

# TECHNIKA MORZA i WYBRZEŻA



ROK V

MARZEC 1950

NR 3



# Technika **Morza i Wybrzeża**

ORGAN NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ  
MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM BUDOWNICTWA MORSKIEGO, OKRĘTOWEGO I ŻEGLUGI

Rok V

Marzec 1950

Nr 3

## TREŚĆ:

Inż. W. Morgulec — O sprawności doków stoczniowych; inż. W. Szulc — Modernizacja kotłów okrętowych starego typu (Cz. I); J. Kunert — Galery handlowe Wenecji; inż. J. Karwowski — Organizacja robót czerpalnych; inż. P. Szawernowski — Zakład badawczy gruntów i urządzeń pogłębiarskich; prof. inż. St. Puzyra — Rzut oka na zagadnienia budowlane związane z magazynami portowymi; inż. M. Węgrzyn — Przedłużanie pali drewnianych żelbetem w budownictwie morskim. Słownictwo morskie; Problemy i wydarzenia.

## СОДЕРЖАНИЕ:

Инж. В. Моргулец — О пропускной способности верфных доков; Инж. В. Шульц — Модернизация судовых котлов старого типа (ч. I); И. Кунерт — Торговые галереи Венеции; Инж. Карвовский — Организация дноуглубительных работ; Инж. П. Шаверновский — Испытательная станция для грунтов и дноуглубительных устройств; Проф. инж. Ст. Пузыра — Общий взгляд на строительные проблемы портовых складов; Инж. М. Венгржин — Удлинение деревянных свай в морском строительстве при помощи железобетона; Морская Номенклатура; Проблема и происшествия.

## CONTENTS:

W. Morgulec (M. Sc. Eng.) — On the Efficiency of Naval Yard Docks; W. Szulc (M. Sc. Eng.) — The Modernisation of Old Types of Ships' Boilers (Part. I); J. Kunert — Merchant Galleries of Venice; J. Karwowski (M. Sc. Eng.) — The Organisation of Dredging; P. Szawernowski (M. Sc. Eng.) — Soil and Dredging Equipment Research Institute; St. Puzyra (Prof., M. Sc. Eng.) — A Review of Building Problems Connected with Harbour Warehouses; M. Węgrzyn (M. Sc. Eng.) — The Extension of Timber Piles by Means of Reinforced Concrete in Hydraulic Constructions. Marine Vocabulary Notes; Problems and Current Events.

Inż. Władysław Morgulec  
(Gdańsk)

## O sprawności doków stoczniowych

Nowoczesne stocznie prowadzą poza głównym swym zadaniem, t. j. budową nowych okrętów i mniejszych jednostek pływających, remonty różnych statków, gdyż do takich robót są one najlepiej przygotowane, posiadając odpowiednie warsztaty — kadłubownię i kwalifikowanych pracowników.

Stocznie muszą posiadać doki suche lub pływające, gdyż każda z nowobudujących się jednostek, przed odejściem w gotowym stanie, podlega dekowaniu, czy to dla ukończenia niektórych robót, których na wodzie wykonać wcześniej nie było czasu, czy też dla ostatecznego oczyszczenia i malowania podwodnej części kadłuba.

W początkowym okresie budownictwa okrętowego, mniej więcej od początku XVIII wieku, doków pływających nie znano i nie budowano; rozpoczęto natomiast budowę doków suchych, t. j. wykopanych blisko wody, na brzegach rzek, lub morskich zatok — w zależności od usytuowania stoczni.

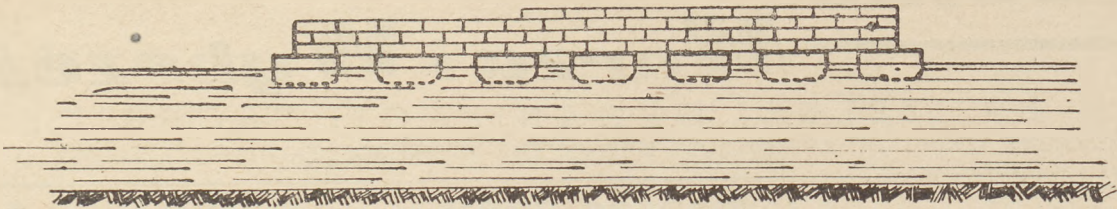
Wykopane w ziemi głębokie baseny musiały być mocno ocementowane i musiały mieć połączenie z wodą z zewnątrz, oraz możliwość zupełnie pewnego odłączenia się od niej, i dlatego budowa takich doków często przedstawiała duże trudności, zwłaszcza gdy dok taki miał być wykuty

w skałach, albo wykopany w piaszczystym lub błotnistym gruncie.

