit größeren Veränderungen unterliegen können, wobei zu beachten ist, daß die Werte β_s und β_f zugleich eine Funktion der Abmessungen der Schweißnähte und ihrer Länge sind. Die Bestimmung des Verlaufes dieser Funktionen bedürfte besonderer Versuchsreihen.

C. Zweite Versuchsreihe.

Aus der Berechnung der ideellen Scherquerschnitte für die Probestäbe der ersten Versuchsreihe geht hervor, daß durch die Schweißung im allgemeinen nur geringe Verstärkungswerte, bezogen auf die Nietung, erzielt worden sind, im Maximum rd. 50 % beim Probestab 2b; beim Probestab 5a ist nicht eine Verstärkung, sondern sogar eine Verschwächung herbeigeführt worden. Ergänzungsversuche erschienen daher erwünscht, und zwar in bezug auf Probestäbe mit möglichst großer Schweißverstärkung. Diese Probestäbe, im ganzen 6 Stück, wurden aus dem bereits verwendeten Versuchsmaterial neu zusammengestellt. Die Nietung ist in der Werkstätte Zürich der Schweizerischen Bundesbahnen hergestellt worden. Die Schweißungen besorgte der Instruktionsschweißer der Quasi-Arc-Gesellschaft. Während die Schweißarbeit bei der ersten Versuchsreihe, wie schon erwähnt wurde, etwa von normaler Güte war, wobei allerdings das Schweißgut das vorgeschriebene Profil der Kehle im allgemeinen nicht ausfüllte, muß die Schweißung bei der zweiten Versuchsreihe als eigentliche Qualitätsarbeit bezeichnet werden, mit ungefähr der doppelten Menge Schweißlot je Einheit Kantenlänge. Dementsprechend war die Bruchfestigkeit der Schweißverbindung besonders für die Flankenschweißung wesentlich höher.

Dieselbe betrug:

für Stirnschweißung $\beta_s = 2{,}58$ t/cm²;
für Flankenschweißung $\beta_f = 2{,}53$ t/cm².

Das Mittel für beide beträgt 2,55 t/cm²,

so daß $\frac{2\,\tau_\beta}{\beta_s + \beta_f} = 1{,}55$ wird.

Zwei Versuchsstäbe rissen leider vorzeitig durch die Stahlbleche infolge Materialfehler, so daß diese Proben ausschieden. Auch bei einem weiteren Stab konnte ein Bruch durch die Nietschweißverbindung nicht herbeigeführt werden, indem die Laschen vorher durch ein inneres Nietloch rissen; immerhin dürfte bei der erzielten Bruchlast auch die Festigkeit der Schweißverbindung nahezu erschöpft gewesen sein.

Bei zwei anderen Probestäben mit Schweißung und Nietung betrug das Verhältnis von Schweißfläche zu Scherfläche 3 : 1. Es kann sich in diesem Falle nicht mehr um eine „Verstärkung" der Nieten durch die Schweißung handeln, sondern die Nietung muß eher als untergeordneter Bestandteil der Verbindung angesehen werden. Der Lastanteil der Nietung war bei diesen Probestäben ganz verschieden und auch wesentlich geringer als bei der ersten Versuchsreihe; immerhin war ein Zusammenwirken von Nietung und Schweißung vorhanden. Aus den Diagrammen der Fugenausweitung geht auch hervor, daß dieses Zusammenwirken schon bei kleinen Belastungen vorhanden gewesen sein dürfte.

Schlußfolgerungen.

In den Formeln für den ideellen Nietquerschnitt der durch Schweißung verstärkten Nietverbindung

$$F_N^{id} = F_N^{eff} + \begin{cases} \dfrac{F_s - 0{,}6\,F_N^{eff}}{1{,}72} & \text{(Stirnschweißung)} \\ \dfrac{F_s - 0{,}8\,F_N^{eff}}{2{,}23} & \text{(Flankenschweißung)} \end{cases}$$

bedeutet das zweite Glied die Verstärkung V, auf die Nietfläche bezogen, mithin beträgt die notwendige Schweißfläche F_s zur Erzielung der Verstärkung V:

bei Stirnschweißung
$F_s = 1{,}72\,V + 0{,}6\,F_N^{eff} = F_N^{eff}(1{,}72\,H + 0{,}6)$
bei Flankenschweißung
$F_s = 2{,}23\,V + 0{,}8\,F_N^{eff} = F_N^{eff}(2{,}23\,H + 0{,}8)$

worin $H = \dfrac{V}{F_N^{eff}}$

Hieraus ergibt sich folgende Tabelle:

für $H =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
bei Stirnschweißung $(1{,}72H + 0{,}6) =$	0,77	0,94	1,12	1,29	1,46	1,63	1,80	1,97
bei Flankenschweißung $(2{,}23H + 0{,}8) =$	1,02	1,25	1,47	1,69	1,92	2,14	2,36	2,59
Mittel $\dfrac{F_s}{F_N^{eff}} =$	0,90	1,10	1,29	1,49	1,69	1,88	2,08	2,28

Um also eine Verstärkung der Nietung von 10 % herbeizuführen, muß an Schweißfläche im Mittel 90 % der Nietscherfläche aufgebracht werden. Diese Festsetzung ist als Mindestwert derjenigen Schweißung anzusehen, welche in Verbindung mit Nieten vorkommen darf. Von dieser Grundzahl ab nimmt die Verstärkung ungefähr geradlinig zu mit wachsender Scherfläche, und zwar so, daß für je 10 % Verstärkung der Nietung 20 % der Nietscherfläche als Schweißfläche erforderlich ist. Bei Qualitätsschweißung und reichlicher Ausfüllung der Kehlen sind natürlich die Verhältnisse günstiger und werden praktisch gleich mit den Werten für die Stirnschweißung, und zwar sowohl was Stirn- und Flankenschweißung anbelangt.

Die obere Grenze für diese Gesetzmäßigkeit ist zunächst unbekannt, da Versuche in diesem Gebiete fehlen. Als sicher darf angesehen werden, daß für das Verhältnis: Schweißfläche zu Scherfläche wie 3 : 1 (Ergänzungsversuche), diese Grenze überschritten ist.

Es muß wiederholt werden, daß die vorstehende Auswertung sich auf verhältnismäßig wenige, aber sorgfältig durchgeführte Proben stützt und unter dem Gesichtspunkt der rein statischen Festigkeit zu betrachten ist. Welche Anforderungen mit Rücksicht auf die dynamischen Einflüsse zu stellen wären, kann mangels Versuchsunterlagen zunächst nicht beantwortet werden. Es ist anzunehmen, daß diese Anforderungen eher höhere sein dürften. Vorerst ist zu empfehlen, vor der Anwendung der elektrischen Schweißung zur Verstärkung von Nietverbindungen sich genau und wenn möglich durch Versuche über die Wirksamkeit der Maßnahmen genauestens Rechenschaft zu geben. Auf diesem Wege kann Material gesammelt werden, das erlauben wird, die praktische Anwendung der Schweißung in Verbindung mit der Nietung abzuklären.

Die ohne Zweifel als sehr ungünstig anzusehenden Ergebnisse der vorliegenden Versuche haben uns davon abgehalten, die Versuchsreihen zu vermehren, wie dies ursprünglich beabsichtigt gewesen war. Offenbar kann nur in besonderen Fällen durch die Schweißung ein zweckmäßiges und wirtschaftliches Vorgehen bei der Verstärkung von Nietungen erzielt werden. Trotz vielfacher Verwendung der Schweißung haben wir daher damit bis heute Nietverbindungen nie verstärkt. Bei der Durchführung der Versuche haben wir uns allerdings noch gefragt, ob die Ergebnisse nicht besser ausfallen könnten, wenn die Schweißung bei Stabverbindungen aufgebracht würde, die in gestrecktem Zustande sich befinden, also eher den durch das Eigengewicht und die Betriebslasten beanspruchten Bauteilen entsprächen. Ein Teil des Gleitens der Nietverbindungen würde sich dann weniger fühlbar machen und die Zusammenarbeit von Nietung und Schweißung würde besser ausfallen. Es wäre für die Beurteilung von Verstärkungsmöglichkeiten durch Schweißung wertvoll, wenn sich jemand dieser Frage annehmen würde.

Mit Bezug auf die dynamischen Beanspruchungen von zusammenarbeitenden Niet- und Schweißnähten muß indessen vermutet werden, daß in erster Linie die Schweißnähte betroffen werden, indem sie viel weniger nachgiebig sind und die Nietung bei der Dauerbeanspruchung sich nach und nach entlasten könnte. Wenn man sich daher auch zu der Ansicht entscheiden würde, die Schweißung könne im Gebiet der zulässigen Spannungen die Nietung entlasten, so wäre dem entgegenzuhalten, daß die Nietung infolge einer dynamischen Dauerbeanspruchung sich nach und nach entlasten und somit überhaupt nie zu einer Verstärkung einer guten Schweißung beitragen könnte; in anderen Worten, daß von einer Summierung der Widerstandskraft von Niet- und Schweißnähten überhaupt abzusehen wäre. Hierüber könnten indessen nur Versuche eine vollständige Abklärung bringen.

Die vorstehend beschriebenen Versuche wurden im Auftrage der Schweizerischen Bundesbahnen in der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich durchgeführt. An der Durchführung der Versuche beteiligte sich Herr Dipl.-Ing. Frölich der Sektion für Brückenbau bei der Bauabteilung der Generaldirektion der S. B. B., der auch die Auswertung und Darstellung der Versuchsergebnisse durchführte.

Alle Rechte vorbehalten.

Geschweißte Stahlhochbauten.

Die neuen „Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten".

Von Professor Dr.-Ing. **A. Hilpert**, Berlin.

Das Preußische Ministerium für Volkswohlfahrt hat unter Ziffer II. 6200 h/24. 6. vom 10. Juli 1930 Vorschriften herausgegeben, durch welche bis auf weiteres die Anwendung der Schweißverfahren zur Herstellung von Stahlhochbauten geregelt wird. Dieser Erlaß des Ministeriums ist deshalb von besonderer Bedeutung, weil im laufenden Jahre schon eine ganze Anzahl geschweißter Bauten auch bei uns in Deutschland errichtet wurde, und zur Zeit recht ansehnliche Konstruktionen, sowohl Hochbauten als auch Brücken, in Ausführung begriffen sind.

Um den gegenwärtigen Stand in der Anwendung dieser neuen Technik zu bezeichnen, genügt es, auf die zahlreichen Veröffentlichungen an dieser Stelle hinzuweisen und einige der geschweißten Bauten zu nennen, die in den letzten Monaten in Deutschland errichtet wurden. Insbesonders wäre anzuführen, daß die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft vor einigen Monaten eine geschweißte Blechträgerbrücke in Betrieb genommen hat und zur Zeit dabei ist, eine weitgespannte Fachwerkbrücke geschweißter Ausführung herzustellen. Auch sonst sind innerhalb des Reichsbahnbetriebes die Schweißverfahren vielfach in Anwendung. Nicht nur zur Herstellung geschweißter Dächer, Hallen und Maste, sondern auch zur Verstärkung bestehender Eisenbahnbrücken. Bekannt sind die Ausführungen im Bereich der Reichsbahndirektionen Leipzig und Halle, die ganz neuartige Anwendungen der Lichtbogenschweißung zur Verstärkung genieteter Trägeranschlüsse zeigen.

Neuerdings wurde im Stationsbereich Jüterbog das Rahmenportal und das Unterstützungsgerüst für ein Signalgebäude vollständig geschweißt. — Die Siemens-Schuckert-Werke haben für ihr Kabelwerk in Gartenfeld bei Berlin eine geschweißte Halle von 20 m Länge und 10 m Spannweite errichtet. — In Dortmund haben die Vereinigten Stahlwerke eine Tiefofenhalle geschweißt, die Blechträger von nicht weniger als 3 m Stehblechhöhe aufweist. Als Werkstoff wurde St 52 verwendet.

In Niederschöneweide bei Berlin wurde eine Ausbesserungswerkstätte der Reichsbahn mit weitgespannten geschweißten Bindern überdeckt.

Im Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin sind Unterzüge in Form geschweißter Blechträger eingebaut.

In München hat man bei einer Erweiterung des Deutschen Museums die Lichtbogenschweißung geschickt angewendet, indem man an die vorhandenen Deckenträger I 45 Kragträger von gleichem Querschnitt angeschweißt hat.

Bei den Mitteldeutschen Stahlwerken in Riesa wurde ein großer Kohlenstaubbunker mitsamt seinem Unterstützungsgerüst geschweißt. Gesamtgewicht der Konstruktion 95 t, wobei man 20% Stahlgewicht gespart hat.

Mit dieser Aufzählung ist die Liste der in Deutschland ausgeführten neueren geschweißten Bauten durchaus nicht erschöpft. Die Entwicklung hat solche Schnelligkeit angenommen, daß es schon heute schwer ist, die geschweißten Ausführungen innerhalb Deutschlands zu überblicken. Dieser Umstand zeigt am besten, daß die Stahlindustrie die neuen Vorschriften dringend erwartet hat. Wohl waren zu Ende vorigen Jahres durch einen Sonderausschuß des Fachausschusses für Schweißtechnik im Verein deutscher Ingenieure „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten" aufgestellt worden, die zu Beginn dieses Jahres veröffentlicht wurden. Schon heute kann gesagt werden, daß die Herausgabe dieses Entwurfes von der Industrie und von den Behörden lebhaft begrüßt wurde und daß die Anwendung der Schweißtechnik im Stahlbau durch diese Richtlinien auf eine feste Unterlage gestellt wurde. Vielen Betrieben der Industrie, die bis dahin der Anwendung der Schweißung noch mißtrauisch gegenübergestanden hatten, war erst durch diese Veröffentlichung klar geworden, wie weit die neuen Schweißverfahren in den Hochbau und Brückenbau bereits eingedrungen sind.

In erfreulich rascher Arbeit haben die zuständigen Stellen des Ministeriums für Volkswohlfahrt diesen ersten Entwurf ausgestaltet und ihn im Verordnungswege herausgebracht. Die neuen Vorschriften sollen nachstehend wiedergegeben sein, um anschließend einzelne Punkte zu vergleichen und kritisch hervorzuheben.

Vorschriften
für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten.

I. Allgemeines.

1. Für geschweißte Stahlhochbauten gelten im allgemeinen die „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen"[1] vom 24. Dezember 1919, soweit sie noch Gültigkeit haben[2]), und die „Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionen aus Flußstahl usw. vom 25. Februar 1925", sofern nicht im nachfolgenden Abweichungen festgelegt sind.

2. Die Ausführung geschweißter Stahlbauten setzt im besonderen Maße gründliche Kenntnisse und praktische Erfahrungen in dieser Bauweise voraus. Sie darf daher nur zuverlässigen Unternehmern übertragen werden, die Durchführung der vorgeschriebenen Prüfungen und der Bauüberwachung muß durch einen für die Schweißtechnik geeigneten Ingenieur, dem nur fachkundige Hilfskräfte[3]) beigegeben werden dürfen, erfolgen. [Vgl. § 222, 230, 330 und 367, Ziff. 14 und 14 RStGB.[4]) sowie § 831 BGB.[5])]

3. Werkstoffe.

a) Als Baustoffe sind solche zugelassen, die den oben angeführten Vorschriften genügen, soweit ihre Eignung für die Schweißung feststeht, darüber hinaus auch die Baustoffe, die auf Grund von Versuchen sich für diese Bauweise eignen.

b) Die Schweißdrähte sind je nach räumlicher Lage der Schweißnaht (waagerecht, senkrecht, überkopf) so zu wählen, daß sie sich einwandfrei verschweißen lassen.

4. Schweißverfahren.

a) Es können Lichtbogenschweißung[6]) (Gleich- oder Wechselstrom), elektrische Widerstands- und Gasschmelzschweißung angewendet werden.

---

[1]) Die Bestimmungen gelten nur hinsichtlich der Eigengewichte der Baustoffe (A), der Eigengewichte der Bauteile (B), der Nutzlasten (C) und der Beanspruchungen (D) mit Ausnahme der Bestimmungen betr. Eisen. Zu Abschnitt C (Nutzlasten) sind die Belastungsannahmen für Räume zur Unterbringung von Kraftwagen durch Erl. vom 9. 3. 28 und für fliegende Bauten unter Ziff. 1 u. 2 des Erl. vom 13. 5. 29, der unter II, Ziff. 3, letzter Absatz der vorstehenden Bestimmung erwähnt ist, abgeändert worden.

[2]) Da als Grundlage für die statische Berechnung von Fördergerüsten — erschienen im Verlag Bernard & Graefe, Berlin-Charlottenburg 1, als Sonderabdruck aus der Seilfahrtverordnung (0,65 RM) — (siehe gleichfalls II, Ziff. 3, letzter Absatz) die Hochbaubelastungsvorschriften gelten, so finden die Schweißvorschriften sinngemäß auch auf die Sondervorschrift für Fördergerüste Anwendung.

[3]) Siehe die Vorbemerkung zu den Eisenbetonbestimmungen vom 9. 9. 25, wonach als fachkundige Hilfskräfte „geschulte Poliere oder zuverlässige Vorarbeiter" verwendet werden sollen, um § 831 BGB. bei der Auswahl der bestellten Personen hinsichtlich der „im Verkehr erforderlichen Sorgfalt" genügen zu können. Dadurch soll bei Bauten, die eine persönliche Sorgfalt der Arbeiter, wie es im Eisenbetonbau und hier beim Schweißen im besonderen Maße der Fall ist, voraussetzen, jeder Beteiligte sich der Veranwortung gegenüber der Allgemeinheit stets bewußt sein.

[4]) RStGB. § 222. Wer durch Fahrlässigkeit den Tod eines Menschen verursacht, wird mit Gefängnis bis zu drei Jahren bestraft.

Wenn der Täter zu der Aufmerksamkeit, welche er aus den Augen setzte, vermöge seines Amtes, Berufes oder Gewerbes besonders verpflichtet war, so kann die Strafe bis auf fünf Jahre Gefängnis erhöht werden.

§ 230. Wer durch Fahrlässigkeit die Körperverletzung eines anderen verursacht, wird mit Geldstrafe oder mit Gefängnis bis zu zwei Jahren bestraft.

War der Täter zu der Aufmerksamkeit, welche er aus den Augen setzte, vermöge seines Amtes, Berufes oder Gewerbes besonders verpflichtet, so kann die Strafe bis auf fünf Jahre Gefängnis erhöht werden.

§ 330. Wer bei der Leitung oder Ausführung eines Baues wider die allgemein anordnenden Regeln der Baukunst dergestalt handelt, daß hieraus für andere Gefahr entsteht, wird mit Geldstrafe oder mit Gefängnis bis zu einem Jahre bestraft.

§ 367. Mit Geldstrafe oder mit Haft wird bestraft:

14. wer Bauten oder Ausbesserungen von Gebäuden, Brunnen, Brücken Schleusen oder anderen Bauwerken vornimmt, ohne die von der Polizei angeordneten oder sonst erforderlichen Sicherungsmaßregeln zu treffen;

15. wer als Bauherr, Baumeister oder Bauhandwerker einen Bau oder eine Ausbesserung, wozu die bauliche Genehmigung erforderlich ist, ohne diese Genehmigung oder mit eigenmächtiger Abweichung von dem durch die Behörde genehmigten Bauplane ausführt oder ausführen läßt.

[5]) BGB. § 831. Wer einen anderen zu einer Verrichtung bestellt, ist zum Ersatze des Schadens verpflichtet. den der andere in Ausführung der Verrichtung einem Dritten widerrechtlich zufügt. Die Ersatzpflicht tritt nicht ein, wenn der Geschäftsherr bei der Auswahl der bestellten Person und, sofern er Vorrichtungen oder Gerätschaften zu beschaffen oder die Ausführung der Verrichtung zu leiten hat, bei der Beschaffung oder der Leitung die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet oder wenn der Schaden auch bei Anwendung dieser Sorgfalt entstanden sein würde.

Die gleiche Verantwortung trifft denjenigen, welcher für den Geschäftsherrn die Besorgung eines der im Abs. 1, Satz 2 bezeichneten Geschäfte durch Vertrag übernimmt.

[6]) Die Lichtbogenschweißung ist im Gegensatz zu den „Richtlinien" nicht mehr als „Regelverfahren" bezeichnet. Eine sehr tolerante Vorschrift, wenn beim Schweißen durch geeignete Arbeitsweise und Vorrichtungen die ungünstigen Nebenerscheinungen wie Verwerfungen, Nebenspannungen usw. verhütet werden.

b) Die Wahl des Schweißverfahrens und der Schweißgeräte bleibt dem Unternehmer überlassen, jedoch soll sie so getroffen werden, daß im gegebenen Falle ungünstige [6]) Nebenerscheinungen beim Schweißen vermieden werden.

5. Aufstellung.

a) Die Lage der Schweißnähte, die auf der Baustelle hergestellt werden sollen, muß bereits in der Werkstatt an den einzelnen Bauteilen angezeichnet sein. Auch ihre Reihenfolge bei der Herstellung muß allgemein vorher durch den verantwortlichen Bauleiter der ausführenden Firma oder durch seinen Beauftragten so festgelegt sein, daß nach Fertigstellung keine schädlichen Nebenspannungen [7]) zurückbleiben. Als Richtlinien für das Schweißen auf der Baustelle sind zu beachten: Heftschweißen dürfen nur im spannungslosen Zustande gesetzt werden. Zusammenzwängen einzelner Teile ist unzulässig. Klammern und Schraubstöcke dienen nur dazu, die gegenseitige Verschiebung der Bauteile während der Schweißarbeiten zu hindern.

Oberflächen, die geschweißt werden sollen, müssen von Rost, Verunreinigungen usw. frei sein.

b) Bei Schweißarbeiten auf der Baustelle, die tunlichst zu beschränken sind, ist für geeignete Einrichtungen, z. B. Schutz [8]) des Schweißers gegen Witterungseinflüsse usw., zur Gewährleistung einwandfreier Schweißung zu sorgen.

II. Berechnung und zulässige Spannungen.

1. Hinsichtlich der statischen Berechnung, der Formgebung und der Ausführung gelten die gleichen Grundsätze wie bei genieteten Bauwerken, sofern nicht die Eigenart der Bauweise neue konstruktive Gesichtspunkte erfordert. So sind z. B. gegebenenfalls an den Knotenverbindungen usw. zum Schutz gegen Eindringen von Wasser Dichtungsnähte, die bei der Kraftübertragung unberücksichtigt bleiben, anzuordnen.

In den Bauvorlagen [9]) ist die gewählte Schweißung und die Art der Schweißdrähte anzugeben, die Schweißverbindungen sind stets in prüfbarer und übersichtlicher Form nachzuweisen, und in den Zeichnungen sind die Schweißnähte unter Angabe der Positionsbezeichnung der statischen Berechnung eindeutig [10]) zu vermerken.

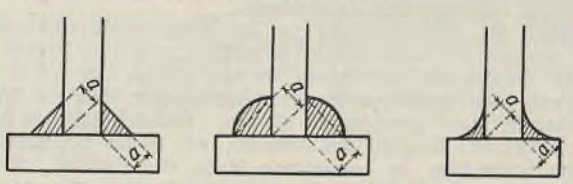


Abb. 1. Dicke von Kehlnähten.

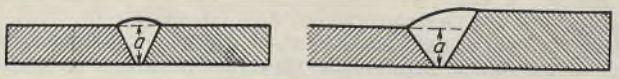


Abb. 2. Dicke von Stumpfnähten.

2. a) Für die Berechnung der Schweißnähte gilt bei Stäben, die Längskräfte übertragen, die Beziehung

$$P = F\,\sigma_{zul}, \text{ wobei } F = a \times l \text{ ist.}$$

Hierin bedeuten:

P die durch die Schweißnaht zu übertragende Kraft (kg),

F den Bruchquerschnitt der Schweißnaht (cm²),

a die Dicke der Schweißnaht (cm),

bei Kehlnaht: die Höhe des eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks der Kehlnaht, nicht einen Anlageschenkel (Abb. 1),

bei Stumpfnaht: die Dicke der zu verbindenden Querschnitte, bei verschiedenen Dicken die kleinere (Abb. 2),

l Länge der Schweißnaht abzüglich der Kraterenden, die mit je 2a einzusetzen sind.

b) Bei Bauteilen, die auf Biegung beansprucht sind, können zur Aufnahme der Schubspannungen unterbrochene Schweißnähte angeordnet werden.

3. Bei Verwendung von Flußstahl St 37 gelten als zulässige Spannungen in den Schweißnähten ohne Rücksicht auf die Beanspruchung des anzuschließenden Bauteiles folgende Werte:

auf Zug 720 kg/cm²,
auf Druck 900 kg/cm²,
auf Biegung wie auf Zug bzw. Druck,
auf Abscheren 600 kg/cm².

Bei zusammengesetzter Beanspruchung auf Zug bzw. Druck und Abscheren darf die Gesamtbeanspruchung die Grenzwerte für Druck und Zug nicht überschreiten. Für Bauteile, die Wechselbeanspruchungen oder Stoßwirkungen ausgesetzt sind, für Krane aller Art, sowie allgemein bei überkopf geschweißten Nähten sind die obigen Grundspannungen um ein Sechstel zu ermäßigen.

Im allgemeinen können die vorstehenden Grundspannungen unter gleichen Voraussetzungen erhöht werden, wie sie unter B Ziff. 1, 2, 3 der Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung pp. von Stahlkonstruktionen vom 25. Februar 1925, unter Abschn. II, Zusätze zu B, Ziff. 1 u. 2 der „Grundsätze für die statische Berechnung der Fördergerüste“ und unter Ziff. 3 des Erlasses vom 13. Mai 1929 — II C 1540 — über „Standfestigkeit für fliegende Bauten“ angegeben sind.

III. Prüfungen und Abnahme.

1. Prüfung der Schweißer.

Die Prüfung soll die Fähigkeit der am Bauwerk beschäftigten Schweißer nachweisen. Die Probeschweißung soll mit demselben Schweißdraht und möglichst auch mit derselben Maschinen- bzw. Geräteart erfolgen, die der Hersteller bei der Ausführung der Bauteile verwendet. Es ist folgende Prüfung zu verlangen:

Kehlschweißung. Es werden zwei Längsbleche genau senkrecht übereinander an ein Querblech angeschweißt, wie Abb. 3 zeigt, so daß im Querschnitt eine Kreuzform entsteht. Die Schweißnähte sind quer zur Walzrichtung zu legen. Die Länge des Stabkreuzes beträgt etwa 300 mm plus Blechdicke s.

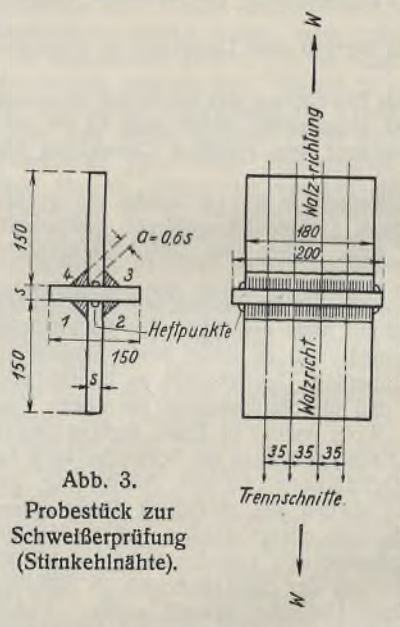


Abb. 3. Probestück zur Schweißerprüfung (Stirnkehlnähte).

Die dem Schweißer vorgeschriebene Nahtdicke a soll 0,6 mal Blechdicke s sein. Die an das Querblech anzuschweißenden beiden Längsbleche sind in ihrer Breite etwa 20 mm geringer als das Querblech zu wählen, so daß an den beiden zurückstehenden Stirnenden die Heftung erfolgen kann. Anfang und Ende der Schweißnaht bleiben beim Herausschneiden der Streifenkreuze außer acht. Von den vier Kehlnähten sind zwei (1 und 2) in waagerechter Richtung, und zwar bei lotrechter und waagerechter Lage der Bleche und zwei (3 und 4) in lotrechter Richtung zu verschweißen.

Aus diesem kreuzförmig verschweißten Blechgebilde werden drei Streifenkreuze von je etwa 35 mm Breite kalt herausgeschnitten und in der Prüfmaschine in Richtung W—W zerrissen. Hierbei muß die Bruchlast, bezogen auf die Einheit des unter Ziff. 2a angegebenen Querschnitets F, mindestens 30 kg/mm² ergeben. Andernfalls ist der Schweißer zurückzuweisen.

Kommen an einem Bauwerk Überkopfschweißungen vor, so kann verlangt werden, daß zwei Nähte des Probestückes überkopf geschweißt werden.

2. Güteprüfung der Schweißungen.

Unter Verwendung derselben Schweißart und gleicher Schweißdrähte wie bei der Herstellung des Bauwerks sind folgende Prüfungen vorzunehmen.

a) Prüfung einer Stirnkehlenschweißung wie unter Ziff. 1,

b) Prüfung einer Flankenkehlschweißung.

Es werden vier Flacheisen oder Blechstreifen entsprechend der Profildicke der Bauteile nach Abb. 4 durch Flankenkehlnähte in waagerechter oder senkrechter Richtung zu einem Probestück zusammengeschweißt. Die Länge der Nähte ist ungefähr gleich der Breite der Laschen auszuführen. Hierbei muß der Bruchquerschnitt eine Scherfestigkeit von mindestens 24 kg/mm² ergeben.

---

[7]) Wie zu [6]), aber hier soll zum Ausdruck kommen, daß der Verfertiger der statischen Berechnung mit Rücksicht auf Nebenbeanspruchungen dem Betriebsleiter die Reihenfolge der Schweißungen vorher angibt, denn jeder ist gemäß I, Ziff. 2 der Vorschriften verantwortlich.

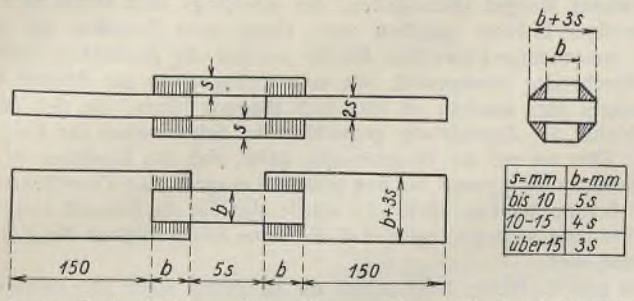
[8]) Der Schweißer soll bei den Arbeiten auf der Baustelle ebenso ruhig und ungehindert arbeiten können wie in der Werkstatt, damit er nicht seine Verantwortung gemäß 831 BGB. „sofern er Vorrichtungen und Gerätschaften zu beschaffen hat“ abwälzen kann. Bei starkem Wind, Regen oder Schnee wird der Unternehmer für eine bewegliche Überdachung sorgen müssen.

[9]) Mit Rücksicht auf die Berichterstattung der Baupolizeiverwaltungen bis zum 1. 1. 32 ist dieser Absatz in die Vorschrift aufgenommen.

[10]) Die Normung der Schweißbezeichnungen wird demnächst abgeschlossen sein; für die Dicke der Schweißnaht a wird die Bezeichnung „h“ treten.

c) Prüfung einer Stumpfschweißung.

Es werden zwei Bleche von je 6 oder 12 mm Dicke entsprechend der Profildicke der Bauteile durch V- oder X-Nähte nach Abb. 5 zu einem Probestück zusammengeschweißt. Die Kanten der Einschweißfurche sollen einen Winkel von mindestens 60° bilden.



s=mm	b=mm
bis 10	5s
10-15	4s
über15	3s

Abb. 4. Probestück zur Schweißungsprüfung (Flankenkehlnähte).

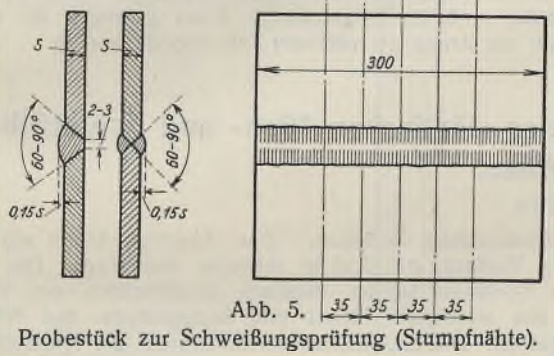


Abb. 5. Probestück zur Schweißungsprüfung (Stumpfnähte).

Die Probestücke können einem Zug- oder Biegeversuch nach DIN 1605 unterworfen werden.

Bei dem Zugversuch muß eine Festigkeit von mindestens 30 kg/mm² erreicht werden.

In besonders gearteten Fällen kann ein Biegeversuch angestellt werden. Bei Blechen bis zu 20 mm Dicke ist ein Biegestempel von zweifacher Blechdicke mit einem Abrundungsradius von Blechstärke genau auf die Mitte der Naht aufzusetzen, und zwar bei V-Nähten auf die Scheitelseite der Naht; die Scheitelschweißnaht ist vorher zu ebnen. Der lichte Abstand der Auflagerollen beträgt 5 s (s. Abb. 6). Die Versuche sollen sich im allgemeinen auf Bleche von 6 und 12 mm Dicke beschränken.

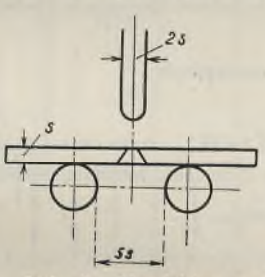


Abb. 6. Vorrichtung für den Biegeversuch.

Die Probe soll sich bis zum ersten Anriß um mindestens 60° biegenlassen.

3. Abnahme.

Für die Abnahme, die hauptsächlich[11]) in der Werkstatt von der örtlichen Baupolizeiverwaltung vorzunehmen ist, sind sämtliche Schweißverbindungen leicht zugänglich zu halten. Geschweißte Bauteile dürfen vor dem Verlassen der Werkstatt, soweit sie nicht abgenommen sind, nur einen durchsichtigen Anstrich erhalten. Auch sind die auf der Baustelle ausgeführten Arbeiten nach sorgfältiger Prüfung abzunehmen. Ob in besonderen Fällen Probebelastungen[11]) notwendig sind, darüber entscheidet der abnehmende Beamte.

Berlin, den 30. Juli 1930. II. 6200 h/24. 6.

Der Minister für Volkswohlfahrt.

Von diesen Bestimmungen sollen insbesondere diejenigen hervorgehoben werden, die für den Bauingenieur von Belang sind.

Schon im Abschnitt I, 2 ist die Bestimmung wichtig, daß „die Durchführung der vorgeschriebenen Prüfungen und der Bauüberwachung durch einen für die Schweißtechnik geeigneten Ingenieur" erfolgen muß, „dem nur fachkundige Hilfskräfte beigegeben werden dürfen".

Auch diese Bestimmung erinnert an die entsprechenden Vorschriften für den Eisenbetonbau, wo zumindest im gleichen Ausmaße wie hier persönliche Sorgfalt des Arbeiters und des Ingenieurs vorausgesetzt werden muß. Dadurch, daß die Prüfung und Bauüberwachung vielfach durch Fachingenieure ausgeführt werden wird, die außerhalb des betreffenden Unternehmens stehen, ist auch den Behörden die Sicherheit gegeben, daß die Arbeit von verschiedenen, voneinander unabhängigen Stellen überwacht wird.

Im Abschnitt I, 4 werden alle Schweißverfahren im Hochbau zugelassen. Man überläßt es dem Unternehmer, das Schweißverfahren und die Art der Geräte selbst zu wählen. Wenn auch die Lichtbogenschweißung nach dem heutigen Stand der Dinge durchaus im Vordergrund steht, so ist doch der Standpunkt der Behörden zu begrüßen, die Entwicklung der Arbeitsverfahren im freien Spiel der Kräfte zu fördern. Vom Standpunkt der Behörden muß es genügen, daß die Sicherheit des Bauwerks verbürgt wird. Das geschieht unter anderem durch die Bestimmung, die auf die schädlichen Nebenspannungen infolge der Erwärmung besonders hinweist.

Für den entwerfenden und berechnenden Bauingenieur steht Abschnitt II im Vordergrund des Interesses. Für die Berechnung und die zulässigen Spannungen sind hier alle notwendigen Unterlagen gegeben. An den Grundlagen der Berechnung hat sich gegenüber dem seinerzeitigen Entwurf des Fachausschusses nichts geändert; maßgebend bleibt nach wie vor die kleinste Bruchfläche der Schweißnaht, auf deren Querschnitt $a \cdot l$ die zulässigen Beanspruchungen zu beziehen sind. Man hat auch in der neuen Vorschrift an dem Berechnungsmaß a für die Dicke der Schweißnaht festgehalten, das als Grundlage der statischen Berechnungen auch in allen Zeichnungen ersichtlich sein muß.

Dadurch wird ein inniges Zusammenarbeiten zwischen Büro und Betrieb erreicht werden. Die ausführenden Stellen werden auch durch diese Bestimmung dazu angehalten, das Berechnungsmaß a zu prüfen. Der Anlageschenkel der Naht tritt an Bedeutung hinter diesem Maß a zurück. Das Entscheidende ist und bleibt, daß die Schweißnaht in ihren dünnsten Stellen das vom berechnenden Ingenieur vorgeschriebene Maß a nicht unterschreitet.

Die Vorschriften beziehen sich zunächst auf Flußstahl St 37. Die Beschränkung auf diesen Baustoff war durchaus ratsam, da die Erfahrung mit der Verarbeitung höherwertiger Baustähle durch Schweißen noch nicht weit genug gediehen ist. Bemerkenswert sind die geringen Grundspannungen, die für Zug, Druck, Biegung und Abscherung festgelegt wurden. Diese Grundspannungen liegen wesentlich niedriger als die der „Richtlinien"; doch wird ein gewisser Ausgleich dadurch geschaffen, daß man unter den Voraussetzungen der „Bestimmung über die zulässige Beanspruchung von Stahlkonstruktionen" vom 25. Februar 1925 diese Grundspannungen um $^1/_6$ bzw. um $^1/_3$ erhöhen darf. Dadurch ist Übereinstimmung hergestellt mit der Steigerung der zulässigen Beanspruchung für Bauteile aus St 37 von 1200 auf 1400 und 1600 kg/cm².

Tafel I zeigt den Vergleich der Grundspannungen des alten und des neuen Entwurfes. In Tafel II sind die zulässigen Beanspruchungen zusammengestellt, die sich bei Steigerung um $^1/_6$ bzw. $^1/_3$ ergeben.

Tafel III zeigt die um $^1/_6$ verminderten Spannungen gleichfalls nach den drei Gruppen gestaffelt.

Eine Herabsetzung der zulässigen Beanspruchung in der Schweißnaht hat dann zu erfolgen, wenn die betreffenden Bauteile wechselnder Beanspruchung oder Stößen ausgesetzt sind. Desgleichen bei Ausführung von Kranen und bei allen jenen Schweißnähten, die überkopf ausgeführt werden.

Tafel I. Zulässige Grundspannungen in der Schweißnaht bei Verwendung von St 37.

σ_{zul} in kg/cm²	alt	neu
Zug	850	720
Druck	1100	900
Biegung	850	wie Zug und Druck
Abscherung	750	600

Tafel II. Erhöhung der σ_{zul}-Werte für die Schweißnaht bei Verwendung von St 37; ruhende Last (kg/cm²).

		Grundspannung	erhöht um $^1/_6$	erhöht um $^1/_3$
σ_{zul} im Stab		1200	1400	1600
σ_{zul} in der Schweißnaht	Zug	720	840	960
	Druck	900	1050	1200
	Biegung	wie Zug und Druck		
	Abscherung	600	700	800

[11]) Im Interesse der Hersteller ist es zu empfehlen, der örtlichen Baupolizei rechtzeitig von den beabsichtigten Schweißarbeiten unter Vorlage der statischen Berechnung Mitteilung zu machen, damit die Abnahme möglichst in der Werkstatt beendet werden kann. Denn es könnte der Beamte, wenn die Abnahme auf der Baustelle Schwierigkeiten verursacht, entsprechend dem letzten Satz die Probebelastung anordnen, deren Kosten natürlich dem Hersteller zur Last fallen. Gi.

Tafel III. Herabsetzung der σ_{zul}-Werte für die Schweißnaht bei Verwendung von St 37; gilt für Wechsel- und Stoßbeanspruchung, Krane, Überkopfschweißungen (kg/cm²).

		Grund-spannung	erhöht um	
			1/6	1/3
σ_{zul} im Stab		1200	1400	1600
σ_{zul} in der Schweißnaht	Zug	600	700	800
	Druck	750	875	1000
	Biegung	wie Zug und Druck		
	Abscherung	500	583	667

Man hat auf diese Weise erreicht, daß die zahlreichen zulässigen Spannungen allen nur möglichen Belastungsfällen angepaßt sind. Die Berechnung ist ohne Zweifel dadurch etwas umständlich geworden; aber es kann erwartet werden, daß in absehbarer Zeit der Statiker sich auch an die mehrfach gestaffelten Spannungswerte bei Schweißnähten gewöhnt, die ein ähnliches Bild geben, wie die gestaffelten Werte bei genieteten Konstruktionen.

Schließlich soll aus dem Abschnitt III noch hervorgehoben werden, daß die Vorschriften über die Prüfung der Schweißer und über die Güte der Schweißung den Bestimmungen des seinerzeitigen Entwurfes der „Richtlinien" entsprechen.

Bei der Prüfung der Kehlschweißnaht, Abschnitt III, 1, wäre ein gewisser Mangel festzustellen, der allerdings auch schon nach dem seinerzeitigen Entwurf gegeben war. Denn beim Zerreißen der kreuzförmig zusammengeschweißten Bleche werden die Kehlnähte nicht auf reine Abscherung beansprucht, wie es ursprünglich in der Absicht dieses Vorschlages lag, sondern es tritt noch Biegung hinzu, die sich aus der Exzentrizität der Zugrichtung gegenüber der Schwerachse der Kehlnähte ergibt. Dies ist mit die Hauptursache dafür, daß das Erreichen der vorgeschriebenen 30 kg/mm² bei den praktisch ausgeführten Zerreißversuchen oft auf Schwierigkeiten stieß. Es würde sich für die Zukunft empfehlen, diese Versuche so festzulegen, daß die reine Scherfestigkeit der Kehlnaht gemessen wird.

Bis zum 1. Januar 1932 sollen die Behörden über ihre Erfahrungen mit den neuen Vorschriften an das Ministerium für Volkswohlfahrt berichten. Unabhängig von den Änderungen, die die zweijährige Anwendung der Schweißtechnik im deutschen Stahlbau für diese Vorschriften bringen dürfte, muß ihre gegenwärtige Form jedenfalls als wertvolle Unterlage für die Arbeit der nächsten Zeit begrüßt werden.

Neue Rinderschlachthalle mit Kühlhaus auf dem Berliner städtischen Vieh- und Schlachthof an der Landsberger Allee.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **H. Fricke**, Berlin.

Schon seit Jahren lag die Notwendigkeit vor, die zuletzt gebaute Rinderschlachthalle des städtischen Vieh- und Schlachthofes zu Berlin wesentlich zu vergrößern, um sie dem immer mehr steigenden Bedarf anzupassen. Der Neubau, der im Jahre 1929 von der Berliner Hochbaudeputation ausgeführt wurde, lehnt sich nach Norden zu, also nach der Landsberger Allee gewendet, an die vorhandene Rinderschlachthalle an und ist mit dieser durch das Kühlhaus in Verbindung gebracht.

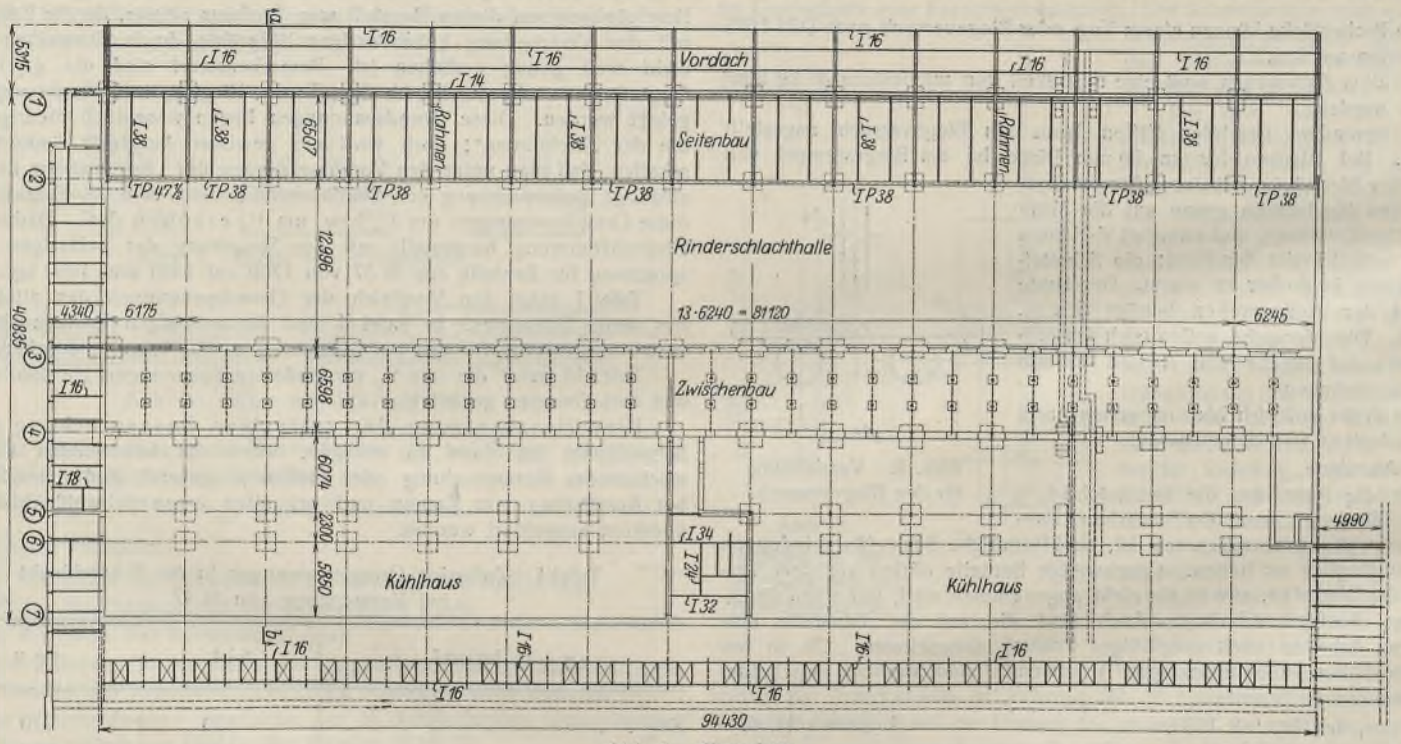


Abb. 1. Grundriß.

Die Hauptlänge des Baues beträgt rd. 98,40 m. In der Breitenrichtung lehnt sich an die vorhandene Halle zunächst das zweistöckige Kühlhaus von 14,22 m Breite bei 9,40/10,20 m Höhe, in dessen Obergeschoß sich Büro-, Untersuchungs-, Umkleideräume usw. befinden. Es folgt dann ein einstöckiger Zwischenbau, die Fleischkammern enthaltend, mit 6,60 m Breite und 5,50 m mittlerer Höhe. Die anschließende Schlachthalle hat 13,00 m Breite und ist 10,50/11,20 m hoch. Vergrößert wird die Halle noch durch einen Seitenbau von 6,50 m Breite und 7,20 m mittlerer Höhe, in dessen oberem Teil sich die Windenräume befinden. Den Abschluß bildet ein 5,30 m ausladendes Vordach mit 5,25 m mittlerer Höhenlage. Die Gesamtbreite des Neubaues beträgt demnach einschließlich des Vordaches 45,62 m. Am westlichen Giebel sind Restaurations- und Wirtschaftsräume eingebaut. Die Einzelheiten der Anordnung, der Raumteilung und der Abmessungen ergeben sich aus dem Grundriß (Abb. 1) und dem Querschnitt (Abb. 2).

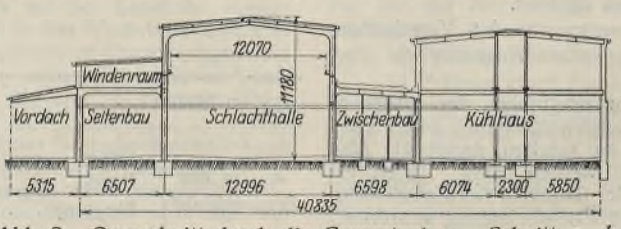


Abb. 2. Querschnitt durch die Gesamtanlage. Schnitt *a—b*.

Das Kühlhaus hat gemauerte Umfassungswände. Die Stützen und Trägerteile der Decken und des Daches sind aus Stahlkonstruktionen hergestellt. Zur Deckenfüllung wurden Ziegelhohlsteine verwendet. Das Dach erhielt Stegzementplatten, die mit Gasbeton nach dem Torkretverfahren abgeglichen wurden, um ein geringes Eigengewicht und wirksame Isolierung zu erreichen. Auf gute Isolierung wurde auch an allen anderen Stellen des Kühlhauses besonderer Wert gelegt.

Der Zwischenbau, die Schlachthalle und der Seitenbau sind als zusammenhängende Stahlkonstruktion aus-

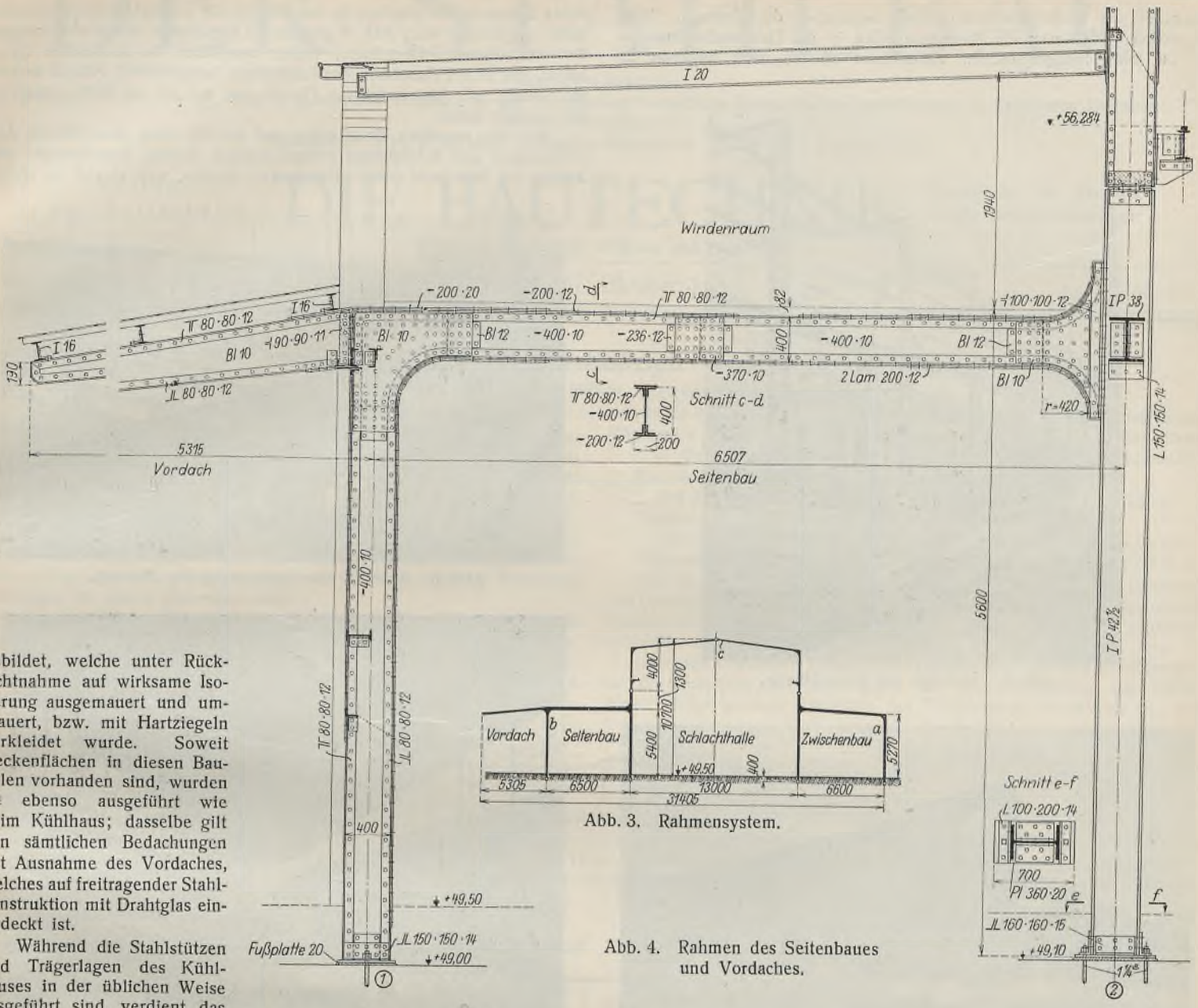


Abb. 3. Rahmensystem.

Abb. 4. Rahmen des Seitenbaues und Vordaches.

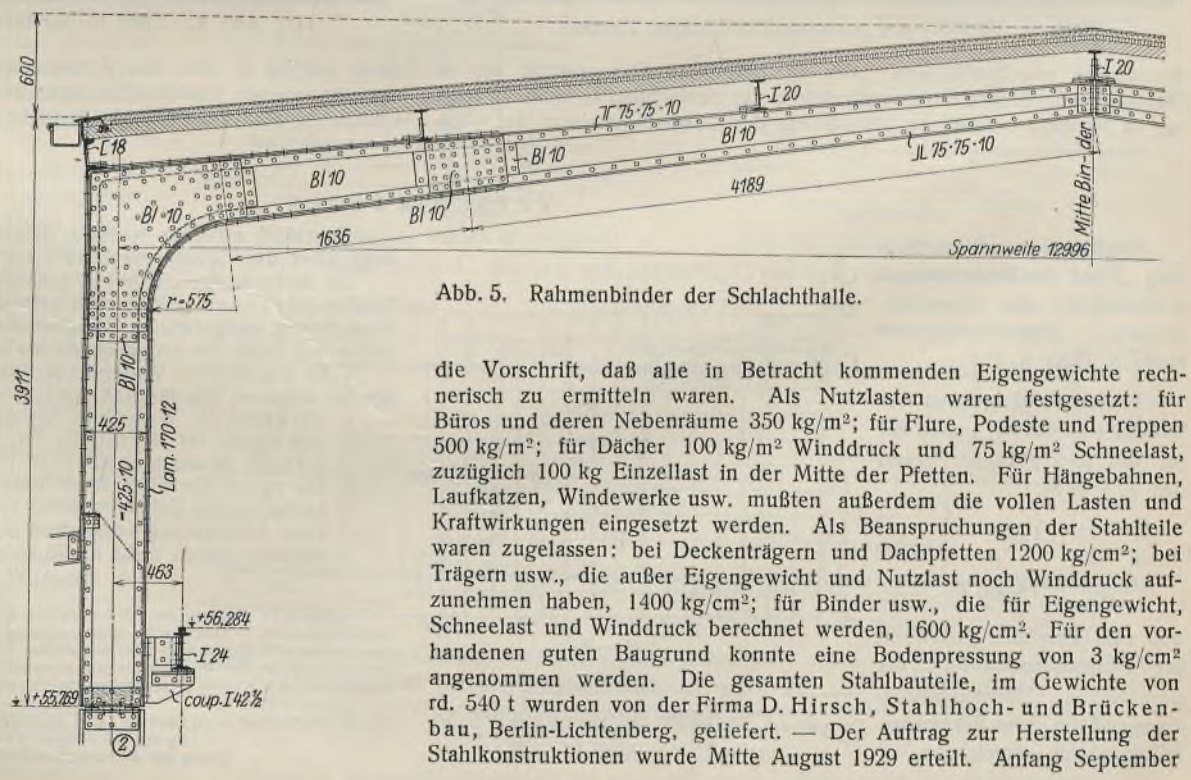


Abb. 5. Rahmenbinder der Schlachthalle.

gebildet, welche unter Rücksichtnahme auf wirksame Isolierung ausgemauert und ummauert, bzw. mit Hartziegeln verkleidet wurde. Soweit Deckenflächen in diesen Bauteilen vorhanden sind, wurden sie ebenso ausgeführt wie beim Kühlhaus; dasselbe gilt von sämtlichen Bedachungen mit Ausnahme des Vordaches, welches auf freitragender Stahlkonstruktion mit Drahtglas eingedeckt ist.

Während die Stahlstützen und Trägerlagen des Kühlhauses in der üblichen Weise ausgeführt sind, verdient das anschließende stählerne Stütz- und Tragewerk besondere Beachtung. Die hierfür statisch in Frage kommende Systemgruppe ist in Abb. 3 dargestellt. Sie zeigt: a) den im Zwischenbau liegenden Steifrahmen, b) den im Seitenbau liegenden Steifrahmen mit Kragarm des Vordaches, c) den von den Steifrahmen gestützten Dreigelenkbinder über der Schlachthalle. Diese Haupttragesysteme sind in Abständen von 6,24 m angeordnet. Ein Teil der verwendeten Querschnitte und Profile ergibt sich aus den Abb. 4 u. 5 der Rahmenkonstruktion der Schlachthalle und des Seitenbaues mit Vordach. Die Zwischenkonstruktionen, Zwischenträger, Lang- und Querverbindungen sind gleichfalls aus Stahl gefertigt, wie des näheren aus den Abb. 6, 7 u. 8 ersichtlich ist.

Für die statische Berechnung der zu verwendenden Querschnitte und Profile galt die Vorschrift, daß alle in Betracht kommenden Eigengewichte rechnerisch zu ermitteln waren. Als Nutzlasten waren festgesetzt: für Büros und deren Nebenräume 350 kg/m²; für Flure, Podeste und Treppen 500 kg/m²; für Dächer 100 kg/m² Winddruck und 75 kg/m² Schneelast, zuzüglich 100 kg Einzellast in der Mitte der Pfetten. Für Hängebahnen, Laufkatzen, Windewerke usw. mußten außerdem die vollen Lasten und Kraftwirkungen eingesetzt werden. Als Beanspruchungen der Stahlteile waren zugelassen: bei Deckenträgern und Dachpfetten 1200 kg/cm²; bei Trägern usw., die außer Eigengewicht und Nutzlast noch Winddruck aufzunehmen haben, 1400 kg/cm²; für Binder usw., die für Eigengewicht, Schneelast und Winddruck berechnet werden, 1600 kg/cm². Für den vorhandenen guten Baugrund konnte eine Bodenpressung von 3 kg/cm² angenommen werden. Die gesamten Stahlbauteile, im Gewichte von rd. 540 t wurden von der Firma D. Hirsch, Stahlhoch- und Brückenbau, Berlin-Lichtenberg, geliefert. — Der Auftrag zur Herstellung der Stahlkonstruktionen wurde Mitte August 1929 erteilt. Anfang September

begannen die Werkstattarbeiten, Ende September die Montage. Mitte Dezember 1929 waren die Montagearbeiten in der Hauptsache beendet. — Zu den photographischen Aufnahmen dürften noch folgende Erläuterungen angebracht sein: Abb. 6 bringt die Seitenansicht der in Montage befindlichen Stahlkonstruktion der Schlachthalle; Abb. 7 zeigt das in Montage befindliche Stahlskelett des Gesamtbaues von der nördlichen Langseite aus gesehen, zu der Zeit, als die Vordachkonstruktion noch nicht aufgebracht war; Abb. 8 gibt eine Längsansicht durch den fertigen Teil der oberen Schlachthalle, wobei namentlich die zahlreichen Querträger, das sind Fahrbahnen der Laufkatzen, hervortreten; Abb. 9 enthält die Ansicht auf den westlichen Giebel und auf die nördliche Langseite des fertigen Baues.



Abb. 6. Montage der Schlachthalle.



Abb. 7. Kurz vor der Vollendung der Montage.



Abb. 9. Ansicht des Bauwerks im fertigen Zustand.

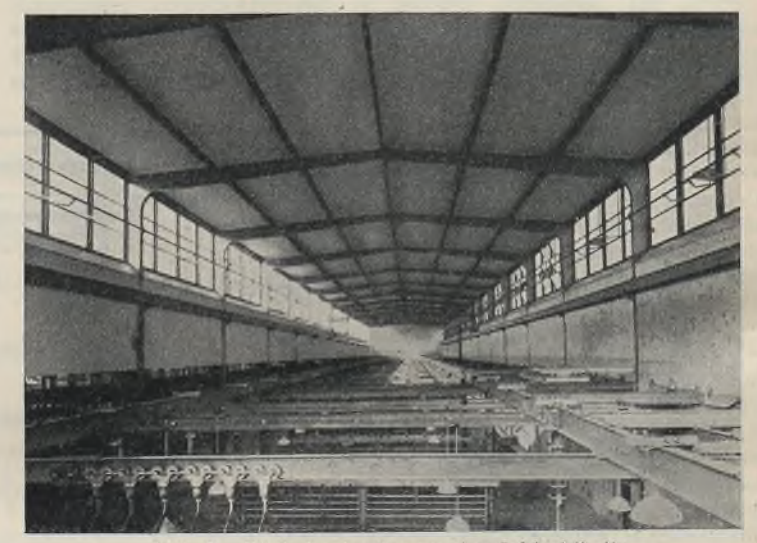


Abb. 8. Blick in das Innere der Schlachthalle.

Auf die sonstigen Bauarbeiten und auf die allen neuzeitlichen Anforderungen und Erfahrungen entsprechenden inneren Einrichtungen der Anlage soll hier nicht näher eingegangen werden, weil es sich an dieser Stelle um die zu dem Bau verwendeten Stahlkonstruktionen handelt und weil eingehende Veröffentlichungen über den gesamten Neubau von der städtischen Bauverwaltung ln Aussicht genommen sind.

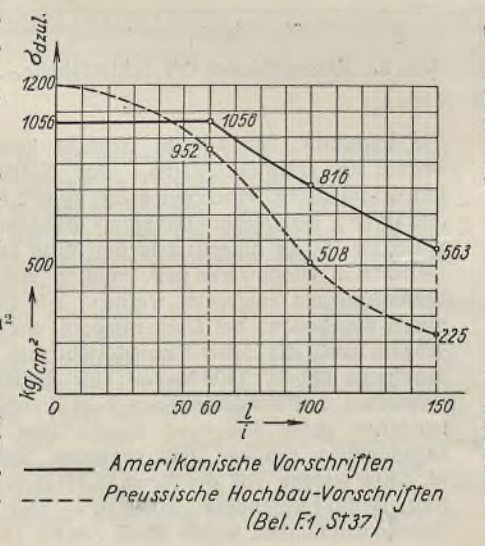
Verschiedenes.

Ergänzung zu dem Beitrag „Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahlhochbaues“ Heft 18, 1930, S. 214:

In der nachfolgenden Abbildung sind die $\sigma_{d\,zul}$ nach der für New York gültigen Formel des A. J. of St. C.

$$\sigma_{d\,zul} = \frac{1265}{1 + \frac{l^2}{18\,000\,r^2}} \text{ kg/cm}^2$$

und zum Vergleich gestrichelt die entsprechenden $\sigma_{d\,zul}$ der preußischen Hochbaubestimmungen beim ersten Belastungsfall graphisch aufgetragen.



Zuschrift zu dem Aufsatz „Statische und konstruktive Betrachtung über den Stahlskelettbau“, Heft 17, 1930, Seite 193.

Zu dieser ausgezeichneten, zusammenfassenden Wiedergabe von Prof. Dr.-Ing. Brunner gestatte ich mir auf die falsche Wiedergabe der in Deutschland maßgebenden Windbelastungen aufmerksam zu machen. Es müßte auf Seite 196 unten rechts heißen:

„Die preußischen Vorschriften aus dem Jahre 1925 arbeiten mit folgenden höheren Windkräften, und zwar mit

1. 100 kg/m² für Wandteile bis zu einer Höhe von 15 m,
2. 125 kg/m² für Wandteile in der Höhe von 15 bis 25 m und Dächer in weniger als 25 m Höhe,
3. 150 kg/m² für über 25 m hoch liegende Wandteile und Dächer. Lediglich die Belastung unter 1. kann bei Bauwerken in geschützter Lage bei dauernd vorhandenem Windschutz entsprechend ermäßigt werden, jedoch nicht $<$ 75 kg/m².“

Ing. A. W. Schweppe-Aebli, Düsseldorf.

INHALT: Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen mit geschweißten und genieteten Stabverbindungen. — Geschweißte Stahlhochbauten. — Neue Rinderschlachthalle mit Kühlhaus auf dem Berliner städtischen Vieh- und Schlachthof an der Landsberger Allee. — Verschiedenes: Ergänzung zu dem Beitrag „Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahlhochbaues. — Zuschrift zu dem Aufsatz „Statische und konstruktive Betrachtung über den Stahlskelettbau“.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 17. Oktober 1930 | Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues.*)

Von Dr.-Ing. **Karl Ludwig Müller,** Regierungsbaumeister a. D.

I. Allgemeines.

Im vielgeschossigen Geschäftshausbau haben sich die finanziellen Vorteile des Skelettbaues bereits als ausschlaggebend erwiesen; beim Wohnungsbau sind sie noch umstritten, oder wenigstens fielen sie nicht genügend ins Gewicht, um traditionelle Hemmungen zu überwinden. Die technischen Vorfragen sind genügend geklärt; um weiterzukommen, muß man jetzt dem Bauherrn und Architekten die Beurteilung der finanziellen Seite erleichtern; er muß Unterlagen erhalten, mittels welcher er ohne zeitraubende Vergleichsanschläge die Kostenauswirkung seiner Anordnungen im voraus übersehen kann.

Allgemeingültige Feststellungen solcher Art sind sicher möglich, sonst gäbe es auch keine Erfahrungssätze über die Kostengestehung. Wichtig ist natürlich, daß der Planfertiger die Ergebnisse auf die Verhältnisse des konkreten Falles mühelos umrechnen kann; demgemäß werden, ausgehend von einem typischen, dem Durchschnitt nahekommenden Fall, die vorkommenden Abwandlungen einzeln behandelt.

Des Raummangels wegen können hier die einschlägigen Untersuchungen nur auszugsweise wiedergegeben werden. Trotzdem sind diese noch so mit Formeln und Tabellen belastet, daß sie im Schlußwort in textlicher Form wiederholt werden müssen.

Gesichtspunkte für Gestaltung und Abänderung der Grundrisse.

Als Ausgangspunkt der Untersuchung wird ein „Zweispänner-Grundriß“ von 60 m² Nutzfläche mit relativ zahlreichen kleinen Räumen und geringer Gebäudetiefe zugrunde gelegt.

Der Stahlkonstrukteur wird seine Verbesserungsvorschläge, welche Normalisierung und Verbilligung der Konstruktion bezwecken, auch auf die Grundrißfragen ausdehnen wollen. Er sollte sich aber dabei bewußt sein, daß trotz der Vielheit der im Schrifttum erörterten Grundrisse dem Architekten beim Entwurf von Massensiedlungen die Hände gebunden sind.

Die Engräumigkeit ist von besonderer Bedeutung für die Bemessung der Gebäudetiefe. Besonders geringe Raumgrößen (im Mittel 11,5 m²) ergeben sich nach dem Kleinwohnungsprogramm der Reichsforschungsgesellschaft. Nach den Bestimmungen der Berliner Wohnungsfürsorgegesellschaft wird man die Engräumigkeit nicht ganz so weit treiben. Hier bleibt für den Durchschnitt aus Zimmer und Kammern immerhin eine Fläche von 13,5 m². Bei einer gediegenen bürgerlichen Wohnung sind vergleichsweise 20 m² anzusetzen.

Je größer bei gegebener durchschnittlicher Raumgröße die Gebäudetiefe gewählt wird, desto schmaler, desto unwohnlicher werden die Zimmer und Kammern. Offenbar kommen die Räume dem anzustrebenden quadratischen Grundriß am nächsten, wenn man die lichte Gebäudetiefe, die der Tiefe zweier Räume gleichkommt, gleich 2 mal $\sqrt{\text{Fläche}}$ ansetzt. Die Gesamtgebäudetiefe ergibt sich hieraus durch Hinzufügung der Stärkenmaße der Außen- und Innenlängswände von beiläufig 1,15 m bei Massivbau und 0,65 m beim Skelettbau.

Für die erwähnten Flächengrößen ergeben sich folgende Richtwerte:

Kleinwohnungs-Programm der Reichsforschungsgesellschaft
bei $f = 11{,}5$ m² pro Raum, lichte Tiefe . . . . . 6,80 m
Mindestmaß nach Vorschrift der Berliner Wohnungsfürsorge
13,5 m², lichte Tiefe . . . . . 7,35 m
Vergleichsweise großräumige Wohnung 20,0 m², lichte Tiefe 9,00 m.

Die in den Abb. 1a bis 1f dargestellten Skizzen geben eine Übersicht von Grundrißlösungen. Diese entsprechen zunächst den oben aufgeführten Tiefenmaßen, weiter beachten sie noch andere elementare grundrißtechnische Forderungen.

Aus den erwähnten Grundrissen ergeben sich gewisse Forderungen für die Einteilung der Stützenjoche der Stahlkonstruktion von selbst. Wenn infolge geringer Haustiefe das Treppenhaus vorzubauen ist, wie

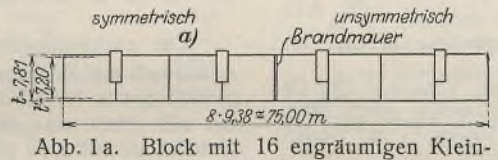


Abb. 1a. Block mit 16 engräumigen Kleinwohnungen von 16 m² mittlerer Größe. (Varianten: 40 bis 70 m².)

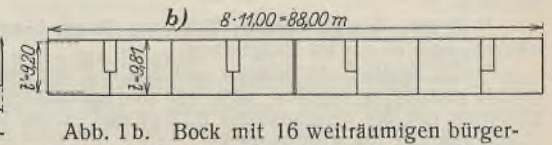


Abb. 1b. Bock mit 16 weiträumigen bürgerlichen Wohnungen von 87 m² mittlerer Größe. (Varianten: 70 bis 120 m².)

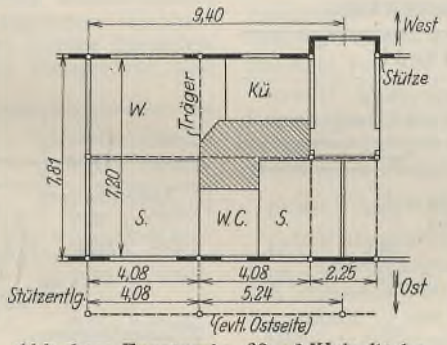


Abb. 1c. Engräumig, 60 m² Wohnfläche.

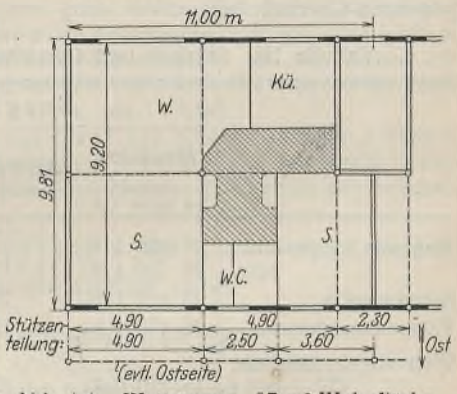


Abb. 1d. Weiträumig, 87 m² Wohnfläche.

Abb. 1c u. d. Beispiel symmetrischer Grundrisse und Stützenteilung.

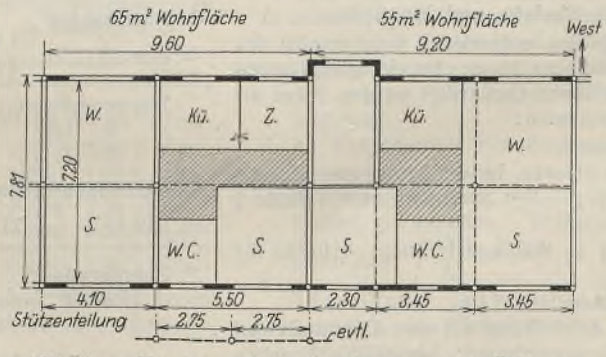


Abb. 1e. Unsymmetrisch, (Erschwerung der Stützenteilung, aber grundtechnisch besser).

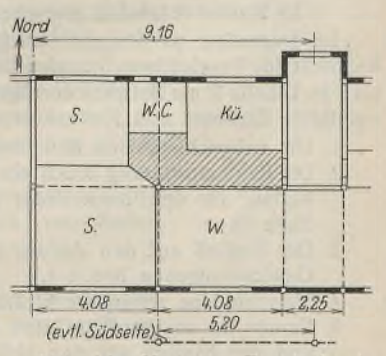


Abb. 1f. Variante: Fensterfront nach Süden.

Bemerkung: Sonstige Varianten, Wohnungen mit zentralem Wohnraum, Laubenhäuser, Junggesellenhäuser usw. ermöglichen gleichmäßigere Stützenteilung.

Abb. 1a bis f.
Typische Reihenhausgrundrisse für Großsiedlungen. Erläuterung der Stützenteilung.

*) Mit den Ausführungen des Verfassers können wir uns nicht restlos einverstanden erklären. Dessen ungeachtet möchten wir nicht versäumen, diese neuartigen Kostenvergleichberechnungen zu veröffentlichen. Die Schriftleitung.

dies beispielsweise bei der gewählten Gebäudetiefe von 7,20 m nötig wird, so ergibt sich hieraus nahezu von selbst die Stellung von Stützen an den Kreuzungsstellen der Treppenhauswände und der Längswände. Ferner erscheint es als selbstverständlich, in die Trennwände der Doppelhäuser Stützenjoche einzubauen, welche im Verband mit der Trennwand (bei verkröpften Trennwänden je mit der halben Trennwand) die nötige Windsteifigkeit ergeben.

II. Untersuchung des Durchschnittsfalles.

a) Voraussetzungen über Konstruktion und Lasten.

Ausgangspunkt der Untersuchung ist der typische Fall, eine kleinräumige Wohnung von 60 m² Grundfläche. Diese liege in einem vierstöckigen Reihenhaus und bestehe aus 3 Zimmern und Küche. Außerdem wird eine bürgerliche Wohnung von 87 m² Grundfläche mit ebenso vielen, also entsprechend größeren Räumen untersucht.

Es werden zunächst drei Varianten unterschieden; diese sind wie folgt gekennzeichnet:

Tabelle 1a.

		Wandkonstruktion	Wärmeschutz in kcal/m² h° C	Gewichte je m² Mauer	Gewichte t/lfd. m
1		2	3	4	5
A. Kleinräumige Wohnung; 60 m²					[2]
Vergleichsfall 0		Ziegel, im Mittel 41 cm[1]	üblich 1,27	808	2,25
Verschiedene Ausfachungen	I.	Leichtsteine hohlgemauert 12 + 6 + 12 = 30 cm	mäßig 1,24	410	1,07
	II.	Leichtbeton oder Mauer 23 cm	„ 1,12	365	0,95
	III.	Schutz- und Isolierplatte 8 + 3 + 9 = 20 cm	gut 0,67	285	0,75
B. Großräumige Wohnung; 87 m²					
		Ausfachung wie II; 23 cm	1,12	3,65	0,75

[1]) 41 cm, das gewogene Mittel aus 38 cm Wandstärke in den drei oberen, und 51 cm im Erdgeschoß.

[2]) (Zu Spalte 5 der obigen und Spalte 2 der folg. Tabelle.) Die Gewichte pro lfd. m ergeben sich aus den quadratmetrischen durch Multiplikation mit der Geschoßhöhe 3,15 m und einem Faktor $^5/_6$ zur Berücksichtigung der Maueröffnungen.

Die Voraussetzungen bezüglich der Innenwände gehen aus der folgenden Übersicht hervor.

Tabelle 1b. Stärken und Gewichte der Innenwände.

	Vergleichsfall					
	Massivbau			Skelettbau (für Fall I bis IV gleich angenomm.)		
	cm	kg/m²	t/m	cm	kg/m²	t/m
Tragende Längswände	25	490	1,30	12 cm + 3 „ Isol.	210	0,55
bzw.	38	750	1,90			
Brandmauern	25	490	1,54	25	490	1,54
Treppenhausmauern .	25	490	1,30	15	210	0,65
Wohnungstrennwände (12 + Isol.)	15	210	0,65	15	210	0,65
Zimmertrennwände . .	10	150	0,37	10	150	0,37

b) Kostenvergleich zwischen Skelett- und Massivbau.

Im folgenden werden die Hilfsgrößen entwickelt, welcher sich der Architekt für Vergleichsrechnungen bedienen kann. Der Vergleich selbst wird in Tabelle 2 als Beispiel durchgeführt. Gewürdigt werden dabei als wichtigste Einflüsse und Kostenkomponenten:

1. Die unterschiedlichen Einheitspreise.
2. Die Raumeinzehrung durch die Mauern, besser gesagt die „Zusatzkosten" für den toten Raum (vgl. oben Spalte 2, auch Tabelle 2 Zeile 2).
3. Der Einfluß auf den Aufwand an Stahlkonstruktion. (Hierzu die Gewichtsangaben Spalte 4.)
4. Verschiedene sekundäre Einflüsse.
5. Ferner ist zu würdigen eine Auswirkung auf den Gebrauchswert und der Einfluß auf den Heizungsaufwand; hierzu die Angaben in Spalte 3.

1. Ausmaße und Ausmaßziffern (für Tabelle 2 Zeile 1).

Beispielsweise entfällt — abgesehen von sekundären Korrekturen — bei einer Gebäudetiefe t und einer Länge L an Umfassungsmauern eine Ausmaßziffer von rd. $\left[\frac{2}{t}+\frac{2}{L}\right]\cdot\nu$ in $\frac{\text{lfd. m}}{\text{m}^2}$. Dabei bedeutet beispielsweise der Ausdruck $\frac{2}{t}$, daß 2 lfd. m Mauer auf t m² Fläche ausgeworfen werden. Der Koeffizient $\nu=\frac{1}{\text{Stockwerkseffekt}}=\frac{\text{Stockwerksfläche}}{\text{Nutzfläche}}$ ist primär vom Treppenhausanteil, den Wandstärken und der Zahl der Querwände abhängig — sekundär von einigen anderen Faktoren.

Lichte Gebäudetiefe sei 7,20 m; δ_e = Breitensumme der Längsmauern, δ_b desgleichen der Quermauern.

Tabelle 1c.

Hauptmaße des je Wohnung entfallenden Gebäudeteiles,
an Hand der Zeichnungen für 4 Zweispänner oder 8 Einzellängen L;
71 m Gebäudetiefe entwickelt.

	Vergleichsfall Ziegelbau	Fall II mittelstarke Wände	Fall B großräumige Wohnung 87 m²
Gebäudelänge je Wohnung $\left(\text{z. B. } 8{,}94+\frac{\delta_b}{8}\right)$	8,94 + 0,60 = 9,54 m	8,94 + 0,44 = 9,38 m	9,96 + 0,44 = 10,40 m
Stockwerksfläche einschl. Treppenvorsprung $L\cdot(7{,}20+\delta_b)+0{,}62$ (bzw. 0,55)	80,18 m²	73,82 m²	102,00 m² $b=9{,}20$ (ohne Vorsprung)
Zuschlag $=\frac{\text{Mauerfl. + Treppenfl.}}{\text{Nutzfläche}}$	$\frac{25{,}5}{8{,}05}=33{,}6\,\%$	$\frac{15}{8{,}05}=23\,\%$	$\frac{11{,}7}{5{,}6}=17{,}3\,\%$

Fall I und III sind von Fall II nur wenig verschieden, und zwar um + 1,50 m² oder 2,5 % bzw. um — 0,66 m² oder 1,1 %.

1. Vergleich der wichtigsten spezifischen Ausmaße (analytisch festgestellt).

[Die nachgenannten spezifischen Mauerlängen s_e (Spalte 2a bis 4a), annähernd mit den vorstehenden abgestimmt, beruhen auf den Ansätzen (gemäß Spalte 1); durch Multiplikation derselben mit den Stärken δ und mit 100 erhält man den spezifischen Mauerquerschnitt in Prozenten der Nutzfläche: $100\,\Sigma s\,\delta$ (Spalten 2b bis 4b).]

Tabelle 1d.

	Vergleichsfall ($t'=7{,}20$) Ziegelbau		Fall II ($t'=7{,}20$) mittelstarke Außenwände		Fall IV ($t'=9{,}20$) großräumig	
	spez. Länge m pro m²	Mauerquerschnitt %	spez. Länge m pro m²	Mauerquerschnitt %	spez. Länge m pro m²	Mauerquerschnitt %
	2a	2b	3a	3b	4a	4b
1. Außenmauern $s_l=\left(\frac{2}{7{,}20}+\frac{2}{71{,}5}\right)\cdot 1{,}08\cdot\frac{L}{8{,}94}$	0,352	**14,5**	0,346	**8**	0,267	**6,15**
2. Innenlängswand $\frac{1{,}08}{7{,}20}\cdot\frac{L}{8{,}94}$	0,160	4,9	0,157	2,4	0,120	1,80
3. Quermauern						
Brandmauern $\frac{1{,}08}{71{,}5}$	0,015	0,4	0,015	0,4	0,013	0,33
Treppenmauern $\frac{8}{2}\cdot\frac{1{,}20}{71{,}5}$	0,072	2,3	0,072	1,0	0,055	0,83
Wohntrennwände $1{,}08\left(2+\frac{4}{2}\right):71{,}5$	0,061	1,0	0,061	0,9	0,052	0,78
Zimmerwände $16\cdot 1{,}08:71{,}5$	0,24	2,5	0,24	2,3	0,190	1,90
	0,904	25,0 %	0,891	15,9 %	0,697	11,76 %
Vergleiche Fall I[1])			0,893	18,4 %		
„ „ III[1])			0,890	14,8 %		

[1]) Für diese in Tabelle 1a beschriebenen Fälle mit 0,30 bzw. 0,20 m starken Außenwänden wurden die spez. Längen und die prozentualen Aufschläge für die Mauerquerschnitte in entsprechender Weise errechnet.

Das Beispiel Tabelle 2 gibt die Entwicklung für die 60-m²-Wohnung an. Man erhält das Ausmaß durchgehender Wände durch Multiplikation der spez. Längen s mit $60 \cdot 3{,}15 = 189$, das Ausmaß durchbrochener Wände durch Multiplikation mit $^5/_6 \cdot 60 \cdot 3{,}15 = 157$.

2. Preisvoraussetzungen. (Zu Tabelle 2 Zeile 1.)

Zur Annahme der Preise der Ausfachung in Tabelle 2 wird bemerkt, daß diese nach örtlichen Verhältnissen zu berichtigen sind. Die angesetzten Einheitspreise je m² Ausfachung (bzw. je m² Massivwand) verstehen sich jeweils einschließlich Zubehör und Nebenleistungen, Wandanstriche (Putzträger, Schalung, Gerüst usw.).

(Für mehrere Kombinationen von Ausfachungen sind Preise in der Broschüre „Wärmewirtschaftliche Bewertung usw." angegeben; s. Hinweis unter „Heizungskosten" S. 244.)

Angaben über die Grenzen der Preisverschiedenheiten und deren Auswirkung auf das Ergebnis folgen in der Anmerkung[1]).

Für jede Mark, um welche sich die Differenz zwischen der Außenmauer aus Ziegel und der aus Leichtbeton erweitert, erhöht sich die Ersparnis pro 60 m² Wohnung um 54 m² · 1,00 Mk./m = 54,00 Mk. oder 0,5 % der Bausumme [bei schätzungsweiser Mitberücksichtigung der Innenmauern um 0,75 %]. Die mögliche Mehreinsparung von 4,00 Mk. pro m² [8,00 Mk. statt 4,00 Mk. pro m² Außenwand] kann also bis zu 3 % der Bausumme ausmachen.

3. Auswertungen. Kosten des toten Raumes. (Zu Tabelle 2 Zeile 2.)

Im allgemeinen sind die Zusatzkosten für den toten Raum je nach Geschoßzahl mit 7 bis 10 Mk./m³ toten Raumes, also mit etwa 30 Mk./m² toter Grundrißfläche anzusetzen. Im vorliegenden Vergleichsfall, in dem es sich um eine durchgreifende Änderung der Fundierungsweise handelt, trennt man zweckmäßig

α) Zusatzkosten der Fundamentkonstruktion,

β) Zusatzkosten gemäß überbauter Fläche.

[1]) Die Preise der zu vergleichenden Ziegelwandausführung bewegen sich wie folgt:

	Unterer Wert Mk./m²	Oberer Wert Mk./m²
0,42 m³ zu 35,00 bis 42,00 Mk. . . .	14,70	17,64
Außen- und Innenputz (3,00 + 1,30) = 4,30	4,00	4,60
Mauer im ganzen	18,70	22,24

Der Preis der Betonwände (hier 23 cm stark angenommen) wird sehr verschieden kalkuliert. Zum Teil ist das objektiv begründet, es hängt von der Baustelleninstallation und der Handlichkeit und der Wiederverwendungszahl der Wanderschalung ab, aber auch Ermessensfragen spielen — besonders im Falle der Schalungsabschreibung — eine große Rolle. [Betonbaufirmen, welche die Kalkulationserfahrungen des Industriebaues auf die einfacheren Wanderschalungen typisierten Wohnungsbaues übertragen, rechnen vielfach noch vorsichtiger als allgemeine Hochbauunternehmungen. — Billige Schüttbetonausführungen wurden besonders im Bezirk Halle und Merseburg ausgeführt.] Die Preisgrenzen sind etwa folgende:

Kosten für 1 m³ Beton	Unterer Wert Mk./m³	Oberer Wert Mk./m³
Material ∫ [Sand: 4,0 bis 8,00 Mk./m³] . . . . . } 1,25 m³ { Bims oder Leichtstoff 6,00 bis 18,00 Mk./m³ ∫	6,25	16,20
Zement 135 bis 160 kg zu 5,60 Mk./100 kg	7,60	9,00
Löhne inkl. Nebenarbeit 5,0 bis 7,5 Std./m³ zu 1,20 bis 1,35 Mk./Std.	6,00	10,00
Zuschläge ca. 25 % bis 20 %	3,95	7,00
	23,80	42,20

Kosten für 1 m² Wand	In Mark pro m² Untere Grenze		Obere Grenze
Stärke δ	20 cm	23 cm	23 cm
Beton $\delta \cdot 23{,}10$ bis $\delta \cdot 44{,}0$	4,80	5,50	9,70
2 m² Wanderschalung zu 0,90 bis 2,20 Mk. pro m²	1,80	1,80	4,40
Angebotspreise der Wand	6,60*	7,30	14,10
Außen- und Innenputz	4,00	4,00	4,40
	10,60	11,30	18,50

*) Angebotspreise unter 7,00 Mk. werden sich nur unter außerordentlich günstigen Standortbedingungen ergeben; im allgemeinen schwanken die Preise 20 bis 23 cm starker Wände

zwischen 8,5 bis 12,50 Mk. pro m² Wand allein

„ 12 bis 16,00 „ „ „ Wand mit Putz.

Die Differenz gegen Ziegelbau [in der Tabelle mit 20 — 16 = 4 Mk. angegeben] kann bei Ziegelwandpreisen von 19 bis 21 Mk./m² von [19 — 16] bis [21 — 12,0] also von 3,00 bis 9,00 Mk. pro m² schwanken.

α) Änderung bei der Fundamentkonstruktion.

Die Auflösung der 65 cm starken Wände beim Massivbau in 38er Wände mit Pfeiler erspart an Mauerwerk etwa 25 m³, an Bankett und Aushub etwa 5 m³ (bei Beachtung der entgegenstehenden Kostenmehrung beim Pfeilermauerwerk immerhin noch rd. 800 Mk. je Wohnungsgrundriß, das sind 200 Mk. je Wohnung, 3,30 Mk./m² Wohnfläche oder 2 % des Herstellungswertes von 175 Mk./m², vorbehaltlich zusätzlicher Vergleiche gemäß 3 γ).

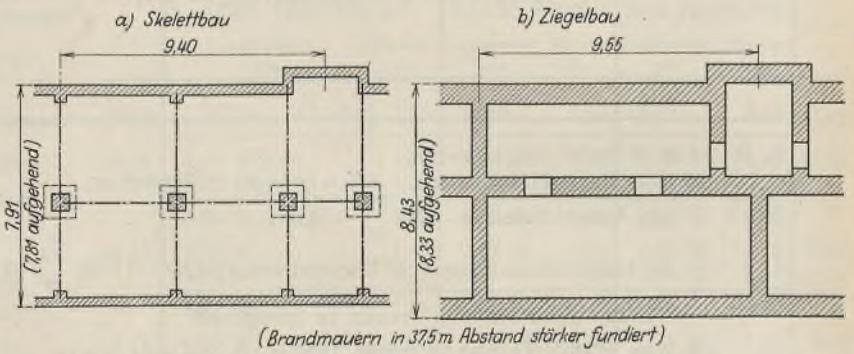


Abb. 2a u. b. Unterschiede beim Kellergrundriß.

β) Im übrigen entfallen je m² Mehrfläche des Hauses folgende Zusatzkosten:

Dachfläche abgewalmt etwa 6,40 · 1,40 . . . . . =	9,00 Mk.
Holz für Dachverband 0,07 · 1,30 . . . . . =	9,00 „
Erdaushub 2,0 m tief und Abfuhr (2,50 + 3,50) Mk. =	12,00 „
Rohgelände (ausschl. Erschließung) überbaut 1 m² .	12,00 „
Rohgelände-Hofzuschlag (Bauzone IV, Flächenausnutzung 0,4); $12{,}00 \cdot \frac{0{,}6}{0{,}4}$ . . . . . =	18,00 „
Verschiedene sekundäre Einflüsse (Mauerleibungen, Einfluß auf die Erschließungskosten usw.) . . .	16,00 „
Je m² ersparter Hausgrundfläche	76,00 Mk./m²
Je m² ersparter Wohngrundfläche, im vierstöckigen Haus =	19,00 „
Je m³ ersparten umbauten Raumes	6,20 „

Ändert sich beispielsweise der Anteil des Mauerquerschnitts um ± 10 % der Wohnfläche, so ändern sich „Zusatzkosten" entsprechend 0,1 m² um (19,0 · 0,1) = 1,90 Mk. oder um 1,90/1,75 = ± 1,10 % der Bausumme.

γ) Anmerkung: Abgesehen von der Verbilligung unter α durch Umgestaltung des Kellergrundrisses spielt das Gewicht der Ausfachung für die Kosten des Kellers keine große Rolle. Jede Tonne Last erfordert bei σ_{zul} von 18 bzw. 3 kg/cm² einen Zusatzquerschnitt von etwa 1/180 m² Kellerpfeiler und 1/30 m² Bankett, das entspricht mit den Höhen 2,50 bzw. 0,70 m und den Preisen 40 bzw. (32 + 4,00) Mk. ausgewertet einem Aufwand von 0,56 + 0,84 = 1,40 Mk. pro 1 t Last.

Verschiedene Auswirkungen auf die Kosten (Tabelle 2 Zeile 3).

α) Die Zeitersparnis (abhängig von Witterung und Jahreszeit) betrage beim vierstöckigen Bau im Mittel 2½ Monate; an Laufzeit der Zwischenkredite 1,25 Monate.

Bei 8 % Zins sind das $\frac{8\,\%}{12} \cdot 1{,}25 = 0{,}805\,\% =$	80 Mk./Wohnung
(Bei Geschäftshäusern greifen natürlich andere Überlegungen Platz.)	
β) Rationelle Rohr-Installation, Ersparnisse am Einputzen ⅓ von 100 Mk. Arbeitskosten . . .	etwa 30 „ „
γ) Ersatz des Standgerüstes durch fliegende Rüstung für 65 m² Außengerüste 20 Std. Lohneinsparung, dazu Fracht- und Materialersparnis	„ 40 „ „
δ) Minderung an Verlustzeiten infolge geschützten Arbeitens. Rohbauarbeit an Ausfachung und Decken erfordert einen Lohnaufwand von (4,0 + 2,5) % der Bausumme oder 660 Mk. je Wohnung.	
An Verlustzeiten können nahezu 1/20 gespart werden	30 „ „
ε) Minderung gewisser mit der Bauzeit gehender Kosten (Bewachung, Vorhalten von Buden, Zaun usw. $\frac{1 \cdot 5\,\%}{5}$ . . . . . =	30 „ „
Anmerkung: Das Vorhalten von Geräten usw. sei bei den Einheitspreisen sinngemäß berücksichtigt.	
Verschiedenes (unter anderem Wegfall von Fensterbeilagsträgern usw., die in der Eisenkonstruktion ohnehin vorhanden)	20 „ „
Summa 3α) bis ε)	230 Mk.

Tabelle 2. Kostenänderung beim Übergang vom Ziegelbau zum Skelettbau.
Schema am Durchschnittsfall [60 m² Wohnfläche, 4stöckig] erläutert.
Einsparungen in Mk. je 60 m² — je 100 Mk., also rund 1 % bei 10 000 Mk. Herstellungswert.