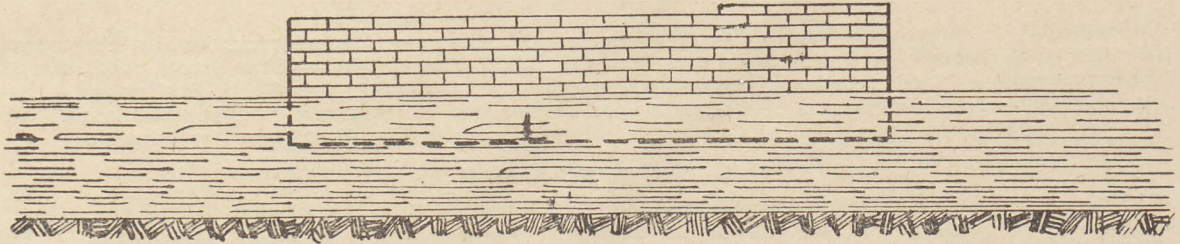
Znane są takie doki na wybrzeżach Anglii — przeważnie wykopane w błotnistym gruncie, suche doki Francji — w Tulonie i Brest, wykute w skałach, w Rosji — w Kronsztacie, Libawie, Sewastopolu, i w innych krajach i portach. W roku 1923 w Tulonie została ukończona budowa suchego doku około 400 mtr długości i 36 m szerokości, figurującego pod nazwą „double entrance dry-dock“. Dok ten był zbudowany na zupełnie innych zasadach, niż te, na których buduje się inne suche doki, a mianowicie: początkowo budowa doku polegała na wybudowaniu odpowiedniej wielkości skrzyni żelaznej na barkach, zakotwiczonej na wybranym zawczasu miejscu, na którym dok ten, po zbudowaniu, miał na stałe być ulokowany.

W miarę wznoszenia ścian tej skrzyni, barki szczególnie zamknięte opuszczały się coraz głębiej pod wzrastającym ciężarem skrzyni i wreszcie skrzynia zanurzała się do wody, topiąc pod sobą barki. W odpowiednim stadium budowy ścian, barki były wyciągnięte spod skrzyni, pozostawiając podstawę doku na wodzie.

Jednocześnie z budową żelaznych ścian, było wykonywane żelazo-betonowe dno i ściany we-



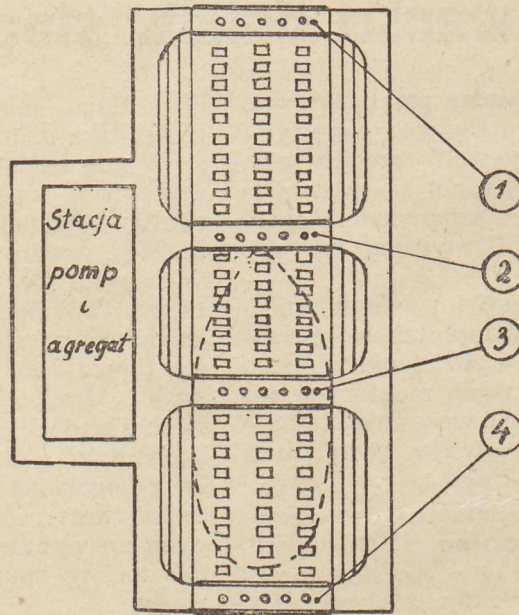
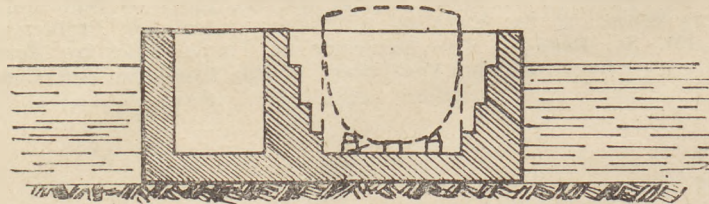
Rys. 1



Rys. 2

wnętrz doku — o profilu, przyjętym dla wszystkich suchych doków. Stopniowe obciążenie tej rosnącej skrzyni, którą już nazywać będziemy dokiem, zmuszało go do coraz to większego zanurzenia się i wreszcie do oparcia się na dnie basenu.

więcej i odpadną. Dok, w ten sposób zbudowany i osadzony na dnie basenu, jest dostępny dla dokowania okrętów z dowolnego końca, gdyż bramy zaporowe były umieszczone na obydwu końcach. Ponadto dwie dodatkowe bramy zaporowe mogą



1;2;3;4- Bramy zaporowe

Rys. 3

Grunt w tym miejscu zawczasu był przez nurków wyrównany, aby zapewnić dokowi zupełnie poziome trwałe podłoże. Przy budowie doku przewidywano, że ścianki żelazne, otaczające żelbetonowe właściwe ściany doku, z upływem czasu wyrdze-

przedzielać dok na jego długości na 3 nierówne części, co umożliwia dokowanie trzech różnych jednostek — prawie jednocześnie.

Jedną całość z powyższym dokiem stanowi stacja pomp z własnymi agregatami Diesel'a i od-

środkowymi elektrycznymi pompami wodnymi, przy czym wydajność pomp była obliczona na wypompowanie wody z całego doku w niespełna 2,5 godziny.

Zatrzymałem się dłużej na krótkim opisie tego doku jedynie dla oryginalności jego budowy i podczas, gdy budowa innych suchych doków jest powszechnie znana, o budowie tulońskiego doku wie prawdopodobnie bardzo mało osób.