Ansatz der Kostenänderungen ΔK	Differenzen gegen Ziegelbau		
	Fall II 23 cm Leichtbeton	Vergleichsweise Fall I 30 cm Hohlmauer	Vergleichsweise Fall III 20 cm Bau-Platten
	Preisvoraussetzung Außenwände $16\ \frac{Mk.}{m^2}$	$16\ \frac{Mk.}{m^2}$	$16\ \frac{Mk.}{m^2}$
A. Bei den Herstellungskosten.			
1a) Aus Preisdifferenzen. $\Delta K = (p - p_0) \times$ Ausmaß a;			
bei Außenwänden $[p - 20]\ \frac{Mk.}{m^2} \cdot 54{,}0$	— 216		
bei Innenwänden (Längs- und Treppenwände) $[14{,}50 - 11{,}50]\ \frac{Mk.}{m^2}\ (24 + 13)\ m^2$	— 111,—		
Sa. 1a) (nach örtlichen Preisen zu korrigieren)	(— 327,—)	— 327,—	— 327,—
1b) Aus Maßdifferenzen gemäß Tabelle 1d $\Delta K = (a - a_0)\,p$			
bei Außenmauern $(a - 54{,}0)\ 0{,}9\ m^2$ [bzw. 0,8 und 1,0] $m^2 - 20\ \frac{Mk.}{m^2}$ . .	— 18,—	— 16,—	— 20,—
bei Innenmauern $(i - 24 \cdot [0{,}45])\ m^2 \cdot 14{,}50\ \frac{Mk.}{m^2}$	— 6,—	— 5,—	— 7,—
2α) Vereinfachung im Keller (s. Erläuterung)	— 200,—	— 195,—	— 209,—
2β) Zusatzkosten für Raumeinzehrung $19\ \frac{Mk.}{m^2} \times 60\ m^2\,(s - 25)\,\% \cdot \frac{1}{100}$ . .	— 105,—	— 75,—	— 115,—
[worin $s = 9{,}1\,\%$ bzw. 6,6 und 10,2 %] (vgl. Erläuterung)			
3) Verschiedene Einsparungen (s. Erläuterung)	— 230,—	— 230,—	— 230,—
Sa. 1 bis 3 Einsparungen	— 876	— 849,—	— 907,—
4) α Kosten der Stahlkonstruktion (inkl. Wärmeschutz der Stützen)	+ 738,—	+ 748,—	+ 718,—
β Kosten besonderer Ummantelung			+ 190,—
Sa. 1 bis 4 Minderung (—) der Herstellungskosten $\frac{Mk.}{Wohnung}$	— 138 Mk.	— 100,— Mk.	± 0,— Mk.
B. Beim Gebrauchswert. (Kapitalis. Betriebskosten.)			
5) Heizkostenersparnis bei den Außenwänden. $\Delta K = 54\ m^3 \times [k - 127]$ Einh.			
$\times\ 11{,}50\ \frac{Mk.}{Einh.\ m^2}\ k = 1{,}12$ [bzw. 1,24 und 0,67] kcal/m² h° C	— 93,— Mk.	— 18,— Mk.	— 375,— Mk.
Sa. 1 bis 5 Ersparnisse (—) an Herstellung und Gebrauchswert in $\frac{Mk.}{Wohnung}$	— 231 Mk.	— 118,— Mk.	— 375,— Mk.
Die gleichen Ersparnisse in Prozenten:			
Sa. 1 bis 4 Herstellung allein	— 1,4 %	— 1 %	— 0 %
Sa. 1 bis 5 Herstellung und Gebrauchswert	— 2,3 %	— 1,2 %	— 3,7 %
Nachtrag gemäß den örtlichen Preisverhältnissen: Weitere Verbilligung der Außenmauer um x Mk. (pro m²) bedeutet eine prozentuale Kostensenkung um weitere $x \cdot 0{,}75\,\%$	— x (0,5 bis 0,75) %	— $x \cdot 0{,}5\,\%$	
[Vgl. Anmerkung [1]), S. 243.] (Ev. weitere — 3 %)			

Konstruktionsaufwand beim Skelett. (Zu Tabelle 2 Zeile 4.)

Zur Vervollständigung des Kostenvergleichs seien hier Ergebnisse des folgenden Abschnittes vorweg ausgeführt.

	Mk. je Wohnung
Es ergibt sich für den Fall II (23 cm starke Ausfachung) ein Stahlgewicht von 33 kg/m² oder 1980 kg je Wohnung, dies entspricht beim Preise von 0,35 Mk./kg einem Betrag von	694
Hierzu für eine wärmeisolierende Auflage auf die Stützen 17,5 stgd. m zu 2,00 . . . . . =	44
	738

Die Kostenunterschiede wegen des verschiedenen Gewichts der Ausfachungen sind gering, sie betragen gegenüber Fall II

im Falle I + 30 kg oder 10 Mk./Wohnung
im Falle III — 60 kg oder — 20 Mk./Wohnung.

Im Falle I und II ergibt sich der Rostschutz der Stützen und Träger aus Einmauern oder Einbetonieren; im Falle III — Bauplatten — muß er meist besonders bewirkt werden. Kosten: 23,50 m Stützen × 3,30 + 45 m Träger · 2,50 = + 190 Mk./Wohnung.

(Die Ausmaße — ausschl. Deckenträger — gemäß Skizzen in Abschnitt III.)

Ersparnis an Heizungskosten. (Zu Tabelle 2 Zeile 5.)

Die Ansätze über Heizungsersparnis werden einem vom Verband der Zentral-Heizungsindustrie veranlaßten Sonderdruck aus dem „Gesundheitsingenieur" entnommen (Dr.-Ing. Müller, Wärmewirtschaftliche Bewertung und Bemessung baulicher Anordnungen).

Jede Wärmedurchgangseinheit in der Transmissionsberechnung (kcal/h° C) wird einem kapitalisierten Aufwand von 11,50 Mk. gleichgesetzt. (Alle Räume durchgezählt.) — In bezug auf beheizte Räume allein beträgt der Satz 15 Mk.

Vorbehaltlich Würdigung der Ergebnisse von Tabelle 2 im Schlußwort sei hier kurz erwähnt: Die Bedeutung der Tabelle liegt zunächst in der Rechnungsweise. Die Zahlen selbst erheben keinen Anspruch auf Allgemeinverbindlichkeit, sie zeigen aber doch, daß sich schon bei heutigen Preisrelationen der Skelettbau an sich nicht teurer stellt, daß seine Wirtschaftlichkeit aber offenkundig in Erscheinung tritt, wenn man die Ausfachung wärmetechnisch richtig bewertet.

c) Dimensionierung, Gewichtsberechnung und Kosten des Stahlskeletts für das Durchschnittsbeispiel.

Konstruktive Voraussetzungen. Der Stützenabstand wird gemäß Abb. 1e gewählt. Die Außenwandstützen werden aus Breitflansch-I-Trägern (IP) hergestellt; die Mittelstützen, bei welchen auf die kontinuierliche Durchführung der Träger und auf gleiche Knicksicherheit in beiden Ebenen Wert gelegt wird, bestehen aus ⊐⊏-Profilen.

Die Wandträger (Ringträger) der Außenwände seien in der Achse der Wand zwischen den Stützen eingeschnitten, so daß sie diese zentrisch belasten. Mit Rücksicht auf die Windsteifigkeit im Zustand vor der Ausfachung werden die Profile durch kräftige Auflagerwinkel verbunden; hierdurch wird die Annahme einer bescheidenen Einspannung auch bei den Wandpfetten gerechtfertigt. Das Moment wird aus dem vollen Stützenabstand mit einem Faktor von $^1/_9$ oder aus dem um 5 % verkürzten Abstand mit Faktor $^1/_8$ errechnet.

Als zulässig sind 1400 kg/cm² angenommen. Die Knicksicherheit wird gemäß den Hochbaubestimmungen des Preußischen Wohlfahrtsministeriums vom 25. Februar 1925 festgestellt. Der Winddruck werde durch die ausgefachten Wohnungstrennwände ohne Inanspruchnahme der Rahmensteifigkeit übertragen, jedoch sind vertikale Windzusatzkräfte in den Stützen zu beachten[2]).

Die Deckenlast — Holzdecken in Mittelwohnungen = Eigenlast plus Nutzlast wird mit $g + p = 0{,}22 + 0{,}20 = 0{,}42$ t/m² angesetzt; die Berücksichtigung schwererer Decken erfolgt gemäß Beispiel zu Abschnitt IIIa und IIIb.

Folgende Daten aus der Berechnung werden auszugsweise wiedergegeben:

1. Deckenrahmenlage (Träger ausschl. Massivdeckenträger).

Tabelle 3a. Berechnung der Trägerlagen.

	Lastbreite b (Decke licht)	Außenwandpfette 1,8 m	Mittelpfette $b = 3{,}60$ m
Last	Aus Decke $\widehat{0{,}44} \cdot b$	0,75	1,50 t/m
	Aus Leichtwänden $\widehat{0{,}105} \cdot b$ } s. Tab.	0,19	0,38 „
	Aus Wandlast (direkt) . . } 1a u. b	0,95	0,55 „
	Träger und Verschiedenes . .	0,16	0,07 „
	Sa. Last in t lfd. m	1,95	2,50 t/m
Momente	$M = \frac{4{,}08^2}{9}$ bzw. $\frac{4{,}08^2}{11-16}$ tm .	3,62	3,80—2,60 tm
	$\mathfrak{W} = \frac{M}{1400} \cdot 100\,000$ cm³ . . .	258	228—186 cm³
Profil	I	22	22—20
Gewichte	Trägergewichte	31,1	31,1—26,3 kg/m
	Einbaulänge je Geschoß . . .	18,76 m	9,38 lfd. m
	Gewicht der Hauptträger kg je Trägerlage	582 + 292 (bzw. 246)	

Träger im ganzen.

Hauptträger wie vor . . 582 + 292 = 874 (828) kg
Verschiedene: 16,5 m Querträger, I 14—16 (analog errechnet) und Wechsel bei den Treppenmauern . . . . 281 „

Sa. 1. Gewicht für beliebiges Geschoß 1155 (bzw. 1109) kg
im Mittel 1110 kg } 1200 kg
90 „ [3]) }

2. Mehrungen.
Beim Keller (außen nur Winkel) 750
Beim Dachboden (kl. Last; Kontin.) 900

Sa. 2. Aufschlag je Haus (— 1110 + 1650) = 540
Aufschlag je Wohnung (4 Stock) = 540/4 = 135 „
10 „ [3])

Sa. (1 + 2) Summe Trägerlagen 1345 kg/Whg.

3. Berechnung der Stützenkonstruktion.

Gewichte. — Der bequemeren Abwandlung halber sollen im folgenden Wand- und Deckenlasten getrennt gehalten werden.

Statt der Wandlasten obiger Zusammenstellung, 1,20 bzw. 1 t/lfd. m, ist bei den Stützen mit Rücksicht auf Zufallslasten (Eigengewicht, Balkone, Kamine, Boiler, ungleiche Verteilungen usw.) etwa 5 % mehr angesetzt. Anderseits werden die Nutzlasten um 25 bzw. 50 % nach unten abgemindert.

Tabelle 3b. Lastenschema.
Lasten in Tonnen je lfd. m Außenwand bzw. Mittelwand.

	Skelettbau Fall II lichte Tiefe 7,20 m		Vergleichsweise Ziegelbau Fall 0 licht. Tiefe 7,20 m		Skelettbau Fall IV licht. Tiefe 9,20 m		
	Außenwand t/m	Mittelw. t/m	Außenwand t/m	Mittelw. t/m	Außenwand t/m	Mittelw. t/m	
Dach	1,25 Dach u. Boden	2,50	1,25	2,50	1,60	3,60	Dach
III. O.	1,30 Wände	1,05	2,20 W.	1,85	1,30 W.	1,15	III. O.
	0,75 Decken	1,50	0,75 D.	1,50	1,05 D.	2,10	
	3,30 Summe	**5,05**	**4,22** Sa.	**5,85**	**3,90** Sa.	**6,45**	
II. O.	1,30 W.	1,05	2,22 W.	1,85	1,25 W.	1,15	II. O.
	0,67 D.	1,35	0,67 D.	1,35	0,94 D.	1,57	
	5,27 Sa.	**7,45**	**7,11** Sa.	**9,05**	**6,09** Sa.	**9,47**	
I. O.	1,30 W.	1,05	2,22 W.	2,45	1,25 W.	1,15	I. O.
	0,58 D.	1,15	0,58 D.	1,15	0,82 D.	1,84	
	7,15 Sa.	**9,65**	**9,91** Sa.	**12,60**	**8,16** Sa.	**12,26**	
EG.	1,30 W.	1,05	2,82 W.	2,45	1,25 W.	1,15	EG.
	(0,58) D.	1,15	0,58 D.	1,15	(0,82) D.	1,64	
		11,85	**13,31** Sa.	**16,20**		**15,05**	
KG.	(1,90) W.		2,90 W.	2,90	(1,90) W.		KG.
	(0,65) Bankett.	(0,45)	0,90 B.	0,90	(0,65) B.	(0,45)	
Sa.	**11,58**	**12,30**	**17,11**	**20,00**	**12,78**	**15,50**	Sa.

Vergleichsweise ergeben sich folgende Außenwandlasten (vgl. Tab. 1a):

	Fall I	Fall III
Last je lfd. m	1,40 t/m	1,10 t/m Gebäude
Unterschied von Fall II	+ 0,10 t/m	— 0,20 t/m
Je Wohnung (2 · 9,38 m)	1,90 t	3,80 t

Für Belastung bis herunter zur Kellerdecke je das Vierfache.

Berücksichtigung des Winddrucks (Formel für beliebig viele Stockwerke verwendbar, s. Kap. IIIe). Druck auf die Fläche von m Geschossen oberhalb $= n \cdot 3{,}15\,\hat{w}$ t/lfd. m.[4]) Zusatzlast bei 7,60 m Abstand der Außenwände $= n \cdot 3{,}15 \cdot \frac{n \cdot 3{,}15}{2 \cdot 7{,}60} \cdot \hat{w} = \mathbf{0{,}65\,n^2 \cdot \hat{w}}$ **t/m.** Bei sehr hohen Bauten ist $\hat{w}$ mit 0,15 t/m² vorgeschrieben. (Bei vierstöckigen darf mit $w = 0{,}100$ t/m² gerechnet werden; mit Rücksicht auf die Angriffsfläche beim Dach ist aber auch hier mit $w = \widehat{0{,}15}$ gerechnet, anderseits wird hier nur die Zahl der voll ausgebauten Geschosse angesetzt.)

Allgemein: Zusatzkraft $= \widehat{0{,}097}\,n^2$ t/lfd. m.

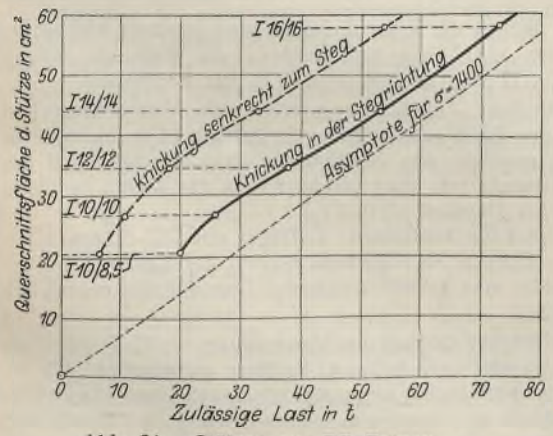


Abb. 3b. Stützen aus I P-Trägern.

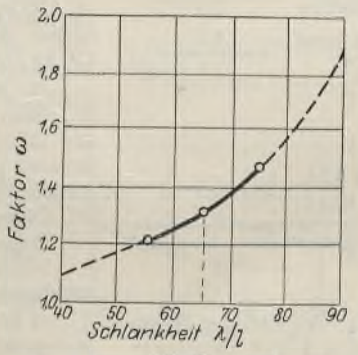


Abb. 3c.
Knickfaktor ω für die gebräuchlichen Schlankheitsgrade.

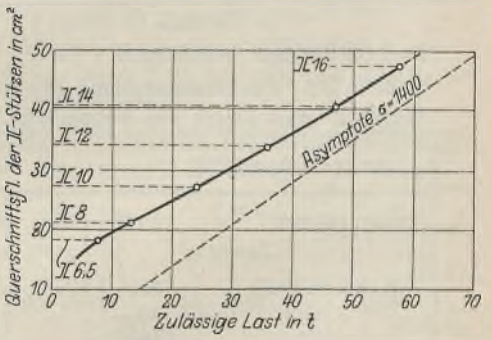


Abb. 3a.
Stützen aus ⊐ ⊏ Profilen.

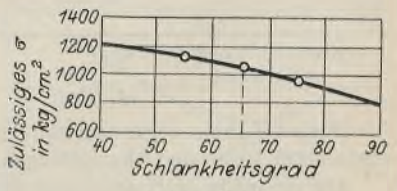


Abb. 3d.
Zulässige Beanspruchungen.

Abb. 3a bis d.
Schaulinien zur Bestimmung der Stützenquerschnitte für 3,15 m Geschoßhöhe.

[2]) Nach den Bestimmungen der Leipziger Baupolizei ist letztere Annahme zulässig; in Preußen ist vorläufig noch keine Verfügung dieser Art erlassen, jedoch sind bei sonst einwandfreier Konstruktion Beanstandungen unwahrscheinlich.

[3]) Etwa 8 % Aufschlag; Toleranz und Verbindungswerte.

[4]) Das Zeichen ⌢ über Gewichten und Momenten soll die Übersicht über die Dimensionen der Formeln erleichtern.

Tabelle 3c.

Dimensionierung der Stützen. [Lasten $\widehat{q}$ aus obiger Tabelle 3b.]
Die Dimensionierung erfolgt nach dem ω-Verfahren bzw. Abb. 3a u. 3b.

Mittelstützen:	← $L = 9{,}38$ m →		
Grundrißschema	4,08	4,08	2,46
Lastbreiten b · Meter . . .	4,08	4,08	3,27
Im II. OG. Lasten $b \cdot \widehat{q} = b \cdot \widehat{5{,}05}$	21 t	21 t	17 t
Im III u. II. OG. Profil ⊐⊏ . .	Nr. 10	Nr. 10	Nr. 10
Im EG. Last $b \cdot \widehat{9{,}65}$	39 t	39 t	31 t
Im EG. u. I. OG. Profil ⊐⊏ . .	Nr. 14	Nr. 14	Nr. 12
Außenstützen:			
Schema	4,08 m	4,08 m	[3,50] m
Im II. OG. 3,30 t/m + Windkraft	13,5 + 1,6 t	13,5 + 1,6 t	11,5 + 1,4 t
Provisorische Last[1]) [Decken + 100 kg/m²] . . .	(7,5) t	(7,5) t	(6,7) t
Im II. u. III. OG. I P	Nr. 10	Nr. 10	Nr. 10
Im EG. 7,15 t/m + Windkraft	29,2 + 6,5 t	29,2 + 6,5 t	25 + 5,6 t
Provisorisch für	19,2 t	12,2 t	10,5 t
Im EG. u. I. OG. I P	Nr. 12	Nr. 12	Nr. 12

[1]) Die provisorische Last darf nicht größer sein, als die Knicksicherheit in der Ebene kleinsten Trägheitsmoments [vor der Ausmauerung] gestattet.

Die Gewichte der Profile	⊐⊏ 10	⊐⊏ 12	⊐⊏ 14	I P10	I P12
betragen je stgd. m . .	21,2	26,7	32,0	21,2	27,2 kg.

Die Stützenhöhe beträgt 3,15; auf 20 Felder entfallen 21 Stützenjoche. Faktor $\frac{21}{20}$.

Die Gewichtsberechnung der Stützen ergibt pro Wohnung

	Rechnungsmäßig	Total mit etwa 8 % Aufschlag
im II. oder III. OG.		
Außenstützen $5 \cdot \frac{21}{20}$ Stück	324	
Innenstützen $1 + 1{,}5 \cdot \frac{13}{12}$	163	
je Geschoß	487	525 kg
im EG. oder I. OG.		
Außenstützen	448	
Innenstützen 164 + 84	248	
je Geschoß	696	750 kg
je Geschoß im Mittel	591	640 kg

Sa. 1 bis 3 Träger und Stützen.

Tabelle 3d. Zusammenstellung der Konstruktionsgewichte.
Positionen zum Zweck der Abwandlung einzeln ausgeschieden.

	kg je Wohnung (60 m²)		kg je m² Wohnfläche	
1.	Deckenrahmen . . . 1200		55 % Wandpfetten . .	12,5 kg/m²
	„ Zuschlag		25 % Mittelpfetten . .	5,5 „
	Keller u. Dach $\frac{1}{4}$ 145		20 % Querverband . .	4,5 „
	1345			22,5 kg/m²
2.	Stützensysteme je Geschoß			
	im 2. von oben 525	i. M. 635	im 2. von oben 8,5	i. M. 10,5 „
	„ 4. „ „ 750		„ 4. „ „ 12,5	
	Konstruktionsgew. in kg je Geschoß . . . 1980 rd. 2000		je m² Wohnfläche	33 kg/m²

Diese Gewichte verstehen sich für Holzdecken; der Fall der Profilträgerdecken ist bei den Abwandlungen mitbehandelt (s. S. 274, Beispiel 1).

Als vorläufige Merkwerte sind einzuprägen:

nach Wohnfläche . . . . . 33 kg/m²
nach umbautem Geschoßraum $33 : (3{,}15 \cdot 1{,}23) =$ 8,6 kg/m³
nach Tragwänden [Längswände]
$33 \cdot (7{,}20 \cdot 1{,}08) : (3 \cdot 3{,}15) = 25{,}6$ kg/m²
für Geschoßhöhe 3,15 m und Koeffizienten nach Tabelle 1c.

Der Einheitspreis des Stahlskeletts ist mit 35 Mk. für 100 kg oder gleich 350 Mk. je t angesetzt.

III. Abwandlung der Gewichte und der Kosten der Stahlkonstruktion.

a) Kostenformeln für Änderung von Lasten und Stützweiten.

Um die Kostenabweichungen gegenüber dem „Normalfall" festzustellen, bedient man sich zweckmäßigerweise algebraischer Formeln. Diese Formeln können durch Ausprobieren aus den Profiltabellen abgezogen werden.

1. I-Träger, Fläche F in cm² oder Gewicht $\hat{G}$ in kg/lfd. m durch Moment $\hat{M}$ in tm ausgedrückt: $F = 16{,}9\ \hat{M}^{0{,}63} \cong 16\ \hat{M}^{2/3}$ in cm²

$$\hat{G} = 13{,}5\ \hat{M}^{0{,}63} \cong 12{,}5\ \hat{M}^{2/3} \text{ in kg/m.}$$

Verhältnis der Stahlgewichte S gegenüber dem Ausgangswert S_0

$$\frac{S}{S_0} = \left(\frac{M}{M_0}\right)^{0{,}63} \cong \left(\frac{M}{M_0}\right)^{2/3},$$

bei Änderung der Lasten q · $\frac{S}{S_0} = \left(\frac{q}{q_0}\right)^{0{,}63}$,

bei Änderung der Spannweiten l · $\frac{S}{S_0} = \left(\frac{l}{l_0}\right)^{1{,}26}$.

Für kleine Abweichungen wird $\frac{\Delta S}{S} = 0{,}63 \cdot \frac{\Delta q}{q}$ [z. B. 6,3 % Gewichtsänderung bei 10 % Laständerung],

bzw. $\frac{\Delta S}{S} = 1{,}25 \cdot \frac{\Delta l}{l}$ [z. B. 12,5 % Gewichtsänderung für 10 % Änderung der Spannweite].

2. Stützen. Nach Tabellen (Eisen im Hochbau, $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm²) wurde die Abhängigkeit zwischen Last und Profilquerschnitt graphisch dargestellt (vgl. Abb. 3). Der Darstellung kann man folgende innerhalb der fraglichen Bereiche für ⊐⊏ und IP-Stützen mit Freilänge 3,00 m gültigen Formeln entnehmen.

Querschnitt F mit Hilfe von $\sigma_{zul} = \widehat{1{,}4}$ t/cm² ausgedrückt (in cm²)

$$\cong \left[\frac{\hat{Q}}{\widehat{1{,}4}} + 8\right];$$

$$\text{oder zutreffender } F = \frac{\hat{Q}}{\widehat{1{,}57}} + 10{,}5 \quad \text{oder} \quad [\hat{Q} + \widehat{17}] : \widehat{1{,}57},$$

worin $\hat{Q}$ die Last in Tonnen (vgl. Tabelle 3c). Die Umrechnung auf das Stützengewicht S ergibt einschließlich Zubehör

$$\hat{S} = [\hat{Q} + \widehat{17}] : \widehat{1{,}67} \text{ in kg/stgd. m.}$$

Für n Stützen von 3,15 m Höhe wird das Gewicht aller Stützen

$$\hat{S} = 1{,}90\ \Sigma\, \hat{Q} + n\ \widehat{32} \text{ in kg je Stockwerk.}$$

(Die Begrenzung der Formelgültigkeit nach unten hin ist für das Folgende bedeutungslos.)

Die Forderungen betr. Knicksicherheit im vorläufigen Zustand lassen sich mit den genannten Profilen ohne Mehrkosten erfüllen.

b) Kostenauswirkung infolge Änderung der Ringträgeranordnung und der Berücksichtigung exzentrischer Stützenbelastung (Einspannung).

(Am Beispiel erläutert.)

α) Die Ringträger sollen kontinuierlich durchgeführt, sie können dann statt mit Faktor $\frac{1}{9}$, im Mittel der End- und Zwischenfelder mit $\frac{1}{13{,}3}$ gerechnet werden.

Gemäß Formel 1, Abschnitt III a, ergibt sich die theoretische Gewichtsminderung im Verhältnis $\left[\frac{9}{13{,}3}\right]^{2/3} = 0{,}770$. An 750 kg Ringträgern werden rd. 150 kg gespart. Wegen der Arbeitsvereinfachung (weniger Abschnitte) dürfen deren Kosten voll abgesetzt werden; die Ersparnis beträgt 150 kg 0,35 Mk./kg = 52 Mk./Geschoß [≅ 0,52 % der Baukosten].

β) Die kontinuierliche Durchführung sei durch Verwendung von ⊐⊏-Stützen statt der Breitflanschstützen ermöglicht. Die Mehrkosten der ⊐⊏-Stützen gegenüber den Breitflanschstützen betragen bei annähernd gleichem Gewicht von etwa 400 kg wegen des Mehrs an Werkstättenarbeit rd. 25 Mk./Geschoß [≅ 0,25 %].

Obige α)- und β)-Fälle kombiniert: I-Träger mit ⊐⊏-Stützen.

Ersparnis (52 — 25) = 27 Mk./Geschoß; 0,27 % der Baukosten.

Vielfach verwendet man bei kontinuierlicher Durchführung exzentrisch angebrachte ⊏-Profile.

γ) Gleiche Tragfähigkeit bedingt bei Verwendung von ⊏-Profilen ein Mehrgewicht von 7 % oder 0,07 · 600 = 42 kg/Whg. entsprechend Mk. 14.

Hinzu kommt eine Verteuerung wegen des höheren Preises der ⊏-Profile; jedoch wird diese durch die bequemere Art der Befestigung ausgeglichen.

Immerhin bleibt von der durch Kontinuität bewirkten Einsparung (vgl. α) von Mk. 52 zunächst nur ein Betrag von 52 — 14 = 38 Mk./Whg. oder 0,38 % der Bausumme.

δ) Verteuernder Einfluß der exzentrischen Lagerung. Vorbehaltlich Begründung (vgl. unten) wird festgestellt, daß die exzentrische Lagerung des ⊏-Profils bei strengen Anforderungen eine Mehrung des Konstruktions-

Tabelle 4. Änderung der Gewichte und der Konstruktionskosten mit dem Stützenabstand. (Vgl. Abb. 4b.)

	[2,00]	[3,00]	**4,08**	5,00	6,24 m
Gewichtsänderungen					
β) 1. Längsträger $1080\left\{\left(\frac{l}{4{,}08}\right)^{1{,}25}-1\right\}$ . . .	−640	−355	±0	+295	+760
β) 2. Stützen $262\left[\frac{4{,}08}{l}-1{,}00\right]$	+272 — 362	+93 — 262	±0	−49 +246	−92 +672 kg/60 m²
zu α) Einbeziehung der Querträger $270\left(\frac{4{,}08}{l}-1\right)$	+280	+97	±0	−51	−95
Zusammen α, Querträger einbezogen . .	— 78	— 165		+ 195	+ 577 kg/60 m²
α bzw. β in % des ursprünglichen Gewichts	−4 bzw. −18%	−8 bzw. −13%	±0	+10 bzw. +12%	+28 bzw. +34%
Preise.					
z = Zahl der Anschlußpunkte je t Stahl $\frac{17{,}5}{l}$	8,8	5,8	4,3	3,5	2,8 Anschl./t
Einheitspreise: $0{,}35+0{,}4\cdot\frac{(z-4{,}3)}{4{,}3}$ . . .	0,39	0,363	0,35	0,343	0,337
Kostenänderung ΔK = 1980 × Preisänderung[1]) + Preis × Gewichtsänderung					
β) ohne Querträger	−60,—	−70,—		+70,—	+200,— Mk./60 m²
α) Querträger einbezogen	+50,—	−34,—	±0	+53,—	+168,—
γ) Zusätzlich. Um $\left[2\left(\frac{9{,}38}{l}-2{,}3\right)\right]$ Stück Stützen zu isolieren und anzuschließen, je 3,15 stgd. m zu 4,50 = 14,20 Mk./Stück . .	(+98,— Mk.)	(+34,—)	±0	(−19,—)	(−33,—)
Prozentuale Kostenänderung in % der Bausumme [10 000 Mk.][2])					
$\beta+\gamma$) Stützenisolierung berücksichtigt, Querträger nicht, weil ohnehin I-Trägerdecken	+0,3 %	−0,36 %	±0	+0,51 %	+1,7 %
$\alpha+\gamma$) Stützenisolierung und Querträger berücksichtigt (Holzdecken)	+1,5 %	−0,0 %	±0	+0,34 %	+1,4 %

Vgl. Abb. 4a und Zusammenfassung.

[1]) 1980 kg ist das ursprüngliche Gewicht gemäß Tabelle 3d.
[2]) Die Bausumme für die 60-m²-Wohnung ist hier wieder mit rd. 10 000 Mk. angesetzt; je 100 Mk. sind gleich 1%.

gewichts von etwa 400 kg also rd. 22 % oder 90 kg/m Wohnung bedingt. Vom Stahlpreis 0,35 mögen 0,21 Mk./kg mit dem Gewicht gehen, die Mehrkosten sind rd. 20 Mk.

γ) und δ) kombiniert: Es bleibt eine Ersparnis von 38 − 20 = 18 Mk. pro Geschoß oder von 0,18 % der Baukosten.

Das logisch begründete Mehr oder Minder aus solchen Kostenauswirkungen ist so gering, daß es von Zufälligkeiten der Profilwahl und Stahlpreisbildung überdeckt wird. Der Konstrukteur sollte die Anordnung wählen, die für die Ausfachung die bequemste ist.

Zusatzmomente — Rahmenkräfte.

Über die Verteilung der Windeinflüsse wurde bereits gesprochen. Insbesondere wird hier auf Rahmensteifigkeit verzichtet, für die Anwendung der Rahmentheorie fehlt ja infolge der relativ größeren Steifigkeit der Zwischenwände die Voraussetzung der unbehinderten elastischen Deformation. — Aus dem gleichen Grunde können auch die theoretisch errechneten Einspannmomente aus Vertikallasten im Querrahmen nicht voll in Erscheinung treten, selbst die Momente aus der oben angeführten exzentrischen Belastung (vgl. oben γ) kommen infolge des passiven Widerstandes einer satt anschließenden Mauer gegen Stützenverkrümmung nicht zur Entfaltung.

Immerhin ist nicht etwa beabsichtigt, die Forderung der Rahmensteifigkeit hier völlig auszuschalten, weil sie bei den Windeinflüssen als entbehrlich gilt — vielleicht stehen die Grundsätze der örtlichen Baupolizei entgegen; einige Rahmen sind ja auch gar nicht starr ausgemauert.

Die Zusatzmomente berechne man nach gangbaren Formeln (z. B. nach der von Löser, „Bauing." 1925, S. 615) oder nach den folgenden; das Einspannungsmoment M_e des Querträgers ist:

$$M_e = M_o + M_u = \frac{J_o/h_o + J_u/h_u}{J/l + \Sigma J/h} \cdot M_{fest}$$

oder

$$M_e = \frac{C_o + C_u}{1 + C_o + C_u} \cdot M_{fest}.$$

(Hierin bedeutet M_{fest} = Moment bei Festeinspannung und $C = J/h : J/l$; s. a. Eisenbetonbestimmungen.)

Das Moment aus 9 bis 10 cm Exzentrizität der Ringträgerauflagerung würde bei gelenkigem Anschluß 0,36 bis 0,40 tm betragen, nach obiger Formel aber (steifer, aber nicht ausgemauerter Rahmen, Profile nach Tab. 8a 0,19 bzw. 0,27 tm im 2. bzw. 4. Geschoß von oben).

Bei der Schätzung der Mehrkosten infolge exzentrischen Lastangriffs (ein Beispiel e = 0,09 bzw. 0,10 m oder 0,05 bzw. 0,07 m) bediene man sich der Verhältniszahlen für Stützengewicht G oder Querschnitt F. Höchstwert von S/S_0 oder $F/F_0 = \frac{\omega + e/w}{\omega}$, worin ω Knickfaktor, w der Kernweite $\frac{W}{F}$, S_0 bzw. F_0 der Ausgangswert ist.

(Zur Begründung greife man zurück auf Formel $\sigma = \left[\frac{P}{F}\cdot\omega + \frac{Pe}{Fw}\right]$; die Formel gibt überschüssige Sicherheit, denn die Stelle der Knickgefahr fällt nicht mit dem Maximalmoment zusammen.)

Beispiel 1. Konstruktionsgewichte bei Ausführung von Massivdecken mit I-Trägerdecken.

An Stelle einer Last q von 0,22 + 0,20 = 0,42 trete q = 0,52 t/m², also eine Laststeigerung von 100 kg/m².

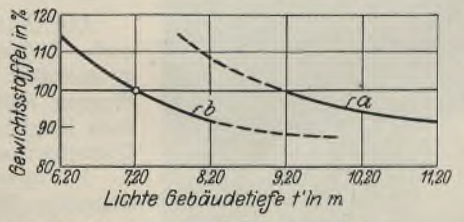
Spannweite l = 7,60/2 $\quad M = \frac{3{,}80^2}{10}\cdot 0{,}52 = 0{,}75$ tm

I 12 entspricht 11,15 kg/m², mit Auflager 11,50 kg/m²

(vgl. l = 960/2 $\quad M = 1{,}\widehat{20}$ tm; Profil I 13 mit 12,6 bzw. 13,0 kg/m² Deckenfläche.)

Gegenüber Tabelle 3b (lichte Tiefe 7,20 m) ändert sich folgendes:

	Ringträger	Mittelträger	Stützen
Erhöhung der Lasten Δq (vgl. Formeln Kap. IIIa)	0,18 t/m	0,36 t/m	6 t $\left(\sum_1^4 m\right)$: 4 = 15 t
desgl. der Konstruktionsgewichte $0{,}63\cdot\frac{\Delta q}{q}$	$400\cdot 0{,}63\cdot\frac{0{,}18}{1{,}95}$ = 24 kg	$240\cdot 0{,}63\cdot\frac{0{,}36}{2{,}50}$ = 22	2,04 · 15 = 31 kg



a) 2,5 Felder pro 87 m² [großräumig]
b) 2,5 " " 60 " [kleinräumig]

Abb. 4a. Staffelung der Gewichte mit der Gebäudetiefe.

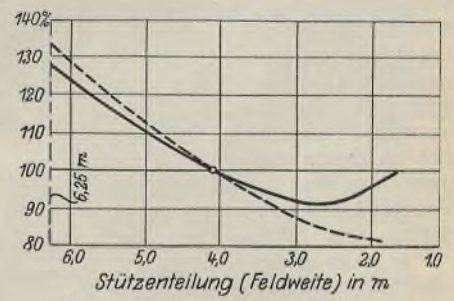


Abb. 4b. Staffelung der Gewichte mit der Stützenteilung.

——— Querträger nicht berücksichtigt (ohne die vorh. Trägerdecken).
- - - - Querträger mit berücksichtigt (besonders einzubauen; Holzdecken).

Abb. 4a u. b. Prozentuale Abweichung der Konstruktionsgewichte vom Ausgangswert (32 kg/m² Wohnflächen ausschl. Deckenträger.)

Mehraufwand an Konstruktionsgewicht $24 + 22 + 31 = 77$ kg pro Wohnung oder 1,30 kg/m²

desgl. an Konstruktionskosten (ohne Deckenkosten)

$77 \cdot 0{,}21 \ldots = 16$ Mk. pro Whg.
etwa 0,16 % der Baukosten.

Der Konstruktionsaufwand an Stahl, ursprünglich 33 kg/m², beträgt dann

$(33 + 1{,}30) \ldots = 34{,}3$ kg/m²
hierzu $\frac{5}{4} \cdot 11{,}5$ kg für Deckenträger 14,7 kg/m² } 49 kg/m².

Zu Beispiel 1. Mehraufwand für Fundierung (vgl. S. 243):

Allgemein je Tonne Last: Pfeiler
$\sigma = 1\widehat{80} \cdot \frac{t}{m^2}$, $h = 2{,}50$; $\left[\frac{1}{180} \cdot 2{,}50\right]$ m³ zu 40 Mk. $= 0{,}56$ Mk.
Bankette
$\sigma = \widehat{30} \cdot \frac{t}{m^2}$, $h = 0{,}70$; $\left[\frac{1}{30} \cdot 0{,}70\right]$ m³ zu $(32 + 4)$ Mk. $= 0{,}84$ „
} 1,40 Mk./t.

Im Falle des Beispiels 60 m² $\cdot \frac{5}{4} \cdot \widehat{0{,}1}$ t/m² $= 7{,}5$ t/Whg., Mehrkosten $7{,}5 \cdot 1{,}40 = 10{,}50$ Mk./Whg.

2. Einfluß von Änderungen des Gewichts der Außenwände.

Fall I zeigt gegenüber Fall II eine Gewichtsänderung von etwa 0,12 t/lfd. m Außenwand (vgl. Tabelle 1a). Untersucht werde der Umrechnungssatz für 100 kg oder 0,1 t Gewichtsdifferenz. Im Anschluß an Abschnitt IIIb ergeben sich folgende Änderungen des Konstruktionsgewichtes.

α) Außenträger 890 kg $\left[0{,}63 \cdot \frac{\widehat{0{,}10}}{\widehat{2{,}05}}\right] 1{,}10 = +29{,}1$ kg/Whg.

[0,10/2,05 = Verhältnis der Gewichtszunahme; der Faktor 1,10 berücksichtigt die Stirnwände.]

[In bezug auf 1 lfd. m Wand $= 29{,}1 : [2 \cdot 9{,}38 \cdot 1{,}10) = 1{,}4$ kg/m.]

β) Stützen: Lastzunahme $2 \cdot 9{,}38 \cdot 0{,}10 \cdot 1{,}10 = +2{,}05$ t/Whg. und Geschoß.

Bei vierstöckigen im Mittel $+4{,}10$ t.

Dem entspricht ein Konstruktionsgewicht von $1{,}9 \cdot 4{,}1 = 7{,}8$ kg.

α) + β). Die Veränderung der Außenwandlast von $\pm 0{,}10$ t/lfd. m bringt eine Änderung des Konstruktionsgewichtes um

$\pm (29{,}1 + 7{,}8)$ kg $= \mathbf{37}$ kg/Whg.

oder bei 0,21 Mk./kg stetigem Preisbestandteil $= \pm \mathbf{7{,}75}$ Mk./Whg.

3. Stahlmehrbedarf aus 0,1 t Mehrlast bei den Innenwänden. Entsprechende Überlegungen ergeben folgendes:

	Zimmerwände	Treppenwände Wohnwände Längswand
Zahl der lfd. m je Wohnung (vgl. 1d)	$l = 14{,}4$ lfd. m	$l = 18{,}5$ lfd. m
α) Mehr an Trägergewicht[1] . .	20,3 kg/Whg.	26,0 kg/Whg.
β) Stützen; wie vor; $l \cdot \widehat{0{,}1} \cdot 2 \cdot 1{,}9$	5,5 „	7,0 „
α) + β) Änderung des Konstruktionsgewichtes für $\pm \widehat{0{,}1}$ t/m Last etwa 1,8 kg/lfd. m Wand . .	= 26,0 kg/Whg.	33,0 kg/Whg.

[1]) Als ungefähres Mittel kann auch hier 1,4 kg Stahl pro 0,1 t Mehrlast angenommen werden.

c) Abwandlung des Konstruktionsaufwandes mit dem Stützenabstand.

Zur Abwandlung des Gewichts der Längsträger dient die Formel 1 aus Abschn. IIIa, nach welcher $S/S_0 = (l/4{,}08^{1{,}25}$; diese Korrekturziffer erstreckt sich auf 1080 kg des Gesamtgewichtes, nämlich auf 60 (12,5 + 5,5 kg); vgl. Tabelle III.

Die Stützenzahl ist näherungsweise $\frac{9{,}38}{l} \cdot 3$; sie unterscheidet sich von der ursprünglichen bei etwa gleicher Last um $3\left[\frac{9{,}38}{l} - 2{,}5\right]$. Für jede Stütze mehr ist [lt. Formel 2; Abschn. IIIa] ein Mehr von 35 kg zu rechnen.

Abwandlung des Gewichtes der Querträger. Ursprüngliches Gewicht nach Abschn. II 270 kg. [Tabelle 3a.] — Die Berechnung wird in Tabelle 4 durchgeführt. Dabei sind zu unterscheiden:

Fall α*, Holzdecken; bei jedem Rahmen sei ein Träger besonders einzubauen: Auswirkung $\left[\frac{9{,}38}{l} - 2{,}5\right] \frac{270}{2{,}5}$ kg je Wohnung.

Fall β*, I-Trägerdecke. Die Querträger sind ohnehin vorhanden.

Formel der Abwandlung. [Längsträger, Stützen, evtl. Querträger.]

$$1080\left\{\left(\frac{l}{4{,}08}\right)^{1{,}25} - 1\right\} + 3 \cdot 35\left\{\frac{9{,}38}{l} - 2{,}5\right\} + 270\left\{\frac{3{,}75}{l} - 1\right\}.$$

Dem normalen Längsträgergewicht von 1080 kg/60 m² liegt eine Trägerbestimmung für $l = 4{,}08$ m zugrunde, dagegen eine durchschnittliche Spannweite von $9{,}38 : 2{,}5 = 3{,}75$ m. In die Abwandlungsformel setze man als l wieder die Stützweiten der Trägerbestimmung ein — sofern die Stützweiten nicht alle gleich s sind —, den statisch maßgebenden Wert, der etwas größer sein dürfte als die mittlere Stützweite $l_m = 9{,}38$/Felderzahl. Hieraus ist Tabelle 4 [Konstruktionsgewichte] errechnet [vgl. Abb. 4b].

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken.

Von Baurat Dr.-Ing. Dr.-Ing. ehr. **F. Bohny**, Sterkrade.

Unter der Überschrift „Schweißung im Stahlbau 1929" berichtet Herr Dipl.-Ing. O. Bondy in Heft 14 vom „Stahlbau" S. 160/166 zusammenfassend über die Vorkommnisse — neue Vorschriften, neue Versuche, neue Vorschläge für die Einzel- und Ganzausbildung von Bauwerken usw. —, die uns das Jahr 1929 auf dem großen und sich immer mehr ausdehnenden Gebiete der Schweißung gebracht hat, um dann sich im besonderen mit den Fortschritten in der Herstellung von Hoch- und Brückenbauten mittels der heutigen Schweißverfahren näher zu befassen. Es trifft zu, daß der Stahlbau — Stahlhochbau und Stahlbrückenbau — nur zögernd sich der neuen Bauart zugewendet hat. Und das mit Recht, denn unerprobte Bauelemente kann der Stahlbau, dessen Verbindungen, Knoten und Lager zur Aufnahme und Übertragung von größeren Kräften bemessen sein müssen, nicht gebrauchen. Auch heute ist man sich in dieser Hinsicht noch gar nicht einig, was die verschiedenen Vorschriften in den verschiedenen Städten und Ländern beweisen.

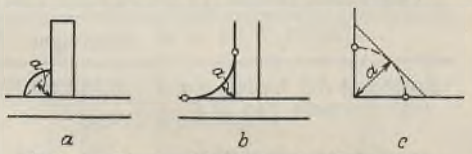


Abb. 1a bis c. Maßgebende Nahtstärke.

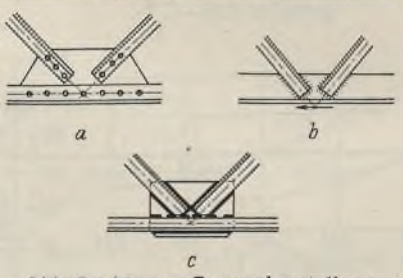


Abb. 2a bis c. Gegenüberstellung verschiedener Knotenpunkts-Ausführungen.

In Deutschland sind es die „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten", die von einer vom V.d.I. ins Leben gerufenen Kommission — vom Fachausschuß für Schweißtechnik — bearbeitet wurden und die zuerst nähere Vorschläge für das Bauen mittels des Schweißens brachten. Diese Richtlinien sind als Anhang zu den in den deutschen Ländern bestehenden amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Hochbauten gedacht. Sie setzen voraus: die Ausführung der geschweißten Konstruktionen durch zuverlässige Firmen, die zur Durchführung der Prüfung und Bauüberwachung über genügend Erfahrung auf den Gebieten der Statik, des Stahlbaues und der Schweißtechnik verfügen. Diesen Richtlinien ist kürzlich ein Ortsgesetz der Stadt Leipzig über die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten gefolgt, das aber wesentlich niedrigere zulässige Spannungen in den Schweißverbindungen vorsieht. Für Preußen sind ebenfalls Vorschriften in Vorbereitung, die der demnächstigen Veröffentlichung durch das Wohlfahrtsministerium entgegensehen[1]). Mit den von Bondy angeführten amerikanischen Bestimmungen ergibt sich also vorerst folgendes Bild:

	Deutschland		Amerika
	Richtlinien vom V.d.I.	Stadt Leipzig	
	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
Zug	850	600	930
Druck	1100	600	1070
Biegung	850	600	wie Zug und Druck
Abscherung	750	500	810

Die Unterschiede in den zulässigen Beanspruchungen sind also recht groß. Daß man Zug und Druck verschieden hoch bemißt, erscheint mir in Rücksicht auf die geringe Dehnung der Schweiße richtig zu sein. Biegung sollte logischerweise wie Zug und Druck behandelt werden, denn Biegung ist doch nichts anderes als ein Wechsel in demselben Querschnitt von Zug in Druck oder umgekehrt.

Zu diesen Vorschriften über das Schweißen im Hochbau sind als besondere Maßnahme die „Vorschriften für geschweißte Eisenbahnbrücken" hinzugekommen, die die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft neu aufgestellt hat, nachdem auch sie künftig sich bei ihren Brückenbauten mehr des Schweißens bedienen will. Der erste und gute Erfolg mit einer geschweißten kleinen Blechträgerbrücke[2]) ergibt auch zu allen Erwartungen beste Hoffnung. Der Entwurf zu den Reichsbahnvorschriften

[1]) Diese Vorschriften sind inzwischen erschienen; veröffentlicht im „Stahlbau" 1930, Heft 20, S. 235.

[2]) Siehe Schaper, Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke für Vollbahnbetrieb. Bautechn. 1930, Heft 22, S. 323 bis 325.

für die Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken ist vom Direktor bei der Reichsbahn Herrn Dr.-Ing. O. Kommerell in außerordentlich vorsorglicher Weise aufgestellt worden und enthält in umfassender Weise alles beim Schweißen von Brücken Bemerkenswerte[3]).

Die Berechnungsgrundlagen bleiben dieselben wie bei den genieteten Eisenbahnbrücken, die Verkehrslastkräfte sind mit der vorgeschriebenen Stoßziffer zu multiplizieren. Die zur Bemessung der Schweißnähte berechneten Werte sind dann nach folgender Formel zu vergrößern:

$$S = \max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S),$$

desgleichen in gleicher Weise die Momente und Scherkräfte. Hierbei ist: $\max S$ die absolut größte, $\min S$ die absolut kleinste Stabkraft. Positive Kräfte sind mit +, negative mit — in die Rechnung einzuführen. Ist also nur eine Größtkraft in einer Richtung vorhanden, so ist S für die Schweißverbindung maßgebend; verändert sich die Stabkraft von Null bis zur Größtkraft (also $\min S$ gleich 0), so ist für die Schweiße $1{,}5\,S_{max}$ maßgebend; wird $+\max S$ gleich $-\min S$, so ist die Schweiße auf $2{,}0\,S_{max}$ bzw. $2{,}0\,S_{min}$ zu bemessen. Als Beanspruchungen sehen die neuen Reichsbahnvorschriften[4]) vor:

für Zug und Druck $0{,}8\,\sigma_{zul} = \mathbf{1120}$ kg/cm² bei Hauptkräften und entsprechend $0{,}8 \cdot 1600 = 1280$ kg/cm² bei Haupt-, Wind- und Zusatzkräften,

für Abscheren $0{,}5\,\sigma_{zul} = \mathbf{700}$ kg/cm² bei Hauptkräften und entsprechend $0{,}5 \cdot 1600 = 800$ kg/cm² bei Haupt-, Wind- und Zusatzkräften.

Wie man sieht, bewegen sich die Vorschläge der Reichsbahn nach der unbedingt sicheren Seite hin. Die Formeln für das Einsetzen der statischen Werte bei einer Schweißverbindung bringen schon einen ganz bedeutenden Zusatz an Sicherheit, der durch das kräftige Herabsetzen der Beanspruchungen noch erheblich erhöht wird. Trotzdem bleiben die Schweißverbindungen nach diesen Vorschriften, wie Kommerell an verschiedenen Beispielen dargetan hat, noch durchaus in üblichen Ausführungsformen. Die neuen Vorschriften der Reichsbahn beziehen sich vorläufig nur auf Bauwerke aus St 37.

Für die Berechnung der Schweißnähte ist die jeweils kleinste Dicke der Naht maßgebend. Diese — in den Abb. 1a bis c mit a bezeichnet — denkt man sich jeweils in die Anschlußflächen umgeklappt und berechnet damit dann die Anschlüsse oder die Verbindungen in üblicher Weise.

Auffallend ist, daß man in Amerika trotz der vorhandenen Vorschriften für die Anwendung der Schmelzschweißung usw. im Hochbau immer noch zögert, die großen Wolkenkratzer zu schweißen. Im Anschluß an einen groß angelegten Vortrag, den Herr E. J. Pistor vom American Institute of Steel Construction am 23. Juli ds. Js. beim Verein deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf auf Einladung der Beratungsstelle für Stahlverwendung des Stahlwerks-Verbandes über „Die Kunst und die Wirtschaftlichkeit von Hochhäusern" hielt und bei welcher Gelegenheit der Bau des modernsten Wolkenkratzers der Staaten — des über 300 m hohen und 38 000 t! schweren Empire Building — im Film vorgeführt wurde, kam auch die Frage des Schweißens von großen Hochbauten zur Sprache. Herr Pistor gab hierüber ausführliche Antwort. Danach sind in Amerika geschweißte Stahlskelettbauten bisher vornehmlich für Firmen ausgeführt worden, die ein Interesse für den Bau und den Vertrieb von Schweißmaschinen besitzen. Für große und schwere Stahlhochbauten erachtet man jenseits des Atlantik die Schweißung noch nicht als unbedingt sicher genug. Infolgedessen wurden bislang solche Bauten noch nicht geschweißt, die Hauptstöße und Verbindungen werden genietet, die weniger wichtigen Anschlüsse verschraubt. Es sind aber eingehende und umfangreiche Versuche im Gange, die gemeinsam von der American Welding Society und vom American Institute of Steel Construction durchgeführt werden, und von deren Ergebnis wird es abhängen, ob und unter welchen Bedingungen künftig auch die Riesenbauten der Stahlskelette geschweißt werden dürfen.

Neben der Festlegung der Beanspruchungen usw. ist es besonders die Einzelausbildung der Schweißverbindungen, die unsere vollste Aufmerksamkeit erfordert. Und gerade in dieser Hinsicht wird m. E. im Stahlbau noch ganz außerordentlich viel gesündigt. Das Schweißen ist ja so bequem, mit der Elektrode kann man so leicht jede Kante mit einer zweiten oder mit einem Blech verbinden, jeder Riß oder Sprung kann verfolgt und wieder geschlossen werden, jede Ecke kann mit Schweißgut ausgefüllt werden usw. Formen, wie sie der Maschinenbauer, der Schmied, der Gießer kennt, sind mittels der Schweißung ohne weiteres herstellbar. Aber gerade diese Formen können wir am allerwenigsten im Stahlbau gebrauchen. Beim Stahlbau gelten nach wie vor die Gesetze von der zentrischen Zusammenführung der Kräfte im Stoß wie im Knoten, von der Verteilung der Anschlußmittel — Nieten, Bolzen, Schrauben, also auch der Schweiße — entsprechend der Verteilung der Kräfte im Stoß und im Knoten, von der Verwendung der Verbindungsmittel entsprechend ihrer besonderen Eigenschaften, d. h. der Nieten und Schrauben auf Abscheren und nicht auf Zug, der Schweiße nicht auf Abreißen (siehe später) und noch manche weitere Konstruktionsmaßnahme.

Als einfaches Beispiel und Gegenbeispiel eines genieteten und geschweißten Fachwerkknotens sei auf Abb. 2a u. b verwiesen, die einer Reklameschrift über „Elektrisches Schweißen" eines ersten deutschen Elektrizitätswerkes entnommen ist.

Während bei der genieteten Konstruktion die Stabkräfte sich zentrisch treffen und das eingeschaltete Knotenblech in bester Weise alle Kräfte verteilt und vermittelt, ist bei der geschweißten Verbindung das nicht mehr der Fall. Die Diagonalkräfte treffen sich unterhalb des Gurtes und beanspruchen diesen wie den ganzen Anschluß auf Biegung, dabei ist der Schweißanschluß der Diagonalen selbst durchaus einseitig, der Rücken der Winkel kurz, der abstehende Schenkel lang angeschlossen. Eine solche Knotenausbildung kann der Brückenbauer nicht gebrauchen und auch bei leichteren Hochbaukonstruktionen sollte man sie vermeiden.

[3]) Siehe Kommerell, Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken. Bautechn. 1930, Heft 29, S. 454 bis 459, und Heft 31, S. 481 bis 485.

[4]) Nach Stahlbau 1930, Heft 10, S. 117 bis 120, sehen auch die amerikanischen Richtlinien für geschweißte Brücken vor:

zul. Normalbeanspruchung 1120 kg/cm²,
„ Scherbeanspruchung 700 „

sowie dieselbe Formel für die Abminderung der Kräfte und Momente.

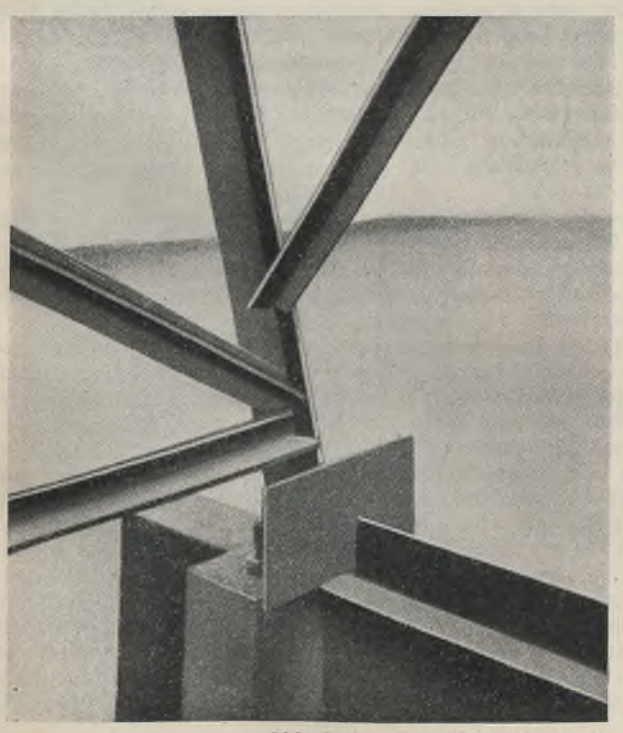


Abb. 3.

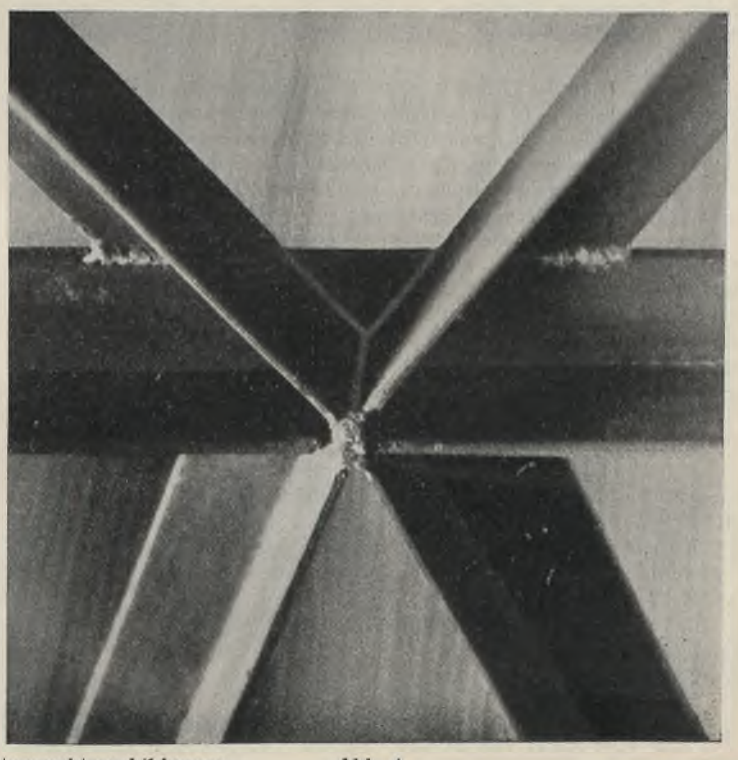


Abb. 4.

Abb. 3 u. 4. Exzentrische Knotenpunktsausbildungen.

Will man Nebenspannungen vermeiden, so bleibt eben nur übrig, das Knotenblech beizubehalten und beim Schweißen eine Konstruktion zu wählen, etwa wie sie in Abb. 2c dargestellt ist.

Derselben Schrift habe ich Abb. 3 entnommen. Es ist offenbar, daß auch da die Stabkräfte der Diagonalen wie der Horizontalen sich ganz außerhalb des Pfostens treffen. Wo die Kraft der von rechts oben einfallenden Diagonale hingeht und was sie für Biegungsbeanspruchungen im Pfosten hervorruft, darüber hat sich offenbar der Konstrukteur dieses Bauwerks kein Kopfzerbrechen gemacht. Nicht viel besser ist es mit dem Mittelknoten des 6,2 m hohen geschweißten Gerüstbockes einer Rohrbrücke der Fall, den Bondy in seiner eingangs erwähnten Schrift veröffentlicht und der hier als Abb. 4 wiedergegeben sei [5]). Auch da treffen sich augenscheinlich die Stabachsen nicht in einem Punkte, was man bei einer genieteten oder geschraubten Konstruktion nicht tun und nicht zulassen würde. Einen geschweißten Rohrknoten eines 6 m hohen Gittermastes mit Diagonalen hat Bondy in der in Abb. 5a wiedergegebenen Weise zur Darstellung gebracht. Es ist offensichtlich, daß auch diese Konstruktion nicht einwandfrei ist. Die Diagonalkräfte stoßen mit ihrer Horizontalkraft H glatt ins Freie und es ist der nur $2^1/_4$ mm starken Rohrwand überlassen, wie sie mit dem Biegungsmoment $H \cdot h$ zurecht kommen kann oder will. Will man auch da die Kräfte ordnungsgemäß

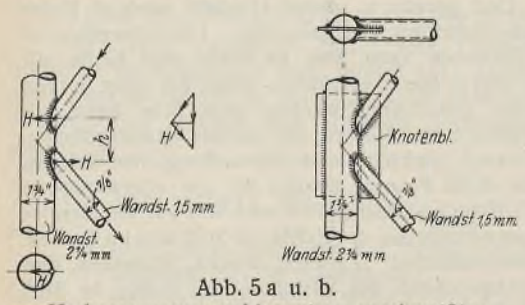


Abb. 5a u. b.
Verbesserungsvorschlag einer geschweißten Knotenpunktsausbildung.

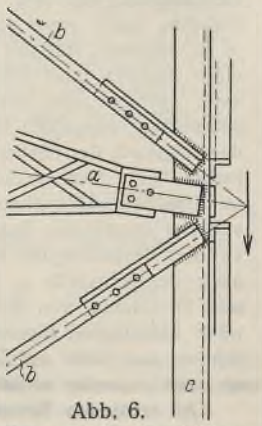


Abb. 6.
Exzentrische Ausbildung eines Gittermastknotens.

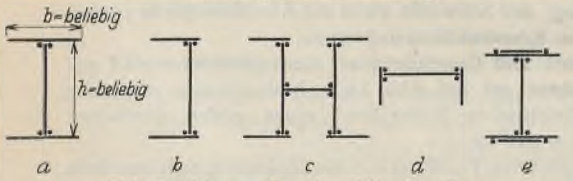


Abb. 7a bis e. Geschweißte Profile.

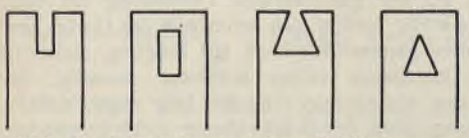


Abb. 9. Darstellung einiger Schlitzformen.

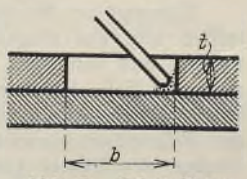


Abb. 8. Schweißung einer Schlitzschweißung.

auf den Rohrpfosten überleiten, so bleibt als einfachste Lösung das Einschalten eines Knotenblechs, das das Pfostenrohr durchschlitzt, übrig (s. Abb. 5b).

Als letztes Beispiel einer durchaus unsachgemäßen Schweißkonstruktion ist in Abb. 6 der geschweißte Knoten eines aus Stabeisen, Flach- und Winkelprofilen hergestellten Gittermastknotens [6]) wiedergegeben. Die am Pfosten angeschlossenen Diagonalen b und die Horizontale a treffen sich mit ihren Systemlinien weit außerhalb des Pfostens c. Das ist eine grundsätzlich falsche Anordnung.

Wer geschweißte Konstruktionen aufzeichnen und zur Ausführung in die Werkstätte geben will, muß sich vor allem davon frei machen, die Schweiße nur zum Anheften oder Ankleben eines Elements an das andere zu benutzen. Es muß nach wie vor das konstruktive und innige Durchdringen und Vereinigen der Kräfte maßgebend bleiben. Selbstverständlich muß man dabei den Eigenschaften der Schweiße in allen Teilen gerecht werden, wofür ja schon genügend Erfahrungen und Vorschriften vorliegen. Der Konstrukteur muß sich in der Darstellung der Verbindungen und in der Anordnung der Verbindungen völlig umstellen. Er wird mehr als bisher ohne seine sonst vorwiegend gebräuchlichen Winkel auskommen müssen und sich mehr auf die Verwendung von Flachstählen, Breitstählen und Blechen verlegen. Kann doch, und das ist der große Vorteil der Schweißmethode, fast jedes Profil ohne weiteres und ohne Anlehnung an gewohnte Formen oder an Profilbücher der Walzwerke mittels des Schweißens hergestellt werden (s. Abb. 7).

Die Verwendung von Knotenblechen wird man auch beim Schweißen vorerst nicht entbehren können. Es ist aber möglich, ihre Abmessungen wesentlich zu beschneiden und auf diese Weise an Material zu sparen. Dasselbe gilt für die Laschen bei den Stößen, namentlich bei solchen, die Druckkräfte zu übertragen haben.

Als wesentliche Unterstützung bei der Ausbildung von Knoten kann die sogenannte Schlitzschweißung dienen, die in den verschiedensten Formen zur Anwendung kommen kann. Das Schlitzen kann dabei sowohl am Knotenblech selbst, wie am Ende des anzuschließenden Stabes durchgeführt werden. Die Breite der Schlitze hängt davon ab, wie praktisch mit der Elektrode noch in die Ecken des Schlitzes hineingereicht werden kann (Abb. 8), um dort die innige Verschweißung zwischen Schlitzrand und Knotenblech herzustellen. Die Schlitze müssen also immerhin eine gewisse Breite b besitzen, min. $3\,t$, besser $4\,t$ und mehr. Die von Bondy in seinem Aufsatze nach amerikanischen Quellen wiedergegebene Vorschrift von $b \leqq 2\,t$ ist ganz unverständlich. Es wird auch dem besten Schweißer nicht möglich sein, solch schmale Schlitze ordentlich auszufüllen und die innige tragfähige Verschweißung mit dem Grundblech zu erreichen. Dasselbe gilt für die Rundlochschweißung, wo auch der Lochdurchmesser reichlich groß gewählt werden muß. Im übrigen können die Schlitze jede beliebige Form erhalten, soweit sich das mit den statischen Verhältnissen in dem betreffenden Anschluß und mit der richtigen Kräfteübertragung verträgt. In Abb. 9 sind einige Schlitzformen angegeben, wie sie in der Patentanmeldung von Findeisen, Dresden, über „Verfahren zur Herstellung von Formstabverbindungen und Knotenpunktanschlüssen durch An- und Verschweißen der Formstäbe" enthalten sind und die Schlitze von beliebiger geometrischer Form und beliebiger Anordnung versehen.

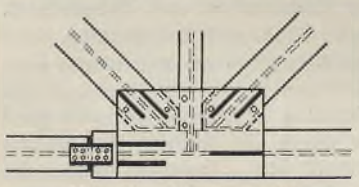


Abb. 10. Knotenpunkt der eingleisigen Fachwerkbrücke ($l = 41$ m) bei Chicopee Falls.

In Abb. 10 ist ein Knotenpunkt der geschweißten eingleisigen Fachwerkbrücke von 41 m Stützweite und 7,5 m Systemhöhe bei Chicopee Falls (Mass.) dargestellt, die Bondy in der Schweizerischen Bauzeitung [7]) näher beschrieben hat. Die Art der Schlitze ist aus der Zeichnung klar ersichtlich. Außerdem sind die Diagonalen noch durch Flankenschweißung an die Knotenbleche angeschlossen.

Gegen die Ausbildung dieses Knotens ist nichts einzuwenden. Die bewährte Zusammenführung der Stäbe mittels Knotenbleche ist beibehalten worden, und man wird bei dieser Ausbildung der Knoten bleiben müssen, bis nicht eine völlige Umstellung in der Wahl der Stabquerschnitte erfolgt ist (s. Abb. 7). Immerhin wird man durch den Anschluß mittels Schlitz und Flankenschweißung wesentlich an Blechmaterial und damit an Gewicht der Brücke sparen können.

Die Knoten der Chicopee Falls-Brücke weisen aber noch ein anderes bemerkenswertes Charakteristikum auf. Alle Stäbe — mit Ausnahme der Gurtung, an die das Knotenblech vor Verlassen der Werkstatt in genauer Lage angeschweißt werden kann — sind noch mittels besonderer Bolzen und Schrauben am Knoten befestigt. Ganz mit Recht. Ohne diese Hilfsverbindungen ist es ganz unmöglich, bei der Montage, auf der Rüstung einen zu verschweißenden Träger ordnungsgemäß zusammenzubauen. Die neuen Richtlinien der Deutschen Reichsbahn enthalten in dieser Hinsicht unter dem Absatz „Festhalten der zu verbindenden Teile vor und während des Schweißens" wörtlich die Vorschrift: Die zu verbindenden Teile müssen bis zur Beendigung der Schweißung durch Klammern, Gewichte oder sonstige Hilfskonstruktionen gegen Verschiebungen gesichert sein. Die zu verbindenden Teile müssen spannungslos sein usw. Die Vorschrift müßte noch ergänzt werden durch das Vorschreiben von Hilfsbolzen bei räumlich zusammenzubauenden Tragwerken usw.

Wenn es sich um Stahlskelettbauten handelt, so werden zweckmäßig die kurzen Winkelstücke oder Knaggen, die die einzelnen Trägerlagen oder die Unterzüge beim Anschluß an die Pfosten bzw. Säulen zu stützen bzw. zu lagern haben, schon in der Werkstatt auf genauer Höhe an die Säulen angeschweißt.

Ein einfaches Zusammenschweißen auf der Baustelle von nur gut abgelängten, auf Maß geschnittenen und ordentlich gerichteten, aber direkt von den Walzwerken gelieferten Stäben, Trägern und Blechen ist unzulässig. Will man eine saubere und gut zusammengefaßte Konstruktion haben, so muß auch diese erst die Werkstätte passieren und jeder Stab, jeder Träger und jedes Knotenblech muß in dieser entsprechend vorgearbeitet werden, wie bisher bei einer genieteten Konstruktion. Ein geschweißtes Bauwerk wird sich somit vorerst nicht viel wirtschaftlicher gestalten als ein genietetes, und in verschiedenen Veröffentlichungen ist das auch schon zugegeben worden. Ersparniszahlen von 30% und mehr im Gewicht allein sind Phantasiezahlen, die Anarbeitung und das Schweißen aber kostet m. E. zur Zeit eher noch mehr als die Anarbeitung und der Zusammenbau einer genieteten Konstruktion. Ziemliche Ersparnisse in der Konstruktion werden meist erzielt bei den Absteifungen von Blechwänden. Abb. 11a u. b genietet und Abb. 11c geschweißt, zeigen die

[5]) Siehe Abb. 9 auf Seite 163 und Abb. 5 auf Seite 162 d. Zeitschr.

[6]) Aus dem Altlas von Bondy, betitelt „Ausgewählte Schweißkonstruktionen", Blatt 49. Abb. 4 u. 5 befinden sich in demselben Atlas.

[7]) Siehe Bondy, Schweiz. Bauztg. vom 12. Januar 1929, S. 15/16.

entsprechenden Gegenbeispiele. Natürlich ist bei beiden Anordnungen, also auch bei *c* eine Beanspruchung quer zum Flanschende — was dem Nietabreißen bei *a* und *b* entspricht — zu vermeiden.

Zum Schluß möchte ich noch auf das leichte „Verwerfen", d. h. das Verdrehen und Verziehen geschweißter Konstruktionen hinweisen. Es muß in dieser Hinsicht größte Vorsicht verwendet werden und nur der erfahrene Schweißfachmann weiß sich da zu helfen. Sonst besteht die Gefahr, daß der Besteller die gelieferte Konstruktion verwirft, die Schweißnähte müssen sorgfältig entfernt und die Einzelteile nach dem Richten neu verschweißt werden. Es entstehen also doppelte und dreifache Kosten. Wie schon bei ganz einfachen Bauwerken ein Verziehen sich einstellt, sei an Hand der Ausführung der ersten geschweißten Eisenbahnbrücke Deutschlands dargetan[8]). In Abb. 12 sind in verzerrtem Höhenmaßstab die Verbiegungen dargestellt, die der Hauptträger von 860 mm Stehblechhöhe während des Schweißens erfuhr.



Abb. 11 a bis c.
Vorteilhafte Anwendung der Schweißung bei der Absteifung von Blechwänden.

Ein besonderes Kapitel beim Schweißen bilden auch die Schrumpfungen der Schweißnähte. Die Kenntnisse auch dieser Verhältnisse ist Vorbedingung für die gute praktische Ausführung eines großen geschweißten Bauwerks und muß auch schon bei der Konstruktion berücksichtigt werden.

Wie man sieht, bedarf auch das Schweißen im Stahlhochbau und im Stahlbrückenbau noch großer Überlegung und eingehender Kenntnisse aller Merkmale der Schweißerei. Die Überlegenheit über die Nietung wird sich aber zweifellos einstellen, wenn — um mit Obermarinebaurat Lottmann von der Reichswerft in Wilhelmshaven zu reden[9]) — „der Mut zur Ausführung von Entwürfen vorliegt und überzeugte Werke durch gewandte Konstrukteure ihren Entwürfen die Eigenheiten der Schweißung geschickt zugrunde zu legen verstehen".



Abb. 12. Darstellung der Verbiegungen beim Schweißen eines Trägers von 860 mm Höhe.

[8]) Witte, Die erste geschweißte Reichsbahnbrücke. „Die Elektroschweißung" 1930, Heft 7, S. 140/142.

[9]) Lottmann, Lichtbogenschweißerei im Schiffbau in Amerika und in Deutschland. „Die Elektroschweißung" 1930, Heft 7, S, 125 bis 135.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Stahlskelettkonstruktion zum Bezirkskrankenhaus Waiblingen.*)

Von Architekt Dr. **Richard Döcker**, Stuttgart.

Schon die Rohbaukonstruktion eines Krankenhauses gegen Geräusche, die sich durch das ganze Gebäude fortpflanzen, isoliermöglich zu machen, ist erste Aufgabe für die Entscheidung der Art der Tragkonstruktion. An Möglichkeiten hierfür gibt es die normale Ausführung eines gemauerten Baues aus gebrannten oder Natursteinen, eines Eisenbetonbaues und einer Stahlkonstruktion. Vorausgesetzt wird, daß die baulichen Auswirkungen hinsichtlich der sich ergebenden Dimensionierungen und der Konstruktionsmöglichkeiten dieser drei Konstruktionsarten bekannt sind.

Das Problem der sogenannten Schalltechnik ist heute schon wohl einigermaßen wissenschaftlich geklärt, ohne daß jedoch allzuviele Proben aufs Exempel der praktischen Durchführung vorliegen. Je gewichtsschwerer ja eine Mauer, eine Decke u. dgl. ist, desto weniger Schallfortpflanzungsmöglichkeiten hat sie, desto unwirtschaftlicher aber, desto teurer an Baukosten ist sie wahrscheinlich gegenüber einem dünnen, raumtrennenden Bauteil, dessen Material an und für sich schon schalldämpfend ist, beispielsweise loser Sand, Korkmehl u. dgl. Die Schwierigkeit besteht bei letzterem nur darin, diese an und für sich losen Materialien so zu verwenden, daß sie starre Wand- oder Deckenteile gleichzeitig noch bilden können. Je nach der einen oder anderen Anordnung wird sich die Wirtschaftlichkeit gegenüber einer normalen schweren Wand- oder Deckenkonstruktion ergeben, abgesehen davon, daß die dünne und leichte Wand immer noch raumsparend wäre.



Abb. 1.
Teil der fertiggestellten Stahlkonstruktion.

Aber wie anfangs schon gesagt, die Tragkonstruktion eines Baues, speziell eines Krankenhauses, sollte in dieser Richtung schon die geeignetste Unterlage zur Verhinderung der Schallfortpflanzung bieten.

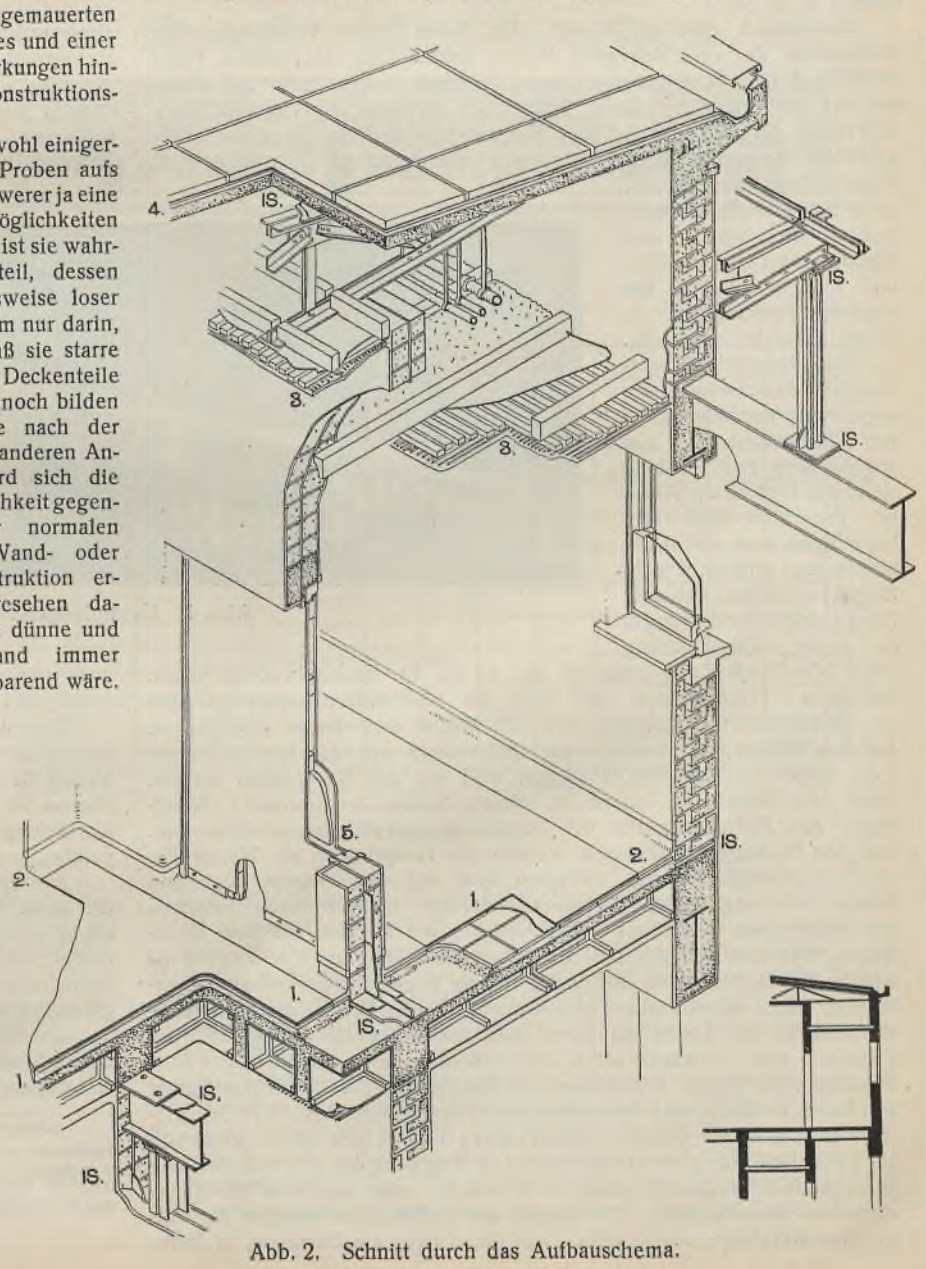


Abb. 2. Schnitt durch das Aufbauschema.

*) Sämtliche Abbildungen sind dem Buch „Terrassentyp" von Architekt Dr. Richard Döcker, Stuttgart, Akad. Verlag Dr. Wedekind & Co., Stuttgart, entnommen.

Da bekanntlich ein Eisenbetonbau eine monolithisch zusammenhängende Konstruktion vom Fundament bis zum obersten Träger ist und gewissermaßen ein ununterbrochenes Konstruktionsgerippe bildet, also die Schallfortpflanzung innerhalb der Konstruktionsteile bestens leitet, und da zwischen den Eisenbetonpfeilern der verschiedenen Geschosse keine Unterbrechungsfuge zur Verhinderung der Schallfortpflanzung möglich ist, so ist die Wahl einer Stahlkonstruktion vorzuziehen, da sie die Möglichkeit der Trennung jeder Stütze und jedes Trägers unter sich bietet. Daneben ergeben sich bei dem für das Krankenhaus Waiblingen terrassierten Typ die Pfeiler der Südwand wie alle gegen außen sichtbaren Konstruktionsteile in ihren Abmessungen äußerst dünn, auch die erforderliche Kragkonstruktion der zurückgestaffelten Geschosse läßt sich in Stahl sehr viel leichter und einfacher konstruieren.

Der in Waiblingen ausgeführte konstruktive Aufbau, das tragende Element der Umfassungswände ist nach dem Prinzip des Stahlskelettbaues ausgebildet. Sämtliche Verbindungs- und Berührungsstellen zwischen Stahlstützen und Stahlträgern sind durch Einlage besonderer Materialien (sogenannte Gewebeplatten, auch Hartblei usw.) gegen Schallfortpflanzung isoliert (Abb. 1 u. 2).



Abb. 3.
Blick auf die Terrassen.

Bekanntlich gibt es ja auf dem Markt heute verschiedenartige Isolierstoffe der verschiedensten Firmen (Firma Zorn AG., Berlin, Firma Stettiner & Co., Stuttgart usw.), unter welchen der Architekt auf Grund der bei der Erprobung dieser Isolierstoffe gewonnenen Untersuchungsergebnisse je nach der Art der Konstruktion und der an diese Stoffe gestellten Ansprüche oder Erfahrungen die Entscheidung treffen muß. Verschiedene Hochschulen, so in Stuttgart (Forschungsinstitut für Schall- und Wärmetechnik), Hannover und München haben besondere Forschungen in dieser Hinsicht angestellt.

Das eigentliche Mauerwerk der Außenwände, die sogenannte Ausfachung, ist nur Füllmauerwerk aus sogenannten Feifel-Hakensteinen in etwa 32 cm Stärke mit versetzten Stoß- und Lagerfugen und mit Lufthohlräumen (äußere Schicht Ziegel, innere Bimsmaterial). Dieses Mauerwerk dürfte in seiner Wärmehaltung einer Wandstärke von etwa 60 bis 80 cm in Backstein entsprechen. Mit diesen Hakensteinen sind auch die Stahlstützen ummantelt und die entstehenden Hohlräume sind mit Mörtel oder Beton ausgegossen. An den Stellen, an welchen die Stahlstützen auf der Innenseite nur 2 cm hinter der Wandfläche liegen, sind sie mit Korkplatten isoliert, damit die Wand im Innern an diesen Stellen der normalen Wandfläche des Füllmauerwerks bei Temperaturunterschieden gleichkommt. Bei den Deckenkonstruktionen wurden die Hauptträger als Walzprofile in Stahl gewählt und die zwischen bzw. auf den Trägern liegenden Decken als sogenannte Thermoszellendecken in Eisenbeton zwischen den Stahlträgern eingebaut. Das Auflager der Decken auf den Stahlträgern wie das Auflager des Mauerwerks auf Decken oder Trägern ist wieder durch besondere Isoliermaterialien gegen Schallübertragung geschützt. Auch das Aufsetzen und Anstoßen der Zwischen- und Flurwände auf und an die Decke ist durch bestimmte Materialien isoliert; die Zwischen- und Flurwände selbst sind außerdem noch auf die ganze Ausdehnung ihrer Fläche mit besonderen Einlagen gegen Schallübertragung von Raum zu Raum nach verschiedenen Systemen versehen. Die Schallisolierung eines Krankenhausbaues ist neben allen anderen technischen Sorgen die wichtigste Angelegenheit, die bei vorhergehendem Versäumnis aber nicht wieder oder nur sehr teuer ausgeglichen werden kann. Die Binder der Pultdachkonstruktion sind als Stahlfachwerkträger ausgebildet. Auf ihnen liegt die Dachhaut, in Bimsbeton hergestellt mit verschiedenen Einlagen, gewählt unter dem Gesichtspunkt der besten Wärmehaltung und Schallisolierung wie beim Füllmauerwerk und den Zwischenwänden. Die durch die Terrassenvorbauten bedingten Abfangkonstruktionen bestehen ebenfalls aus Stahl und sind in ihrer Konstruktion so getroffen, daß sie im Hohlraum der sogenannten Zellendecke untergebracht werden konnten. Die Vorteile der gewählten Stahlkonstruktion liegen außerdem in geringen Konstruktionsstärken, die raumsparend beste Isoliermöglichkeiten für Schall und Wärme zulassen.

Die Isolierung der Bodenbeläge gegen Schall auf den angegebenen Thermoszellendecken wird durch Einlage einer trockenen Sandschicht erreicht. Die Beläge sind Kork- und Gipsestriche mit Linoleum und Hohlkehlenanordnung.

Ausgehend davon, daß die beste Schallisolierung die Verhinderung der Erzeugung von Geräusch ist, wurde besonders für die Treppen und Gänge ein 5 bis 7 mm starker Gummibelag von besonderer Eigenschaft verlegt (bestehend aus drei Schichten, die unterste: Gewebe mit Hartgummi, die mittlere: elastische schwammartige Gummimasse, die oberste: etwa $1^1/_2$ mm starke Schicht aus begehbarem härterem Gummi). Steinholzfriese in Kehlsockelform entlang der Flure und Krankenzimmerwände sind die einfachste Lösung für die Schwierigkeit der Kehlsockelanschlüsse an Türgewände.

Eine weitere Schwierigkeit in der Konstruktion der vor den Krankenräumen liegenden Terrassen besteht in der vielseitigen Forderung der Isolierung, da ganz besondere Vorsichtsmaßregeln hierfür bei den Terrassenflächen anzuordnen sind, unter welchen unmittelbar in dem nächst tieferen Geschoß Krankenräume sich befinden. Neben der schon konstruktiven Schwierigkeit der Kragkonstruktion, welche in der Forderung nach geringer Konstruktionshöhe, in der Notwendigkeit des Versetzens der Stockwerke bei Vermeidung sichtbarer Unterzüge und in der Verlegung der Terrassenoberfläche im Gefäll nach der Vorderkante zu bestehen, sind noch dreierlei Isolierungen der Terrassen neben der Schicht für die Begehbarkeit ihrer Oberfläche unterzubringen: die Isolierung gegen Temperaturunterschiede, gegen Schall und gegen Wasser.



Abb. 4. Gesamtansicht.

Eine besonders befriedigende und in Waiblingen gewählte Herstellung begehbarer Terrassen ist in meinem Buch „Terrassentyp" (Akademischer Verlag Dr. Wedekind & Co., Stuttgart), Seite 38 ausführlich beschrieben, ebenso ist dort das Prinzipielle des sogenannten Terrassentyps für das Krankenhaus wie für das Hotel, Geschäftshaus, Wohnhaus usw. angeführt.

Für den Fall Waiblingen ist noch zu sagen, daß selbstverständlich die beste Isolierung eines Stahlgerippes oder einer Rohbaukonstruktion allein nicht genügt, wenn für den Ausbau eines Gebäudes, wie Treppenbeläge, Bodenbeläge, Türen, Fenster usw., in der Wahl der Baustoffe oder der Detaillierung die geeignetste Art und Anordnung nicht gefunden wird.

Die Erfahrungen bezüglich der Isolierung des Krankenhauses Waiblingen können nach bis jetzt zweijährigem Gebrauch als durchaus befriedigend gegenüber anderen Krankenhausbauten bezeichnet werden.

INHALT: Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues. — Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken. — Die Stahlskelettkonstruktion zum Bezirkskrankenhaus Waiblingen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 31. Oktober 1930 | Heft 22

Alle Rechte vorbehalten.

Lagergebäude in Stahlskelettbauweise.

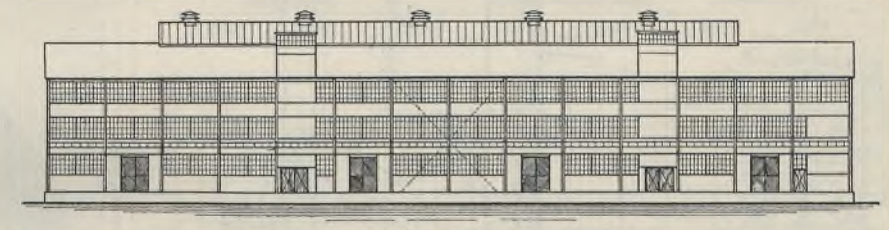
Von Oberingenieur **Rudolf Ulbricht**, Düsseldorf-Benrath.

Bei der Anwendung des Stahlskeletts für Gebäude lassen sich nach Art der zur Verwendung kommenden Profile zwei Gruppen unterscheiden:

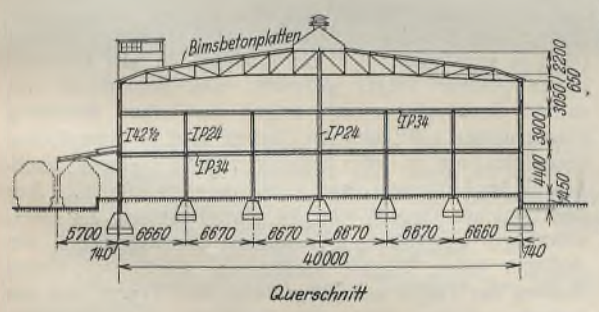
1. Gruppe der Leicht- und Spezialprofile.
   Diese bringt gewisse Vorteile im Flachbau bei kleineren Wohnhäusern und Bauten von zwei bis drei Stockwerken Höhe.
2. Gruppe der Normalprofile.
   Ihre Anwendung ist fast unbeschränkt und für jede Art von Bauwerken möglich, die größere Lasten aufzunehmen haben oder höher als zwei bis drei Stockwerke sind.



Giebelwand



Längswand



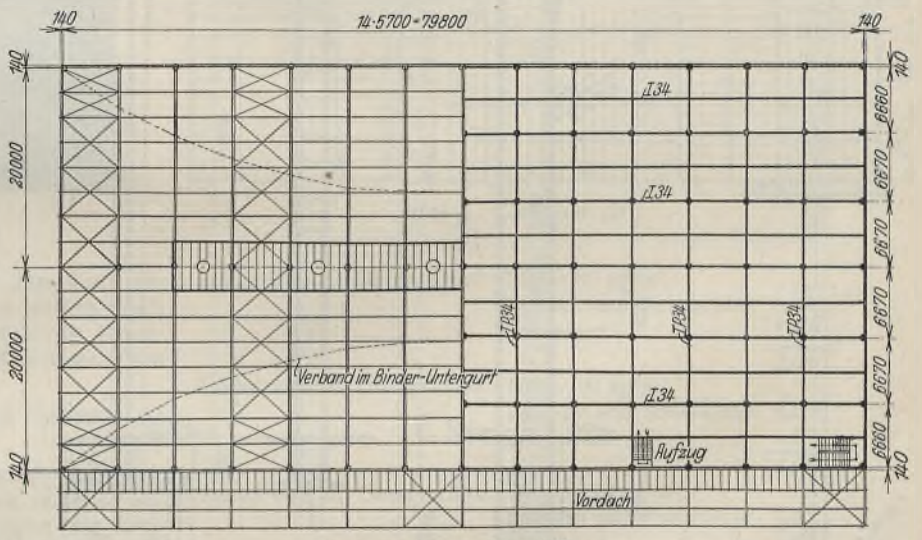


Abb. 1. Gebäude „A".

Zwei bemerkenswerte Bauten der zweiten Gruppe wurden in den letzten Jahren im rheinisch-westfälischen Industriebezirk von der Flender-Akt.-Ges. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau in Düsseldorf-Benrath in kürzester Zeit ausgeführt.

Beide Gebäude dienen zur Lagerung von Materialien, lassen sich gut miteinander vergleichen, und zwar nach den Gesichtspunkten:

a) allgemeine Angaben,
b) Abmessungen,
c) Belastungen,
d) statische Grundlagen,
e) konstruktive Ausbildung,
f) Gewichte.

Gebäude „A".

a) Eine Übersicht zeigt Abb. 1. Die Eindeckung des Daches erfolgte mit 8 cm starken Stegzementdielen und Pappe. Das Oberlicht erhielt kittlose Verglasung. Die Außenwände sind nach bewährter Weise als ½ Stein starke Ziegelfachwerkwände ausgebildet. Reichlich angeordnete Fenster sorgen für eine gleichmäßige Beleuchtung der großen Räume und gute Gliederung der Wände. Die Decken bestehen aus weit gespannten Betonplatten mit Eiseneinlagen.

Das Lagergut wird durch Eisenbahnwagen herangebracht, deren Entladung unter einer überdachten Rampe erfolgt. Die weitere Verteilung des Lagergutes auf die einzelnen Stockwerke übernehmen zwei große Aufzüge, deren über das Dach ragende Aufbauten gleichfalls die Gebäudeansicht betonen. Als Tore sind Schiebetore eingebaut. Das Stahlskelett ist in seinem ganzen Aufbau sichtbar und die architektonische Wirkung eine sehr gute, die noch durch einen hellgrauen Anstrich gehoben wird.

b) Bei 40 m lichter Breite des Gebäudes beträgt seine lichte Länge 79,8 m; die Stockwerkhöhen sind 4,4 bzw. 3,9 und 3,05 m. Die bebaute Grundfläche ergibt $40{,}28 \cdot 80{,}08 =$ rd. 3225 m² und der umbaute Raum etwa 42 500 m³.

c) Als Nutzlast aller Decken wurden 1000 kg/m² vorgesehen, und das Eigengewicht der Decken (ohne Träger) wurde zu 450 kg/m² ermittelt.

d) Die Gelenkpfetten werden von Bindern, die als Zweistützträger berechnet sind, getragen. Die Deckenträger und Unterzüge sind als durchlaufende Träger mit teilweiser Einspannung ausgeführt. Die Windübertragung übernehmen im unteren Teil des Gebäudes die

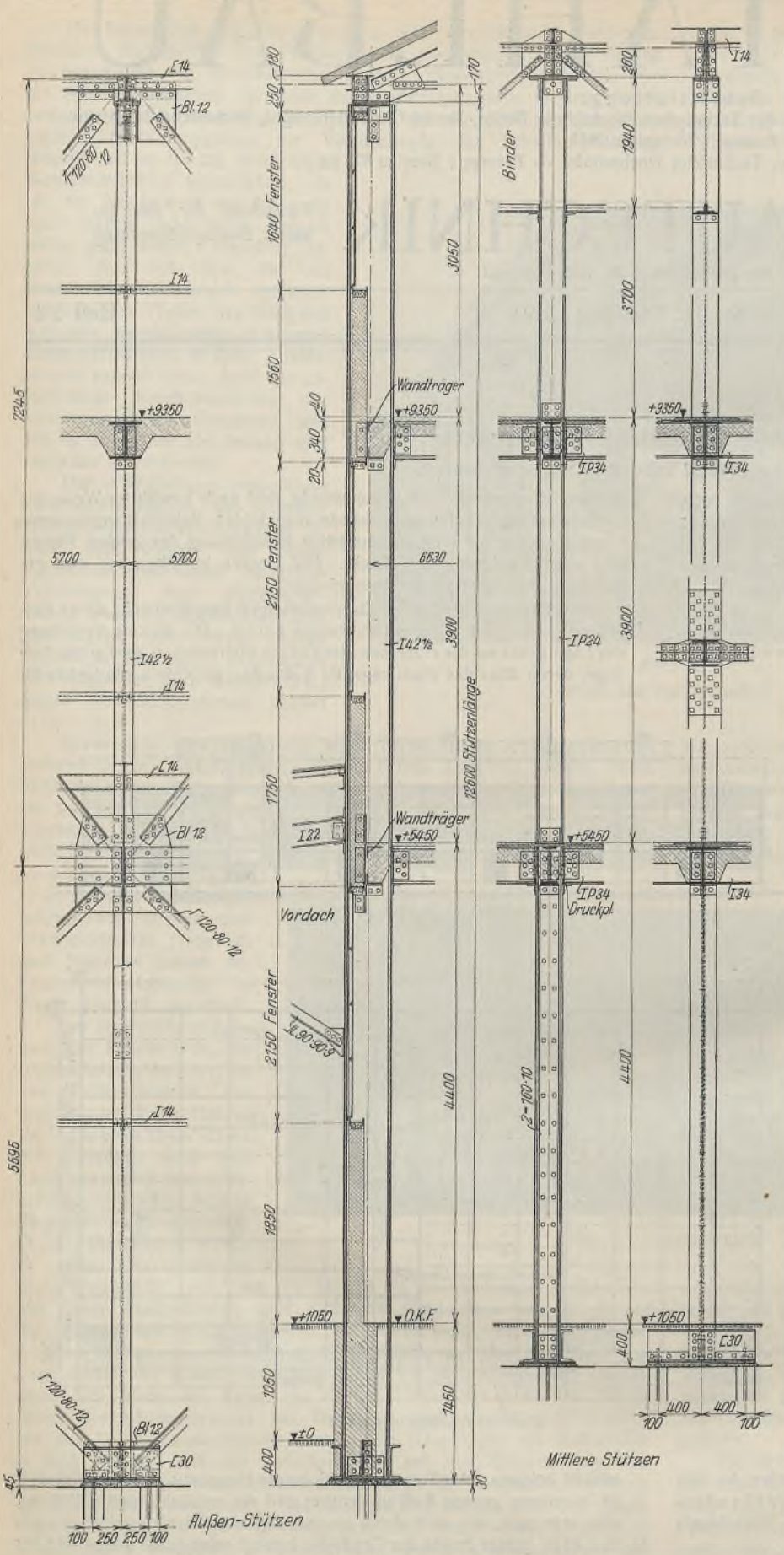


Abb. 2. Außen- und Mittelstützen. Gebäude „A".

massiven Decken. Während in Höhe der Binderuntergurte ein strebenloser Parabelträger den Wind nach den Giebeln überträgt, ist zur Ableitung der Windkräfte auf die Giebel auf jeder Seite ein Fachwerkträger vorgesehen. Die Auflagerkräfte der Windträger werden durch lotrechte Verbände in den Längs- und Giebelwänden in die Fundamente geleitet.

Das Gewicht der Wände wird durch besondere Unterzüge aufgenommen und durch die Stützen den Fundamenten zugeführt.

Für die Beanspruchung aller Teile sind die ministeriellen Vorschriften zugrunde gelegt, wobei die Deckenträger und Unterzüge bis1400 kg/cm² beansprucht wurden.

e) Einzelheiten der Konstruktion zeigt Abb. 2. Die Wandunterzüge sind als Blechträger ausgebildet und innen angeordnet, um ein gutes Ausmauern der aufgehenden Wände zu ermöglichen, da sie gleichzeitig die Deckenlasten mitaufzunehmen haben. Während die äußeren Stützen von unten bis oben in gleichen Querschnitten durchgeführt sind, sind die mittleren Stützen in den einzelnen Stockwerken gestoßen. Füße und Köpfe sind gefräst und einfach aufeinandergestellt. Die oberen Laschen der Trägeranschlüsse gehen durch, während an den unteren Flanschen die Kontaktlaschen sorgfältig eingepaßt sind. Für jede Trägerrichtung ist an den Kreuzungsstellen eine besondere Lasche gewählt. Auf die Wichtigkeit einer sorgfältigen Ausführung war Betrieb und Montage wegen der Neuartigkeit der Ausführung besonders hingewiesen worden. Auf Abb. 3 sieht man das Gebäude zur Zeit der Aufstellung. Die Decken und Wände wurden zum Teil schon während des Aufbaues der Stahlkonstruktion ausgeführt. Über den Fenstern sind für das Mauerwerk keine besonderen Träger angebracht, sondern die Riegel wurden in der Zeit der Ausmauerung mit Holzstempeln abgestützt. Nachteile haben sich nicht gezeigt.

f) Das Gewicht der Stahlkonstruktion (ohne Vordach, Aufzug und Treppenhäuser) beträgt je Quadratmeter Grundfläche 186 kg und für einen Kubikmeter umbauten Raum etwa 14,1 kg. Eigengewicht der Trägerlagen 48 kg/m².

Zuschlag für Laschen, Anschlüsse der Träger usw. 7,5 %
für Schrauben allein . . . . . 2,5 %
zus. 10,0 %.

Gebäude „B".

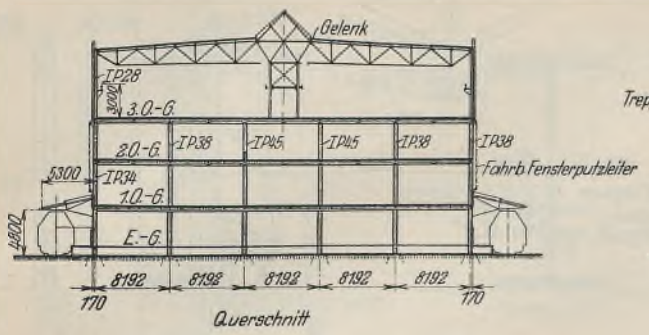
a) Aus der Abb. 4 ist die gesamte Anordnung zu ersehen. Die Eindeckung des Daches, die Anordnung der Fenster wurde nach den gleichen Gesichtspunkten wie beim Gebäude „A" vorgenommen; der obere Lagerraum ist ohne seitliche Fenster. Die Ausmauerung der Umfassungswände geschah ebenfalls mit Ziegeln, jedoch in einer Stärke von 40 cm. Die Stahlkonstruktion wurde in diesem Falle zum Teil außen ummauert und, soweit sichtbar, mit hellblauem Anstrich versehen, im Innern jedoch die sichtbare Stahlkonstruktion hellgelb gestrichen. Die sorgfältig gewählten Farben wirken außen mit dem Rot der Ziegel recht lebhaft und im Innern betont das Hellgelb mit den weißen Decken und Wänden die Helle. Zum Putzen der Fenster von außen sind fahrbare Leitern (Abb. 5) angebracht. Der Deckenbeton ist hier zwischen enger gelegte Träger gebracht. Die Betondecke des dritten Geschosses erhielt wegen der hohen Belastung Eiseneinlagen; die unteren Decken sind in Stampfbeton ausgeführt, um an jeder beliebigen Stelle kleinere Durchbrüche für Leitungen usw. vornehmen zu können. Aus dem gleichen Grunde sind die Zwischenträger als Zweistützträger gewählt und besondere Montagewinkel am Auflager jeden Trägers vorgesehen, damit bei einem Ausbau der Träger auf einer Seite der Träger auf der anderen gehalten wird. Die Zuführung des Lagergutes und seine Verteilung erfolgt durch besondere Fördereinrichtungen.

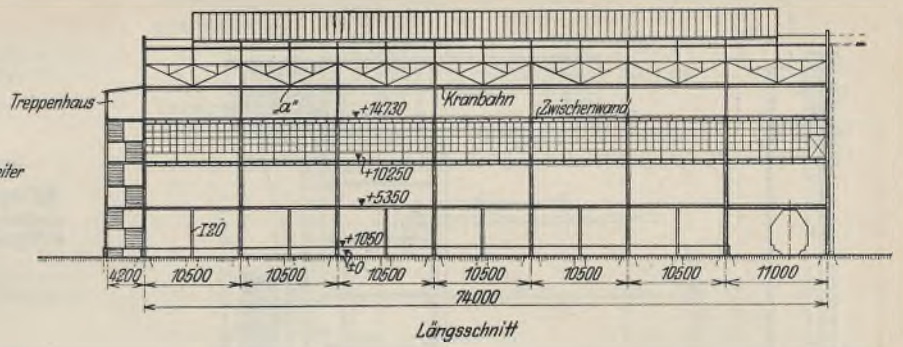
b) Die bebaute Grundfläche ergibt $41{,}3 \times 74{,}3 =$ rd. 3100 m² und der umbaute Raum etwa 66 650 m³.

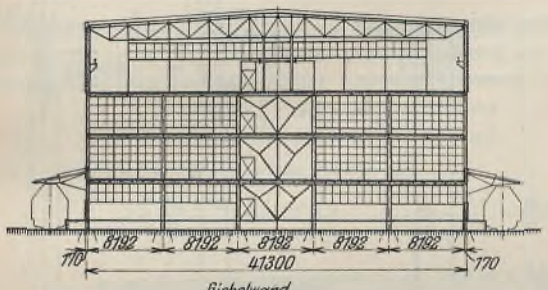
c) Für die Decken kamen folgende Belastungen in Frage (ohne Träger):

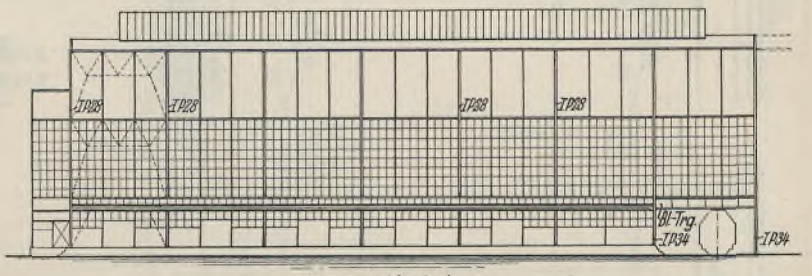
I. Obergeschoß: Nutzlast 1150 kg/m²;
Eigengewicht 350 kg/m²;
II. Obergeschoß: Nutzlast 800 kg/m²;
Eigengewicht 320 kg/m²;
III. Obergeschoß: Nutzlast 1750 kg/m²;
Eigengewicht 400 kg/m².

d) Die Pfetten sind aus besonderen Gründen als Zweistützträger ausgebildet. Die Binder stützen sich außen auf die Wandstiele und in der Mitte auf einen Bock, der unter der Oberlichttraufe rechts und links ein Gelenk besitzt. Die Zwischenbinder lagern auf Längsunterzügen, an denen auch die Kranbahn angehängt ist (Abb. 4 u. 6).









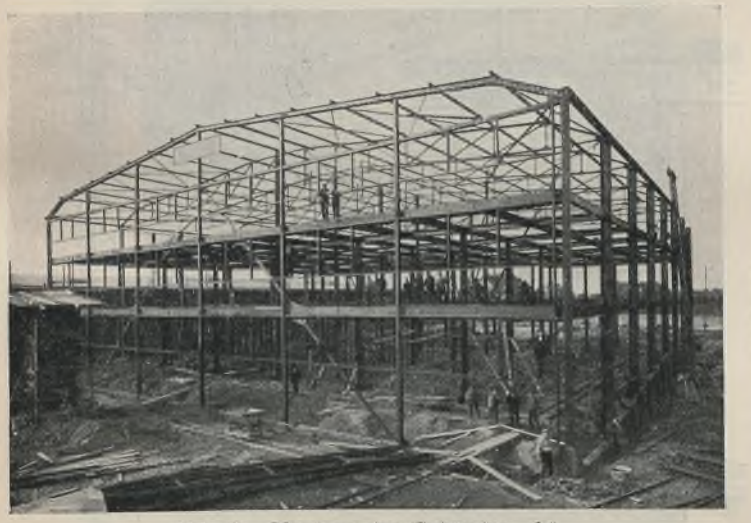
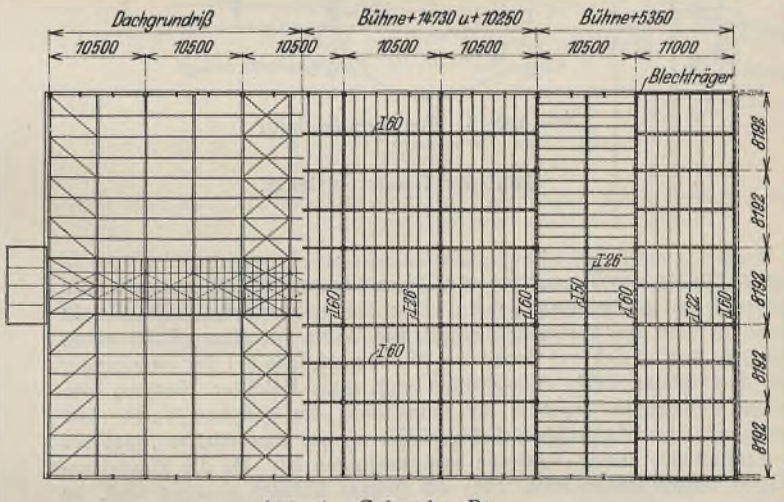


Abb. 3. Montage des Gebäudes „A".



Die Windübertragung auf die Wände wird auch hier durch die steifen Decken übernommen und deren Auflagerkräfte werden durch lotrechte Verbände in den Längs- und Giebelwänden in die Fundamente geführt. Besondere Unterzüge in den Wänden tragen von Stockwerk zu Stockwerk deren Gewicht.

Als Beanspruchungen waren dieselben wie bei dem Gebäude „A" zugelassen.

e) Wie oben erwähnt, sind die Zwischenträger der Decken als Zweistützträger gewählt und die Längs- und Querunterzüge als teilweise eingespannte Träger ausgebildet. Konstruktive Einzelheiten der Stahlkonstruktion und Deckenanschlüsse zeigen die Abb. 6 u. 7. Die Aufnahme (Abb. 8) läßt die verschiedenen Anschlüsse an Stütze und Unterzug in der Ansicht gut erkennen.

Die Aufnahme (Abb. 9) zeigt das Bauwerk während der Aufstellung. Auch an diesem Bau wurde bereits während der Aufstellung mit dem Ausmauern der Wände und dem Betonieren der Decken begonnen. Die Ausführung der Anschlüsse der durchlaufenden Träger erfolgte auch hier mit besonderer Sorgfalt. Erwähnt sei noch, daß zum Abfangen des Mauerwerkes über den großen Fenstern besondere Träger vorgesehen sind.

f) Das Gewicht der Stahlkonstruktion des Bauwerkes (ohne Treppenhäuser und Vordächer) betrug für einen Quadratmeter Grundfläche rd. 450 kg und für einen Kubikmeter umbauten Raum rd. 21 kg. Für die Trägerlagen wurden nachstehende Eigengewichte und Zuschläge festgestellt:

Decke vom I. Obergeschoß:	Träger 80 kg/m²,	
	Laschen und Anschlüsse	5,6 %
	Schrauben	1,4 %
		7,0 %
Decke vom II. Obergeschoß:	Träger 90 kg/m²,	
	Laschen und Anschlüsse	4,5 %
	Schrauben	1,5 %
		6,0 %
Decke vom III. Obergeschoß:	Träger 120 kg/m²,	
	Laschen und Anschlüsse	6,5 %
	Schrauben	1,8 %
		8,3 %.

In der dritten Decke waren etwa 12 000 Schrauben auf der Montage einzuziehen.

Beide Gebäude wirken in der Ausführung sehr gut. Man sieht an ihnen, daß auch mit einfachen Mitteln und ohne besondere Kosten trotz des rein praktischen Zweckes der Bauwerke architektonisch recht befriedigende Ergebnisse erzielt werden können. Leider stehen zur Zeit Aufnahmen der fertigen Bauwerke, die diese Wirkung noch besser zeigen könnten, nicht zur Verfügung.

Von Interesse dürften noch einige Angaben über die wirklichen Durchbiegungen der Trägerlagen sein. Diese wurden an zwei gleichen Feldgruppen zu verschiedenen Zeiten gemessen, und zwar an Feldern der Decke des dritten Stockwerkes vom Gebäude B. Die vorhandene Be-

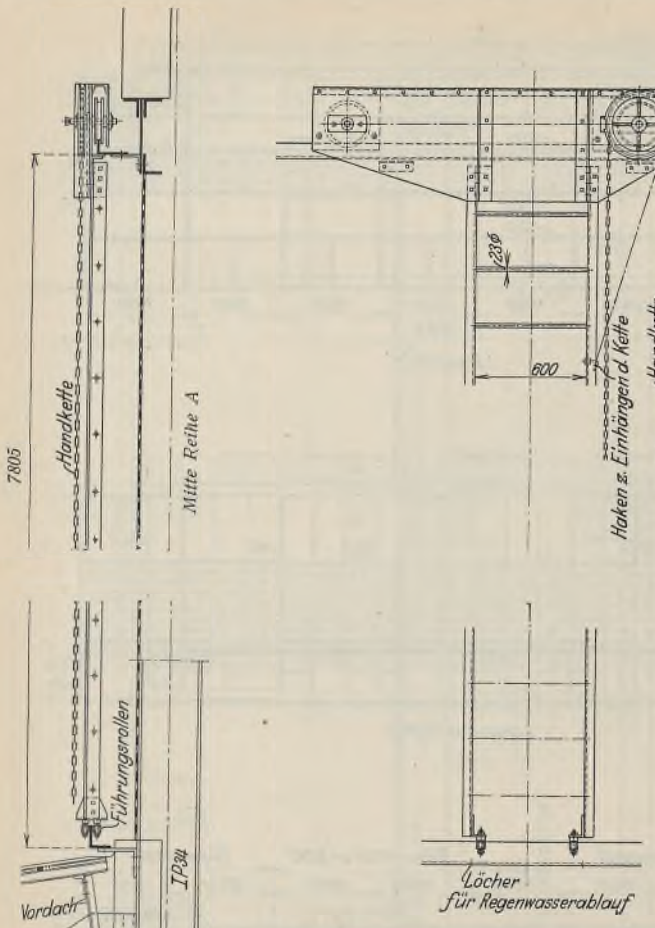


Abb. 5. Fensterquerschnitt mit fahrbarer Fensterputzleiter.

lastung, die für den Versuch etwa 5,7 % höher war als die normale, ihre Lage und die gemessenen Zahlen einer Feldgruppe zeigt Abb. 10. In Klammern sind die theoretisch ermittelten Werte für diesen Lastzustand beigefügt, welche sich auf Grund des Momentenbildes bei der Berechnung nach den ministeriellen Vorschriften ergeben. Bei der Messung der zweiten Feldgruppe ergaben sich annähernd die gleichen Werte. Die gemessenen Durchbiegungen sind geringer als die theoretischen, was auf den Einfluß der Eisenbetondecke zurückzuführen ist. Da die Rundeisen-einlagen dieser Decke auch über die Träger hinweg gezogen sind, so bilden sie eine steifere Lasche und gleichzeitig eine Verstärkung, um die etwas größeren Stützmomente aufzunehmen. Diese entstehen dadurch, daß die Träger mehr als durchlaufende wirken und weniger als teilweise eingespannte[1]).

Hier soll noch auf die Ausbildung der Anschlüsse an Träger und Stützen hingewiesen werden.

Nach den ministeriellen Vorschriften soll der Laschennutzquerschnitt das 0,8fache des Flanschennutzquerschnittes betragen. Mit Rücksicht auf die in diesem Falle in der Lasche auftretenden hohen Beanspruchungen dürfte es zweckmäßiger sein, die Lasche mit dem vollen Flanschennutz-querschnitt oder noch stärker auszuführen, z. B. wie dies bei Verwendung von Blechen als Laschen der Fall sein kann. Abb. 11 zeigt zwei An-schlüsse, die im allgemeinen vorkommen. Die Nachgiebigkeit der Schraubenverbindungen beträgt in beiden Fällen infolge Spiel zwischen Schrauben und Loch

$$l_1 = 2 \cdot \text{rd. } 0{,}75 = \text{rd. } 1{,}5 \text{ mm} = 0{,}15 \text{ cm}.$$

Nimmt man für die Laschen eine noch zulässige Beanspruchung für diese Fälle mit $\sigma = 1800$ kg/cm² an (Proportionalitätsgrenze), so ergibt sich für die Länge l = Abstand zwischen den inneren Schrauben, eine Längenänderung:

$$l_2 = \frac{\sigma l}{E} = \frac{1800\, l}{2\,100\,000} = \frac{l}{1166} \text{ cm};$$

l wird in normalen Fällen zwischen den oben angegebenen Maßen von 7 und 40 cm schwanken; je nach der Ausführung der Konstruktion mit $l = 40$ cm ist

[1]) Die Zulässigkeit der Ausführung wird bestätigt durch die Versuche von Schaim, Bericht im Stahlbau Heft 2, 3. Jahrgang vom 24. 1. 1930.

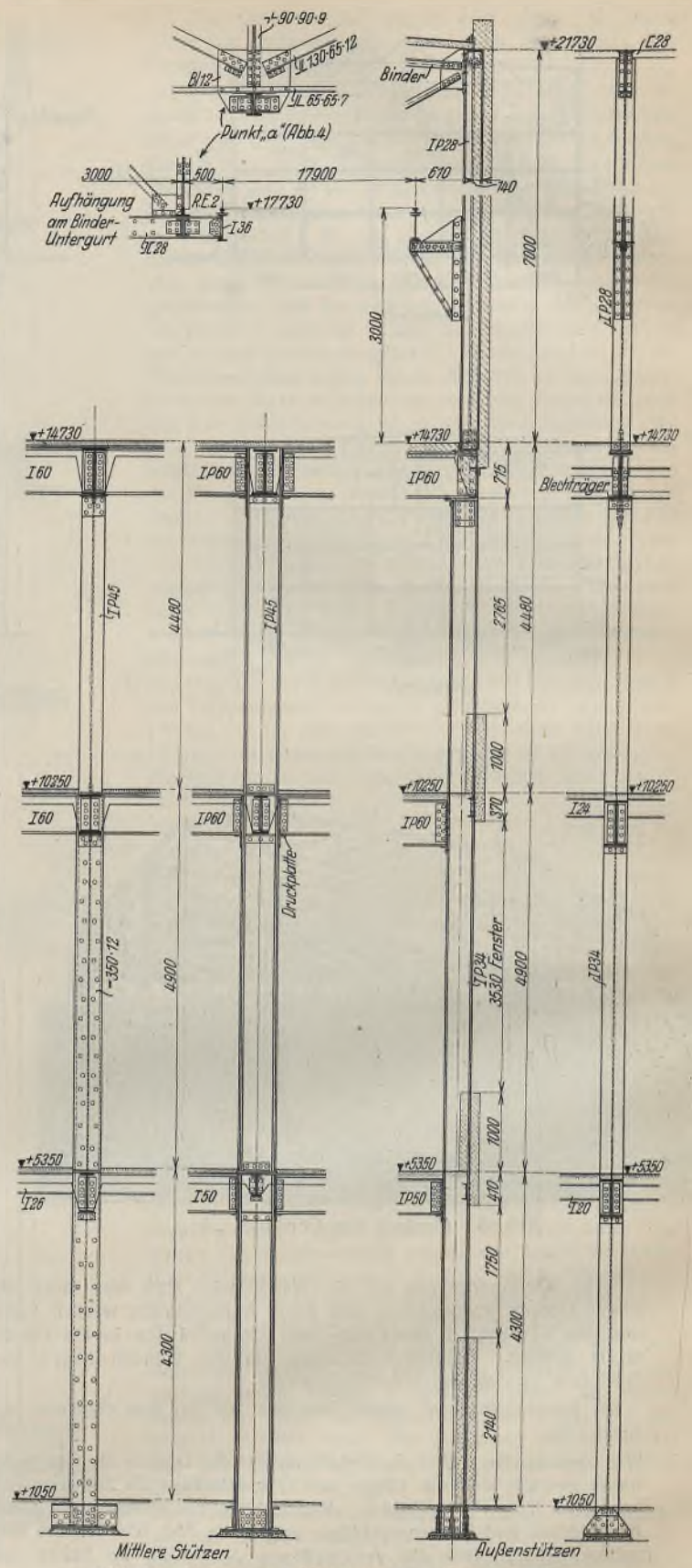


Abb. 6. Außen- und Mittelstützen. Gebäude „B".

$$l_2 = \frac{40}{1166} \text{ cm} = 0{,}034 \text{ cm}$$

und mit $l = 7$ cm wird

$$l_2 = \frac{7}{1166} = 0{,}006 \text{ cm}.$$

In den meisten Fällen wird $l = 40$ cm. Gegenüber der Unsicherheit und Größe des Wertes l_1 kann l_2 in allen Fällen vernachlässigt werden, d. h. der Querschnitt der Lasche ist auf die Nachgiebigkeit des Stoßes von untergeordnetem Einfluß. Zwei Ausführungen von Anschlüssen zeigen Abb. 13 u. 14. Bei der Anordnung nach Abb. 13 sind für die kreuzweise anschließenden Träger oben zwei einzelne Laschen ver-

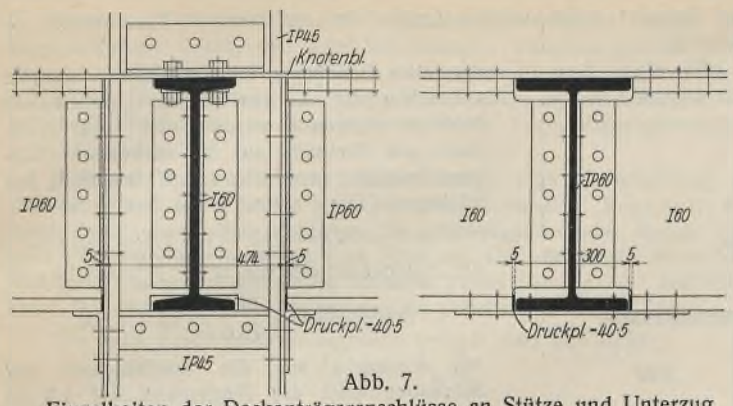


Abb. 7.
Einzelheiten der Deckenträgeranschlüsse an Stütze und Unterzug mit teilweiser Einspannung.

wandt; die Druckkraft des unteren Flansches wird durch Kontaktlaschen und sorgfältig eingepaßte Winkel übertragen. Unter Berücksichtigung der eingetragenen Last der Stütze und der Momente:

$$\text{für } \mathrm{I\,P\,60} = M_{St} = 82{,}4 \text{ mt}$$
$$\text{und } \mathrm{I}\ \ 55 = M_{St} = 46{,}2 \text{ mt}$$

treten in den Laschen folgende Kräfte auf:

$$Z_{60} = \frac{82{,}4}{0{,}6} = 137{,}3 \text{ t}; \quad Z_{55} = \frac{46{,}2}{0{,}55} = 84{,}0 \text{ t}.$$



Abb. 8. Ansicht der Stützen- und Deckenträgeranschlüsse.

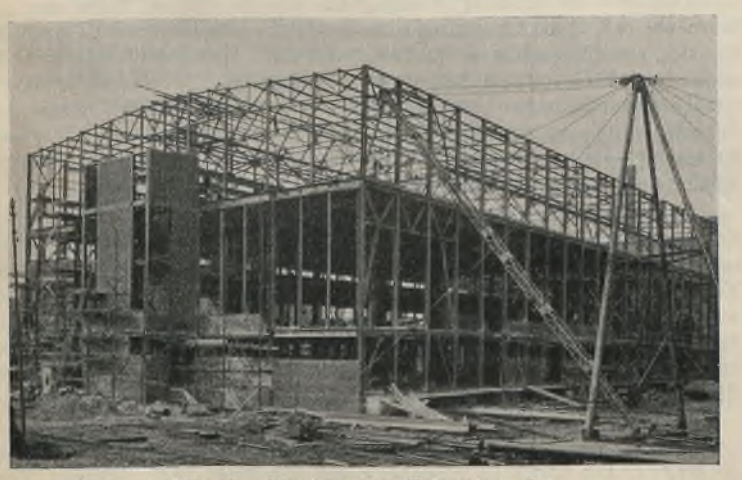


Abb. 9. Montage des Gebäudes „B".

Erforderlicher Nutzquerschnitt der Lasche bei 0,8fachem Flanschennutzquerschnitt:

$$\mathrm{I\,P\,60}: F_{erf} = 0{,}8 \cdot 79{,}4 = 63{,}4 \text{ cm}^2$$
$$\mathrm{I}\ \ 55: F_{erf} = 0{,}8 \cdot 44{,}4 = 35{,}5 \text{ cm}^2.$$

Verwendete Laschen für:

$\mathrm{I\,P\,60}$ = Flacheisen $320 \cdot 24$ mit $F = 76{,}8$ cm²; $F_n = 64{,}3$ cm²
$\mathrm{I}\ \ 55$ = Flacheisen $470 \cdot 9$ mit $F = 42{,}3$ cm²; $F_n = 37{,}6$ cm².

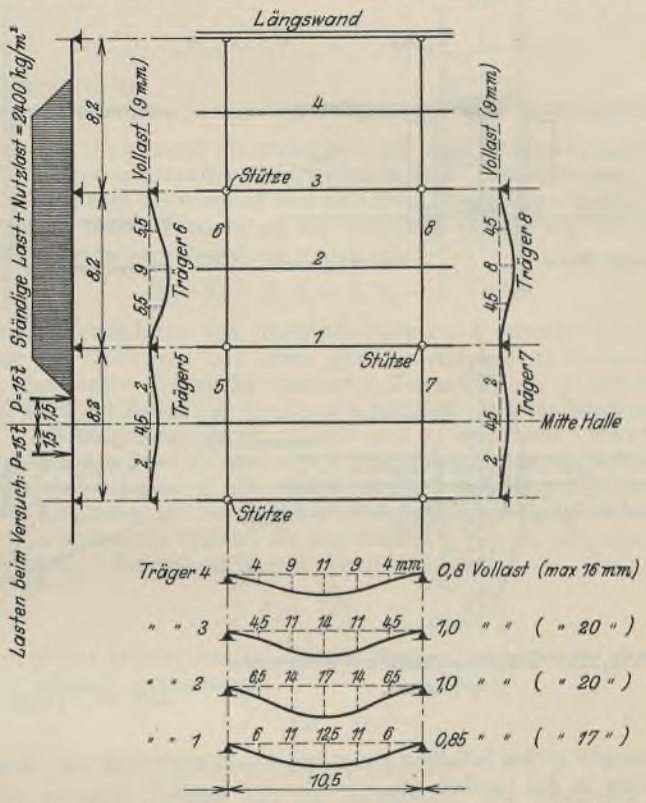


Abb. 10. Maße, Belastungen und Durchbiegungen eines Deckenfeldes.

In der nachfolgenden Spannungsermittlung geben die Klammerzahlen die Werte an für den Fall, daß die Laschen in der Stärke des vollen Flanschennutzquerschnittes gewählt werden. In den Schnitten $a—a$ bzw. $b—b$ treten mithin nach Abb. 12 Zugbeanspruchungen auf von:

$$\sigma_{60} = \frac{137{,}3}{64{,}3} = 2{,}140 \text{ t/cm}^2 \ (1{,}71 \text{ t/cm}^2) \quad \text{und}$$
$$\sigma_{55} = \frac{84}{37{,}6} = 2{,}24 \text{ t/cm}^2 \ (1{,}83 \text{ t/cm}^2).$$

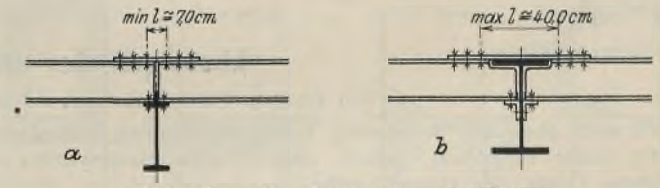


Abb. 11a u. b. Deckenträgeranschlüsse.

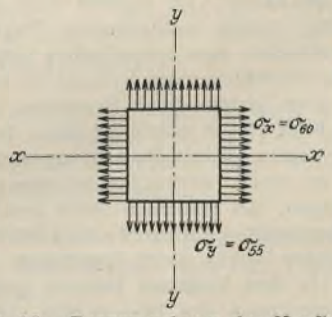


Abb. 12. Beanspruchung der Kopflasche.

Im ungeschwächten Mittelteil Querschnitt $a'—a'$ bzw. $b'—b'$ ergeben sich folgende Zugbeanspruchungen:

$$\sigma_{60} = \frac{137{,}3}{76{,}8} = 1{,}79 \text{ t/cm}^2 \ (1{,}43 \text{ t/cm}^2)$$
$$\sigma_{55} = \frac{84}{42{,}3} = 1{,}99 \text{ t/cm}^2 \ (1{,}62 \text{ t/cm}^2).$$

Außerdem erhalten die Laschen von der aufstehenden Stütze (I P 45 $F = 232$ cm²) noch senkrecht zur Zugbeanspruchung eine Beanspruchung von $\sigma_d = \frac{190}{232} = 0{,}82$ t/cm². Aus den vorher bestimmten Zugbeanspruchungen in den Schnitten a'—a' und b'—b' ergibt sich die reduzierte Spannung in den Laschen zu:

$$\sigma_{red} = \sigma_x - \frac{\sigma_y}{m} \text{ und mit } m = \frac{10}{3}, \quad \sigma_{red} = \sigma_x - 0{,}3\,\sigma_y.$$

Hierbei sind die Spannungen mit ihren Vorzeichen einzusetzen.

Lasche des IP 60:

$\sigma_{x_{60}} = +1{,}79$ t/cm² ($+1{,}43$ t/cm²); $\sigma_y = -0{,}82$ t/cm²;

$\sigma_{red\,60} = +1{,}79 - 0{,}3 \cdot (-0{,}82) = +2{,}036$ t/cm² (1,676 t/cm²).

Lasche des I 55:

$\sigma_{x_{55}} = +1{,}99$ t/cm² ($+1{,}62$ t/cm²); $\sigma_y = -0{,}82$ t/cm²;

$\sigma_{red\,55} = +1{,}99 - 0{,}3 \cdot (-0{,}82) = 2{,}236$ t/cm² (1,87 t/cm²).

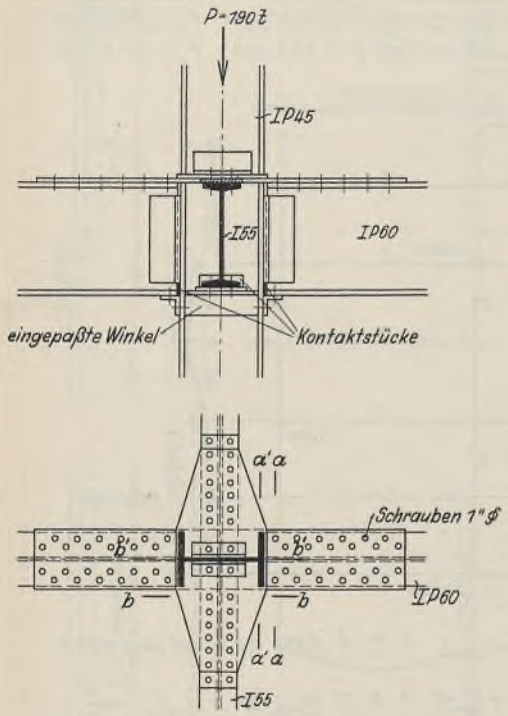


Abb. 13. Trägeranschluß mit getrennten Kopflaschen.

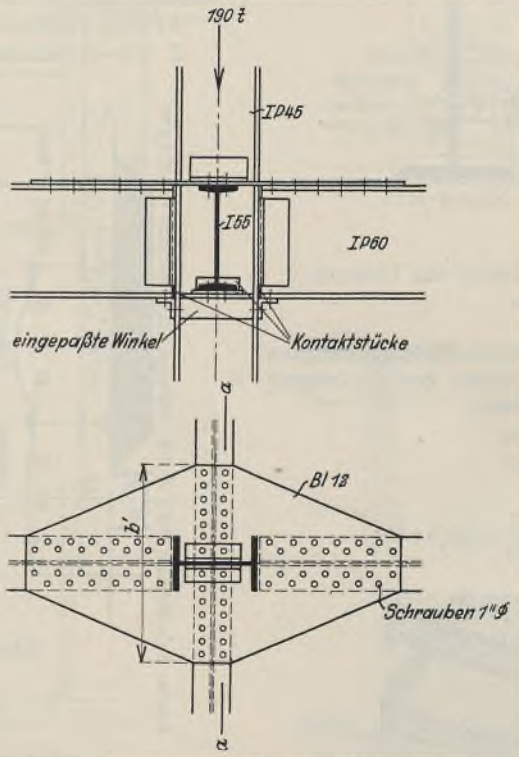


Abb. 14. Trägeranschluß mit einer Kopflasche.

Das Beispiel zeigt, welche Größe die auftretenden Spannungen erreichen [2]).

Für die in Abb. 14 dargestellte Ausführung mit Knotenblech ergeben sich folgende Werte. (Als Laschen soll nur aus Blechen geschnittenes Material verwandt werden und kein Breitstahl, mit Rücksicht auf die auftretende Zugbeanspruchung senkrecht zur Walzrichtung bei letzteren). Die Nutzbreite der Lasche ist

$$b' = b - 14\,d = 110 - 14 \cdot 2{,}6 = 73{,}6 \text{ cm}.$$

Erf. Nutzquerschnitt wie oben: $F_{erf} = 79{,}4$ cm².

$$\text{Blechstärke} = \frac{79{,}4}{73{,}6} = \text{rd. } 1{,}1 \text{ cm}.$$

Mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der Schrauben wird die Blechstärke auf 1,2 cm erhöht. $F_{vorh.} = 73{,}6 \cdot 1{,}2 = 88{,}3$ cm², im Schnitt a—a:

$$\sigma_{a-a} = \frac{137{,}3}{88{,}3} = 1{,}56 \text{ t/cm}^2.$$

Dies ist im vorliegenden Falle die höchste auftretende Beanspruchung.

Bei gleichzeitiger Wirkung der Zugkraft für die Verlaschung des I 55 verringert sich die Beanspruchung im mittleren Blechteil nach der oben schon angeführten Formel für die reduzierte Beanspruchung (Abb. 14)

$$\sigma_{red} = \sigma_{60} - 0{,}3\,\sigma_{55}.$$

Da beide Beanspruchungen hier positiv (Zug) sind, ist auch die reduzierte Beanspruchung geringer als die größte auftretende Zugbeanspruchung infolge der Verlaschung des I P 60 bzw. I 55; Voraussetzung ist aber, daß die Lasche als ein Blech ausgeführt wird.

Bei dem Einfluß der Stützenlast auf das Blech ist zu beachten, daß diese an keiner Stelle über die ganze Breite der Lasche wirksam sein kann. Es können daher nur örtliche Zusatzbeanspruchungen auftreten, deren Größe jedoch weit unter den oben errechneten Spannungen in den Einzellaschen bleiben.

Aus vorstehendem ergibt sich, daß die Verwendung einer Lasche aus Blech in statischer und konstruktiver Hinsicht zweckmäßiger ist.

[2]) Nach Bericht des Deutschen Normenausschusses im Bauingenieur, Heft 4, 1930, soll die bestehende Vorschrift dahin abgeändert werden, daß der Nutzquerschnitt der Lasche gleich dem Flanschennutzquerschnitt gesetzt werden muß. Bei obigem Bauwerk sind bereits stärkere Laschen zur Ausführung gekommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Absteigen der statischen Unbestimmtheit.

Von Dr.-Ing. **Paul Christiani,** Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen.

Während über die Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Systeme unter Benutzung statisch unbestimmter Hauptsysteme von geringerem Grade der Unbestimmtheit zahlreiche Arbeiten vorliegen, hat der umgekehrte Weg bisher anscheinend die Statiker in der Öffentlichkeit noch nicht beschäftigt. Es ergeben sich jedoch mitunter bei Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke Verhältnisse, wo es aus einem praktischen oder theoretischen Grunde wünschenswert erscheint, das statische Verhalten eines Systems zu kennen, das sich aus einem schon berechneten System durch Beseitigen einer oder mehrerer äußerer oder innerer Widerstände herstellen läßt. So könnte man z. B. bei einem Stockwerkrahmen, dessen Berechnung vorliegt, durch Beseitigung eines Riegels zu einem neuen System von geringerer statischer Unbestimmtheit gelangen, bei Silozellen durch Beseitigung einer Wand, in einem statisch unbestimmten Fachwerk durch Beseitigung eines Stabes, bei einem durchlaufenden Balken durch Beseitigung einer Stützung oder einer Einspannung. Da dem Verfasser bekannt geworden ist, daß in solchem Falle die Berechnung des $(n-r)$-fach statisch unbestimmten Systems wieder von vorn in der üblichen Weise durchgeführt wurde, soll hier der Weg gezeigt werden, wie dieser Schritt rückwärts unter Benutzung der schon vorliegenden Rechnung in kürzester Weise vor sich gehen kann.

Außer dem genannten Fall, in dem die Untersuchung eines n-fach statisch unbestimmten Tragwerks schon vorliegt, besteht auch noch die Möglichkeit, daß zunächst die Untersuchung eines Systems, das von höherem Grade statisch unbestimmt ist als das zu berechnende, infolge Symmetrieeigenschaften leichter ist als die Untersuchung des vorgelegten Tragwerks. Man wird dann zweckmäßig von dem leichter zu berechnenden n-fach statisch unbestimmten System den Schritt rückwärts auf das $(n-r)$-fach statisch unbestimmte System machen. Durch Einfügen eines oder mehrerer Stäbe, einer oder mehrerer Auflagerkräfte oder steifer Verbindungen an Stelle gelenkiger ist also in diesem Falle das zu berechnende Tragwerk zunächst zu einem höher unbestimmten zu machen, das sich verhältnismäßig leicht berechnen läßt. Man kann dadurch z. B. erzielen, daß ein großer Satz linearer Gleichungen in zwei voneinander unabhängige Gruppen gespalten wird. Hieran würde sich dann die Zurückführung des berechneten n-fach statisch unbestimmten Systems auf das $(n-r)$-fach statisch unbestimmte schließen, die, wie hier gezeigt werden soll, nur geringen Arbeitsaufwand erfordert.

Da die Durchführung der geschilderten Aufgabe auf die Anwendung des Formänderungsverfahrens [1]), auch Deformationsmethode genannt, führt, sollen im folgenden zunächst die gegenseitigen Beziehungen zwischen Kraftverfahren und Formänderungsverfahren in aller Kürze wiederholt werden. Der einfacheren Ausdrucksweise wegen wird unter „Verschiebung" der allgemeine Begriff, der auch Verdrehungen mit einschließt, verstanden werden, sowie unter „Kraft" der allgemeine Begriff, der auch Biegungsmomente mit einschließt.

[1]) U. a. Ostenfeld, Deformationsmethode. Berlin 1926. Springer, — Beyer, Die Statik im Eisenbetonbau. Stuttgart 1927. Wittwer, bes. S. 363.

Zwischen Kraftverfahren und Formänderungsverfahren besteht eine Gegenseitigkeit derart, daß allen Beziehungen zwischen Kräften untereinander und zwischen Kräften und Verschiebungen beim Kraftverfahren entsprechende Beziehungen zwischen Verschiebungen untereinander und zwischen Verschiebungen und Kräften beim Formänderungsverfahren gegenüberstehen.

Während man also beim Kraftverfahren eine Verschiebung als virtuelle Arbeit einer Kraft 1 eines gedachten Zustandes „Kraft = 1" und einer Verschiebung des wirklichen Verschiebungszustandes findet, wird beim Formänderungsverfahren eine Kraft als virtuelle Arbeit einer Verschiebung 1 in einem gedachten Zustande „Verschiebung = 1" und einer Kraft des wirklichen Belastungszustandes ermittelt.

Der beim Kraftverfahren zugrunde gelegte Satz von Betti:

$$\Sigma P_i \delta_{im} = \Sigma P_m \delta_{mi}$$

lautet beim Formänderungsverfahren:

$$\Sigma \delta_i P_{im} = \Sigma \delta_m P_{mi}. \tag{1}$$

Soll nun aus einem n-fach statisch unbestimmten System, dessen Berechnung vorliege, der Spannungszustand in einem $(n-r)$-fach statisch

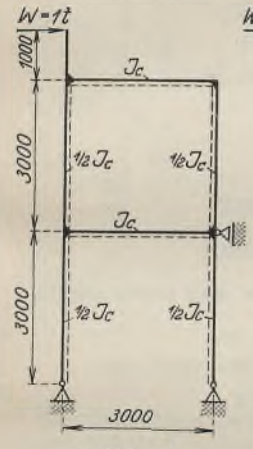


Abb. 1.

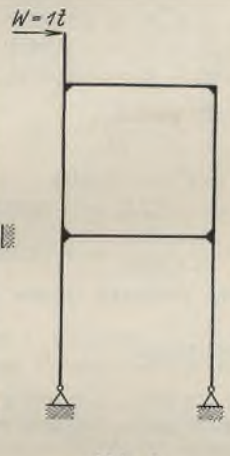


Abb. 2.

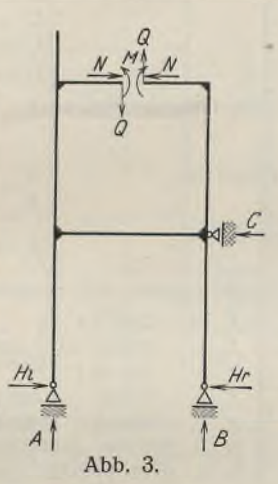


Abb. 3.

unbestimmten Tragwerk ermittelt werden, so ist das Formänderungsverfahren, das nach Verwendung der geschilderten Beziehungen dem üblichen Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme, dem Kraftverfahren, vollkommen entspricht, in der folgenden Weise anzuwenden.

Da das n-fach statisch unbestimmte System bekannt ist, wird es als Hauptsystem betrachtet. Die in ihm auftretenden Größen werden mit dem Zeiger 0 gekennzeichnet. Es sind S_o die statischen Größen dieses Hauptsystems. Mit K_{mo} werden z. B. die Stützkräfte bezeichnet, deren Beseitigung das Ziel der Untersuchung ist. Die Kräfte K_{mo} beim Formänderungsverfahren entsprechen den Verschiebungen δ_{mo} beim Kraftverfahren. Wenn die r Kräfte K beseitigt sind, so werden die r Punkte, an denen diese Überzähligen angreifen, Verschiebungen δ ausführen, die als Unbekannte in der folgenden Untersuchung auftreten. Es werden daher zunächst, entsprechend den Zuständen $X_i = -1$ beim Kraftverfahren, hier nacheinander die Zustände $\delta_1 = -1$, $\delta_2 = -1$, $\ldots \delta_i = -1$, $\ldots \delta_r = -1$ betrachtet. Die Durchrechnung dieser Fälle macht nur geringe Arbeit, da die schon vorliegende Berechnung des n-fach statisch unbestimmten Systems insofern verwendet werden kann, als lediglich die den Verschiebungen $\delta_i = -1$ entsprechenden Belastungsglieder in die schon vorhandenen und aufgelösten Elastizitätsgleichungen einzusetzen sind. Als Ergebnis dieser Durchrechnung erhält man alle statischen Größen S_i für alle Zustände $\delta_i = -1$, vor allem die Werte K_i; das sind die an den Stellen auftretenden Stützkräfte, an denen die Stützung beseitigt werden soll. Es bedeutet K_{im} die Stützkraft, die im Punkte i auftritt, und zwar in Richtung der gesuchten Verschiebung des Punktes i, also in der Richtung der in i angreifenden Stützkraft beim Hauptsystem, infolge des Verschiebungszustandes $\delta_m = -1$.

Die zur Verfügung stehende Bedingung zur Berechnung der Verschiebungen δ_i besteht darin, daß die δ_i so groß sein müssen, daß gerade die Größen K_{io} verschwinden[2]). Demnach gilt z. B. für die im Punkte m zu beseitigende Kraft die Bedingung:

$$\sum_{i=1}^{i=r} (\delta_i K_{mi}) = K_{mo}. \tag{2}$$

Es ergeben sich also r derartige Gleichungen, die in der üblichen Schreibweise, in der auch die Gleichungen des Kraftverfahrens geschrieben werden, folgende Form erhalten:

$$\begin{aligned}
&1)\ \delta_1 K_{11} + \delta_2 K_{12} + \ldots + \delta_r K_{1r} = K_{10}\\
&2)\ \delta_1 K_{21} + \delta_2 K_{22} + \ldots + \delta_r K_{2r} = K_{20}\\
&\quad\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&r)\ \delta_1 K_{r1} + \delta_2 K_{r2} + \ldots + \delta_r K_{rr} = K_{r0}.
\end{aligned} \tag{3}$$

Wegen (1) ist:

$$K_{im} = K_{mi},$$

so daß die Gleichungen (3) genau wie die Elastizitätsgleichungen des Kraftverfahrens symmetrisch zur Diagonalen sind. Die Auflösung liefert alle δ_i, mit deren Verwendung sich auf Grund des Superpositionsgesetzes ähnlich wie beim Kraftverfahren die statischen Größen des $(n-r)$-fach statisch unbestimmten Tragwerks finden zu:

$$S = S_o - S_1 \delta_1 - S_2 \delta_2 - \ldots - S_r \delta_r. \tag{4}$$

In dem einfachsten und häufigsten Falle $r = 1$ erfordert die Durchführung des Verfahrens nur einen geringen Aufwand an Rechenarbeit. Außer dem schon vollständig bekannten Zustand $\delta_1 = 0$ (Hauptsystem) ist nur noch der Zustand $\delta_1 = -1$ zu betrachten. Der der Verschiebung $\delta_1 = -1$ entsprechende Belastungswert wird in den schon vorliegenden Auflösungsvorgang der Gruppe von n Elastizitätsgleichungen, die der ursprünglichen Berechnung des n-fach statisch unbestimmten Systems dienten, eingesetzt. Hieraus erhält man alle statischen Größen des n-fach statisch unbestimmten Systems für den Zustand $\delta_1 = -1$, u. a. also auch den Wert K_{11}. Hiermit ergibt sich sofort:

$$\delta_1 = \frac{K_{10}}{K_{11}}. \tag{5}$$

Alle statischen Größen des $(n-1)$-fach statisch unbestimmten Systems werden nunmehr gefunden aus:

$$S = S_o - S_1 \delta_1. \tag{6}$$

Anwendungsbeispiel.

Ein einfaches Beispiel soll die Anwendung des Verfahrens veranschaulichen. Im Falle einer statischen Unbestimmtheit von höherem Grade als in dem gewählten Beispiel würde der Vorteil des Verfahrens noch deutlicher werden; jedoch würde die Darstellung einer solchen Rechnung zu viel Raum einnehmen.

Gegeben sei die Durchrechnung eines Bauwerks nach Abb. 1, gesucht sei der Spannungszustand in dem Stockwerkrahmen nach Abb. 2. Solche Fälle können eintreten, wenn neue Gebäude sich an bestehende ältere stützen, und wenn, wie es bei Fabrikumbauten leicht vorkommt, die älteren Bauwerke umgebaut oder abgebrochen werden. Auch ist es

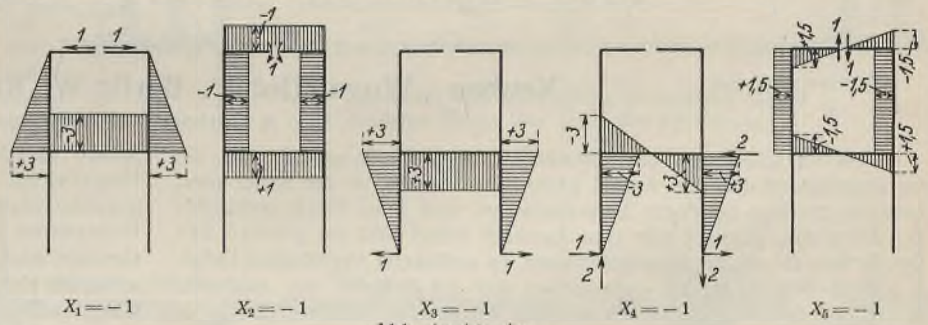


Abb. 4a bis 4e.

möglich, daß nach Fertigstellung eines Entwurfs wie Abb. 1 eine Abänderung nach Abb. 2 beschlossen wird. In allen solchen Fällen würde man die schon vorliegende Berechnung unter Verwendung obigen Verfahrens mit Erfolg benutzen können.

Abschnitt I. Berechnung des Systems Abb. 1.

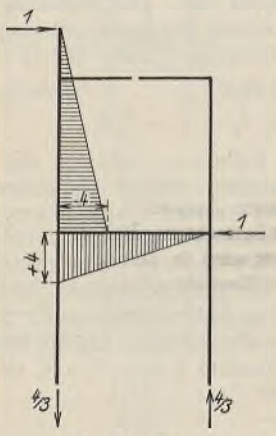
Bei Berechnung des Bauwerks nach Abb. 1 seien als Unbekannte gewählt worden (Abb. 3):

$$\begin{aligned}
X_1 &= N\\
X_2 &= M\\
X_3 &= \tfrac{1}{2}(H_r + H_l)\\
X_4 &= \tfrac{1}{2}(H_r - H_l)\\
X_5 &= Q.
\end{aligned}$$

[2]) Es wird hier von dem möglichen Fall abgesehen, daß die K_i einen bestimmten vorgeschriebenen Wert erhalten können, der von 0 verschieden ist.

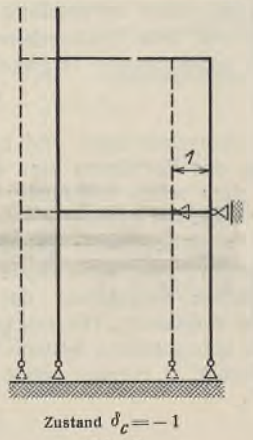
Hiermit seien auf Grund der in Abb. 4 wiedergegebenen Zustände und unter Verwendung der in Abb. 1 angegebenen Zahlenwerte folgende Elastizitätsgleichungen aufgestellt worden:

	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	
1	+ 63	− 27	− 27	—	—	$= F_1$
2	− 27	+ 18	+ 9	—	—	$= F_2$
3	− 27	+ 9	+ 63	—	—	$= F_3$
4	—	—	—	+ 45	+ 4,5	$= F_4$
5	—	—	—	+ 4,5	+ 31,5	$= F_5$



M_0 — Fläche.

Abb. 5.



Zustand $\delta_c = -1$

Abb. 6.

Die Auflösung habe für die Unbekannten die nachstehenden Bestimmungsgleichungen geliefert:

$$X_1 = + 0{,}051\,59\,F_1 + 0{,}071\,43\,F_2 + 0{,}011\,90\,F_3$$
$$X_2 = + 0{,}071\,43\,F_1 + 0{,}158\,73\,F_2 + 0{,}007\,94\,F_3$$
$$X_3 = + 0{,}011\,90\,F_1 + 0{,}007\,94\,F_2 + 0{,}019\,84\,F_3$$
$$X_4 = + 0{,}022\,54\,F_4 - 0{,}003\,22\,F_5$$
$$X_5 = - 0{,}003\,22\,F_4 + 0{,}032\,21\,F_5.$$

Für den in Abb. 1 angegebenen Belastungsfall seien als Belastungswerte ermittelt worden (Abb. 5):

$$F_1 = \delta_{01} = - 45$$
$$F_2 = \delta_{02} = + 21$$
$$F_3 = \delta_{03} = + 18$$
$$F_4 = \delta_{04} = - 6$$
$$F_5 = \delta_{05} = - 25{,}5.$$

Hieraus ergeben sich die statisch unbestimmten Größen und die Auflagerdrücke zu:

$X_1 = - 0{,}6072$ t	$A = - 1{,}2271$ t
$X_2 = + 0{,}2619$ mt	$B = + 1{,}2271$ t
$X_3 = - 0{,}0119$ t	$C = + 1{,}1063$ t
$X_4 = - 0{,}0531$ t	$H_l = + 0{,}0412$ t
$X_5 = - 0{,}8019$ t	$H_r = - 0{,}0650$ t.

Abschnitt II. Berechnung des Systems Abb. 2.

Die in Abschnitt I wiedergegebene Berechnung liege vor. Dies ist die Voraussetzung für die Zweckmäßigkeit der Anwendung des Verfahrens.

Es wird ein Zustand $\delta_c = -1$ betrachtet. Abb. 6 zeigt, daß die Arbeit aller X mit Ausnahme von X_4 zu Null wird. Es ist daher[3])

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_5 = 0$$
$$F_4 = - 1 \cdot 1 - 1 \cdot 1 = - 2$$
$$X_1' = X_2' = X_3' = 0$$
$$X_4' = - 2 \cdot 0{,}0225 = - 0{,}0451$$
$$X_5' = + 2 \cdot 0{,}0032 = + 0{,}0064$$
$$A' = - 2 \cdot X_4 = + 0{,}0902$$
$$B' = + 2 \cdot X_4 = - 0{,}0902$$
$$C' = - 2 \cdot X_4 = + 0{,}0902$$
$$H_r' = X_3 + X_4 = - 0{,}0451$$
$$H_l' = X_3 - X_4 = + 0{,}0451.$$

Nach Gleichung (5) wird $\delta_c = \dfrac{K_{co}}{K_{cc}}$.

Hierin ist $K_{co} = C = + 1{,}1063$

$K_{cc} = - C_4 X_4 = + 0{,}0902$,

so daß $\delta_c = \dfrac{+ 1{,}1063}{+ 0{,}0902} = + 12{,}268.$

Damit ergeben sich sämtliche statischen Größen nach Gleichung (6):

$X_1 = - 0{,}6072$ t
$X_2 = + 0{,}2619$ mt } unverändert
$X_3 = - 0{,}0119$ t

$X_4 = - 0{,}0531 + 0{,}0451 \cdot 12{,}268 = + 0{,}5000$ t
$X_5 = - 0{,}8019 - 0{,}0064 \cdot 12{,}268 = - 0{,}8809$ t
$H_r = X_3 + X_4 = + 0{,}4881$ t
$H_l = X_3 - X_4 = - 0{,}5119$ t
$A = - 1{,}2271 - 0{,}0902 \cdot 12{,}268 = - 1{,}2271 - 1{,}1063 = - 2{,}3333$ t
$B = + 1{,}2271 + 0{,}0902 \cdot 12{,}268 = + 1{,}2271 + 1{,}1063 = + 2{,}3333$ t
$C = + 1{,}1063 - 0{,}0902 \cdot 12{,}268 = + 1{,}1063 - 1{,}1063 = 0.$

Das Beispiel zeigt, daß die Berechnung des Bauwerks (Abb. 2) auf dem geschilderten Wege viel geringere Mühe macht als eine vollständige Neuberechnung des 4fach unbestimmten Systems.

[3]) Die beim Zustand $\delta_c = -1$ auftretenden statischen Größen werden durch einen Strich gekennzeichnet.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau „Woga-Hotel", Berlin W, Kurfürstendamm.[1])

Von **A. Dürbeck**, Berlin-Pankow.

Von den leider nur verhältnismäßig wenigen Großbauten Berlins, die im vergangenen Jahre in Angriff genommen wurden, ist der nachfolgend beschriebene Bau deswegen bemerkenswert, weil seine Stahlkonstruktion den Verwendungszweck klar zum Ausdruck bringt und zur gleichen Zeit den Beweis für die Anpassungsfähigkeit an veränderte Verhältnisse liefert.

Beim Beginn der Entwurfsarbeiten war die Aufgabe, ein modernes Wohnhotel im Mittelpunkt des Berliner Westens zu schaffen, das — in unmittelbarer Nähe eines großen Lichtspieltheaters und nahe den Vergnügungsstätten gelegen — einer großen Anzahl von Hotelgästen Ruhe und Erholung in behaglichen Räumen gewähren sollte.

Allgemeine bauliche Angaben.

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, erhebt sich das Gebäude über einem im allgemeinen Π-förmigen Grundriß mit 48,18 m größter Frontbreite und 57 m größter Schenkellänge, und zwar in dem nach dem Kurfürstendamm gelegenen Kopfbau bis zu 22,80 bzw. 25,80 m Traufenhöhe, während die Seitenflügel eine solche von 17,9 m erreichen. Die Geschoßhöhen sind für Keller 2,80 m, Erdgeschoß 4,50 m, 2. bis 7. Geschoß je 3,05 m für den Kopfbau bzw. 3,35, 3,05 und 3,05 m für die Seitenflügel. Die der ersten Planung zugrunde liegende Absicht, eine moderne Wohnkarawanserei zu schaffen, die infolge der örtlichen Lage des zu bebauenden Grundstücks mit der Front zu einer Weltstraße, den zwei Flügeln parallel zu bestehenden zeitgemäßen Wohngebäuden liegt, ergab die Lage der Empfangs- und Restaurationsräume, der Hauptaufgänge und Räume für die Verwaltung im Erdgeschoß des Kopfbaues oder Nordflügels mit einer im Blockinnern liegenden großen Terrasse. Der gesamte übrige Raum des Nordflügels und die Seitenflügel sind für Hotelzimmer vorgesehen, die bei einer Achsteilung von 3,50 bzw. 3,75 m sämtlich nach dem Blockinnern liegen, um ihren Bewohnern die gewünschte Ruhe vor dem Großstadtlärm zu gewährleisten, während die Gänge außen entlangführen. Durch eine geschickte Grundrißlösung ist erreicht, daß zu jedem Zimmer von etwa 4,65 m Tiefe ein geräumiges Badezimmer von 4,70 m², ferner ein besonderer Zwischengang mit eingebautem Wandschrank gehört. Diese Raumeinteilung ergab zwangläufig einen klaren Aufbau des Stahlskeletts mit Innenstützen von einer Teilung von 7,50 m bzw. 7 m und Außenstützen von 3,75 m bzw. 3,50 m Teilung, dem mittleren Stützenunterzug und zugleich Deckenträger und den äußeren Mauer- und Deckenträgern. Die von Außenwand zu Außenwand reichenden Querträger in 3,75 m bzw. 3,50 m Abstand dienen der Querversteifung und zur Aufnahme der aus Schwemmsteinen und Gipsplatten gebildeten Wände, welche die einzelnen Zimmer wesentlich besser trennen als gewöhnliche Leichtwände.

Die Verwendung von Stahl für die tragenden Konstruktionsglieder, wie Stützen, Unterzüge und Deckenträger, um diese Raumausnutzung zu erzielen, ferner seine Anpassungs- und Veränderungsfähigkeit auch als bereits eingebautes Bauelement war damit gegeben.

Statische Unterlagen und Berechnung.

Folgende Belastungen wurden der statischen Berechnung zugrunde gelegt:

[1]) Der Bau wird z. Zt. nach neuen Dispositionen (s. Schluß dieses Aufsatzes) zu Ende geführt und hat jetzt die Bezeichnung „Appartment Haus".

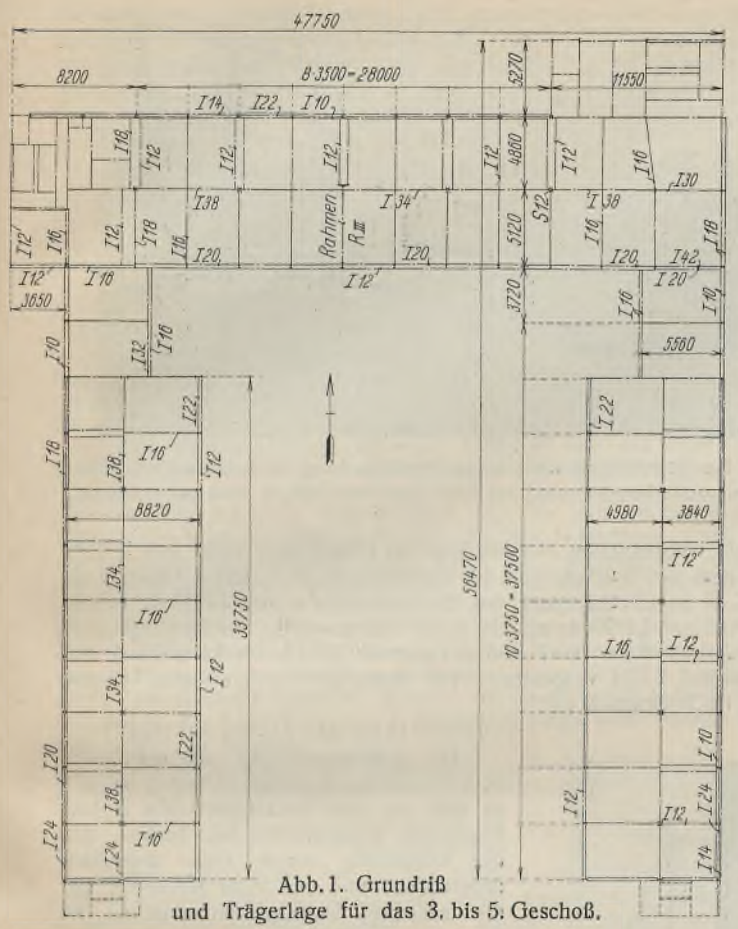


Abb. 1. Grundriß und Trägerlage für das 3. bis 5. Geschoß.

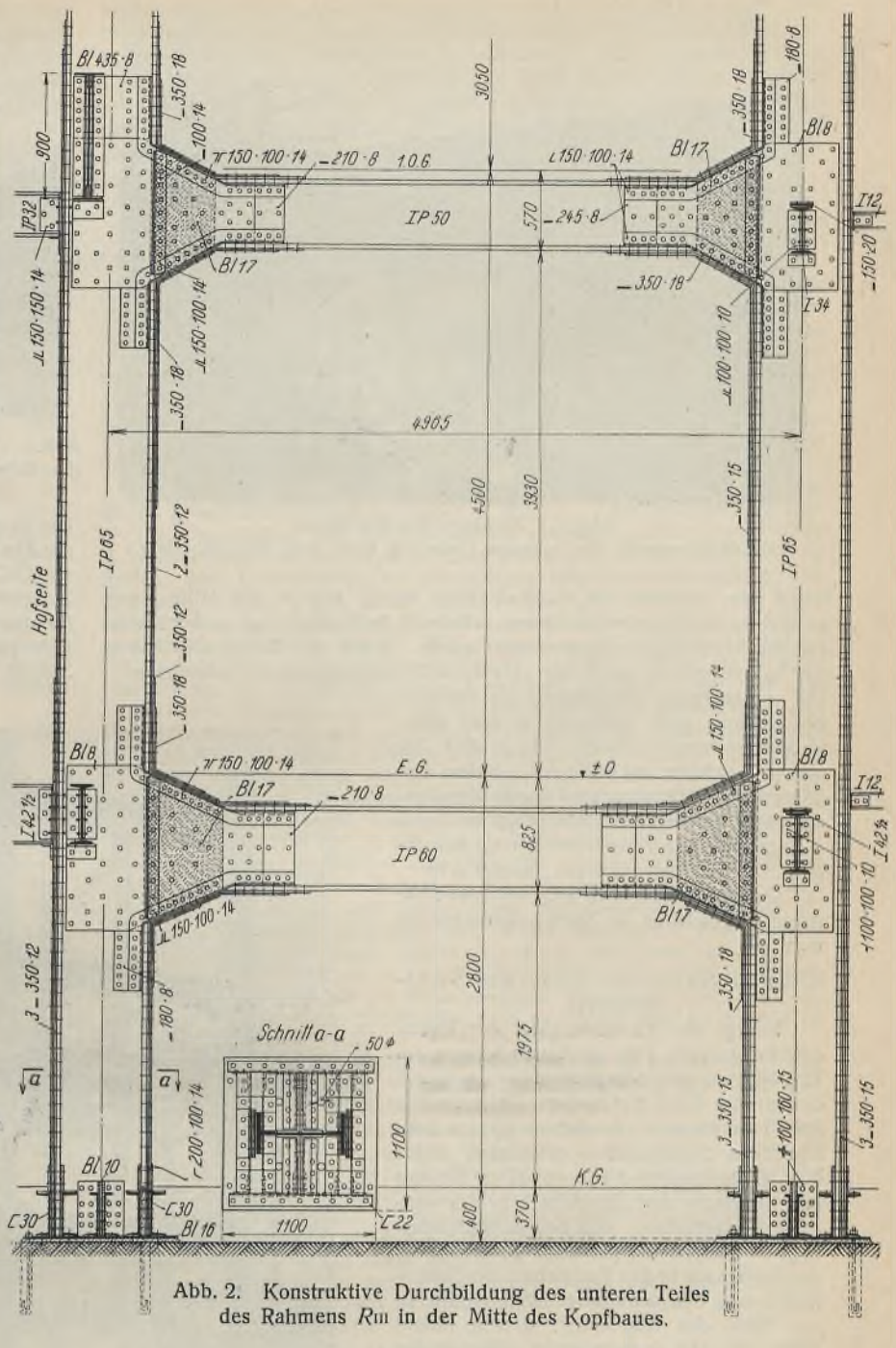


Abb. 2. Konstruktive Durchbildung des unteren Teiles des Rahmens R_{III} in der Mitte des Kopfbaues.

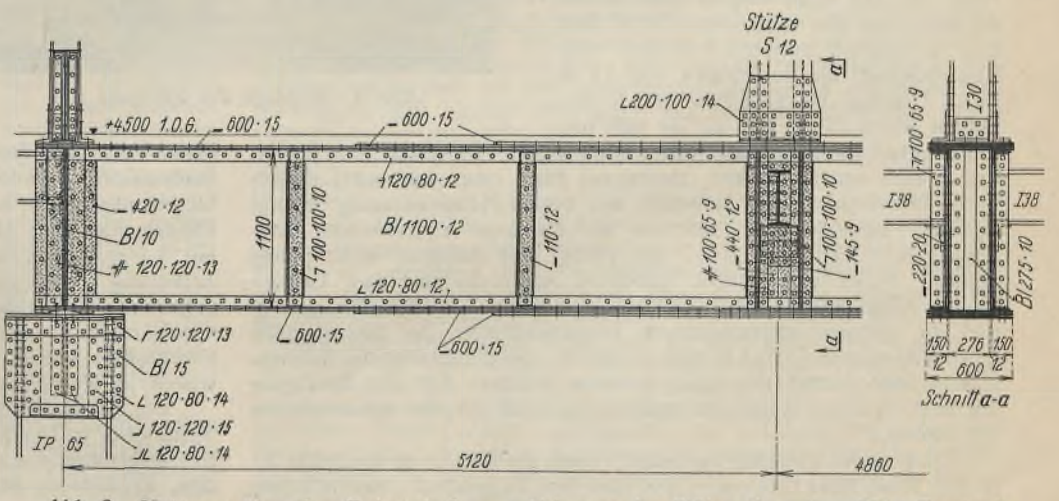


Abb. 3. Unterzug über dem Erdgeschoß zum Abfangen der Stütze S_{12} mit ≈ 200 t Tragkraft.

Die Seitenflügel haben ein gewöhnliches, satteldachförmiges Holzdach von $g_1 = 180$ kg/m² einschließlich Schnee- und Windlast, das auf einer 15 cm starken Hohlsteindecke ruht, die einschließlich Aufbeton und Putz $g_2 = 315$ kg/m² wiegt, so daß die Gesamtlast einschließlich einer kleinen Reparaturlast 550 kg/m² beträgt. Die Stockwerkdecken aus 15 cm Hohlsteinen mit Sandaufschüttung, Gipsestrich und Putz wiegen 390 kg/m². Bei 200 kg/m² Nutzlast und 75 kg/m² Zuschlag für Leichtwände zwischen Zimmer und Gang ist ihre Gesamtlast 665 kg/m², nur in einigen Räumen im Untergeschoß, wo die Nutzlast 500 kg/m² beträgt, steigt das Gesamteigengewicht auf insgesamt 935 kg/m². Das Eigengewicht der Zimmertrennwände aus 10 cm Schwemmsteinen und 4 cm Gipsplatten, die, wie erwähnt, durch besondere Träger abgefangen werden, beträgt 160 kg/m² Wandfläche. Die Brüstungen und Fensterpfeiler von 2 × 12,5 cm Stärke aus gewöhnlichem Mauerwerk mit Luftisolierung sind mit 500 kg/m² Mauerfläche, das Ausfachungsmauerwerk der 38 cm starken Giebelwände in porösen Vollsteinen mit 1100 kg/m³ in Rechnung gestellt. Die Dachdecken der Vorbauten im Untergeschoß und 1. Geschoß aus 10 cm Hohlsteinen einschließlich Wärmeisolierung, Schnee- und Rabitzdecke wiegen 350 kg/m², die Nottreppe aus Stahl hat 650 kg/m² Gesamtgewicht bei 500 kg/m² Nutzlast. Im Nordflügel ist die Dachdecke über dem 7. Geschoß teilweise unter Wegfall der hölzernen Dachkonstruktion für eventuelle Benutzung als Dachgarten mit 500 kg/m² Nutzlast und infolge verstärkter Isolierung mit 950 kg/m² Gesamtlast berechnet, die massiven Dachabschlußdecken über den Treppenhäusern mit $g = 350$ kg/m². Die befahrbare 20 cm starke Massivdecke über Keller mit 10 cm Gefällebeton, Estrich und Putz wiegt 800 kg/m² und hat 800 kg/m² Nutzlast aufzunehmen. Im Nordflügel wirken noch die besonderen Lasten des Aufzuges mit 20 bzw. 30 t, die Wasserbehälterlasten mit insgesamt 40 t. Ein Abzug für geringere Nutzlasten in den unteren Geschossen wurde dann, da von unbedeutendem Einfluß auf die Querschnittermittlung, nicht gemacht. Die zulässige Beanspruchung des „Abnahmematerials" für die gesamte Stahlkonstruktion beträgt 1400 kg/cm², die Pressung zwischen Stützenfuß und Fundament max. 33 kg/cm², die des Erdreiches bis 4 kg/cm².

Die Windkräfte auf die Seitenflügel von je ≈ 34 m Länge werden von den Außenmauern durch die massiven Decken als starre Scheiben nach je einem Stockwerkrahmen an jedem Giebel übertragen, wie auch aus dem Grundriß und den Lichtbildern klar ersichtlich ist. Der Nord-



Abb. 5. Montage des Kopfbaues.
(Im Vordergrund der schwere Unterzug über dem Haupteingang.)

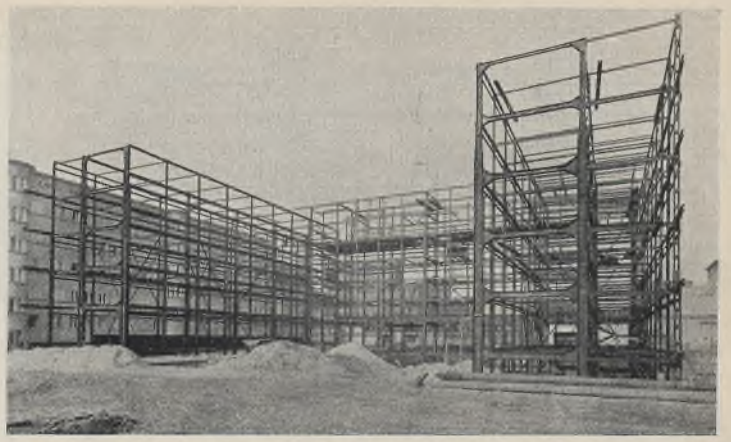


Abb. 6. Das Stahlskelett nach seiner Fertigstellung Mitte Dezember 1929.
(Die Windversteifungsrahmen am Ende der Seitenflügel sind gut sichtbar).

flügel oder Kopfbau von ∼ 48 m Länge erhält nur in der Mitte einen entsprechenden Stockwerkrahmen, während die Auflagerung an den Enden auf die Seitenflügel angenommen wurde. Außer den Windlasten haben die Rahmenstützen noch die anteiligen Deckenträgerlasten aufzunehmen. Die umfangreiche Berechnung der 6-stöckigen Rahmen nach Zerlegung in zwei übereinanderstehende Rahmen von je drei Geschossen erfolgte mit Hilfe der Tabellen von „Kleinlogel". Entsprechend wurde der 8-geschossige Rahmen R_{III} im Kopfbau in 3 + 3 + 2-geschossige Teilrahmen zerlegt berechnet. Die Rahmenstützweite beträgt 5 m.

Die Ausbildung der Treppenhauswände erfolgte gleichfalls in Stahlskelettkonstruktion.

Konstruktive Ausbildung des Stahlskeletts.

Infolge der Gleichartigkeit der Raumeinteilung ergab sich ein klares Schema der Trägerlagen und Stützenstellung, wie aus der für das 3. bis 5. Geschoß maßgebenden Abb. 1 hervorgeht, so daß hier keine konstruktiven Sonderheiten entstanden außer den als durchlaufend ausgebildeten Trägern mit Zuglasche und Druckstück in der mittleren Stützenreihe. Von besonderem Interesse ist jedoch die bauliche Durchbildung der Rahmen in den Endgiebeln der Seitenflügel und der schwersten Rahmen R_{III} in der Mitte des Kopfbaues, dessen untere Form aus Abb. 2 hervorgeht. Die Profile der Riegel für R_{III} steigen von I P 16 über dem 7. Geschoß bis zu I P 60 über dem Kellergeschoß, die der Pfosten von I P 26 im 7. Geschoß bis zu I P 65 mit je drei Platten 350 × 15 im Keller. Da sich hier der ansehnliche Stützdruck von ∼ 400 t ergibt, die Größe der Fundamente aber beschränkt war, mußte mit Hilfe eines kräftigen ⊏-Profil-Rostes für einwandfreie Aufnahme der hohen Flächenpressung gesorgt werden. Besonders zu beachten ist die gute symmetrische Ausbildung der Rahmenecken, die kräftig und durchaus nicht plump wirken. Durch entsprechend gebogene Anschlußwinkel und Laschen ist für einen allmählichen Übergang vom Riegel zum Pfosten gesorgt und die dadurch abgeschnittenen Flanschenstreifen der Stützenprofile durch aufgenietete ⌐- und Flacheisen ersetzt. Die Stoßstellen der Rahmenstützen sind gefräst und durch Laschen gedeckt. Für den Durchgang der mittleren Unterzüge sind Schlitze im Stehblech der Rahmenstützen vorgesehen.

Ein größerer Unterzug war bedingt durch die Abfangung der Stütze S_{12} (s. Abb. 1) mit einer Last von ∼ 200 t über dem Erdgeschoß. Die Ausbildung dieses Unterzuges als Kastenträger von 10 m Stützweite, 1,1 m Stehblechhöhe bei 0,6 m Gurtbreite zeigt Abb. 3, die auch die Auflagerung der aus I I P 30 gebildeten Stützen erkennen läßt. Vier normale Blechträger von je 1,30 m Stehblechhöhe und 7 m Stützweite ergaben sich durch die Abfangung des gesamten Mauerwerkes und der anteiligen Deckenlasten über dem Haupteingang im Erdgeschoß (auf Abb. 5 im Vordergrund ersichtlich).

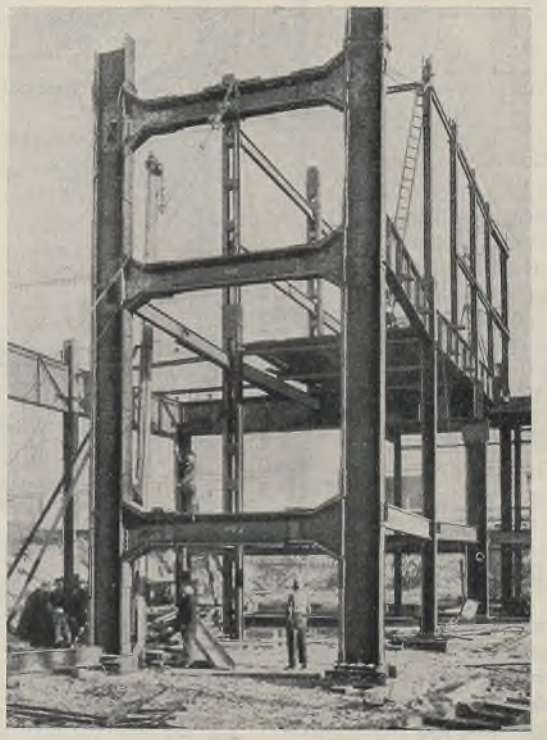


Abb. 4. Montage des Rahmens R_{III}.

Das Profil der normalen Mittelstützen der Flügeltrakte steigt von ⊐⊏ 14 mit Abstand zum Durchstecken der Deckenträger im 5. und 4. Geschoß bis auf ⊐⊏ 30 im Untergeschoß, das der Außenstützen von I P 14 im 5. und 7. Geschoß auf I P 20 bzw. I P 18 im Untergeschoß. Im Nordtrakt sind für die Mittelstützen im 7. und 6. Geschoß ⊐⊏ 16, im Erdgeschoß und Untergeschoß I I 34 vorgesehen. Die Außenstützen hören zum Teil mit ⊐⊏ 26 im 2. Geschoß auf.

Aufstellung der Stahlkonstruktion.

Die Auftragserteilung auf die Stahlskelettkonstruktion erfolgte Mitte August 1929, so daß mit den Werkstattarbeiten Anfang September begonnen werden konnte. Mit der Aufstellung wurde Ende September angefangen, und bis Mitte Dezember war die gesamte Stahlskelettkonstruktion im Gewichte von 600 t bereits aufgestellt. Die Montage selbst bot keine besonderen Schwierigkeiten und war mit Hilfe der am Fußboden bzw. in den verschiedenen Stockwerken befindlichen Schwenkmaste leicht zu bewerkstelligen. Die auf den Lichtbildern ersichtlichen Diagonalversteifungen aus Winkeln sind nur behelfsmäßige Montageverbände in der Längs- und Querrichtung. Die Verbindung der Rahmenecken mit den Querriegeln und der Rahmenstöße erfolgte durch Niete, die auf der Baustelle geschlagen wurden.

Die Abb. 4 bis 6 veranschaulichen einzelne Aufstellungsabschnitte.

Bauliche Einzelheiten.

Der Baugrund ist Sand und Kies, teilweise mit Lehm gemischt. Der Grundwasserspiegel liegt 4 m unter Terrain, so daß er für Gründungen im Heizkeller um 1,2 m abgesenkt werden mußte. Um für die übrigen, besonders stark belasteten Stützenfundamente ohne Grundwasserspiegelabsenkung auszukommen, war in vielen Fällen die Anordnung von flachen, stark bewehrten Eisenbetonfundamenten erforderlich. Die größte Auflast bei einer Stütze des Steifrahmens R_{III} z. B. beträgt 402 t, die einschließlich Eigengewicht des Fundamentes eine Grundfläche von 3,5 × 3,5 m² erfordern. Um dabei mit 1,1 m Fundamenthöhe auszukommen, war eine äußerst kräftige Armierung erforderlich. Die Mittelstützen sind auf Einzelfundamente gegründet, die Fundamente der Außenstützen sind durch Betonbankette von 50 cm Breite verbunden. Neben der Isolierung gegen aufsteigende Feuchtigkeit waren nur noch besondere Vorkehrungen gegen Grundwasser im Heizkeller erforderlich.

Die Zwischendecken sind als Hohlsteindecken zum Teil bis zu 4,83 m Spannweite in 15 cm Stärke der Steine mit 3 cm Aufbeton mit je 2,5 cm Sandaufschüttung und Gipsestrich mit Linoleumbelag und unterem Putz bzw. Rabitzdecke bzw. Stuck in Repräsentationsräumen ausgeführt, die massive Dachdecke sinngemäß, jedoch ohne Fußboden. Die darüberliegenden Satteldächer sollen aus gewöhnlichem Doppelpappdach mit Schalung und Sparren bestehen.

Eigentümerin und Bauherrschaft ist die „Wohnhaus-Grundstücksverwertungs-AG. am Lehniner Platz". Der Entwurf und die Oberbauleitung lag in den Händen des Herrn Architekten Dipl.-Ing. Erich

Mendelsohn, Berlin-Westend, die Ausführung der Eisenbetonfundamente erfolgte durch die Firma Raebelwerke G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, während die Lieferung und Aufstellung der vorstehend beschriebenen Stahlkonstruktion durch die Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, erfolgte. Die statische Berechnung des Stahlbaues und der Fundamente führte Herr Dipl.-Ing. Domány aus.

Infolge Dispositionsänderung lag der Bau seit Weihnachten 1929 still. Da er nun nicht mehr den dem Entwurf zugrunde liegenden Zwecken dienen soll, sondern zum Wohnhaus (Appartment) ausgebaut werden soll, ist der Einbau von drei weiteren Treppenhäusern neben den bisher nur vorgesehenen zwei Treppenhäusern erforderlich. Mit wenigen leichten Umänderungen gewisser Träger läßt sich diese Absicht erreichen, gewiß wieder nur ein Beweis für die unerreichte Anpassungsfähigkeit des Stahls bei sachgemäßer Konstruktion. Bauherrschaft und Eigentümerin ist jetzt die Achilles Grundstückverwertungs-G. m. b. H. Die Bauausführung erfolgt durch die Firma Georg Jacobowitz, Berlin.

Verschiedenes.

Die Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge. Es besteht weitgehend die Übung, für demnächst auszuführende Arbeiten oder demnächst zu bestellende Lieferungen von den in Betracht kommenden Unternehmern bzw. Lieferanten, Kostenvoranschläge einzufordern, um sich aus ihnen über die Höhe der entstehenden Kosten zu unterrichten und danach Art und Umfang der geplanten Bestellung zu bestimmen.

Diese Kostenanschläge bestehen entweder nur aus einer — mehr oder weniger detaillierten — Aufstellung der mutmaßlichen Kosten, oder aber sie enthalten außerdem noch zeichnerische Vorarbeiten (Skizzen, Zeichnungen), Entwürfe und Modelle, die der näheren Erklärung des eigentlichen Kostenanschlages dienen. Da die Aufstellung eines jeden, insbesondere aber diejenige eines durch die Beifügung der erwähnten Anlagen erweiterten, Kostenanschlags oft dem sie anfertigenden Unternehmer oder Lieferanten nicht unerhebliche Mühe und Kosten verursacht, ist es ganz natürlich, daß in der Praxis ständig die Frage auftaucht, ob dem den Kostenvoranschlag anfertigenden Unternehmer (Lieferanten) für diese Anfertigung ein Vergütungsanspruch gegen den den Kostenvoranschlag anfordernden Besteller zusteht, ob dieser verpflichtet ist, jenem die durch die Aufstellung des Kostenvoranschlags entstehenden Mühen und Kosten zu vergüten.

Die Beantwortung dieser Frage kann nicht einheitlich erfolgen; vielmehr sind die nachstehenden Fälle zu unterscheiden:

I. Die Vergütungspflicht für nicht angeforderte Kostenvoranschläge.

Nicht ungewöhnlich ist der Fall, daß jemand einem Interessenten, von dessen Interesse für Ausführung einer bestimmten Arbeit oder für Lieferung einer bestimmten Ware er — sei es durch Zufall, sei es durch systematische Markt- oder Kundenbeobachtung — erfahren hat, einen Kostenvoranschlag zusendet, ohne daß der Interessent darum gebeten oder dazu Auftrag erteilt hat. Da hier gar kein Vertrag zustande gekommen ist, vielmehr nur ein Vertragsangebot seitens des Unternehmers bzw. Lieferanten, vorliegt, aber eine Annahme der Offerte seitens des Interessenten fehlt, besteht keinerlei Vergütungspflicht des Empfängers des Kostenvoranschlags gegenüber dem Anbieter. Nach den besonderen Umständen des Falles richtet es sich dagegen, ob eine Aufbewahrungs- und Rückgabepflicht des Empfängers besteht. Man wird sie dann bejahen müssen, wenn dem Kostenvoranschlag Anlagen usw. von einem gewissen Werte für den Anbietenden beiliegen. Benutzt der Empfänger das ihm überlassene Material zur Ausführung der darin geplanten Arbeit, entweder zur eigenen Ausführung oder zur Ausführung durch einen Dritten, jedenfalls nicht durch den Urheber des Materials, so entsteht eine Vergütungspflicht gegenüber diesem.

II. Die Vergütungspflicht für angeforderte Kostenvoranschläge, wenn dem Unternehmer (bzw. Lieferanten) daraufhin Auftrag auf Ausführung (bzw. Lieferung) erteilt wird.

Rechtlich ebenfalls einfach liegt der Fall, daß dem Unternehmer (bzw. Lieferanten), welcher den Kostenvoranschlag aufgestellt hat, die Arbeit (bzw. Lieferung) daraufhin übertragen wird. Die Vergütungspflicht für die Aufstellung des Kostenvoranschlags unterliegt hier der Vereinbarung der Parteien. Es kann vorkommen, daß der Hersteller des Kostenvoranschlags dafür eine besondere Vergütung fordert — zweckmäßig durch Vermerk auf dem Kostenvoranschlag, also vor Zustandekommen des Vertrags, damit der Besteller diese besonderen Kosten einkalkulieren kann, — und daß ihm vom Auftraggeber auch eine solche zugebilligt wird. Doch herrscht in der Praxis durchgehend der Brauch, daß für einen Kostenvoranschlag dann keine besondere Gebühr in Rechnung gestellt wird, wenn der Ersteller auf Grund des Kostenvoranschlags den Auftrag auf Ausführung (bzw. Lieferung) erhält. Der Unternehmer pflegt ja gewöhnlich die ihm durch die Anfertigung von Kostenvoranschlägen entstehenden Kosten in die für ihn mit der Ausführung des Auftrags verbundenen Unkosten von vornherein einzukalkulieren.

III. Die Vergütungspflicht für angeforderte Kostenvoranschläge, wenn dem Unternehmer (bzw. Lieferanten) der Auftrag auf Ausführung (bzw. Lieferung) nicht erteilt wird.

Der rechtlich schwierige und in der Praxis häufig zu Streitigkeiten führende Fall aus dem Gebiet der Fragen der Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge liegt vor, wenn dem Ersteller eines Kostenvoranschlags (auf Anforderung durch den Interessenten) Auftrag (bzw. Lieferung) nicht erteilt wird und zwischen Ersteller des Kostenvoranschlags und dem ihn Anfordernden keine Vereinbarung über die Vergütung des Kostenvoranschlags getroffen ist. Es sind hier folgende Unterfälle zu unterscheiden:

a) Die Ausführung des Kostenvoranschlags auf Grund einer Aufforderung zu Geboten. Wenn der Unternehmer (bzw. Lieferant) vom Interessenten zur Abgabe lediglich von Geboten aufgefordert ist, aber seinem Angebot seinerseits — also aus freien Stücken und nicht auf Veranlassung des Interessenten — Kostenvoranschlag, Zeichnungen usw. beigefügt hat, so besteht keine Vergütungspflicht des Interessenten (Seuff. A. 34, Nr. 114; 47, Nr. 25)[1]. Denn in diesem Falle hat der Interessent lediglich ein Gebot gefordert, und der Anbietende kann auch nicht auf Grund allgemeiner Verkehrssitte mit für den Interessenten verbindlicher Wirkung annehmen, daß dieser einen Kostenanschlag fordere. Der Fall ist insofern also identisch mit dem zu I. behandelten. Hauptsächlich kommt er im sogenannten Submissionsverfahren vor.

b) Die Ausführung des Kostenvoranschlags als Erfüllung eines besonderen Werkvertrags. „Hat . . . . der Besteller, um sich über die Herstellung und die Kosten eines von ihm beabsichtigten Werkes zu unterrichten und darauf seine Entschließung über die Ausführung zu treffen, dem Unternehmer zur Einreichung von Kostenvoranschlag und Zeichnung Auftrag erteilt, so ist er zur Vergütung verpflichtet, auch wenn es nicht zur Ausführung des Werkes kommt." (Kommentar der Reichsgerichtsräte zum BGB., 6. Aufl. 1928, Anm. 2 zu § 632 BGB). In diesem Falle ist in dem Auftrag auf Ausarbeitung und Einreichung des Kostenvoranschlags ein selbständiger Vertrag zustande gekommen mit dem ausschließlichen Hauptgegenstand der Ausarbeitung des Kostenvoranschlags. Rechtlich handelt es sich um einen Werkvertrag im Sinne des bürgerlichen Rechts, der mit dem Auftrag zur Aufstellung und Einreichung eines Kostenvoranschlags durch den Interessenten und mit der Annahme dieses Auftrags durch den Unternehmer (Lieferanten) zustande kommt und der von Seiten des letzteren mit der Übergabe des Kostenvoranschlags an den Besteller erfüllt ist. § 631 Abs. 1, Halbsatz 2 BGB gewährt dem Werkunternehmer gegenüber dem Besteller einen Rechtsanspruch auf Zahlung der vereinbarten Vergütung (es sei denn, daß — was öfters vorkommt — zwischen dem Unternehmer und Besteller vereinbart ist, daß keine Vergütung zu zahlen ist). Wenn eine solche Vereinbarung einer Vergütung, aber auch eine Vereinbarung auf Ausschluß der Vergütung nicht getroffen ist, so greift § 632 BGB ein, welcher bestimmt:

„Eine Vergütung gilt als stillschweigend vereinbart, wenn die Herstellung des Werkes den Umständen nach nur gegen eine Vergütung zu erwarten ist.

Ist die Höhe der Vergütung nicht bestimmt, so ist bei dem Bestehen einer Taxe die taxenmäßige Vergütung, in Ermangelung einer Taxe die übliche Vergütung als vereinbart anzusehen."

Die Annahme, daß die Herstellung des Kostenvoranschlags „den Umständen nach" nur gegen eine Vergütung zu erwarten ist, trifft auf diesen Fall der Anfertigung und Einreichung eines Kostenvoranschlags im Rahmen und in Erfüllung eines besonderen, nur darauf gerichteten Werkvertrags unzweifelhaft zu. Ist daher eine Vergütung überhaupt nicht ausdrücklich vereinbart, so ist die dennoch gemäß § 632 Abs. 1 BGB als vereinbart anzusehen und daher zu zahlen.

Nur wenn die Höhe der — vereinbarten oder nach Vorstehendem als „stillschweigend" vereinbart unterstellten — Vergütung unbestimmt gelassen ist, tritt § 632 Abs. 2 BGB in Wirkung.

c) Die Ausführung eines Kostenvoranschlags als Vertragsofferte. „Anderseits ist es unzweifelhaft, daß der Verfertiger von Entwürfen und Vorarbeiten, die er lediglich freiwillig und nur in seinem eigenen Interesse, namentlich dem, einen anderen zur Bestellung zu veranlassen, sei es auch auf eine Aufforderung des anderen, abgefertigt hat, ein Entgelt nicht beanspruchen kann, und zwar auch dann nicht, wenn keine Bestellung erfolgt (RG Warn. 1911, Nr. 113; RG 22. 1. 24 VUU 393/13; 29. 10. 26 VI 207/26)." (Kommentar der Reichsgerichtsräte zum BGB, 6. Aufl. 1928, Anm. 2 zu § 632 BGB).

Der hier zu behandelnde Fall liegt vor, wenn der Besteller von vornherein die Absicht hat, die Arbeiten (oder Bestellungen) vorzunehmen, und er Kostenvoranschläge nur anfordert, um sich über die Höhe der Kosten zu orientieren und den billigsten (oder unter anderen Gesichtspunkten am günstigsten anbietenden) Unternehmer (bzw. Lieferanten) aus der Zahl aller Anbietenden auszuwählen. Da die Möglichkeit einer solchen Auswahl dem Besteller die Ausnutzung der günstigsten Chance gestattet, ist die in der oben zitierten Auslassung enthaltene Fassung „nur in seinem eigenen Interesse" (d. h. nur im Interesse des Unternehmers) nicht glücklich. Vielmehr ist die Interessenlage die, daß jede der Parteien für sich einen Vorteil erhofft: der Besteller die erwähnte Möglichkeit der Benutzung des günstigsten Angebots, der Anbietende die Übertragung des Auftrags. An sich würde diese Interessenlage die Teilung des Risikos bedingen, d. h. den Besteller zu einer Vergütung verpflichten, wenn er dem den Kostenvoranschlag auf Aufforderung einreichenden Unternehmer

[1]) Vgl. auch die Entscheidung OLG Bd. 34, S. 40, wonach ein Architekt keine Vergütung beanspruchen kann, wenn er eine Bauplatzeinteilung zu liefern verspricht, weil er Aussicht hat, die Architektenarbeiten für die Neubauten zu erhalten.