W miarę rozwoju budownictwa okrętowego i potrzeby posiadania większej ilości doków i większych ich wymiarów, duże koszty budowy suchych doków stały się bodźcem do budowy doków pływających — drewnianych i żelaznych, a następnie pontonów, i wreszcie podnośników pontonowych.

Pontony są jak gdyby uzupełnieniem pływającego doku i służą do utrzymywania remontowanych jednostek ponad poziomem wody w basenie stoczniowym, w przeciągu całego okresu remontowych prac podwodnej części jednostki. Pływający dok w tym wypadku ma za zadanie przygotowanie na sobie pontonu do postawienia na nim żądanej jednostki, a następnie zanurzenie tego pontonu razem z ustawionym na nim statkiem do pewnej głębokości — tak, aby ten ponton mógł być z doku wyprowadzony na dowolne miejsce w basenie. Po ukończonym remoncie statku na pontonie, pływający dok znowu jest potrzebny, ale tym razem czynności jego odbywają się w odwrotnym porządku, a mianowicie: zanurzony do niezbędnej głębokości dok przyjmuje na siebie ponton z odremontowanym statkiem, a następnie opuszcza się głębiej i zwalnia sam statek, który może być odholowany, zaś ponton może znowu służyć dla umieszczenia na nim innej jednostki.

Nie wymieniam tutaj różnych operacji, towarzyszących podnoszeniu lub zanurzaniu doku i pontonu, jak wypompowywanie jego komór, albo ich zapełnianie wodą — czynności te są niezbędne, wymagają posiadania odpowiednich pomp, instalacji elektrycznych itd., pochłaniają czas i wymagają pracy doświadczonego personelu.

Jeżeli zważymy, że koszt pływającego doku jest duży — znacznie wyższy niż pontonu, to zrozumiałe jest, że pływający dok powinien być używany tylko w takich wypadkach, kiedy pontony mogą się okazać zanadto słabe (w stosunku do ich siły podnoszenia), oraz tak, aby zdolność podnoszenia doku w całej pełni mogła być wyzyskana, czyli na krótsze okresy czasu.

W ostatnich kilku dziesiątkach lat operacje z pontonami przełożono z pływających doków na podnośniki pontonów, pozostawiając dla doków jedynie poważne remonty dużych jednostek.

Podnośniki pontonów, podobnie jak i pływające doki, są zaopatrzone w pompy i przy podnoszeniu lub opuszczaniu pontonów działają jak doki, ale są lżejszej konstrukcji.

Stocznie, posiadając w swej eksploatacji kilka doków, pontonów i podnośników pontonów, starają się zawczasu tak ułożyć program dokowań statków, aby posiadane doki wykorzystywać jak najlepiej i, podobnie jak każdy warsztat lub maszyny, —

by były one w ciągu roku zajęte stale. O najlepszym wykorzystaniu doków mogłyby świadczyć pewnego rodzaju wskaźnik, który nazwiemy „współczynnikiem sprawności“ danego doku. Dla każdego doku powinna być ustalona norma „N“, którą dok w ciągu roku powinien wykonać i z tą normą należy porównywać pracę „T“, którą w rzeczywistości dok ten wykonał w tym samym okresie czasu.

Stosunek  $\frac{T}{N}$  — nazwiemy współczynnikiem sprawności. Teraz chodziłoby tylko o ustalenie normy, a przede wszystkim wyszukanie podstaw, na których możnaby tę normę ustalić.

Wszystkie statki marynarki handlowej całego świata (ponad pewną wielkość), posiadają wśród swych dowodów okrętowych świadectwa pomiarowe. W spisie Lloyd'u podany jest wyciąg ze świadectw pomiarowych, a mianowicie: ilość brutto rejestrowych ton, data budowy, długość, szerokość i wysokość burty statku, oraz niektóre szczegóły, dotyczące maszyn, kotłów i szybkości. Same statki posiadają jeszcze i inne świadectwa i rysunki, wśród których dla nas mogłyby mieć znaczenie — skala zanurzenia, ciężar statku bez ładunku, oraz nośność całkowita, czyli ciężar, jaki może być ładowany na dany statek.

Łatwo zrozumieć, że przy ustalaniu normy musimy w pierwszym rzędzie wyeliminować takie statki, których nie moglibyśmy na posiadanym przez nas doku zadokować ze względu na ich wymiary, przekraczające wymiary doku ( $L$  = użytkowa długość i  $B$  = szerokość doku w świetle). Poza wyeliminowanymi przez nas jednostkami, pozostaje olbrzymi szereg innych statków, które, zgodnie z ich wymiarami, możnaby dokować, ale większość z nich nie wchodzi do naszego portu, a więc winniśmy wybierać tylko spośród tych jednostek, które odwiedzają nasz port, a z nich przeznaczać do dokowania najodpowiedniejsze.