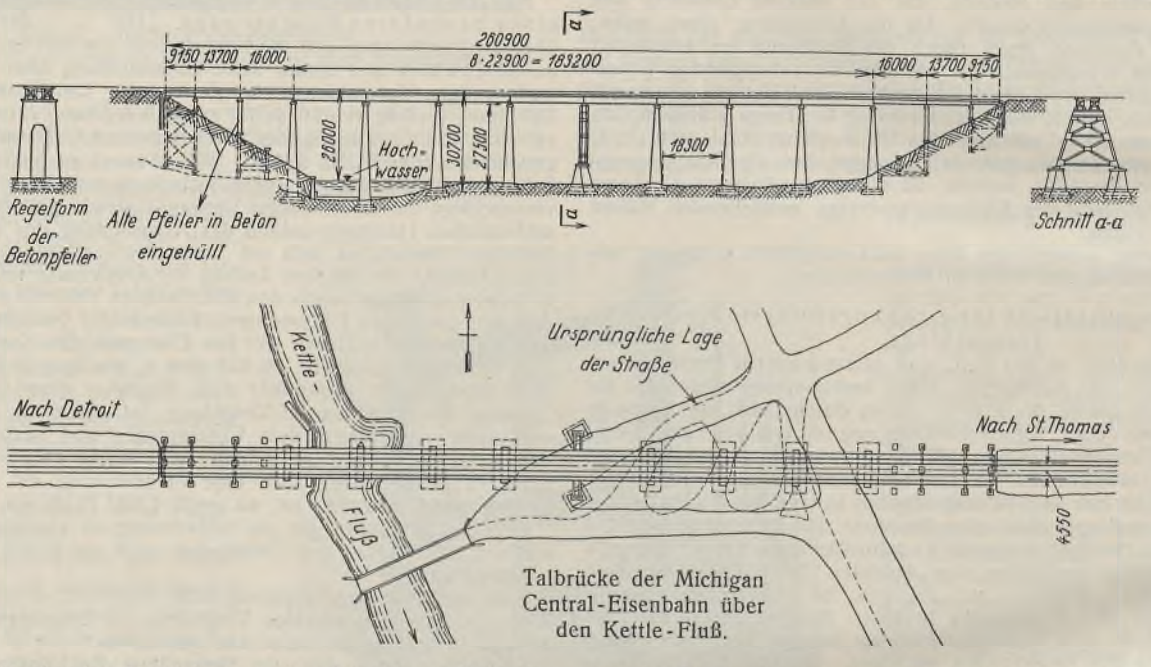
den Auftrag nicht erteilt. Juristisch wird aber von den Gerichten so konstruiert: Die Einreichung des Kostenvoranschlags ist eine Vertragsofferte, zu deren Abgabe der Ersteller des Kostenvoranschlags durch die Aufforderung des Interessenten veranlaßt wird, und zwar liegt mit Rücksicht auf die dem Kostenvoranschlag vielfach beigefügten Anlagen ein sogenanntes spezialisiertes Angebot vor. Der Werkvertrag selbst kommt erst mit der Annahme des Angebots und der — entweder implizite in dieser Annahme enthaltenen oder selbständig neben ihr erfolgenden — Erteilung des Auftrags zustande. Dieser Werkvertrag hat aber dann die Ausführung des eigentlichen Auftrags zum alleinigen Inhalt, nicht die Ausführung des Kostenvoranschlags (wie im Falle b). Die Frage der Vergütungspflicht muß dahin entschieden werden, daß eine solche aus folgenden Gründen nicht besteht: Zur Anfertigung des Voranschlags bestand für den Unternehmer keine Rechtspflicht (wie im Falle b), sondern sie geschieht freiwillig; entsprechend steht es im freien Willen des Interessenten, das in der Einreichung des Voranschlags liegende Angebot anzunehmen. Auch der besonderen Auslegung des Abs. 1 des § 354 HGB: „Wer in Ausübung seines Handelsgewerbes einem anderen Geschäfte besorgt oder Dienste leistet, kann dafür auch ohne Verabredung Provision . . . fordern", aus ihm die Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge in dem hier behandelten Fall abzuleiten, wird die Anwendung versagt. Denn § 354 HGB wird nach übereinstimmender Ansicht dahin ausgelegt, daß mangels einer dahingehenden Vereinbarung eine Vergütungspflicht für Geschäftsbesorgung und Diensteleistung nur dann gegeben sein soll, wenn diese Dienste als besondere, nicht schon anderweitig abgegoltene Dienste zu bezeichnen sind (was nur auf den vorstehend behandelten Fall b zutrifft). Entsprechend sagt Staub, Kommentar zum HGB, 11. Aufl., Anm. 4 a d zu § 354: „Nicht vergütet werden Dienste, die unentgeltlich geleistet zu werden pflegen, wie regelmäßig die Anfertigung von Projekten, Zeichnungen und Voranschlägen, die mit dem Vertragsantrag überreicht werden . . ." Daß diese — rechtlich einwandfreie — Konstruktion nicht dem Prinzip der Billigkeit entspricht, wurde schon angedeutet: für den Unternehmer verbindet sich mit der (positiven) Chance, die Arbeit (Lieferung) übertragen zu erhalten, das (negative) Risiko, die Mühe und Kosten der Anfertigung des Kostenvoranschlags möglicherweise vergebens aufgewendet zu haben; der Interessent hat nur die (positive) Chance, in dem Angebot des Unternehmers das für ihn günstigste Angebot finden zu können, während für ihn kein (negatives) Risiko besteht. Billiges Denken würde also eine angemessene Entschädigung für das (negative) Risiko des Unternehmers mit Recht fordern, die allerdings keineswegs die realen Kosten der Anfertigung des Kostenvoranschlags zu decken brauchte, weil sich der Unternehmer einen Teil dieser Kosten als Entgelt für die Gewinnung seiner (positiven) Auftragschance wird anrechnen lassen müssen.

Es ist jedoch besonders zu betonen, daß diese Erörterung nur theoretisch ist. Praktisch liegen die Verhältnisse heute noch so, daß die — vielfach aufgestellte — Behauptung, es bestehe bereits eine Verkehrssitte der prinzipiellen Vergütungspflicht für alle Kostenvoranschläge (unabhängig von der rechtlichen Form, innerhalb deren sie aufgestellt werden), bei den Gerichten bislang kein Gehör gefunden hat, diese vielmehr die Frage der Vergütungspflicht nach der besonderen Rechtslage entscheiden, wie sie vorstehend entwickelt ist.[1])

Dr. Spohr, Kiel.

Ersatz einer 46 Jahre alten Schmiedeeisenbrücke durch ein neuzeitliches Stahlbauwerk. (Railway Age vom 14. Juni 1930.) Als im Jahre 1873 die Eisenbahn zwischen Detroit und St. Thomas in Ontario (Kanada) gebaut wurde, überschritt sie das Tal des Kettle-Flusses mit einer der damals allgemein üblichen hölzernen Gerüstbrücken. Das ganze Bauwerk, das sich 30 m über die Talsohle erhob, war 427,6 m lang und hatte im Mittelteil 14 Öffnungen, die mit 13,7 m langen Howe-Trägern überbrückt waren. Etwa 10 Jahre später wurde die Holzbrücke durch Schmiedeeisen ersetzt. Die neue Brücke, zweigleisig im Gegensatz zu der eingleisigen Holzbrücke, hatte Träger von 9,15 m und 13,7 m Länge mit obenliegender hölzerner Fahrbahn. Im Jahre 1902 mußte die Brücke wegen der zunehmenden Belastung verstärkt werden; dies geschah, indem drei weitere Träger eingezogen wurden; die hölzerne Fahrbahn wurde durch eine dichte Decke aus Formeisen und Blechen, mit Schotter gefüllt, ersetzt. Zugleich wurde das Bauwerk durch Dammschüttung an beiden Enden auf 260 m Länge verkürzt. In diesem Zustande hat es noch 27 Jahre bestanden. Daß die alten Träger den schweren Betrieb 46 Jahre ausgehalten haben, ist ein gutes Zeugnis für den Bestand von Eisenbauten im allgemeinen und für die Güte eines in den achtziger Jahren hergestellten Brückenbaues im besonderen.

Die weitere Zunahme der Lasten machte im Jahre 1929 einen Neubau nötig. Erhalten blieben von dem alten Bauwerk nur je drei landseitige Pfeiler, deren eisernes Tragwerk in Beton eingehüllt wurde und so die neuen Träger aufnimmt. Alle Pfeiler der neuen Brücke mit Ausnahme des mittleren bestehen aus Beton. Unter diesem führt eine das Tal durchquerende verkehrsreiche Straße hindurch, weshalb hier die freie Sicht gewahrt bleiben mußte. Dieses Ziel konnte durch einen Stahlpfeiler besser als durch Beton erreicht werden. Seine Tragwände sind so stark geneigt, daß zwischen den Sockeln, auf denen ihre Füße stehen, die 12,2 m breite Straße durchgeführt werden konnte. Der unterste Querverband dieses Pfeilers liegt 6,4 m über der Straße. Der Überbau besteht aus acht Trägern von 22,9 m Länge, an die sich beiderseits noch Träger von 16 m, 13,7 m und 9,15 m anschließen. Die Hauptträger sind genietete Blechträger, auf denen eine dichte Fahrbahn ruht. Die Bauart des Tragwerks bietet nichts Besonderes.



Erhebliche Schwierigkeiten bot der Bau der neuen Brücke wegen des starken Verkehrs, der sich über die Baustelle bewegt. Sie wird täglich von 29 bis 47 Zügen befahren; darunter sind z. B. die Schnellzüge, die die Fahrt New York—Chicago in 20 h zurücklegen. Die längste Zugpause in dem einen Gleis ist 3 h 13 min, im anderen 2 h 15 min, und ganz verkehrlos bleibt nur 1 h 46 min. Der Bau mußte auf diesen Verkehr weitgehende Rücksicht nehmen. Während des Baues der Betonpfeiler, von deren gesamter Betonmenge, 8600 m³, nur etwa ein Fünftel von der Brücke aus eingebracht wurde, erhielt man den zweigleisigen Betrieb aufrecht, dann wurde während des Einbringens der Träger eingleisiger Betrieb eingerichtet. Diese wurden in der Nähe der Baustelle zusammengebaut und mit ihrer wasserdichten Decke versehen. Nur ein Feld der Fahrbahnabdeckung blieb frei, damit die Kranhaken die Hauptträger erfassen konnten. Ein auf der Brücke angeordneter Auslegerkran hob die 96 t schweren Tragwerke auf und brachte sie auf ihre Lager. Nachdem die Brückenträger auf die Lager abgesetzt waren, wurde das letzte Feld der Fahrbahnabdeckung geschlossen, so daß nunmehr das Schotterbett aufgebracht werden konnte. Diese Arbeiten dauerten in dem einen Gleis vom 16. September bis 30. Oktober, im anderen vom 4. bis 29. November. Der Bau hat 689 000 Dollar gekostet.

Geheimrat Wernekke.

[1]) Aus der Rechtsprechung vgl. noch ROLG 17, 417; 20, 206; RG in Gruchots Beiträgen 55, 936; Recht 1914, Nr. 610; Warn. Rechtsprechung 1914, Nr. 117; Seuff. Arch. 7, 847; Apt. 81.

INHALT: Lagergebäude in Stahlskelettbauweise. — Absteigen der statischen Unbestimmtheit. — Neubau „Woga-Hotel", Berlin W, Kurfürstendamm. — Verschiedenes: Die Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge. — Ersatz einer 46 Jahre alten Schmiedeeisenbrücke durch ein neuzeitliches Stahlbauwerk.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 14. November 1930 | Heft 23

Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. **Herbst**, Berlin.

A. Gesamtdisposition für die Halle.

Für die Überholung von elektrischen Lokomotiven ist im Bezirk der Reichsbahndirektion Halle während der Jahre 1925, 1926 und 1927 — auf Grund eingehender Überlegungen über die zweckvollste Ausgestaltung — eine geschlossene Halle in Stahl geschaffen worden, die bei der äußerst geräumigen und übersichtlichen, für Großbetrieb ausgestatteten Einrichtung einen eigentümlichen und neuartigen Konstruktionsaufbau in ungewöhnlichem Ausmaß aufweist. Eine kurze Beschreibung dieses großen Ingenieurhochbaues, der u. a. 70-t-Krane aufnehmen mußte, wird daher von Interesse sein; allerdings können bei dem Umfang des Bauwerkes die Konstruktionen unter Hinweis auf die Darstellungen sowie unter Heraushebung des Wesentlichen nur kurz erörtert werden.

Für solche Hallen ist der Stahlbau die allein geeignete Bauweise. Die großen zu überspannenden Räume, die Beschränkung der Stützenzahl, die schweren Kranbetriebslasten und viele und bedeutende aufzuhängende Zwischenkonstruktionen lassen dies ohne weiteres erkennen. Abgesehen davon kommen auch die sonstigen Vorzüge der Stahlkonstruktion, nämlich die schnellen Ausführungs-, Umbau- und Änderungsmöglichkeiten ganz besonders in Betracht. Die neu errichtete Halle 20 der Baumesse Leipzig (Frühjahr 1930) — von 50 × 80 m Größe — wie die bei ungewöhnlicher Kälte im Winter 1928/29 errichtete Halle 19 beweisen die Eignung des Stahls für die Gestaltung von ausgezeichnet belichteten und übersichtlichen großen Räumen wie auch die Schnelligkeit des Aufbaues. Dieser dem erfahrenen Baufachmann wohlbekannte Vorzug hat sich dank der Entwurfs- und Baudisposition von Bauleitung und Unternehmung auch bei der Halle in Dessau voll bestätigt.

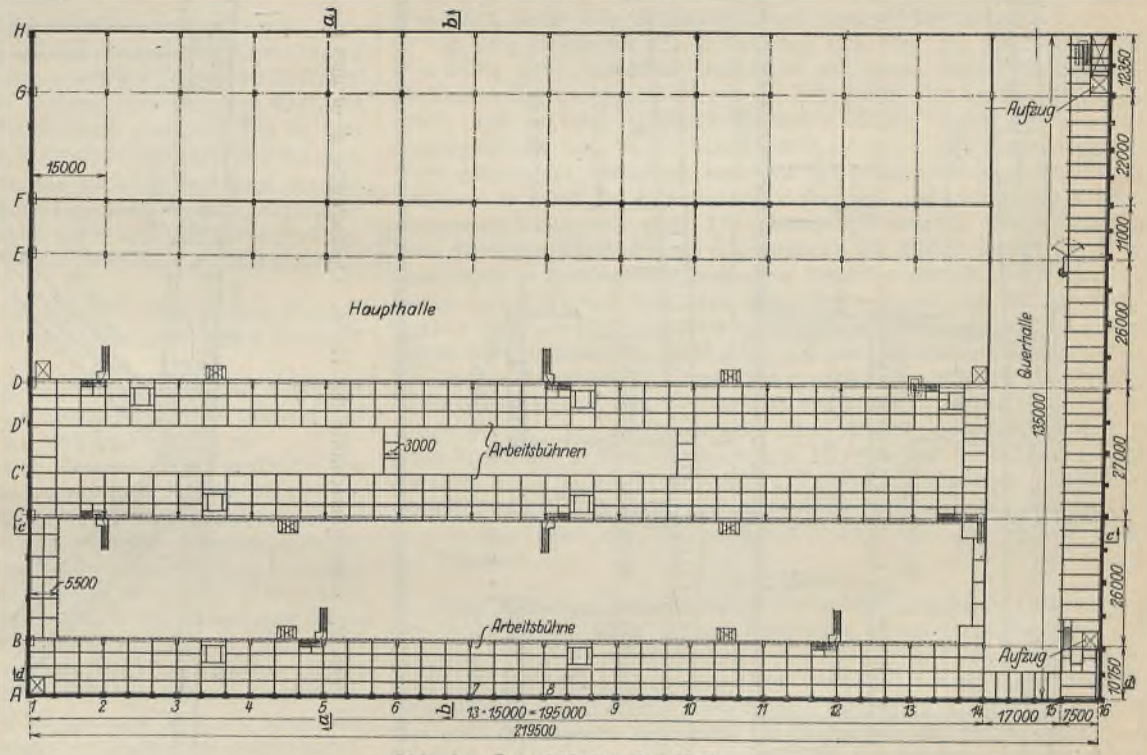


Abb. 1. Grundrißplan der Halle.

Die Gesamtanordnung und der Aufbau der neuen Halle, welche nach den Dispositionen der Reichsbahndirektion sowie nach den Entwürfen des mit dieser Aufgabe betrauten Oberregierungs- und Reichsbahnrats W. Sorger und der Stahlbaufirma Breest & Co, Berlin, vorgesehen und ausgeführt wurden, sind aus den Bauplänen in Abb. 1, 2 u. 3 — Grundriß, Querschnitt und Längsschnitte des Hallenaufbaus — zu ersehen.

Die neue Halle ist durch ein Zufahrtgleis als Verlängerung eines vorhandenen Industriegleises unmittelbar an die seit längerer Zeit schon elektrisierte Bahnlinie Dessau—Bitterfeld, westlich neben der Hauptlinie liegend, angeschlossen; so können alle Fahrzeuge vom Bahnhof Dessau dem Ausbesserungswerk unmittelbar zugeführt werden.

Die ganze Anlage, die bei der Neuheit des elektrischen Reichsbahnbetriebes in diesem Ausmaß keine Vorgängerin hatte, ist das Ergebnis umfangreicher Untersuchungen über die bei allen werkstatts-, bau- und betriebstechnischen Anforderungen der Neuzeit bisher im Inland und Ausland gesammelten Erfahrungen. Es mußte bei den Ausbauplänen der geringste Aufwand von Selbstkosten bei größter Arbeitsgeschwindigkeit erstrebt und der Unterschied bzw. die Übereinstimmung gegenüber dem Bau und Betrieb von Ausbesserungsanlagen für Dampflokomotiven voll berücksichtigt werden.

Eine neue und große Aufgabe maschinen- und ingenieurtechnischer Natur, die auch die vielseitige Erweiterung und Ausbaufähigkeit der Werkstatt — entsprechend dem im Bau elektrischer Lokomotiven zu erwartenden Fortschritt — berücksichtigen mußte, trat an den Entwurfsbearbeiter heran, der natürlich den ganzen Arbeits- und Betriebsgang solcher Werkstätten völlig übersehen und beherrschen mußte.

Die Werkstatt mußte grundsätzlich so eingerichtet werden, daß die großen und schweren Lokomotiven mit elektrischem Antrieb aus dem ganzen Eisenbahndirektionsbezirk jederzeit in allen Teilen und von allen Seiten nachgesehen, gesäubert und überholt werden können; dies in einer gleichmäßig und ausreichend erwärmten und belichteten, übersichtlich eingerichteten und allseitig geschlossenen Halle, welche auch mit den geeigneten Schiebebühnen, Arbeitsbühnen, Reinigungsgruben, Kran- und Werkeinrichtungen, sowie mit allen für solche Zwecke unentbehrlichen Nebenwerkstätten und Magazinen vielseitiger Art ausgestattet sein muß.

Es sei noch erwähnt — was für die Arbeit in solcher Halle von großer Bedeutung ist —, daß nämlich bei einer Halle solcher Abmessung und solchen Zweckes die wirtschaftliche und gleichmäßige Erwärmung durch entsprechend dichte, trotzdem lichtvolle Gestaltung von Wänden und Decken und durch die Auswahl des geeigneten Heizsystems eine Hauptaufgabe der Einrichtung sein muß.

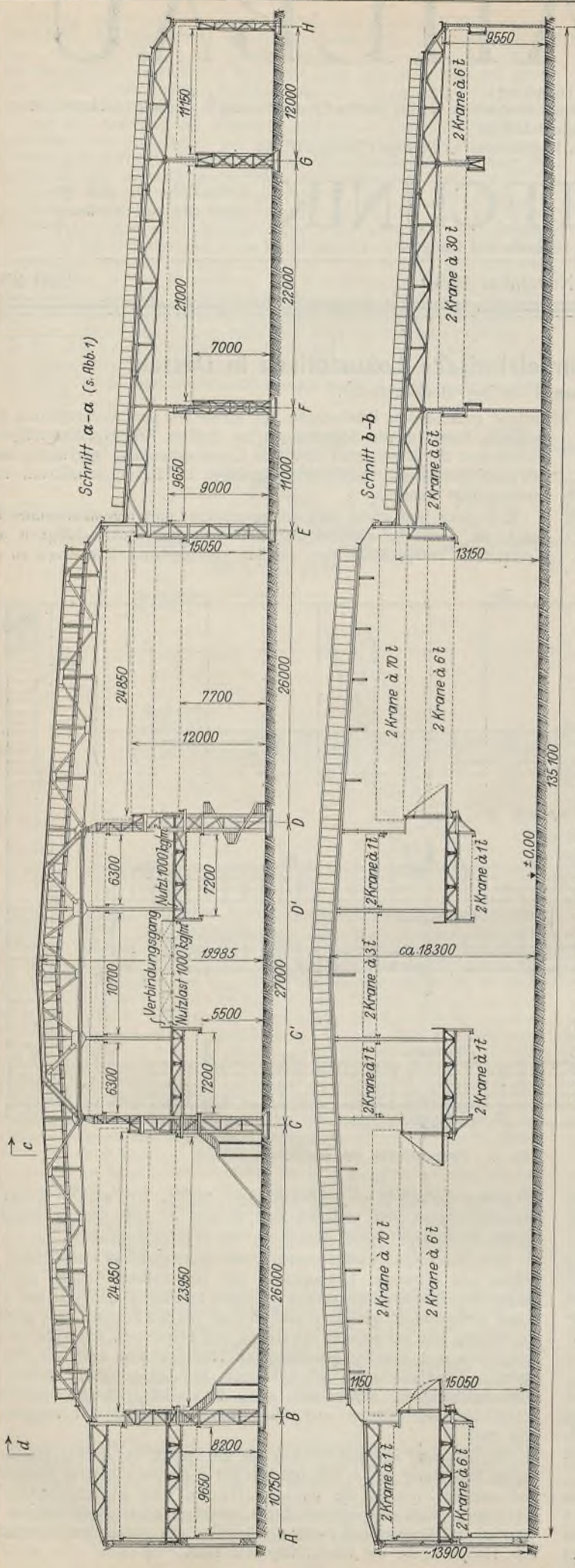


Abb. 2. Hauptquerschnitte der Halle. Querschnitte *a—a* und *b—b* (s. Abb. 1).

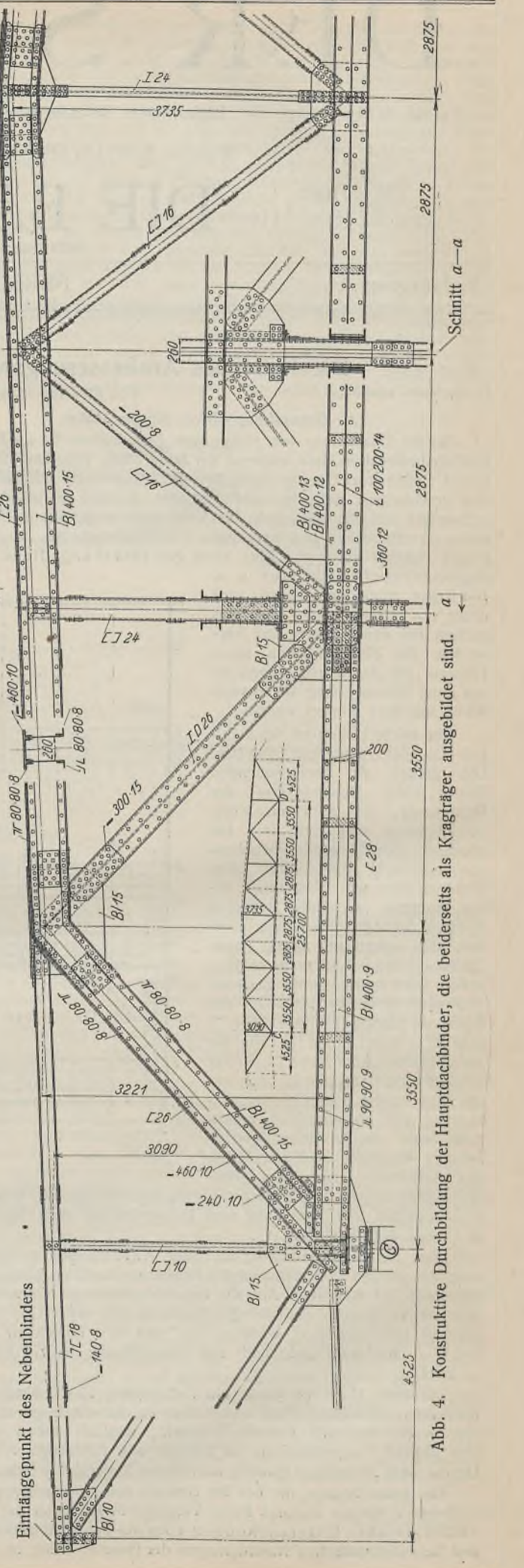


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung der Hauptdachbinder, die beiderseits als Kragträger ausgebildet sind.

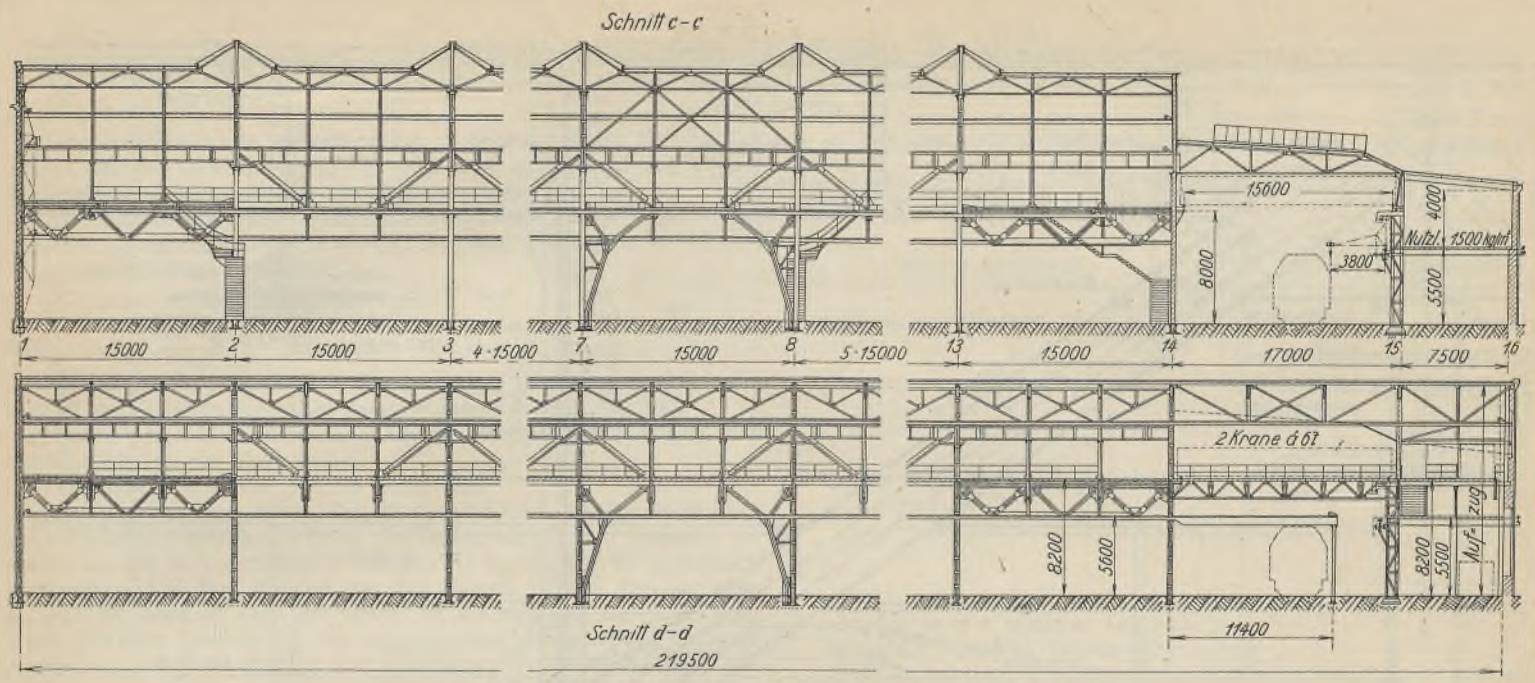


Abb. 3. Längsschnitte der Halle $c—c$ und $d—d$ (s. Abb. 2).

B. Die Halle.

I. Allgemeine Anordnung.

Das allseitig geschlossene Gebäude weist die bedeutende Abmessung von 219,50 × 135,1 m, im ganzen also eine überbaute Fläche von 29 700 m² auf. Die Halle erfordert rd. 3600 t an Stahlkonstruktion, eine Zahl, die einen Maßstab für die Größe dieses Hallenbaues gestattet. Sie ist eine der größten Hallen, die nach dem Kriege in Deutschland erbaut worden sind.

Von dieser ganzen Werkstattanlage, die natürlich vor allem die Aufmerksamkeit des Maschinen- und Eisenbahn-Ingenieurs verdient, interessiert uns hier lediglich die Baukonstruktion nebst Dach- und Wandumschließung. Den charakteristischen Querschnitt durch die Haupthalle gibt die genannte Abb. 2.

Der Bau umfaßt, wie der Grundrißplan (Abb. 1) zeigt, eine Haupthalle (Achse A bis H, Reihe 1 bis 14) und eine Querhalle (Achse A bis H, Reihe 14 bis 16).

Die Länge der Haupthalle beträgt 13 × 15 = 195 m und die Breite 135,10 m; die Abmessungen der vorgelagerten Querhalle, welche aus zwei Schiffen von 17 und 7,5 m besteht, sind 24,5 × 135,1 m.

Das 195 m lange Hauptgebäude, dessen Achse senkrecht zur Bahnlinie Bitterfeld—Dessau läuft, besteht aus dem Schiebebühnenschiff C/D von 27 m Breite und aus den sich zu beiden Seiten anschließenden Schiffen B/C und D/E von je 26 m Breite. Diesem Hauptgebäude ist auf der Nordseite eine zweigeschossige Halle A/B von 10,75 m Breite, auf der Südseite eine dreischiffige Halle E/G von 11 + 22 + 12 m = 45 m Breite angeschlossen. Die Gesamthalle hat also die bedeutende Querausdehnung von 2 × 26 + 27 + 10,75 + 45 m = rd. 135 m.

Die rd. 20 m über Gelände sich erhebende Baukonstruktion umfaßt vor allem die schweren Stützen, die von ihnen getragenen Kranbahnen und Fachwerkbinder des Daches nebst Pfetten und Sprossen, ferner die teils an die Stützen angeschlossenen, teils am Dachbinder aufgehängten Tragwerke der Arbeitsbühnen, die Umsetzklappen der letzteren, die Unterzüge, zahlreiche weitere Kranbahnen und die Wandfachwerke.

Der Aufbau der Halle zeigt manche Neuheit und Eigenart, wie sie sonst noch nicht bekannt wurde.

Von den Wänden des Hauptgebäudes ist die südliche Umfassungswand in der Stützenreihe H — etwa 8 m hoch — ebenso in der Stützenreihe F in Stahlfachwerk ausgebildet, um die Hallenschiffe $F—G$, in welchem die Sonderabteilung für die Ausbesserung der elektrischen Lokomotivteile untergebracht wird, von den übrigen Hallenteilen zu trennen. Alle übrigen Umfassungswände sind massiv in Mauerwerk, z. T. in Eisenbeton erbaut.

Das flach geneigte, mit 6 cm starken Hohlsteinplatten abgeschlossene, außerdem mit Oberlicht in Raupen- und Mansardenform versehene Dach der ganzen Halle wird von den 15 m entfernten, die Pfetten stützenden Stahlfachwerk-Bindern getragen, welche u. a. in der 27 m weiten Haupthalle (mit Schiebebühne) an besonderen Hängestangen auch noch sechs schwere Kranbahnen und die Arbeitsbühnen recht großen Gewichtes tragen müssen.

Die elektrisch betriebene Schiebebühne des Hauptschiffs $C—D$, auf der die Lokomotiven eingefahren werden, um sie dann quer in die Seitenräume schieben zu können, hat eine Gleislänge von 20 m, eine dem Lastenzug N der Deutschen Reichsbahn entsprechende Tragkraft von 220 t, ferner eine Seitenwinde und einen 6-t-Drehkran.

In dem Hauptschiff $C—D$ befinden sich über der Schiebebühne, in 7 m Höhe über Fußboden, beiderseits auf ganze Länge durchgehende Arbeitsbühnen (+ 8,20 m) von rd. 7 m Breite, die an den Enden der Halle und an zwei dazwischenliegenden Stellen — für eine allseitige Zugänglichkeit und Verkehrsmöglichkeit — durch besondere Gangstege noch miteinander, außerdem auch mit der gleich hoch liegenden Arbeitsplattform in Schiff $A—B$, ferner durch Treppen- und Lastaufzüge mit dem Erdgeschoß verbunden sind. Die Lastaufzüge sind für die Beförderung von gleislosen Elektrokarren eingerichtet. Die Bühne der Halle $A—B$ reicht noch in die Querhalle hinein und überschneidet die dort befindliche Bühne (+ 5,5 m) zum Teil. Die konstruktive Anordnung der für Nutzlasten von $p = 1000$ bis 1500 kg/m² bemessenen Arbeitsbühnen wird später erörtert, soweit sie nicht schon aus den Darstellungen ersichtlich ist.

In der Haupthalle C/D laufen im ganzen über und unter den Arbeitsbühnen vier Krane von 1 t Tragkraft und ein Kran in der Mitte von 3 t Tragkraft. In den anschließenden 26 m breiten Seitenhallen sind je zwei Krane mit je zwei Katzen von je 35 t Tragkraft und 24,85 m Spur, darunter noch je ein Kran von 6 t Tragkraft angeordnet. Schließlich befinden sich in der Halle A/B je zwei 6 t- und 1 t-Krane übereinander und in den Hallen E/F, F/G und G/H je zwei Krane von 6 t, 30 t und 6 t Tragkraft.

II. Dachbinder.

Eine besonders bemerkenswerte Konstruktion bildet die Überdachung der dreischiffigen 79 m breiten Haupthalle. Dem Stützenabstand entsprechend sind die großen Dachbinder jeweils in 15 m Entfernung angeordnet und bilden Gerberträger mit Gelenken in dem ersten Feld der Seitenschiffe nächst den Mittelschiffen. Besonders kräftig ist der über das mittlere Feld sich spannende Kragbinder von 25,7 m Stützweite ausgebildet, da er neben den Dachlasten zwei Arbeitsbühnen und insgesamt fünf Laufkrane aufzunehmen hat. Einzelheiten der doppelwandigen Querschnittsausbildung, die Lagerung usw. sind aus Abb. 4 ersichtlich. Wie aus Abb. 2 u. 3 zu ersehen ist, sind die oberen Hälften dieser Binder in den Raupenoberlichtern untergebracht, wodurch die Gesamthöhe der Halle um 2 m verringert werden konnte.

III. Dacheindeckung.

Die Eindeckung des Daches im ganzen Bau besteht aus einer 6 cm starken Hohlsteindecke und doppelter Papplage und kittlosen Oberlichtern. In der Haupthalle sind die Oberlichter wie folgt angeordnet: Längs der Achsen B, E und H laufen Mansardenoberlichter; über den Binderachsen zwischen B und E liegen Raupenoberlichter von 5,5 m Breite und zwischen den Achsen E und H in Abständen von 7,5 m solche von 3 m Breite. In der Querhalle sind ebenfalls Raupenoberlichter zwischen den Reihen 14 und 15 angeordnet (Abb. 1 u. 2).

Die Grundrißfläche der Oberlichter beträgt $F_0 = 3 \cdot 185\ (1{,}3 + 12 \cdot 5{,}5\ 77{,}7 + 26{,}40 \cdot 3{,}0 + 13 \cdot 11 \cdot 4{,}2) = 9570$ m²; das Verhältnis der Oberlichtfläche zu der Gesamtgrundrißfläche ergibt sich also zu $S = \frac{9570}{29700} = 0{,}322 = 32{,}2\,\%$. Außerdem wird das Gebäude noch durch die in den Umfassungswänden angeordneten Fenster erhellt.

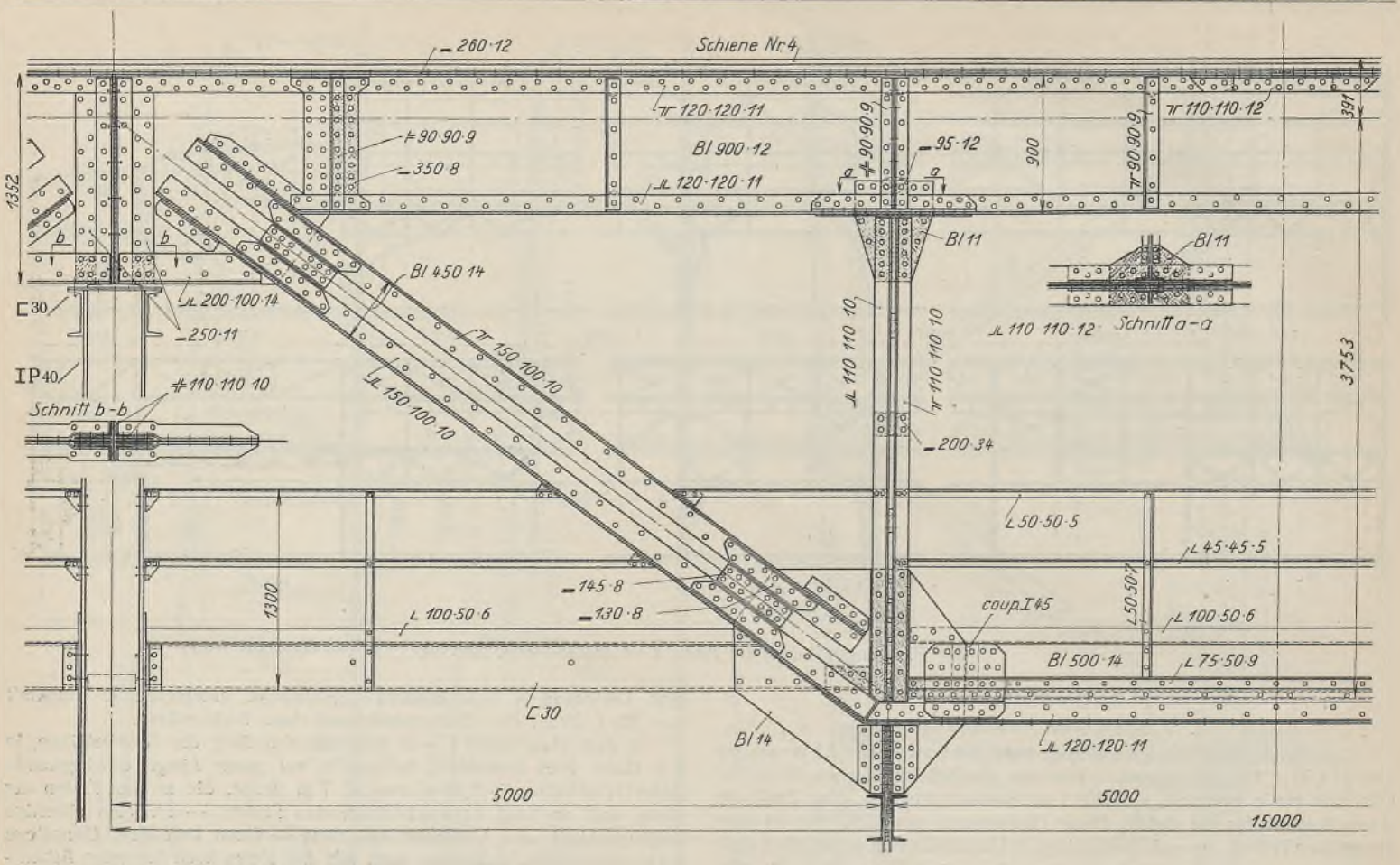


Abb. 5. Konstruktive Durchbildung des Hauptkranträgers in Achsen *B*, *C*, *D* u. *E* (s. Abb. 1).

IV. Die Anordnung der Dachkonstruktion.

a) Halle *AB*: Die Hohlsteindecke liegt auf Stahlpfetten, die sich auf die in 5 m Abstand angeordneten Stahlfachwerkbinder abstützen. Die Binder sind auf der Wand in Achse *A* beweglich, in Achse *B* in einem Fachwerkunterzug fest gelagert, dessen Obergurt gleichzeitig als Pfette dient.

b) Halle *BCDE*: Die Hohlsteindecke liegt hier auf Stahlsparren, die ihrerseits auf Fachwerkpfetten ruhen. Diese spannen sich 15 m weit zwischen die Fachwerkbinder ein. An den Fachwerkpfetten sind in den Stützenachsen und in den Achsen *C'* und *D'* die Kranbahnen der leichten Laufkrane und die Arbeitsbühnen im Mittelschiff aufgehängt.

c) Halle *EFGH*: Hier ruht die Hohlsteindecke auf Stahlpfetten, welche sich auf die in Entfernungen von 15 m angeordneten Fachwerkbinder abstützen. Die Binder sind als Gerberträger mit Gelenken im Schiff *FG* ausgebildet; in den Achsen *E* und *H* liegen sie auf Dachunterzügen, und in den Achsen *G* und *F* sind sie durch Zwischenkonstruktionen auf den dort befindlichen Kranbahnträgern abgestützt. Die Obergurte der Dachunterzüge in Achse *E* und *H* dienen gleichzeitig als Pfette.

d) Querhalle: Die Hohlsteindecke liegt auch hier auf Stahlpfetten; die Pfetten werden im Schiff 14—15 durch Stahlfachwerkbinder und im Schiff 15—16 durch Walzträger abgestützt. Der Abstand der Binder ist verschieden, er richtet sich nach den Achsabständen *B* bis *H*, die nach Möglichkeit symmetrisch unterteilt sind.

e) Dachkonstruktion in der Überschneidung Halle *AB* und Querhalle 14—16: Hier laufen die Pfetten der Halle *AB* bis zur Giebelwand 16 durch; die Lagerung der Pfetten erfolgt auf Stahlbindern mit gleichem Netz wie die normalen Binder *AB*. Der Abstand der Binder ist normal und richtet sich nach den Breiten der Schiffe 14—15 und 15—16. Zwischen den Reihen 14 und 15 in Achse *B* lagern sich die Binder *AB* und die Pfetten der Querhalle auf einem Drempelunterzug, der mit einer $^1/_2$ Stein starken Ausmauerung gleichzeitig den Hallenhöhenunterschied abschließt.

V. Die Anordnung der Bühnen.

a) Halle *AB*: Die hier gewählte Eisenbetondecke liegt auf Stahlträgern, welche sich alle 5 m auf Fachwerkunterzügen stützen. Die Unterzüge lagern in Reihe *A* beweglich auf der massiven Außenwand und in Reihe *B* hängen sie an dem 70-t-Kranbahnträger. Zwischen Reihe 8 und 9 wird das Bühnenfeld 8 ÷ 9 anormal ausgeführt, damit die Heizröhren untergebracht werden können. Die gesamte Bühnenkonstruktion soll eine möglichst geringe Bauhöhe aufweisen. In den Reihen 3, 5, 7, 9, 11 und 13 sind Dehnungsfugen angeordnet worden.

b) Halle *BC*: In dieser Halle sind an den Giebelwänden der Reihen 1 und 14 je ein Übergang (Abb. 1) bestehend aus Trägern und Unterzügen angeordnet.

c) Halle *CD*: Zwischen den Achsen *CC'* und *DD'* ruht die Eisenbetondecke auf Stahlträgern, die sich wiederum alle 5 m auf Fachwerkunterzüge stützen. Außerhalb der Achsen *C'* und *D'* sind im Anschluß an die Betondecken 0,95 m breite Bedienungsgänge aus gelochtem Blech angeordnet. Die Gitterunterzüge stützen sich einerseits auf die 70-t-Kranbahnträger und anderseits sind sie in den Achsen *C'* und *D'* mittels Hängestangen an die Fachwerkpfetten angehängt. Die Bühnen *CC'* und *DD'* sind durch vier Gänge verbunden: je einer an den Giebelwänden 1 und 14 und zwischen den Reihen 5 und 6 sowie 9 und 10.

Damit in den Schiffen *B—C* und *D—E* auch sperrige Arbeitstücke geringeren Gewichtes auf die Arbeitsbühnen gebracht werden können, sind an einigen Stellen dieser Bühnen ausklappbare Absetzbühnen eingebaut worden (vgl. Abb. 2). Die Bühnen werden ausgeklappt, wenn mit den oberen Laufkranen der 70-t-Kranschiffe *B—C* und *D—E* Arbeitsstücke nach den Arbeitsbühnen zu befördern sind; nach jedem Gebrauch werden sie in die Hauptunterzüge der Kranbahnen zurückgeklappt, damit die Durchfahrtprofile der unteren Laufkrane der 70-t-Kranschiffe wieder frei werden. Zur Gewinnung von Raum für die hochgeklappten Absatzbühnen wurden die Hauptkranträger als Sprengwerke mit strebenlosen Mittelfeldern ausgeführt (Abb. 3 u. 5); sämtliche Hauptkranträger sind in den Achsen *B*, *C* und *D* gleichartig ausgebildet, so daß die Absatzbühnen je nach Bedarf auch in andere Felder versetzt werden können.

d) Arbeitsbühne der Querhalle 15 bis 16. Hier ist die Eisenbetondecke zwischen den Trägern gestelzt angeordnet worden. Die Träger spannen sich zwischen der massiven Wand Reihe 16 und einem Fachwerkunterzug in Reihe 15; der Unterzug lagert sich auf die Stützen der Reihe 15. Wie schon erwähnt, überschneidet die Bühne *AB* die Bühne der Querhalle 15 bis 16 (Abb. 3). Die Träger der oberen und unteren Bühne lagern sich in Reihe 15 auf einem gemeinsamen Unterzug, während sie in Reihe 16 einzeln auf der Wand liegen. Der Unterzug in Reihe 15 ist als hoher Fachwerkträger ausgebildet. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues.

Von Dr.-Ing. **Karl Ludwig Müller,** Regierungsbaumeister a. D.

(Schluß aus Heft 21.)

Die Kostenkurve verläuft wegen Änderungen beim Einheitspreis anders als die Gewichtskurve. Es wird eine Annahme bezüglich der Preisstaffelung unterstellt, die der Wirklichkeit nahekommt.

Die Zahl der Anschlußpunkte beim Stahlgerippe ist $5/4 \cdot 9{,}38/l = 35/l$ je Wohnung näherungsweise $z = 17{,}5/l$ je t Stahlgewicht, z. B. 4,3 je t ein Ausgangsfall mit $l = 4{,}08$ m.

Annahme. Der Preis sei gleich $0{,}35 + 0{,}038\,\frac{(4{,}3 - z)}{4{,}3} = 0{,}35\left(1 + 0{,}11\,\frac{4{,}3 - z}{4{,}3}\right)$. Er variiert für Felderteilungen $l = 2{,}0$ bis $l = 6{,}24$ m [$z = 8{,}75$ bis 2,80 je t] nach obiger Formel in den Grenzen von 39 bis 33 Pf./kg gegenüber dem Ausgangswert von 35 Pf./kg.

Neben der Arbeitserschwerung sind die Kosten der Isolierung und Anschlußarbeiten mit abzuwandeln.

Aus Tabelle 4 ist die Abb. 5b hergeleitet.

Für das Kostenminimum der Stahlkonstruktion ergeben sich nicht gar so geringe Feldweiten wie für das Gewichtsminimum; immerhin erweisen sie sich doch noch kleiner, als es dem Architekten für gewöhnlich erwünscht ist. — Das Wichtige bei den Kurven ist nun aber gar nicht so sehr die absolute Lage des Optimums als vielmehr die Abgrenzung eines gewissen Bereichs — die Angabe einer Kostenskala, die dem Architekten zeigt, ob die von ihm gewünschte Vergrößerung der Feldweiten unterm Kostengesichtspunkt tragbar ist.

d) Änderung des Konstruktionsgewichtes mit Gebäudetiefe und Raumgröße.

Die lichte Tiefe werde gegenüber 7,20 m im Normalfalle auf t' vermehrt. Die Auswirkung einer Tiefenvermehrung auf das Konstruktionsgewicht beruht vornehmlich auf der Änderung der Längsträger — deren Feldweiten sich bei Beibehaltung der $2^1/_2$ Felder je 60-m²-Wohnung verkürzen.

α) Stützen. Rechnet man unter Beachtung der Gewichte und Längen nach Tabelle 1 die Querwände mit dem Faktor $\frac{t'}{7{,}20}$, die Längswände mit dem Faktor $\frac{7{,}20}{t'}$ um, so ergibt sich: Gewichtsdifferenz

$$\Delta\hat{Q} = 2\widehat{2{,}55}\left[\frac{7{,}20}{t'} - 1\right] + 1\widehat{2{,}0}\left[\frac{t'}{7{,}20} - 1\right] \text{ t/Wohnung.}$$

Für kleinräumige von $t' = 9{,}20$ m Tiefe wird $\Delta Q = -5{,}\widehat{50} + 3{,}\widehat{4} = -2{,}\widehat{10}$ t/Wohnung. — Bei großräumigen Wohnungen (Abb. 1b) verteilt sich die gleiche Zahl von Wänden.

Bei großräumigen verteilen sich die Querwände

[Gewicht $3 \cdot 9{,}20 \cdot 0{,}55 = 15$ t]

auf 87 (statt 60 m²); $\Delta Q = 15\left[\frac{60}{87} - 1\right] = \mathbf{-4{,}\widehat{70}\ t/60\ m^2}$ ergibt eine nochmalige Lastenminderung.

Infolge der Ansammlung nach unten sind zu rechnen

$$\left(\Sigma_1^4\,\text{m}\right) : 4\,\Delta Q = 2{,}5\,\Delta Q,$$

im Mittel also $-5{,}25$ t [bzw. weitere $-11{,}80$ t bei großräumigen].

Dieser Lastenverminderung entspricht nach Formel 2 Abschn. IIIa eine Gewichtsverminderung von $1{,}90\,\Sigma Q$, also $-11{,}00$, eventuell weitere -24 kg/Geschoß. (Praktisch unerheblich.)

β) u. γ) Die Spannweiten der Querträger sind proportional, die der Längsträger umgekehrt proportional der Gebäudetiefe. Unter Beachtung dieser Relation und der Formeln aus Abschnitt IIIa lassen sich aus den ursprünglichen Trägergewichten [1080 bzw. 270 kg, vgl. IIIc] die Gewichtsänderungen (Sp. 3 u. 4) entwickeln.



Abb. 4c. Staffelung der Gewichte mit der Geschoßzahl.

Summa α) bis γ). Zur Vorbereitung der Untersuchung Abschn. IVa werden hier die Gewichtsänderungen zusammengestellt.

	Kleinräumige Wohnung: Ausgangswert für $t_0 = 7{,}20$	Kleinräumige Wohnung: $t' = 9{,}20$ mehr gegen Sp. 2	Großräumige $t' = 9{,}20$ mehr gegen Sp. 3
	2	3	4
α) Stützen . .	630 kg	— 11 kg	— 24 kg
β) Längsträger .	1080 „	— 420 „	+ 400 „
γ) Querträger .	270 „	+ 265 „	— 170 „
Summa	1980 kg	— 166 kg	+ 306 „

e) Änderung des Konstruktionsgewichtes mit der Geschoßzahl.

α) Stützen. Die Last eines Vollgeschosses sei $\hat{V}$ die des Daches $\hat{D}$ in t/60 m².

Lasten. Grobe Annäherung.	(Bessere Annäherung.)
1. Last im x^{ten} Geschoß $\cong (x-1)\,V$	$(x-1)\,\hat{V} + \hat{D} + (2-x)\cdot\hat{3}$ (worin $\hat{3}$ t die Viertelabstufung der Nutzlast $(60 \cdot \widehat{0{,}2})$ oder 12 t bedeutet) $= 60 \cdot \widehat{0{,}22} \cdot \frac{1}{4} = \text{rd.}\,\hat{3}$ t
2. Last im Mittel der Geschosse oberhalb $\cong \frac{1}{n} \cdot \sum_0^n (x-1)\,\hat{V} = \frac{n}{2} \cdot \hat{V}$	$\frac{n}{2} \cdot \hat{V} + \hat{D} + \hat{6} - \frac{n}{2} \cdot \hat{3}$ $= \frac{n}{2}(\hat{V} - \hat{3}) + (\hat{D} + \hat{6})$
3. Abweichung der mittleren Last vom Normalfall (4stöckig) (Tabelle 3) $\left(\frac{n}{2} - \frac{4}{2}\right)\hat{V} = \left(\frac{n}{2} - 2\right) \cdot \widehat{87}$ $= (\widehat{43{,}5}\,n) - \widehat{174})$ t/60 m² Grundriß (nämlich $\hat{V} = 9{,}38 + (2 \cdot \widehat{2{,}95} + \widehat{3{,}35})$ $= \widehat{87}$ t (vgl. Tabelle 1c u. 3b, Fall II)	$\left(\frac{n}{2} - 2\right)(\hat{V} - \hat{3})$ $= \widehat{42}\,n - \widehat{168}$ t/60 m²

Stahlgewichte S.

Die Stahlgewichte S waren (nach IIIb) $= 1{,}90\,\Sigma\hat{Q} +$ Stützenzahl $m \cdot 31$. In Anwendung auf den vierstöckigen Normalfall ergibt die Formel

$$S = 1{,}90 \cdot (\widehat{168} + \widehat{53}) + 7{,}5 \cdot 32 = 650 \text{ kg.}$$

(Die Übereinstimmung mit dem Gewicht 630 kg nach Tab. 3 ist ausreichend.)

Der Gewichtsquotient 1,9 wird nun auf obige Formel (3) für die Lastendifferenz angewandt, insbesondere $(\hat{V} - \hat{3}) = \widehat{84}$ t gesetzt.

Beim Übergang auf n Geschosse ändert sich das Stützengewicht im Mittel um $\left(\frac{n}{2} - 2\right) \cdot 1{,}90 \cdot \widehat{84}$ kg/60 m².

Beispielsweise bei 12 Geschossen um $\left(\frac{12}{2} - 2\right) 160$ kg $= 640$ kg. An Stelle eines mittleren Stützengewichtes von 630 kg jetzt 1270 kg/60 m².

β) Austeilung der obersten bzw. untersten Trägerlage. Nach Tabelle 3d waren als Überschuß von Keller und Dachrahmen über ein gewöhnliches Geschoß 580 kg ausgeteilt; dieser Anteil verändert sich für n Geschosse um $\Delta S = 580\left(\frac{1}{n} - \frac{1}{4}\right)$.

Beispiel: bei 12 Geschossen $n = 12$; $\Delta S = -97$ kg/60 m².

γ) Berücksichtigung des Winddrucks. Gemäß S. 245 ist das Windmoment aus n Geschossen $\frac{3{,}15^2}{2} \cdot \widehat{0{,}15} \cdot n^2$, die Zusatzkraft bei einer Gebäudetiefe von 7,60 m gleich $\pm\,0{,}097\,n^2$ t/lfd. m. Für die Länge einer Wohnung, 9,38, wird die Zusatzkraft $\pm\,0{,}9\,n^2$ t/Wohnungslänge. Diese Zusatzlast ist bei der Dimensionierung bei jeder Außenwand, also zweimal zu berücksichtigen, entsprechend dem Ausdruck $\widehat{1{,}8}\,n^2$ [in Tabelle 3b Seite 245 sind die Winddrucke reichlich angesetzt].

In der Kostenvergleichsrechnung ist jeweils das Mittel dieser Lasten aus allen Geschossen oberhalb des n^{ten} einzusetzen; Mittel aus $(1^2\,2^2\,3^2 \ldots n^2)\,1{,}8 \cong \left(\frac{n^2}{3} + \frac{n}{2}\right) \cdot \widehat{1{,}8}$ t.

Das Konstruktionsgewicht, [Faktor 1,9 kg/t], wird $\widehat{3{,}42}\left[\frac{n^2}{3} + \frac{n}{2}\right]$. Im Vergleich mit dem vierstöckigen Bau [mit einem Aufwand von $\widehat{3{,}42}\left(\frac{4^2}{3} + \frac{4}{2}\right) = 25{,}0$ kg] wird $\Delta S = [1{,}14 + \widehat{1{,}71}\,n - \widehat{25{,}00}]$ kg pro Wohnung.

(Für beliebige Gebäudetiefe t' wandelt sich der Ausdruck ΔS im Verhältnis $\frac{7{,}20}{t'}$ ab.)

Beispiel: 12 Geschosse, normale Tiefe. Das zusätzliche Stahlgewicht wird $[\widehat{1{,}14} \cdot 12^{-2} + 1{,}71 \cdot 12 - 25{,}00] = 170$ kg/Wohngrundriß $= 2{,}9$ kg/m².

Zusammenfassung ($\alpha+\beta+\gamma$). Bei Ausmittlung des Stahlgewichtes aller oberhalb des n^{ten} liegenden Geschosse ergibt sich eine Gewichtsdifferenz gegenüber der vierstöckigen Bauweise von

$$\widehat{\Delta S}=\left[\frac{n}{2}-\frac{4}{2}\right]\widehat{160}+\left(\frac{1}{n}-\frac{1}{4}\right)580+[\widehat{1{,}14}\,n^2+\widehat{1{,}71}\,n-\widehat{25{,}00}]\ \text{in kg Stahl/60 m}^2$$

$$=\left[1{,}14\,n^2+81{,}7\,n+\frac{580}{n}\right]-490\,\text{kg/Wohnung}$$

$$=\left[0{,}019\,n^2+1{,}36\,n+\frac{9{,}70}{n}\right]-8{,}15\,\text{kg/m}^2.$$

Beispiel $n=12$ $\quad\Delta=+703$ kg/60 m² = 11,7 kg/m²
Gesamt (1980 + 703) = 2683 kg/60 m² = 44,7 kg/m²
[ausschl. der Träger in der Decke].

IV. Abänderung der Gesamtkosten bei Änderung der baulichen Anordnungen.

IVa. Kostenauswirkung der Gebäudetiefe.

Wichtiger für die Kostenauswirkungen bei der Stahlkonstruktion sind die bei der Ausfachung.

Tabelle 5 gibt die wichtigsten Daten des Kosteneinflusses der Gebäudetiefe wieder, und zwar für Fall II der Ausfachung.

An Hand der zu Tabelle 1 angegebenen Formeln über den spezifischen Aufwand an Bauteilen pro m² Nutzfläche werden die Maßdifferenzen der Flächen- und Längenausmaße entwickelt, um welche sich die Gebäude mit beliebiger lichter Tiefe t' vom Normalfall mit einer lichten Tiefe von 7,20 m unterscheiden. Als Ausgangspunkt dienen die in Tabelle 2 aufgezeigten Ausmaße der Wände. Der große Sprung bei 9,20 m ist dem Übergang zur großräumigen Wohnung (vgl. Tabelle 2b letzte Spalte) zuzuschreiben.

Tabelle 5. Abwandlung der Kosten mit der Gebäudetiefe und der Raumgröße [Bezugswert 60 m²]. Vgl. Abb. 5a.

	Kleinräumige Wohnung		Großräumige Wohnung		
	Δ gegenüber 7,20 m Tiefe		Differenz Δ gegenüber Spalte 3		Δ gegen Spalte 4
	$t'=6{,}20$ m	$t'=9{,}20$ m	$t'=9{,}20$ m		$t'=11{,}20$ m
	2	3	4	4a	5
A. Änderung bei den Herstellungskosten.	Ausmaß Mk.	Ausmaß Mk.		Ausmaß Mk.	Ausmaß Mk.
1. Außenwände . . . . . Δa in m²	+ 8,6	— 11,3	1. beim Treppenhaus	— 1,5	— 7,0
je 16,00 Mk. in Mk.	+ 138	— 182	"	— 24	— 112
1a. 25 % Zuschl. f. Fundamentmauerw. in Mk.	+ 35	— 45	"	— 6	— 28
2. Innere Längsmauern . . . . Δ in m²	+ 4,8	— 6,5	2. "	— 0,8	— 4,3
je 11,50 Mk. in Mk.	+ 55	— 75	"	— 9	— 50
3. Querwände . . . . . Δ in m²	— 8,0	+ 16,0	3. "	— 23,5	— 12,0
je 10,00 Mk. in Mk.	— 80	+ 160	"	— 235	— 120
4. Straßenlänge (Anmerkung) . . Δ in lfd. m	+ 0,25	— 0,31	4. —	—	— 0,21
je 330 Mk. in Mk.	+ 83	— 103	—	—	— 70
5. Deckenkonstruktion (Anmerkg.) Beiwert Δ	— 0,18	+ 0,39	5. —	—	+ 0,42
75 · 3,20 Mk. · Δ . . . . . Δ in Mk.	— 44	+ 92		—	+ 100
6. Toter Raum . . . . . Δ in m²	+ 0,55	— 0,85	6. Zwischenwände	— 2,50	— 0,60
je (3,15 hoch × 6,00) = 19,00 Mk. in Mk.	+ 10	— 16		— 48	— 12
			beim Treppenhaus [8 % — 5,6 %]	— 1,50	—
				— 28	—
7. Stahlgewicht . . . . . Δ in kg/60 m²	+ 280	— 166	7.	+ 200	— 165
Δ · 0,21 . . . . . in Mk.	+ 60	— 35		+ 42	— 35
vgl. Abb. 4a			8. Austeilung verschiedener stetiger Kosten (Anmerkung)	— 210	—
5a. A1 bis 8. Änderung der Herstellungskosten in Mk./60 m²	+ 257 Mk.	— 204 Mk.	(Staffel)	— 530 Mk.	— 87 Mk.
Desgl. in % (ungefähr)	2,6 %	— 2,0 %		— 5,3 %	— 0,9 %
			gegen den Ausgangsfall	(— 7,3 %)	(— 8,2 %)
B. Einbeziehung von Gebrauchswerteigenschaften.					
8. Kapitalisierter Heizaufwand . . Δa in m²	+ 8,6 + 110	— 11,3	unerheblich		— 7,0
Δa · 13 Mk. . . . . in Mk.		— 150	"		— 91
5a. A+B. Unterschied je 60 m²	367 Mk.	— 354 Mk.	wie oben (Staffel)	— 530 Mk.	— 178 Mk.
desgl.	3,7 %	— 3,0 %		— 5,3 %	— 1,8 %
			gegen Ausgangswert	— 8,8 %	— 10,6 %

Anmerkung zu 5. Der variable Kostenaufwand der Deckenkonstruktion (billigste Decke; Holzdecke, 0,045 m³ zu 70,00 Mk.) ist hier mit 3,20 Mk. pro m² angesetzt.

Anmerkung zu 8. Minderanfall an Treppe, Installation, Hausanschluß usw.; Verhältnis etwa $\frac{60}{87}$ gemäß Wohnfläche.

Die wichtigsten algebraischen Ansätze für die Feststellung der Kostenverschiedenheiten werden im folgenden wiedergegeben. Zum Teil sind sie aus dem früher Gesagten verständlich (Abschn. II u. III).

Angaben über Ausmaße a [Δ bedeutet Differenz gegen Ausführung mit 7,20 m lichte Tiefe]	Angaben über Preise
A. Herstellungskosten.	
1. Außenwandfläche $\Delta_1=65\ \text{m}^2\left[\frac{2/t'+2\,t/(8\cdot65)}{2/7{,}20+2\cdot7{,}20/(8\cdot65)}-1{,}00\right]$ 65,00 bedeutet lichte Stockwerksfläche	Annahme 16,00 Mk./m²
2. Innere Längswand $\Delta_2=30\ \text{m}^2\left[\frac{7{,}20}{t'}-1{,}00\right]$	" 11,50 Mk./m²
3. Querwände (kleinräumig) $\Delta_3=58\ \text{m}^2\left[\frac{t'}{7{,}20}-1{,}00\right]$	$\frac{8{,}0+12{,}0}{2}=10{,}00$ Mk./m²
Querwände (großräumige) um $\left(3\cdot9{,}20\cdot3{,}15\cdot\frac{6}{5}\right)\left(\frac{60}{87}-1\right)=23{,}5$ m²/60 m² weniger	
4. Variable Straßenlänge $\Delta_4=1{,}50\ \text{lfd. m}\left[\frac{7{,}20}{t'}-1{,}00\right]$	430 Mk./m. Davon proportionaler veränderlicher Teil 330 Mk./m²

Angaben über Ausmaße a [Δ bedeutet Differenz gegen Ausführung mit 7,20 m lichte Tiefe]	Angaben über Preise
5. Änderung des Konstruktionsaufwandes der Holzdecken für $60 \cdot \frac{5}{4} = 75$ m²; Beiwert: $\Delta_5 = \left\{\left(\frac{t'}{7{,}20}\right)^{1{,}33} - 1{,}00\right\}$	Balkenkosten allein 3,50 Mk./m²
6. Änderung der Mauerquerschnittsflächen (gemäß Tab. 1c) $\left\{\text{Längswände } 10{,}4\,\% \left[\frac{7{,}20}{t} - 1\right] + \text{Querwände } 3{,}6\,\% \left[\frac{t}{7{,}20} - 1\right] \frac{60 \text{ m}^2}{100}\right\}$ Beim Übergang zum Großräumigen $- 3{,}2\,\% \cdot \frac{60 \text{ m}^2}{100}$	19,00 Mk./m²
7. Gewicht ΔS der Stahlkonstruktion (nach Aufstellung IIId) $\Delta \hat{S} \cong 1080 \left[\left(\frac{7{,}20}{t'}\right)^2 - 1\right] + 270 \left[\left(\frac{t'}{7{,}20}\right)^2 - 1\right]$ kg/Geschoß [Beim Übergang vom kleinräumigen zum großräumigen Grundriß ($t' = 9{,}20$) mit relativ verminderter Stützenzahl + 300 kg/60 m²]	Preis 0,35 Mk. Abzuwandeln gegen Ausgangsfall nur ein Anteil $\Delta \hat{G}$ 0,21 Mk.
B. Gebrauchswerteigenschaften.	
Der kapitalisierte Wärmeverlust ω ändert sich mit den Außenwandflächen (vgl. Spalte 1, Δa) und beträgt $\Delta a \cdot k \cdot 11{,}50$ (vgl. S. 244).	11,50 Mk./Einheit k[1]) = 13,00 Mk. pro m².

[1]) k Durchgang pro m² [kcal/m² h° C] im Falle II gleich 1,12

Mit Hilfe der obigen Formeln sind in Tabelle 5 die wichtigsten Kostenänderungen für

$t' = 6{,}20$ } kleinräumig;
$t' = 9{,}20$ }
$t' = 9{,}20$ großräumig

berechnet — der graphischen Darstellung (Abb. 5) liegen weiter die Ergebnisse für 8,2 und 11,20 zugrunde.

Anmerkung über Erschließungsaufwand.

Der Erschließungsaufwand hängt wesentlich von der Straßenausstattung, von der Stockwerkzahl und — namentlich beim Zeilenbau — von der Ausnutzziffer ab. Es seien diesbezüglich unveränderte, vierstöckiger Bauweise entsprechende Verhältnisse vorausgesetzt.

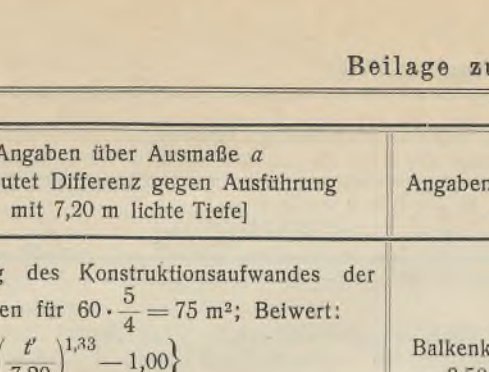


Abb. 5a. Staffelung der Kosten mit der Gebäudetiefe.

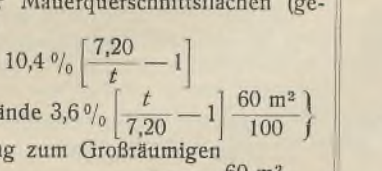


Abb. 5b. Staffelung der Kosten mit dem Stützenabstand.

Abb. 5a u. b. Prozentuale Abweichung der Baukosten vom Ausgangswert (175 Mk./m² oder 10 000 Mk./60 m² Wohnung.)

Für Herstellung der vierstöckig bebauten Straßen kann man inklusive Bodenkosten, Versorgungsleitungen und Anschlüsse rund 420 Mk./m² rechnen. Als proportional der Länge (Anschlüsse unverändert) sind aber nur 330 Mk./lfd. m angesetzt.

Die Ergebnisse sind in die graphische Darstellung 5 übernommen, und im Schlußwort näher erläutert.

IVb. Kostenauswirkung der Geschoßzahl.

Tabelle 6a. Kostenabweichungen Δ

gegenüber der Wohnung im vierstöckigen Gebäude.
Die Abweichungen Δ werden nach den folgenden Formeln und Preisvoraussetzungen entwickelt.
Die Preise verstehen sich je m² Wohnnutzfläche.

Abwandlungsformel	Preisvoraussetzungen	Quotient[1]) der Änderung $\frac{\Delta K}{\Delta n}$
Zahl der Geschosse $= n$.		
1. Stahlkonstruktion; Gewichtsänderung nach Kapitel III $\Delta \hat{S} = \left[0{,}019 \cdot n^2 + 1{,}36\, n + \frac{9{,}70}{n}\right] - 8{,}15$ kg/m² Wohnfläche	Preis 0,35 Mk./kg, davon proportional 0,30 Mk./kg	ca. $\left(0{,}40 - \frac{30}{n^2}\right)$
2. Austeilung des Aufwandes für das Dach und konstanter Kosten beim Keller. Beiwert $\Delta = \left(\frac{1}{n} - \frac{1}{4}\right)$	112 Mk./m²	$- \frac{112}{n^2}$ Mk.
3. Erschließung. Variabel sei die Straßenlänge $\frac{1{,}50}{60} = 0{,}025$ lfd. m/m² [2]) $\Delta = 0{,}025 \left[\frac{4}{n} - 1\right]$ lfd. m	Grundbetrag 430 Mk./m, davon proportional 330 Mk./m	$- \frac{33}{n^2}$
4. An überbauter Grundfläche — im Ausgangsfalle $\frac{1{,}25}{4}$ m² je m² $\Delta = 1{,}25 \left[\frac{1}{n} - \frac{1}{4}\right]$ m² je m² Wohnfläche bei gleicher Bauklasse.	Rohland, Klasse III A oder IV, 10 Mk./m² (s. Bemerkung)	$- \frac{12{,}5}{n^2}$

[1]) Der Quotient $\frac{\Delta K}{\Delta n}$, als Differential der Funktion Spalte 1 gebildet, gibt näherungsweise an, wieviel sich der Kostenbetrag bei Änderung um ein Stockwerk ändert.

[2]) 1,50 lfd. m variabler Anteil der Straßenlänge pro 60 m² Wohnung ist ein aus der Erschließungstechnik bekannter Satz.

Bemerkung zu Zeile 4. Die Fiktion eines von der Geschoßzahl unabhängigen Bodenpreises ist in Verbindung mit Voraussetzung unveränderter Bebauungsdichte [Ausnutz-Ziffer] als zulässig unterstellt.

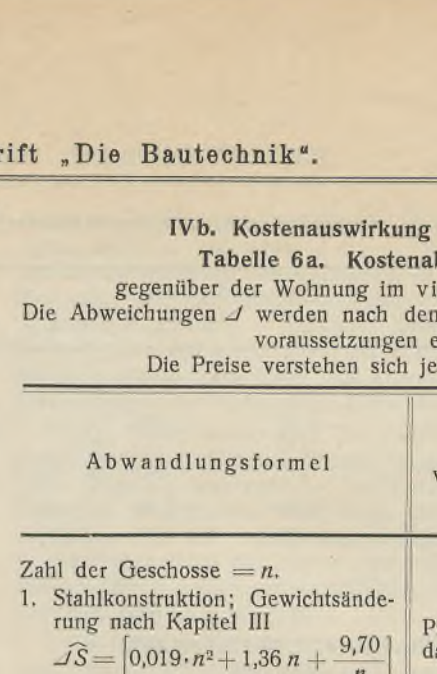


Abb. 6a. Herstellungskosten allein.

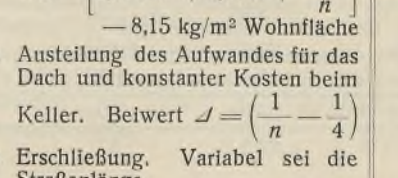


Abb. 6b. Nachtrag (Berichtigung) Minderung gemäß Zuweisung von Nebenräumen. Änderung des Heizbedarfs.

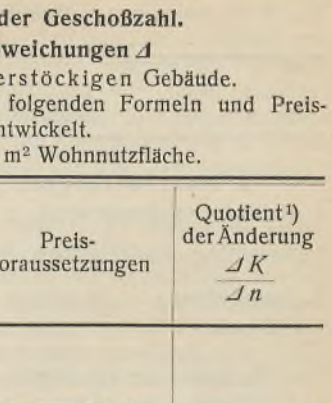


Abb. 6c. Berücksichtigung verschiedener Außenwandausfachungen. Fall I bis III Preis gleich, Wärmeschutz verschieden. Fall II u. II' Preisunterschied gegenüber der Ziegeltragwand verschieden.

Abb. 6a bis c. Staffelung der Kosten mit der Stockwerkszahl.

Tabelle 6. Kostenänderung mit der Stockwerkzahl in bezug auf das vierstöckige Gebäude.
(Voraussetzungen s. Tabellen 5 u. 6a.)

Stockwerkzahl	Flach und Mittel 2	Flach und Mittel 3	4	Hochhäuser 6	Hochhäuser 8	Hochhäuser 10	Hochhäuser 12
A. Maßänderungen.							
1. Stahlkonstruktionsgewicht . . .	— 0,50	— 0,65	0	+ 2,33	+ 4,8	+ 7,7	+ 11,7 kg/m²
2. Austeilung: Keller u. Dach. Faktor	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{12}$	0	$-\frac{1}{12}$	$-\frac{1}{8}$	$-\frac{3}{20}$	$-\frac{1}{6}$
3. Erschließung	+ 2,50	+ 0,83		— 0,83	— 1,25	— 1,50	— 1,67 lfd. m/100 m² Wohnfl.
4. Rohland	+ 0,31	+ 0,11		— 0,11	— 0,16	— 0,19	— 0,21 m²/m Wohnfl.
B. Kostenänderungen.							
1. Stahlkonstruktion (0,30)	— 0,15	— 0,19		+ 0,70	+ 1,45	+ 2,31	+ 3,51 Mk./m²
2. Austeilung: Keller u. Dach (112) .	+ 28,00	+ 9,30		— 9,30	— 14,00	— 16,80	— 18,60 „
3. Erschließung $\frac{330}{100}$	+ 8,30	+ 2,80		— 2,80	— 4,20	— 5,00	— 5,50 „
(Teilsumme) in % von 175 Mk. .	+ 20 %	+ 6,8 %		— 6,5 %	— 9,5 %	— 11,2 %	— 11,8 %
4. Rohland (10,00)	+ 3,10	+ 1,10		— 1,10	— 1,60	— 1,90	— 2,10 Mk./m²
Summe B	+ 39,35	+ 13,00		— 12,50	— 18,35	— 21,40	— 22,70 Mk./m²
Summe B in % von 175	+ **22,5** %	+ **7,5** %		— **7,15** %	— **10,5** %	— **12,2** %	— **13** % des Herstellungswertes
C. Gebrauchswertänderungen.							
5. Wärme[1]) $3\,\% \left[\frac{4}{n} - 1\right]$	+ 3 %	+ 1 %		— 1 %	— 1,5 %	— 1,8 %	— 2 % } annähernd Ausgleich!
6. Zubehör $-3{,}5\,\% \left[\frac{4}{n} - 1\right]$ . . .	— 3,5	— 1,16		+ 1,16	+ 1,75	+ 2,10	+ 2,33 }
7. Zugänglichkeit[2])	Bewertung noch strittig.						

[1]) Beim vierstöckigen Bau entfallen vom kapitalisierten Wärmeverlust (2000 Mk.) etwa 300 Mk. = 3 % des Bauwertes auf Durchgang durch Keller und Dach.

[2]) Es ist Aufzug vorausgesetzt — um aber mehr als zwei Wohnungen anzuschließen, muß ein Teil mit Laubenzugang bzw. „nicht durchlüftbar" hergestellt werden.

Schluß und Zusammenfassung.

In Kostenfragen wird man im Einzelfall immer wieder Vergleichsrechnungen anstellen — diese lassen sich aber mit obigem wesentlich vereinfachen.

Um die im Wohnungsbau praktisch in Frage stehenden Fälle zu beleuchten, genügt es, zunächst eine normale Skelettbauwohnung (60 m², vierstöckig usw.) durchzurechnen und dann die Auswirkungen aus Abwandlung von Lasten, Wandstärken, Stockwerkzahl, Haustiefe und Raumgröße durch Kostenstaffeln darzustellen. Am bequemsten sind hierfür Schaulinien; zur Würdigung örtlicher Preisverhältnisse kann man auf Tabellen und Formeln zurückgreifen.

Ergebnisse aus Kapitel II.

Der objektiv begründete Kostenabstand zwischen Skelettbau und Ziegelbau errechnet sich mit den im Falle II der Tabelle 2 vorausgesetzten Preisen gemäß folgender Übersicht. Die Angaben verstehen sich in Prozenten der Herstellungskosten von 10 000 Mk./60 m² Wohnung; das Minuszeichen bedeutet Einsparung.

	Herstellungskosten im Vergleich mit Massivbau gleicher Stockzahl	Kosten inkl. Wärmeschutzbewertung usw.
Beim vierstöckigen Bau . .	— **1,4** %	— **2,3** %
„ dreistöckigen „ . .	etwa 0,0	— 0,9 %
„ sechsstöckigen „ . .	„ — 4,8 %	— 5,3 %

Anmerkung: Beim zweistöckigen Bau ist die Konkurrenzfähigkeit nicht generell nachweisbar — sie ist aber bei Spezialkonstruktionen wie normalisiertem Rahmenbau usw. nicht ausgeschlossen.

Die Kosten des Stahlskeletts betragen im vierstöckigen Bau:

	In Prozenten der reinen Baukosten	In Prozenten der Gestehungskosten
1. Ausschl. Deckenträger (also bei Holzdecken) 33 kg/m² = 11,60 Mk./m² Wohnfläche.	8 %	6,6 %
2. Einschl. Deckenträger 49 kg/m² = 17,00 Mk./m²	12 %	10,0 %

Zu diesen Mehrausgaben — Merkzahl 8 % — kommt unter Umständen noch besonderer Rostschutz. (Alles das muß ausgeglichen werden durch Ersparnis an anderen Positionen.) 33 kg/m² Wohnfläche machen 33/1,30 oder 25,5 kg/m² brutto Stockwerkfläche aus.

Man kann sich die Sätze auch wie folgt merken:

	Je m³ umbauten Raumes (aufgehend)	Je m² tragender Längswand
Ohne Deckenträger (Holzdecken) .	8,60 kg/m³ = 3,00 Mk./m³	etwa 16,5 kg/m² = 5,80 Mk./m [2])
Einschl. Deckenträger aus I Profil	etwa 12,80 kg/m³ = 4,50 Mk./m [1])	—

[1]) Den Satz von 12,8 (rd. 13) kg für vierstöckige Wohngebäude kann man mit dem mitunter zitierten Satz von 25 bis 30 kg/m³ für Geschäftshäuser usw. vergleichen — Spannweite, Geschoßzahl, Belastung führen dort also zur Verdoppelung.

[2]) Den Satz von 5,80 Mk./m² kann man mit den Kosten der Ausfachung zu einem Gesamtpreis je m² verbinden, z. B. (5,80 + 16,00) = 21,80 Mk./m².

Die obigen Übersichten zeigen, daß die Kosten des Skeletts in Höhe von etwa 7 % und die Mehrungen oder Minderungen an diesem Satz weniger ausschlaggebend sind als Auswahl und Preis der Ausfachung. Vergrößert sich der Abstand zwischen dem Preis der gewählten Außenwand und dem Preis eines Ziegelmauerwerks von 42 cm mittlerer Stärke von 4,00 Mk. auf 8,00 Mk. pro m², was praktisch häufig vorkommen wird, so erhöht sich der Vorsprung des Skeletts um etwa 4 × 0,5 % gleich 2 %; wenn bei den Innenwänden entsprechende Preisdifferenzen vorliegen, um 3 bis 4 %.

Dabei wird man aber vielfach noch eine Verbesserung des Wärmeschutzes erzielen — denn aus zwei Gründen ist es nicht ratsam, die Leichtwände so schwach zu bemessen, daß ihr Wärmeschutz nur dem der 38er (bzw. 42er) Ziegelwand entspricht: mit Rücksicht auf die Überdeckung der Stützen (I P 12) ist es nicht gut möglich, die Wände schwächer als 18 cm anzunehmen, außerdem liegt das Optimum [unter gleichzeitiger Berücksichtigung von Herstellungskosten und Heizungsaufwand] für Leichtmaterial in der Regel bei Stärken von mehr als 20 cm. [Vgl. „Wärmewirtschaftliche Bewertung und Bemessung", Gesund.-Ing. 1929, Heft 13 bis 15]. Den kapitalisierten Wärmeverlust pro Einheit der Durchgangszahl h (kcal/h ° C) nehme man mit 11,50 Mk. an.

Die Entscheidung darüber, ob der Skelettbau billig oder teuer wird, liegt also weniger beim Stahlkonstrukteur als beim Planfertiger und beim Hersteller der Ausfachung.

Aus Abschnitt III.

Um den Einfluß von Entwurfsänderungen auf das Stahlgewicht zu verfolgen, kann man sich folgender. zunächst für die Einzelteile gültiger Beziehungen bedienen.

Das Gewicht eines Trägers wächst näherungsweise mit der $^2/_3$-Potenz der Last bzw. mit der $^5/_4$-Potenz der Stützweite. Bei kleineren Änderungen kommen auf je 3 % Laständerung etwa 2 % Gewichtsänderung; auf 4 % Stützweitenänderung 5 % Gewichtsänderung.

Bei Stützen von Geschoßhöhe (3,15 m) ändert sich mit 1 t Last das Stützengewicht um 1,90 kg; bei n Stockwerken steigert sich das Durchschnittsgewicht um das $^n/_2$fache dieses Betrages.

Bei unveränderter Last, aber weitergehender Unterteilung steigt der Stahlaufwand um 32 kg pro Geschoß für jede Stütze mehr.

Die Gebäudetiefe, praktisch im Zusammenhang mit der mittleren Raumgröße stehend, hat auch einen gewissen Einfluß auf das Stahlgewicht — insbesondere weil sich bei gleicher Stützenzahl (z. B. 7,5 Stützen je 60 m²) der Stützenabstand ändert. Diese Änderungen — nach Abb. 5a bis zu etwa 12 % des Gewichts — treten in ihrer Bedeutung jedoch zurück gegenüber den sonstigen Kostenauswirkungen der Gebäudetiefe.

Mit der Stockwerkzahl wächst der relative Stahlaufwand, und zwar ebenfalls gesetzmäßig, also nach einer algebraischen Formel. Bei 12 Geschossen beträgt der Stahlaufwand (ohne Deckenträger) 44,7 kg/m² gegenüber 33 kg/m² beim vierstöckigen Bau, also $^1/_3$ mehr. Auch hier spielt diese Mehrung — etwa 3,50 Mk./m² — eine geringe Rolle gegenüber den Kostenauswirkungen bei den übrigen Positionen.

Aus Abschnitt IV.

Die Feststellungen über das Konstruktionsgewicht kann man nur in Verbindung mit der sonstigen kostenmäßigen Auswirkung von Tiefen- und Stockwerkfestsetzung auf die Kosten würdigen.

Gebäudetiefe.

Bei unveränderter Zahl und Größe der Räume ändern sich die Kosten gegenüber einer Ausführung mit 7,2 m lichter Tiefe um $\begin{Bmatrix}+\,2{,}6\,\%\\-\,2{,}0\,\%\end{Bmatrix}$ bei einer Tiefenänderung von $\begin{Bmatrix}-\,1{,}00\ \mathrm{m}\\+\,2{,}00\ \mathrm{m}\end{Bmatrix}$ d. h. bei $\begin{Bmatrix}6{,}20\ \mathrm{m}\\9{,}20\ \mathrm{m}\end{Bmatrix}$ lichter Tiefe. Zieht man noch den Wärmeverlust in Betracht, so betragen die Sätze sogar $\begin{Bmatrix}+\,3{,}7\,\%\\-\,3{,}5\,\%\end{Bmatrix}$. Je mehr man aber von diesen erheblichen Ersparnismöglichkeiten [— 3,5 %] Gebrauch macht, desto geringer wird anderseits der Gebrauchswert der Grundrisse. (Beurteilung ist zum Teil Ermessenssache — beachtlich sind hier die Untersuchungen von A. Klein.)

Übergang zur großräumigen Wohnung — etwa 3 Räume + Küche je 87 m² — ergibt, gleiche lichte Tiefe von etwa 9 m vorausgesetzt, eine Kostenminderung von (—) 5,3 %; dies infolge relativ geringerer Zuteilung von Quermauern, Treppe und Installation je Flächeneinheit. Die Kostenabweichungen von gleichen Wohnungen verschiedener Tiefe t' kann man nach folgender Formel schätzen:

$$8\,\%\left[\frac{7{,}20}{t'}-1\right] \quad \text{bzw.} \quad 8\,\%\left[\frac{t_0'}{t'}-1\right].$$

Bei Einbeziehung des Wärmeverlustes steigern sich diese Abweichungen auf das anderthalbfache.

Stockwerkzahl.

Die Untersuchungen über Auswirkung der Stockwerkzahl ergab unter anderem

Stockzahl	12 Stock	4 (Vergleichsfall)	3 Stock
Abweichung der Herstellungskosten	—11,8 %	± 0 %	+ 6,8 %
Abweichung, Bodenankauf einbezogen	—13,0 %	± 0 %	+ 7,5 %

Der Bodenpreis — 10 Mk./m² Rohland — gelte hier als unabhängig von der Stockzahl, weil unveränderte Ausnutzziffer — etwa 12 bis 16 Zehntel — vorausgesetzt ist [etwa Klasse III oder IV der Berliner Bauordnung].

Auch in der Stockwerkfrage ist Kostenersparnis gegen Gebrauchswertänderung abzuwägen. Gewürdigt sind zunächst Beheizbarkeit und Anfall an Zubehörräumen. Vorteile und Nachteile aus diesen Einflüssen heben sich auf (vgl. Ztrlbl. d. Bauv. 1930, Heft 50; Zahlenbeispiele zur Wirtschaftsforschung), der Verlauf ist in Abb. 6b dargestellt. Nur nach Ermessen läßt sich die Gebrauchswertminderung sehr hoch gelegener Wohnungen schätzen — es wird zwar Fahrstuhl vorausgesetzt, dafür zwingt aber die Notwendigkeit, mehr als zwei Kleinwohnungen an einem Aufgang zusammenzufassen, zur Anordnung der zur Zeit umstrittenen Laubengang- oder Mehrspänner-Grundrisse.

Zum Schluß wurde noch der Vergleichbarkeit der Bauweisen halber die entsprechende Kostenstaffelung für zwei- bis fünfstöckige Wohnungen beim Ziegelbau untersucht — das Ergebnis ist der Kürze halber nur als Schaulinie beigegeben. Man kann die beiden Kurven — Skelettbau, Ziegelbau — in die richtige Lage bringen, wenn erst die Preisdifferenz örtlich bestimmt ist (vgl. Tab. 2 Fall II Skelettbau vierstöckig, (—) 1,4 % billiger bzw. (—) 2,3 % wirtschaftlicher), im Falle des behandelten Durchschnittes Abb. 6a u. 6c.

Gültigkeitsbereich. Die Abweichungen der Kosten vom Normalfall sind immer partiell, also unter im übrigen gleichen Umständen angegeben worden. In dem praktisch in Betracht kommenden Bereich steht nichts entgegen, diese Kostenänderungen übereinanderzusichten. Man wird die Berichtigungsfaktoren miteinander multiplizieren, oder bei geringeren Abweichungen einfach die Prozentsätze bzw. die Beträge je 60 m² zueinander addieren.

Worin liegt nun der Wert solcher Feststellungen? Seit Jahren verlangt man von der Bauwirtschaft eine Beschleunigung der Rationalisierung. Der Fortschritt erfolgt, indem einzelne Planfertiger und Unternehmer Neuerungen wagen, über deren weitere Verbreitung entscheiden Erfolg und Mißerfolg. Die offizielle Bauwirtschaftsforschung hat bisher mangels exakter Behandlung der Kostenfragen auf das wirtschaftliche Geschehen kaum einen Einfluß ausgeübt. Unbeschadet kritischer Würdigung der örtlichen und sonstigen Verschiedenheiten wird aber die Wirtschaftsforschung von der Problematik zu quantitativen Urteilen fortschreiten müssen, wenn sie von der Praxis Beachtung erwartet. Hierzu will die obige Untersuchung einiges beitragen.

Es zeigte sich, daß die Durchführung der Untersuchung nur mit einem gewissen Aufwand von Formeln und Tabellen möglich war; das Studium derartigen Materials wird der durch die Praxis in Anspruch genommene Architekt im allgemeinen ablehnen. Dennoch kann er sich zur Ersparung überflüssiger Vergleichsentwürfe die wichtigsten Erfahrungswerte und die Schaulinien mit den Kostenstaffelungen zunutze machen. Die Meinungsbildung über die angegebenen Werte bzw. deren Berichtigung könnte dann in dem kleineren Kreis interessierter Ingenieurarchitekten vor sich gehen.

Auf der anderen Seite sollen die Angaben über Grundriß-, Ausfachungs- und Wärmefragen sowie deren Kostenauswirkung dem Spezialisten der Stahlkonstruktion die Zusammenarbeit mit dem Architekten erleichtern.

Ausblicke. Es ist nicht zu bestreiten, daß eine Ausdehnung der Skelettbauweise auf Kosten der Massivbauweise geht, selbst wenn sich diese zum Teil auf Spezialerzeugnisse umstellt. Bei der Wahl zwischen Massivbau und Skelettbau werden die jeweiligen Preisdifferenzen ins Gewicht fallen — diese werden sich aber allmählich verschieben. Der Arbeitsverbilligung in Werkstatt und Montage steht bei den neueren Materialien noch ein größerer Spielraum offen als bei der ausgereiften Technik des Massivbaues. Letzterer hat vielleicht durch Senkung überzogener Akkordlöhne, in manchen Bezirken vielleicht auch durch Preisabbau die Möglichkeit, seine Konkurrenzlage zu verbessern. Fehlschläge durch zu sparsam bemessene Ausfachungen, ferner gelegentliches Sichtbarwerden von Schwindrissen bei Großplatten- oder Leichtbetonausführungen haben die Entwicklung der Stahlskelettbauweise verzögert. Inzwischen hat die Leichtbetonindustrie in der Beseitigung solcher Fehler große Fortschritte gemacht, was sich teilweise schon recht günstig für die Skelettbauweise auswirkt.

Welches Tempo der Entwicklung im Hinblick auf die Entwertung der schwächeren, aber noch nicht abgeschriebenen Mauersteinfabriken volkswirtschaftlich das Richtige wäre, steht dahin; soviel aber scheint sicher, daß das heutige in der Tradition und im Finanzierungssystem begründete Tempo [Beleihung nach dem umbauten Raum statt nach Nutzfläche] zu langsam ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Schweißung im Stahlbau.

Gelegentlich der Versammlung der amerikanischen Schweißgesellschaft in Chikago veröffentlicht die Zeitschrift Engineering News-Record vom 18. September 1930 eine Reihe von Aufsätzen, welche die Fortschritte auf dem Gebiet der Schweißung und auch ihre Anwendung auf einige größere Bauten beschreiben. Obgleich die Ausführungen der amerikanischen Verfasser nicht kritiklos hingenommen werden können, ja in manchen Punkten sogar zum Widerspruch herausfordern, dürfte in Anbetracht der wachsenden Bedeutung der Schweißung im Stahlbau eine kurze Wiedergabe auch für den deutschen Ingenieur von Interesse sein.

Während die ersten geschweißten Stahlbauten in den Vereinigten Staaten von Industriekreisen, welche an der Anwendung des Schweißverfahrens interessiert sind, veranlaßt wurden, ließen neuerdings auch einige andere Gesellschaften, welche an der Verbreitung des Schweißverfahrens nicht interessiert sind, verschiedene Neubauten, Hotels, Kraftwerke und Geschäftshäuser in geschweißter Ausführung errichten.

Bei einem 19stöckigen Geschäftshaus der Dallas Power & Light Comp. in Dallas, Tex., von 75 m Höhe und 30,5 × 30,5 m² Grundfläche sind fast alle Verbindungen des Stahlskeletts verschweißt worden. Der Stützenabstand beträgt etwa 7,6 m in beiden Richtungen. In den Außenwänden sind zwischen je zwei Hauptstützen noch zwei Zwischenstützen angeordnet, welche während der Aufstellung in jedem zweiten Geschoß mittels behelfsmäßiger Winkelverbände dicht über den Decken gegen die Innenstützen abgesteift waren. Die Außenwandträger (zugleich Deckenträger) sind an den inneren Flanschen der aus einfachen I-Querschnitten bestehenden Stützen angeschlossen. Zur Abfangung der außerhalb der Stützen liegenden Abschlußwände sind in 1,8 m Abstand Konsolen aus kupierten I-Profilen an die Träger geschweißt. Auf den Konsolen liegen 9,5 mm dicke Platten zur unmittelbaren Unterstützung des Mauerwerks. Abgesehen von der unzureichenden Unterstützung dieser Wände durch die dünnen Platten erhalten die Außenwandträger mithin bedeutende Torsionsmomente. Bemerkenswert ist, daß drei große Blechträger, abweichend von allen anderen Verbindungen, nicht geschweißt, sondern genietet wurden, wahrscheinlich weil sich konstruktive Schwierigkeiten bei ihrer Durchbildung ergaben. Beim Entwurf wurde allgemein darauf geachtet, daß die Schweißarbeiten möglichst weitgehend in der Werkstatt ausgeführt werden konnten und daß Überkopfschweißungen vermieden wurden. Bei der Aufstellung wurden die Träger und Stützen zunächst durch Bolzen verbunden und mittels Drahtseile abgespannt. Dadurch wurden die Aufstellungsarbeiten unabhängig von den Schweißern, welche in Abständen von höchstens sechs Stockwerken mit ihren Arbeiten folgten. Das Gebäude soll große Steifigkeit gegen waagerechte Kräfte und Erschütterungen aufweisen.

Bei einem Erweiterungsbau des Gerichtsgebäudes von Montgomery County wurden die auf der Baustelle ausgeführten Schweißarbeiten durch einen Zivilingenieur überwacht. Bevor die Schweißer zu der Arbeit zugelassen wurden, mußten sie unter Verwendung ummantelter Schweißdrähte einige Überlappungschweißungen in bestimmten Abmessungen ausführen. Die Bruchflächen der mittels Keile auseinander gerissenen Schweißnähte mußten mäßigen Glanz und dichtes gleichmäßiges kristallinisches oder faseriges Gefüge zeigen. Außerdem wurde gute Einbrandtiefe und gute Ausfüllung der Schweißkehlen bis zur Innenspitze verlangt. Auch während der Bauarbeiten mußte jeder Schweißer noch drei Proben anfertigen, welche jeweils aus einem durch beiderseitige Laschen gedeckten einfachen Plattenstoß bestanden. Jeder Schweißer mußte ferner dem überwachenden Ingenieur täglich schriftlich berichten über die Art seiner Arbeit, über die von ihm hergestellten Schweißungen und die Gesamtlänge der vollendeten Schweißnähte. Dadurch konnte jeder Arbeiter für etwaige später festgestellte Mängel verantwortlich gemacht werden. Aus den Berichten ergibt sich, daß für eine Tonne Stahlkonstruktion etwa 0,68 m Schweißnaht erforderlich war und daß die durchschnittliche Stundenleistung 1,12 m Schweißnaht von 9,5 mm Stärke betrug.

Bei dem Entwurf des Dienstgebäudes für die New York Power & Light Corp. in Albany sollte eine brauchbare Methode (a rational method) für die Berechnung geschweißter Trägeranschlüsse an Stützen gegeben werden. Der Verfasser behandelt den Fall, daß ein Träger mittels eines Konsolstützwinkels an eine Stütze angeschlossen wird. Neben der Querkraft (übliche Berechnungsweise) sollte hier auch das Anschlußmoment mit berücksichtigt werden. Unter der Annahme einer

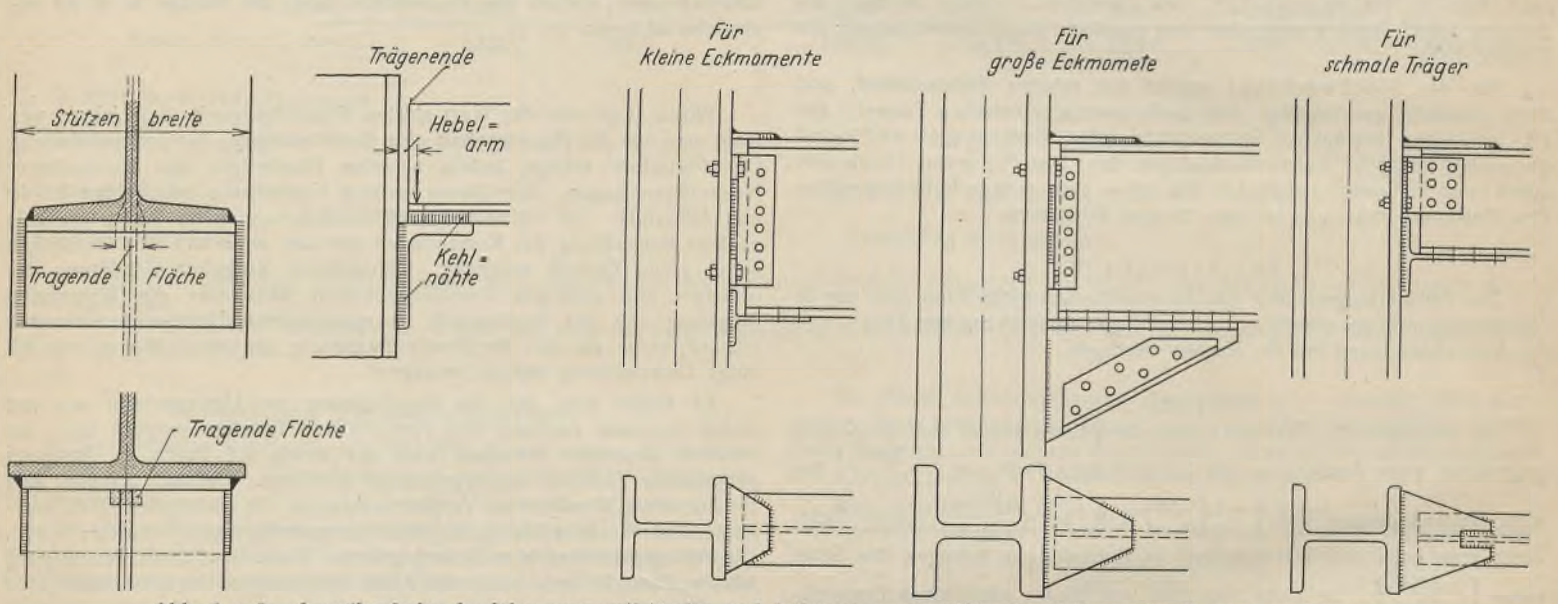


Abb. 1 u. 2. Amerikanische Ausführungen vollständig und teilweise geschweißter Anschlüsse von Trägern an Stützen.

höchstzulässigen Pressung zwischen Träger und Konsolwinkel wird der Auflagerdruck durch ein Rechteck übertragen, dessen Länge (in Richtung des Trägers) sich nach Bestimmung der Übertragungsbreite (gleich Trägerstegdicke + Trägerflanschdicke) ermitteln läßt. Der Abstand der Mitte dieses Rechtecks von der Vorderfläche der Stütze ergibt den Hebelarm des Anschlußmomentes, aus welchem die Beanspruchung unter Annahme eines geradlinigen Spannungsverlaufs längs der Schweißnaht des Stützwinkels ermittelt wird (Abb. 1). Zum Schluß werden die Spannungen der Schweißnaht infolge Anschlußmoment und Querkraft zu einer resultierenden zusammengesetzt. Wenn diese Art der Berechnung vor der reinen „Querkraftmethode" auch den Vorzug hat, daß sie sich mehr auf der sicheren Seite bewegt, so können aber die grundlegenden Annahmen nur als höchst willkürlich bezeichnet werden. Befriedigt schon die Ermittlung des Hebelarmes für das Anschlußmoment auf Grund einer angenommenen Pressung und einer ganz willkürlich angenommenen Verteilungsbreite wenig, so gilt dies erst recht von der Annahme einer geradlinigen Spannungsverteilung längs der senkrechten Kehlnähte des Stützwinkels. In Wirklichkeit wird der senkrechte Schenkel dieses Winkels erhebliche Verbiegungen erleiden, und die Zugspannung am oberen Ende der Nähte dürfte erheblich größer werden, als diese Rechnung ergibt. Der Verfasser läßt z. B. die waagerechten Anschlüsse des Trägers, welche zur Aufnahme der Anschlußmomente weit besser geeignet sind, vollständig außer Betracht. Im übrigen ist ein Trägeranschluß mittels eines einfachen Stützwinkels wohl durchaus zu verwerfen und dürfte auch in den Vereinigten Staaten nur bei ganz schwach belasteten Trägern vorkommen, und die bei diesem Bau angewendete Berechnung ist bei den üblichen zugfesten Anschlüssen von Steg oder Flansch der Träger an sich gegenstandslos.

Mr. E. N. Adams beschreibt die Verschweißung eines aus Stahlplatten bestehenden Fußbodens einer Autogarage in Pittsfield von 790 m² Größe. Der Fußboden besteht aus 6,4 mm dicken Blechen, welche in Abständen von 0,61 m durch 6,1 m weit gespannte Träger von 127 mm Höhe unter-

stützt sind. Die Unterzüge liegen mit diesen Trägern in gleicher Höhe. Die Platten wurden in Rechteckform von 0,6 × 6,1 m Größe geliefert und so verlegt, daß sich ihre Stöße jeweils auf den Trägermitten befinden und Schweißfugen von 6,35 mm frei bleiben. In etwa 0,6 m großen Abständen wurden nun zunächst Heftschweißen von 20 bis 25 mm Länge angebracht, wobei jeweils von den Plattenmitten nach den Enden hin gearbeitet wurde. Die endgültige Schweißung erfolgte dann durch automatische Schweißmaschinen mit 150 bis 300 mm minutlicher Arbeitsgeschwindigkeit. Da sich hierbei viele Heftschweißen wieder lösten, wurde deren Abstand später auf 0,45 m vermindert. Einige Schwierigkeiten entstanden auch dort, wo die Schweißfuge weniger als 6,4 mm betrug. Vorläufig bleibt der Fußboden ohne jede Schutzdecke. Sollte herabtropfendes Öl später Schlüpfrigkeit verursachen, so ist eine dünne Asphaltschicht vorgesehen. Auch die Unterseite der Konstruktion erhielt keinen Feuerschutz, da eine automatische Feuerlöscheinrichtung vorhanden ist. Diese Arbeitsweise scheint für die vielfach ausgeführten, aus Stahlblech bestehenden Arbeitsbühnen recht wirtschaftlich zu sein, da sie umfangreiche Bohr- und Nietarbeiten erspart. Allerdings dürfte die Verwendung automatischer Schweißmaschinen Voraussetzung für die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens sein. (Ähnliche Ausführung für Wohndecken siehe „Der Stahlbau", Heft 1, 1930.)

Bei dem Stahlskelett eines 14stöckigen neuen Geschäftshauses der Edison Electric Illumination Comp. in Boston wurden alle in der Werkstatt hergestellten Verbindungen genietet und nur alle Baustellenverbindungen geschweißt. Diese eigenartige Arbeitsweise wird damit begründet, daß nur wenig Werkstätten für Schweißarbeiten größeren Umfangs eingerichtet sind, und daß allen Unternehmungen Gelegenheit gegeben werden sollte, sich um die Lieferung dieser Stahlkonstruktion zu bewerben. Als Vorteile für die Baustellenschweißung werden angeführt die erhebliche Geräuschmilderung, die Verminderung der Unfallgefahr durch herabfallende Niete und Bolzen und die Verminderung der Feuersgefahr durch warme Niete, ferner Verkleinerung der Eckbleche für die Windaussteifung, Vereinfachung der Arbeitsgerüste und die Erleichterung nachträglicher Änderungen während der Bauausführung. Der letztgenannte Vorteil kann sich aber unseres Erachtens nur auf Teile beziehen, die noch nicht durch Schweißung verbunden sind.

Abb. 2 zeigt einige Anschlüsse von Trägern an Stützen. Der Auflagerdruck wird in üblicher Weise durch Stegwinkel aufgenommen, während die Eckmomente durch aufgeschweißte Verbindungsplatten am oberen Flansch und durch kupierte I-Stücke am unteren Flansch aufgenommen werden. Bei schmalen Trägern wurde die für den Anschluß der oberen Platten erforderliche Länge der Schweißnähte durch besondere Schlitze erreicht, so daß Überkopfschweißungen vermieden wurden. Auch die Einzelheiten dieser Konstruktion können wohl nicht als vorbildlich angesehen werden. Insbesondere ist eine gleichmäßige Beanspruchung der Schweiße im Anschluß der oberen Platte infolge der Querverbiegung der Stützenflansche nicht zu erwarten. Außerdem scheint die untere konsolartige Eckversteifung mit den großen Versteifungswinkeln, den ungünstigen Zuschnitten und den vielen Nieten nicht sachgemäß durchgebildet.

Auch bei diesem Bau mußten die Schweißer vor Beginn der Arbeit durch einige Probearbeiten ihr Können beweisen. Diese Proben bestanden aus zwei Überlappungsschweißungen, zwei Stumpfschweißungen und zwei Laschenstoßschweißungen, von welchen je eine waagerechte und senkrechte hergestellt wurde. Die Überlappungsschweißungen wurden zwecks Nachprüfung der Einbrandtiefe und der Beschaffenheit der Schweiße auseinandergebrochen. Aus den Stumpfschweißungen wurden rechtwinklig zur Schweißnaht Probestücke herausgeschnitten, deren Festigkeit durch Zugversuche nachgeprüft wurde. Die Laschenverbindungen wurden im ganzen geprüft. Die Ergebnisse der Probearbeiten sollen durchweg gut gewesen sein. Auch während der Arbeit mußte jeder Schweißer eine Überlappungsschweißung als Probe anfertigen. Außerdem hatte der Oberschweißer täglich über die Länge und Stärke der an jedem einzelnen Anschluß hergestellten Schweißnähte zu berichten und anzugeben, von welchen Schweißern die Arbeiten jeweils ausgeführt waren. Die Güte der Schweißung wurde dann nur noch nach dem äußeren Befund festgestellt.

In einem abschließenden sechsten Aufsatz werden einige von Professor Mc. Kibben aufgestellte Regeln wiedergegeben, welche jeder Schweißfachmann kennen soll. Hier seien nur die wichtigsten angeführt:

Die Elektrode oder der Schweißdraht soll die gleiche Zusammensetzung aufweisen wie die zu verschweißenden Stahlteile und im allgemeinen 300 bis 450 mm lang und 3,2 bis 6,4 mm dick sein.

Die zu verschweißenden Stahlteile sollen frei von Fremdstoffen, namentlich von Rost, Schmutz und Farbe sein. Höchstens ist ein dünner Leinölanstrich zulässig.

Für die Schweißung von Stahlkonstruktionen wird fast ausschließlich Gleichstrom verwendet.

Je kürzer der Lichtbogen ist, desto besser wird die Schweißnaht hinsichtlich Einbrandtiefe, Reinheit und Verschmelzung.

Die Leistung der Stromerzeuger (Schweißmaschine) muß auf einen bestimmten Betrag begrenzt werden können.

Je dicker die zu verschweißenden Stahlteile sind, desto größer muß die Stromstärke werden.

Jede Schweiße soll von dem ausführenden Arbeiter mit seinem Arbeitszeichen versehen werden.

Vor Beginn der Arbeit sollen die Schweißer eine Eignungsprüfung und auch während der Arbeit zusätzliche Prüfungen ablegen.

Die Schweißarbeiten müssen ständig beaufsichtigt werden, damit der Schweißer einen gleichmäßigen Lichtbogen und richtige Stromstärke innehält. Auch die fertigen Schweißnähte müssen untersucht werden. Sie müssen frei von porösen Stellen sein und gute Verschmelzung mit dem angeschlossenen Teilstück zeigen, was an den Nahtenden (Kratern) festgestellt werden kann.

Die beanstandeten Schweißnähte müssen herausgemeißelt und neu hergestellt werden. A. Schultz, Breslau.

Verschiedenes.

Nichtrostende und schwerrostende Stähle für den Stahlbau. Die Herstellung von Stählen mit mehr oder weniger großer Widerstandsfähigkeit gegen Rostangriff gelang erst vor verhältnismäßig kurzer Zeit, obwohl schon sehr früh Forschungsarbeiten in dieser Richtung ausgeführt wurden. Bereits im Jahre 1820 wurde von Faraday und Stoddard der Versuch unternommen, einen rostsicheren Stahl herzustellen, der jedoch mißlang. Der von ihnen herausgebrachte Chromstahl hat kaum Anwendung gefunden. Im Jahre 1872 wandten sich dann Woods und Clarje der Frage der nichtrostenden Stähle zu und versuchten ebenfalls, mit einer Chrom-Eisen-Legierung das gesteckte Ziel zu erreichen. Die von ihnen untersuchten Legierungen hatten einen Chromgehalt von 4,5 bis 32% und wiesen 0,6 bis 0,7% C auf. Hinsichtlich der Korrosionsbeständigkeit werden diese Stähle den anderen Stählen wohl nicht viel überlegen gewesen sein, da die beiden Forscher mit ihrem Patentanspruch abgewiesen wurden. Von den weiteren diesbezüglichen Arbeiten sei an die von Dumas, Guillet, Friend, Bentley und West erinnert, bei denen Chrom-, Nickel- und Chrom-Nickel-Stähle eine Rolle spielten, und man fand, daß diese dem Rost einen größeren Widerstand entgegensetzten. Befriedigend war das Ergebnis jedoch noch nicht. Noch im Jahre 1912 glaubte man nicht daran, daß es überhaupt gelingen würde, Eisenlegierungen herzustellen, die ohne Schutzanstrich in Berührung mit Wasser rostfrei bleiben. Hadfield machte dann im Jahre 1916 auf den Einfluß des Chroms und des Kohlenstoffs auf die Korrosionsbeständigkeit erneut aufmerksam, und zwar auf Grund der Feststellung, daß Stahlproben mit etwa 0,6% C und 10 bis 12% Cr nach zwanzigjähriger Lagerung in Luft praktisch rostfrei geblieben waren. Er wies ferner darauf hin, daß bei den Chromlegierungen der Kohlenstoffgehalt verhältnismäßig gering sein müsse, um korrosionsbeständige Stähle zu erhalten. Wenn auch Friend, Bentley und West bei ihren Versuchen fanden, daß die Chrom- und Nickelstähle gegenüber Seewasser sich bedeutend besser verhielten als die Chrom-Nickel-Stähle, so ließen sich Strauß und Maurer nicht davon zurückhalten, gerade den hochlegierten Chrom-Nickel-Stählen besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Die langjährigen Versuche (1909 bis 1912) brachten den gewünschten Erfolg; es war gelungen, nichtrostende Stähle herzustellen, die gleichzeitig sehr befriedigende mechanische Eigenschaften aufwiesen.

Von den heute in der Praxis am meisten verwendeten nichtrostenden Stählen haben zwei Hauptgruppen besondere Bedeutung erlangt. Die Stähle der einen Hauptgruppe werden mit VA-Stählen und die der anderen Hauptgruppe mit VM-Stählen bezeichnet. Die beiden Stahlgruppen VA und VM haben verschiedene Unterscheidungsmerkmale. Während die zur ersten Gruppe gehörigen Stähle austenitisches Gefüge haben, zeigen die anderen troostitisches Gefüge. VA-Stähle sind unmagnetisch, VM-Stähle dagegen magnetisierbar. Der Chromgehalt beträgt bei den VA-Stählen im Mittel etwa 20% und bei den VM-Stählen ungefähr 14%. Der Nickelgehalt ist bei den Stählen der ersten Gruppe mittelgroß und bei den Stählen der VM-Gruppe gering. Der bekannteste Vertreter der VA-Gruppe ist der V_2A-Stahl. Um diesem die erforderliche Weichheit, Zähigkeit und chemische Widerstandsfähigkeit zu geben, wendet man eine Wärmebehandlung an, die bei den gewöhnlichen Stählen gerade das Gegenteil bewirken würde. Man erhitzt nämlich den Stahl auf etwa 1170 ° C und kühlt ihn danach rasch ab. Das Ausglühen gewöhnlichen Stahles

zum Zwecke besserer Bearbeitbarkeit wird bekanntlich bei Temperaturen zwischen 700 und 900° C vorgenommen. Bemerkt sei ferner, daß sich der V_2A-Stahl sowohl autogen als auch elektrisch schweißen und gut mit Weichlot löten läßt. Erwähnenswert ist weiter, daß der V_2A-Stahl nicht härtbar ist; man kann lediglich durch Hammerschläge eine Kalthärtung herbeiführen. Die Stähle der VM-Gruppe lassen sich hingegen mehr oder weniger gut durch entsprechende Wärmebehandlung härten.

Über die Festigkeitseigenschaften der zu diesen beiden Gruppen gehörigen Stähle mag folgendes mitgeteilt werden: Beim V_2A-Stahl beträgt im Mittel die Streckgrenze 36 kg/mm², die Bruchfestigkeit 75 bis 80 kg/mm² und die Dehnung (δ_{10}) 45 bis 50%. Als mittlere Festigkeitswerte der VM-Stähle können etwa folgende Zahlen angegeben werden:

Streckgrenze . . . = 50 bis 65 kg/mm²,
Bruchfestigkeit . . = 70 bis 80 kg/mm²,
Dehnung (δ_{10}) . . = 17 bis 14%.

Außer den vorher kurz beschriebenen nichtrostenden Stählen sind auch noch solche mit der Bezeichnung KW60 und KW10 bekannt. Das Ausglühen dieser Stähle zwecks besserer Kaltbearbeitbarkeit erfolgt bei Temperaturen zwischen 750 bis 800° C. Beide Stähle sind härtbar, und zwar in Wasser oder Öl. Während die Wasserhärtung der KW60- und KW10-Stähle bei Temperaturen von 850 bis 900° bzw. 900 bis 950° C erfolgt, wird die Ölhärtung bei beiden Stählen bei gleichen Temperaturen vorgenommen, nämlich bei 950 bis 1000° C. Will man beim KW60-Stahl eine möglichst große Widerstandsfähigkeit gegen Korrosion erzielen, so ist eine Härtung, verbunden mit nachträglichem Schleifen und Polieren, unerläßlich. Soll der gehärtete Stahl eine gewisse Zähigkeit haben, so nimmt man eine Anlaßglühung vor, bei der die Temperatur je nach dem gewünschten Grad der Zähigkeit bis zu etwa 650° C beträgt. Eine Verminderung der Rostbeständigkeit tritt hierdurch nicht ein. Die KW-Stähle lassen sich ebenfalls autogen und elektrisch schweißen. Ein Löten ist sowohl mit Hart- als auch mit Weichlot möglich. Wenn auch die KW-Stähle durch das Löten im allgemeinen keine Verminderung der Korrosionswiderstandsfähigkeit erfahren, so kann doch bei dem gehärteten KW60-Stahl bei Anwendung einer Hartlötung (850 bis 950° C Schmelztemperatur) unter Umständen mit einem Weicherwerden des Stahles in unmittelbarer Nähe der Lötstelle und somit mit einem Rückgang des Korrosionswiderstandes gerechnet werden.

Die Festigkeitszahlen für den geglühten Zustand sind etwa folgende:

KW 60-Stahl	KW 10-Stahl
Streckgrenze . = 45 bis 60 kg/mm²,	Streckgrenze . = 30 bis 45 kg/mm²,
Bruchfestigkeit = 70 bis 80 kg/mm²,	Bruchfestigkeit = 55 bis 70 kg/mm²,
Dehnung (δ_{10}) . = 15 bis 12 %.	Dehnung (δ_{10}) . = 20 bis 15 %.

Durch Härten kann die Festigkeit beim KW 60-Stahl auf 170 bis 190 kg/mm² und beim KW 10-Stahl auf 90 bis 160 kg/mm² erhöht werden.

Die vorstehend beschriebenen Stahlsorten finden in den verschiedenen Industriezweigen mannigfache Anwendung. Neuerdings hat der nichtrostende Stahl auch als architektonisches Ausdrucksmittel Anklang gefunden. Als Beispiel mag die Herstellung von Türeinfassungen, Fensterrahmen usw. angeführt werden. In einer Reihe von deutschen Städten wird zu diesem Zweck nichtrostender Stahl in Form von dünngewalzten Blechen auch zur Bekleidung von Fassaden und Ladenfronten verwendet. Die blanken Stahlbleche mit ihrem metallischen Glanz geben dem betreffenden Gebäude eine besondere architektonische Note. Schon von weitem hebt sich ein solches Gebäude von den anderen scharf ab. Die Wirkung dieses zuerst in Deutschland erprobten architektonischen Ausdrucksmittels haben auch bald die Amerikaner erkannt. So wurde an dem größten Hochhaus der Welt, dem Chrysler-Gebäude in New York, das 246 m hoch ist und 68 Stockwerke aufweist, eine große Menge nichtrostenden Stahls als äußeres und inneres architektonisches Ausdrucksmittel herangezogen.

Auch für den eigentlichen Stahlbau sind Stähle erwünscht, die gegen Korrosion besser geschützt sind als die gewöhnlichen bisher verwendeten Stähle. Die Verwendung von vollkommen rostfreien Stählen kommt für den in Rede stehenden Verwendungszweck des hohen Preises wegen kaum in Frage. Hierfür ist der vor einiger Zeit in den Handel gebrachte gekupferte Baustahl eher am Platze. Er ist nicht vollkommen rostsicher; seine Lebensdauer ist aber immerhin bedeutend länger als die des gewöhnlichen Baustahls.

Der Einfluß eines Kupferzusatzes auf den Korrosionswiderstand war auch bisher nicht unbekannt, denn schon im Jahre 1822 erhielt Robert Vazie ein Patent auf einen solchen Stahl. Viele Jahre ruhten dann diese Forschungsarbeiten, bis im Jahre 1914 aus Amerika die Kunde von neuen Großversuchen mit gekupfertem Stahl herüberkam. Dort waren es besonders die American Society for Testing Materials und viele Eisenbahn-Unternehmungen, die der rostbeständigeren Kupfer-Stahl-Legierung erhöhte Aufmerksamkeit schenkten. Die in Amerika an gekupferten Stahlblechen für Eisenbahnwagen gemachten Feststellungen lauten dahin, daß die Lebensdauer dieser Bleche bedeutend länger ist als bei Blechen ohne Kupferzusatz. Auch in Deutschland hatte man die Bedeutung des gekupferten Stahles recht bald erkannt. Es wurden groß angelegte Forschungsarbeiten ausgeführt, von denen die Großversuche von E. H. Schulz[1]), [2]), C. Carius[1]) und K. Daeves[3]) besonders hervorgehoben zu werden verdienen. Das Ergebnis ihrer Versuche gipfelt u. a. in der Feststellung, daß ein geringer Zusatz von Kupfer (0,2 bis 0,3%) die Witterungsbeständigkeit von weichem Stahl derart steigert, daß die Lebensdauer gekupferten Stahles mindestens 50% höher ist gegenüber ungekupfertem Stahl. Bei dem Union-Baustahl, bei dem der Kupfergehalt 0,6 bis 0,8% beträgt, wird zur Erhöhung der Zähigkeit noch etwas Chrom (etwa 0,4%) hinzulegiert. Dieser Stahl zeichnet sich außer seiner größeren Rostbeständigkeit durch eine höhere Streckgrenze sowohl bei Raum- als auch bei erhöhter Temperatur, durch bessere Warmfestigkeitswerte, höhere Schwingungsfestigkeit und höhere Zähigkeit aus. Erwähnenswert ist ferner, daß der im S.-M.-Ofen erschmolzene Kupferstahl nur in sehr geringem Maße alterungsanfällig ist. Unter Altern wird bekanntlich ein Sprödewerden des Werkstoffes verstanden. Dieses tritt nach langer Lagerung ein, wenn der Werkstoff bei seiner Verarbeitung Kaltverformungen erlitten hat. Da bei vielen kaltverformten Werkstücken ein nachträgliches Ausglühen zwecks Beseitigung der Kaltdeformationswirkung nicht möglich ist, wird natürlich ein Werkstoff, der nicht zur Alterung neigt oder nur gering alterungsempfindlich ist, sehr willkommen sein.

Da den gering alterungsanfälligen Baustählen, ihrer großen Bedeutung wegen, immer größere Beachtung geschenkt wird, so mag auch an dieser Stelle kurz mitgeteilt werden, auf welche Weise ein Werkstoff auf Alterungsempfindlichkeit geprüft werden kann. Dies geschieht mit Hilfe der sogenannten Kerbschlagprobe, bei der es sich, wie der Name schon sagt, um eine Probe handelt, die mit einem Kerb in der Mitte versehen ist. Man benutzt sowohl Proben mit Scharf- als auch mit Rundkerb. Zur Ermittlung der sogenannten Kerbzähigkeit wird die gekerbte Probe in einer besonders für diesen Zweck gebauten Prüfeinrichtung (Pendelschlagwerk) so auf zwei Stützen gelegt, daß der Kerb sich genau in der Mitte der Stützstellen befindet und die nichtgekerbte Seite dem Pendelhammer, den man dagegenschlagen läßt, abgewendet ist. Die zum Zerschlagen der Probe benötigte Arbeit wird auf den Kerbquerschnitt (Bruchquerschnitt) bezogen und als Maß für die Kerbzähigkeit die von 1 cm² der Bruchquerschnittsfläche aufgenommene Fallenergie angenommen. Um festzustellen, in welchem Maße der vorliegende Werkstoff alterungsempfindlich ist, bringt man ihn, nachdem seine Kerbzähigkeit ermittelt worden ist, in den künstlichen Alterungszustand. Zu diesem Zweck wird ein größeres Probestück um etwa 10% kalt gereckt und danach bei einer Temperatur von 200 bis 250° C ½ Stunde lang angelassen. Aus diesem nun künstlich gealterten Probestück werden dann einige Kerbschlagproben herausgearbeitet und bei Raumtemperatur unter den sonst üblichen Bedingungen zerschlagen. Ist der Werkstoff gering alterungsempfindlich, so wird bei der Alterungsprüfung keine merkliche Abnahme der Kerbzähigkeit festzustellen sein. Im anderen Falle werden sich entsprechend geringere Kerbzähigkeitswerte ergeben. Aus den bei dieser Prüfung erhaltenen Ergebnissen kann dann leicht erkannt werden, wie groß die Anfälligkeit des betreffenden Werkstoffs gegen Alterung ist und ob er für den gedachten Verwendungszweck geeignet ist oder nicht.

Aus den Untersuchungen von Fry[4]) geht nun hervor, daß es möglich ist, jeden Werkstoff vor Alterung zu schützen, und zwar nach dessen Angabe entweder dadurch, daß das Stahlbad eine besondere Behandlung erfährt oder daß das betreffende Werkstück vor seiner Verwendung einer besonderen Wärmebehandlung (Vergütung) unterzogen wird.

Der vorstehend zuletzt behandelte gekupferte Stahl hat die bemerkenswerte Eigenschaft, daß er beim Anlassen auf Temperaturen bis etwa 550° C an Härte zunimmt, wobei gleichzeitig die Werte der Streckgrenze und Bruchfestigkeit größer werden. Diesen durch Anlassen bedingten Härtungsvorgang bezeichnet man mit Anlaß- oder Ausscheidungshärtung. Bei Duraluminium kann bekanntlich die gleiche Beobachtung gemacht werden. In welchem Maße durch Anlassen des gekupferten Stahles eine Änderung der Festigkeitseigenschaften eintritt, lassen die von Nehl[5]) ausgeführten Versuche erkennen. So konnte an Proben aus einem 20 mm dicken Blech festgestellt werden, daß auf 500 bis 550° C angelassene Proben eine um 28% höher liegende Bruchfestigkeit und eine um 45% höher liegende Streckgrenze ergaben als im normalen Walzzustand geprüfte Proben. Die Temperatur, welche die größte Anlaßhärtung bewirkt, liegt ungefähr zwischen 450 und 500° C. Bei darüberliegenden und ansteigenden Temperaturen wird die Anlaßwirkung stetig geringer und ist schließlich bei Temperaturen über 700° C nicht mehr zu erkennen. Die Anlaßwirkung hängt in starkem Maße von der Größe des Kupferzusatzes ab. Um eine merkliche Härtezunahme durch Anlassen zu erhalten, muß der Kupfergehalt mindestens 0,6% betragen.

E. Franke.

---

[1]) Über den Rostvorgang gekupferten Stahles. Arch. f. d. Eisenhüttenw., November 1929, Heft 5. Gruppe E, Nr. 90.
[2]) Praktische Korrosionsforschung. St. u. E. 1928, Bd. 48, S. 1 u. 1393.
[3]) St. u. E. 1926, Bd. 46, S. 609; 1928, Bd. 48, S. 1170.
[4]) Kruppsche Monatshefte 1926, S. 185 bis 196.
[5]) St. u. E. 1930, Nr. 20.

INHALT: Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau. — Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues. (Schluß.) — Schweißung im Stahlbau. — Verschiedenes: Nichtrostende und schwerrostende Stähle für den Stahlbau.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 28. November 1930 | Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Dauerversuche mit Nietverbindungen.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

I. Allgemeine Vorbemerkungen.

Dauerversuche dienen zur Erkundigung der Widerstandsfähigkeit von Bau- und Werkstoffen, Konstruktionselementen und ganzen Konstruktionsgliedern gegen oftmals wiederholte Anstrengung[1]).

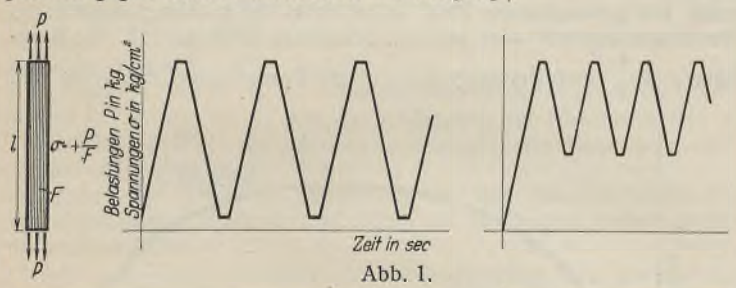


Abb. 1.

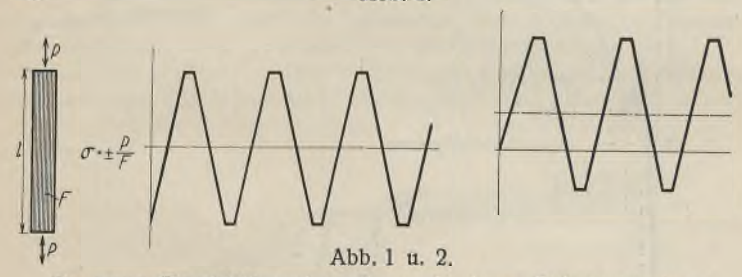


Abb. 1 u. 2.
Dauerzug-(Druck-)Versuche mit verschiedenen Belastungsarten.

Nach der Art der Anstrengung unterscheidet man: Dauerzug- (Druck-) Versuche mit oftmals wiederholter zentrischer Zug- (Druck-)Belastung von einer unteren Grenze (Null oder einer beliebigen Anfangsbelastung) zu einer oberen Grenze langsam und stetig ansteigend und nach einer kürzeren oder längeren Ruhepause wieder absinkend (Abb. 1).

Dauerzug-(Druck-)-Versuche mit oftmals wiederholten Wechselbelastungen, wobei die Beanspruchung zwischen einer oberen Zugspannung und einer (gleich großen oder verschiedenen) oberen Druckspannung wechselt (Abb. 2).

Dauerbiegeversuche mit oftmals wiederholten Biegebelastungen, wobei die Spannungen sich ungleichmäßig auf die einzelnen Querschnitte verteilen und die Randspannungen von einer kleinen Anfangsbelastung aus stetig ansteigen und wieder absinken (Abb. 3).

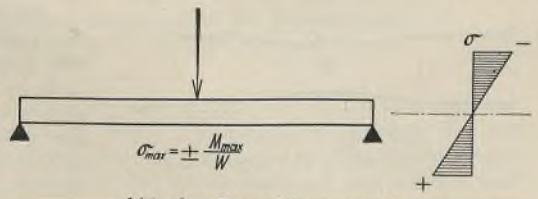


Abb. 3. Dauerbiegeversuch.

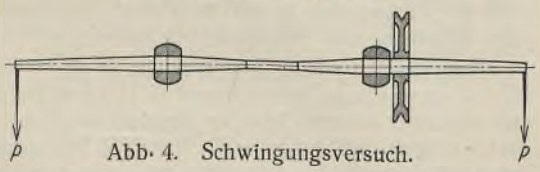


Abb. 4. Schwingungsversuch.

Schwingungsversuche, wobei auf Biegung beanspruchte zylindrische Stäbe so gedreht werden, daß bei jeder Umdrehung in jedem Punkt des Querschnitts (mit Ausnahme des Schwerpunkts) eine größte Zugbeanspruchung mit einer annähernd gleich großen Druckbeanspruchung und stetigem Übergang von der einen zur andern wechselt (Abb. 4).

[1]) Vgl. O. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer.

Hierzu kommen noch die Dauerversuche für zusammengesetzte Beanspruchung (Zug, Druck und Biegung; Verdrehung; Biegung, Verdrehung und Schub usw.) (Abb. 5) und Schwingungsversuche, bei denen beliebig geformte und gelagerte Träger durch exzentrisch gelagerte Schwungmassen einer dynamischen Dauerbeanspruchung ausgesetzt werden (Abb. 6)[2]).

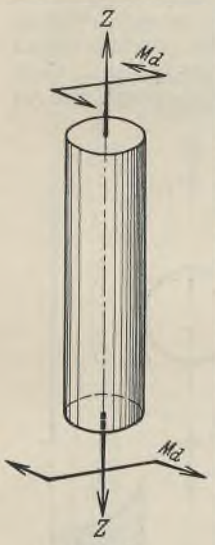


Abb. 5.
Dauerversuch für zusammengesetzte Beanspruchung.

Die in Hinsicht auf die praktische Anwendung wichtigste Aufgabe beim Dauerversuch besteht in der Feststellung der Belastungsgrenze, bei der der Versuchskörper sich noch elastisch verhält und bei dessen Überschreitung nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen der Bruch eintritt (vgl. Schaechterle, Beitrag zur Auswertung von Dauerversuchen; Zeitschrift „Der Stahlbau", Jahrgang 1929, Heft 20). Das Verhältnis $\frac{\text{Dauerbruchlast}}{\text{zulässige Last}}$ darf als Sicherheitsgrad unter den obwaltenden Umständen angesehen werden (vgl. Schaechterle, Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung; „Der Stahlbau". 1929, Heft 11).

Im vollkommen elastischen Bereich treten unter den Belastungen Formänderungen auf, die bei der Entlastung wieder verschwinden. Die bei der Belastung aufgewendete mechanische Arbeit wird bei der Entlastung voll zurückgegeben. Die Belastung kann millionenfach wiederholt werden, ohne daß eine innere Veränderung des Körpers oder ein Bruch eintritt.

Überschreitet die Belastung eine gewisse Grenze, so treten neben elastischen Formänderungen noch bleibende Formänderungen auf. Während und nach der Entlastung findet eine teilweise Rückverformung statt, wobei innere Spannungen zurückbleiben.

Die bei der Belastung aufgewendete mechanische Arbeit wird bei der Entlastung nicht mehr voll zurückgewonnen. Bei jedem Belastungsvorgang auf dieser Stufe wird Arbeit verbraucht. Bei oftmaliger Wiederholung des Belastungsvorgangs kommen weitere bleibende Formänderungen hinzu, die entweder dauernd abnehmen, bis ein Ausgleichzustand mit rein elastischem Verhalten erreicht wird, oder aber dauernd zunehmen,

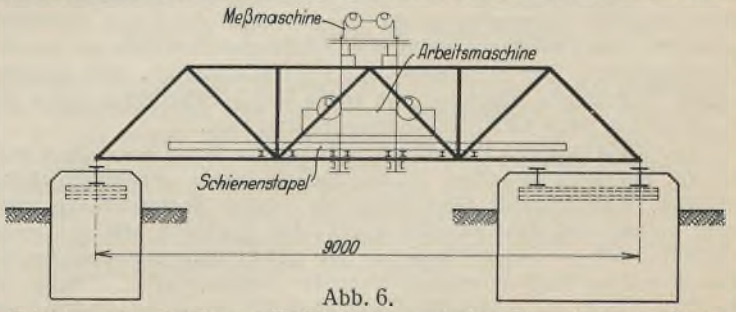


Abb. 6.
Schwingungsversuch zur Erzielung dynamischer Dauerbeanspruchung durch exzentrisch gelagerte Schwungmassen.

bis der Bruch eintritt. Im ersten Fall ist die ursprüngliche Elastizitätsgrenze gehoben worden. Der Belastungsvorgang kann auf dieser gehobenen Stufe beliebig oft wiederholt werden, ohne daß ein Bruch zu erwarten ist. Die obere Grenze der Anstrengung, bei der gerade noch ein Ausgleichzustand erreicht wird, zeigt die natürliche Elastizitätsgrenze für die betreffende Anstrengungsart an.

[2]) Dr.-Ing. Bernhard, Z. d. V. d. I., Bd. 73, 1929, Nr. 47.

Wie kommt der Dauerbruch zustande? Überschreitet die Belastung die eben gekennzeichnete obere Grenze, so nehmen die bleibenden Formänderungen bei jedem weiteren Belastungsvorgang dauernd zu. Die bei jeder Entlastung zurückbleibenden inneren Spannungen wachsen mit der Zahl der Wiederholungen. Das innere Spannungsfeld wird infolge von Ungleichmäßigkeiten in der Verteilung der Spannungen und dadurch bedingte örtliche Spannungserhöhungen oder infolge von Ungleichartigkeiten des Stoffs (Gefügeverschiedenheit, Korngrenzen, verschiedene Orientierung der Kristallkörner im Haufwerk u. dgl.) heterogen.

Der Dauerbruch wird ausgelöst durch einen sich kreuzenden Ablauf zweier verschiedener Vorgänge, der Verfestigung und der Zerrüttung. Wird örtlich ein gewisser Grenzwert der Spannung oder Gleitung überschritten, so entsteht eine Gefügelockerung, wobei zuerst wenige, dann immer mehr Bindungen zu stark gezerrt, überbeansprucht und zerrissen werden. So wird örtlich der Zusammenhalt geschwächt, bis schließlich eine Trennung, ein Anriß erfolgt, während die von der Anrißstelle abliegenden Teile noch nicht überbeansprucht sein brauchen. Die örtliche Gefügelockerung muß nicht notwendig zum Bruche führen. Es ist wohl möglich, daß durch die örtliche Lockerung die Spannungsverteilung günstig beeinflußt wird und der Körper dadurch beliebig oft wiederholte Belastungen aushalten kann, wobei die bleibenden Formänderungen wieder abnehmen, bis sie schließlich ganz verschwinden.

Bei Stahlstäben mit Einkerbungen und Löchern liegt die Belastung, die genügt, um den Dauerbruch auszulösen, meist weit unter der Belastung, die der unverschwächte Stab dauernd auszuhalten imstande ist. Die Ursache dieser Erscheinung ist in der örtlichen Spannungsanhäufung an der Kerbe und am Lochrand zu suchen (Abb. 7 u. 8). Bei gelochten Stäben geht der Anriß von der Stelle der Lochwand aus, wo die Spannung einen Größtwert erreicht, bei Stäben mit Einkerbungen vom Kerbegrund. Die Art

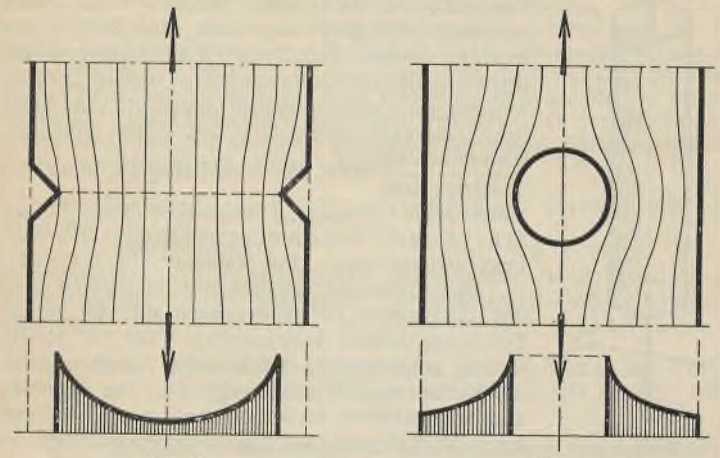


Abb. 7. Abb. 8.
Beispiele örtlicher Spannungsanhäufung.

der Einkerbung oder Lochung ist von erheblichem Einfluß. Ähnliche Auswirkungen ergeben sich bei schroffen Querschnittsübergängen. Weiterhin können Oberflächenverletzungen, Walzhäute, Schlackeneinschlüsse poröse Stellen u. dgl. die Entstehung der ersten Anrisse begünstigen.

Während bei Probestäben aus Stahl, die dem üblichen statischen Zugversuch unterworfen werden, der Bruch durch eine weitgehende Verformung (Fließen) angezeigt wird, tritt der Dauerbruch plötzlich ohne vorhergehende größere Verformung ein. Wegen des Fehlens einer deutlichen Voranzeige ist der Dauerbruch in der Praxis besonders gefährlich. Der Dauerbruch ist in seinen Anfangsstadien stets ein spröder Trennungsbruch. Der erste Anriß ist schwer festzustellen. Nur bei sehr genauen Messungen lassen sich die ersten Gefügelockerungen durch die Zunahme der bleibenden Formänderungen erkennen.

Der Anriß löst den Dauerbruch in bekannter Weise aus, indem sich der Riß allmählich vergrößert, bis der dadurch immer mehr verschwächte restliche, noch tragende Querschnitt die erhöhte Beanspruchung nicht mehr aushält und dann plötzlich bricht. Der Restbruch hebt sich meist deutlich durch ein anderes Aussehen von den Ermüdungsbruchstellen ab, was dem Dauerbruch sein kennzeichnendes Aussehen gibt. Mitunter ist das Fortschreiten des Dauerbruchs durch Zonenbildungen charakterisiert, die die Anbruchstelle umschließen. Der Anriß des Dauerbruchs geht durch die Körner und verläuft nur auf kurze Strecke zwischen den Körnern.[3])

Die Tatsache, daß die Ermüdungsgrenze tief unter der Reißfestigkeit liegt und der Dauerbruch auch bei dehnbaren Stoffen stets ein ganz spröder Bruch ist, läßt sich durch die Deutung der Ermüdungsvorgänge aus inneren Gitterspannungen erklären.

Bei manchen Werkstoffen, insbesondere den weichen Stählen, lassen sich höhere Dauerbruchfestigkeiten erzielen, wenn nicht sofort die Grenzlast aufgewendet wird, sondern die Belastung während des Dauerversuchs allmählich gesteigert wird. Dieser Vorgang wird als Hochtrainieren bezeichnet. Es tritt gewissermaßen eine langsame Gewöhnung des Werkstoffs an die höhere Anstrengung ein. Die Gefügelockerungen werden hinausgeschoben. Die Verfestigung durch oftmals wiederholte Belastung innerhalb des elastischen Bereichs ist aber stets mit einer erhöhten Sprödigkeit erkauft. Der Werkstoff wird gegen zeitlich begrenzte Überbeanspruchungen empfindlicher. Die Verfestigungsfähigkeit wird durch die bis zum Erreichen der oberen Grenze, bei der sich der Werkstoff gegen oftmals wiederholte Belastungen gerade noch elastisch verhält, verbrauchte mechanische Arbeit gekennzeichnet.

Die Wege zur Ermittlung der in Hinsicht auf die praktische Anwendung bedeutungsvollen Elastizitätsgrenze für einen bestimmten Werkstoff oder ein Konstruktionsglied sollen in dem einfachsten Fall oftmals wiederholter zentrischer Belastung eines geraden Stabes aus St 37 — Dauerzugversuch — erläutert werden.

Den Dauerversuchen hat die übliche Werkstoffprüfung voranzugehen. Mit langen Proportionalstäben nach DIN 1605 werden im gewöhnlichen statischen Zugversuch Streckgrenze ($\sigma_{s\,o}$ und $\sigma_{s\,u}$), Zugfestigkeit (K_z), Bruchdehnung (φ_z) und Querschnittsverminderung (ψ_z) ermittelt. Rundstäbe mit sorgfältig geschliffener Oberfläche dienen zur Feststellung der Schwingungsfestigkeit in der Schenkschen Dauerbiegemaschine. Der statische Zugversuch mit gewöhnlichem Stahl liefert dabei die in Abb. 9 dargestellte Lastverlängerungslinie oder mit den bezogenen Größen, d. h. den Spannungen $\sigma = \frac{P}{F}$ und Dehnungen $\varepsilon = \frac{\eta}{l}$ die Spannungsdehnungslinie und

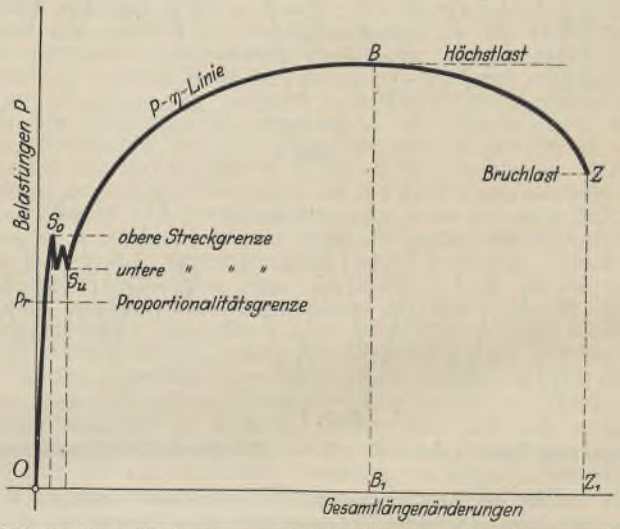


Abb. 9. Last-Verlängerungs-Linie des statischen Zugversuchs.

das aus Abb. 10 ersichtliche Bruchbild. Die mechanische Arbeit, die das Zerreißen des Stabes erforderte, wird durch die Fläche $O P_r S_o S_u Z Z_1 O$ dargestellt, deren Flächeninhalt $A_3 = \int_0^{\eta_z} P\, d\eta$ die gesamte Brucharbeit angibt.

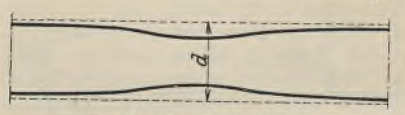


Abb. 10. Bruchbild des statischen Zugversuchs.

Bei der Dauerprüfung wird die Versuchsanordnung durch den Zustand des Werkstoffs (z. B. normales Walzerzeugnis oder vergütet, mit Walzhaut oder geschliffen) und die Form (z. B. Rundstab oder Blech . . .), wie er praktisch zur Verwendung kommt, beeinflußt, außerdem ist die Art der Anstrengung, die Zahl der Lastwechsel in der Zeiteinheit, die Länge der Ruhepause nach jeder Belastung und Entlastung von Bedeutung.

Man kann nun beim Dauerversuch in der Weise vorgehen, daß man für die vorgesehene Belastungsart (z. B. zwischen einer kleinen Anfangslast und einer höheren Last im gleichen Sinn) die Belastung stufenweise derart steigert, daß auf jeder Laststufe das Belastungsspiel bis zum Eintritt des Ausgleichzustandes fortgesetzt wird, bei dem keine meßbaren Längenänderungszunahmen mehr auftreten. Nach dem Erreichen des Ausgleichzustandes mit rein elastischem Verhalten wird die Dauerprüfmaschine auf der Anfangslast P_0 stillgelegt und die nächsthöhere Belastungsstufe eingestellt und auf dieser das Belastungspiel fortgesetzt. Schließlich ergibt sich so eine Belastungsstufe, bei der ein Ausgleichzustand nicht mehr eintritt, sondern die bleibenden Formänderungen dauernd zunehmen bis zum Bruch. Die gesuchte Elastizitätsgrenze für die gewählte Belastungsart liegt unter der Bruchbelastungsstufe und ist in der Regel in der

[3]) Ludwik, Z. d. V. d. I. 1929, Bd. 73, Nr. 51, S. 1801 ff.

Nähe der letzten Stufe mit Ausgleich zu suchen. Dieses Verfahren zur Bestimmung der Elastizitätsgrenze ist einfach und in Hinsicht auf praktische Auswertung hinlänglich genau und zuverlässig.

Umständlicher und zeitraubender ist der zweite Weg, der vorwiegend zur Klärung wissenschaftlicher Fragen in Betracht kommt. Man geht dabei von der statischen Bruchlast aus und bestimmt für schrittweise herabgesetzte Belastungsstufen die Zahl der Be- und Entlastungen, die notwendig ist, um den Bruch herbeizuführen. Die Auftragung der Versuchsergebnisse in einem Diagramm mit den Laststufen als Ordinaten, der Zahl der Lastwechsel bis zum Bruch als Abszissen liefert eine Schaulinie entsprechend Abb. 11, die, von der statischen Bruchlast ausgehend, rasch abfällt und weiterhin asymptotische Annäherung an die Waagerechte zeigt. Die Asymptote gibt die Elastizitätsgrenze für die gewählte Belastungsart an. Auf und unter dieser Stufe kann die Belastung beliebig oft wiederholt werden, ohne daß ein Bruch zu erwarten ist. Der Nachteil bei diesem Verfahren ist, daß für jede Belastungsstufe mindestens zwei Probestäbe erforderlich sind und daß sich infolge von Unregelmäßigkeiten in der Beschaffenheit und Bearbeitung unvermeidliche Streuungen ergeben.

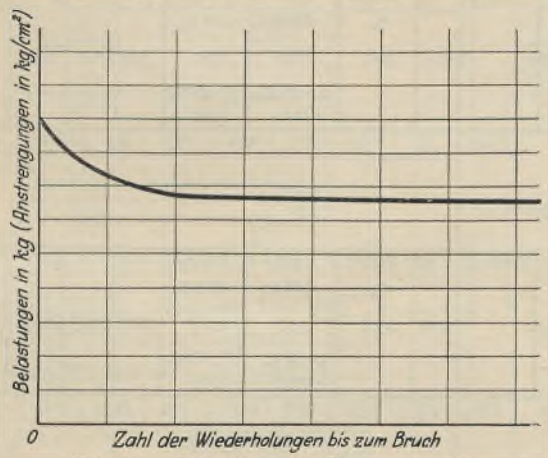


Abb. 11. Schaulinie für Dauerversuche mit schrittweise herabgesetzten Belastungsstufen.

Das erstgenannte Verfahren der Dauerprüfung mit ansteigenden Belastungsstufen, bei dem die gesamten und bleibenden Längenänderungen nach einer gewissen Zahl der Wiederholungen und beim Erreichen des Ausgleichzustandes genau beobachtet werden können, liefert ein Spannungsdehnungsbild entsprechend Abb. 12.

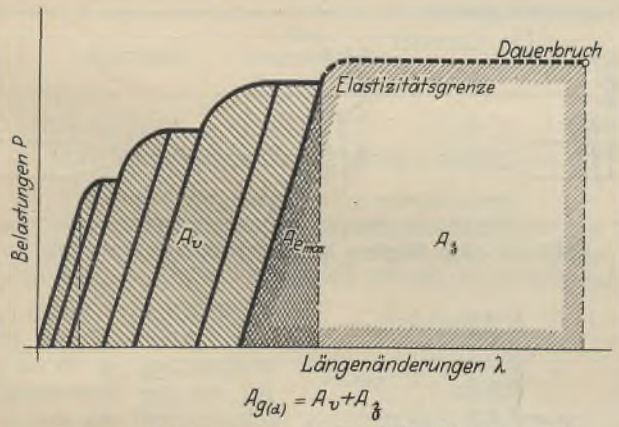


Abb. 12. Spannungsdehnungsbild für Dauerversuch mit ansteigenden Belastungsstufen.

Schon bei den niedrigen Laststufen zeigen sich im Dauerversuch bei sehr genauen Messungen sehr kleine bleibende Dehnungen. Es tritt jedoch bald ein Ausgleichzustand ein, bei dem die bleibenden Formänderungen nicht mehr zunehmen und der Probekörper sich vollkommen elastisch verhält. Ein Teil der aufgewendeten mechanischen Arbeit ist für innere Stoffumwandlung verbraucht. Die bis zum Erreichen des Ausgleichzustandes verbrauchte Arbeit kann als Verfestigungsarbeit angesprochen werden. An oder in der Nähe der letzten Spannungsstufe mit Ausgleich liegt die natürliche Elastizitätsgrenze, wo die elastische Formänderungsarbeit

$$A_e\,(\text{Raumeinheit}) = \frac{1}{2E} \cdot \sigma^2$$

ihren Größtwert erreicht. Jenseits der Elastizitätsgrenze ist die Zerrüttungsarbeit vorherrschend. Das Spannungsdehnungsdiagramm liefert also drei wichtige Werte, in der einfach schraffierten Fläche diesseits der Elastizitätsgrenze die Verfestigungsarbeit (A_v), in der umrandeten Fläche jenseits der Grenze eine Zerrüttungsarbeit (A_z) und an der Elastizitätsgrenze selbst den Größtwert der elastischen Formänderungsarbeit $(A_{e\,max})$. Die gesamte mechanische Arbeit bis zum Eintritt des Dauerbruchs ist $A_{g(d)} = A_v + A_z$.

II. Dauerversuche mit Nietverbindungen in St 37.

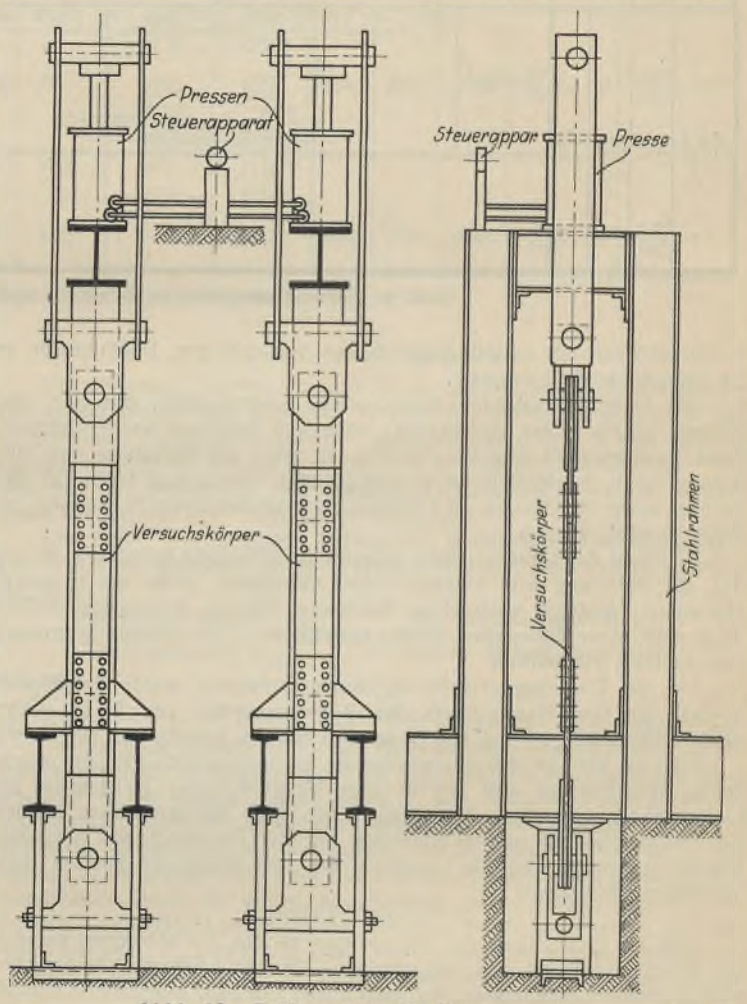
a) Aufgabe.

Um das Verhalten von Nietverbindungen unter oftmals wiederholten Zugbelastungen festzustellen, sind im Auftrag des Deutschen Stahlbau-Verbandes und der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter der Leitung von Professor O. Graf Vorversuche mit genieteten Stäben aus St 37 durchgeführt worden. Durch die anschließenden Versuchsreihen soll der Sicherheitsgrad von Nietverbindungen, die im Betrieb oftmals wiederholten Zugbelastungen unterworfen und nach den Vorschriften für Eisenbauwerke (B E und DIN 1073) berechnet sind, nachgeprüft werden. Weiterhin sollen aus den Versuchen Anhaltspunkte zur Klärung folgender Fragen gewonnen werden:

Welche Anforderungen sind mit Rücksicht auf die Nietverbindung an den Werkstoff zu stellen?

Wie ist die Nietverbindung zu gestalten und zu bemessen, damit die Dauerbruchlast des Zugstoßes derjenigen des durchgehenden, durch Nietlöcher verschwächten Blechs möglichst nahekommt?

Für die Vorversuche wurden doppellaschige Nietverbindungen, einreihige und dreireihige, gewählt. Zur Ermittlung der oberen Grenzen



Abbb. 13. Prüfmaschine für Dauerversuche.

der oftmals wiederholten Zugbelastungen, bei denen sich die Verbindung noch elastisch verhält und bei deren Überschreitung nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen der Bruch eintritt, wurde die Belastung des in die Dauerprüfmaschine eingespannten Probekörpers stufenweise gesteigert und auf jeder Stufe die Be- und Entlastung so oft wiederholt, bis ein Ausgleichzustand mit rein elastischem Verhalten und schließlich auf der obersten Laststufe unter dauernder Zunahme der bleibenden Formänderungen der Bruch eintrat.

b) Versuchseinrichtung.

Zur Durchführung der Versuche stand in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart die in Abb. 13 dargestellte Prüfmaschine für Dauerdruckversuche zur Verfügung. Diese Maschine mußte zunächst für die Vornahme von Dauerzugversuchen an genieteten Probekörpern umgebaut werden. Die zwei Pressen der Prüfmaschine mit je 60 000 kg Höchstlast wurden zu diesem Zweck auf Stahlrahmen gesetzt, wobei die unteren Einspannköpfe sich gegen die unteren Querjoche der Rahmen stützen, während die oberen Einspannköpfe mit je zwei Laschen an die auf den Druckkolben der Pressen ruhenden Querhäupter angehängt sind. Um möglichst zentrische Kraftübertragung zu erzielen, wurden die

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Gewöhnliche Zugversuche																							
Versuchsreihe	Werkstoff des Blechs	Werkstoff der Niete	Nietlochϕ mm	Bezeichnung des Stabes	Abmessungen Blech Breite mm	Blech Dicke mm	Blech F cm²	Blech F_n cm²	Blech $\frac{\pi d^2}{4}$ cm²	Blech $\frac{2\pi d^2}{4} \cdot n$ cm²	Blech $d \cdot n \cdot \delta$ cm²	Laschen Breite mm	Laschen Dicke mm	Belastungen–Zugspannungen Scherspannungen–Lochwanddrücke: Belastungen zulässig nach BE kg	Belastungen Höchstlast kg	Zugehörige Spannungen: Zugspannung $\sigma = \frac{P}{F_n}$ kg/cm²	Zugehörige Spannungen: Scherbeanspr. $\tau = \frac{P}{\frac{2\pi d^2 n}{4}}$ kg/cm²	Zugehörige Spannungen: Lochwanddr. $\sigma_l = \frac{P}{d \cdot n \cdot \delta}$ kg/cm²	Werkstoffprobe Streckgrenze: S_o oben kg/cm²	Streckgrenze: S_u unten kg/cm²	Zugfestigkeit kg/cm²	Sicherheitsgrad höchstlastfestigk. zul. Spannung $\frac{\sigma_H}{\sigma_{zul}}$	Sicherheitsgrad höchstlastfestigk. unt. Streckgrenze $\frac{\sigma_H}{S_u}$
A1a	St37	St34	17,0	A1a (g_1)	118,3	8,4	9,94	7,08	2,27	9,08	2,86	118,3	8,15	9910	25900	1400 = σ_{zul} / 3660	1090 (1 = 0,78·σ_{zul} / 2850 / 1) τ_{zul} = 0,8·σ_{zul} = 1120	3470 (2 = 2,48·σ_{zul} / 9070 / 2) σ_{zul} = 2,5·σ_{zul} = 3500	2855	2710	4040	$\frac{3660}{1400} = 2{,}61$	$\frac{3660}{2710} = 1{,}35$
A3d	St37	St34	17,0	A3d (g_1)	189,0	10,1	19,08	15,65	2,27	27,24	10,3	189,0	10,4	21910	71800	1400 = σ_{zul} / 4590	805 (1 = 0,58·σ_{zul} / 2635 / 1) τ_{zul} = 0,8·σ_{zul} = 1120	2125 (2 = 1,52·σ_{zul} / 6970 / 2) σ_{zul} = 2,5·σ_{zul} = 3500	2545	2505	3770	$\frac{4590}{1400} = 3{,}28$	$\frac{4590}{2505} = 1{,}83$

Tafel 4. Abmessungen der Probekörper und die Bruchlasten der gewöhnlichen Zugversuche.

Versuchskörper mit zylindrischen Bolzen von 100 mm Durchmesser in die Einspannköpfe eingesetzt.

Die Dauerprüfmaschine besitzt einen Steuerapparat, mit dem die Pressen einzeln oder gleichzeitig zusammen betrieben werden können. Beim gewöhnlichen Zug-(Druck-)Versuch wird die Belastung und Entlastung durch handgesteuerte Ventile getätigt. Dauer und Höhe der Belastung sowie Belastungs- und Entlastungsgeschwindigkeiten können beliebig gewählt werden.

Während des Dauerversuchs arbeitet die Steuerung selbsttätig, derart, daß die Belastung von einem unteren Grenzwert stetig bis zu einem Höchstwert ansteigt, nach einer Ruhepause bis zur Anfangslast abfällt, dann nach einer Ruhepause wieder ansteigt usf. Die Belastungsgrenzen sind beliebig einstellbar.

Für die Dauerzugversuche an Nietverbindungen wurde der Steuerapparat für eine Gesamtdauer des Belastungsspiels von 30 sek unter niederen Belastungen und von 60 sek auf höheren Belastungen eingestellt.

Um an Zeit zu sparen, wurden in der Regel beide Pressen gleichzeitig betrieben, so daß jeweils zwei Versuchskörper gleichzeitig zur Untersuchung gelangten. Nach dem Bruch einer Nietverbindung wurden die Einspannlaschen an das Reststück mit der ungebrochenen Nietstelle wieder angenietet und die Lastspiele bis zum Bruch der zweiten Nietverbindung fortgesetzt.

c) Versuchskörper.

Für die Herstellung der Probekörper zu den Vorversuchen konnten die Bleche zum Teil aus bahneigenen, für Versuchzwecke bestimmten Lagerbeständen entnommen werden (Lieferer des St 37 Hoesch und Union). Die Nieten wurden zum Teil von Dörnen in Derne, zum Teil von Knipping, Altena (Westf.), bezogen. Die Bleche waren durch eingeschlagene Bezeichnung „St 37" gekennzeichnet.

Bei der Bemessung der Probestäbe auf Grund der DIN 1073 bzw. BE mußte auf die vorhandenen Bestände und auf die Leistungsfähigkeit der Prüfmaschine Rücksicht genommen werden.

Die Probekörper für die vorläufigen Dauerversuche und die zu Vergleichzwecken notwendigen statischen Zugversuche sind in der Übersicht (Tafel 1) zusammengestellt.

1	2	3	4	5	6
Bezeichnung des Versuchskörpers	Werkstoff	Bauart der doppellaschig. Vernietung	Abmessungen und Skizzen	Anzahl der Vernietungen	Hersteller
A 1a	St 37	einreihig	Nietloch 17ϕ; 180; 140; 8; 8	3	Brückenbauanstalt Dörnen in Derne
A 3d	St 37	dreireihig	Nietloch 17ϕ; 190; 380; 10; 10	2	Brückenbau Seibert, Aschaffenburg
				3	Material-Prüfanstalt Cannstatt

Tafel 1. Probekörper für die vorläufigen Dauerversuche und statischen Zugversuche.

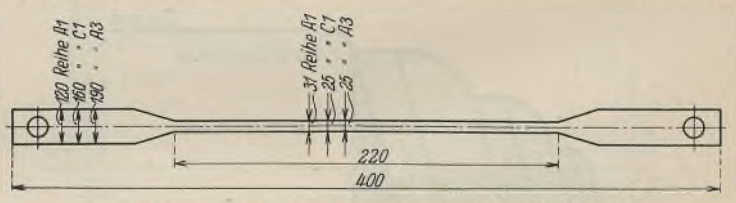


Abb. 14. Aus Blechen herausgearbeiteter Probestab für die Werkstoffprüfung.

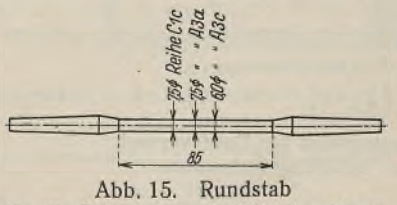


Abb. 15. Rundstab für die Schwingungsfestigkeitsprüfung.

d) Werkstoffprüfung.

1. Bleche. Aus Blechabschnitten von rd. 40 cm Länge, die mit den Probekörpern angefordert und mit den gleichen Zeichen versehen waren, wurden Probestäbe gemäß Abb. 14 u. 15 herausgearbeitet.

Mit den langen Proportionalstäben nach DIN 1605 wurden in üblicher Weise Streckgrenze, Zugfestigkeit, Bruchdehnung und Querschnittsverminderung ermittelt.

Die Rundstäbe mit sorgfältig geschliffener Oberfläche dienten zur Feststellung der Schwingungsfestigkeit in der Schenkschen Dauerbiegemaschine.

Tafel 2. Zusammengefaßte Ergebnisse.

Stahlsorte	Untere Streckgrenze σ_{su} kg/cm²	Zugfestigkeit K_z kg/cm²	Bruchdehnung φ %	Bruchquerschnittsminderung ψ %
St 37	2500 bis 3300	3750 bis 4310	23,6 bis 30,8	60 bis 67

Stahlsorte	Schwingungsfestigkeit kg/cm²	Verhältniszahlen: Schwingungsfestigkeit / untere Streckgrenze	Verhältniszahlen: Schwingungsfestigkeit / Bruchfestigkeit
St 37	2700 bis 3170	1,08 bis 0,96	0,72 bis 0,74

25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
D a u e r z u g v e r s u c h e																			
Bezeichnung des Stabes	Abmessungen									Belastungen–Zugspannungen Scherspannungen–Lochwanddrücke					Werkstoffprobe			Sicherheitsgrad	
	Blech							Laschen		Belastungen		zugehörige Spannungen			Streckgrenze		Zugfestigkeit	Dauerbruchfestigk. zul. Beanspr.	Dauerbruchfestigk. unt. Streckgrenze
	Breite mm	Dicke mm	F cm²	F_n cm²	$\frac{\pi \cdot d^2}{4}$ cm²	$\frac{2 \cdot \pi \cdot d_n^2}{4}$ cm²	$d \cdot n \cdot \delta$ cm²	Breite mm	Dicke mm	zulässig nach BE. kg	Bruch durch Dauervers. ermittelt kg	Zugspannung $\sigma = \frac{P}{F_n}$ kg/cm²	Scherbeanspr. $\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n}$ kg/cm²	Lochwanddr. $\sigma = \frac{P}{d \cdot n \cdot \delta}$ kg/cm²	S_o oben kg/cm²	S_u unten kg/cm²	kg/cm²	$= \frac{\sigma_{Bd}}{\sigma_{zul}}$	$= \frac{\sigma_{Bd}}{S_u}$
A1a(dz,1)	118,8	8,6	10,21	7,29	2,27	9,08	2,92	118,8	8,3	10200	16300	1400 $= \sigma_{zul}$ 2235	1123 (1 $= 0{,}80 \cdot \sigma_{zul}$ 1795 $\tau_{zul} = 0{,}8 \cdot \sigma_{zul} = 1120$	3493 (2 $= 2{,}49 \cdot \sigma_{zul}$ 5580 $\sigma_{lzul} = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul} = 3500$	2685	2655	3980	$\frac{2235}{1400} = 1{,}59$	$\frac{2235}{2655} = 0{,}84$
A1a(dz,2)	118,5	8,5	10,07	7,18	2,27	9,08	2,89	118,5	8,3	10050	16300	1400 $= \sigma_{zul}$ 2270	1105 (1 $= 0{,}79 \cdot \sigma_{zul}$ 1795	3480 (2 $= 2{,}48 \cdot \sigma_{zul}$ 5640	2685	2655	3980	$\frac{2270}{2100} = 1{,}62$	$\frac{2270}{2655} = 0{,}85$
A3d(dz,1)	188,3	10,0	18,83	15,43	2,27	27,24	10,2	188,3	10,4	21600	41300	1400 $= \sigma_{zul}$ 2675	795 (1 $= 0{,}57 \cdot \sigma_{zul}$ 1515 $\tau_{zul} = 0{,}8 \cdot \sigma_{zul} = 1120$	2120 (2 $= 1{,}51 \cdot \sigma_{zul}$ 4050 $\sigma_{lzul} = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul} = 3500$	2545	2505	3770	$\frac{2675}{1400} = 1{,}91$	$\frac{2675}{2505} = 1{,}07$
A3d(dz,2)	188,7	10,1	19,06	15,62	2,27	27,24	10,3	188,7	10,3	21870	39300	1400 $= \sigma_{zul}$ 2515	805 (1 $= 0{,}57 \cdot \sigma_{zul}$ 1445	2125 (2 $= 1{,}52 \cdot \sigma_{zul}$ 3815	2545	2505	3770	$\frac{2515}{1400} = 1{,}79$	$\frac{2515}{2505} = 1{,}0$

Tafel 4a. Abmessungen der Probekörper und die Bruchlasten der Dauerversuche.

2. Nieten. Zur Bestimmung der Kugeldruckhärte H_n wurden die Nietschäfte auf etwa $^2/_3$ des Schaftdurchmessers abgehobelt, die so entstandenen ebenen Flächen geschlichtet. Die auf dieser Fläche mit der Kraft $P = 3000$ kg abgepreßte, polierte Stahlkugel von 10 mm Durchmesser ergab die in Tafel 3 zusammengestellten Werte (Kugeldruckprobe gemäß DIN 1605).

Tafel 3.

Werkstoff	Lieferwerk	Nietdurchmesser mm	Härtezahl H_n kg/mm²	$K_z = 36\,H_n$ kg/cm²
St 37	Dörnen in Derne	15,9 bis 16,3	132	4750
	Knippling, Altona	15,9 „ 16,3	117	4200

e) Prüfung der Nietverbindungen.

Zur Vornahme der Zugversuche werden die Enden der Probekörper (Abb. 16) durch aufgenietete Laschen verstärkt und mit genau in der Längsachse angeordneten Bohrungen von 100 mm Weite versehen.

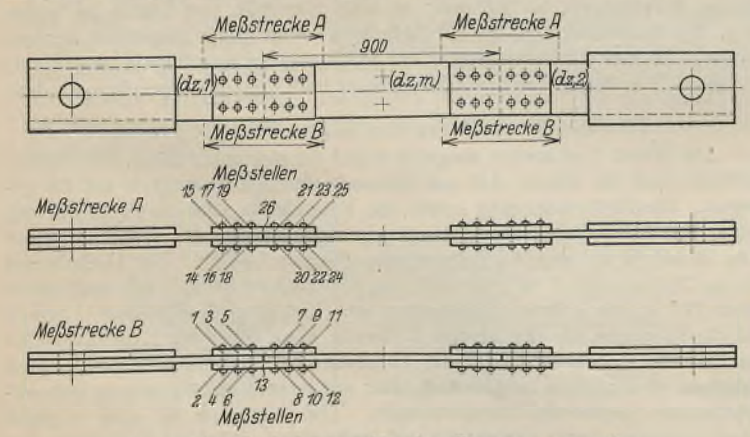


Abb. 16. Probekörper für den Dauerzugversuch zur Prüfung der Nietverbindungen.

Von jeder Versuchsreihe wurde ein Probekörper (kurzer Stab mit einer Verbindung) dem gewöhnlichen (statischen) Zugversuch unterworfen.

Bei den Dauerzugversuchen wurden die langen Doppelstäbe mit je zwei Nietverbindungen in die Dauerprüfmaschine eingespannt. Nach dem Bruch der einen Verbindung konnte die zweite Verbindung durch Annieten der Einspannlaschen auf der Bruchseite weitergeprüft werden.

1. Gewöhnliche Zugversuche.

Die Belastung wurde stufenweise gesteigert, wobei jede Laststufe einmal zur Einwirkung gelangte. Gemessen wurden die gesamten und bleibenden Längenänderungen der Meßstrecken A und B von 250 mm bei den einreihigen und 430 mm bei den dreireihigen Verbindungen, die gesamten und bleibenden gegenseitigen Verschiebungen an vier Stellen, sowie das Öffnen des Spalts an der Stoßstelle.

Die beim gewöhnlichen Zugversuch ermittelten Bruchlasten sind aus Tafel 4 zu ersehen. Mit den Bruchlasten sind die Verhältniszahlen (Sp. 23 u. 24)

$$\frac{\text{stat. Bruchfestigkeit } (\sigma_{Bg})}{\text{zul. Spannung } (\sigma_{zul})} \text{ und } \frac{\text{stat. Bruchfestigkeit } (\sigma_{Bg})}{\text{untere Streckgrenze } (\sigma_{Su})}$$

errechnet.

2. Dauerversuche mit oftmals wiederholter Zugbelastung.

An den in die Dauerprüfmaschine eingespannten Doppelstäben (Abb. 16) wurden unter der Anfangsbelastung P_0 die Meßuhren für die Meßstrecken A und B an der oberen Nietstelle $(dz, 1)$, am mittleren Stabteil (dz, m) sowie an der unteren Nietstelle $(dz, 2)$ abgelesen (Abb. 16), ferner mit Mikroskopen die Abstände der an den Stellen 1 bis 26 angebrachten Marken gemessen. Unmittelbar nach dem Ablesen der Meßuhren und Abnahme der Meßstäbchen wurde der selbsttätige Steuerapparat in Tätigkeit gesetzt, der auf zwei Lastspiele in jeder Minute zwischen der Anfangslast P_0 und der ersten Laststufe P_1 eingestellt war. Nach einer bestimmten Anzahl von Lastwiederholungen wurden die Meßstäbchen wieder eingesetzt und jeweils die gesamten und bleibenden Längenänderungen der Meßstrecken A und B aus den Endstellungen der Zeigerausschläge an den Meßuhren beobachtet. Nach weiteren Wiederholungen des Lastspiels wurde in bestimmten Zeitabständen wieder abgelesen, bis eine meßbare Längenänderungszunahme nicht mehr festzustellen war. Die bleibenden Verschiebungen an den Marken 1 bis 26 wurden in der Regel unter den niedrigen Laststufen nach 6000 Lastspielen, unter den höheren Laststufen nach 3000 Wiederholungen gemessen. Nach dem Erreichen des Ausgleichzustandes wurde die Maschine auf der Anfangsbelastung P_0 stillgelegt, hierauf die zweite Laststufe P_2 eingestellt und auf dieser Stufe das Lastspiel fortgesetzt.

Die Ergebnisse der Meßuhrablesungen und Mikroskopbeobachtungen für die verschiedenen Laststufen P_1, P_2, P_3 bis zur Bruchlast $P_{max}(d)$ wurden in Tabellenform zusammengestellt. Die Abmessungen der Probekörper und die bei den Dauerversuchen ermittelten Dauerbruchlasten sind aus Tafel 4a zu ersehen. Mit den Dauerbruchlasten sind die Verhältniszahlen

$$\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit } (\sigma_{Bd})}{\text{zuläss. Spannung } (\sigma_{zul})} \text{ und}$$

$$\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit } (\sigma_{Bd})}{\text{untere Streckgrenze } \sigma_{Su}} \text{ errechnet.}$$

(Schluß folgt).

Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. **Herbst**, Berlin.

(Schluß aus Heft 23.)

VI. Die Anordnung der Kranbahnen in den verschiedenen Schiffen der Haupthalle und Querhalle.

a) Halle *AB*: Die Kranbahnträger der unteren zwei 6 t-Krane sind alle 5 m gestützt; in Reihe *A* unmittelbar auf die Wandpfeiler und in Reihe *B* durch die Bühnenunterzüge bzw. Stützen. Die Kranbahnträger der zwei oberen 1 t-Krane sind ebenfalls alle 5 m auf Wand *A* gelagert bzw. an der Fachwerkpfette in *B* angehängt.

b) Halle *BC*: Die Kranbahnträger der zwei unteren 6 t-Krane werden in Achse *B* und *C* durch die Bühnenunterzüge im Felde bzw. durch die Stützen in Entfernungen von 5 m abgefangen. Die Kranbahnträger für die zwei 70 t-Krane sind als doppelt unterspannte Träger von 15 m Stützweite in starker Konstruktion gebildet (Abb. 5). Der Träger in Achse *B* hat außerdem noch die Bühnenunterzüge mit ihren Kranlasten aufzunehmen.

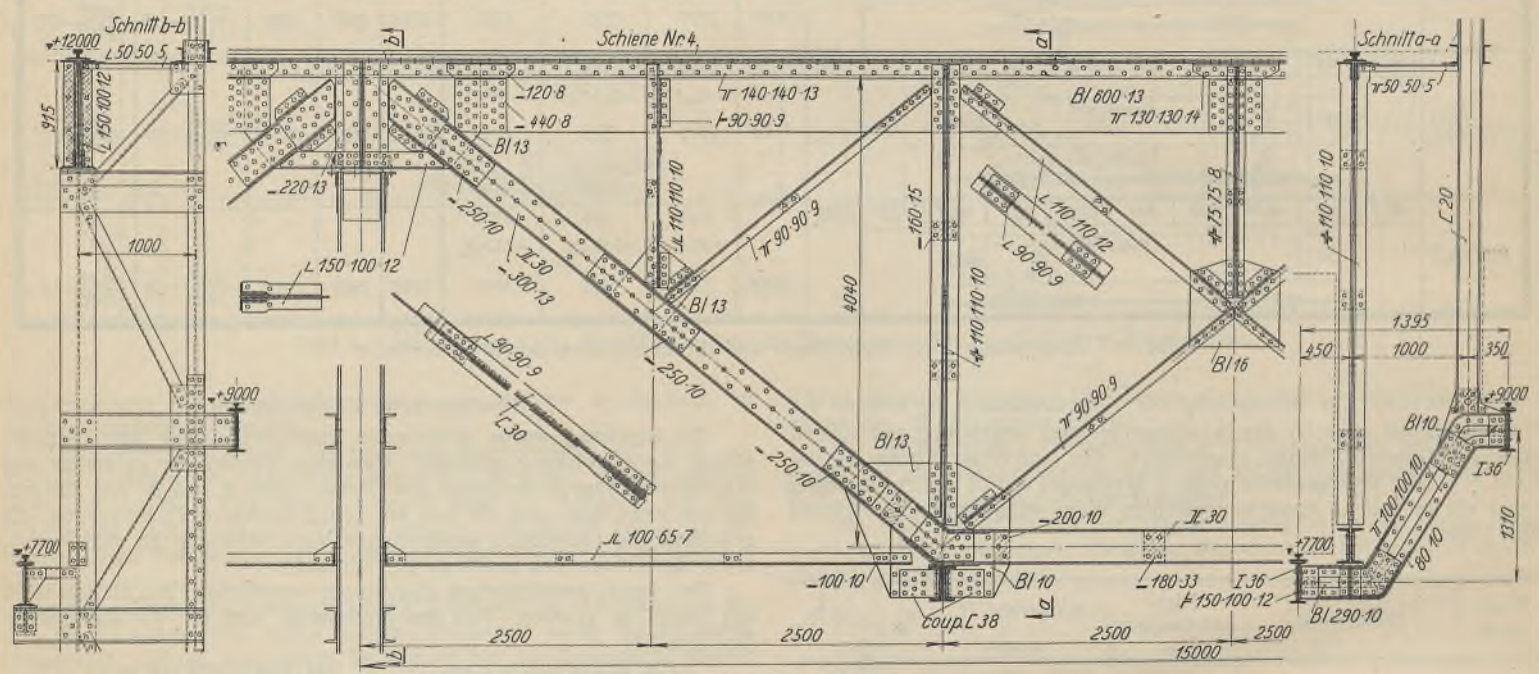


Abb. 6. Konstruktive Durchbildung des Kranbahnträgers in Achse *E* (70 t-Kran).

c) Halle *CD*: Die Kranbahnträger der zwei mittleren 3 t-Krane sind alle 5 m an den Hängestangen der Fachwerkpfetten *C'* und *D'* befestigt. Die Kranbahnträger der zwei unteren 1 t-Krane sind alle 5 m an den Bühnenträgern im Felde und unmittelbar an den Stützen gelagert. Die Kranbahnträger der zwei oberen 1 t-Krane sind ebenfalls alle 5 m gelagert, an den Hängestangen der Fachwerkpfetten bzw. an den Stützen *C* und *D* unmittelbar gestützt.

d) Halle *DE*: Die Kranbahnträger sind hier genau so gelagert wie in Halle *BC*. In Achse *E* sind jedoch die Kranbahnträger für die 70 t-Krane nicht als unterspannte Träger, sondern als normale Fachwerkträger ausgebildet, weil in dieser Achse keine Bühnen und Umsatzklappen vorhanden sind (Abb. 6).

e) Halle *EH*: Die Kranbahnträger der zwei 6 t-Krane sind in Achse *E* alle 5 m durch Hängestangen am Dachunterzug bzw. an den Stützen *E* gelagert, während sie in Achse *F* als durchlaufende Fachwerkträger mit 15 m Stützweite ausgebildet sind. Die Kranbahnträger der 30 t-Krane im nächsten Feld sind in Achse *F* und *G* als Blechträger von 15 m Spannweite ausgebildet, ebenso die Kranbahnträger der 6 t-Krane in den Achsen *G* und *H*. Die Kranbahnträger in Achse *F* und *G* übernehmen, wie bereits erwähnt, außer den Kranlasten noch in Feldmitte die Dachlasten. Die Kranbahnen des Schiffes *G—H* sind über die Wand Reihe 1 hinaus in den Hof verlängert, wo sie auf besonderen Stützen gelagert sind.

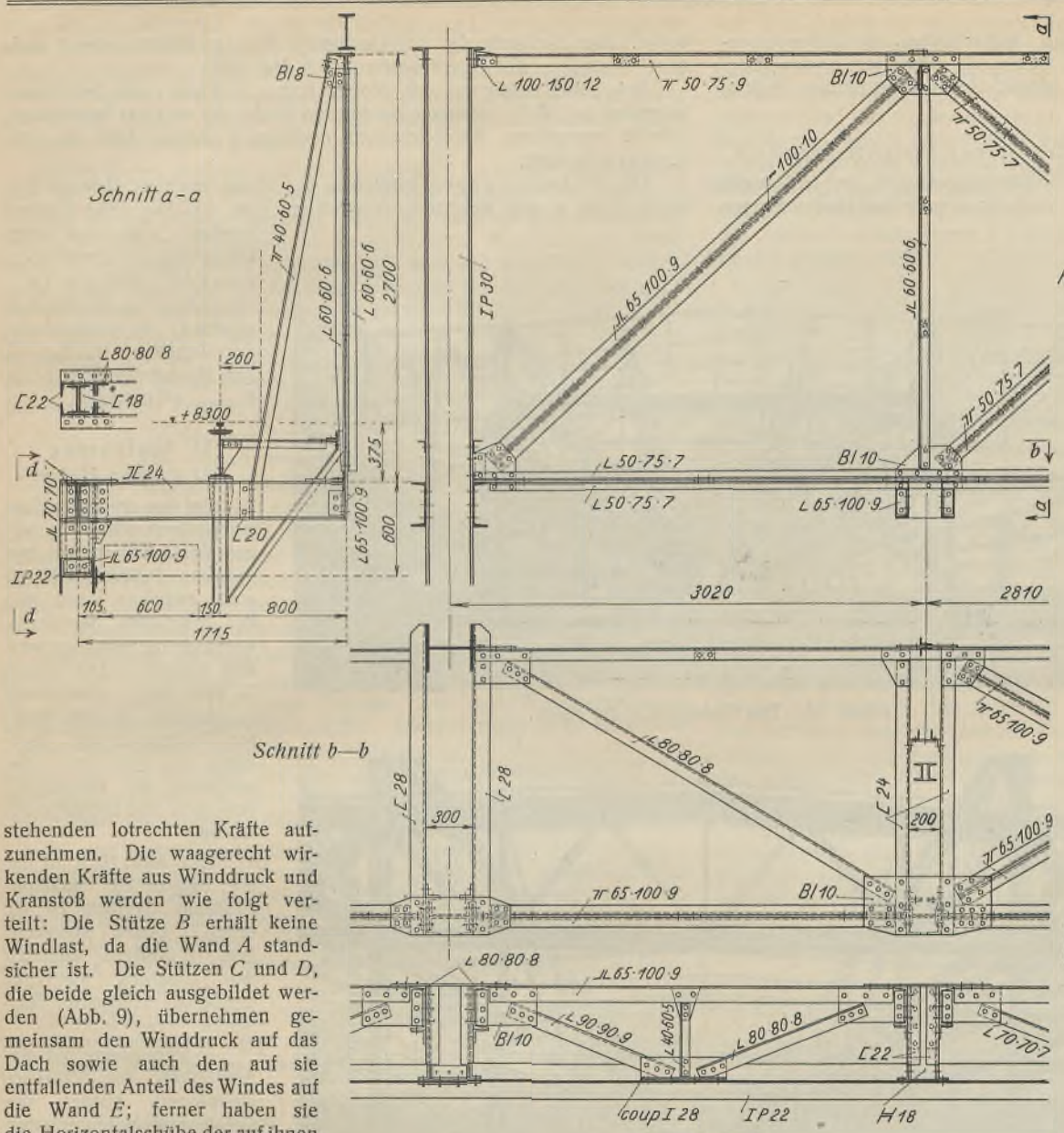
f) Querhalle: In der Halle *AB* laufen die Kranbahnträger der 6 t-Krane noch in das Feld 14—15 hinein; der Träger in Achse *B* wird durch eine besondere Stütze abgefangen. Die Kranbahn der oberen 1 t-Krane sind bis zur Reihe 16 durchgeführt. Die Kranbahnträger der zwei 6 t-Krane (Abb. 3) sind in Reihe 14 an den Stielen und Stützen der Wand 14 befestigt und in Reihe 15 etwa alle 3 m durch Zwischenabstützungen der Bühnenunterzüge bzw. durch die Stützen unmittelbar unterstützt. Die Kranbahnen des fahrbaren Konsolkrans sind als besondere Träger zwischen den Stützen der Reihe 15 den Stützenabständen entsprechend in Spannweiten von 9,05 bis 12,85 m ausgebildet. Für diesen Kran sind drei Kranbahnen vorhanden, eine untere zur Aufnahme der senkrechten Lasten und je eine obere und untere waagerechte zur Aufnahme des aus dem Kippmoment herrührenden Kräftepaares. Die obere Kranbahn (Abb. 7) besteht aus einem waagerecht liegenden Breitflanschträger I P 22 mit aufgesetzter Kranschiene. Ihre Abstützung an den Stützen und an sämtlichen Untergurtknoten des Dachträgers in Reihe 15 erfolgt durch Konsolen aus ⊐-Profilen. In Verbindung mit diesem Dachträger ist ein räumliches Traggebilde ausgebaut, welches aus einem an seiner unteren Gurtung anschließenden waagerechten Fachwerkträger von 1715 mm Höhe und einem in der Mittelebene des waagerechten Kranbahnträgers liegenden senkrechten Fachwerkträger von 600 mm Höhe besteht. Die Gurtungen dieses letztgenannten Fachwerkträgers bestehen aus der Kranbahn selbst und anderseits (oben) aus einem Winkelpaar. Die beiden unteren Kranbahnen sind zu einem vollwandigen Träger (Abb. 8) kreuzförmigen Querschnittes vereinigt. Auf beiden Trägern sind besondere Kranlaufschienen vorgesehen. Der waagerechte, von Stütze zu Stütze frei tragende Kranbahnträger besteht aus einem I P 55 mit aufgelegten Gurtplatten (Abb. 8) und I 55 für die kleineren Stützweiten. Er durchdringt den senkrecht angeordneten Kranträger, welcher als zweiteiliger Blechträger ausgebildet und mittels Winkeln an den waagerechten Kranbahnträger angeschlossen ist. Die Höhe dieses Blechträgers ist 800 mm; er trägt ebenfalls von Stütze zu Stütze frei. Die Kranbahnträger des 6 t-Hofkranes sollen später ausgeführt werden. In Reihe 16 sind die Bühnenträger zur Aufnahme des Kranträgers ausgekragt; in Reihe 17 sollen später besondere Träger und Stützen vorgesehen werden.

VII. Die Anordnung der Wände in der Halle.

Die Wand *A* ist massiv ausgeführt und für sich standsicher, aus diesem Grunde sind die Binder *AB* und Bühnenunterzüge beweglich auf ihr gelagert. Die Dacheindeckung sowie die Betondecke sind durch Anordnung einer Randpfette bzw. eines Randkappenträgers von der Wand getrennt. Die Wand *H* ist eine $^1/_2$ Stein starke Fachwerkwand. Die Giebelwand in der Stützenreihe 1 ist ebenfalls eine Stahlfachwerkwand, die nach außen zum Teil $^1/_2$ bis 1 Stein vorgemauert ist. Zwischen den Achsen *G* und *H* ist die Kranbahn für die beiden 2 t-Krane über die Wand 1 hinausgeführt in den Hof. Zum Abschluß des Gebäudes ist außer der Kranbahn eine fahrbare Kranschürze angeordnet, die aus einem Rahmenträger mit aufgenietetem gepreßten Blech besteht. Die Wand 14 ist eine $^1/_2$ Stein stark ausgemauerte Fachwerkwand mit einer Öffnung zwischen den Achsen *G* und *H* sowie einer größeren Öffnung zwischen den Achsen *C* und *D*. Zur Aufnahme der Lasten wird über dieser Öffnung ein kräftiger Fachwerkträger angeordnet. Die Wand 14 dient gleichzeitig als Trennwand zwischen Haupt- und Querhalle. Die Giebelwand in Stützenreihe 16 ist eine massive Betonwand, die unten pendelnd aufzufassen ist. Weitere Trenn- und Zwischenwände befinden sich in den Achsen *F* und *G*; im übrigen sind noch verschiedene andere kleinere Zwischenwände vorhanden, alle aus Eisenfachwerk.

VIII. Die Anordnung der Stützen (Windbelastung).

Die Stützen in den Achsen *B* bis *H* sind mit Einspannung im Fundament ausgeführt. Jede Stütze hat die aus Dach-, Kran- und Bühnenlasten ent-



stehenden lotrechten Kräfte aufzunehmen. Die waagerecht wirkenden Kräfte aus Winddruck und Kranstoß werden wie folgt verteilt: Die Stütze *B* erhält keine Windlast, da die Wand *A* standsicher ist. Die Stützen *C* und *D*, die beide gleich ausgebildet werden (Abb. 9), übernehmen gemeinsam den Winddruck auf das Dach sowie auch den auf sie entfallenden Anteil des Windes auf die Wand *E*; ferner haben sie die Horizontalschübe der auf ihnen gelagerten Kranbahnen aufzunehmen. Die Stützen in Reihe *E* nehmen zunächst ihren Anteil des Windes auf die Wand *E*, sowie den Wind auf das Dach *EH* und den auf sie entfallenden Anteil des Windes auf die Wand auf. Schließlich übernehmen sie noch die Horizontalschübe der auf ihnen gelagerten Kranbahnen. Die Stützen *F* und *G* übernehmen keinen Wind; jedoch die Horizontalschübe der Kranträger. Die Stütze *H* nimmt den Wind auf die Wand *H* auf und den Horizontalschub der Kranbahnen.

Abb. 7. Konstruktive Durchbildung der Kranbahn des Konsolkranes in der Querhalle und in Halle *A—B* (s. Abb. 8).