Ponieważ statki w bardzo rzadkich wypadkach wymagają dokowania z pełnym ładunkiem, a z reguły są dokowane bez ładunku, więc dok o pewnej sile podnoszenia  $T$  ton, winien być przeznaczony jedynie dla dokowania statków o własnym ciężarze równym  $T$ , lub do niego bardzo zbliżonym, gdyż wtedy zdolność tego doku byłaby wykorzystana w lepszej mierze i współczynnik sprawności będzie wysoki.

Doświadczenie jednak wykazuje, że na ciężarze samego statku opierać się nie można gdyż statek o tym samym ciężarze  $T$ , bywa unikatem wśród szeregu statków, które mamy zadokować i norma nasza, oparta wyłącznie na tym ciężarze, byłaby krzywdząca dla sprawności tego doku.

Liczba, wskazująca na ilość ładunku, którą statek może załadować, niewiele również daje, gdyż zdarza się, że przy mniejszej nośności statek jest o wiele więcej rozbudowany (przykłady statków pasażerskich), od innego, który przy mniejszych wymiarach posiada znacznie większą ładowność, tak np.:

m/s „Batory“ — przy  $L=157,8$  m i  $B=26,4$  — posiada 5700 dwt.

s/s „Tobruk“ — przy  $L=136,4$  m i  $B=17,2$  — posiada 10430 dwt.

z czego wynika, że branie pod uwagę tonażu dwt. nie dawałoby dokładnego obrazu przy obliczeniach sprawności doku. Pierwszy z tych statków na doku 6000 tonowym nie mieści się wcale, a drugi może być dokowany łatwo.

Pozostaje jeszcze charakterystyczna liczba każdego statku — **jego tonaż rejestrowy brutto**; liczba ta właściwie z ciężarem statku niewiele ma wspólnego, gdyż przedstawia tylko kubaturę całego statku ze wszystkimi jego zamkniętymi nadbudówkami ( $1$  tona rejestr. brutto =  $100$  st<sup>3</sup> =  $2,83$  m<sup>3</sup>), ale doskonale świadczy o rozbudowaniu całego statku, jego pomieszczeń, nadbudówek itp., i ułatwia decyzję o wyborze dla niego najodpowiedniejszego doku.

Osobiste moje stałe obserwacje pracy doków w naszych stoczniach w ciągu lat 1947 — 1949 pozwoliły na ustalenie pewnych norm dla każdego z poszczególnych doków i pontonów, w granicach możliwości dokowań statków na każdym z nich, norm zależnych również od koniunktury, t. j. od częstości zawijania statków do portów w celu wykorzystania doków dla napraw lub oględzin.

Spośród największych statków, dokowanych na jednym z większych doków w powyższym okresie czasu, były takie jak: „Elandsvontein“ 9000 t. br. rej., „Beloit Victory“ — 8.500 t. br. rej., „Sobieski“ — 11030 t. br. rej., „Tobruk“ — 7048 t. br. rej., a innych — mniejszych, około 3000 t. br. rej., dużo więcej.

Dla doku, w którym były dokowane wymienione statki i szereg mniejszych, wyprowadzono okrągłą liczbę — 7600 t. br., zakładając, że gdyby ten dok w ciągu roku (300 rob. dni) jedynie tylko obsługiwał statki o tonażu 7600 t. br. rejestr., to jego **norma**, inaczej maksymalna wydajność, mogłaby być przedstawiona liczbą  $7600 \times 300 = 2.280.000$  BRT — dni. Obliczając następnie dla każdego z dokowanych kolejno w ciągu roku na tym doku różnych statków podobne iloczyny tonażu brutto przez ilość dni postoju na tym doku i sumując je razem — otrzymujemy pewną liczbę

(BRT  $\times$  dni) — przypuśćmy 1.800.000 BRT dni, a wtedy współczynnik sprawności tego doku za dany okres czasu przedstawi się jako

$$\varphi = \frac{1.800.000}{2.280.000} = 0,80$$

inaczej mówiąc, dok był wykorzystany w powyższym okresie czasu w 80-ciu procentach. Nie można zapominać o tym, że jeżeli dok w ciągu rocznej swej pracy obsługuje nie tylko różne statki bezpośrednio, ale również w przerwach między jednym a drugim dokowaniem, musi obsłużyć jeden lub dwa pontony, to w tych wypadkach praca doku polega także i na przyjęciu na siebie pontonu, którego tonaż rejestrowy brutto zawczasu może być obliczony raz na zawsze, a następnie na przyjęciu pewnego statku o pewnym tonażu rejestr. — i wreszcie na podniesieniu obydwu tych jednostek.

Operacja tylko co opisana trwa zwykle niedłu-

go, zaledwie kilka godzin, ale dla uproszczenia obliczeń, można przyjąć jeden cały roboczy dzień, bo najczęściej się zdarza, że następny statek, przeznaczony do dokowania, nie jest jeszcze podstawiony i kilka godzin dok musi na niego czekać.

Dla zobrazowania całkowitej pracy danego doku w rocznym okresie czasu, wszystkie te operacje z pontonami muszą być również wzięte pod uwagę i razem zsumowane z pracą, wyłożoną na właściwe dokowanie.