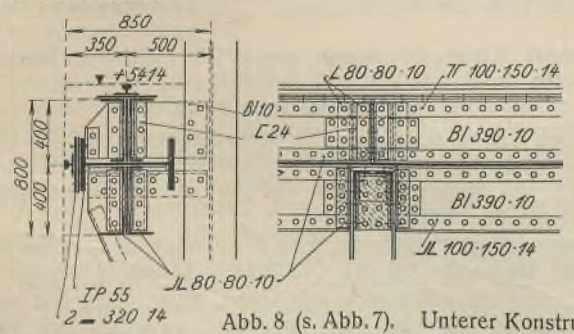


Abb. 8 (s. Abb. 7). Unterer Konstruktionsteil der Kranbahn des Konsolkranes in Halle *A—B* und in der Querhalle.

In der Längsrichtung der Halle (Ost-West) ist die Giebelwand 1 als Pendelwand aufzufassen, die sich gegen die Konstruktion der Haupthalle lehnt. Durch die Pfetten, Dachunterzüge bzw. Kranträger werden die Windlasten und Bremskräfte der Krane in die in den Achsen *B* bis *H* zwischen Reihe 7 und 8 angeordneten Portale geleitet. Auch die Wand 14 zwischen Haupt- und Querhalle ist eine Pendelwand, die sich jedoch nicht gegen die Konstruktion der Haupthalle stützt, sondern gegen die Dachbinder der Querhalle 14—15 bzw. gegen die Stützen in Reihe 15. Die Anordnung wurde so gewählt, damit die Spurweite der Kranbahn für den Kran unveränderlich bleibt. Die Stützen der Reihe 15 nehmen den Wind auf die Wände 16 und 14, sowie die Horizontalstöße der Krane auf. Außerdem nehmen die Stützen in Reihe 15 von Achse *B* bis 7 noch die durch den Konsolkran hervorgerufene Momentwirkung auf. Das Portal in der Achse 9—10 nimmt den Wind auf die Wand *B* bzw. *H* von Reihe 14 bis 16 sowie die Bremskräfte der Krane auf. In der Wand 14 ist die Verstrebung für den Wind auf Wand *H* 13 bis 15 angeordnet.

Bei der Gesamtanlage der in zwei Richtungen beanspruchten Stützen, die auf besonderen Betonfundamenten stehen, mußte wegen des hohen Grundwasserstandes auf eine gedrungene Fuß- und Einspannungsausbildung mit Verankerung Rücksicht genommen werden. Bauanlage und Anordnung der Stützen ist aus den Plänen zu ersehen — vor allem

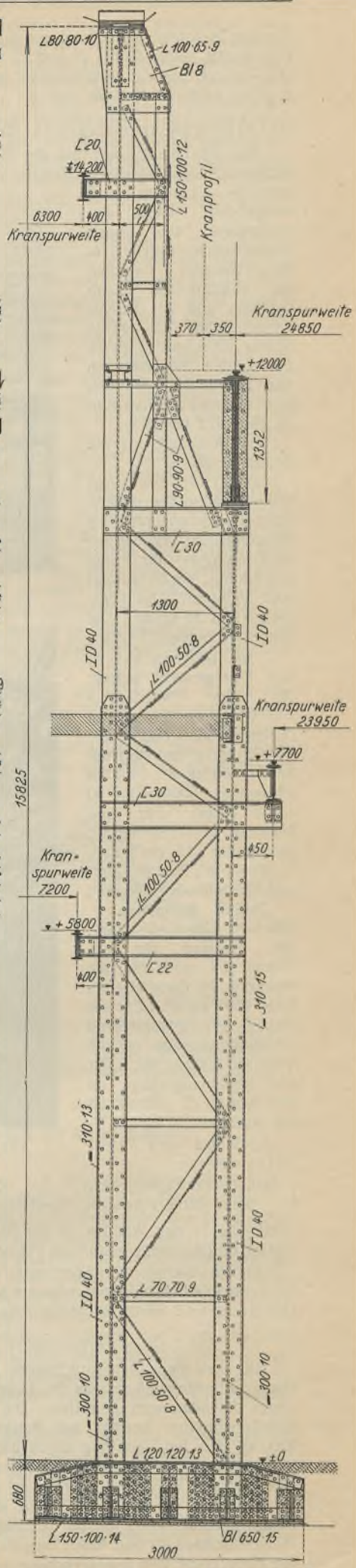


Abb. 9. Ausbildung der Stützen *C* u. *D*.

aus dem Hauptquerschnitt und aus den Längsschnitten. Besonders eigenartig ist die starke Stütze *D* und *C*, welche die schwersten Lasten fester und beweglicher Art aufzunehmen haben; ihren konstruktiven Aufbau zeigt im größeren Maßstab Abb. 9.

IX. Statische Grundlagen für den Standsicherheitsnachweis.

Für die Berechnung sind die Belastungsannahmen und zulässigen Beanspruchungen sämtlicher Bauteile nach den preußischen Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 maßgebend. Diese Bestimmungen sind durch Sonderbestimmungen in Besprechungen zwischen der ausführenden Stahlbaufirma und der Reichsbahndirektion in Halle (später Dresden) ergänzt. So werden hauptsächlich alle Druckstäbe nach den Reichsbahnvorschriften vom 12. Mai 1922 berechnet.

Als Annahme für die Belastung galt:

a) Dacheindeckung: Hohlsteindecke 6 cm stark in Zementmörtel einschließlich Eiseneinlagen 55 kg/m²; dazu 10 kg/m² für Pappeindeckung, ergibt zusammen 65 kg/m². Das Glasdach wiegt 30 kg/m². Die Schneelast beträgt 75 kg/m².

b) Bühnenlasten: Das Eigengewicht beträgt für eine Nutzlast $p = 1000$ kg/m²: Eisenbeton (12 cm stark) = 300 kg/m², Putz 20 kg/m² und Holzfußboden 30 kg/m²; mithin zusammen $300 + 20 + 30 = 350$ kg/m². Für eine Nutzlast $p = 1500$ kg/m²: Eisenbeton 15 cm stark = 400 kg/m², Putz 20 kg/m² und Holzfußboden 30 kg/m²; mithin zusammen $400 + 20 + 30 = 450$ kg/m². Die Nutzlast für die Bühne *AB* und für die Bühne in der Querhalle beträgt 1500 kg/m². Für die Bühne *CD* einschließlich Verbindungsgänge ist die Nutzlast 1000 kg/m². Für die Bedienungsgänge an den Achsen *C'* und *D'* ist die Nutzlast 250 kg/m².

c) Wand- und Windbelastungen:

Mauerwerk, Eigengewicht	1800 kg/m³
½ Stein starke Fachwand, Eigengewicht	250 kg/m²

Glasfläche in den Wänden 15 bis 30 kg/m². Der Winddruck wurde zu 150 kg/m² (senkrecht getroffene Fläche) angenommen.

d) Die höchste Kantenpressung auf die Zementfuge zwischen Stützenfußplatte und Betonfundament sollte 35 kg/cm² nicht überschreiten. Der Baugrund durfte mit 3 bis 4 kg/cm² beansprucht werden.

X. Zulässige Beanspruchungen und Lasten.

Die zulässigen Beanspruchungen richten sich nach den preußischen Hochbau-Bestimmungen vom 24. Dezember 1919; jedoch sind auch hier einige Abänderungen getroffen. Die zulässige Beanspruchung für die Stahlkonstruktion beträgt bei Belastung nur durch die Hauptkräfte 1200 kg/cm²; bei Belastung durch die Hauptkräfte, Wind- und Kranstoß je eines Kranes 1400 kg/cm²; diese Beanspruchung konnte noch bei Kranstoß mehrerer Krane auf 1600 kg/cm² erhöht werden. Darüber hinaus ist bei Bauteilen, die eine große Reihe aller nur möglichen Belastungen erhalten können, wie z. B. die Kranträger der 70 t-Krane, bei der sorgfältigen Herstellung und Aufstellungsüberwachung für Belastung nur durch die Hauptkräfte eine Beanspruchung von 1400 kg/cm² zugelassen, die bei Berücksichtigung von Wind und Kranstoß bis 1600 kg/cm² erhöht werden durfte. Der Nachweis der Knickfestigkeit aller Druckstäbe erfolgt nach den Vorschriften der Reichsbahn vom 12. Mai 1922.

Bei Berücksichtigung des Stoßes mehrerer Krane und bei Probebelastung mit 25 % erhöhten Raddrücken durfte die in einer besonderen Tabelle angegebene Knicksicherheit noch im Verhältnis 1400 zu 1200 verringert werden.

Die Nietspannungen wurden in der Weise ermittelt, daß die Anlagen 5 bis 8 der Reichsbahnvorschriften vom 12. Mai 1922 benutzt wurden. Dort sind unter Benutzung der Grundwerte $\sigma_s = 0{,}8\,\sigma_{zul}$ und $\sigma_l = 2\,\sigma_{zul}$ die reduzierten Nietflächen ermittelt; die Kleinstwerte der Tabellen wurden in den Berechnungstafeln als $F_{min\ red}$ eingetragen.

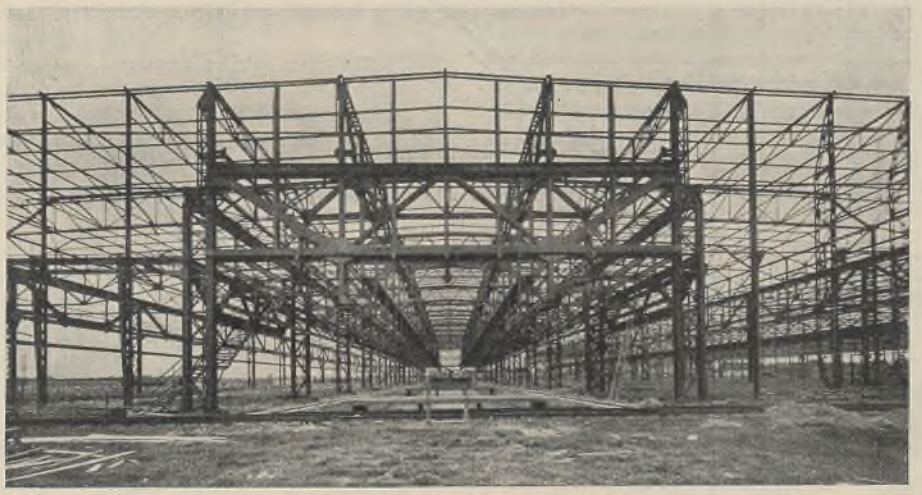


Abb. 10. Das Stahlskelett der Halle.

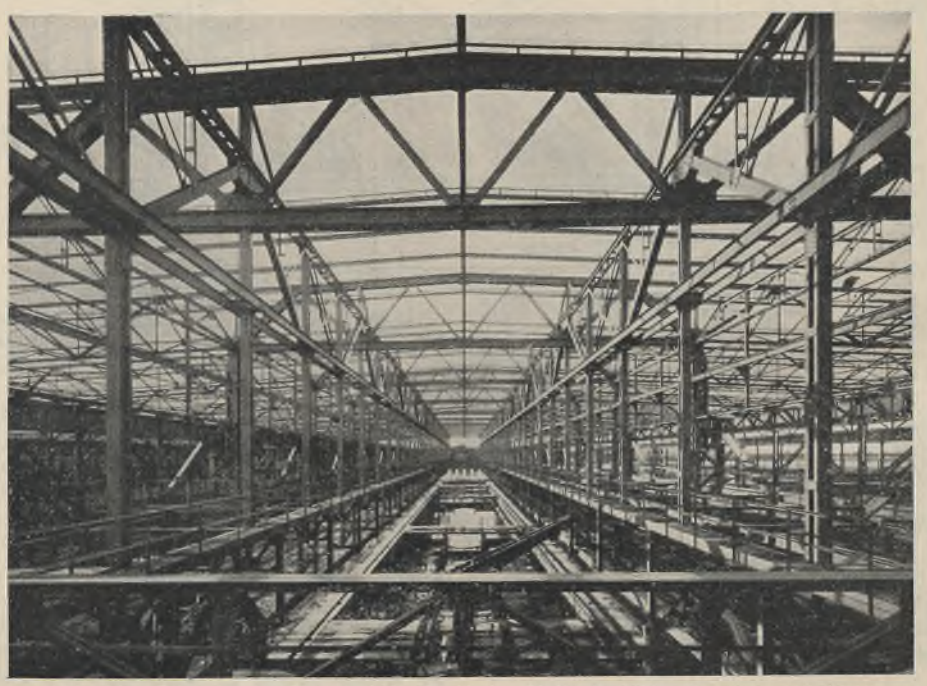


Abb. 11. Blick in das Hauptschiff *C—D* der Halle in Höhe der Arbeitsbühnen.

XI. Ausführung der großen Halle.

Bei den erörterten Entwurfsplänen waren die allgemeinen Bauarbeiten bereits im Februar 1925 so weit gediehen, daß mit der Errichtung der Stahlkonstruktion begonnen werden konnte. Die ganze — etwa 3600 t umfassende — Montage ist mit größter Beschleunigung, allerdings je nach den Dispositionen der Bauleitung, betrieben und fertiggestellt worden.

Aus Abb. 10 u. 11 ist die aufgestellte Stahlkonstruktion deutlich zu ersehen. Beide Abbildungen vermitteln zugleich den Eindruck von der Größe des imposanten Bauwerks.

In Verbindung mit der Aufstellung der Stahlkonstruktionen wurden die Beton- und Maurerarbeiten der ausgedehnten Seiten-, Quer- und Giebelwände, sowie die Eindeckung des Daches mit Hohlsteinplatten und Oberlichtern, schließlich alle Installations- und Ausrüstungs-Einrichtungen durchgeführt. Der ganze Bau, der unzweifelhaft ein sehr bemerkenswertes und hochinteressantes Ingenieurwerk darstellt, konnte am 2. XII. 1929 dem Betrieb übergeben werden.

XII. Dacheindeckung.

Es sollen anschließend noch die Dacheindeckung und die Oberlichteinrichtung kurz beschrieben werden, welche bei einer Halle solcher Größe auch von Bedeutung sind und für andere Hallen solcher Art manche interessante Hinweise geben.

Besondere Sorgfalt mußte der Wahl der Eindeckung der etwa 20000 m² umfassenden Dachdecke mit den Oberlichtern gewidmet werden.

Die Eindeckung sollte nicht nur leicht, billig, dicht und tragsicher, sondern auch im Interesse eines möglichst wirtschaftlichen Heizungsbetriebes für den gewaltigen Raum sehr wärmehaltend ausfallen. Die Träger der Dacheindeckung bildeten die Stahlpfetten, welche im Mittel 2,25 bis 2,60 m entfernt lagen.

Zunächst sollte eine Eindeckung in Form von 8 cm starken Bimsbetonplatten gewählt werden; nach eingehenden Erwägungen der Bauleitung und Unternehmer wurde aber endgültig eine Leichtsteindachdecke in Aussicht genommen, die am Orte hergestellt und mit den Pfetten durch Windhaken verankert werden. Nach Untersuchungen des Staatlichen Material-Prüfungsamtes in Berlin-Dahlem zeigte sich, daß die gewählte 6 cm-Leichthohlsteinplatte ungefähr die gleiche Wärmedurchgangszahl auf-

wies, wie die schwerere und bei der Beförderung leicht zu beschädigende 8 cm starke Bimsbetonplatte. Die Herstellung und Verlegung der Leichthohlsteinplatten-Dachdeckung war der Firma Raebelwerke G m. b. H. in Berlin-Tempelhof übertragen. Leichthohlsteinplatten von je 20 cm Breite und 33 cm Länge wurden von den Elektrischen Tonwerken Oberlangenöls, Bez. Liegnitz geliefert.

Diese 6 cm starken Leichthohlsteinplatten wurden kontinuierlich über die bis zu 2,65 m weiten Pfettenfelder hinweggeführt. In 25 m Abstand wurden mittels doppelter Papplage Dehnungsfugen vorgesehen. Die vom Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem durchgeführte Probebelastung einer über drei Felder von 2,75 m Weite gespannten Deckenplatte dieser Art ergab bei Belastung von zwei Feldern mit 460 kg/m² die ersten Risse; der Bruch erfolgte erst bei einer Belastung von 600 kg/m², also dem Vierfachen der Nutzlast. Für die Herstellung der Dacheindeckung war die Schalung an den Stahlpfetten befestigt. Täglich wurden 150 bis 300 m² Dachdecke fertiggestellt; hierbei erfolgte zugleich das Verlegen der Zargen für die Oberlichter.

XIII. Die Anordnung der Oberlichter.

Für das Hallendach waren nach dem Entwurf der Bauleitung im ganzen 12 000 m² kittloses Glasdach nebst Zubehör vorgesehen, deren Lieferung im Dezember 1926 öffentlich ausgeschrieben wurde. An dieser Ausschreibung beteiligten sich rd. 20 deutsche Firmen, die sich mit der Herstellung kittloser Glasdächer befassen. Die Entscheidung über Zuschlag und Auswahl der geeigneten Anstellung war schwierig, zugleich aber richtunggebend für zukünftige Wettbewerbe.

Zunächst war die billigste Glasdachausführung in Aussicht genommen, bei der für den Rostschutz der Walzsprossen ein dreimaliger Ölanstrich, für die Glasauflage Teerschnur, für die First- und Traufabdichtungen verzinktes Blech gewählt werden sollte. Dieser Lösung haftet aber ohne Zweifel der Nachteil an, daß der Ölfarbenanstrich der Sprossen dem Angriff der am Glasdach fast stets vorhandenen Feuchtigkeit und der säurehaltigen Abgase der Schmiedefeuer, Lötöfen usw. nicht lange widerstehen kann, so wenig wie die verzinkten Blechteile der Dichtungen.

Da nun Instandsetzungen und Anstricharbeiten am Glasdach unter allen Umständen teuer, für den Betrieb lästig und für die übrige Dachhaut schädlich sind, und da schließlich zerstörte Glasauflageschnüre zum Glasbruch führen können, so empfahl es sich am Ende, auf die Vorschläge der Firma J. Eberspächer, Glasdachfabrik, G. m. b. H. in Eßlingen a. N., einzugehen und eine bewährte und solide korrosionsgeschützte Glaseindeckung zu wählen.

Einen Querschnitt durch die zur Ausführung gekommene Konstruktion der Firma Eberspächer zeigt Abb. 12. Als tragendes Glied wurde die geschlossene Rinnensprosse System „Wema" DRP. verwendet, die einen

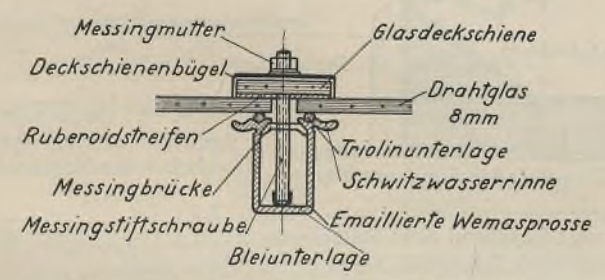


Abb. 12. Querschnitt der Glaseindeckung.

statisch sehr günstigen, tragfähigen Querschnitt besitzt; ihre Rinnenform gewährleistet sicheres Ableiten des Wassers, wenn solches unter der Deckschiene hindurch und durch die Stoßfuge der Glasscheiben etwa eindringen sollte. Das Kondenswasser, das sich besonders im Winter an der Unterseite der Glasscheiben bildet und das bei schrägliegendem First sich an der Sprosse sammelt, wird durch die Schwitzwasserrinne unschädlich ins Freie abgeleitet. Abtropfen ist somit sicher vermieden. Die Messingstiftschraube samt Messingbrücke läßt sich ohne irgendwelche Bearbeitung der Sprosse an jeder Stelle anbringen. Die Bleiunterlage am Fuß der Stiftschraube schützt den Emailüberzug der Sprossen vor Beschädigung beim Festziehen. Als weiche, schmiegsame Auflagerung für das Glas wurde eine gegen Witterungseinflüsse sehr widerstandsfähige Triolinunterlage, sogenannte „Wema-Schnur", verwendet. Diese Art der Auflagerung gewährleistet dem Glas genügend Bewegungsfreiheit bei Temperaturänderungen und bei Erschütterungen, ein Hauptvorzug des kittlosen Systems gegenüber dem Kittglasdach; der Glasbruch wird hierdurch auf ein Minimum reduziert. Die Fuge zwischen zwei Glastafeln wird durch Glasdeckschienen DRP. überdeckt, die gleichzeitig das Abheben der Glastafeln verhindern. Der Gedanke, Deckschienen aus Drahtglas anstatt wie früher aus Blech zu machen, entstand hauptsächlich aus dem Bestreben, rostsicheres Material hierfür zu verwenden; diese Deckschienen haben sich auch unter sehr ungünstigen Verhältnissen bewährt. Die einzelne Deckschiene besteht aus 5 cm breiten und etwa 50 cm langen Glasstreifen; der Stoß dieser Streifen ist mit einem Deckschienenbügel aus Kupfer überdeckt; an dieser Stelle erfolgt auch die Befestigung mittels Stiftschraube und Messingmutter. Die Unterteilung in nur 50 cm lange Stücke erfolgt, um die Biegungsbeanspruchung der Glasdeckschienen möglichst klein zu halten. Zwischen Glasdeckschiene und dem Drahtglas ist ein Streifen aus teerfreier Pappe eingeklebt, durch den erhöhter Schutz gegen Eindringen von Wasser und gegen Wärmeverlust erreicht wird.

Der schon oben erwähnte besondere Rostschutz der Sprossen besteht aus einem säurefesten Emailüberzug, für den die Firma ein Deutsches Reichspatent besitzt. Dieser Überzug wird natürlich erst nach vollständiger Bearbeitung der Sprossen aufgebracht; er ist in hohem Grade stoßfest, was im Hinblick auf unvermeidliche kleine Stöße während der Montierung sehr erwünscht ist. Selbstverständlich werden diese Teile durch Spezialmonteure eingebaut, die wissen, daß selbst die geringste Beschädigung des Überzuges unter allen Umständen vermieden werden muß. Über die hervorragenden Rostschutzeigenschaften des Emailüberzuges gegen Feuchtigkeit in Verbindung mit Säuren braucht wohl nichts gesagt zu werden. Auch die von mancher Seite vorgebrachte Befürchtung, der Überzug könnte absplittern, ist unbegründet. Nach Versuchen an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart tritt ein Absplittern des Emailüberzuges erst nach Überschreiten der Streckgrenze des Stahls ein. Ein wichtiger und oft nicht beachteter Vorzug des Emailüberzuges liegt in seiner Eigenschaft, elektrischen Strom nicht zu leiten. Dadurch wird die Bildung einer galvanischen Kette zwischen dem Kupfer der Dachrinnen und Dichtungsbleche und zwischen dem Eisen der Sprossen mit Sicherheit vermieden. Das Auftreten einer galvanischen Kette, wie es z. B. bei Verzinkung der Sprossen sehr gut denkbar wäre, würde zu beschleunigter Zerstörung des weniger edlen Metalls, hier also des Zinküberzugs und später des Eisens, führen.

Die Sprossen sind in Abständen von 61 cm angeordnet, so daß sich 60 cm Drahtglastafelbreite ergibt. Diese enge Teilung wurde mit Rücksicht auf Versuchsergebnisse von Professor Graf[1]) an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart gewählt. Das verwendete Drahtglas hat 8 mm Stärke; es wurde von der AG. für Glasindustrie,

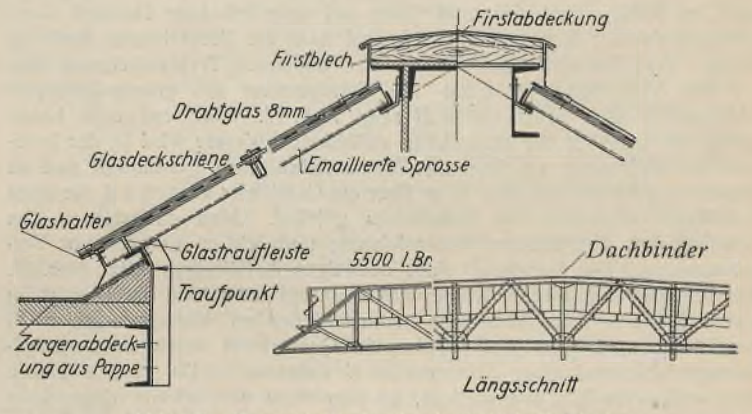


Abb. 13. Querschnitt durch ein Sattel-Glasdach.

vorm. Friedrich Siemens in Dresden, mit drei drahtfreien Rändern angeliefert, um auch hier möglichste Rostsicherheit zu erreichen. Man hat nämlich die Erfahrung gemacht, daß das Drahtgewebe des Drahtglases an den Schnittkanten, wo die Drahtenden freiliegen, rostet; dabei vergrößert der Draht sein Volumen, und dies führt manchmal zu Sprengungen der Drahtglastafel vom Rande her. Diese Gefahr ist hier auf eine einzige Kante bei jeder Glastafel beschränkt, da an allen anderen drei Rändern das Drahtgewebe völlig im Glas eingebettet ist.

Sämtliche Blechteile der Abdichtungen an Traufe und First, sämtliche Rinnen und Abfallrohre, sämtliche Beschläge sind, wie schon oben gesagt, aus Kupferblech; der höhere Anschaffungspreis gegenüber verzinktem Eisenblech wird sich durch Ersparnis an Überholungen weitaus bezahlt machen.

Einen Querschnitt und einen Längsschnitt durch die Sattelglasdächer auf der Haupthalle zeigt Abb. 13; der schwere Binder liegt zum Teil im Glasdach; die Firstabdeckung des Binderobergurts in Kupfer auf Holz wurde ebenfalls von der Firma ausgeführt. Bemerkenswert ist

[1]) Otto Graf, Versuche mit großen Glasplatten auf eisernen Sprossen; Z. d. V. d. I. 28. April 1928.



Abb. 14.
Blick auf die Sattel-Glasdächer.



Abb. 16. Einbau
der doppelten Traufabdichtung beim Glasdach.

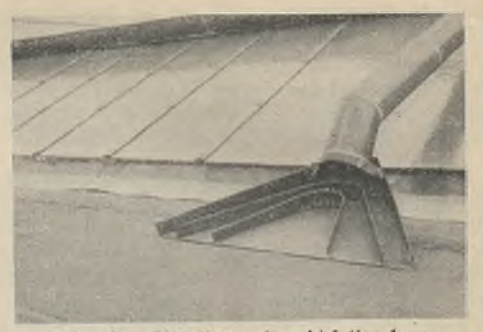


Abb. 18. Mündung des Abfallwehres
auf der Dachfläche.



Abb. 15. Blick auf das Sattel-Glasdach. (Giebelleisten.)

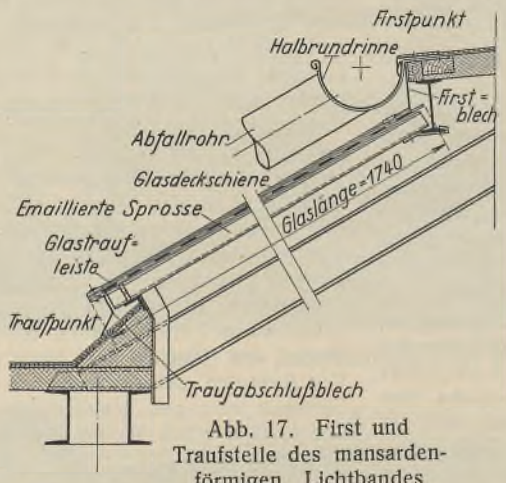


Abb. 17. First und
Traufstelle des mansarden-förmigen Lichtbandes
über der Stützreihe *B*.

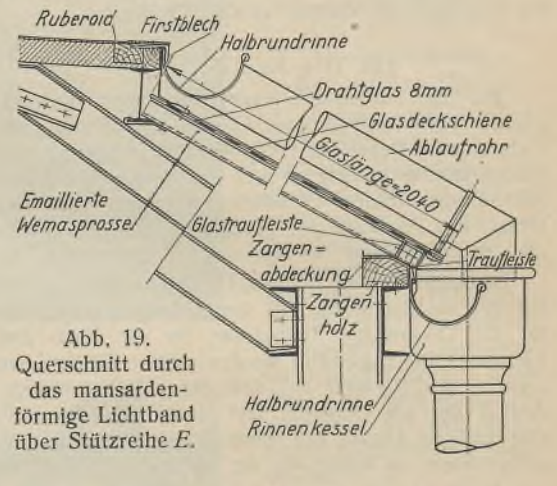


Abb. 19.
Querschnitt durch
das mansarden-förmige Lichtband
über Stützreihe *E*.

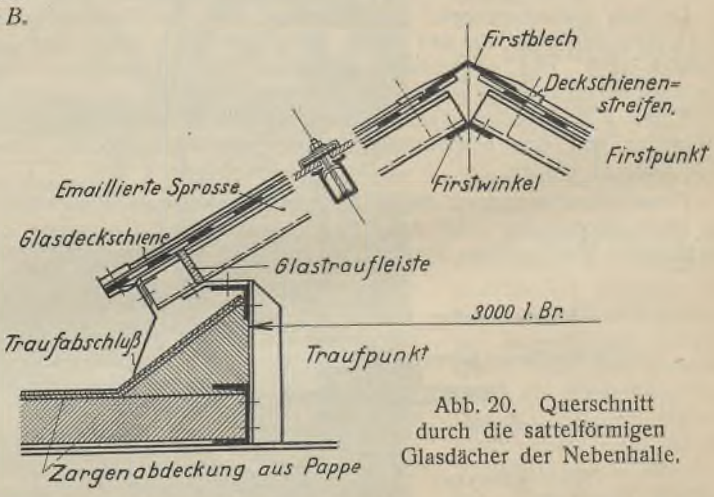


Abb. 20. Querschnitt
durch die sattelförmigen
Glasdächer der Nebenhalle.

die doppelte Abdichtung an der Traufe, einmal durch ein kupfernes Traufabschlußblech und dann noch durch eine Traufleiste aus Drahtglas; diese Anordnung, die bei sämtlichen Glasdächern dieses Baues getroffen wurde, hat den Zweck, den Wärmedurchgang an dieser Stelle möglichst klein zu halten. Abb. 14 zeigt links auf dem erhöhten Dachteil diese Sattelglasdächer; auch auf Abb. 15 sind links die Giebelleisten noch zu sehen. Abb. 16 stellt den Einbau der doppelten Traufabdichtung dar.

Die Ausbildung des First- und Traufpunktes des mansardförmigen Lichtbandes über Stützenreihe *B* zeigt Abb. 17. Das von dem höher gelegenen Dachteil der Haupthalle abfließende Wasser wird in der halbrunden Kupferrinne am First des Mansardglasdaches gesammelt und in kupfernen Abfallrohren alle 15 m über die Glasfläche hinweg auf die feste Dachfläche unterhalb des Glasdaches geleitet. Man entlastet so das Glasdach von übermäßiger Wasserführung und schützt es auch vor Verschmutzung. Die Mündung eines derartigen Abfallrohres zeigt Abb. 18. Ein besonderer kupferner Wasserverteiler sorgt dafür, daß die Dachfläche durch die aus dem Abfallrohr herausschießenden Wassermengen nicht beschädigt wird. Auf Abb. 19 ist ein Querschnitt durch das mansardförmige Lichtband über Stützenreihe *E* dargestellt. Da an die Traufe eine senkrechte Wand anschließt, ist hier noch eine zweite Regenrinne notwendig. Alle 15 m sind Rinnenkessel angeordnet, die das Wasser beider Rinnen sammeln und durch Abfallrohre entlang den Stützen ableiten.

Abb. 20 zeigt den Querschnitt durch die sattelförmigen Glasdächer der Nebenhalle. Eine besondere Firstpfette ist hier nicht vorgesehen, jedes Sprossenpaar bildet vielmehr einen Dreigelenkbogen. Die Giebelwände sind hier sowohl wie auch bei der Haupthalle verglast; hier sind auch Lüftungsklappen eingebaut. Das mansardförmige Lichtband über Stützenreihe *H*, Bild 1 rechts, ist im Schnitt nicht besonders dargestellt, da es nichts Neues bietet.



Abb. 21. Die neue Halle für elektrische Lokomotiven in Dessau.

Der Einbau der Glasdächer erfolgte von Mitte Juli bis Mitte November 1927 ohne jeden Unfall. — Die Anordnung, Konstruktion und Ausführung der Glasdächer für die Eisenbahnwerkstätte Dessau kann in jeder Beziehung als zweckmäßig und vorbildlich bezeichnet werden; es steht zu erwarten, daß die besonderen Aufwendungen für die gewählte beste Ausführung sich im Laufe der Jahrzehnte durch den Fortfall aller Überholung rechtfertigten.

XIV. Bau der Halle.

Bei dem Bau der Halle des Ausbesserungswerks in Dessau lag die Entwurfs- und Oberleitung in den Händen von Reichsbahnoberrat Professor W. Sorger; die Bauleitung war dem Reichsbahnrat Riemenschneider übertragen.

Die Lieferung und Aufstellung der ganzen Stahlkonstruktion war auf Grund einer engeren Ausschreibung im Jahre 1923 der Stahlbau-Unternehmung von Breest & Co. in Berlin zugefallen; sie hatte auch die statische und konstruktionstechnische Ausarbeitung des Entwurfs für den ganzen Hallenbau übernommen sowie die Vorschläge für eine zweckentsprechende Gestaltung der vielen Ansprüchen genügenden Stahlkonstruktion. Abb. 21 zeigt das Bauwerk im fertigen Zustand.

Möge das groß angelegte Ingenieurwerk seltener Art der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zum Vorteil und Segen gereichen und seinem vielseitigen Zweck voll entsprechen.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelettkonstruktion Postdienstgebäude Coburg.

Oberpostdirektion Bamberg.

Von **W. Bading,** Oberingenieur der Vereinigten Stahlwerke AG., Dortmunder Union.

Der Neubau besteht aus dem Hauptgebäude und der Schalterhalle — ein Rundbau — mit Landzustellungsanbau.

Der Hauptbau hat 6 Geschosse mit folgenden Höhen:

Kellergeschoß	3,0 m
Erdgeschoß	3,9 m
1., 2. u. 3. Obergeschoß	3,4 m
Dachgeschoß	2,0 m.

Schalterhalle und Landzustellungsanbau sind eingeschossig.

Die tragende Konstruktion dieser drei Bauten besteht aus einem Stahlskelett, welches die lotrechten Kräfte und den Winddruck aufnimmt.

Der nordöstliche Flügel vom Treppenturm ab ist vorläufig nur für drei Geschosse mit oberer Terrasse ausgebaut (Abb. 1, links). Die Stützen und Rahmen hierfür sind so stark ausgeführt, daß eine spätere Erhöhung ohne Verstärkung durchgeführt werden kann.

Schnitt a-a (siehe Abb. 1)

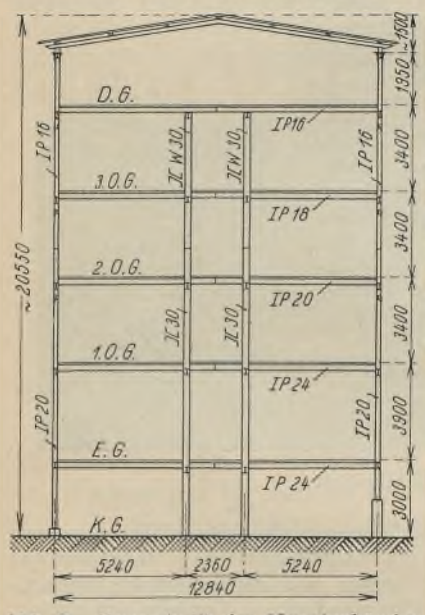


Abb. 2. Querschnitt des Hauptgebäudes.

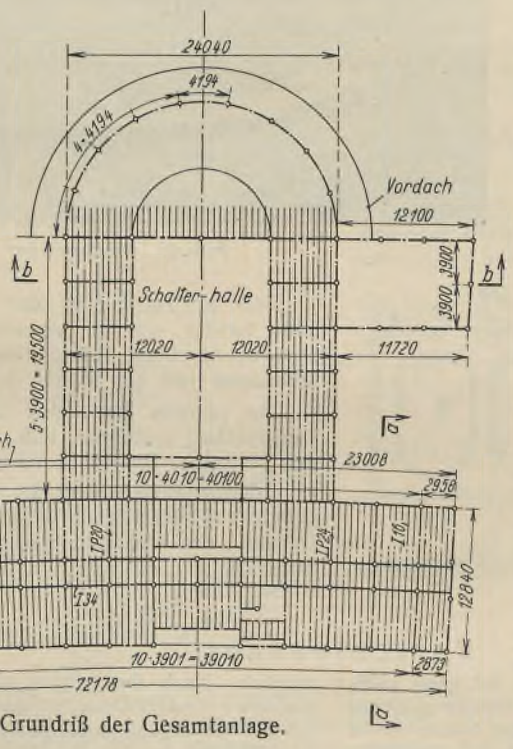


Abb. 1. Grundriß der Gesamtanlage.

Schnitt b-b (siehe Abb. 1)

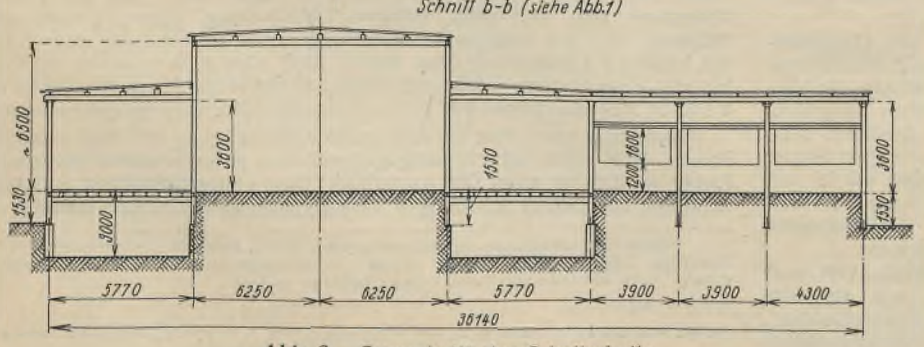


Abb. 3. Querschnitt der Schalterhalle.

Für die Stahlkonstruktion sind folgende Beanspruchungen zugelassen:

Eigengewicht und Nutzlast	= 1200 kg/cm²
Eigengewicht, Nutzlast und Wind	= 1500 kg/cm².

Die Anordnung der Deckenträger, Unterzüge und Stellung der Stützen ist aus Abb. 1, der Querschnitt aus Abb. 2 ersichtlich.

Die beiden mittleren Stützenreihen des Hauptbaues sind mit den durchgehenden Deckenträgern durch Keilanordnung so verbunden, daß sie als Stockwerkrahmen wirken und die auftretenden Eckmomente aus lotrechter Belastung und Wind voll aufnehmen können. An den Außenstützen sind die Deckenträger gelenkig angeschlossen, hierdurch erhalten diese Stützen nur senkrechte Belastung.

Die gewählten Querschnitte der Außen- und Mittelstützen, sowie der Deckenträger sind aus Abb. 2 ersichtlich.

Die in der Längsrichtung des Gebäudes auftretenden Windkräfte werden durch die Decken auf den Treppenhausturm übertragen. Die Stützen dieses Turmes sind durch Diagonalverbände, die in den Wänden liegen, verbunden, sie leiten die Windkräfte in die Fundamente.

Der Querschnitt der Schalterhalle ist aus der Abb. 3 ersichtlich. Hier sind die Seitenhallen als Rahmen ausgebildet, die die Windkräfte in die Fundamente überleiten. — Die Montage der Stahlkonstruktion des Hauptgebäudes erfolgte mit Hilfe eines Portalkranes und die der Schalterhalle und des Landzustellungsbaues mit einem Schwenkmast. Der Fortschritt der Montage und weitere Einzelheiten der Konstruktion gehen aus den Abb. 4 bis 6 hervor. — Am 14. Januar 1930 konnte mit der Montage der Stahlkonstruktion begonnen und diese am 24. Mai 1930, zusammen in insgesamt 111 Arbeitstagen, beendet werden. Sie erfolgte also zum größten Teil während der Wintermonate.

Die Wände und Decken sind unter Verwendung von Bimsbetonhohlsteinen hergestellt. Das Eigengewicht der Wände wird durch Unterzüge auf die Stützen übertragen, sie dienen nur zur Verkleidung des Gebäudes und zum Schutze gegen äußere Einflüsse.

Die in Abb. 7 im Längsschnitt dargestellte Decke wurde mit „Remy-Spezial-Deckenhohlkörpern" bei dem Neubau des Postdienstgebäudes Coburg erstmalig zur Ausführung gebracht. Bei diesem Stahlskelettbau lagen die Deckenträger in einem Abstand von 530 bis 600 mm und bestanden aus Normal- und Breitflanschprofilen. Für die Konstruktion der Körper war von grundlegender Bedeutung, daß ein Gewicht von 145 kg/m² einschließlich der Stelzen und Plättchen zur unteren Flanschverkleidung sowie des Mörtels nicht überschritten werden durfte, anderseits die fertige Decke eine Nutzlast von 500 bis 600 kg/m² aufzunehmen hatte. Das Eigengewicht der Decken einschließlich 3 cm Sandauffüllung, 2,5 cm Gipsestrich, Linoleum und 2 cm unteren Putz in Gipsmörtel beträgt 300 kg/m². Die Verlegung der Körper erfolgte durch einen ortsansässigen Unternehmer und ging so vonstatten, daß zuerst die beiderseitigen Stelzen mit Zementmörtel in die Träger versetzt und durch eine Leere in ihrer Lage festgehalten wurden. Nachdem der Mörtel angezogen hatte, erfolgte das Einsetzen der Körper gleichfalls mit Zementmörtel und hiernach die Verkleidung der unteren Trägerflansche. Alsdann wurden die 4 cm hohe Sandauffüllung und 2 cm Estrich aufgebracht. Von besonderer Bedeutung ist, daß die Decke ohne Schalung ausgeführt werden

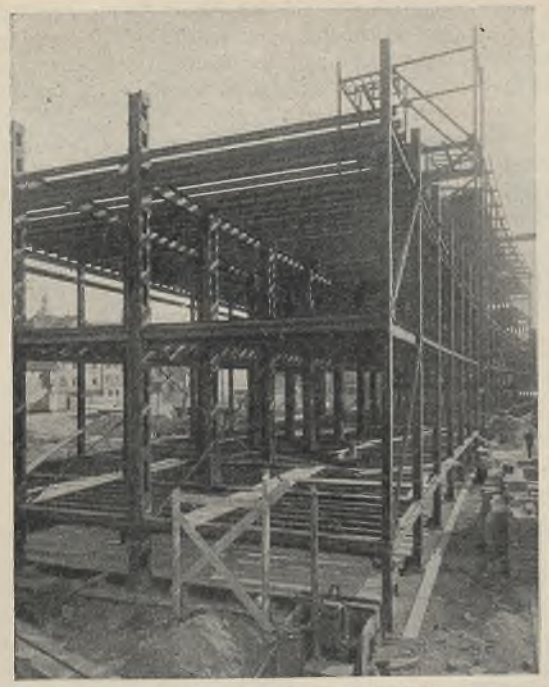


Abb. 4. Abschnittweise Montage (je 2 Stockwerke) des Hauptgebäudes.

konnte und Armierungseisen nicht erforderlich waren. Bei der später vorgenommenen Probebelastung zeigten sich bei 1250 kg/m² gleichmäßig verteilter Last und bei einer Punktbelastung von 2000 kg keine Risse oder Druckstellen. Das Gutachten über die Probebelastung steht noch aus.

Außer den Decken wurden auch sämtliche Außenwände in 30 bis 25 cm Stärke mit „Remy-Bimsbeton-Hohlblocksteinen" System B unter Verwendung besonders angefertigter „Stützenummantelungssteine" ausgeführt. — Für die Dachbinder des Hauptgebäudes ist Holz verwandt worden. — Für die Treppe ist eine Nutzlast von 500 kg/m² in Rechnung gestellt. — Der Winddruck ist mit 150 kg/m² in Rechnung gestellt.

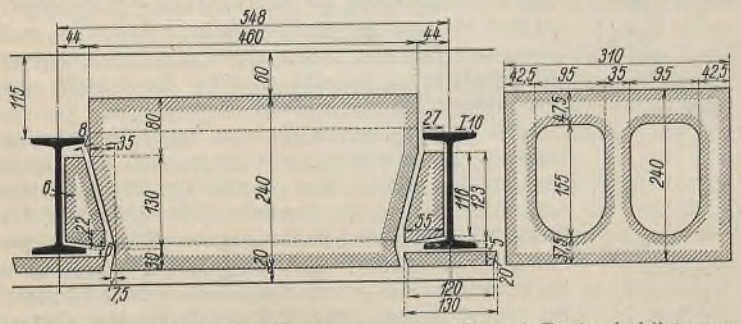


Abb. 7. Querschnitt der Decke aus Remy-Spezial-Deckenhohlkörpern.

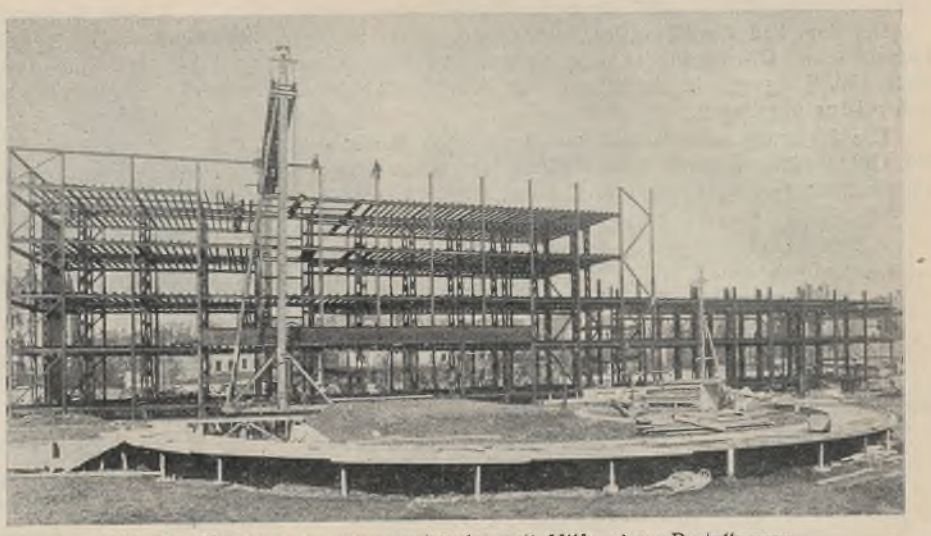


Abb. 5. Montage des Hauptgebäudes mit Hilfe eines Portalkranes.

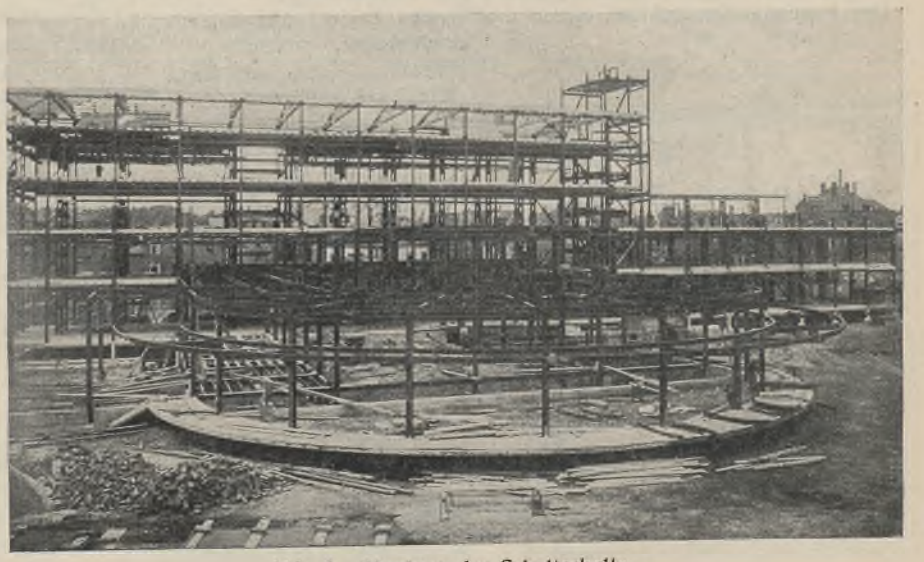


Abb. 6. Montage der Schalterhalle.

Mit der Ausführung der Stahlkonstruktion, deren Gesamtgewicht 558 t beträgt, war die Vereinigte Stahlwerke AG., Dortmunder Union, Abteilung Brückenbau, betraut, die auch sämtliche Entwurfsunterlagen nach den Plänen der Oberpostdirektion Bamberg anfertigte.

Bei diesem Bau, den die Deutsche Reichspost in Stahlskelettkonstruktion ausführen ließ, hat sich gezeigt, daß diese Bauweise sich für solche Bauten hervorragend eignet.

Nicht zuletzt gab bei der Baustoffwahl für dieses Gebäude auch der gerade von der Post besonders geschätzte Gesichtspunkt der leichten Umbau- und Anpassungsmöglichkeit den Ausschlag zugunsten des Stahles.

Verschiedenes.

Keine Aufstockungssteuer in Berlin! In Heft 8, Jahrgang 1929, Seite 95 dieser Zeitschrift wurde zu der Frage der Aufstockungssteuer Stellung genommen. Dabei wurde festgestellt, daß diese Steuer keine Aussicht habe, nennenswerte Nettoerträge zu liefern, und daß anderseits aber durch derartige Experimente erheblicher und nicht wieder gut zu machender Schaden angerichtet werden könne.

Jetzt hat sich, nachdem vorher die Angelegenheit im Haushaltsausschuß der Stadt Berlin bereits bearbeitet worden war, auch der Berliner Magistrat mit der Angelegenheit beschäftigt unter Hinzuziehung der Vorsitzenden der Bezirksämter, die als Verwalter der örtlichen Baupolizei praktische Erfahrungen in den Baudispensangelegenheiten besitzen. Man gelangte zu dem Ergebnis, daß die Einführung einer derartigen Steuer sich unter den gegenwärtigen Verhältnissen nicht empfehlen würde und es wurde einstimmig beschlossen, die Frage der Einführung der Aufstockungssteuer bis zum 1. April 1932 zurückzustellen. — Interessant sind die Beweggründe, die zu diesem Entschluß geführt haben:

Es wurde festgestellt, daß aus Gründen der Bequemlichkeit und leichten Tragbarkeit der Steuer für den Steuerschuldner, wie auch im Interesse der Ergiebigkeit und Dauer der Steuer für den Steuergläubiger, eine Steuer erwünscht wäre, die die Erträge der neu gewonnenen Räume laufend erfassen würde. Leider sei eine solche Steuer gesetzlich nicht möglich. Nach dem Kommunalabgabegesetz sei nur die Form der einmaligen indirekten Steuer hier zulässig. Diese müßte dann aber, um als ein angemessener Ausgleich für die dem Eigentümer zufließenden Vorteile und den für die Stadt gegebenenfalls damit verbundenen Nachteilen und Lasten gelten zu können, so hoch sein, daß sie gleichbedeutend wäre mit einer völligen Erdrosselung jeder Aufstockungstätigkeit. An der völligen Unterbindung jeder Aufstockung aber habe die Stadt kein Interesse. Eine solche aber wäre unvermeidlich bei Einführung einer Steuer, die die gesamten, aus der vergrößerten Mietfläche erwarteten Mehreinnahmen für zwei oder mehr Jahre vorwegnehmen würde.

Anderseits seien aber die Anträge auf Genehmigung von Aufstockungen bereits jetzt schon sehr zurückgegangen. Ein nennenswerter finanzieller Ertrag wäre daher unter den augenblicklichen unübersichtlichen und wirtschaftlich so überaus schwierigen Verhältnissen keinesfalls zu erwarten.

INHALT: Dauerversuche mit Nietverbindungen. — Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau. (Schluß.) — Stahlskelettkonstruktion Postdienstgebäude Coburg. — Verschiedenes: Keine Aufstockungssteuer in Berlin.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 5. Dezember 1930 | Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Dauerversuche mit Nietverbindungen.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 24.)

α) Versuchskörper $A1\,a\,(dz, 1)$, Bleche aus St 37, Nieten St 34. Hersteller: Dörnen in Derne.

Angaben des Herstellers über die Vernietung: Berührungsflächen zwischen Blech und Laschen mit Stahlbürsten gesäubert und mit öligem Twist abgerieben. Nieten auf Weißglut erhitzt und mit normalem Preßlufthammer von 12 kg Gewicht und 6 at Betriebsdruck geschlagen. Zulässige Belastung nach BE $P_{zul} = 10\,200$ kg, entsprechend einer zulässigen Zugspannung in dem durch die Nietlöcher verschwächten Blechquerschnitt $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm².

Zugehörige Scherspannung im Nietschaft

$$\tau = 1123 \text{ kg/cm}^2 = \tau_{zul} = 0{,}80 \cdot \sigma_{zul}.$$

Zugehöriger Lochwanddruck im Blech

$$\sigma_l = 3493 \text{ kg/cm}^2 = 0{,}998 \cdot \sigma_{l\,zul} = 2{,}49 \cdot \sigma_{zul}.$$

Anfangsbelastung 300 kg.

Laststufen: 1300, 3300, 5300, 7300, 9300, 11 300, 13 300, 15 300, 16 300 kg.

Bruch auf der Laststufe $P_{max}(d) = 16\,300$ kg nach 23 457 Lastspielen.

Sicherheitsgrad für oftmals wiederholte Zugbelastung:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{zulässige Last (BE)}} = \frac{16\,300}{10\,200} = 1{,}59.$$

Demgegenüber Bruchlast beim gewöhnlichen Zugversuch mit dem Versuchskörper gleicher Abmessungen $A1\,a\ (g, 1)$ $P_{max}(g) = 25\,900$ kg.

Sicherheitsgrad bei statischer Belastung:

$$\frac{\text{Bruchlast (gewöhnl. Zugversuch)}}{\text{zulässige Last (BE)}} = \frac{25\,900}{9\,910} = 2{,}61.$$

Verhältnis der Bruchlasten und Bruchfestigkeiten:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{Bruchlast (gewöhnl. Zugversuch)}} = \frac{16\,300}{25\,900} = 0{,}63.$$

Für die Dauerbruchlast $P_{max}(d)$ errechnet sich:

mittlere Zugspannung des Blechs im unverschwächten Querschnitt	1596 kg/cm²
im verschwächten Querschnitt	2235 „
mittlere Scherspannung	1795 „
mittlerer Lochwanddruck	5580 „

Die aus der Bruchbelastung beim Dauerversuch errechnete mittlere Spannung im Blech mit $\sigma_{Bd} = 2235$ kg/cm² liegt unter der durch Zugversuche nach DIN 1605 festgestellten unteren Streckgrenze des verwendeten St 37 $\sigma_{su} = 2655$ kg/cm². Das Verhältnis Dauerbruchfestigkeit zu unterer Streckgrenze ist

$$\frac{\sigma_{Bd}}{\sigma_{su}} = \frac{2235}{2655} = 0{,}84.$$

Elastische Formänderungsarbeit des Flußstahls St 37 mit $\sigma_{su} = 2655$ kg/cm², bezogen auf 1 cm³

$$A_{e\,(cm^3)} \cong \frac{1}{2} \cdot \frac{2655^2}{2\,100\,000} = 1{,}68 \text{ cmkg}.$$

Elastische Formänderungsarbeit des unverschwächten Bleches mit 10,21 cm² Querschnitt und 250 mm Meßlänge

$$A_{eBl} = 1{,}68 \cdot 10{,}21 \cdot 25 = 428 \text{ cmkg}.$$

Elastische Formänderungsarbeit des Zugstoßes auf 250 mm Meßlänge beim letzten Ausgleichzustand auf der Laststufe 15 300 kg

$$A_e = \frac{15\,300 \cdot 0{,}0247}{2} = 189 \text{ cmkg}.$$

Bis zum Ausgleichzustand auf der Laststufe 15 300 kg verbrauchte Arbeit (Verfestigungsarbeit), aus den auf den einzelnen Laststufen gemessenen bleibenden Längenänderungen der Meßstrecke 250 mm errechnet:

$$A_v = 840 \text{ cmkg}.$$

Bis zum Eintritt des Dauerbruchs auf der Laststufe 16 300 kg verbrauchte Arbeit (letzte Messung der bleibenden Längenänderung 1,936 mm)

$$A_{v\,(d)} = 4080 \text{ cmkg}.$$

Gesamte Brucharbeit beim statischen Versuch (Bruchlast 25 300 kg)

$$A_g = 40\,700 \text{ cmkg}.$$

Elastizitätsmaß des Zugstoßes auf der der Bruchlast $P_{max}(d)$ vorausgehenden Laststufe 15 300, für die Meßstrecke 250 mm, auf den unverschwächten Blechquerschnitt bezogen,

$$E' = \frac{15\,300}{10{,}21} \cdot \frac{250}{0{,}247} = 1\,516\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

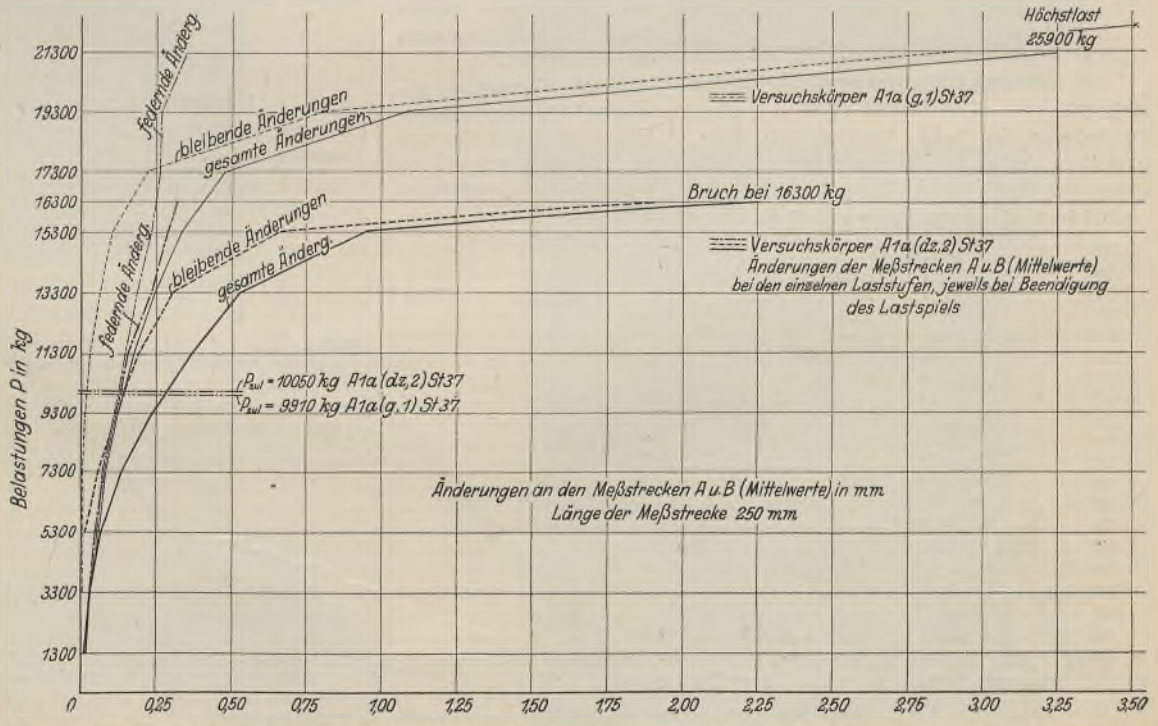


Abb. 17. Gegenüberstellung der beim statischen und beim Dauerversuch gemessenen gesamten und bleibenden Längenänderungen $[A1\,a\,(g, 1)]$ und $[A1\,a\,(dz, 1)]$.

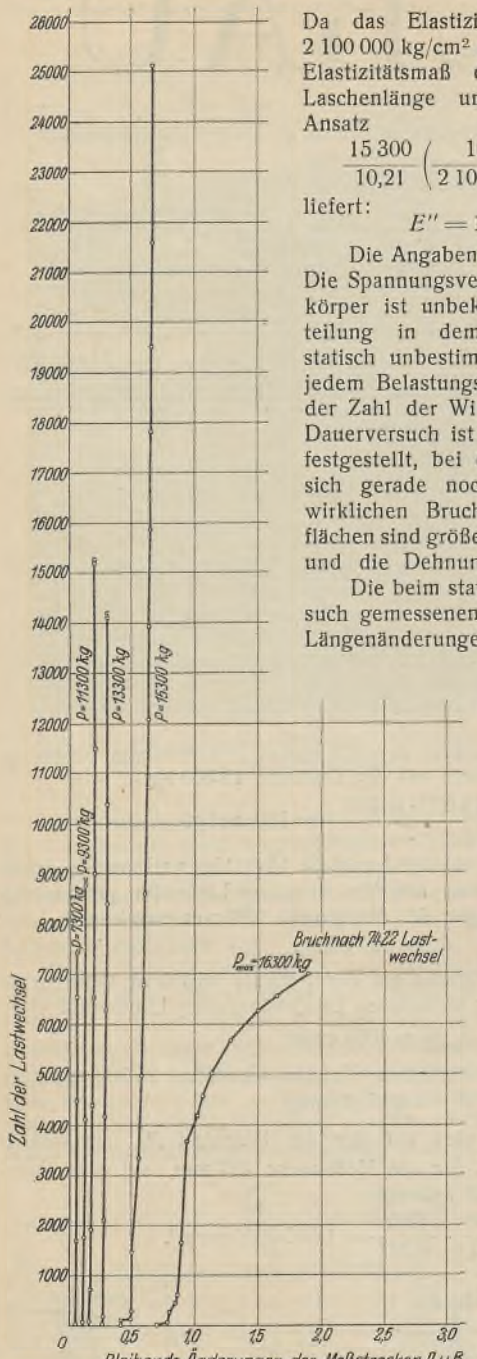


Abb. 18.
Darstellung der beim Dauerversuch festgestellten bleibenden Längenänderungen, bezogen auf die Zahl der Lastwechsel für die einzelnen Belastungsstufen [$A1\,a\,(dz, 1)$].

Da das Elastizitätsmaß des Bleches zu 2 100 000 kg/cm² gefunden wurde, so ist das Elastizitätsmaß der Verbindung auf die Laschenlänge umgerechnet kleiner. Der Ansatz

$$\frac{15\,300}{10{,}21}\left(\frac{108}{2\,100\,000}+\frac{142}{E''}\right)=0{,}247$$

liefert:

$$E''=1\,251\,000\ \text{kg/cm}^2.$$

Die Angaben haben nur Vergleichswert. Die Spannungsverteilung in dem Versuchskörper ist unbekannt. Die Spannungsverteilung in dem innerlich unendlichfach statisch unbestimmten System wechselt bei jedem Belastungsspiel und ändert sich mit der Zahl der Wiederholungen. Durch den Dauerversuch ist lediglich die obere Grenze festgestellt, bei der der Körper als Ganzes sich gerade noch elastisch verhält. Die wirklichen Brucharbeiten in den Bruchflächen sind größer, weil dort die Spannungen und die Dehnungen Größtwerte erreichen.

Die beim statischen und beim Dauerversuch gemessenen gesamten und bleibenden Längenänderungen der ursprünglichen Meßlänge 250 mm sind in Abb. 17 gegenübergestellt. Die Lastlängenänderungs-($P-\eta$-)Linie liegt beim Dauerversuch weit unter derjenigen des statischen Versuchs.

In Abb. 18 sind die beim Dauerversuch festgestellten bleibenden Längenänderungen der ursprünglichen Meßstrecken A und B (Mittelwerte) bezogen auf die Zahl der Lastwechsel für die einzelnen Belastungsstufen aufgetragen. Dabei ergaben sich die charakteristischen Linienzüge für die unter der natürlichen Elastizitätsgrenze gelegenen Laststufen mit Ausgleichzustand und schließlich bei der letzten Laststufe dauernd zunehmende Längenänderungen bis zum Bruch.

Abb. 19 zeigt die gesamten Längenänderungen beim statischen Zugversuch bezogen auf die Belastungen in verzerrtem Maßstab.

Abb. 20 zeigt demgegenüber die gesamten Längenänderungen auf jeder Laststufe des Dauerversuchs zu Beginn und nach Beendigung des Lastspiels. Mit Hilfe der gebrochenen Lastverlängerungslinie ist die auf jeder Laststufe verbrauchte mechanische Arbeit und die gesamte mechanische Arbeit, die das Zerreißen der Probekörper beim Dauerversuch erforderte, berechnet. Die natürliche Elastizitätsgrenze liegt in der Nähe der letzten Laststufe mit Ausgleich ($P=15\,300$ kg), die hierfür errechnete elastische Formänderungsarbeit kann annähernd als Grenzwert des elastischen Formänderungsarbeitsvermögens unter den obwaltenden Umständen angesehen werden.

Abb. 21 zeigt die Bruchstelle der Nietverbindung $A1\,a\,(g, 1)$ beim statischen Zugversuch nach Wegnahme der Lasche auf der Schließkopfseite.

Die Bruchstelle von $A1\,a\,(dz, 1)$ beim Dauerversuch ist in Abb. 22, die Bruchfläche in Abb. 23 dargestellt. Der Versuchskörper $A1\,a\,(dz, 2)$ lieferte ein ähnliches Bruchbild (Abb. 24). Die Anrisse gehen von den Nietlochrändern aus. Die Anrißflächen heben sich deutlich von den unter Dehnung und Einschnürung gebrochenen Restflächen ab.

β) Versuchskörper $A3d\,(dz, 1)$, Bleche aus St 37, Nieten aus St 34.

Herstellung in der Werkstatt (Kornwestheim), Berührungsflächen mit Bleimennige gestrichen. Nieten mit Lufthammer der Firma C. u. E. Fein, Stuttgart (2,2 kW Leistung), von 12 kg Gewicht, einer Schlagzahl von 560/min und einem Betriebsdruck von 1,8 at geschlagen.

Zulässige Belastung nach BE $P_{zul}=21\,600$ kg entsprechend einer zulässigen Zugspannung im Blech $\sigma_{zul}=\frac{P_{zul}}{F_n}=1400\ \text{kg/cm}^2$, zugehörige Scherspannungen im Nietschaft

$$\tau=795\ \text{kg/cm}^2=0{,}71\,\tau_{zul}=0{,}57\,\sigma_{zul};$$

zugehöriger Lochwanddruck im Blech

$$\sigma_l=2120\ \text{kg/cm}^2=0{,}61\,\sigma_{l\,zul}=1{,}51\,\sigma_{zul}.$$

Dauerzugversuch:

Anfangsbelastung $P_0=300$ kg.

Laststufen $P=3300$, 7300, 11 300, 15 300, 21 300, 27 300, 29 300, 31 300, 33 300, 36 300, 39 300, 41 300 (Bruch).

Bruch auf der Belastungsstufe $P_{max}(d)=41\,300$ kg nach 14 014 Lastspielen.

Sicherheitsgrad bei oftmals wiederholter Belastung

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{zulässige Last (BE)}}=\frac{41\,300}{21\,600}=1{,}91.$$

Bruchlast (gewöhnlicher Zugversuch) mit dem Versuchskörper $A3d\,(g, 1)$ in gleicher Ausführung $P_{max}(g)=71\,800$ kg.

$$\text{Sicherheitsgrad}\ \frac{\text{Bruchlast (gewöhnlicher Versuch)}}{\text{zulässige Last (BE)}}=\frac{71\,800}{21\,910}=3{,}28.$$

Verhältnis der Bruchlasten und Bruchfestigkeiten:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{Bruchlast (gewöhnlicher Zugversuch)}}=\frac{41\,300}{71\,800}=0{,}58.$$

Für die Bruchlast $P_{max}(d)=41\,300$ kg errechnet sich:

mittlere Zugspannung des Blechs

im unverschwächten Querschnitt	2193	kg/cm²
„ verschwächten „	2675	„
mittlerer Lochwanddruck	4050	„
mittlere Scherspannung	1515	„ .

Die aus der Bruchbelastung beim Dauerversuch errechnete mittlere Spannung im Blech $\sigma_{Bd}=2675$ kg/cm² liegt etwas über der durch Zugversuche nach DIN 1605 festgestellten Streckgrenze des verwendeten St 37 $\sigma_{s\,u}=2505$ kg/cm².

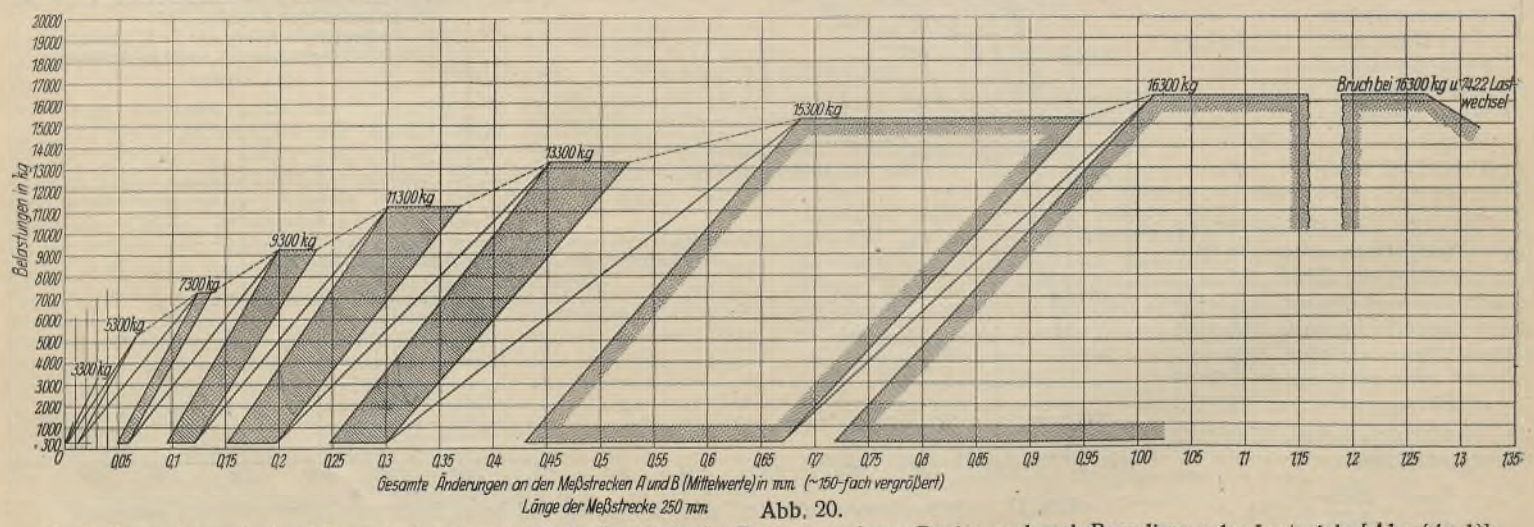


Abb. 20.
Darstellung der gesamten Längenänderungen auf jeder Laststufe des Dauerversuchs zu Beginn und nach Beendigung des Lastspiels [$A1\,a\,(dz, 1)$].

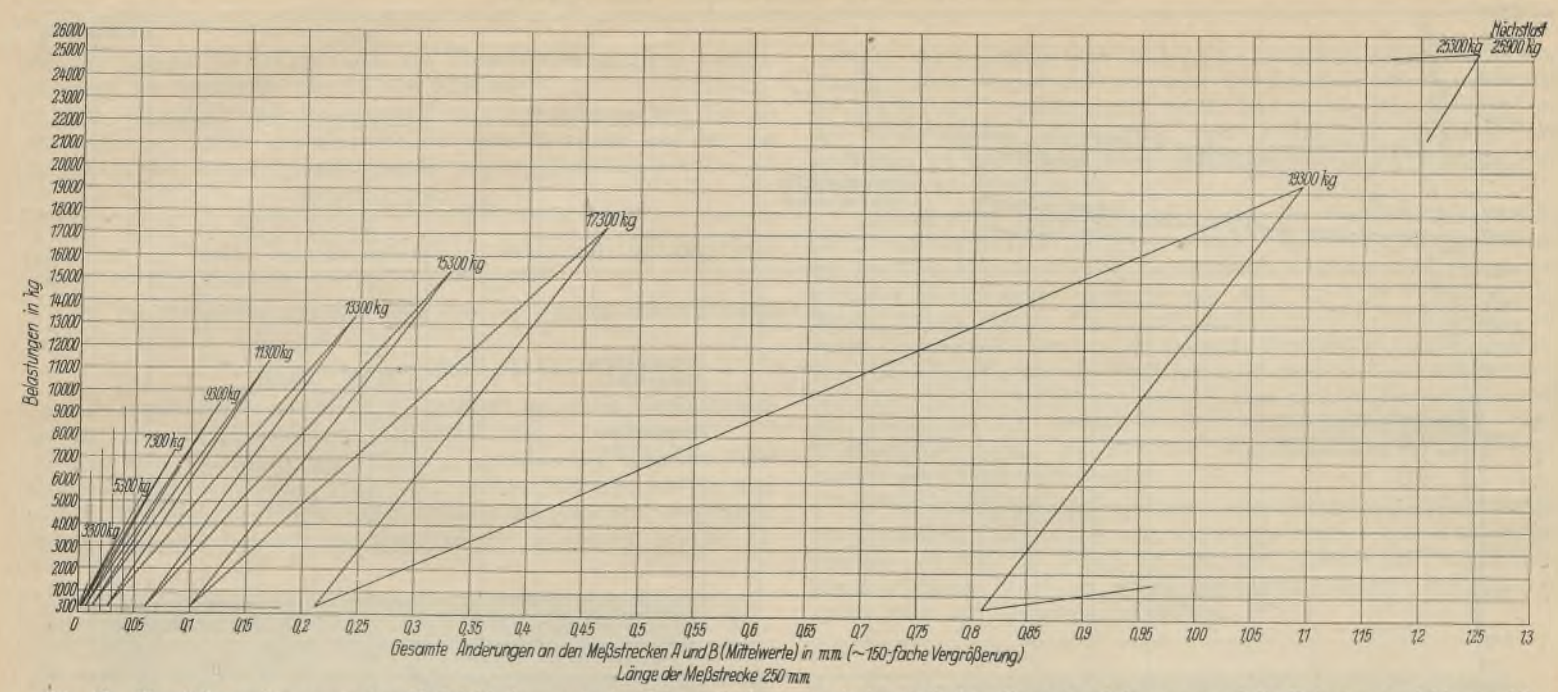


Abb. 19. Darstellung (im verzerrten Maßstab) der gesamten Längenänderungen beim statischen Zugversuch bezogen auf die Belastungen [$A1a\,(g,1)$].

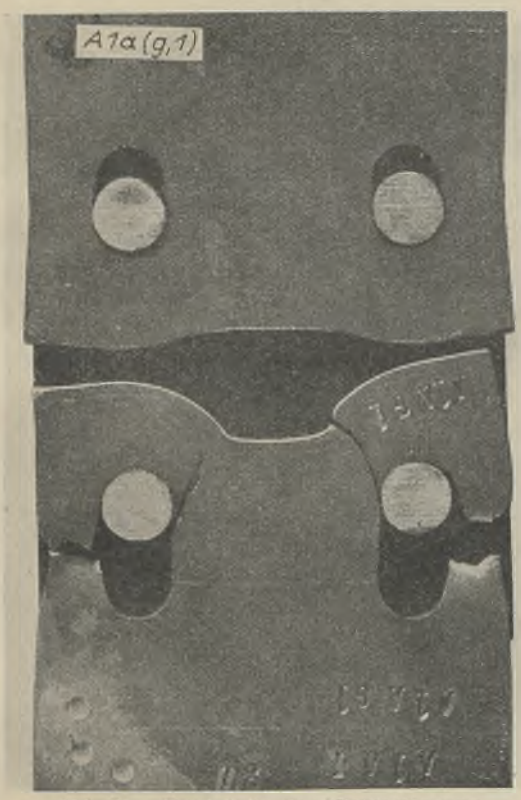


Abb. 21. Bruchstelle der Nietverbindung beim statischen Zugversuch.

Das Ergebnis des Dauerversuchs mit schwellender Belastung $\frac{\sigma_{Bd}}{\sigma_{su}} \cdot \frac{2675}{2505}$ $= 1{,}07$ ist über Erwarten günstig. Nach den Bauschingerschen Erkenntnissen war der Dauerbruch des durch die Nietlöcher verschwächten Blechs bei millionenfacher Wiederholung der Größtbelastung unter $2505 \cdot 15{,}43 = 38\,652$ kg zu erwarten.



Abb. 23. Bruchfläche der Nietverbindung beim Dauerversuch.

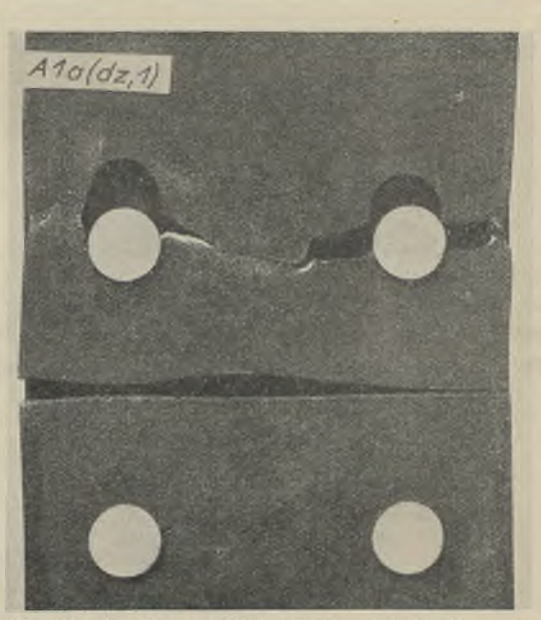


Abb. 22. Bruchstelle der Nietverbindung beim Dauerversuch.

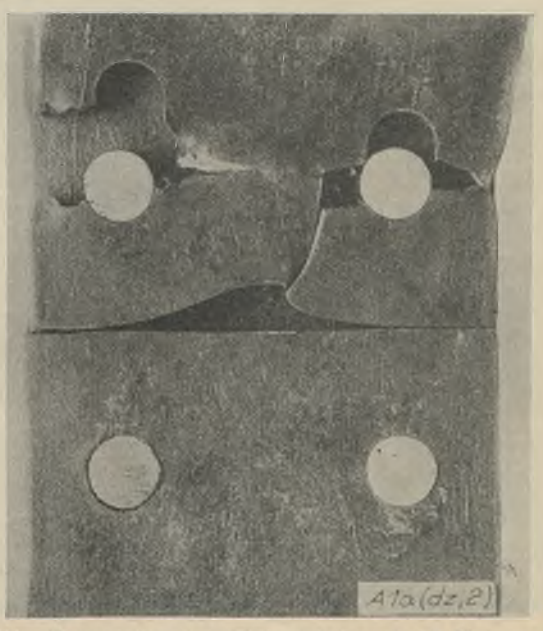


Abb. 24. Bruchstelle einer Nietverbindung beim Dauerversuch.

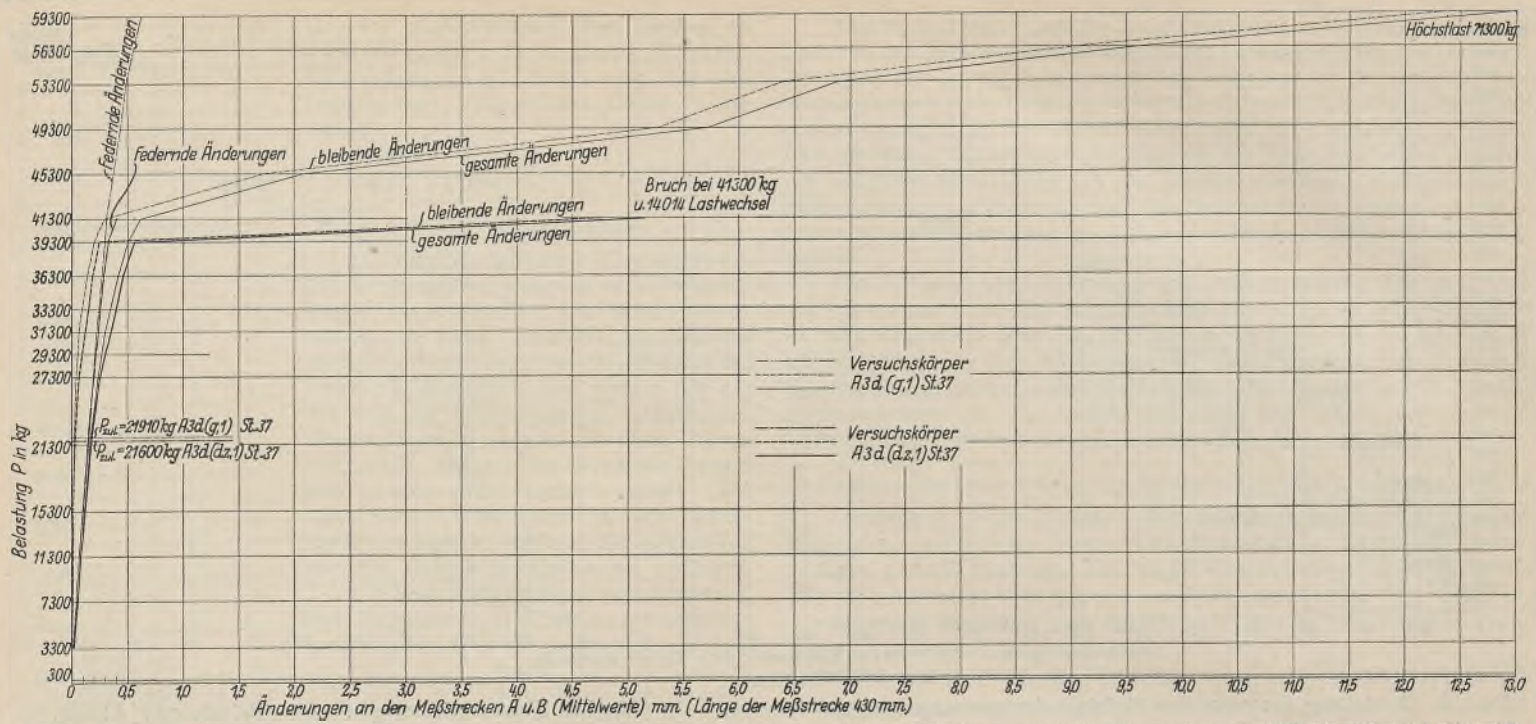


Abb. 25. Gegenüberstellung der gesamten und bleibenden Längenänderungen beim statischen und beim Dauerversuch [$A\,3\,d\,(g,1)$], [$A\,3\,d\,(dz,1)$].

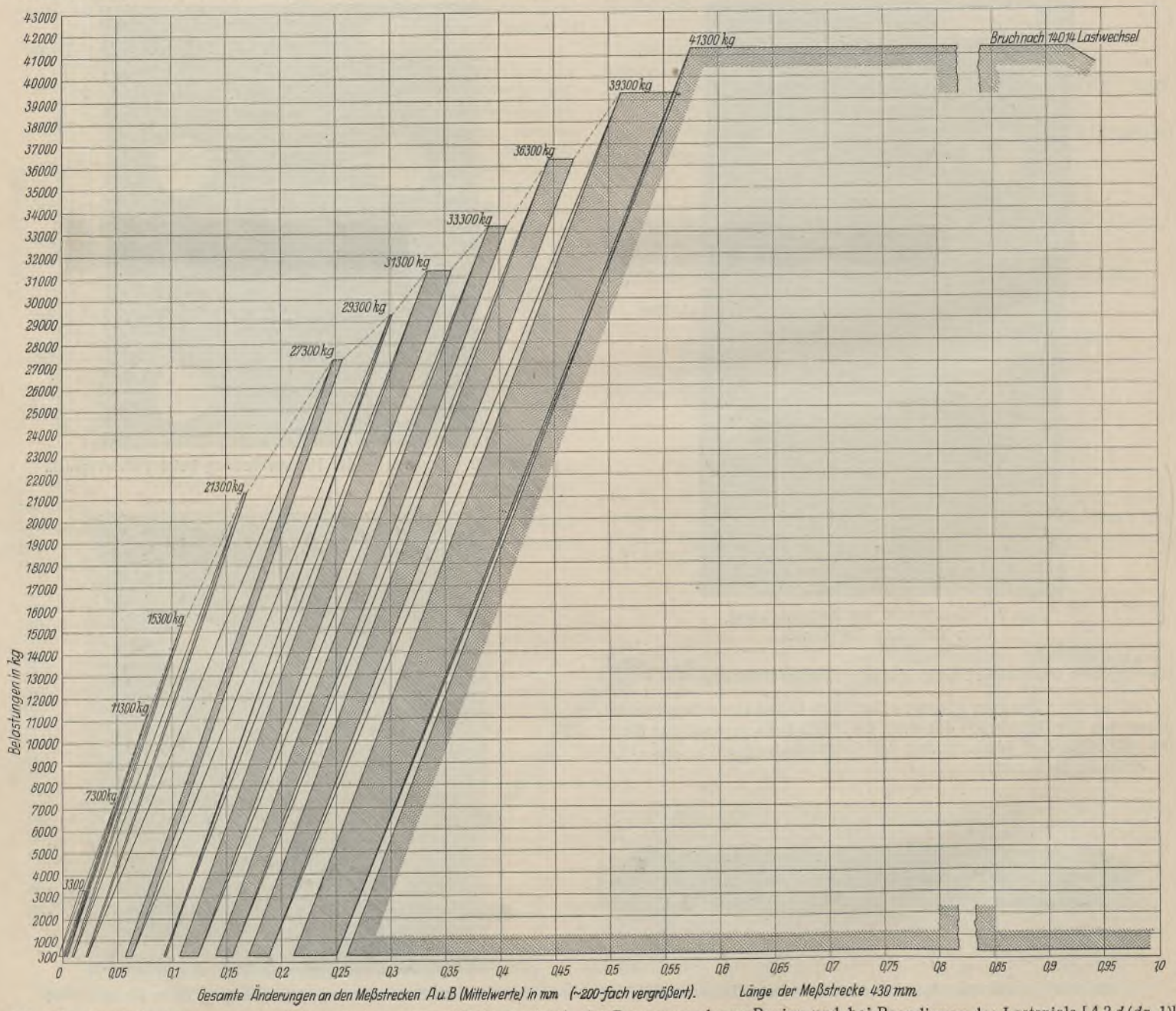


Abb. 26. Darstellung der gesamten Längenänderungen auf jeder Laststufe des Dauerversuchs zu Beginn und bei Beendigung des Lastspiels [$A\,3\,d\,(dz,1)$].

Für die Laststufe 39 300 kg ergab der Versuch eine federnde Längenänderung der Meßstrecke 430 mm von 0,296 mm.

Die elastische Formänderungsarbeit, die der Probekörper mit 430 mm Meßlänge am Schluß des Versuchs bei jeder Belastung und bei der Entlastung voll zurückzugeben imstande war, errechnet sich aus

$$A_e = \frac{39\,300 \cdot 0{,}0296}{2} = 581 \text{ cmkg}$$

gegenüber 1210 cmkg des unverschwächten Blechs mit 18,83 cm² Querschnitt, 430 mm Meßlänge und $\sigma_{s\,u} = 2505$ kg/cm².

Für die Meßstrecke 430 mm ergibt sich ein mittleres Elastizitätsmaß der Verbindung

$$E' = \frac{39\,300}{18{,}83} \cdot \frac{430}{0{,}296} = 3\,031\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Da das Elastizitätsmaß des Blechs 2 100 000 ist, so ist das Elastizitätsmaß auf die Laschenlänge größer, rd. 3 250 000 kg/cm².

Die beim statischen und Dauerzug gemessenen gesamten und bleibenden Längenänderungen der ursprünglichen Meßlänge 430 mm sind in Abb. 25 gegenübergestellt. Abb. 26 zeigt die gesamten Längenänderungen auf jeder Laststufe des Dauerversuchs zu Beginn und bei Beendigung des Lastspiels. Abb. 27 zeigt die Bruchstelle der Nietverbindung $A3d(g, 1)$ beim statischen Zugversuch. Das Bruchbild läßt erkennen, daß der Bruch nach verhältnismäßig großer Verformung des Nietlochs von den Nietlochrändern ausgegangen, dann in der Mitte des Blechs und schließlich an den Blechrändern, verbunden mit großer Dehnung und Einschnürung, eingetreten ist.

Abb. 28 u. 29 zeigen die Bruchstellen der Nietverbindungen $A3d(dz, 1)$ und $A3d(dz, 2)$ im Dauerversuch. Bei beiden Nietkörpern trat der Bruch im Blech jeweils an den äußersten Nietreihen ein. Ausgehend von den Nietlochrändern bildeten sich ohne deutliche Verformung des Blechs Anrisse, deren Länge mit fortschreitenden Lastwechseln zunahm, bis schließlich der restliche tragende Querschnitt so klein geworden war, daß der Bruch über den Restflächen in bekannter Weise mit Dehnung und Querschnittsverminderung eintrat. Eine photographische Aufnahme der Bruchfläche von $A3d(dz, 2)$ ist in Abb. 30 wiedergegeben. Verformungen der Nieten und Nietlöcher (abgesehen von den Anrißstellen) konnten nicht festgestellt werden.

In der photographischen Aufnahme eines Nietlochrandes (Abb. 31) der Nietverbindung $A3d(dz, 2)$ ist die feinkörnige Bruchzone am Nietlochrand sichtbar. In Abb. 28 (unten) ist ein vom Nietlochrand ausgehender charakteristischer Anriß zu sehen, der darauf hinweist, daß auch an dieser Stelle die Höchstlast erreicht war.

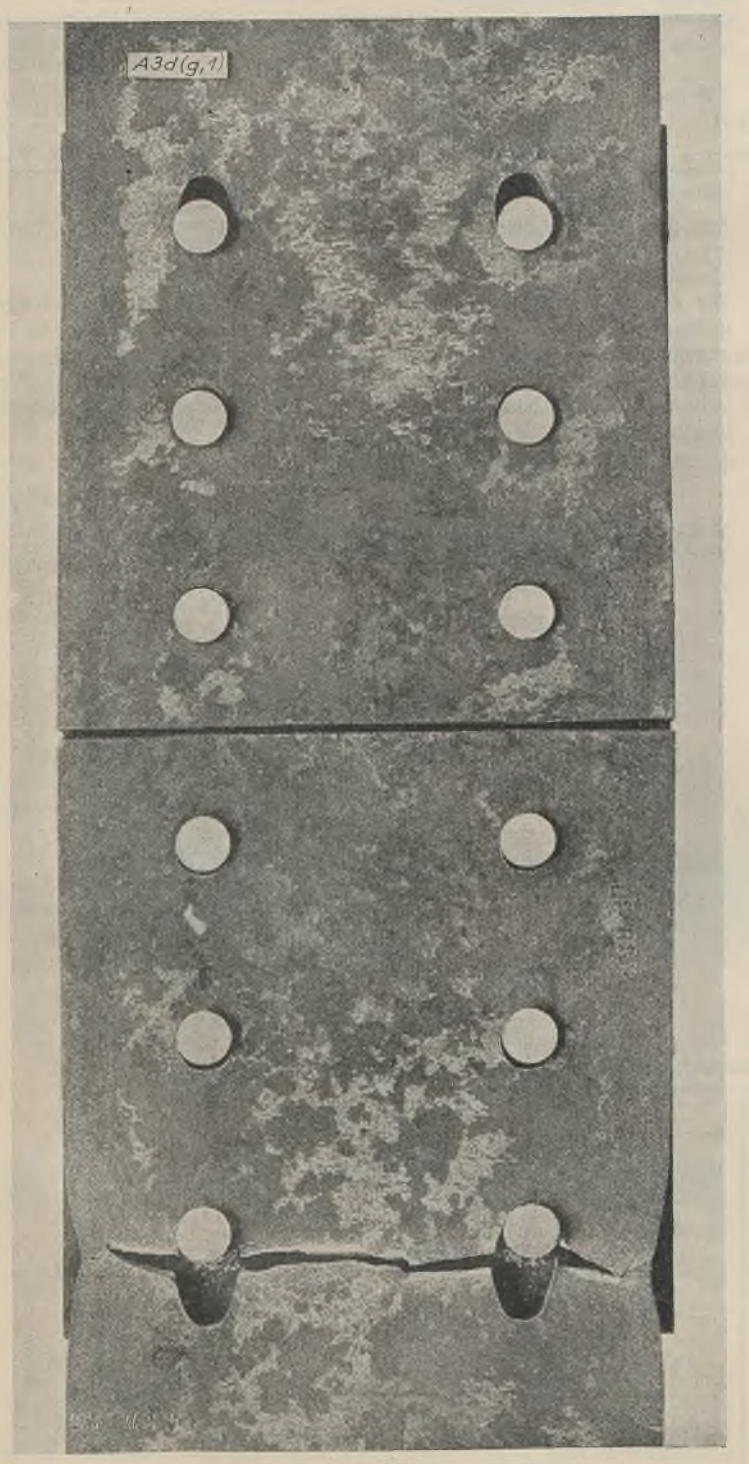


Abb. 27.
Bruchstelle einer Nietverbindung beim statischen Zugversuch.