W podobny sposób mogą być ustalone normy dla innych doków, a również i pontonów, tak, że w końcu każdego roku sprawność każdej z tych jednostek (albo stopień ich wykorzystania) może być łatwo ustalona, o ile wszystkie czynności doków były odpowiednio w dziennikach dokowych wpisywane.

Analiza czynności doków w ten sposób zapoczątkowana (możliwe, że są inne metody), już pozwala na wysnucie zasadniczych wniosków o rentowności tego „warsztatu“ stoczniewego — oraz na wykrycie tych przeszkód, które nie pozwalają na najlepsze wykorzystanie posiadanych doków i pontonów. Według przyjętej na całym świecie metody opłat za dokowanie statków, dzień zadokowania i dzień wydokowania są najdroższe, podczas gdy inne dni postoju statku na doku są znacznie tańsze — co zresztą jest zrozumiałe, gdyż mechanizmy doku właściwie pracują tylko przy podnoszeniu lub opuszczaniu doku, a mniej albo wcale nie pracują w inne dni. Z powyższego wynikaćby mogło, że wszelkie roboty na zadokowanych statkach tak powinny być prowadzone, aby czas postoju skrócić do minimum i przepuszczać przez doki ilość jednostek o odpowiednim tonażu, jak już poprzednio było omówione.

Dalszy wniosek — to konieczność należytej obsługi zadokowanych statków: jeżeli stocznia posiada odpowiednie materiały, i może zapewnić stałą nieprzerwaną pracę przy remoncie statku na doku lub pontonie, to sprawność doków zawsze może być wyższa.

Przygotowanie materiałów do wykonywania prac na doku lub pontonie zawsze wymaga pewnego czasu, gdyż nie zawsze stocznie posiadają wszystko na swych składach. Materiały te muszą być zamawiane, a stąd wniosek: przy układaniu planu dokowania należy otrzymać od armatorów spisy przewidywanych remontowych robót, aby umożliwić stoczni zawczasu poczynienie niezbędnych przygotowań.

Na zakończenie chcę zaznaczyć, że norm, ustalonych dla pierwszych kilku lat, nie uważam za stałe dla tych samych doków na dalszą przyszłość; mogą nastąpić pewne okoliczności, które zmuszą do obniżenia tych norm, jak na przykład wzrastający wiek doków i mniejsza ich trwałość.

Będę wdzięczny czytelnikom niniejszego artykułu za wypowiedzi, które mogą być pomocne przy badaniach prac doków; kwestia sprawności doków nabierze większego rozgłosu wśród fachowców i wzbudzi nie tylko zwykłe zainteresowanie się tą sprawą, ale może się przyczynić do stałego usprawniania tej gałęzi prac stoczniewych.

Inż. Witold Szulc  
(Otwock)

## Modernizacja kotłów okrętowych starego typu

(Część pierwsza).

W ostatnich kilkunastu latach technika i przemysł kotłowy zrobiły tak zdumiewająco duży krok naprzód, dostarczyły użytkownikom tyle rewelacyjnych nowinek, iż mogłoby się здаwać, że wynaleziono nowe drogi przemiany energii paliwa na energię mechaniczną i przygotowano odrębną, bardzo odbiegającą od dotychczasowej, aparaturę do produkowania pary wodnej. To przesunięcie w dotychczasowym ewolucyjnym rozwoju techniki kotłowej spowodowały kotły nowych systemów, często potocznie nazywane kotłami wysokoprężnymi.

Nazwa „Kotły wysokoprężne“ nie jest ani całkowicie ścisłą, ani też precyzyjną system, bowiem nie ujmuje ona charakterystyki ustroju, ani nie określa zasady działania. Najwłaściwszą nazwą, którą należałoby spopularyzować, powinna brzmieć: „Kotły o cyrkulacji mechanicznie przymuszonej“, „Kotły o sztucznie wzmożonym spalaniu“, „Kotły o cyrkulacji przymuszonej i wzmożonym spalaniu“ — (nazwa, jaka zresztą jest powszechnie stosowana w innych krajach — we Francji: „Chaudières a circulation forcée“, „Chaudières a combustion forcée“; w Anglii: „Boilers — forced circulation type“ itd.).

Otóż kotły nowego typu, wkrótce po swym zjawieniu się, nie tylko rozpowszechniły się na lądzie, lecz zaczęły przenikać na okręty, w dość szybkim czasie dostosowując się do warunków morskich. W roku 1929 wyruszył statek Hamburgsko-Amerykańskiej Linii, „Uckermark“, o mocy maszyn 4500 KM, z kotłami Bensona.