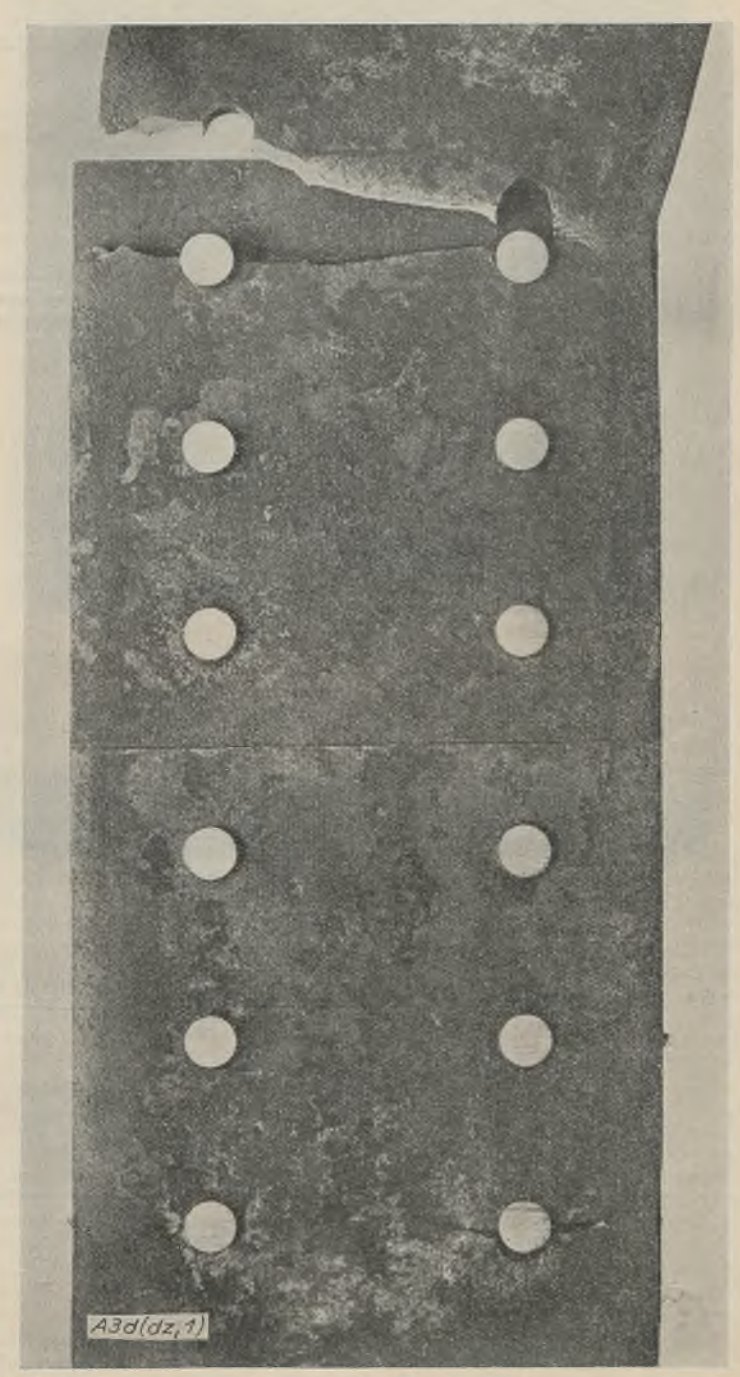


Abb. 28.
Bruchstellen einer Nietverbindung beim Dauerversuch.

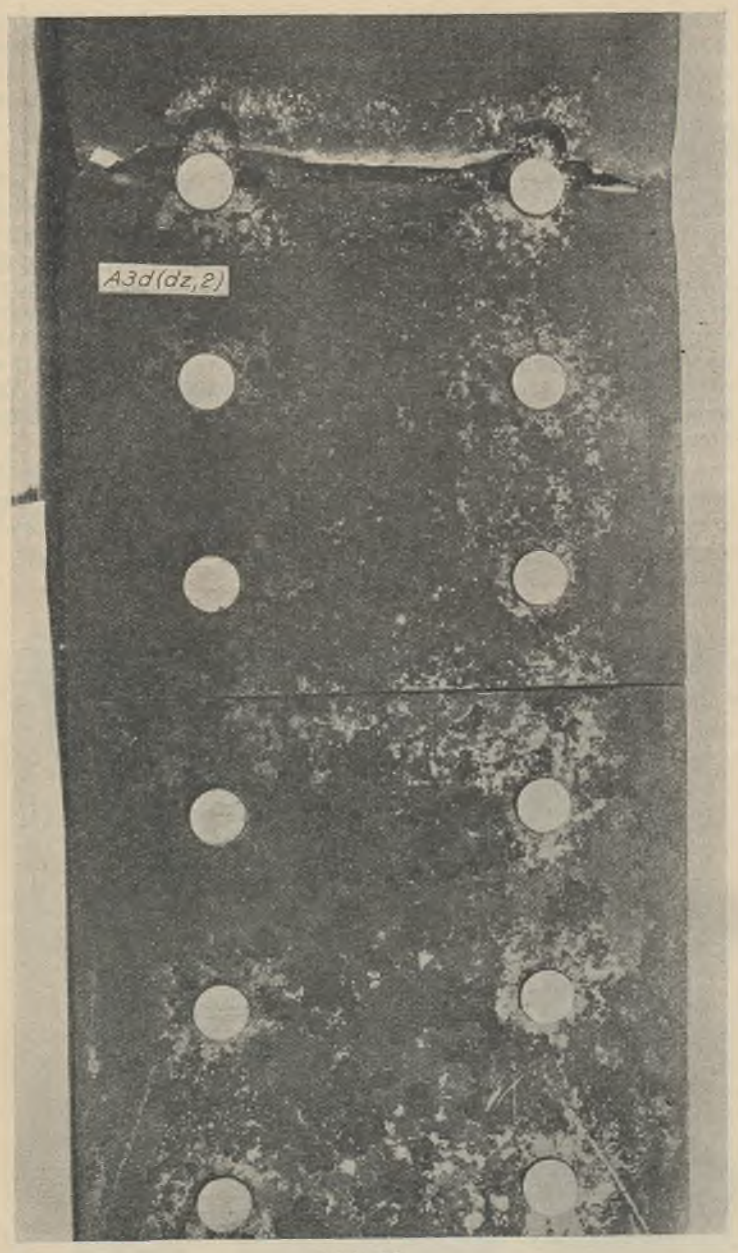


Abb. 29.
Bruchstelle der Nietverbindung beim Dauerversuch.

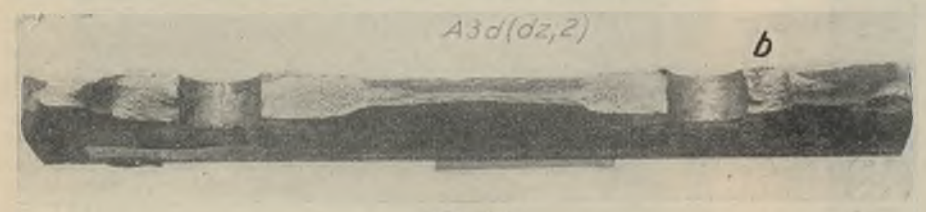


Abb. 30.
Bruchfläche beim Dauerversuch.

f) Zusammenfassung der Ergebnisse.

In Tafel 5 sind die Bruchlasten bei den Dauerzugversuchen (dz) und bei den gewöhnlichen Zugversuchen (g) für die verschiedenen Versuchskörper übersichtlich zusammengestellt.

Tafel 5.

Probekörper	Werkstoff: Bleche	Werkstoff: Nieten	Bruchlast: Dauerzugversuch kg	Bruchlast: gewöhnlicher Zugversuch kg	Verhältniszahl Dauerbruchlast / stat. Bruchlast
$A1a\,(g,1)$	St 37	St 34		25 900	
$(dz,1)$	„	„	16 300		0,63
$(dz,2)$	„	„	16 300		
$A3d\,(g,1)$	„	„		71 800	
$(dz,1)$	„	„	41 400		0,58
$(dz,2)$	„	„	39 300		0,55

Werden die durch Versuche festgestellten Bruchlasten mit den aus der unteren Streckgrenze des Bleches errechneten Höchstlasten und den nach BE errechneten zulässigen Lasten verglichen, so ergeben sich folgende Verhältniszahlen:

Probekörper	Durch Dauerversuche festgestellte Bruchlast K_z in kg	Unter Zugrundelegung der unteren Streckgrenze errechnete Höchstlast K'_z in kg	Auf Grund der BE berechnete zulässige Lasten K_{zul}	Verhältniszahlen: Bruchlast / Höchstlast $K_z : K'_z$	Verhältniszahlen: Bruchlast / zul. Last $K_z : K_{zul}$
St 37					
$A1a\,(dz,$ 1 u. 2)	16 300	$2655 \cdot 7{,}29 = 19\,355$	10 125	0,84	1,61
$A3d\,(dz,$ 1 u. 2)	40 300	$2505 \cdot 15{,}43 = 38\,650$	21 735	1,04	1,85

Die Zahlen zeigen, daß die Widerstandsfähigkeit der Nietverbindungen unter oftmals wiederholter Zugbelastung nicht nach den Ergebnissen von gewöhnlichen Zugversuchen oder nach dem Verhältnis der Streckgrenze der verwendeten Werkstoffe beurteilt werden darf, daß auch das Verhältnis der Schwingungsfestigkeiten der verwendeten Werkstoffe im vorliegenden Fall

$$\text{St 37} \quad D_s = 0{,}92 \cdot \sigma_{su}$$

keinen Maßstab gibt.

Die Belastungen, unter denen erstmals deutliche bleibende Verlängerungen der Meßstrecken A und B (Verlängerungen über 0,01 mm) beobachtet wurden, lagen unter den zulässigen Belastungen (Tafel 6).



Abb. 31. Bruchstelle am Nietlochrand beim Dauerversuch [$A\,3d\,(dz,2)$].

Tafel 6. Belastungen, unter denen erstmals bleibende Verlängerungen (über 0,01 mm) eintraten.

Gewöhnlicher Zugversuch: Versuchskörper und Werkstoff	Belastungen erstmals bleibender Verlängerungen (über 0,01 mm) kg	in kg/cm²	Zulässige Belastung nach BE kg	Dauerzugversuch: Versuchskörper und Werkstoff	Belastungen erstmals bleibender Verlängerungen (über 0,01 mm) kg	in kg/cm²	Zulässige Belastung nach BE kg
$A1a\,(g,1)$ St 37	9 300	1314	9 910 (1 400)	$A1a\,(dz,1)$ St 37	5 300	727	10 170 (1 400)
				$A1a\,(dz,2)$ St 37	5 300	738	10 050 (1 400)
$A3d\,(g,1)$ St 37	15 300	978	21 910 (1 400)	$A3d\,(dz,1)$ (St 37)	15 300	992	21 600 (1 400)
				$A3d\,(dz,2)$ St 37	15 300	980	21 870 (1 400)

In der Regel sind diese Belastungen bei den Dauerversuchen niedriger als bei den gewöhnlichen Zugversuchen. Die Art der Ausführung der Vernietung ist von erheblichem Einfluß.

Die Tatsache, daß die beim Dauerversuch ermittelten Dauerbruchfestigkeitswerte unter den beim gewöhnlichen Zugversuch ermittelten statischen Bruchfestigkeitswerten liegen, läßt sich nur so erklären, daß unter der allmählich ansteigenden, stetigen Belastung eines Körpers mit plastischem oder bildsamem Verhalten beim gewöhnlichen Zugversuch durch örtliches Fließen ein weitgehender Spannungsausgleich eintritt, während bei oftmals wiederholter Belastung solcher Körper ein Spannungsausgleich nur in geringem Maße stattfindet, und daß die Stellen starken örtlichen Spannungsanstiegs (z. B. an den Nietlochwänden des Blechs) den Ausgangspunkt des Dauerbruchs bilden. Kleine Risse, die durch örtliche Überbeanspruchungen an Stellen scharfer Übergänge auftreten oder durch Unhomogenität des Stoffs oder Stoffehler (Seigerungen) hervorgerufen werden, pflanzen sich bei oftmals wiederholter Belastung von diesen Stellen aus fort, bis das fortschreitende Einreißen nach längerer oder kürzerer Zeit zum Bruche führt. — Die Grenzwerte der elastischen Formänderungsarbeit betragen bei den gestoßenen Blechen im Zugstoß annähernd die Hälfte derjenigen der unverschwächten Bleche (Tafel 7).

Die Versuchskörper $A1a$ und $A3d$ waren so bemessen, daß der Bruch sowohl beim statischen als beim Dauerversuch in dem durch die Nietlöcher verschwächten Blechquerschnitt eintreten mußte. Ganz andere

Tafel 7.

Versuchskörper und Werkstoff	Grenzwerte der elastischen Formänderungsarbeit in cmkg: des Probekörpers $A_{e\,(\text{Zugstoß})}$	des unverschwächten Blechs $A_{e\,(\text{Blech})}$	$\frac{A_{e\,(\text{Zugstoß})}}{A_{e\,(\text{Blech})}}$
$A1a\,(dz,1)$ St 37	250 mm Meßlänge 189	250 mm Meßlänge 428	$\frac{189}{428} = \frac{1}{2{,}27}$
$A3d\,(dz,1)$ St 37	430 mm Meßlänge 581	430 mm Meßlänge 1210	$\frac{581}{1210} = \frac{1}{2{,}08}$

Erscheinungen ergeben sich bei Versuchskörpern, die so bemessen sind, daß die Niete abgeschert werden. Über die diesbezüglichen Vorversuche wird demnächst berichtet werden.

Die bemerkenswerten Ergebnisse dieser Versuche werden sicher mit großem Interesse aufgenommen werden. Wir glauben jedoch darauf hinweisen zu sollen, daß die Belastungswechsel, denen unsere Stahlbauwerke im Betrieb unterworfen sind, anderen Charakter haben als die dem Versuche zugrunde gelegenen, so daß bei ev. Rückschlüssen von den Versuchsergebnissen auf die übliche Nietberechnung Vorsicht geboten ist.

Die Schriftleitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Berechnung der Deckenträger von Garagenbauten.

Von Dipl.-Ing. **Harry Gottfeldt**, Berlin.

Im Bereich der Berliner Städtischen Baupolizei gilt für die Berechnung der Träger für von Kraftwagen befahrene Decken der nachstehend auszugsweise wiedergegebene Erlaß:

Städt. Baupolizei. Berlin, den 28. 2. 29.
B. P. Zen. St. VII/Allgem. 35.

Betrifft: Berechnung der Decken unter Fahrstraßen und Garagen für Personen- und Lastkraftwagen.

Innerhalb des Stat. Prüfungsamtes der Städt. Baupolizei bestehen einstweilen folgende, durch den Ministerialerlaß vom 9. 3. 1928, II 8, Nr. 2139/27 vorgeschriebene Grundsätze bei der Prüfung von Decken für Boxen und Fahrstraßen, die von Personen- und Lastkraftwagen befahren werden.

I. Garagen für Personenkraftwagen.

(Gesamtgewicht bis 2500 kg einschließlich Stoßzuschlag, Gewicht des Wagenlenkers und der Betriebsstoffe).

a) Decken der Boxen.
b) Träger hierzu: gleichmäßig verteilte Nutzlast 400 kg/m².
c) Decken der Fahrstraßen.
d) Träger hierzu: gleichmäßige Nutzlast 400 kg/m² oder Raddruck der vier Räder je 750 kg und rechts und links gleichmäßige Nutzlast von 250 kg/m² (Abb. 1).

Bemerkung zu I c und d. Hierbei ist Voraussetzung, daß die Feuerwehr oder ähnliche schwere Fuhrwerke die Fahrstraßen nicht befahren, sonst erfolgt Berechnung nach II c und II d.

II. Garagen für Lastkraftwagen.

(Gesamtgewicht bis 9000 kg einschließlich Stoßzuschlag, Gewicht des Wagenlenkers und der Betriebsstoffe).

a) Decken der Boxen.
b) Träger hierzu: mit 800 kg/m² gleichmäßiger Nutzlast.
c) Decken der Fahrstraßen.
d) Träger hierzu: gleichmäßige Nutzlast 800 kg/m² oder zwei Radlastendrücke je 2500 kg, Abstand 1,4 m, außerdem neben den Rädern gleichmäßige Nutzlast 400 kg/m² (Abb. 2).

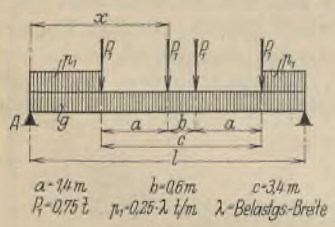


Abb. 1.

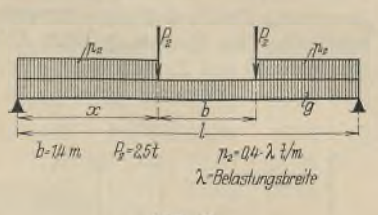


Abb. 2.

Bei der Berechnung der Deckenträger der Fahrstraßen (Fall I d und II d) erfordert die Entscheidung darüber, welcher der beiden zur Wahl gestellten Belastungsfälle maßgebend ist, sowie die Ermittlung des absolut größten Momentes bei den Belastungen nach Abb. 1 bzw. 2 erhebliche Mühe. Da derartige Bauwerke sehr häufig vorkommen und ihre Anzahl in Zukunft mit der fortschreitenden Motorisierung Deutschlands noch zunehmen wird, soll versucht werden, ihre Berechnung nach Möglichkeit zu vereinfachen.

Die ständige Last werde bei den folgenden Ableitungen vernachlässigt; es ist stets zulässig, das größte Moment infolge ständiger Last zu demjenigen infolge Verkehrslast zu addieren, obgleich beide Werte nicht genau an der gleichen Stelle auftreten; der hieraus zugunsten der Sicherheit entstehende Fehler ist gering.

Für den Fall der Abb. 1 findet man dann:

$$A = \frac{p_1 l}{2} - \frac{p_1 c\left(l - x + a - \frac{c}{2}\right)}{l} + \frac{4 P_1 \left(l - x + a - \frac{c}{2}\right)}{l}.$$

$$(1)\quad \begin{cases} M_x = A x - \dfrac{p_1 (x-a)(x+a)}{2} - P_1 a = -\left(P_1 a - \dfrac{p_1 a^2}{2}\right) \\ \quad + x\left[\left(4 P_1 + \dfrac{p_1 l}{2} - p_1 c\right) - \dfrac{2 P_1 c - 4 P_1 a + p_1 c\, a - \dfrac{p_1 c^2}{2}}{l}\right] \\ \quad - \dfrac{x^2}{l}\left(4 P_1 + \dfrac{p_1 l}{2} - p_1 c\right) = C + x\left(D - \dfrac{E}{l}\right) - \dfrac{x^2}{l} D\,^{1}). \end{cases}$$

Aus

$$\frac{dM}{dx} = D - \frac{E}{l} - \frac{2x}{l} \cdot D = 0$$

findet man

$$(2)\qquad x = \frac{l}{2}\left(1 - \frac{E}{D\,l}\right) \qquad x' = \frac{l}{2} - x = \frac{E}{2D}$$

und hiermit

$$(3)\qquad \max M = C + \frac{l}{4} \cdot \frac{\left(D - \frac{E}{l}\right)^2}{D}.$$

[1]) Es ist dies dieselbe Beziehung, die in Heft 9, Jahrgang 1930 dieser Zeitschrift, vom Verfasser für das bei Straßenbrücken vorgeschriebene Belastungsschema abgeleitet ist. Es läßt sich leicht zeigen, daß Gl. 1 ganz allgemein für alle Träger auf zwei Stützen gilt, wenn das Belastungsschema nur aus Strecken- und Einzellasten besteht, eine Einzellast maßgebende Last, d. h. über der Spitze der Einflußlinie aufzustellen ist, und die Summe aller Lasten sich bei einer geringen Verschiebung des Zuges nicht ändert (letzteres geschieht z. B. bei einer Belastung nach Abb. 3 der vorliegenden Arbeit). Unter den genannten Bedingungen ist also die Grenzmomentenlinie für den mittleren Teil des Trägers stets eine quadratische Parabel nach Heft 9, Abb. 5. Über den weiteren Verlauf läßt sich bei der Vielheit der möglichen Belastungsbilder nichts Allgemeingültiges aussagen. Einige Anhaltspunkte ergeben sich aus den folgenden Regeln: Beginnt beim Verschieben des Zuges eine (evtl. auch negative) Streckenlast über das Auflager hinauszurücken (z. B. in Abb. 3 und 6), so schließt an den vorhergehenden Zweig eine kubische Parabel tangential an (weil dann die Lastensumme nicht mehr unabhängig von der Verschiebung ist); verläßt eine Einzellast den Träger, so ändern sich die Konstanten der Gl. 1, d. h. in der Grenzmomentenlinie entsteht ein Knick; sind in den seitlichen Teilen des Trägers andere Lasten maßgebend als im mittleren, so gehört zu jeder dieser Lasten eine andere Parabel nach Gl. 1 und demgemäß ein Knick in der Grenzmomentenlinie; notwendige, aber nicht ausreichende Bedingung dafür, daß Gl. 1 bis zum Auflager gilt, ist, daß in Gl. 1 $C = 0$ ist (vgl. Gl. 5); dies tritt ein, wenn zwischen maßgebender Last und Auflager keine Last oder nur eine über diese ganze Länge reichende Streckenlast vorhanden ist (Abb. 2).

Tafel I.
Momente infolge Verkehrslast nach 1 d (Abb. 1).

l \ λ	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	
4,0	1,54	1,55	1,55	1,55	1,56	1,56	1,57	1,57	1,57	1,58	Laststellung nach Abb. 3
1	1,61	1,61	1,62	1,62	1,62	1,63	1,63	1,63	1,64	1,64	
2	1,69	1,69	1,70	1,70	1,70	1,70	1,71	1,71	1,71	1,71	
3	1,77	1,77	1,78	1,78	1,78	1,79	1,79	1,79	1,80	1,80	
4	1,85	1,86	1,86	1,86	1,87	1,87	1,87	1,88	1,88	1,88	
5	1,93	1,94	1,94	1,95	1,95	1,95	1,96	1,96	1,97	1,97	
6	2,01	2,02	2,02	2,03	2,04	2,04	2,05	2,05	2,06	2,06	
7	2,10	2,10	2,11	2,11	2,12	2,13	2,13	2,14	2,14	2,15	
8	2,18	2,19	2,19	2,20	2,21	2,21	2,22	2,23	2,23	2,24	
9	2,26	2,27	2,28	2,29	2,29	2,30	2,31	2,32	2,33	2,33	
5,0	2,35	2,36	2,37	2,37	2,38	2,39	2,40	2,41	2,42	2,43	
1	2,43	2,44	2,45	2,46	2,47	2,48	2,49	2,50	2,51	2,52	
2	2,52	2,53	2,54	2,55	2,56	2,57	2,58	2,60	2,61	2,62	
3	2,61	2,62	2,63	2,64	2,65	2,67	2,68	2,69	2,70	2,71	
4	2,69	2,71	2,72	2,73	2,75	2,76	2,77	2,79	2,80	2,81	
5	2,78	2,80	2,81	2,82	2,84	2,85	2,87	2,88	2,90	2,91	
6	2,87	2,89	2,90	2,92	2,93	2,95	2,96	2,98	3,00	3,01	
7	2,96	2,98	2,99	3,01	3,03	3,04	3,06	3,08	3,10	3,11	
8	3,05	3,07	3,08	3,10	3,12	3,14	3,16	3,18	3,20	3,22	
9	3,14	3,16	3,18	3,20	3,22	3,24	3,26	3,28	3,30	3,32	
6,0	3,23	3,25	3,27	3,29	3,32	3,34	3,36	3,38	3,40	3,43	
1	3,32	3,34	3,37	3,39	3,41	3,44	3,46	3,48	3,51		
2	3,41	3,44	3,46	3,49	3,51	3,54	3,56	3,59	3,61		
3	3,50	3,53	3,56	3,59	3,61	3,64	3,67	3,69	3,72		
4	3,60	3,63	3,66	3,68	3,71	3,74	3,77	3,80	3,83		
5	3,69	3,72	3,75	3,78	3,82	3,85	3,88	3,91	3,94		
6	3,79	3,82	3,85	3,88	3,92	3,95	3,98	4,02	4,05		
7	3,88	3,92	3,95	3,99	4,02	4,06	4,09	4,13	4,16		
8	3,98	4,01	4,05	4,09	4,13	4,16	4,20	4,24	4,27		
9	4,07	4,11	4,15	4,19	4,23	4,27	4,31	4,35	4,39		
7,0	4,17	4,21	4,25	4,30	4,34	4,38	4,42	4,46	4,50		
1	4,27	4,31	4,36	4,40	4,44	4,49	4,53	4,57	4,62		
2	4,37	4,41	4,46	4,51	4,55	4,60	4,64	4,69	4,73		
3	4,47	4,51	4,56	4,61	4,66	4,71	4,76	4,80	4,85		
4	4,57	4,62	4,67	4,72	4,77	4,82	4,87	4,92	4,97		
5	4,67	4,72	4,77	4,83	4,88	4,93	4,99	5,04	5,09		
6	4,77	4,82	4,88	4,93	4,99	5,05	5,10	5,16	5,21		
7	4,87	4,93	4,99	5,04	5,10	5,16	5,22	5,28	5,34		
8	4,97	5,03	5,09	5,15	5,22	5,28	5,34	5,40			
9	5,07	5,14	5,20	5,27	5,33	5,39	5,46	5,52			
8,0	5,18	5,24	5,31	5,38	5,44	5,51	5,58	5,65			
1	5,28	5,35	5,42	5,49	5,56	5,63	5,70	5,77			
2	5,38	5,46	5,53	5,60	5,68	5,75	5,82	5,90			
3	5,49	5,57	5,64	5,72	5,79	5,87	5,95	6,02			
4	5,59	5,68	5,75	5,83	5,91	5,99	6,07	6,15			
5	5,70	5,79	5,87	5,95	6,03	6,11	6,20	6,28			
6	5,81	5,90	5,98	6,07	6,15	6,24	6,32	6,41			
7	5,92	6,01	6,10	6,18	6,27	6,36	6,45	6,54			
8	6,03	6,12	6,21	6,30	6,39	6,49	6,58	6,67			
9	6,14	6,23	6,33	6,42	6,52	6,61	6,71	6,80			
9,0	6,24	6,34	6,44	6,54	6,64	6,74	6,84	6,94			
1	6,36	6,46	6,56	6,66	6,76	6,87	6,97	7,07			
2	6,47	6,57	6,68	6,78	6,89	7,00	7,10	7,21			
3	6,58	6,69	6,80	6,91	7,02	7,13	7,24				
4	6,69	6,80	6,92	7,03	7,14	7,26	7,37				
5	6,80	6,92	7,04	7,15	7,27	7,39	7,51				
6	6,92	7,04	7,16	7,28	7,40	7,52	7,64				
7	7,03	7,15	7,28	7,40	7,53	7,65	7,78				
8	7,14	7,27	7,40	7,53	7,66	7,79	7,92				
9	7,26	7,39	7,53	7,66	7,79	7,92	8,06				
10,0	7,38	7,51	7,65	7,79	7,92	8,06	8,20				

Setzt man nun die in Abb. 1 angegebenen Zahlenwerte ein, so ergibt sich

$$(4)\qquad \begin{cases} C = -(1{,}05 - 0{,}245\,\lambda) \\ D = 3{,}0 + \lambda\,(0{,}125\,l - 0{,}85) \\ E = 0{,}9 - 0{,}255\,\lambda. \end{cases}$$

Hiermit wurden in Tafel I die Momente infolge Verkehrslast für die Bereiche $\lambda > 1{,}0$ m und $4{,}0$ m $< l < 10{,}0$ m zusammengestellt. Es sei noch darauf hingewiesen, daß für Stützweiten unter rd. 4,0 m und kleine Werte λ die Laststellung nach Abb. 3 maßgebend ist, wie auch in der

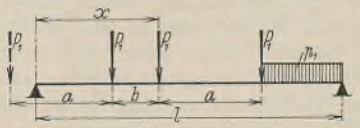


Abb. 3.

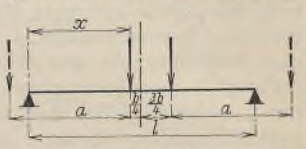


Abb. 4.

Tafel angedeutet. Hierfür ergibt sich aus den in der Fußnote angegebenen Gründen eine Gleichung dritten Grades, von deren Wiedergabe hier wegen der Seltenheit so kleiner Stützweiten Abstand genommen werden kann. Bei noch kleineren Werten l, etwa unter 2,8 m, bleiben schließlich nur noch zwei Einzellasten in der bekannten ungünstigsten Laststellung nach Abb. 4 übrig. Alle Momente rechts und unterhalb der Tafelwerte sind mittels gleichmäßig verteilter Nutzlast von 0,4 t/m² zu berechnen.

Im Falle der Abb. 2 findet man, wieder unter Vernachlässigung der ständigen Last:

$$A = \frac{p_2\,l}{2} - \frac{p_2\,b\left(l - x - \frac{b}{2}\right)}{l} + \frac{2\,P_2\left(l - x - \frac{b}{2}\right)}{l}$$

$$(5)\qquad \begin{cases} M_x = A\,x - \frac{p_2\,x^2}{2} = x\left[\left(2\,P_2 + \frac{p_2\,l}{2} - p_2\,b\right) - \frac{P_2\,b - \frac{p_2\,b^2}{2}}{l}\right] \\ \qquad - \frac{x^2}{l}\left(2\,P_2 + \frac{p_2\,l}{2} - p_2\,b\right) = x\left(D - \frac{E}{l}\right) - \frac{x^2}{l}\cdot D \end{cases}$$

$$(6)\qquad x = \frac{l}{2}\left(1 - \frac{E}{D\,l}\right) \qquad x' = \frac{l}{2} - x = \frac{E}{2\,D}$$

$$(7)\qquad \max M = \frac{l}{4}\cdot\frac{\left(D - \frac{E}{l}\right)^2}{D}$$

und nach Einsetzen der Zahlenwerte:

$$(8)\qquad \begin{cases} D = 5{,}0 + \lambda\,(0{,}2\,l - 0{,}56) \\ E = 3{,}5 - 0{,}392\,\lambda. \end{cases}$$

Die Größtmomente wurden hiernach, genau wie im vorhergehenden Fall, in Tafel II zusammengestellt.

Werden Träger mit Kopfplatten verwendet, so ist die Kenntnis der ganzen Grenzmomentenlinie erforderlich. Der Verlauf derselben ist im

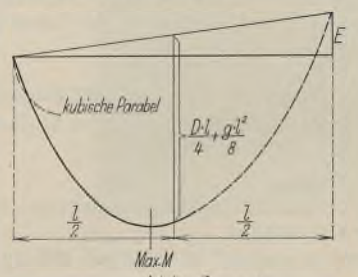


Abb. 5.

Fall der Abb. 1 ziemlich kompliziert, so daß man am schnellsten durch Auswerten der Einflußlinien für einige Zwischenpunkte zum Ziel kommen wird. Bei der Belastung nach Abb. 2 werden dagegen am einfachsten die Werte D und E nach Gl. 8 berechnet. Hiermit kann dann die Parabel der größten Momente gemäß Abb. 5 aufgetragen werden. Es ist zwar

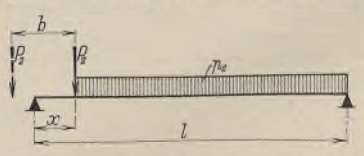


Abb. 6.

möglich, daß in der Nähe der Auflager, insbesondere bei größeren Werten λ, eine Laststellung nach Abb. 6 etwas größere Momente ergibt (kubische Parabel, in Abb. 5 punktiert), jedoch sind die Unterschiede für die Bestimmung der Kopfplattenlängen belanglos.

Tafel II.

Momente infolge Verkehrslast nach II d (Abb. 2).

l \ λ	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8
4,0	3,80	3,84	3,88	3,92	3,96	4,00	4,04	4,08	4,12	4,17	4,21	4,25	4,29	4,33	4,37	4,41	4,45	4,49	4,53
1	3,95	3,99	4,04	4,08	4,12	4,17	4,21	4,25	4,30	4,34	4,38	4,43	4,47	4,51	4,56	4,60	4,64	4,69	4,73
2	4,10	4,15	4,19	4,24	4,28	4,33	4,38	4,42	4,47	4,51	4,56	4,61	4,65	4,70	4,75	4,79	4,84	4,89	
3	4,25	4,30	4,35	4,40	4,45	4,49	4,54	4,59	4,64	4,69	4,74	4,79	4,84	4,89	4,94	4,99	5,04	5,09	
4	4,40	4,45	4,51	4,56	4,61	4,66	4,71	4,76	4,82	4,87	4,92	4,97	5,03	5,08	5,13	5,18	5,24	5,29	
5	4,55	4,61	4,66	4,72	4,77	4,83	4,88	4,94	4,99	5,05	5,10	5,16	5,22	5,27	5,33	5,38	5,44	5,49	
6	4,71	4,77	4,82	4,88	4,94	5,00	5,06	5,12	5,17	5,23	5,29	5,35	5,41	5,47	5,53	5,58	5,64		
7	4,86	4,92	4,99	5,05	5,11	5,17	5,23	5,29	5,36	5,42	5,48	5,54	5,60	5,66	5,73	5,79	5,85		
8	5,02	5,08	5,15	5,21	5,28	5,34	5,41	5,47	5,54	5,60	5,67	5,73	5,80	5,86	5,93	6,00	6,06		
9	5,18	5,24	5,31	5,38	5,45	5,52	5,59	5,66	5,72	5,79	5,86	5,93	6,00	6,07	6,14	6,21	6,27		
5,0	5,33	5,41	5,48	5,55	5,62	5,69	5,77	5,84	5,91	5,98	6,05	6,13	6,20	6,27	6,35	6,42	6,49		
1	5,49	5,57	5,65	5,72	5,80	5,87	5,95	6,02	6,10	6,18	6,25	6,33	6,40	6,48	6,56	6,63			
2	5,65	5,73	5,81	5,89	5,97	6,05	6,13	6,21	6,29	6,37	6,45	6,53	6,61	6,69	6,77	6,85			
3	5,82	5,90	5,98	6,07	6,15	6,23	6,32	6,40	6,48	6,57	6,65	6,73	6,82	6,90	6,98	7,07			
4	5,98	6,07	6,15	6,24	6,33	6,42	6,50	6,59	6,68	6,77	6,85	6,94	7,03	7,11	7,20	7,29			
5	6,14	6,23	6,33	6,42	6,51	6,60	6,69	6,78	6,87	6,97	7,06	7,15	7,24	7,33	7,43				
6	6,31	6,40	6,50	6,59	6,69	6,79	6,88	6,98	7,07	7,17	7,26	7,36	7,45	7,55	7,65				
7	6,47	6,57	6,67	6,77	6,87	6,97	7,07	7,17	7,27	7,37	7,47	7,57	7,67	7,77	7,82				
8	6,64	6,74	6,85	6,95	7,06	7,16	7,27	7,37	7,47	7,58	7,68	7,79	7,89	8,00	8,10				
9	6,81	6,92	7,03	7,13	7,24	7,35	7,46	7,57	7,68	7,79	7,90	8,00	8,11	8,22					
6,0	6,98	7,09	7,20	7,32	7,43	7,54	7,66	7,77	7,88	8,00	8,11	8,22	8,34	8,45					
1	7,15	7,27	7,38	7,50	7,62	7,74	7,86	7,97	8,09	8,21	8,33	8,45	8,56	8,68					
2	7,32	7,44	7,56	7,69	7,81	7,93	8,06	8,18	8,30	8,42	8,55	8,67	8,79	8,92					
3	7,49	7,62	7,75	7,87	8,00	8,13	8,26	8,38	8,51	8,64	8,77	8,90	9,02	9,15					
4	7,66	7,80	7,93	8,06	8,19	8,33	8,46	8,59	8,73	8,86	8,99	9,12	9,26						
5	7,84	7,98	8,11	8,25	8,39	8,53	8,66	8,80	8,94	9,08	9,22	9,35	9,49						
6	8,01	8,16	8,30	8,44	8,59	8,73	8,87	9,01	9,16	9,30	9,44	9,59	9,73						
7	8,19	8,34	8,49	8,63	8,78	8,93	9,08	9,23	9,38	9,52	9,67	9,82	9,97						
8	8,37	8,52	8,67	8,83	8,98	9,14	9,29	9,44	9,60	9,75	9,90	10,06	10,21						
9	8,55	8,70	8,86	9,02	9,18	9,34	9,50	9,66	9,82	9,98	10,14	10,30							
7,0	8,73	8,89	9,05	9,22	9,38	9,55	9,71	9,88	10,04	10,21	10,37	10,54							
1	8,91	9,08	9,25	9,42	9,59	9,76	9,93	10,10	10,27	10,44	10,61	10,78							
2	9,09	9,26	9,44	9,62	9,79	9,97	10,14	10,32	10,50	10,67	10,85	11,02							
3	9,27	9,45	9,63	9,82	10,00	10,18	10,36	10,54	10,73	10,91	11,09	11,27							
4	9,45	9,64	9,83	10,02	10,20	10,39	10,58	10,77	10,96	11,14	11,33	11,52							
5	9,64	9,83	10,03	10,22	10,41	10,61	10,80	11,00	11,19	11,38	11,58								
6	9,82	10,02	10,22	10,42	10,62	10,82	11,02	11,22	11,42	11,62	11,83								
7	10,01	10,22	10,42	10,63	10,84	11,04	11,25	11,46	11,66	11,87	12,07								
8	10,20	10,41	10,62	10,84	11,05	11,26	11,47	11,69	11,90	12,11	12,33								
9	10,39	10,61	10,82	11,04	11,26	11,48	11,70	11,92	12,14	12,36	12,58								
8,0	10,58	10,80	11,03	11,25	11,48	11,71	11,93	12,16	12,38	12,61	12,83								
1	10,77	11,00	11,23	11,46	11,70	11,93	12,16	12,39	12,63	12,86									
2	10,96	11,20	11,44	11,68	11,92	12,15	12,39	12,63	12,87	13,11									
3	11,15	11,40	11,64	11,89	12,14	12,38	12,63	12,87	13,12	13,37									
4	11,35	11,60	11,85	12,10	12,36	12,61	12,86	13,12	13,37	13,62									
5	11,54	11,80	12,06	12,32	12,58	12,84	13,10	13,36	13,62	13,88									
6	11,74	12,00	12,27	12,54	12,81	13,07	13,34	13,61	13,87	14,14									
7	11,93	12,21	12,48	12,76	13,03	13,31	13,58	13,85	14,13	14,40									
8	12,13	12,41	12,69	12,98	13,26	13,54	13,82	14,10	14,39										
9	12,33	12,62	12,91	13,20	13,49	13,78	14,07	14,36	14,64										
9,0	12,53	12,83	13,12	13,42	13,72	14,01	14,31	14,61	14,91										
1	12,73	13,03	13,34	13,64	13,95	14,25	14,56	14,86	15,17										
2	12,93	13,24	13,56	13,87	14,18	14,49	14,81	15,12	15,43										
3	13,13	13,46	13,78	14,10	14,42	14,74	15,06	15,38	15,70										
4	13,34	13,67	14,00	14,32	14,65	14,98	15,31	15,64	15,97										
5	13,54	13,88	14,22	14,55	14,89	15,23	15,56	15,90											
6	13,75	14,09	14,44	14,78	15,13	15,47	15,82	16,16											
7	13,96	14,31	14,66	15,01	15,37	15,72	16,07	16,43											
8	14,16	14,53	14,89	15,25	15,61	15,97	16,33	16,69											
9	14,37	14,74	15,11	15,48	15,85	16,22	16,59	16,96											
10,0	14,58	14,96	15,34	15,72	16,10	16,47	16,85	17,23											

Alle Rechte vorbehalten.

Kohlenbunker mit gewölbten Wänden.[1])

Von Oberingenieur **H. Gruetz**, Mainz-Gustavsburg.

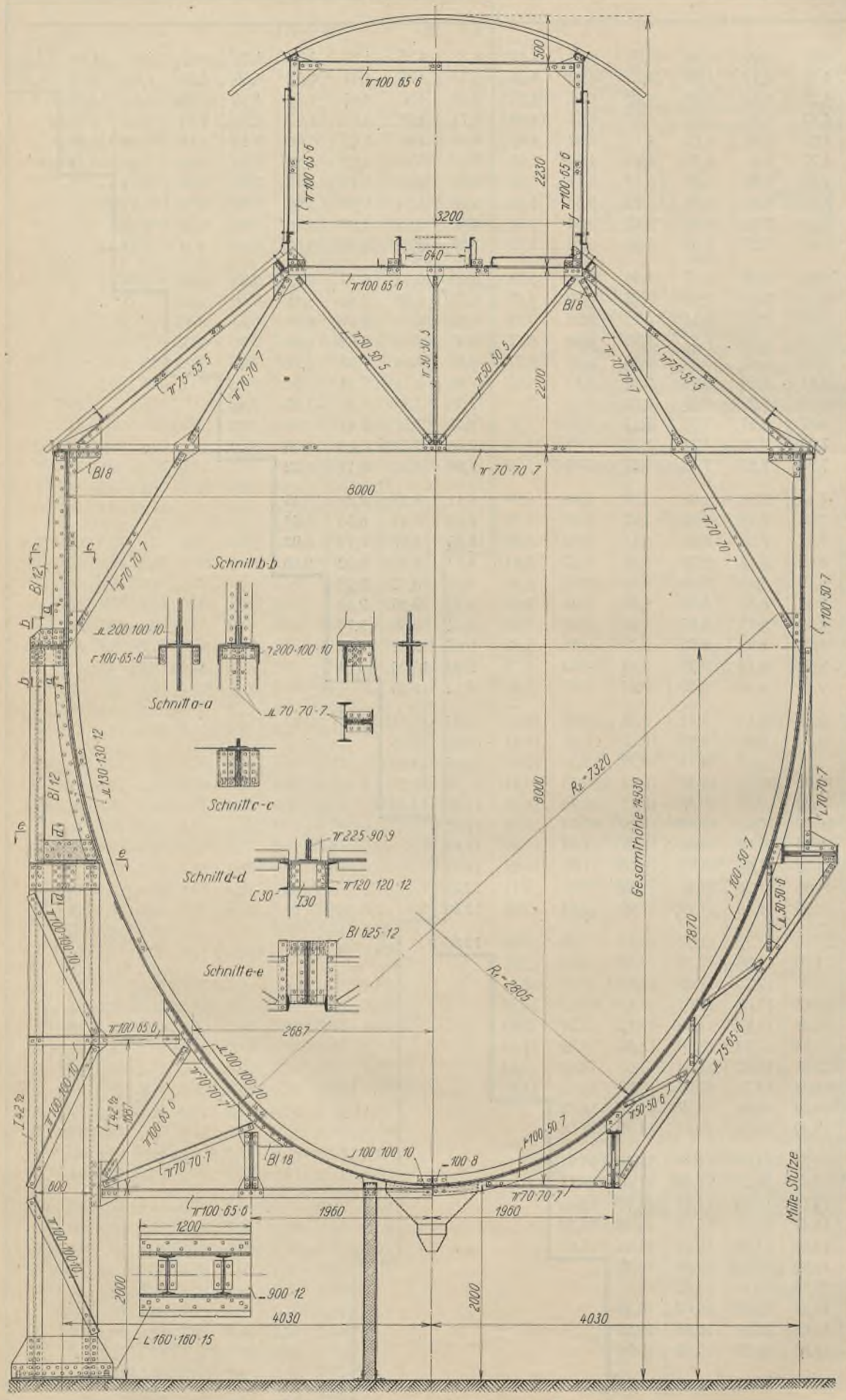


Abb. 3. Konstruktive Durchbildung des Bunkers.

Die hier zu beschreibende Kohlenbunkeranlage ist seit dem Jahre 1912 in Betrieb und dient zur Bekohlung eines Kesselhauses. Wenn auch für einzelne Bestandteile die Zwischenzeit vielleicht Vervollkommnungen geschaffen hat, so zeigt doch insbesondere der Kohlenbunker selbst einige in wirtschaftlicher und technischer Beziehung bemerkenswerte Eigenheiten, so daß es sich vielleicht auch heute noch lohnt, etwas näher darauf einzugehen.

Zunächst sei die Förderanlage zur Be- und Entladung des Bunkers kurz erläutert: Der Bunker ist für eine Lagerung von rd. 4000 t Kohle vorgesehen. Die Leistung der Förderanlagen ist für 40 t je Stunde bemessen. Am Kopf des Bunkers entleert ein Wagenkipper für 20 t Wagen in eine Betongrube, aus welcher die Kohle selbsttätig in ein Becherwerk läuft, das sie einem Schüttelsieb und, soweit nötig, einem Kohlenbrecher zuführt. Von diesen aus übernimmt ein Elevator die weitere Förderung und schüttet die Kohle nach dem Durchgang durch je eine Waage entweder auf eine unmittelbar zum Kesselhaus führende Förderbandanlage oder auf ein zweites Band, welches oberhalb des Kohlenbunkers dessen ganze Länge durchläuft. Von hier aus fällt sie vermittels des Abstreifwagens in den Bunker. Die Entnahme aus dem Bunker erfolgt durch insgesamt 30, am untersten Rande desselben angebrachte Ausläufe, welche eine dritte, unter dem Bunker gelagerte Förderbandanlage bedienen. Von dieser wird die Kohle wieder zu dem oben erwähnten Elevator geführt, welcher die Förderung ins Kesselhaus bewerkstelligt.

Der aus Stahlblech hergestellte Bunker (Abb. 1) ist 72 m lang bei einer größten Breite von 8 m. Seine Unterkante liegt 2 m, seine Oberkante 10 m über dem Erdboden. Das obere, in einem Dachaufbau von 2,23 m Höhe und 3,4 m Breite untergebrachte Förderband läuft 2,4 m über Bunkeroberkante, so daß auch noch der Dachraum oberhalb des eigentlichen Bunkers für die Kohlenfüllung ausgenutzt wird. Die Blechhaut des Bunkers ist in einer bestimmten Form so gewölbt, daß bei vollständiger Füllung nur Zugspannungen in der Blechwand auftreten. Die bei teilweiser Füllung entstehenden, aus der Wandfläche tretenden Kräfte werden durch außenliegende leichte Fachwerkaussteifungen ab-

[1]) Die hier beschriebene Stahlbunkerkonstruktion und viele ähnlich ausgebildete verkörpern besonders wirtschaftliche Lösungen. Da sich Veröffentlichungen im Fachschrifttum darüber kaum vorfinden, glauben wir, daß der Aufsatz das Interesse unserer Leser finden wird, trotzdem die Ausführung bereits in der Vorkriegszeit erfolgte. Die Schriftleitung.

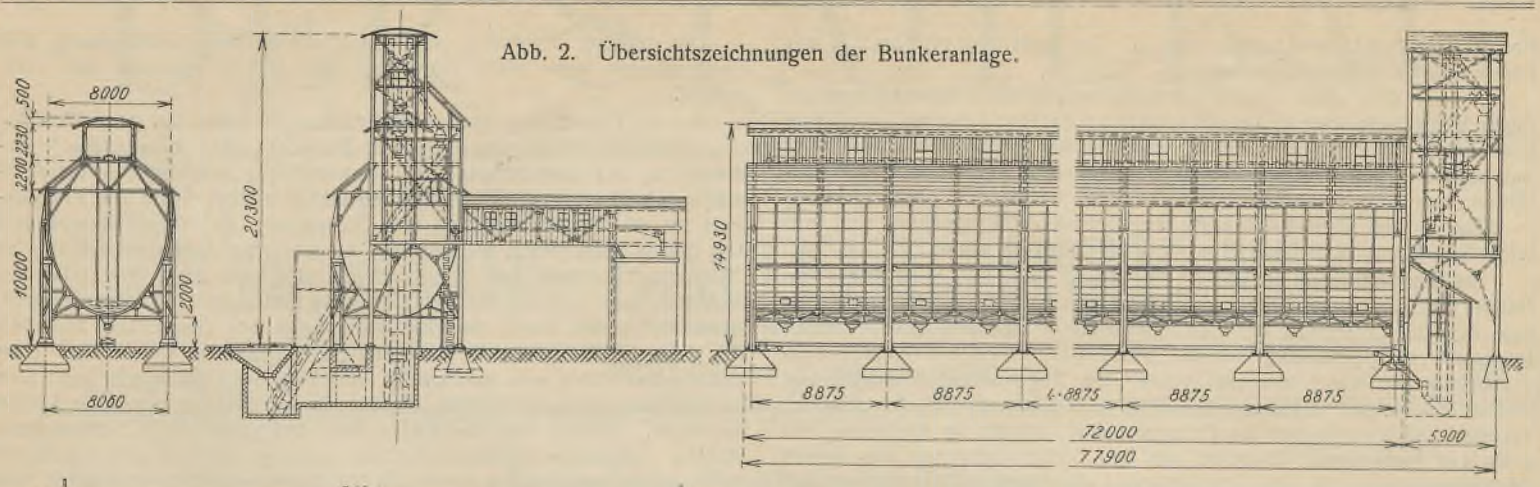


Abb. 2. Übersichtszeichnungen der Bunkeranlage.

wechselnd mit einfachen Winkelrippen aufgenommen. Zur weiteren Aussteifung dient je ein auf beiden Seiten durchlaufender Längsträger, welcher gleichzeitig die Übertragung der Windlast auf die in rd. 8,9 m Entfernung stehenden Hauptstützrahmen übernimmt (Abb. 2 u. 3). Das Innere des Behälters ist also, abgesehen von den nicht weiter störenden Kopf-

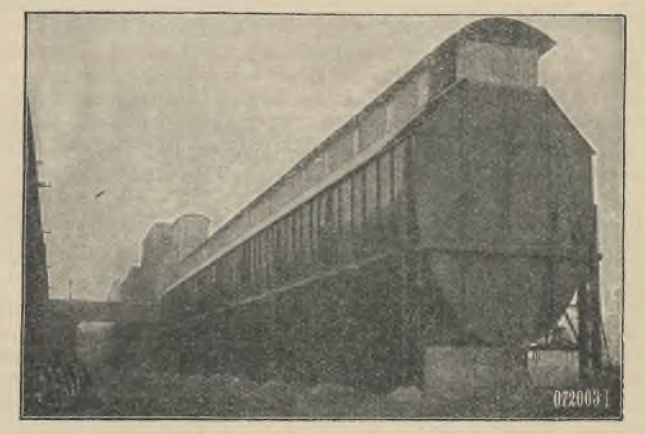


Abb. 1. Ansicht der Bunkeranlage.

streben unter den Bindern, vollständig glatt gehalten. Die Stützrahmen sind, wie die Abbildung zeigt, so ausgebildet, daß sich die Blechwandung des Bunkers im ganzen Umfang ohne irgendwelche Zwängung glatt einlegt. Infolge der günstigen Form der Behälterwand hätte für die Blechhaut eine ganz geringe Stärke genügt. Mit Rücksicht auf Abnutzung ist

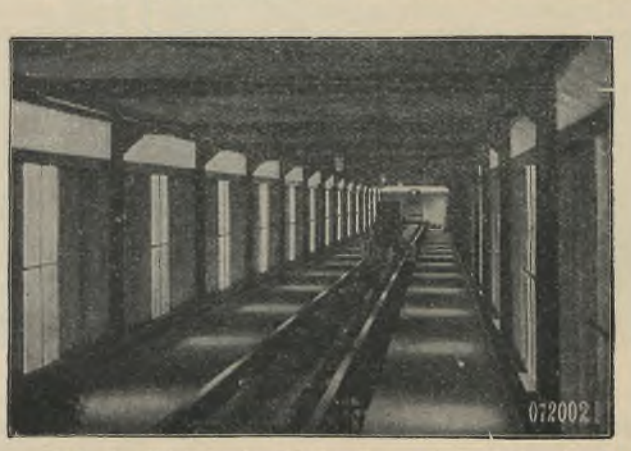


Abb. 4. Blick in den Dachaufbau mit Förderband.

dieselbe 7 mm stark ausgeführt worden. Sie dürfte sich ohne Gefährdung bis auf weniger als die Hälfte dieser Stärke verdünnen. Bei ungekrümmten Wänden wäre eine größere Blechstärke und weit kräftigere Ausbildung der Aussteifungsrippen erforderlich gewesen, wie sie bei den Endabschlüssen des Bunkers zur Ausführung gekommen sind, welche mit Rücksicht auf die Förderanlagen mit geraden Flächen ausgebildet wurden. Das Dach über dem Bunker ist mit Wellblech abgedeckt. Der das obere Förderband aufnehmende Dachaufbau ist mit beiderseits neben dem Band durchlaufenden, mit Riffelblech abgedeckten Bedienungsstegen versehen, welche durch die in die Seitenwände des Aufbaues eingefügten

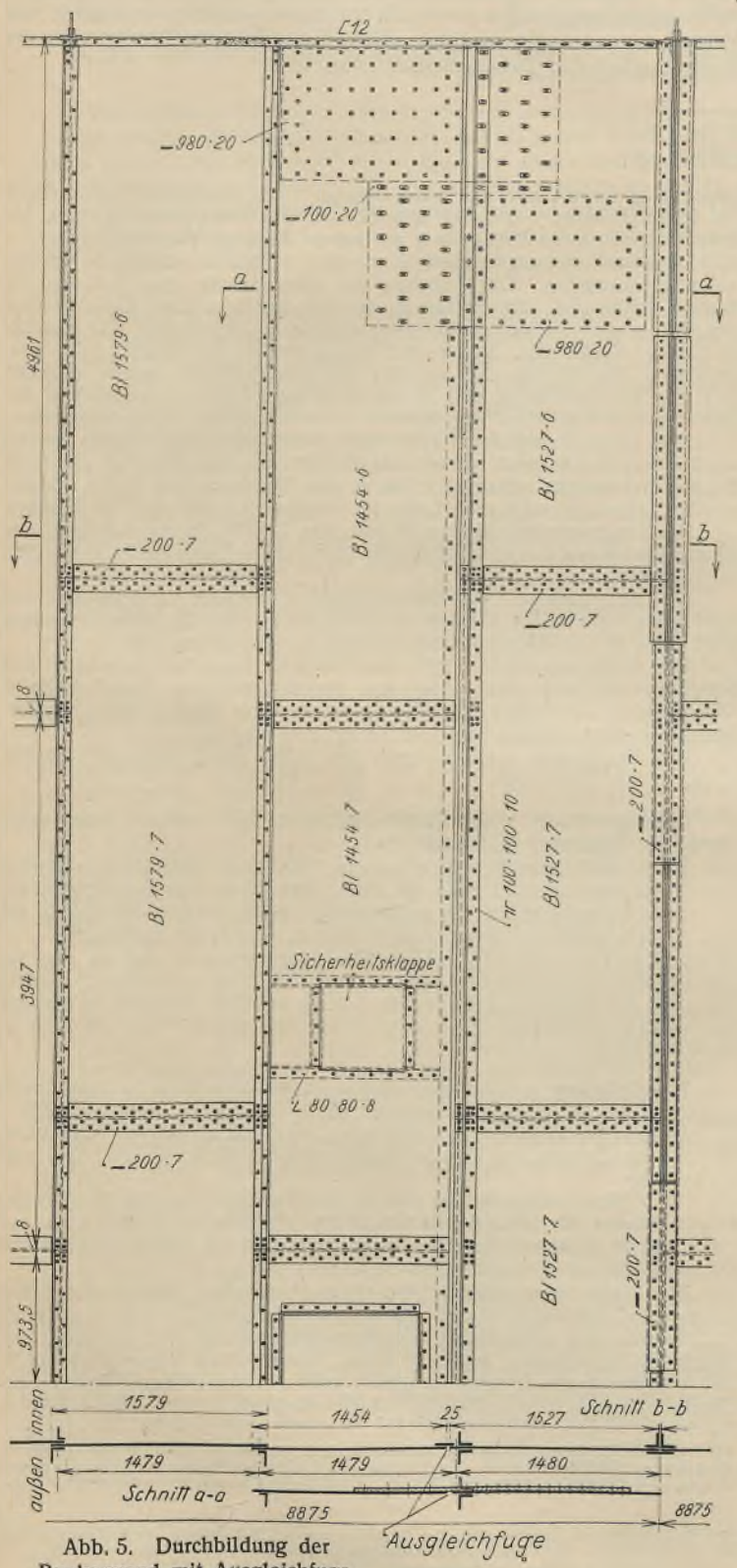


Abb. 5. Durchbildung der Bunkerwand mit Ausgleichfuge.

Fenster reichlich Licht erhalten (Abb. 4). Zur Entlüftung ist oberhalb der Fenster ein Schlitz offen gelassen.

Da bei dem ohne Unterbrechung durchgehenden Bunkerkörper die durch Wärmeunterschiede hervorgerufenen Längenänderungen erhebliche Spannungen hervorrufen könnten, wurde etwa in der Mitte eine über den ganzen Bunker durchlaufende Dehnungsfuge eingelegt, deren Ausbildung aus Abb. 5 ersichtlich ist.

Die an der Bunkerunterseite angebrachten 30 Ausläufe sind mit leicht von Hand zu bedienenden Hebelverschlüssen ausgerüstet.

Bei der immerhin beträchtlichen Höhe der Kohlenschüttung im Bunker ist Selbstentzündung nicht ausgeschlossen. Um in solchen Fällen eine schnelle Entleerung der betr. Bunkerstelle zu ermöglichen, wurden insgesamt 16 gleichmäßig auf die ganze Länge verteilte größere Notverschlüsse an der Unterseite neben den Regelausläufen eingelassen, welche sich schnell mit einem Handgriff öffnen lassen. Um rechtzeitig zu erkennen, ob Brandnester im Entstehen sind, wurden in Abständen von etwa 4 m feststehende Gasrohre von den Bedienungsstegen des oberen Förderbandes aus bis zum Behälterboden eingebaut, in welche von Zeit zu Zeit Thermometer zur Beobachtung der Temperaturen eingelassen werden.

Die gesamte Stahlkonstruktion wurde vom Werk Gustavsburg, alle Förderanlagen vom Werk Nürnberg der MAN geliefert und aufgestellt.

Bei der Herstellung des vorbeschriebenen Bunkers hat gegenüber der sonst üblichen Ausführung derartiger Bauwerke eine wesentliche Werkveredelung des Stahlmaterials bei gleichzeitiger beträchtlicher Gewichteinsparung stattgefunden. Selbstverständlich erfährt dabei der Einheitspreis für die Stahlkonstruktion eine Steigerung. Bei dieser Gelegenheit darf darauf hingewiesen werden, daß der leider bei Auftraggebern übliche Grundsatz, Aufträge auf Stahlbauwerke möglichst nach den billigsten Einheitspreisen zu vergeben, nicht in allen Fällen gerechtfertigt erscheint, besonders für ein Land, das sich in der Lage wie Deutschland befindet. Die deutsche Stahlindustrie ist heute gezwungen, den Rohstoff zur Herstellung des Stahls von auswärts zu beziehen, das Geld hierfür geht also ins Ausland, dagegen bleiben die für die Veredelung gezahlten Löhne im Lande. Ähnlich liegt der Fall ja auch bei Verwendung hochwertigen Stahles. Allgemein volkswirtschaftlich gesehen, verdient also eigentlich das Angebot, welches den geringsten Materialverbrauch gewährleistet, den Vorzug, vorausgesetzt natürlich, daß im übrigen alle Bedingungen der Standsicherheit und Dauerhaftigkeit erfüllt sind.

Verschiedenes.

Brückenauswechslung bei Naumburg a. d. Saale. Im Zuge der eingleisigen Strecke Naumburg—Teuchern überbrückt ein Stahlüberbau in km 1,148 die zweigleisige, sehr verkehrsreiche Hauptlinie Halle (Leipzig)—Erfurt-Süd bzw. Westdeutschland. Seitens der Reichsbahndirektion Erfurt, Reichsbahnoberrat Kilian, war die Auswechslung dieses Überbaues verfügt worden, weil er den neuen Lastenzügen nicht mehr genügte und seine Verstärkung nicht wirtschaftlich war. Die Bauleitung lag in den Händen des Betriebsamtes Weißenfels, Reichsbahnrat Spanaus.

Der vorhandene Überbau mit einer Spannweite von 36,20 m und einem Gewicht von rund 65 t wurde durch einen neuen Überbau aus St 48 für Lastenzug E im Gewicht von 154 t und einer Spannweite von 52 m ersetzt, um die überbrückte zweigleisige Hauptstrecke viergleisig ausbauen zu können. Die Brückenverlängerung erfolgte nach der Naumburger Seite zu. Daher mußte auf dieser Seite ein neues Widerlager geschaffen werden, während das Widerlager auf Teucherner Seite teilweise abgebrochen und neu aufgemauert wurde.

Der Umbau begann mit der Herstellung des neuen Widerlagers auf der Teucherner Seite im Schlitzverfahren; über die Baugrube wurde eine Hilfsbrücke verlegt. Der planmäßige Zugverkehr blieb, wenn auch mit verminderter Geschwindigkeit, im vollen Umfange aufrechterhalten.



Einfahren der neuen Brücke.

Etwa gleichzeitig mit den Arbeiten am Naumburger Widerlager begann die Aufstellung der für den Zusammenbau, das Einschieben und Absetzen der Stahlkonstruktion erforderlichen Rüstungen. Die Aufstellung des Montagegerüstes erforderte 14 Werktage.

Der Zusammenbau der Brücke wurde mit Hilfe eines Schwenkmastes in 15 Werktagen durchgeführt. Die Nietarbeiten erforderten weitere 20 Werktage, so daß nach Ablauf von 35 Werktagen die neue Brücke einbaufertig auf die Verschubbahnen abgesetzt werden konnte.

Während dieser Zeit war die teilweise Erneuerung des Widerlagers auf der Teucherner Seite durchgeführt. Die alte Brücke wurde durch Unterbauen von stählernen Abstützböcken unter die Hauptträger abgefangen, und in Verlängerung der Längsträger zur Überbrückung des Widerlagers wurden Hilfsträger eingebaut.

Für die Verschiebung waren drei Verschubbahnen angeordnet. Die erste, am Teucherner Widerlager entlangführend, diente als Rollbahn gleichzeitig für die alte und neue Brücke. Die zweite und dritte lagen auf der Naumburger Seite; die eine für die alte Brücke war am alten, die andere für die neue Brücke war am neuen Widerlager entlanggeführt.

Die Auswechslung verlief nach dem allgemein üblichen Arbeitsvorgang reibungslos. Das Anheben der alten Brücke vermittels hydraulischer Hebeböcke, das Entfernen der Brückenlager und das Absetzen der Brücke auf die Verschubbahnen erforderte 20 Minuten. In gleicher Zeitdauer wurde die Brücke mit Kabelwinden für Handbetrieb ausgefahren. Die Hilfsbrücke auf der Naumburger Seite wurde entfernt. Der zwischen dem alten und neuen Widerlager befindliche Erdklotz des Bahndammes war schon während der Herstellung des neuen Widerlagers teilweise entfernt und durch Holzstapel zum Tragen des Gleises ersetzt worden, er wurde jetzt so weit abgetragen, bis der Weg für die neue Brücke frei wurde. Hierauf erfolgte das Einfahren der neuen Brücke (s. Abb.) ebenfalls mit Kabelwinden für Handbetrieb innerhalb 33 Minuten.

Die Längsverschiebung um 80 mm, der Einbau der neuen Lager, das Einnivellieren und das endgültige Absetzen auf die Lager nahm 65 Minuten in Anspruch.

Für den ganzen Auswechslungsvorgang standen rd. 8 Stunden zur Verfügung, gebraucht wurden rd. 6 Stunden. Der Zugverkehr konnte 2 Stunden früher aufgenommen werden, als vorgesehen war.

Die Umbauarbeiten erforderten insofern besondere Umsicht und Sorgfalt, als sie über einer der verkehrsreichsten Eisenbahnlinien Deutschlands stattfanden; der Betrieb durfte nicht eingeschränkt werden. Störungen oder Unfälle haben sich nicht zugetragen.

Die Ausführung erfolgte durch die Firma Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund.

Richtigstellung einer Unfall-Meldung. Vor einigen Tagen ging durch die Tagespresse folgende Notiz:

> „Auf einem Fabrikgelände in Köln-Niehl (Stahlskelett-Neubau der Fordfabrik) stürzte ein Teil eines 50 m hohen Eisengerüstes ab. Fünf Arbeiter, die auf dem Gerüstteil standen, wurden in die Tiefe gerissen. Zwei wurden schwer, drei leicht verletzt."

Die an Ort und Stelle erfolgte Besichtigung ergab, daß es sich bei diesem Einsturz nicht um einen Teil des Stahlskeletts, sondern um eine hölzerne Zufahrtvorrichtung zu einer Betondecke handelt. Es wurden bei diesem Einsturz drei Arbeiter leichter und ein Arbeiter schwer verletzt.

Berichtigung zum Aufsatz: „Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden", Heft 15, 16 u. 17, Jahrgang 1930.

Herr Baurat Doorentz, Leipzig, teilt mit: Am Schluß des Abschnittes Nr. 17 (Die Estriche auf den Schallisolierungen), Heft 16, Seite 190, muß es heißen:

> „Zur Aufnahme der normal in Frage kommenden Belastungen müssen für normale Temperaturen zweckmäßig Festigkeiten von 45 bis 60 kg/cm² bei **40** ° C und möglichst ein Abfallverhältnis von 50 bis 55 % erreicht werden."

Bei dieser Gelegenheit möchte ich nicht verfehlen, darauf aufmerksam zu machen, daß die Steifigkeit der in Abb. 32 (Heft 17, S. 199) enthaltenen Trägerdecke (die als einfache Stegzementdielendecke dort gezeichnet ist) durch die Ausführung in Form einer „Koenenschen Voutenplattendecke mit einbetoniertem Träger" erheblich erhöht werden kann. Durch diese Maßnahme sinkt der Luftschalldurchlaß erheblich. Doorentz.

INHALT: Dauerversuche mit Nietverbindungen. (Schluß.) — Über die Berechnung der Deckenträger von Garagenbauten. — Kohlenbunker mit gewölbten Wänden. — Verschiedenes: Brückenauswechslung bei Naumburg a. d. Saale. — Richtigstellung einer Unfall-Meldung. — Berichtigung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 24. Dezember 1930 | Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Dynamische Probleme im Brückenbau.[1]

Vortrag, gehalten anläßlich des 25jährigen Jubiläums des Deutschen Stahlbau-Verbandes in Berlin in der Technischen Hochschule Charlottenburg am 6. Dezember 1929 von Professor Dr.-Ing. **H. Kulka**, Hannover.

Der Deutsche Stahlbau-Verband hat, wie heute gelegentlich seines Jubiläumstages wiederholt hervorgehoben wurde, seinen Zweck nicht allein darin gesehen, als wirtschaftlicher Verband zu wirken und die wirtschaftlichen Interessen seiner Mitglieder zu fördern, sondern er hat es stets auch für seine vornehmste Pflicht gehalten, die wissenschaftliche Grundlage des Faches festigen zu helfen, in der Erkenntnis, daß nur so allein die Wettbewerbsfähigkeit seiner Mitglieder im In- und Auslande erhalten bleiben könne.

Während sich die Mitarbeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes auf den Forschungsgebieten des Stahlbaues in den letzten Jahren in erster Linie auf statische Probleme erstreckte, hat sich in letzter Zeit die große Bedeutung der dynamischen Aufgaben für den praktischen Brückenbau erwiesen, so daß in Zukunft auch diese in das Wirkungsfeld der Forschungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes fallen werden.

Die Behandlung des Brückenbaues als statisches Problem bedeutet eine mehr oder weniger willkürliche Abstraktion, welche mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmt, vielmehr in erster Linie dazu geschaffen ist, dem Statiker,der die Bauwerke berechnet, die Aufgabe zu erleichtern. Ich kann das Verhältnis dieser Abstraktion zur Wirklichkeit nicht besser vergleichen als mit dem Verhältnis einer Momentaufnahme zu dem reizvollen Bild eines Films. Die Brücke ist unter dem Einfluß der Last kein ruhender Körper, sondern ein lebendiger Organismus. Der Laie empfindet diese Tatsache beim Dahinbrausen eines Zuges über eine Brücke vielleicht mehr als der im Drange des Alltages stehende, an seine Methoden gewohnte Statiker, der die Brücke berechnet hat.

Die Probleme der Dynamik des Brückenbaues zerfallen in zwei große Fragenkomplexe, von denen der eine die Brücke als Bauwerk, der andere die Materialfrage behandelt. Es ist kein Wunder, daß gerade die obengenannte naive Anschauung einer Brücke, die von einem Eisenbahnzug rasch befahren wird, in den ersten Anfängen der Brückentheorie die Theoretiker dazu veranlaßt hat, die Frage der Brückendynamik mindestens gleichwertig mit jenen der Statik zu behandeln. Erwähnt sei nur die bereits 90 Jahre zurückliegende Arbeit des Physikers Stokes.

Aber auch die Straßenbrücken regten zur Behandlung der dynamischen Fragen an, und zwar hauptsächlich deswegen, weil man wiederholt beobachtet hat, daß Lasten, die in gleichmäßigem Intervalle auf gewisse Brücken wirken, Bauwerksteile in solche Schwingungen versetzten, daß dem Laien und dem Fachmann Bedenken über die Zulässigkeit dieser Erschütterungen aufstiegen. So hat z. B. Delandres durch Versuche festgestellt, daß es möglich ist, einen Wagen, der von Pferden gezogen wird und nur $4^1/_2$ t wiegt, in einem solchen Rhythmus über eine Brücke zu führen, daß er Wirkungen erzielt, die einer ruhenden Last von 39 t gleichkommen. Viele Theoretiker haben sich bereits in dieser Frage versucht, die zu den schwierigsten der Physik gehört. Es hat sich hier wieder wie in anderen Gebieten der Technik gezeigt, daß die Theorie unter einer großen Anzahl von Voraussetzungen entwickelt werden mußte, die vielleicht nicht vollkommen zutreffen, und daß die Vernachlässigung scheinbar unwichtiger Voraussetzungen zu Endergebnissen führte, die mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmten. Wohl sind solche vereinfachten Annahmen notwendig zur Entwicklung einer jeden Theorie, aber niemals kann eine Theorie zum Ziel führen, wenn die Ergebnisse nicht stufenweise mit der Praxis verglichen werden. Wegen der außerordentlichen Schwierigkeit der theoretischen Seite ist versucht worden, die Erscheinungen in einzelne Effekte zu zerlegen, um diese gesondert zu behandeln. Ich verweise hier auf die Ausführung des Herrn Dr.-Ing. Bleich in seinem Buche „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken", Springer 1924, ferner u. a. auf die Schrift von Professor Dr. Hort „Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken", Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1928, der die einzelnen Effekte analysiert und zu einer Summenwirkung zusammenfügt.

Bringt man eine Brücke als elastischen Körper durch eine Kraft in Spannung und beseitigt plötzlich die Kraft, so tritt eine Wechselwirkung zwischen potenzieller und kinetischer Energie ein. Die Brücke gerät in Schwingungen, und wenn nicht die Reibungen und verschiedene andere Ursachen vorhanden wären, würde sie unendlich lange weiter schwingen. Dies geschieht jedoch nicht, sondern durch obige Störungen wird dem Zustand ein Ende gemacht, ganz ähnlich wie z. B. ein Ball, den man zur Erde schleudert, nicht stets in dieselbe Höhe zurückkehrt, sondern allmählich zur Ruhe kommt. Die oben erwähnte Art von Schwingungen nennt man freie Schwingungen. Sie kommen wohl in dieser reinen Form bei Brückenbauten kaum vor, vielmehr wird die Schwingung in einer Brücke angeregt durch eine große Anzahl von Impulsen, die teilweise gesetzmäßig, teilweise ungesetzmäßig die Brücke treffen, so z. B. durch nicht ausgeglichene Schwunggewichte der Lokomotiven, durch die Fliehkraft, die Unvollkommenheit der Schienenstöße, das Wippen der Wagen usw., und es entsteht auf diese Weise die zweite Schwingungsart, die man erzwungene Schwingungen nennt.

Die Versuche, diese komplizierten Erscheinungen zu klären, d. h. ihren Gesamteinfluß auf das Bauwerk rechnungsmäßig zu erfassen, sind bisher noch nicht geglückt. Man kann wohl vereinfachende Annahmen treffen, insbesondere die einzelnen Einflüsse untersuchen, um dann den wirklichen Fall zu rekonstruieren.

Für die Praxis ist ein besonderer Fall der erzwungenen Schwingungen von Bedeutung, das sind diejenigen mit Resonanz, bei denen die Impulse zu der freien Schwingung in einem gewissen Verhältnis stehen, so daß die Wirkung außerordentlich gesteigert werden kann.

Die mathematische Darstellung dieser letzteren Schwingungsart zeigt, daß mit unendlich großer Zeit bereits bei verhältnismäßig kleinen Impulsen die Schwingungen unendlich groß werden können, und so den Bruch des Bauwerkes herbeiführen müssen. Bei Eisenbahnbrücken hat man verhältnismäßig selten Schwingungen mit Resonanz feststellen können, dagegen bei Straßenbrücken häufiger, besonders in einzelnen Teilen beim Herüberrollen besonders schwerer, in ihrem Impulse rhythmisch auftretender Fahrzeuge.

Hängebrücken sind bei gewisser Konstruktionsart durch ihre starke Durchbiegung leichter in der Lage, in Resonanz versetzt werden zu können. Man hat daher häufig für solche Brücken besondere Vorschriften erlassen, die ein taktmäßiges Überschreiten durch größere Menschenmassen verbieten. Bei Eisenbahnbrücken scheint diese Resonanzwirkung deswegen nicht so häufig zu sein, weil die verschiedenen Impulse in ihrer Größenordnung nicht sehr stark voneinander abweichen und so einander entgegenwirken.

Die Untersuchung der freien Schwingungen ist bei Brücken recht weit gefördert. Man kann durch geeignete Versuchsmaßnahmen eine Brücke in solche Schwingungen versetzen und dann die Perioden feststellen. Dem Schweizer Brückenbauingenieur, Sektionschef Bühler, ist es gelungen, eine verhältnismäßig einfache, brauchbare Formel zu schaffen, durch die es möglich ist, zuverlässige Zahlen über die Eigenschwingungsdauer der Brücke zu erhalten, jedenfalls so zuverlässig, als man dies in einem so schwierigen Fall verlangen kann.

Für das Fachwerk sind auch bedeutende, theoretisch vertiefte Arbeiten erschienen, von denen u. a. die Arbeiten von Reißner und Pohlhausen zu erwähnen sind, ferner die bereits oben erwähnte Arbeit von Bleich.

[1]) Der Vortrag ist, dem Zwecke eines Festvortrages entsprechend, gemeinverständlich gehalten. Eine wissenschaftlich begründete Arbeit über das gleiche Thema erscheint demnächst in dieser Zeitschrift.

Über die Art der Schwingungen bei solchen Bauwerken herrschten selbst in Fachkreisen oft ganz unklare Vorstellungen; besonders ist es wenig bekannt, mit welcher Frequenz die Schwingungen auftreten, d. h. wie viele Schwingungen in einer Sekunde stattfinden.

So schwingt z. B. eine 100 m-Brücke etwa zweimal in der Sekunde, eine 20 m-Brücke etwa 20mal, solange es sich um freie Schwingungen handelt. Dagegen sind in neuerer Zeit mit den besonders verfeinerten Hilfsmitteln Schwingungszahlen von 100 und mehr in der Sekunde in verschiedenen Gliedern festgestellt worden, wobei die Schwingungen in einzelnen Gliedern so bedeutend sind, daß sie zu ernsten theoretischen Betrachtungen Anlaß geben.

In Erkenntnis der großen Bedeutung aller dieser Fragen für den Brückenbau und insbesondere auch in Erkenntnis der Wichtigkeit, die theoretischen Forschungen durch praktische Messungen zu kontrollieren, hat die Deutsche Reichsbahn im Jahre 1927 einen Wettbewerb ausgeschrieben zur Erlangung von Konstruktionen für Schwingungs- und Spannungsmesser. Wenn auch das Ergebnis dieses Wettbewerbes insofern betrübend war, als keiner von den eingegangenen Apparaten die Bedingungen erfüllen konnte, so trug doch die Erprobung der verschiedenen Konstruktionen ganz wesentlich zur Klärung der Frage bei und zeigte neue Wege zur Annäherung an das Ziel. Die bedeutendste Erkenntnis aus dem Wettbewerb war die, daß mechanisch registrierende Apparate infolge der Massenträgheit der einzelnen Teile kaum in der Lage sind, zuverlässige Messungen von derartig raschen Schwingungen zu geben. Die Apparate beruhen meist auf dem Grundsatz, von der Verlängerung einer gewissen Meßstrecke, die meist mit 200 mm angenommen ist, auf die Spannung in dem betreffenden Gliede zu schließen. Bedenkt man dabei, daß einer Spannung von 100 kg/cm² bei einer Meßlänge von 200 mm nur eine Verlängerung oder Verkürzung dieser Meßstrecke von $^1/_{100}$ mm entspricht, so kann man sich wohl denken, welchen verfälschenden Einfluß selbst kleine Eigenschwingungen der mit Massen ausgestatteten Einzelteile der Instrumente, ferner Spiel in den Gelenken usw. auf die Meßergebnisse ausüben können. Es bedeutet daher unbedingt einen Fortschritt in der Meßmethode, wenn ein Apparat wie der von Fereday-Palmer möglichst alle Hebel ausschaltet und den massenlosen Lichtstrahl von der Meßstrecke auf einen lichtempfindlichen Film leitet, um so ein Bild von der Größe und der Frequenz der Schwingungen zu erhalten. Die Methode zur Erprobung der Meßinstrumente des Wettbewerbes regte die Konstrukteure der eingereichten Apparate an, systematisch den Quellen der Fehler nachzugehen und sie tunlichst zu beheben. Daß dies nicht restlos gelingen kann, liegt in der Natur der Sache, da man eben stets mit einer gewissen Masse der bewegten Teile der Instrumente rechnen muß. So hat der in Abb. 1a dargestellte Apparat von Meyer in Bern bereits verhältnismäßig rasche Schwingungen zuverlässig messen können, nachdem es dem Erfinder durch eine sinnreiche Konstruktion (vgl. Abb. 1b) gelungen ist, die Schwingungszahl und die Art der Schwingungen der wichtigen Einzelteile des Instrumentes festzustellen und mit den zu messenden Schwingungen zu vergleichen.

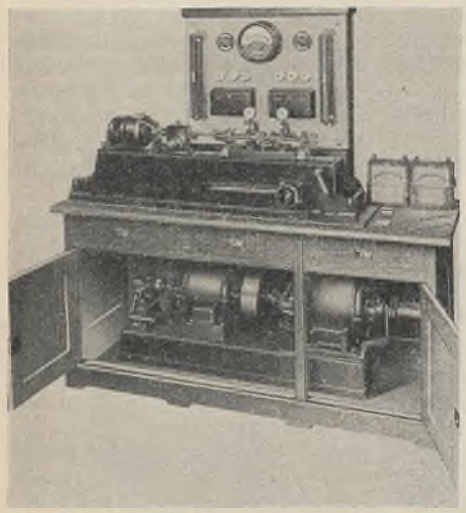


Abb. 1a. Schwingungsmesser von Meyer, Bern.

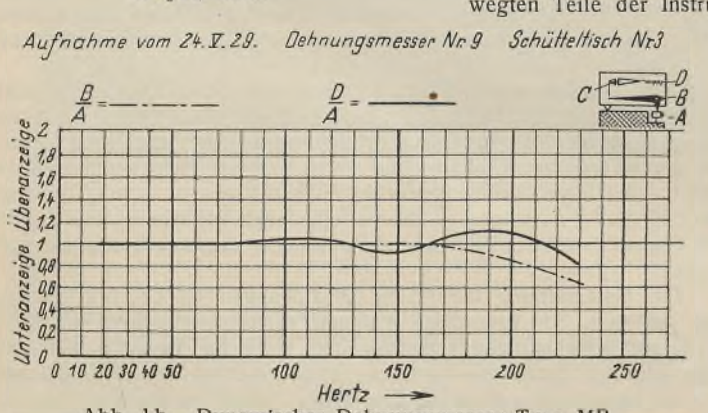
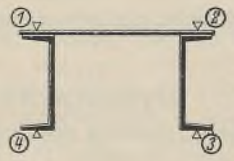


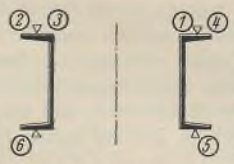
Abb. 1b. Dynamischer Dehnungsmesser Type MB. Resonanzkurven.

Nach dem obigen bedeutete es einen außerordentlich großen Fortschritt, als man den Weg ging, neben den mechanischen Apparaten auch solche Apparate zu verwenden, deren Wirkung auf der Benutzung der Elektrizität beruht. Die Amerikaner hatten durch das sogenannte Telemeter bereits in dieser Richtung einen entscheidenden Schritt getan, indem sie die verschiedenen Leitungswiderstände von aufeinandergelegten Kohleplättchen bei verschiedenen Drücken benutzten, um aus den Stromschwankungen auf die Größe der Spannungen zu schließen.

Die Deutsche Reichsbahn hat, ausgehend von diesem Telemeter, ein Instrument konstruiert, das allem Anschein nach imstande sein wird, die oben geschilderten Nachteile der mechanisch registrierenden Instrumente zu beseitigen.



Apparat	Statische Spannung	Dynam. Spannung Lok.-Belastung 50 km/h	Stoßz.
1	320	405	1,27
2	395	483	1,22
3	348	610	1,75
4	220	428	1,94



Apparat	Statische Spannung	Dynam. Spannung Lok.-Belastung 44 km/h	Stoßz.
1	190	208	1,08
2	167	203	1,22
3	167	201	1,20
4	190	224	1,18
5	309	386	1,25
6	282	350	1,20

Abb. 2. Fachwerkbrücke von 34 m Stützkräfte. Stabkräfte gemessen mit dem Telemeter der Deutschen Reichsbahn (Dr. Bernhard).

In Abb. 2 sind Ergebnisse festgelegt, welche durch Messungen mit diesem elektrisch wirkenden Meßinstrumente erzielt worden sind. Betrachtet man die Resultate kritisch, die um so wertvoller sind, als sie Messungen darstellen, welche im gleichen Augenblick an verschiedenen Stellen eines und desselben Stabquerschnitts in einem Bauwerk gefunden wurden, so wird man entsetzt sein über das ganz außergewöhnliche Abweichen der Theorie von den gefundenen Zahlen. Obwohl theoretisch verlangt wird, daß z. B. in dem in Abb. 2 dargestellten Stabquerschnitt sich an allen Punkten die gleiche Spannung ergibt, beträgt dieselbe nach Messungen an einer Stelle 290, an der anderen 610 kg/cm². Fast erscheint es nach diesem Ergebnis, daß man die so mühsam aufgestellten statischen Berechnungen lieber, wie man sagt, aus dem Ärmel schütteln könnte. Die Genauigkeit würde jedenfalls größer sein oder doch nicht geringer als die durch die obigen Zahlen gekennzeichnete. Würde man den Erreger dieser Spannungen in entsprechendem Verhältnis vermehren, d. h. ihn so hoch wählen, wie er von uns in den Berechnungen angenommen wird, so käme man bestimmt zu dem Resultat, daß die Spannungen an vielen Stellen unserer Bauwerke weit über der zulässigen Grenze liegen, ja vielleicht sogar schon den Bruch der Bauwerke erzielt haben müßten. Daß dies jedoch nicht der Fall ist, ist eine Beruhigung für den, der die Brücke benutzt, aber auch für den Ingenieur, der sie berechnet hat. Trotzdem bleibt die große Aufgabe, den Widerspruch zwischen tatsächlicher Spannung und dem Verhalten des Bauwerkes aufzuklären, und dies wird auch eine der bedeutendsten Aufgaben der Forschung der Zukunft bleiben.

Demgegenüber bleibt eine andere Tatsache außerordentlich bemerkenswert, die man förmlich als die Kehrseite der Medaille bezeichnen könnte. Die Schweizer Bundesbahnen haben seit vielen Jahren Messungen angestellt über die dynamischen Durchbiegungen von Brücken, d. h. Durchbiegungen der Brücken unter der Betriebslast bei der tatsächlich auftretenden Geschwindigkeit der Fahrzeuge. In Abb. 3 u. 4 sind solche Werte der Schweizer Forschungen eingetragen. In den Abb. 3 u. 4 sind für verschiedene Fahrgeschwindigkeiten die Prozentzahlen eingetragen, um wieviel die dynamischen Werte der Durchbiegungen über den sogenannten statischen liegen, d. h. über jenen Werten, welche sich ergeben würden, wenn die Fahrzeuge in der gleichen Stellung ruhig auf der Brücke stehen würden. Wir nennen diese Prozentzahlen auch die Stoßwerte. Über denselben sind die Stoßwerte eingetragen, nach welchen wir unsere Brücken rechnen, und speziell diejenigen der Deutschen Reichsbahn. Man sieht, daß die Stoßwerte der Deutschen Reichsbahn weit über den beobachteten Stoßwerten, ermittelt aus den dynamischen Durchbiegungen, liegen. Während man also in der ersten Art der Messung, d. h. in der Messung von Einzelgliedern eines Brückenbauwerkes zu erschreckend hohen Stoßziffern kommt, zeigt die Messung der Durchbiegung Zahlen, die verhältnismäßig sehr niedrig liegen. Man wird durch den Vergleich dieser Ergebnisse zu der Annahme gedrängt, daß die Einzelmessungen teilweise singuläre Erscheinungen messen, die sich irgendwie in dem Brückenbauwerk gegeneinander ausgleichen, und in der Durch-

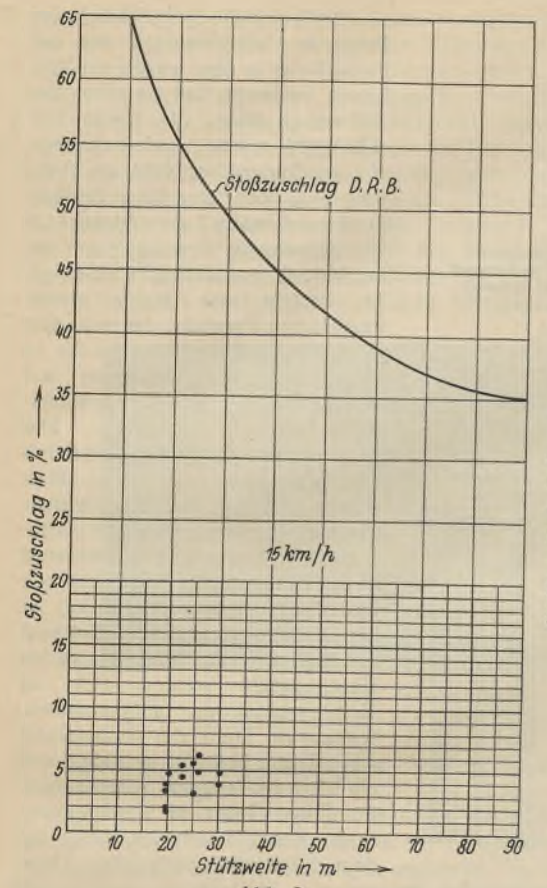


Abb. 3.

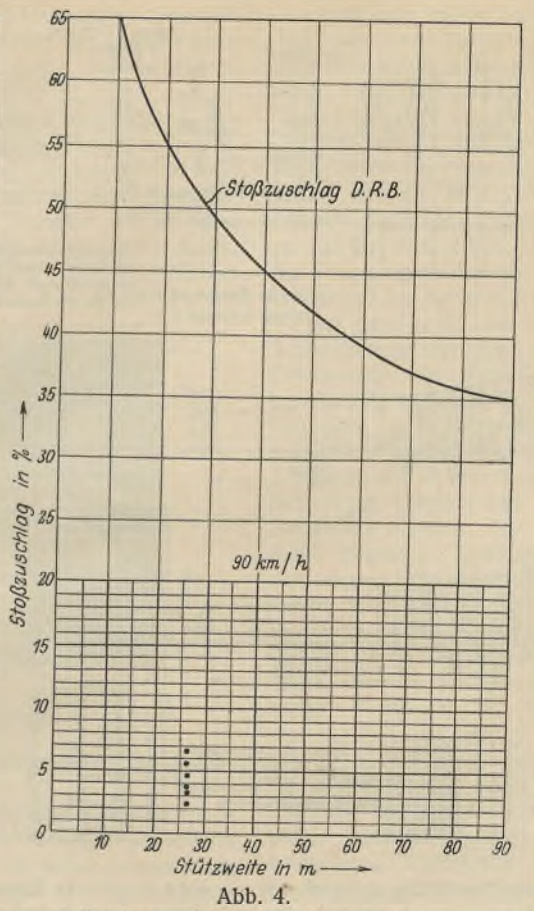


Abb. 4.

Abb. 3 u. 4. Dynamische Durchbiegungen von Brücken. Schweizer Messungen.

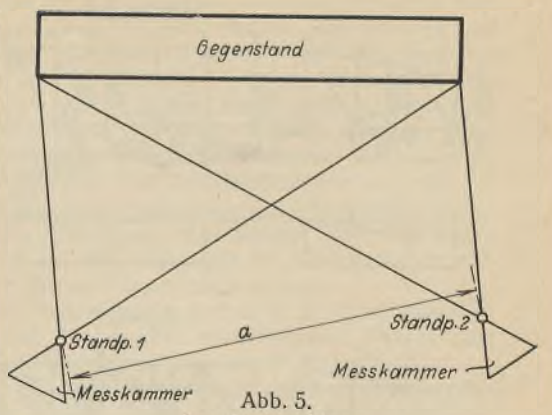


Abb. 5.
Anordnungsskizze.

biegung, die man förmlich als die Gesamtphysiognomie der deformierten Brücke bezeichnen könnte, nicht mehr in Erscheinung treten müssen, vielleicht auch Spannungen nur einzelner Konstruktionsglieder.

Ich könnte diesen Gedankengang am besten erläutern durch einen Vergleich mit einer Erscheinung an einem organischen Wesen. Es wäre z. B. falsch, aus einer Probe, die einem stark erkrankten Teile des menschlichen Körpers entnommen ist, auf die gleiche Erkrankung im ganzen Organismus zu schließen. Es liegt der Gedanke nahe, neben der gewiß sehr wertvollen und unentbehrlichen Erforschung der Spannungen in den kleinsten Einzelteilen eines Bauwerkes auch das Bauwerk als Ganzes zu betrachten und daraus Schlüsse auf seinen Spannungszustand zu ziehen. Ich habe versucht, diesen letzteren Weg zu beschreiten, indem ich aus der Deformation des Bauwerkes, die ich auf experimentellem Wege festhalte, auf die Spannungen in dem Bauwerke zu schließen versuchte. Es ist theoretisch einwandfrei, daß einem bestimmten Deformationszustand des Bauwerkes ein bestimmter Spannungszustand entspricht, und daß bei Bekanntsein des Deformationszustandes die Spannungen zu finden sind, wie ja auch z. B. der von Pohlhausen und Bleich eingeschlagene Weg theoretisch zu diesem Ziele führt. Das Festhalten des deformierten Bauwerkes kann am zweckmäßigsten durch Photographie erfolgen, da diese das Mittel gibt, in sehr kurzer Zeit die Form des Bauwerkes festzulegen.

Die außerordentlich großen Erfolge, welche die Astronomie in den letzten Jahrzehnten durch Benutzung der Photographie in den Meßmethoden erzielt hat, regten mich auch an, die photographische Platte als Mittel zur Messung dieser kleinen Verschiebungen zu benutzen. Vergleicht man die Werte, welche in der Astronomie zur Bestimmung feiner Verschiebungen, wie z. B. der Messung von Sternparallaxen, aus den Platten ausgemessen werden müssen, so sind die bei Brücken vorkommenden Verschiebungen demgegenüber derbe Werte. Die Feststellung von Sternparallaxen durch photographische Platten ist den direkten Messungen, selbst mit den feinsten Instrumenten, an Genauigkeit und Zuverlässigkeit weit überlegen. Gelingt es also, die Form des deformierten Bauwerkes eindeutig und klar auf der Platte in den verschiedenen Belastungszuständen festzulegen, dann ist auch für das Spannungsproblem eine wichtige experimentelle Grundlage gefunden. Diese Aufgabe habe ich mit Unterstützung der Deutschen Reichsbahn im Verein mit den großen Erfahrungen, die die Firma Zeiss in der Herstellung von optischen Meßinstrumenten hat, zu lösen versucht, und ich möchte anschließend das Ergebnis meiner Arbeiten mitteilen.

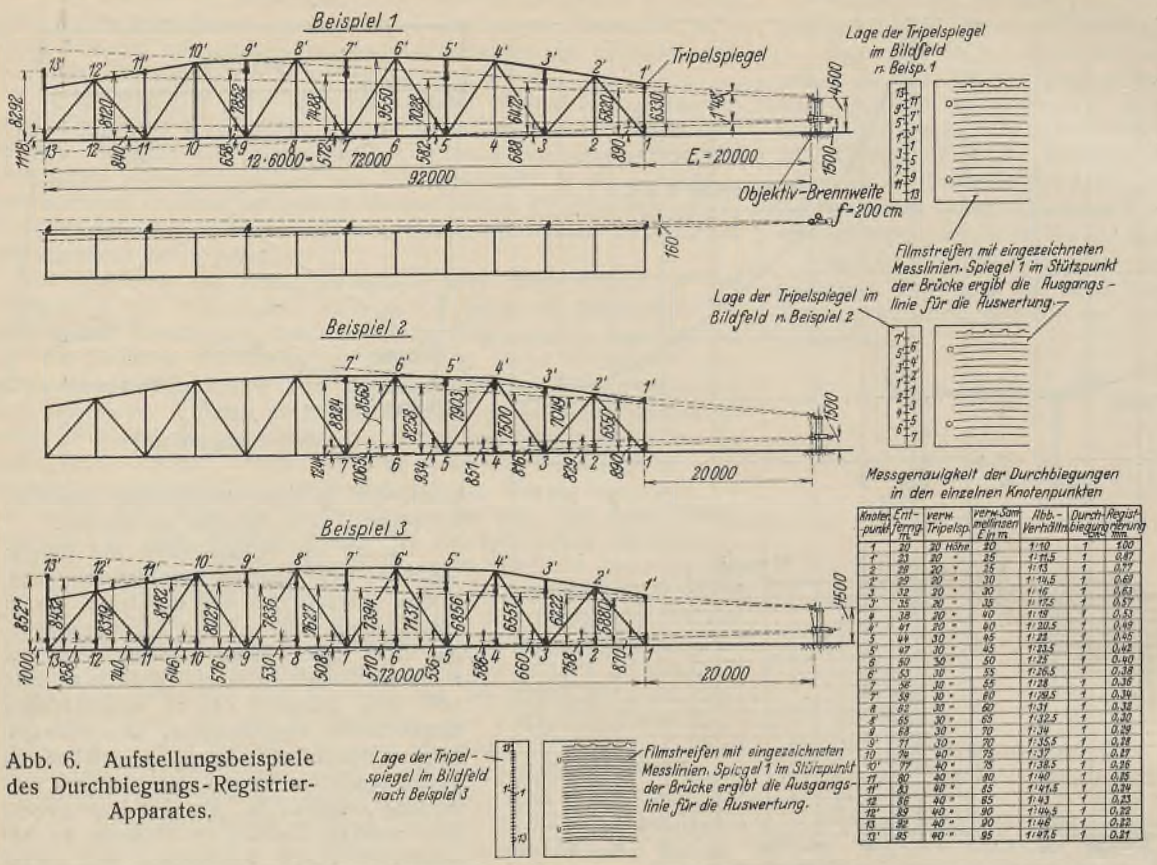
Der zuerst eingeschlagene Weg zur Lösung der gestellten Aufgabe bestand darin, das stereophotogrammetrische Verfahren, das bekanntlich heute in der Vermessungskunst eine große Rolle spielt und auch in der Astronomie eine dominierende Stellung einnimmt, für diesen Zweck dienstbar zu machen.