w pierwszą podróż doświadczalną. Podróż nie była pomyslną, a próba kotłów nie wypadła dodatnio, bowiem ani warunki pracy maszyn, ani też produkowana para nie były odpowiednio zharmonizowane (musiano parę dławić do 70 atm. i powtórnie przegrzewać do 460° C). W dodatku, gdy uległy awarii pompy zasilające (tłoczenie 225 — 250 atm.), mechanikowi okrętowemu nie pozostało nic innego, jak eksploatować Bensony na wzór kotłów zwykłych, tj. bez stosowania zasady wyparowywania przy krytycznym stanie wody. Po tym niepowodzeniu kotły uległy modyfikacji, i „Uckermark“ dopiero w r. 1937 ze zrekonstruowanymi Bensonami sprawnie zaczął odbywać swe kolejne rejsy. W międzyczasie, pomimo niepomysłnych prób „Uckermark'a“, kotły Bensona zainstalowano na s/s „Potsdam“, s/s „Pretoria“ i innych. Również w tym samym czasie zjawily się na okrętach inne systemy kotłów o cyrkulacji przymuszonej lub o spalaniu wzmożonym. Nieufność i powściągliwość armatorów do nowej aparatury parotwórczej stopniowo zanikały, dowodem czego było zapoczątkowanie budowy w różnych krajach różnych typów statków z kotłami nowych systemów, oraz przebudowywanie starych obiektów w celu osiągnięcia większych szybkości lub korzystniejszych warunków eksploatacji.

Jako potwierdzenie tego stanu rzeczy, może służyć niżej przytoczone zestawienie ważniejszych obiektów, wyposażonych we wspomniane typy kotłów i wybudowanych lub przebudowanych w różnych krajach w latach 1934 — 1946.

Nazwa statku tonaż BRT i szybkość	Maszyny moc i rodzaj	Zainstalowane kotły ilość, typ i charakterystyka
„Gran Canaria“ (1938) 5100 BRT. 17,5 węzłów	turbiny 6500 KM.	2 — La Mont. Ciśnienie 35 atm. 30.000 kg pary/godz., przegrzanie 450°, powierzchnia ogrzewalna bezpośr. 46 m <sup>2</sup> , powierzchnia ogrzewalna normalna 393 m <sup>2</sup> , powierzchnia przegrzewania pary — 75 m <sup>2</sup> , powierzchnia podgrzewania powietrza 295 m <sup>2</sup> .
„Strassfurt“	—	2 — La Mont. Ciśnienie 16 atm. 10 ton/godz pary przegrzanej 350°, powierzchnia bezpośrednia 32,6 m <sup>2</sup> , powierzchnia normalna 208 m <sup>2</sup> .
„Potsdam“ (1935) 23600 BRT. 21 węzłów	napęd turbo-elektryczny. Moc 26000 KM.	4 kotły bezkolektorowe. Ciśn. 93 atm. 166 ton/godz pary przegrzanej 480°, pow. ogrzew. 1 kotła norm. 350 m <sup>2</sup> , pow. ogrzew. bezpośr. 32,4 m <sup>2</sup> , przegrzewacz pary — 224 m <sup>2</sup> , podgrzewacz powietrza 800 m <sup>2</sup> , ekonomizer — 184 m <sup>2</sup> .
„Pretoria“ (1937) 20100 BRT. 18 węzłów.	turbiny 13000 KM.	2 kotły Bensona — 83 atm. 80 ton/godz. pary przegrzanej 480°, pow. bezpośr. — 29 m <sup>2</sup> ; normalna 273 m <sup>2</sup> ; przegrzewacz — 182 m <sup>2</sup> ; ekonomizer — 182 m <sup>2</sup> .
„Vaterland“ (1941) (niewykończony) 38000 BRT. 25 węzłów.	napęd turbo-elektryczny moc 44000 KM.	8 kotłów Bensona 67 atm. 280 ton/godz. pary przegrzanej 470°; pow. 1 kotła bezpośr. 42 m <sup>2</sup> ; norm. 249 m <sup>2</sup> ; przegrzewacz 277 m <sup>2</sup> ; ekonomizer 340 m <sup>2</sup> .
„Athos II“ zmodernizowany przez zainstalowanie 1 kotła Velox. Szybkość wzrosła z 16 na 18,5 węzła.	turbiny, dodano po 1 grupie wysokoprężnych turbin. Moc wzrosła z 9500 na 17000 KM.	Kocioł Velox ciśnienie 55 atm. 34 ton/godz. pary przegrzanej 475°; pow. ogrzewalna — 64 m <sup>2</sup> ; podgrzanie wody do 165°; podgrzanie powietrza do 140°.
„Conte Rosso“ modernizacja. 18500 BRT.	turbiny. Moc powiększo- na z 17000 na 22000 KM.	Wstawiono 1 kocioł Loefflera (na miejsce jednego z 8 kotłów cylindrycznych). Ciśnienie kotła — 129 atm. 20 ton/godz. pary przegrzanej 478°; podgrzanie wody do 120°; podgrzanie powietrza do 200°.

Wyniki doświadczeń i praktyka wykazały poważne zalety tych kotłów oraz udowodniły znacznie korzystniejsze warunki ich eksploatacji, zwłaszcza na okrętach, gdzie z reguły wymaga się aparatury mało objętościowej i lekkiej. Dzięki przymuszonej cyrkulacji powiększa się bardzo znacznie wymianę ciepła, obniża się wagę i objętość, oraz umożliwia prawie dowolne ukształtowanie korpusu kotła, a więc maksymalne wyzyskanie miejsca w kotłowni. Przez sztucznie wzmoczone spalanie przy ciśnieniu powietrza 2,5 — 2,75 kg/cm<sup>2</sup>abs., ilość wytworzonego ciepła w 1 m<sup>3</sup> komory spalinywej wynosi około 7.000.000 cal/godz. zamiast dotychczasowych 250.000 — 600.000. Szybkość spalin osiąga 200 m/sek., zamiast dotychczasowych 5 — 12 m/sek., przy czym spalanie jest dokładniejsze, a ilość przenoszonego ciepła przez ścianki powierzchni ogrzewalnej wzrasta z 30.000 cal/m<sup>2</sup>/godz. na 300.000 cal/m<sup>2</sup>/godz. i wreszcie, dzięki podniesionej prężności powyżej 30 atm. (wzrost ciepłaka 1 kg. pary nasyconej w zależności od ciśnienia obserwuje się tylko do 30 kg/cm<sup>2</sup>, powyżej zaś 40 kg. — ciepłak ten spada: 1 atm — 639 cal/kg, 30 atm. — 668, 224,2 atm. — 508 cal.) produkcja pary z punktu widzenia rozchodu paliwa jest korzystniejsza, a duża prężność i wysokie przegrzanie podnoszą znacznie sprawność silników parowych. Dla potwierdzenia tych osiągnięć wystarczy kilka cyfr statystycznych:

Oto porównanie kotłów cylindrycznych z kotłami La - Mont:

	3 kotły cylindr.	2 kotły „La Mont“
prężność pary	15,8 atm.,	21 atm.,
przegrzanie	320 <sup>o</sup> C,	340 <sup>o</sup> C,
ogólna wydajność w kg/godz.	19.050	29.000
waga gotowych kotłów do ruchu z wyposażeniem	230 t.	81 t.

Porównanie kotłów „Velox“ z kotłami „Penhoet“:

	1 kocioł „Velox“	2 kotły „Penhoet“
prężność pary	55 atm.	28 atm.
przegrzanie	475 <sup>o</sup> C	350 <sup>o</sup> C.
ogólna wydajność w kg/godz.	30.000	32.000
waga ogólna got. do ruchu kotłów w t.	79	165
objętość	100 <sup>o</sup> %	200 <sup>o</sup> %

Porównanie kotłów „Yarrow“ z kotłami „Velox“ o jednakowej mocy:

	kotły „Yarrow“	kotły „Velox“
waga ogólna gotowych do ruchu kotłów w tonach	2430	620
objętość kotłów w m <sup>3</sup>	9630	4.800

Porównanie kotłów „Babcock-Wilcox“ z kotłami „Velox“ o jednakowej mocy:

	kotły „Babcock-Wilcox“	„Velox“
waga	990 t.	268 t.
objętość	3390 m <sup>3</sup>	1700 m <sup>3</sup>

Porównanie kotłów „La Mont“ z kotłami „Penhoet“

	„La Mont“	„Penhoet“
waga kotła na 1 KM prod. mocy	13,2 kg/1 KM	18,5 kg/1 KM

Wobec sukcesów kotłów o cyrkulacji przymuszonej i wzmocnionym spalaniu, kotły okrętowe starego typu o cyrkulacji naturalnej naraz znalazły się na szarym końcu pod względem produkcji jakościowej i ilościowej pary oraz pod względem wagi, zajmowanej przestrzeni i warunków eksploatacji. Kotły te albo miały ustąpić w przemyśle kotłom nowym, pod wielu względami je przewyższającym, albo też miały ulec natychmiastowej modernizacji, i to w bardzo poważnym zakresie: zmiana formy, konstrukcji, układu i składu elementów, a nawet zasad pracy, by zachować zajmowaną pozycję i moc sprostać wymaganiom, stawianym przez postępy techniki.

W tym zmaganiu się nowatorstwa z rutyną, kotły

starego typu wyszły na razie zwycięsko i nie ustąpiły z zajmowanej pozycji. Konstruktorzy starych kotłów, korzystając z nowych pomysłów, w stosunkowo krótkim czasie poddali gruntownej przebudowie formę i składowe części konstruowanych przez siebie kotłów, a także przeobraziły sposób ich funkcjonowania, uzyskując nowe, zmodernizowane obiekty, które pod wielu względami zbliżyły się do kotłów nowych systemów, podniosły swą wartość techniczną i mogły częstokroć w zupełności zastąpić kotły o cyrkulacji przymuszonej.