Da ich die Bekanntschaft mit diesem Verfahren nicht allgemein voraussetzen kann, möchte ich kurz den Weg skizzieren, der in vorliegendem Falle in Frage kommen könnte. Mit Hilfe einer Bildmeßkammer wird von mehreren Standpunkten (vgl. Abb. 5) ein Bild oder eine Bildserie des zu vermessenden Gegenstandes aufgenommen. Die Bildmeßkammer besteht aus einer genau gearbeiteten photographischen Kamera, die mit einer Vorrichtung versehen ist, um ihre Lage gegenüber anderen Punkten im Gelände zu bestimmen. Durch Aufnahmen mit dieser Kamera entstehen zwei oder mehrere nicht identische Bilder, die in ihren Koordinaten voneinander abweichen. Aus der Größe dieser Abweichung unter Berücksichtigung des Abstandes der beiden Aufnahmestandpunkte (vgl. Abb. 5) kann man auf die Raumkoordinaten der abgebildeten Gegenstände schließen. Die Auswertung der Photographien, welche den bekannten stereoskopischen Effekt ergeben, geschieht durch ein besonderes Instrument, den sogenannten Stereo-Komparator, durch welchen die beiden photographischen Platten durch ein besonderes optisches Gerät betrachtet und die Koordinaten der Raumpunkte an Skalen abgelesen werden können. Würde man in einen solchen Komparator eine Punktreihe einsetzen, die auf beiden Platten bis auf einen Punkt identische Koordinaten hat, so würde ein plastisches Sehen der einzelnen Punkte ausgeschlossen sein, dagegen würde der eine Punkt, dessen Bilder auf den Platten nicht identisch sind, bei der Betrachtung durch den Komparator plastisch hervortreten, und durch Einstellung der besonderen Koordinatenmarken könnte die zahlenmäßige Abweichung des Bildes sofort festgestellt werden. Das menschliche Auge ist für diesen sogenannten stereoskopischen Effekt außerordentlich empfindlich und kann bereits Abweichungen von einem hundertstel Millimeter und weniger auf der Platte deutlich feststellen.

Das zuletzt geschilderte Verfahren dient in der Astronomie zur Feststellung von Planeten auf photographischen Aufnahmen. Während die Fixsterne auf beiden Platten zweier zu verschiedenen Zeiten gemachter Aufnahmen identische Koordinaten besitzen wegen ihrer scheinbar unendlichen Entfernung, wird der mit Eigenbewegung behaftete Planet auf den beiden Aufnahmen keine identischen Bilder ergeben und durch den stereoskopischen Effekt bei Betrachtung im Stereo-Komparator sich bemerkbar machen. Man hat dann nicht nur den Planeten identifiziert, sondern auch durch das vorgesehene Meßsystem seine relative Verschiebung festgestellt.

Das Verfahren des Stereo-Komparators ist außerordentlich vervollkommnet, zu Zwecken der Astronomie besonders durch die große Genauigkeit, für den Zweck der terristrischen Bildmeßkunst durch Apparate, welche die Umsetzung der stereoskopischen Effekte in den Zweck der Kartographien fast automatisch vornimmt. (Vgl. Zeiss-Planegraph und Aerokartograph von Heyde-Hugershoff.)

Die Übertragung dieses Prinzips auf die Brücke war folgendermaßen gedacht. Die Knotenpunkte der Brücke sollten besonders kenntlich gemacht und nun das Bauwerk von einem bestimmten Standpunkt während der Belastung, also während des Darüberfahrens des Lastenzuges, in kurzen Abständen durch Momentaufnahmen photographiert werden. Was in den vorigen Methoden die Aufnahmen durch zwei Kammern ergeben, die im Abstande a voneinander aufgestellt sind, ergibt sich hier durch die Verschiebung des Aufnahmeobjektes während der photographischen Aufnahme. Die von ein und demselben Standpunkte aufgenommenen photo-



Messgenauigkeit der Durchbiegungen in den einzelnen Knotenpunkten

Knotenpunkt	Entfernung m	verw. Tripelsp.	verw. Sammellinsen f in m	Abb.-Verhältnis	Durchbiegungsregistrierung cm	Registrierung mm
1	20	20 Höhe	20	1:10	1	100
1'	23	20 "	25	1:11,5	1	0,87
2	26	20 "	25	1:13	1	0,77
2'	29	20 "	30	1:14,5	1	0,69
3	32	20 "	30	1:16	1	0,63
3'	35	20 "	35	1:17,5	1	0,57
4	38	20 "	40	1:19	1	0,53
4'	41	20 "	40	1:20,5	1	0,49
5	44	30 "	45	1:22	1	0,45
5'	47	30 "	45	1:23,5	1	0,42
6	50	30 "	50	1:25	1	0,40
6'	53	30 "	55	1:26,5	1	0,38
7	56	30 "	55	1:28	1	0,36
7'	59	30 "	60	1:29,5	1	0,34
8	62	30 "	60	1:31	1	0,32
8'	65	30 "	65	1:32,5	1	0,30
9	68	30 "	70	1:34	1	0,29
9'	71	30 "	70	1:35,5	1	0,28
10	74	40 "	75	1:37	1	0,27
10'	77	40 "	75	1:38,5	1	0,26
11	80	40 "	80	1:40	1	0,25
11'	83	40 "	85	1:41,5	1	0,24
12	86	40 "	85	1:43	1	0,23
12'	89	40 "	90	1:44,5	1	0,22
13	92	40 "	90	1:46	1	0,22
13'	95	40 "	95	1:47,5	1	0,21

Abb. 6. Aufstellungsbeispiele des Durchbiegungs-Registrier-Apparates.

graphischen Bilder der Brücke sind infolge ihrer Durchbiegung und der Verschiebung der Knotenpunkte nicht mehr identisch, und würden also im Komparator betrachtet für diejenigen Punkte, die sich relativ verschoben haben, stereoskopische Effekte ergeben. Ein Ausmessen dieser Verschiebungen muß zu denselben Ergebnissen führen wie die Konstruktion eines Verschiebungsplanes für den betreffenden Belastungsfall.

Dem Verfahren haften nun noch zwei Übelstände an. Einmal ist bekanntlich die Größe der Genauigkeit abhängig von der Größe der Brennweite, die bei dem verhältnismäßig großen Bildwinkel nur auf Kosten eines großen Plattenformats und einer großen Kammer erzielt werden kann. Zweitens sind die Aufnahmezeitpunkte durch die rasch aufeinanderfolgenden Momentaufnahmen doch mehr oder weniger willkürlich gewählt, wenngleich es wohl gelingen wird, aus einer regelmäßigen Serie von Aufnahmen ein kontinuierliches Bild der Brückenschwankungen zu erlangen.

Nach mehrjährigem Studium der Frage in Gemeinsamkeit mit der Firma Zeiss in Jena wurde ein Verfahren ersonnen, bei welchem der Bildwinkel klein, die Brennweite sehr groß wurde, und außerdem ein kontinuierliches Bild der Verschiebung der einzelnen Knotenpunkte automatisch erreicht wurde.[2]) Die Anordnung des Apparates ist in Abb. 6 grundsätzlich skizziert. Er besteht aus einem photographischen Fernrohr, das seitwärts in der Längsrichtung der Brücke in einer beliebigen Entfernung auf einem von der Brücke unabhängigen Punkte aufgestellt ist. Die Knotenpunkte der Brücke sind durch eine bestimmte, weiter unten näher gekennzeichnete Methode sichtbar gemacht. Dadurch, daß das photographische Fernrohr sich annähernd in der Brückenachse und nicht wie früher vor der Brücke befindet, ist der Bildwinkel auf ein Minimum beschränkt. Die aufzunehmenden Knotenpunkte werden nicht in Momentaufnahmen aufgenommen, sondern an Stelle der photographischen Platte befindet sich ein durch ein Uhrwerk langsam vorbeiziehender Film. Jeder zu photographierende Punkt beschreibt daher auf dem Film eine horizontale Linie, sobald er sich in Ruhe befindet, dagegen eine Wellenlinie, wenn er sich in Schwingungen befindet. Die einzelnen Knotenpunkte werden nun auf dem Filmstreifen gleichzeitig untereinander abgebildet. Es entstehen daher untereinander so viele Wellenlinien als Knotenpunkte abgebildet werden. Diejenigen Punkte, die auf dem Filmstreifen untereinander liegen, sind in ihrer Zeitkoordinate identisch, d. h. sie stellen in ihrer Gesamtheit einen Deformationszustand der Brücke dar (vgl. Abb. 7). Das Ausmessen der Deformationen kann nun im Komparator oder in einem besonders dazu geschaffenen Meßgerät vorgenommen werden. Die Verwertung der Ergebnisse führt dann zu den Stabkräften in einem Brückenbauwerk entsprechend den verschiedenen Belastungszuständen.

Es ist dem Ingenieur, der sich nicht mit Bildmeßkunst oder mit dem oben gekennzeichneten Verfahren der Astronomie beschäftigt hat, vielleicht nicht geläufig, daß ein solches Verfahren überhaupt Aussicht auf die erforderliche Genauigkeit hat.

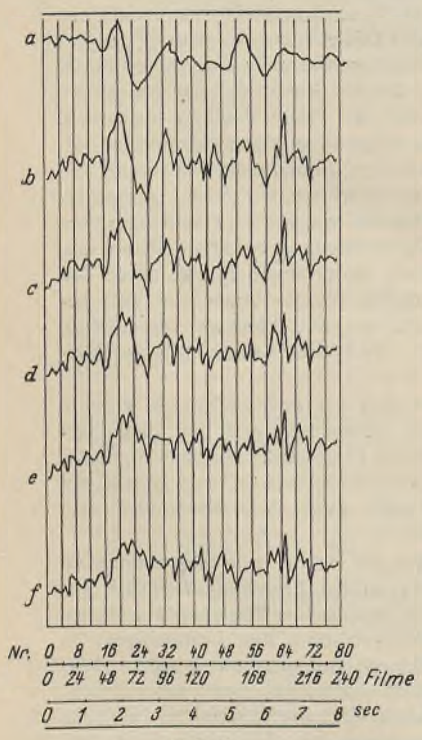


Abb. 8.

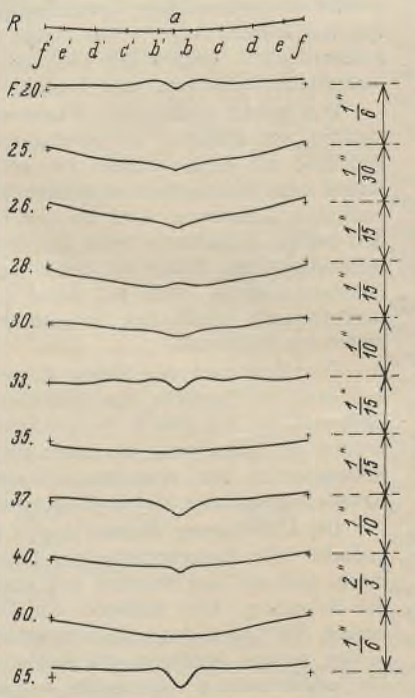


Abb. 9.

Abb. 8 u. 9. Schwingungsversuche an einer Drahtseilbrücke.

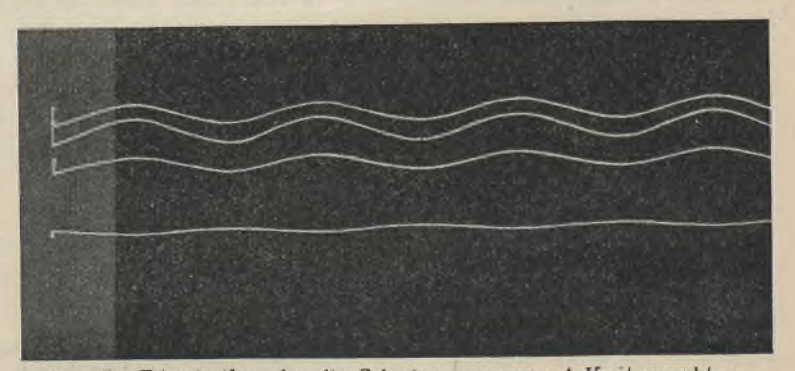


Abb. 7. Filmstreifen, der die Schwingungen von 4 Knotenpunkten zeigt, deren Zeitordinaten identisch sind.

Um für diesen Vortrag eine Probe über die erreichbare Genauigkeit zu geben, habe ich Aufnahmen einer Drahtseil-Schutzbrücke mit einem normalen Filmapparat ausgeführt, und zwar gemeinsam mit Herrn Oberbaurat Kreß von der Reichsbahndirektion Hannover. Die Brennweite dieses Apparates, der ja für Bildmeßzwecke gar nicht geschaffen ist, verhält sich zu derjenigen des oben beschriebenen Instrumentes etwa wie 1:40, dementsprechend ist auch die Genauigkeit des benutzten Filmapparates mindestens $^1/_{40}$ des von Zeiss gebauten Instrumentes. Trotzdem ließen sich die Bewegungen der Brücke aus den winzigen Aufnahmen durch Vermessen im Komparator auf die in Abb. 8 wiedergegebene Form rekonstruieren. Die Ausmessung der Bilder geschah durch Herrn Ingenieur Friedrich von der Reichsbahndirektion Hannover im Komparator des

[2]) Der Apparat wird von der Firma Zeiss als Brückendurchbiegungsmesser System Kulka-Zeiss gebaut.

geodätischen Institutes der Technischen Hochschule Hannover. Man sieht aus den Vergleichen der untereinander liegenden Bilder der verschiedenen Knotenpunkte, wie selbst feine Schwankungen durch dies verhältnismäßig ungenaue Instrument wiedergegeben werden.

Die Kenntlichmachung der Knotenpunkte geschieht durch die von der Firma Zeiss empfohlenen und konstruierten Tripelprismen, die in den einzelnen Knotenpunkten befestigt sind und die Eigenschaft haben, das Licht einer Lichtquelle, das auf sie fällt, in genau die gleiche Richtung zurückzuwerfen, aus welcher das Licht kommt. Die Lichtquelle befindet sich an dem photographischen Fernrohr außerhalb der Brücke in der optischen Achse. Es werden jetzt also nicht mehr Bilder der Brücke, sondern die Bilder der leuchtenden Knotenpunkte auf dem Filmstreifen festgehalten.[3])

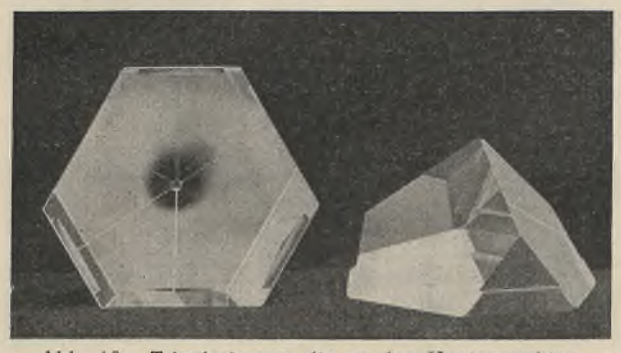
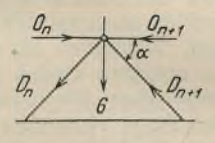


Abb. 10. Tripelprismen, die an den Knotenpunkten zur Kenntlichmachung befestigt werden.

Abb. 10 zeigt ein Tripelprisma, wie es bei diesem Instrument zur Verwendung kommt.

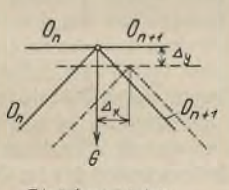
Die aus den Schwingungsaufnahmen der Knotenpunkte erhaltenen Verschiebungen werden zunächst auf den Standpunkt reduziert und sodann für die Bestimmung der Messungen verwertet. Es ist dabei grundsätzlich gleichgültig, ob es sich um einen vollwandigen Träger oder um ein Fachwerk handelt. In beiden Fällen ist aus der Gleichung $\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$ das Moment und für das Fachwerk dadurch auch die Stabkraft bestimmbar. (Vgl. den demnächst erscheinenden Aufsatz in der gleichen Zeitschrift.) Es ist zu beachten, daß man es infolge der dynamischen Beanspruchung nicht mit derselben Gleichgewichtsbedingung für den betreffenden Knotenpunkt zu tun hat wie im statisch beanspruchten Bauwerk (vgl. Abb. 11). Die obere Figur zeigt die statischen Gleichgewichtsbedingungen für einen Knotenpunkt, die untere die dynamischen Gleichgewichtsbedingungen, bei denen neben den statischen Kräften noch Beschleunigungsglieder vorkommen.



Statisches Gleichgewicht

$\Sigma S_s \cos\alpha = 0$

$\Sigma S_s \sin\alpha + G = 0$



Dynamisches Gleichgewicht

Δ_y, Δ_x = Dynamische Verschiebungs-Komponenten.

$\frac{G}{g} \cdot \frac{d^2\Delta_x}{dt^2} = \Sigma (S_s + S_d) \cos\alpha$

$\frac{G}{g} \cdot \frac{d^2\Delta_y}{dt^2} = G + \Sigma (S_s + S_d) \sin\alpha$

$\frac{G}{g} \cdot \frac{d^2\Delta_x}{dt^2}$ / $\frac{G}{g} \cdot \frac{d^2\Delta_y}{dt^2}$ = Trägheitsglieder

Abb. 11. Gleichgewichtsbedingungen für statische Stabkräfte und unter Berücksichtigung der dynamischen Kräfte.

In den beiden Abb. 8 u. 9 sind die Ergebnisse wiedergegeben, welche die oben erwähnten Schwingungsversuche an einer Drahtseilschutzbrücke gezeitigt haben. Da der neue Apparat von Zeiss-Kulka noch nicht zur Verfügung stand, sind, wie erwähnt, diese Versuche mit Hilfe eines normalen Kinoapparates ausgeführt. Die Schwingungen der einzelnen Punkte dieser Brücke sind in Abb. 8 für sechs nebeneinanderliegende Knotenpunkte wiedergegeben. Abb. 9 zeigt die aus diesen Schwingungen sich ergebenden elastischen Linien. In der obersten Figur der Abb. 9 ist die nicht deformierte Brücke, in den darunterliegenden Figuren die Form der Brücke wiedergegeben, wobei die Deformation durch ein herabfallendes Gewicht erzeugt wurde. Teilweise liegen die Aufnahmen nur um $^1/_{30}$ sek auseinander.

[3]) Es ist mir in letzter Zeit gelungen, auch die Seitenschwankungen der Brücke gleichzeitig mit den Durchbiegungen festzuhalten.

Faßt man meine bisherigen Ausführungen zusammen, so ergibt sich, daß man dem Spannungsproblem in einer Brücke experimentell auf zweierlei Weise beikommen kann, einmal durch die Untersuchung mit Hilfe von zuverlässigen Spannungsmessern, die an Einzelteilen der Brücke befestigt werden und auf Grund der Längenänderung dieser Teile Schlüsse auf die dort herrschenden Spannungen zulassen, zweitens durch Betrachtung der Formänderung des gesamten Bauwerkes. Wir haben gesehen, daß die beiden Ergebnisse weit auseinandergehen und daß die Betrachtungen des Gesamtbauwerkes scheinbar im Widerspruch stehen zu den auf dem ersten Wege bestimmten Spannungen; und zwar liegen die Spannungen, berechnet aus den Messungen der Einzelteile, wesentlich höher als die aus der Gesamtdeformation errechneten.

Ich halte es für eine der bedeutendsten Aufgaben der experimentellen Schwingungsmessungen und der darüber anzustellenden theoretischen Erwägungen, diesen großen scheinbaren Widerspruch aufzuklären.

Es scheint mir, als ob die durch die Gesamtdeformation entstehenden Stabkräfte noch überlagert werden durch lokale Beanspruchungen, die mitunter erheblich höhere Werte ergeben. Es scheint ferner, als ob ein Vergleich der in der statischen Berechnung gefundenen Zahlen nur mit denjenigen möglich wäre, welche sich aus der Gesamtdeformation des Bauwerkes ergeben. Die lokalen Überbeanspruchungen werden vielleicht durch Biegungs-, Torsionsschwingungen erzeugt, ähnlich wie man schon seit langem Nebenspannungen festgestellt hat, die in den Knotenpunkten liegen, welche jedoch nicht imstande sind, das Biegungsbild des gesamten Bauwerkes erheblich zu beeinflussen. Es wäre also die Vermutung berechtigt, ob diese lokalen Beanspruchungen nicht teilweise den Charakter haben, den die Nebenspannungen im Brückenbauwerk besitzen. Die bisherigen Stoßwerte für Brückenbauten sind aufgebaut auf den Ergebnissen, die aus lokalen Spannungsmessungen ermittelt worden sind. Da diese Spannungswechsel aber außerordentlich rasch erfolgen (wie oben erwähnt, ist eine Frequenz von 100 Hertz keine Seltenheit), erscheint die Frage berechtigt, ob wirklich in allen Fällen mit so hohen Stoßzuschlägen gerechnet werden muß. Es erscheint z. B. sehr weitgehend, Knickkräfte auch mit den hohen Stoßkoeffizienten zu beanschlagen. Ebenso liegt die Vermutung nahe, daß die von Grüning so klar bewiesene Abwanderung von Kräften in statisch unbestimmten Bauwerken aus den Zonen größerer Beanspruchung auf Zonen kleinerer Beanspruchung in hohem Maße auch in Einzelteilen des Fachwerkes eintritt (vgl. Abb. 12). In Abb. 12 ist dargestellt, wie im Falle der Überschreitung der Streckgrenze nicht mehr das Proportionalitätsgesetz der Spannungen gilt, daß vielmehr statt des geradlinigen Spannungsverlaufes der in der Figur durch Schraffierung hervorgehobene Spannungsverlauf eintritt, wobei die Streckgrenze als ein Maximum anzusehen ist. Infolge der bei Überschreitung der Streckgrenze eintretenden plötzlichen größeren Dehnung weichen die stark beanspruchten Materialteilchen aus und übertragen ihre Kräfte auf die weniger stark beanspruchten, ein Vorgang, der mitunter als die Selbsthilfe des Materials bezeichnet wird.

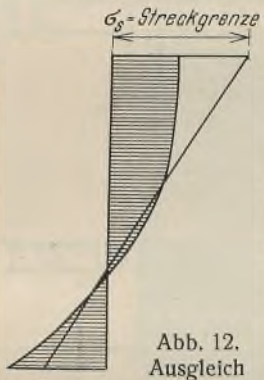


Abb. 12. Ausgleich von Spannungen bei Überschreitung der Streckgrenze.

Ebenso wie es notwendig sein wird, alle Konstruktionsteile in den Einzelheiten durch Einzelversuche zu klären, kann es unmöglich versäumt werden, Versuche an dem Gesamtbauwerk zu machen. Spannungsmessungen an Einzelteilen müssen Hand in Hand gehen mit Spannungsermittlungen, die sich aus der Deformation des Gesamtbauwerkes ergeben. Ebenso müssen Festigkeitsversuche an Einzelgliedern eines Bauwerkes verglichen werden mit Versuchen am Gesamtbauwerk.

Es ist unzweifelhaft ein großes Verdienst der schweizerischen Ingenieure, auch hier den Weg gewiesen zu haben für eine neue Versuchsforschung, indem sie anregten, ganze Brückenbauwerke in Schwingungen zu versetzen und an den Schwingungen des Gesamtbauwerkes das zu studieren, was der Laboratoriumsversuch an Einzelgliedern niemals ergeben kann. In den Schwingungsversuchen des Gesamtbauwerkes liegt das, was der Brückenbauingenieur letzten Endes für seine Berechnungen holen kann.

Die Deutsche Reichsbahn hat eine Versuchseinrichtung geschaffen, welche Brückenbauwerke als Ganzes untersucht, indem sie dieselben in Schwingungen versetzt, und zwar so lange, bis ein Bruch eintritt. Die Maschine ist von Losenhausen gebaut und vermag mit verhältnismäßig kleiner Masse durch Abtasten der in Frage kommenden Schwingungsdauer der Brücke große Brückenbauwerke in erhebliche Schwingungen zu versetzen. Ich verweise auf diesbezügliche Veröffentlichungen.[4])

(Zum Schluß wurde ein vom Reichsbahn-Zentralamt zur Verfügung gestellter Film vorgeführt, der die Maschine von Losenhausen zur Erzielung von Schwingungen einer Brücke im Betrieb zeigte.)

[4]) Vgl. „Der Stahlbau", Jahrg. 1929, S. 61.

Das Stahlskelett für das neue 100 at-Kesselhaus im Großkraftwerk Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur **Gruetz**, Mainz-Gustavsburg.

Die mit 100 at Dampfdruck arbeitende, seit 1928 im Betrieb befindliche Erweiterungsanlage des Großkraftwerks Mannheim ist das erste Dampfkraftwerk in Europa mit einem derartig hohen Druck. Als Beweis, daß mit diesem Schritt der richtige Weg begangen wurde, sei angeführt, daß der Leiter des Großkraftwerks Mannheim, Dr. Marguerre, auf der 2. Weltkraftkonferenz in Berlin als Generalberichterstatter der Sektion 8 nach Schluß der betreffenden Fachsitzung als Ergebnis der sehr eingehenden Aussprache die allgemeine Übereinstimmung feststellen konnte, daß die technischen Voraussetzungen zur weitergehenden Ausnutzung der Fabrikations-Dampfenergien durch Steigerung des Anfangsdruckes auf 100 at gegeben sei. Die inneren Einrichtungen dieser interessanten Anlage sind in der Z. d. V d I 1928, Heft 26 u. 28, durch Dr. Marguerre behandelt worden. Hier sollen die in Stahlskelett durch die MAN, Werk Gustavsburg, hergestellten Gebäude, welche ebenfalls einiges Bemerkenswerte aufweisen, beschrieben werden. Eine moderne Kesselhausanlage umschließt ja eine außerordentlich mannigfaltige und auf das feinste durchgebildete Apparatur. Auch unter gewöhnlichen Verhältnissen ist es daher kaum vermeidlich, wenn auch bei sorgfältigst durchgearbeiteten Entwürfen während der Bauzeit immer wieder Änderungen vorgenommen werden müssen, welche auch die Baulichkeiten selbst in Mitleidenschaft ziehen. Noch erklärlicher wird das, wenn etwas für die deutschen Lieferanten derartiger Bestandteile ganz Neues in Angriff genommen wird. Zudem ist zu beachten, daß es sich um den Ausbau eines vorhandenen Werkes handelte, wo die immerhin beschränkten Platzverhältnisse Anlaß zum Anstoß an vielen Ecken und Kanten gaben. Bei einer anderen Bauweise als dem Stahlbau wäre man bei diesen Änderungen während der Bauzeit wahrscheinlich auf unüberwindliche Schwierigkeiten gestoßen. Dank der im Großkraftwerk Mannheim selbst mit außerordentlicher Sachkenntnis ausgearbeiteten Pläne und Anweisungen und durch die genaue Überwachung aller Arbeiten von Anfang bis zum Schluß durch die Bauleitung konnte trotz aller naturgemäß auftretender Hemmungen unter einsichtsvoller Mitarbeit aller Beteiligten das Werk zum guten Ende geführt werden.

Das Gebäude besteht aus dem rd. 40 m breiten und vorläufig rd. 40 m langen Kesselhaus mit anstoßendem 12,5 m breiten Pumpenraum und einem giebelseitig liegenden dreigeschossigen Anbau für Eigenbedarfs-Schaltanlage, Dampf- und Wasserbehälter. Der höchste Punkt des Daches liegt etwa 34 m über Kesselhausfußboden, hierzu kommt noch der in Dachmitte aufgesetzte Blechschornstein, der bei 3,5 m Durchm. das Dach um rd. 28 m überragt. Die von diesen Schornsteinen herrührenden senkrechten und Windlasten wirken im wesentlichen Umfang auf die Gebäudekonstruktion

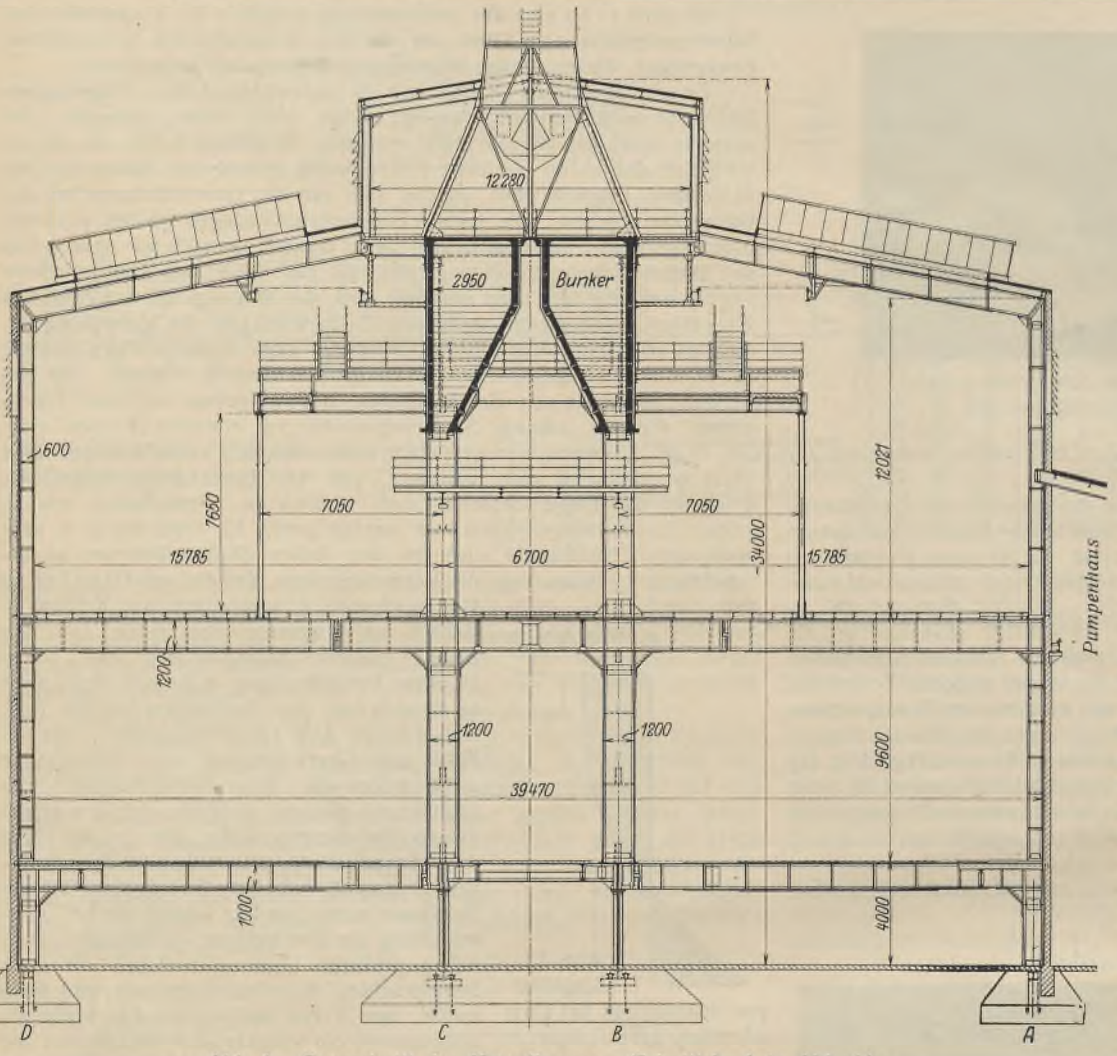


Abb. 1. Querschnitt des Kesselhauses. (Schnitt *b*—*b* in Abb. 4.)

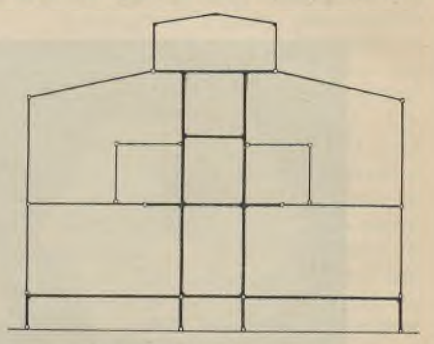


Abb. 2. Statisches System der Kesselhaus-Rahmen.

ein. Das Grundtragsystem bilden die in Abständen von abwechselnd 11 und 2,5 bzw. 3 m liegenden, in Vollwandkonstruktion ausgeführten Rahmen (s. Abb. 1). Da der Baugrund nicht besonders tragfähig war, kam es darauf an, die Stützungsweise möglichst vorteilhaft für die Fundamente zu gestalten. Es sollten daher auf die Mittelfundamente möglichst nur senkrechte Auflagerkräfte wirken, während bei den Außenstützen Einspannmomente am Fuß zu vermeiden waren. Dementsprechend wurde das in Abb. 2 dargestellte statische System der Berechnung zugrunde gelegt. Das aus den beiden Mittelstützen mit den Querträgern mit Steifecken ausgeführte Rahmengebilde überträgt den längsseitg einfallenden Winddruck bis zur Oberkante der untersten Decke. Die Tragkonstruktion dieser Decke wird durch die beiderseitigen Halbrahmen und die beiden als Pendelstäbe ausgebildeten Mittelstützen gebildet. Damit ist der oben angegebene Zweck erreicht. Die statischen Verhältnisse für die übrigen Bestandteile der Konstruktion sind aus Abb. 2 ohne weiteres zu ersehen. Die benachbarten Rahmen sind in den Abständen von 3 bzw. 2,5 m paarweise durch Diagonalstreben oder bei Durchgängen durch Portale miteinander verspannt (s. Abb. 3 u. 6), um einen Teil des Winddrucks von der Giebelseite her aufzunehmen. Den Hauptanteil an diesem Winddruck übertragen jedoch die Windrahmen, welche in den Seitenwänden des im Giebelanbau gelegenen Treppenhauses untergebracht sind, auf welches später noch zurückzukommen sein wird. Es entfällt daher auf den Einzelfuß der Mittelstützen nur ein verhältnismäßig geringer Windschub in dieser Richtung, welcher bei den großen senkrechten Lasten, bis zu 400 t je Mittelstütze, keine wesentliche Bedeutung mehr hat. Um diesen als Punktbelastung auftretenden hohen Druck möglichst gleichmäßig auf das Betonfundament zu übertragen unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Pendelwirkung, ist den Mittelstützen ein Rost aus Breitflanschträgern untergebaut worden, wie aus Abb. 5 ersichtlich. Die Stützpfostenunterkanten sind genau abgefräst, so daß eine unmittelbare Druckübertragung erfolgt. Die Außenstützen, welche nur geringe senkrechte Lasten absetzen, haben, um eine Einspannung zu vermeiden, einen einfachen Breitflanschträger als Unterlage erhalten, welcher die Druckverteilung im Fundament besorgt.

Der jeweilige Raum zwischen den Rahmen von etwa 13,5 m Länge und etwa 10,5 m Breite ist bis auf 22 m über Kellerfußboden für die Kesselgerüste vollständig freigehalten. Zunächst ist das Gebäude für den Einbau von vier Kesseln vorgesehen, von welchen bisher drei Stück eingebaut sind. Eine spätere Verlängerung ist berücksichtigt. Der zwischen und hinter den Kesseln verbleibende Raum ist für die in verschiedenen

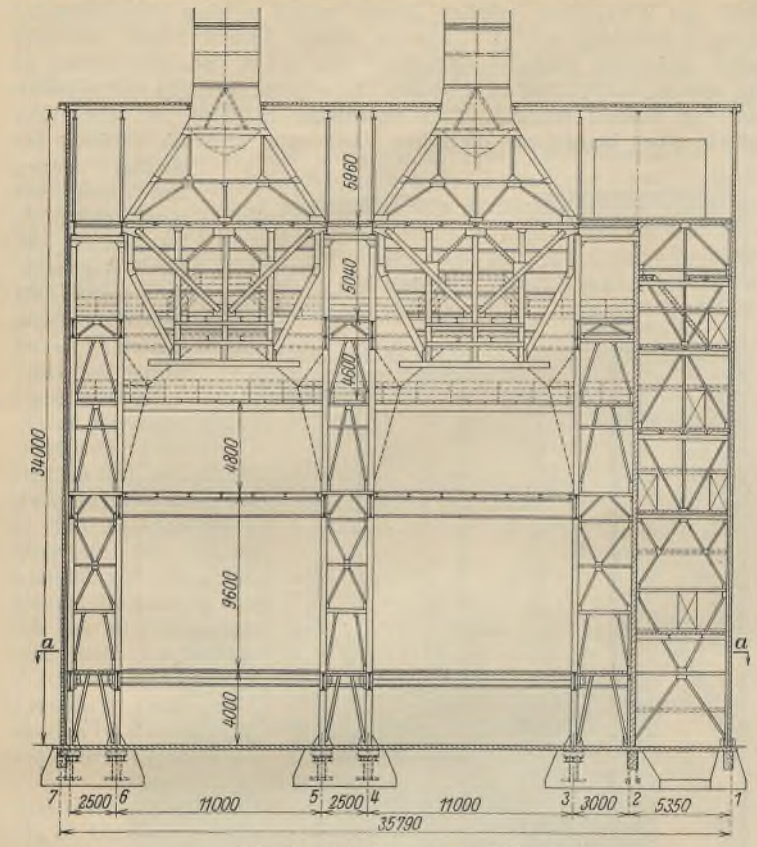


Abb. 3. Schnitt *c—c* in Abb. 4.

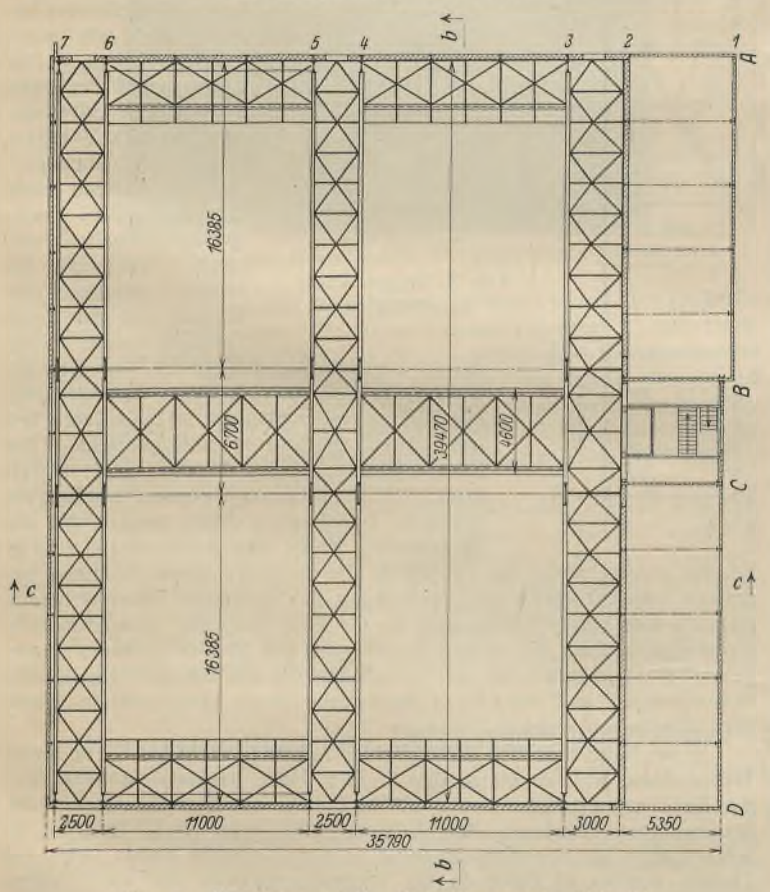


Abb. 4. Bühnengrundriß. (Schnitt *a—a* in Abb. 3.)

Höhen liegenden zahlreichen Bedienungsbühnen und zum Aufstellen der sonstigen Betriebseinrichtungen in zweckmäßigster Weise verwendet. In der Querrichtung dienen die waagerechten Träger des Stahlskeletts als Unterstützung für die Bühnen, während in der Längsrichtung besondere Unterzüge hierfür vorhanden sind, die gleichzeitig als Versteifung zwischen den Rahmen und zur Kraftübertragung in dieser Richtung dienstbar gemacht sind.

Die beiden unteren, in 4 bzw. 13,6 m Höhe über Fußboden liegenden Bühnen nutzen den von den Kesseln freigelassenen Raum völlig aus.

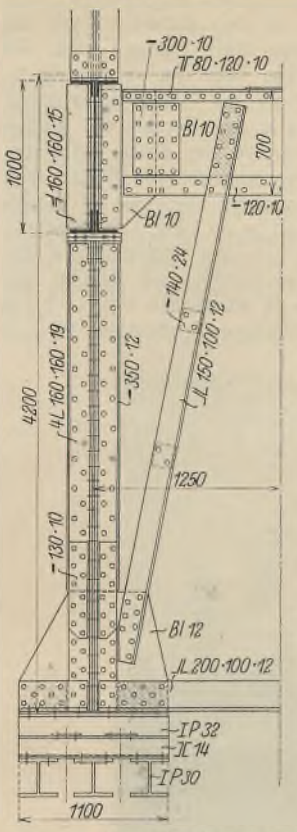


Abb. 5. Ausbildung des Fußes der Mittelstütze unter Wahrung der Pendelwirkung in der Rahmenebene.

Sie bestehen aus je drei querlaufenden Streifen von 3 bzw. 2,5 m Breite, einer längs laufenden Mittelbühne mit 4,6 m Breite und beiderseits je einem hinter den Kesseln verlaufenden etwa 3,3 m breiten Steg (Abb. 4). Die unterste dieser Decken ist für 1500 kg/m² Nutzlast berechnet und im wesentlichen durch Stampfbetonkappen zwischen Stahlträgern gebildet. Die in 13,6 m Höhe liegende Decke hat rechnerisch 1000 kg/m² aufzunehmen und ist mit sogenannten Stabilrosten abgedeckt. Diese Roste sind aus in etwa 25 mm Abständen längs- und querlaufenden 25 mm hohen und 2 mm starken verzinkten Blechstreifen gebildet, welche ineinander eingelassen und durch einen stärkeren Rahmen zu Tafeln von etwa 2 bis 3 m² Fläche zusammengefaßt sind. In Abständen bis zu 1,5 m sind sie durch Querträger unterstützt. Sie eignen sich gut für derartige Anlagen, weil sie bei genügender Tragfähigkeit lichtdurchlässig sind und sich Staub auf ihnen nicht ansammeln kann. Diese Bühnen sind gleichzeitig zur Übertragung des Winddrucks jeder Richtung auf das Haupttragsystem benutzt. Die mit Stabilrosten abgedeckten Bühnen haben zu diesem Zweck Winkeleisenverspannungen erhalten, während die ausbetonierten Decken in sich hierzu ausreichend steif sind.

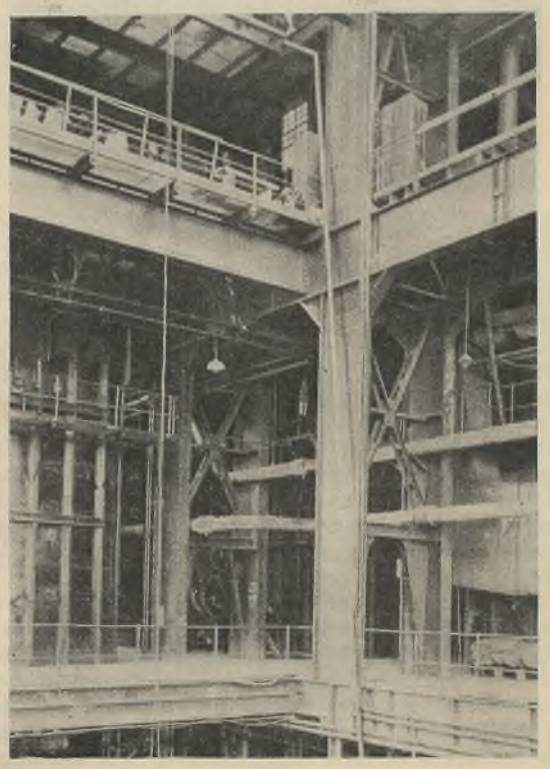


Abb. 6. Rahmenartige Versteifung in der Längsrichtung.

Es folgt nun die in 18,4 m Höhe liegende Brennerbühne, welche in einer Breite von 10,5 m zwischen den inneren Stützen die Mitte des Gebäudes durchläuft. Sie ist ebenfalls mit Stabilrosten abgedeckt, deren Träger sich auf besondere, zwischen den Hauptstützen gespannte Unterzüge auflagern. Dann kommt in Höhe von 21 und 22 m die aus einzelnen neben- und übereinanderliegenden Laufstegen und Plattformen bestehende Bühnenanlage zur Aufstellung und Bedienung der Saugzugventilatoren, Entstauber u. dgl., die unter sich durch Treppenanlagen

verbunden sind. Sie werden zum Teil durch eine vorgebaute Unterkonstruktion getragen, deren Außenstützen auf den Rahmenträgern der zweiten Bühne aufstehen (s. Abb. 1). Auch diese Bühnen sind mit Stabilrostabdeckung versehen und haben, wie auch die vorstehend erwähnten Bühnen, an den freien Seiten Geländer aus Gasrohren erhalten.

Mit den Saugzugbühnen sind wir bereits in den Bereich der großen Kohlenstaubbunker gelangt, von denen paarweise vier Stück mit einem Fassungsraum von je 150 m³ und einem Gesamtgewicht je Bunker von 180 t vorhanden sind. Sie wurden in gemischter Bauweise als Stahlkonstruktion mit Betonwänden ausgeführt und je an zwei halbwandigen Fachwerkträgern von 11 m Stützweite zwischen den Mittelstützen der Haupttragrahmen aufgehängt (s. Abb. 3). Das Stahlgerippe besteht aus den an den Innenseiten der Fachwerkträger in Abständen von je 2,5 m angeschlossenen 9 m langen aus Breitflanschträgern gebildeten Pfosten

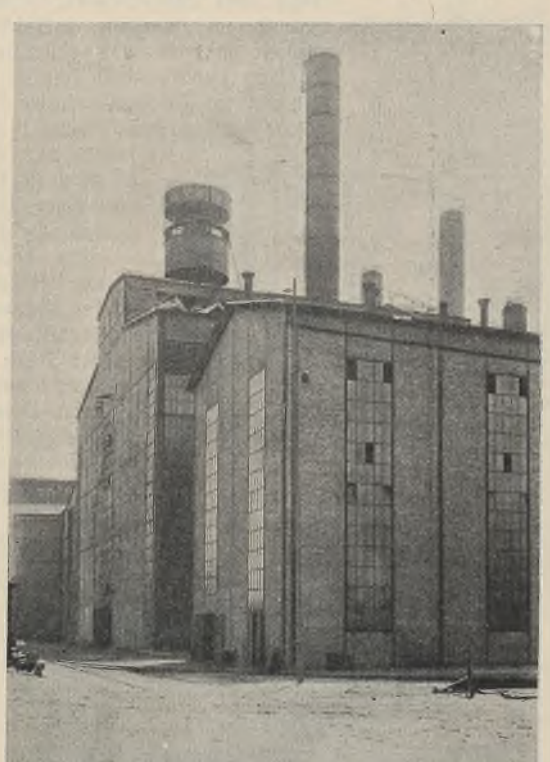


Abb. 7. Ansicht des Kesselhauses mit Kaminen.

und den nach oben im umgekehrten Verhältnis zur Größe des Kohlenschubes zunehmenden Abständen liegenden I-Riegeln, zwischen welchen die Betonwand eingestampft ist. Am unteren Bunkerrand war je ein durchlaufender Auslaufschlitz von 500 bzw. 620 mm Breite freizuhalten. Zu diesem Zweck ist zur Übertragung des Pfostenschubes auf die eingezogenen Bunkerecken beiderseits ein kräftiger Blechträger eingebaut, während an zwei senkrechten ⊏-Profilen der Mechanismus der Verschlüsse angebracht ist. Die obere Öffnung ist durch eine Betondecke mit entsprechenden Aussparungen für die Kohlenbeschickung geschlossen, deren Stahlträger gleichzeitig den Ausgleich des Kohlenschubes an den Pfostenköpfen besorgen. Die Beschickung der Bunker erfolgt durch staubdicht an dieselben angeschlossene Rohrleitungen, durch welche der Kohlenstaub vermittels Druckluft in den Bunker gedrückt wird.

Über den Bunkern steht der auf die ganze Gebäudelänge durchlaufende rd. 13 m breite Dachaufbau, welcher die seitlichen Dachteile um etwa 5 m überragt. Der innerhalb des Dachaufbaues zwischen den Bunkern und zwischen Bunker und Seitenwänden freibleibende Raum ist ebenfalls mit durchlaufender Decke versehen, welche zur Kontrolle der Kamine und der zu diesen und den Bunkern führenden Leitungen u. dgl. benutzt wird. Beiderseits der Bunker ist für Montagezwecke je eine Laufbahn für einen 6 t-Kran an den Bindern aufgehängt (Abb. 1). Oberhalb der Bunker umschließt der Dachaufbau das in abgestumpfter Pyramidenform in Stahlfachwerk ausgebildete Untergestell für den Schornstein mit Seitenlängen an der Basis von 11 und 7,92 m und 5 m Höhe (s. Abb. 1 u. 3). Der Kopf bildet ein Quadrat von 4 m Seitenlänge, auf diesen setzt sich in der Höhe von 32 m über Fußboden der Schornstein auf, nachdem er aus der Kreisform in die quadratische Form übergegangen ist. Wie aus der Abbildung ersichtlich, stützt sich dieses Untergestell unmittelbar auf die Hauptgebäuderahmen ab, wobei jedoch der Gurt des Bunkerstützträgers in das Fachwerk des Kaminuntergestells mit einbezogen ist, wodurch für den ersteren eine Entlastung bewirkt wird. Der 28 m hohe Blechkamin setzt sich aus einzelnen Schüssen mit abnehmender Wandstärke zusammen, welche jeweils am unteren und oberen Ende Versteifungsringe aus Winkeleisen erhalten haben, mittels welcher gleichzeitig die Stoßverschraubung erfolgt. Zwischen diesen Ringen liegen ebenfalls außen senkrechte Winkelversteifungen. Das untere Ende des Kamins ist mit einem Blechtrichter verschlossen, in welchen die Rauchabzugsrohre von den Kesseln münden. Eine Außenleiter führt bis zur Höhe, und mittels einer besonderen drehbaren Vorrichtung wird das Befahren des Kamins außen und innen betätigt (Abb. 7). Der zweite, später eingebaute Schornstein für den dritten und vierten Kessel wurde in einer abweichenden Sonderart ausgeführt. Die Dachbinder des 12,5 m breiten Pumpenhaus-Zwischenbaues (s. Abb. 1) stützen sich einerseits auf die Wandpfosten des neuen Kesselhauses und anderseits auf die Mauer der alten Maschinenhalle. In 12,5 m Höhe über Fußboden fährt ein 15 t-Laufkran zu Montagezwecken bei den Pumpen.

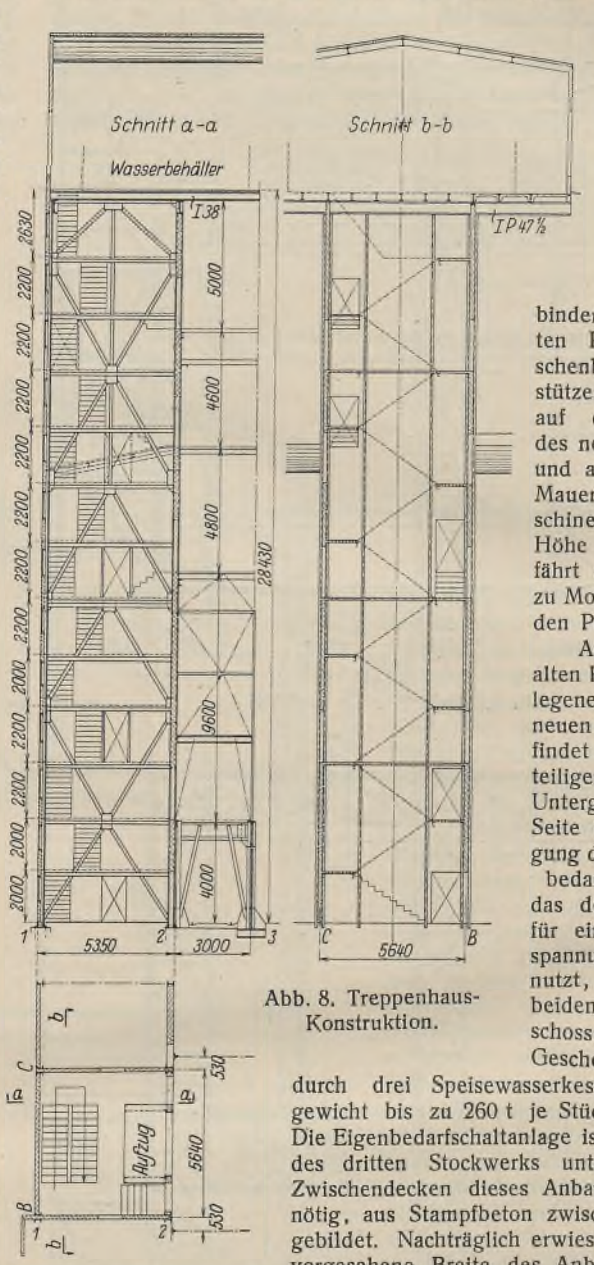


Abb. 8. Treppenhaus-Konstruktion.

Auf der nach dem alten Kesselhaus zu gelegenen Giebelseite des neuen Kesselhauses befindet sich ein zweiteiliger Anbau. Das Untergeschoß der einen Seite ist zur Unterbringung der 5000 V-Eigenbedarfs-Schaltanlage, das der anderen Seite für eine Anzahl Hochspannungsschalter benutzt, während die beiden zweiten Geschosse und das dritte Geschoß einer Seite durch drei Speisewasserkessel im Gesamtgewicht bis zu 260 t je Stück belastet sind. Die Eigenbedarfschaltanlage ist im anderen Teil des dritten Stockwerks untergebracht. Die Zwischendecken dieses Anbaues sind, soweit nötig, aus Stampfbeton zwischen Stahlträgern gebildet. Nachträglich erwies es sich, daß die vorgesehene Breite des Anbaues von 5,35 m für die Unterbringung der Ölbehälter der Transformatoren zu knapp bemessen war. Obgleich die Bearbeitung des gesamten Anbaues bereits ziemlich weit vorgeschritten war, konnte eine Änderung ohne besondere Schwierigkeit dank der Anpassungsfähigkeit des Stahlskelettbaues durchgeführt werden, indem nur der betreffende Teil des untersten Geschosses herausgezogen und die oberen Stockwerke durch entsprechende Unterzüge abgefangen wurden.

In der Mitte zwischen diesen beiden Anbauten steht das 5,6 m breite Treppenhaus, welches bis zu den in 28 m Höhe liegenden Bühnen über den Bunkern emporführt und sämtliche Bühnen des Kesselhauses und die beiderseitigen Geschosse des Anbaues miteinander verbindet (Abb. 8). Als Zugänge zu diesen durchgängig in verschiedenen Höhen liegenden Decken mußten 17 Türen in die Treppenhauswände und viele Nebentreppen eingebaut werden. Gleichzeitig war auf die oben bereits erwähnten, in den Seitenwänden des Treppenhauses liegenden senkrechten Windabfangrahmen und auf den innerhalb des Treppenhauses liegenden Aufzug von 2,5 × 1,6 m Breite Rücksicht zu nehmen, so daß die zeichnerischen und Konstruktionsarbeiten für diesen Bauteil einen unverhältnismäßig großen Zeitraum in Anspruch nahmen. Für die unteren Läufe der Treppen wurden Betonstufen verwendet, während die oberen Läufe Stufen aus Stabilrosten erhielten. Auf der Abschlußdecke über dem Treppenhaus, welche die Fortsetzung der Kohlenbunkerdecke bildet, steht ein Rohwasserbehälter von 9 × 5,5 m Seitenlänge mit einem Nutzinhalt von 200 m³. Zur Vorbehandlung des Verdampfer-Speisewassers wurde

nachträglich noch neben dem Treppenhaus über dem dritten Geschoß des Anbaues ein größerer Impfraum mit Einrichtungen angebaut, der sich zwanglos in die Konstruktion einfügen ließ. Dieses Treppenhaus ist sozusagen ein Sinnbild für die Zweckmäßigkeit der Gesamtanlage, kann man doch von demselben aus ganz unmittelbar sämtliche Räume, Bühnen und Decken betreten.

Sämtliche Dächer sind mit Dachpappe auf Leichtbetonplatten eingedeckt. Das Tageslicht fällt im Dach des Kesselhauses und Pumpenraumes durch insgesamt 20 Stück je 2 m breite Rampenoberlichter mit 45° Neigung der Glasflächen, ferner durch die Fenster des Dachaufbaues. Die Umfassungswände sind mit gemauertem, ein Stein starkem Fachwerk verkleidet, welches derart in das stählerne Wandgerippe eingefügt ist, daß die senkrechten Pfosten außen sichtbar werden, während die waagevoller Ausnutzung der gegebenen Raumverhältnisse die Gesamtanordnung äußerst wirtschaftlich in gedrängter, aber nicht beengter Form so getroffen ist, daß alle Vorgänge auf dem kürzesten Wege vor sich gehen können.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion zwang mit Rücksicht auf die großen Höhen und die ziemlich engen Platzverhältnisse zu besonderen Maßnahmen. Bei dem ersten Ausbau des Kesselhauses mit nur zwei Kesseln wurden zunächst auch nur die ersten beiden Bunker und ein Schornstein mit Unterbau eingebaut, auch die Bühnenanlagen waren im wesentlichen vorläufig nur für die erste Hälfte vorgesehen. Mit Rücksicht hierauf wurde der Umfang der ersten vier Gebäuderahmen mit einem fahrbaren Portalmontagegerüst überspannt, welches bei einer freien Stützweite von 18 m, einer Höhe von 30 m und bei 8 t Tragkraft diesen ganzen Gebäudeteil in seinem Greifbereich hatte (s. Abb. 9). Der restliche Bauteil konnte

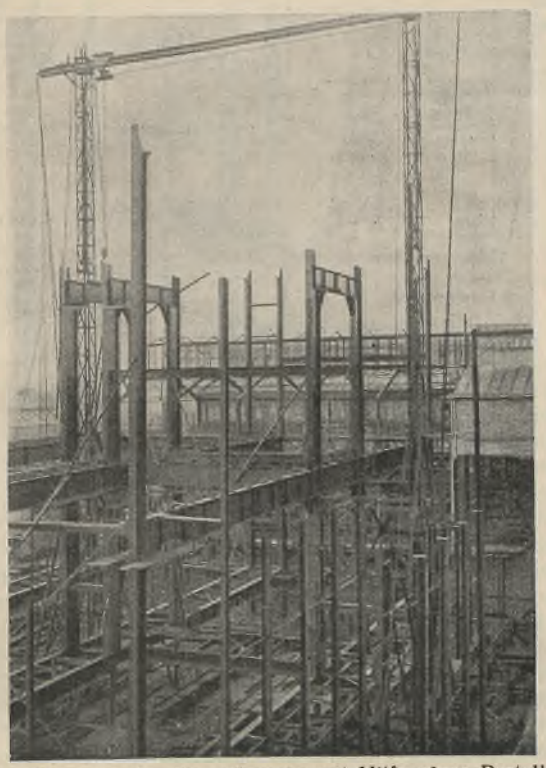


Abb. 9. Montage des Kesselhauses mit Hilfe eines Portalkranes.

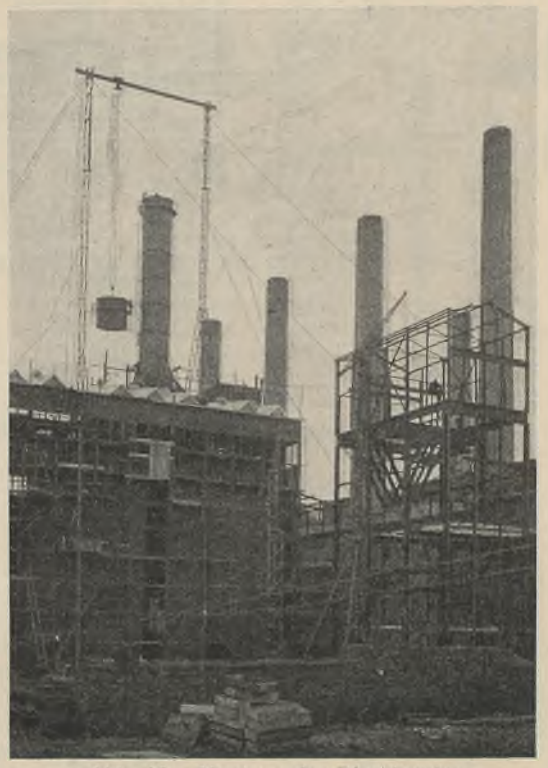


Abb. 10. Montage der Blechkamine.

rechten Riegel mit Ausnahme der Fensterriegel außen übermauert sind. Nur die zwecks späterem Ausbau versetzbare Giebelwand erhält $^1/_2$ Stein starke Ausmauerung mit außen sichtbaren Pfosten und Riegeln (s. Abb. 7). Das Mauerwerk wird unterbrochen durch die nach der Höhe entwickelten Fenster und im oberen Teil durch breite durchlaufende verstellbare Glasjalousien.

Zur natürlichen Entlüftung dienen große Lüftungsklappen in den Oberlichtern, die vorerwähnten Glasjalousien und eine große Anzahl drehbarer Flügel in den Wandfenstern.

Um einen Begriff von der Vielgestaltigkeit des inneren Ausbaues dieses knapp 2400 m² überdeckenden Gebäudes zu geben, sei angeführt, daß 150 Werk- und Zusammenstellungszeichnungen für die Werkstattfertigung ausgearbeitet werden mußten und daß das Gewicht der reinen Stahlkonstruktion angenähert 400 kg/m² überdeckter Grundrißfläche beträgt.

Die betrieblichen Einrichtungen konnten nur hier und da blickweise gestreift werden, trotzdem wird zu erkennen sein, daß unter in einfacher Weise mit einem Schwenkkran und Ständerbäumen aufgerichtet werden, wobei die Ständerbäume für die höher gelegenen Konstruktionsteile auf den aufgestellten unteren Gebäudetragrahmen aufgesetzt wurden. Zur Montage des Schornsteins, welcher mit seinem obersten Rande eine Höhe von 60 m über Flur erreicht, wurde der erwähnte Portalkran auf 64 m erhöht. Die einzelnen Blechschüsse des Kamins wurden durch einen Schwenkmast auf das bereits montierte Stahlgerüst in Bunkeroberkantenhöhe abgesetzt und von da unter den Portalkran verschoben (s. Abb. 10).

Wenn auch die beschriebene Anlage ihrem Umfange nach an viele der in letzter Zeit errichteten oder in der Ausführung begriffenen Kraftanlagen nicht heranreicht, so verdient sie doch wegen der wohldurchdachten äußerst wirtschaftlichen Durchführung aller Einzelheiten in vielen Beziehungen sehr wohl als Muster für Anlagen ihrer Art angesehen zu werden.

Die Neubauten des Reichspostzentralamtes in Berlin-Tempelhof und der Oberpostdirektion in Charlottenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ziv.-Ing. **F. Hentschke**, Berlin-Schmargendorf.

In den letzten Jahren sind in Berlin zwei für den Betrieb der Deutschen Reichspost sehr wichtige Gebäude errichtet worden, das Dienstgebäude des Reichspostzentralamtes in Berlin-Tempelhof, Schöneberger Straße 11 bis 15, und das Dienstgebäude der Oberpostdirektion Berlin in Charlottenburg, Herbartstraße 18 bis 20. Die einzelnen Abteilungen beider Dienststellen der Reichspost waren bisher an den verschiedensten Stellen in Berlin untergebracht, und es bestand daher das dringendste Bedürfnis, ihre Abteilungen räumlich zusammenzufassen, um eine wirtschaftliche und gedeihliche Zusammenarbeit zu ermöglichen.

I. Das Gebäude des Reichspostzentralamtes.

Die allgemeine Anordnung geht aus dem Lageplan (Abb. 1) und dem Querschnitt (Abb. 2) hervor. Umfassungsmauern, Aussteifungswände, sowie die Wände der Treppenhäuser, der Fahrstühle und der Kabelschächte wurden in Mauerwerk ausgeführt. Aus wirtschaftlichen Gründen und mit Rücksicht auf Raumgewinn gelangten an Stelle von tragenden Mittelwänden Stahlstützen und Stahlunterzüge als teilweise eingespannte Träger zur Ausführung. Abb. 3 vermittelt einen Einblick in die konstruktive Durchbildung des Anschlusses einer Abfangekonstruktion an die Stützen im Kellergeschoß, um Platz zu schaffen für die weiter unten erwähnte Schalttafel. Flurwände und Trennwände wurden als $6^1/_2$ cm starke Hohlsteinwände hergerichtet, um hinsichtlich der Raumeinteilung beweglich zu bleiben. Die normalen Geschoßdecken sind je nach dem Verwendungszweck für 200, 350, 500, 600 und 1000 kg/m² Nutzlast berechnet und als Kleine-, Sperle- und Ackermanndecken ausgeführt. Da die Decken von Außenwand über die Unterzüge der Stützen-

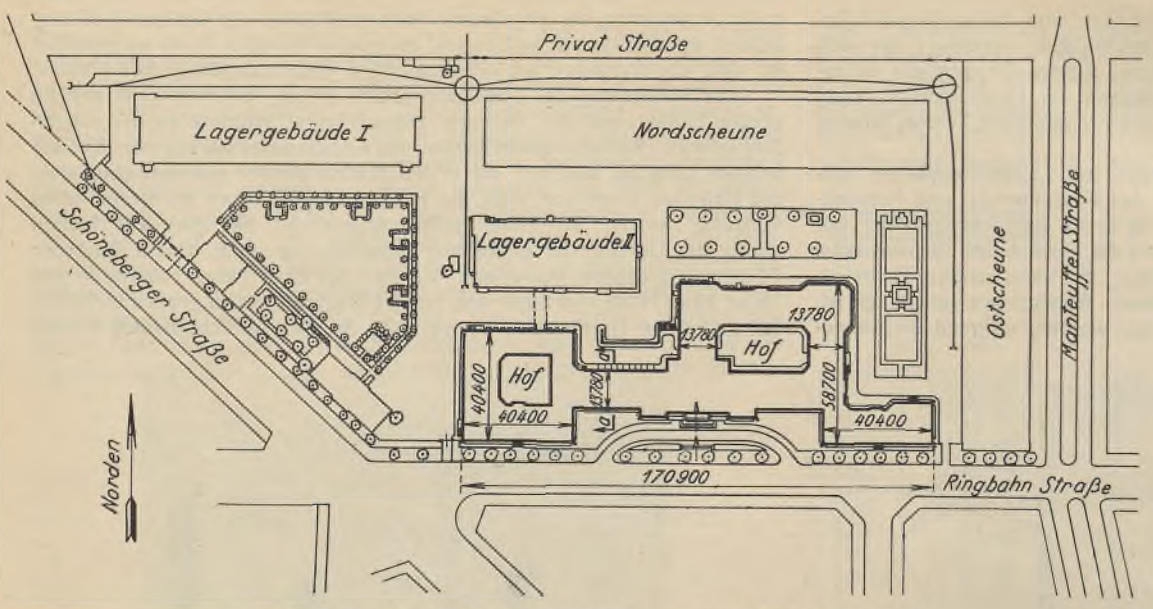


Abb. 1. Lageplan des Reichspostzentralamtes in Berlin-Tempelhof.

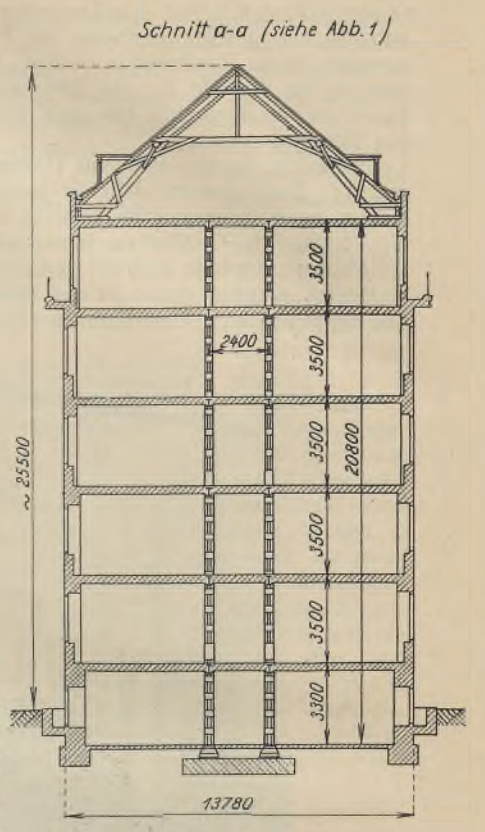


Abb. 2. Schnitt *a—a* in Abb. 1.

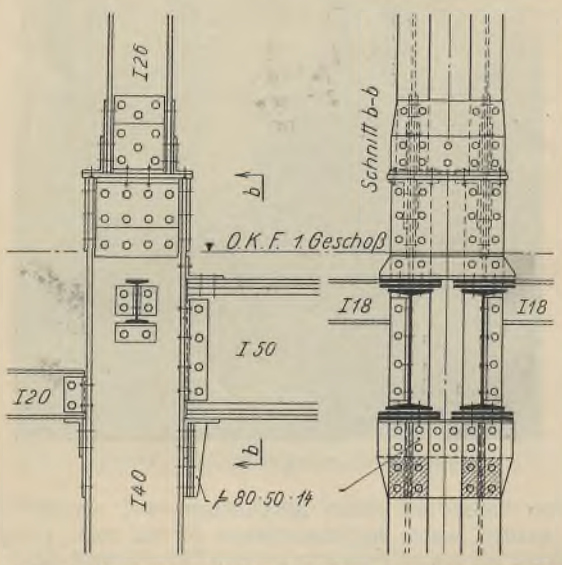


Abb. 3. Konstruktive Durchbildung des Anschlusses der Abfangekonstruktion an die Stützen im Kellergeschoß.

reihen zu Außenwand kontinuierlich gespannt sind, waren Deckenträger entbehrlich, und es sind nur in den Stützenachsen kleine I-Profile zur Aussteifung und Verankerung angeordnet worden.

Infolge der Zusammenfassung aller Dienststellen des Reichspostzentralamtes mußten im Gebäude eine sehr große Anzahl von Laboratorien für die verschiedensten Zwecke, wie Funkwesen, Telephonie, Prüf- und Meßwesen u. dgl., untergebracht werden, welche elektrische Ströme der verschiedensten Art und Stärke benötigten. Die hierfür erforderlichen Maschinen mit der zugehörigen Schalttafel von 85 m Länge haben im Kellergeschoß Aufstellung gefunden. Außerdem ist das Gebäude noch mit einer automatischen Fernsprechanlage versehen. Es war also damit zu rechnen, daß im Gebäude Induktionsstörungsströme in erheblichem Umfange auftreten würden.

Bei diesem Bau war daher besonders darauf zu achten, das innere Traggerippe als Leiter für Induktionsstörungen der Laboratorien unter sich und der Maschinen- und Fernsprechanlage auf die Laboratorien auszuschalten. Der Baustoff Eisenbeton schied daher von vornherein aus, da sich hierbei durch die Eiseneinlagen die Induktionsströme ganz unkontrollierbar im Gebäude ausgewirkt hätten, eine Beseitigung der Ströme aber unmöglich gewesen wäre. Die Verwendung von Stahl für die Tragglieder gestattete die Beseitigung der Störungsströme sehr einfach. Unterzüge und Aussteifungsträger wurden mit den Stützen, ebenso auch die Stützenstöße durch angeschweißte Drähte verbunden und das ganze Gerippe geerdet. Mit diesem geerdeten Gerippe sind noch alle Abdeckungen, Gas-, Wasser- und Heizungsrohre, Kabelgerüste, Fahrstuhlkonstruktionen, alle Rohre der Licht- und Kraftanlagen, die Kanalsysteme usw. verbunden. Die in einfachster Weise durch die Wahl des Stahlgerippes möglich gewordene Erdungsanlage hat sich bestens bewährt.

Das oberste Geschoß war ursprünglich mit einer Geschoßhöhe von nur 3,00 m vorgesehen. Auf Verlangen des Reichspostministeriums wurde diese Höhe auf die normale Geschoßhöhe von 3,50 m abgeändert, als bereits ein großer Teil der letzten Stützenschüsse fertig war. Die erforderliche Stützenverlängerung war einfach und verhältnismäßig ohne Mehrkosten möglich, da nur ein 0,5 m langes Zwischenstück und ein zweiter Stützenstoß einzuschalten waren. Bei Ausführung in jeder anderen Bauweise wäre die Verlängerung bereits fertiggestellter Stützen umständlicher und sehr teuer geworden. — Ein zunächst geplanter besonderer Neubau eines Hörsaalgebäudes für Unterrichtszwecke konnte mit Rücksicht auf die gespannte Wirtschaftslage der Deutschen Reichspost nicht zur Ausführung gelangen. Es wurde daher ein großer Hörsaal in der Nordostecke des obersten Geschosses des Nordflügels nachträglich aufgestockt. Die südliche und die westliche Wand des in Eisenbeton ausgeführten Hörsaales stehen genau zwischen den darunter befindlichen Stützen und mußten daher abgefangen werden. Die zuerst auch in Eisenbeton geplante Übertragung der Wandlasten auf die Stützen ergab so große Querschnitte, daß deren Unterbringung in dem vorgesehenen Bauprogramm nicht möglich war und die Abfangekonstruktionen in Stahl ausgeführt werden mußten. Eine Übertragung der Wandlasten auf die stumpfen Ecken der Frontwände war nicht angängig, da jeder dieser Pfeiler vom Hörsaaldach erhebliche Zusatzlasten aufzunehmen hatte und zur Aufnahme der Wandlasten nicht mehr herangezogen werden konnte.



Abb. 4. Neubau des Reichspostzentralamtes von der Südseite. Haupteingang.

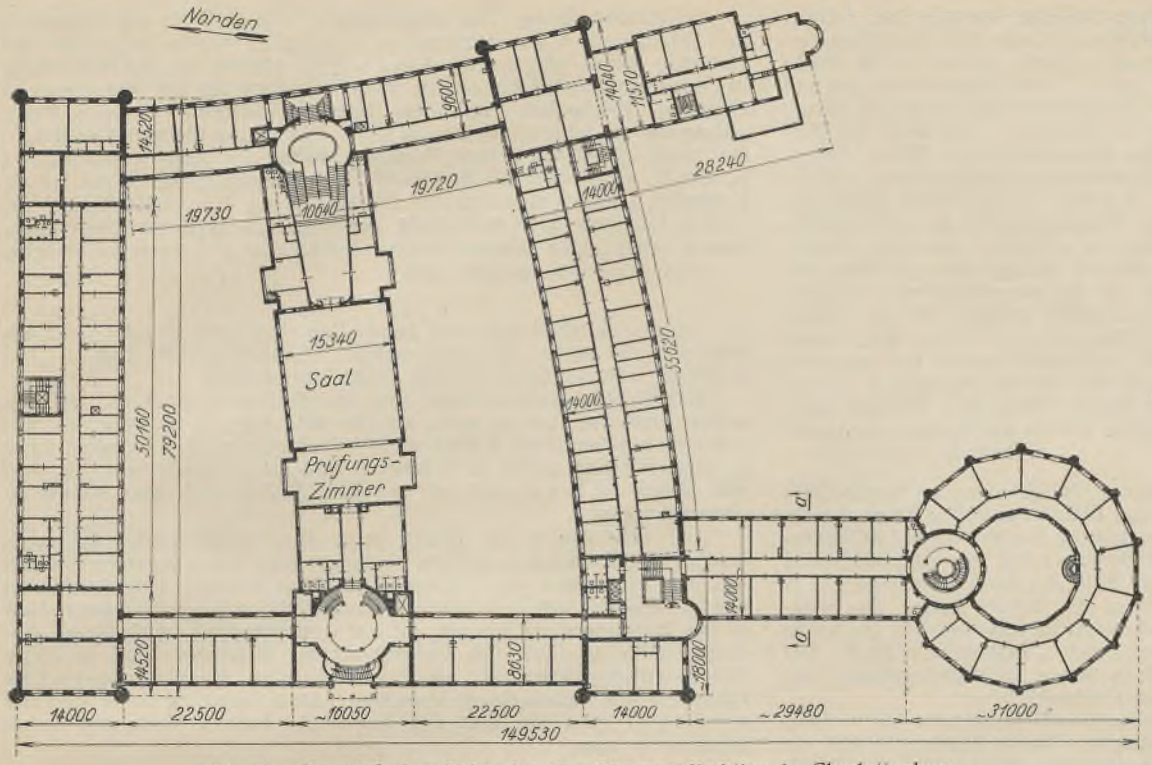


Abb. 5. Grundriß des Gebäudes der Oberpostdirektion in Charlottenburg.

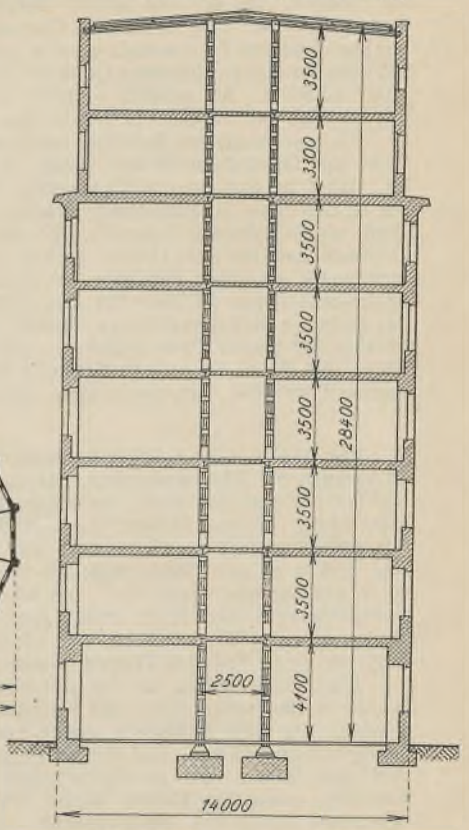


Abb. 6. Schnitt *a—a* in Abb. 5.

Das Dach des Gebäudes wurde aus funktechnischen Gründen in Holzkonstruktion errichtet.

Abb. 4 zeigt die Ansicht des Gebäudes von der Südseite.

Der erste Entwurf wurde unter Leitung des Herrn Postbaurats Dr. Beisel von dem Technischen Postinspektor Herrn Reiß aufgestellt. Die Bearbeitung des Bauentwurfs, die Ausgestaltung der Architektur und die Bauleitung lagen in den Händen des Herrn Postbaurats Dr.-Ing. Pfuhl.

Die statische Berechnung der Stahlkonstruktionen und der Eisenbetonkonstruktionen des Hörsaales, die Prüfung der statischen Berechnungen der übrigen Eisenbetonteile und der Decken und die Bauaufsicht über den gesamten konstruktiven Teil der Bauausführung erfolgte durch den Verfasser.

Das Gewicht der Stahlkonstruktionen betrug 570 t, davon entfallen auf Träger 380 t, auf Stützen und sonstige Konstruktionsglieder 190 t.

Die Ausführung der Stahlkonstruktion für den Hauptbau erfolgte durch die Firma Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof.

Die Ausführung der Konstruktionsteile für die Lichthöfe und sonstige Nebenlieferungen erfolgte durch die Firma vorm. Ravené'scher Eisenhandel u. Eisenbau G. m. b. H., Berlin.

II. Das Gebäude der Oberpostdirektion Berlin.

Die allgemeine Anordnung ist aus dem Grundriß (Abb. 5) und aus dem Querschnitt (Abb. 6) ersichtlich. Für die Anordnung der Wände und Stützen gilt das bereits beim vorigen Bau Gesagte. Auch hier wurden für die Unterzüge teilweise eingespannte Träger verwendet. Die Flurwände wurden aus 12 cm starken Schwemmsteinen hergestellt. Die Decken bestehen aus weitgespannten Kleineschen Decken mit 20 cm hohen Steinen und 5 cm Aufbeton. Als Nutzlast kamen, abgesehen von einzelnen Räumen, durchweg 200 kg/m² in Frage.



Abb. 7. Ansicht des Gebäudes der Oberpostdirektion in Charlottenburg.

Das Dach wurde mit teerfreier Pappe eingedeckt auf Leichtsteindecke System Zomak, Stahlpfetten und Stahlunterzüge.

Die vor der Auftragserteilung stattgefundenen Ausschreibungen hatten ergeben, daß die Ausführung mit Stahlstützen und Stahlunterzügen gegenüber der Ausführung in Eisenbeton bedeutend billiger war. Das gleiche Ergebnis zeigten später auch die für den im Mittelteil gelegenen Saalbau eingeholten Angebote für die Dachkonstruktion und für die 9,0 m hohen, an sich nicht knicksicheren Fensterpfeiler.

Entwurf, Architektur und Bauoberleitung lag in den Händen des Herrn Oberpostbaurats Hoffmann. Die örtliche Bauleitung war Herrn Postbaurat Kayser übertragen.

Die Prüfung der von den Ausführungsfirmen eingereichten statischen Berechnungen und die Bauaufsicht über den konstruktiven Teil der Bauausführung erfolgte durch den Verfasser.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion betrug 675 t. Hiervon waren Träger 460 t, Stützen 175 t, Dach und Treppen 40 t.

Die Ausführung der Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firmen D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg; Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, und Breest & Co., Berlin. Der Bauherrin gegenüber verantwortlich war die Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg.

Verschiedenes.

Amerikanische Stahlskelett-Hochhäuser. Im Oktober sollte das Empire State Building in New York fertiggestellt werden, und vermutlich ist die damit für den Bau festgesetzte Frist auch eingehalten worden. Es handelt sich dabei um ein 84stöckiges Gebäude, das sich 318,3 m über den es umgebenden Bürgersteig erhebt. Neuere Planungen sehen vor, daß auf das Gebäude noch ein fünf Stockwerke hoher Turm aufgesetzt werden soll, wodurch eine Höhe von 380 m erreicht würde. Die Spitze des Turmes soll als Ankermast für Luftschiffe ausgebildet werden. Engineering News-Record vom 21. August 1930 (S. 280) bringt einen eingehenden Bericht über den Bau dieses Hochhauses, aus dem hier nur mitgeteilt sei, daß sein stählernes Tragwerk ein Gewicht von mehr als 57 000 t hat. Bis zum 1. August waren 80 % dieser Menge eingebaut, und damit war das 50. Geschoß erreicht. Im Juli waren an 22 Arbeitstagen 22 Stockwerke aufgesetzt worden. Es wird nur fünf Tage in der Woche gearbeitet und nur am Tage, also ohne Nachtschicht; dabei sind monatlich im Durchschnitt 10 000 t Stahl verbaut worden, so daß die vorstehend ausgesprochene Erwartung, das Haus werde zum festgesetzten Zeitpunkt fertiggestellt werden, berechtigt erscheint.

Der Stahlverbrauch im Empire State Building übertrifft bei weitem die Mengen, die der Bau anderer Stahlskelett-Hoch- und Großhäuser erfordert hat. Bei dem bekannten Chrysler-Gebäude mit seinen 66 Stockwerken ohne den Turmaufsatz wurden „nur" 21 000 t Stahl verbraucht, und bei dem Manhattan Company-Gebäude mit 70 Stockwerken war die Menge „nur" 18 500 t. Als größtes — nicht als höchstes — Gebäude der Welt gilt zur Zeit ein Messehaus in Chicago, dessen Stahlwerk 38 000 t wiegt.

Ein amerikanischer Architekt macht neuerdings den Vorschlag, mit der Höhe der Gebäude noch viel weiter zu gehen, als es bisher geschehen ist, dabei in den oberen Geschossen Wohnungen für die einzurichten, die in den unteren Geschossen arbeiten; er will ihnen damit den weiten Weg zur Arbeitsstätte ersparen. Er erkennt richtig, daß der Höhe der Gebäude dadurch eine Grenze gesetzt ist, daß die senkrechten Tragteile nicht mehr als einen gewissen, verhältnismäßig kleinen Teil der Grundfläche einnehmen dürfen. Bei den Höhen, die er im Auge hat, würde das zulässige Maß überschritten werden, und er will deshalb alle tragenden Pfosten neben das Haus stellen, so daß über dessen eigentlicher Grundfläche nur die waagerechten Tragteile liegen, die in den Wänden untergebracht werden. Ein eigenartiger, sicher schwer ausführbarer Gedanke!

Geheimrat Wernekke.

Ein geschweißtes Schwimmbecken. In Cleveland im Staate Ohio ist kürzlich ein Schwimmbecken, das eine Fläche von 23,1 × 7,8 m bedeckt und 300 t Wasser aufnimmt, aus 9,5 mm starken Blechen durch Lichtbogenschweißung hergestellt worden. Das Becken reicht aus dem fünften in das vierte Geschoß des Gebäudes. Die Tiefe des Beckens beträgt 1,12 m und 2,65 m an den Enden und 2,96 m an der tiefsten Stelle. Das Stahlwerk des Beckens wiegt 42 t. Die Blechhaut ist außen mit 15 cm hohen breitflanschigen und 10 cm hohen gewöhnlichen I-Profilen versteift. Der Boden wird von 45 cm, 50 cm und 60 cm hohen I-Profilen getragen, die zugleich einen Teil des Tragwerks des Gebäudes bilden.

Die Schweißnähte in der Blechhaut sind zusammen 732 m lang. Außer an den senkrechten und waagerechten Kanten überlappen sich die Bleche; um volle Sicherheit gegen Lecken zu haben und auch um die Steifigkeit zu erhöhen, sind die überlappten Nähte beiderseits verschweißt. Auf dem Boden und an den Wänden des Beckens sind in 45 cm voneinander entfernten Reihen kleine Stahlplatten aufgeschweißt, auf die wiederum Rundeisen aufgeschweißt sind. Diese Eisen bilden die Bewehrung einer 10 cm starken Mörtelschicht, die nach dem Torkret-Verfahren auf Boden und Wände aufgespritzt worden ist. Sie wird von einem Fliesenbelag abgedeckt. (Mitgeteilt nach Eng. News-Rec. vom 14. August 1930, S. 256.)

Geheimrat Wernekke.

Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken. In der Erwiderung auf den Aufsatz des Herrn Baurat Dr.-Ing. F. Bohny, Sterkrade, im „Stahlbau", Heft 21, vom 17. Oktober 1930, darf ich mich auf jene Beispiele beschränken, die meine eigenen Veröffentlichungen betreffen.

Zu den Abb. 4 u. 6: Beide Beispiele zeigen exzentrische Stabanschlüsse. Dr.-Ing. Bohny hebt mit Recht die Mängel solcher Anschlüsse hervor. Sie sind aber bei leichten Fachwerkbauten in genieteter Ausführung an der Tagesordnung, besonders im Mastenbau (Zimmermannsanschlüsse). Das sollte für den Bau geschweißter Konstruktionen ein Grund mehr sein, sie zu vermeiden.

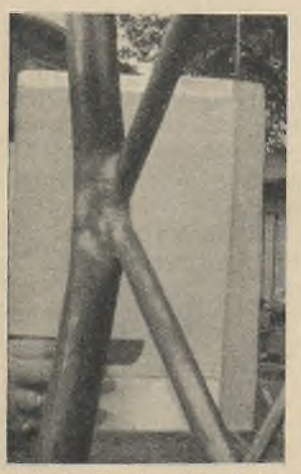


Abb. 1. Geschweißter Rohrknoten nach der Zerstörung. Die Wand des Rohrstieles ist eingeknickt, die geschweißte Verbindung unbeschädigt.

Zur Abb. 5a, geschweißter Rohrknoten: Die von mir konstruierten und berechneten geschweißten Rohrmaste verschiedener Bauart und Höhe hatten bestimmten Versuchs- und Vergleichszwecken zu dienen. (Der eingehende Bericht ist in der VDI-Zeitschrift vom 15. Juni 1929 erschienen.) Bei den Rohrmasten mit Diagonalen ergab sich als Zerstörungsursache, wie erwartet, das Einknicken der Rohrstielwand in der Ebene normal zur Ebene der angeschlossenen Diagonalen, also auch normal zur Ebene des Biegungsmoments $H \cdot h$, ohne Verletzung der Schweißverbindungen (s. Abb. 1). Das Schlitzen der Rohre und Verschweißen der durchgesteckten Knotenbleche nach Bohnys Vorschlag bedeutet gewiß eine wesentliche Verbesserung der Rohrverbindung (s. auch Atlas „Ausgewählte Schweißkonstruktionen", Blatt 54e und g). Im Bau geschweißter Rohrgittermaste stehen dieser technischen Verbesserung die erheblichen Mehrkosten der geschlitzten Ausführung gegenüber. Eine Zugabe in der Wanddicke der Rohre wird oft die wirtschaftlichere Lösung ergeben.

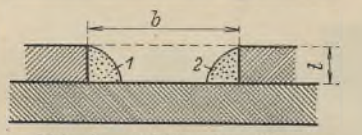


Abb. 2. Schlitzschweißung, in zwei Kehlnähte aufgelöst.

Schlitzschweißung: Die amerikanische Vorschrift für das Verhältnis der Schlitzbreite b zur Schlitztiefe t $t \leqq b \leqq 2t$ wurde beim Bau der Chicopee-Brücke eingehalten ($b = t = 1/2''$), ebenso bei der Herstellung der schweren Fachwerkträger bis 29 m Stützweite für das Mausoleum in Glendale, Kalifornien. Bei einer Knotenblechdicke $t = 1'' = 25{,}4$ mm wählte man die Schlitzbreite $b = 32$ mm $= 1{,}26\,t$ („Die Elektroschweißung", Mai 1930). Wählt man nach Vorschlag Bohny die Schlitzbreite $b \geqq 3t$ (s. Abb. 2), so ist wohl die Auflösung der Schlitzschweißung in die beiden Kehlnähte 1 und 2 vorzuziehen. Die Ausfüllung des Schlitzes nach der punktierten Linie wäre kostspielig und würde zu größerer Schrumpfung führen, ohne einen entsprechenden Zuwachs an Festigkeit zu bringen.

Berlin, am 7. November 1930. Bondy.

Zu den Ausführungen von Herrn Dipl.-Ing. Otto Bondy habe ich folgendes zu sagen: Ich habe meinen Ausführungen im Heft 21 „Der Stahlbau" vom 17. Oktober 1930 nichts hinzuzufügen.

Exzentrische Stabanschlüsse sind im Stahlbau grundsätzlich zu vermeiden, und zwar um so mehr, als dies stets möglich ist, ohne daß man der Konstruktion einen Zwang antut. Daß geschweißte Konstruktionen in dieser Hinsicht anders zu beurteilen sind als genietete, sehe ich nicht ein. Bondy ist ja auch mit mir derselben Ansicht, daß diese Mängel zu vermeiden sind.

Die neue Abb. 1 von Bondy zeigt einen ausgeknickten Rohrmastknoten. Das Ausknicken erfolgte senkrecht zur Fachwerkwand. Offenbar war der Mastpfosten gegen Knicken in dieser Richtung nicht knicksicher genug. Was das mit dem von mir beanstandeten Biegungsmoment $H \cdot h$ in der Wandebene zu tun hat, ist mir unverständlich. Ich stimme aber Bondy darin zu, daß eine Verstärkung der Rohrwand wohl in vielen Fällen wirtschaftlicher ist, als das Einschalten eines durchgesteckten Knotenbleches nach meinem Vorschlag. Mein Vorschlag sollte auch nur ein Beispiel sein, wie man den Knoten in anderer Weise und besser durchbilden kann.

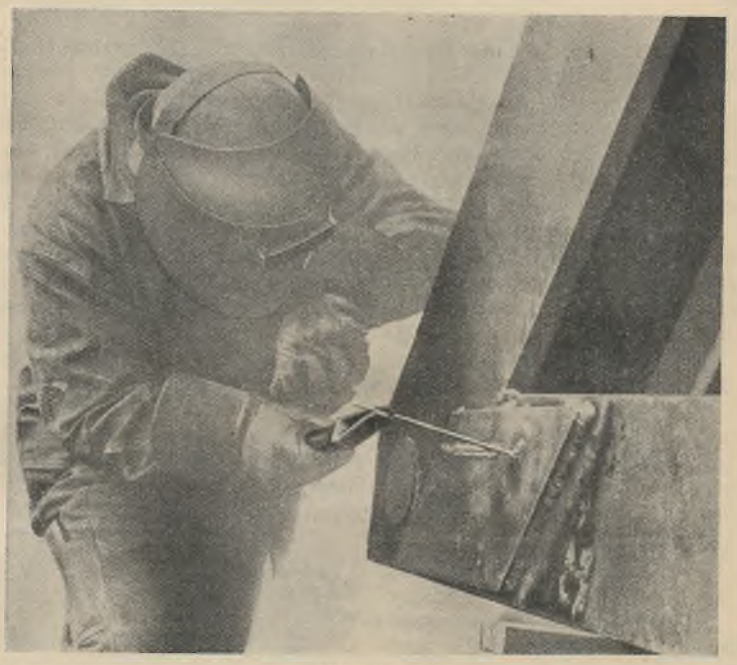


Abb. 3.

Schlitzschweißung. Mein Vorschlag: $b \geqq 3t$ zu wählen (s. Abb. 2), ist ein Vorschlag, der den praktischen Erfahrungen der Schweißerei-Abteilung der Gutehoffnungshütte entspricht. Wenn bei der Chicopee-Brücke $b < 2t$ gewählt wurde, wenn anderwärts die Schlitzbreite sogar nur zu $1^1/_4\,t$ ausgeführt wurde, so ist damit nicht gesagt, daß eine einwandfreie Schweißung vorliegt, vor allem kein inniges Verbinden mit dem Grundbleche. Der Schweißer muß doch mit seiner Elektrode beide Teile, Schlitzwand und Grundblech, voll erfassen können. Nach den an verschiedenen Stellen veröffentlichen Abbildungen über das Zuschweißen der Schlitze bei der Chicopee-Brücke (s. obenstehende Abb. 3) scheint der Schweißer tatsächlich kaum mehr als eben nur ein Zuschweißen des Schlitzes selbst durchgeführt zu haben.

Dr. Bohny.

Wir schließen hiermit diese Aussprache. Die Schriftleitung.

INHALT: Dynamische Probleme im Brückenbau. — Das Stahlskelett für das neue 100 at-Kesselhaus im Großkraftwerk Mannheim. — Die Neubauten des Reichspostzentralamtes in Berlin-Tempelhof und der Oberpostdirektion in Charlottenburg. — Verschiedenes: Amerikanische Stahlskelett-Hochhäuser. — Ein geschweißtes Schwimmbecken. — Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

Ende des Jahrgangs 1930.

BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ
Nr. inw. III/676.

150,—

Biblioteka Główna
III 0911
Politechniki Gdańskiej