Dotychczasowe kotły okrętowe, jak ogniorurkowe, tak i opłomkowe (wodnourukowe), pod wielu względami posiadały duże zalety i zalety rozwojowe. Sprawa cyrkulacji była największą przeszkodą w sprawnym funkcjonowaniu, powiększeniu wydajności i polepszeniu sprawności kotłów. Pomijając kotły cylindryczne o znikomej cyrkulacji — zwane często z tego powodu bezcyrkulacyjnymi, inne kotły o słabej naturalnej cyrkulacji (Babcock-Wilcox, Belleville, Niclausse i inne) ze swymi lekko odchylonymi od poziomu opłomkami dużej średnicy, nie mogły posiadać warunków dobrego obiegu wody. Kotły o silnej naturalnej cyrkulacji (du Temple-Guyot, Yarrow, White, Thornycroft z odmianami, Normand i szereg in.), posiadały lepsze warunki pracy, lecz ze względu na formę, średnicę opłomek, usytuowanie pęków oraz kształty wygięć, nie dawały możliwości osiągnięcia szybkości obiegu powyżej pewnych granic (przeciętnie szybkość rzadko przekraczała 1,7 mtr/sek.) i w ten sposób zamykały drogę do żywszego przenoszenia ciepła przez konwekcję, do dokładniejszego wykorzystania spalin, do wzmoczenia wydajności powierzchni ogrzewalnej i ogólnie do polepszenia funkcjonowania całości instalacji, podniesienia ekonomiczności i bezpieczeństwa.

Skład i układ powierzchni ogrzewalnej pozostawiał dużo do życzenia pod względem przenoszenia i pochłaniania ciepła oraz z uwagi na najbardziej skuteczny jej podział. Spaliny opuszczały kocioł niecałkowicie wysyskane, i częstokroć spotykało się instalacje kotłowe, gdzie w kominach panowała temperatura 300—400<sup>o</sup> C, powodując stratę cieplną do 20<sup>o</sup>% i więcej. Ciepło pochłaniała prawie wyłącznie tylko część wyparowująca powierzchni ogrzewalnej (wyparownik), natomiast przegrzewacze pary, jeśli i były, to odznaczały się szczupłością powierzchni chłonnej i przesadnym zabezpieczeniem od przegrzania.

Powierzchnia bezpośrednia przeważnie wyróżniała się swą szczupłością, a wielkość jej była wynikiem układu odnośnych części kotła. Nie dążono, albo dążono niewystarczająco do takiego rozplanowania części powierzchni ogrzewalnej, by osiągnąć najkorzystniejsze wyniki przenoszenia ciepła przez promieniowanie. Najczęściej zdarzało się, że powierzchnia bezpośrednia osiągała taką wielkość, jaką dyktowały kształt komory spalinywej i konwencjonalna forma kotła.

Ekonomizery były rzadko stosowane, natomiast chętniej posługiwano się parowymi podgrzewaczami wody zasilającej, nie dążąc do dokładniejszego wykorzystania marnującego się ciepła spalin i mało dbając o osiągnięcie możliwie wyższej temperatury włączanej do kotła wody.

Powietrze, wprowadzane do komór spalinywych, podgrzewało się niedostatecznie i nie zawsze, a znaczenia podgrzewaczy najczęściej nie doceniano w takim stopniu, na jaki ono zasługiwało. Ciepło, promieniujące z płaszczy kotła i przenoszone przez przewodnictwo ścianek, uchodziło bez jakichkolwiek starań jego ujarzmienia.

Sam proces spalania przeważnie uzależniony był od umiejętności lub sumienności palaczy, w ustroju zaś palenisk nie było takich urządzeń, które by automatyzowały przebieg procesu, powiększały korzyści termiczne i uniezależniały wyniki od wartości obsługi.

Przebieg spalania węgla na powierzchni rusztu, nawet przy najstaranniejszych i dobrze wyszkolonych palaczach, nie odbywa się korzystnie z uwagi na trudność utrzymania nadmiaru powietrza zgodnie z wymaganiami chwili. Tak np., każda nowa warstwa węgla od momentu zarzucenia na ruszt aż do chwili całkowitego spalania się, pomimo dokładnie uregulowanego dopływu powietrza do popielnika, spala się w niekorzystnych warunkach, bowiem w miarę postępu procesu, ścieniająca



się stopniowo warstwa stale zmienia swój opór i powoduje nieodpowiedni dopływ powietrza do komory.

Jeśli przedstawimy graficznie przebieg spalania takiej warstwy i wyrazimy okres przebiegu procesu odcinkiem AH (A — wprowadzenie paliwa na ruszt, H — zakończenie procesu), to opór ścieniającej się warstwy będzie odzwierciedlała krzywa R, a ilość przechodzącego powietrza — krzywa S. Uwzględniając kolejno następujące po sobie fazy spalania warstwy paliwa, widzimy, że ilość rzeczywiście potrzebnego do procesu powietrza w poszczególnych stadiach ulega stałej zmianie i wyrazi się na rysunku krzywą P.

Zestawiając ilość powietrza rzeczywiście przepływającego (krzywa S) z powietrzem rzeczywiście potrzebnym (krzywa P) widzimy, że proces stale odbywa się albo z dużym nadmiarem, albo z brakiem powietrza. A więc wkrótce po wprowadzeniu paliwa, gdy się zaczyna odgazowywanie — wydzielanie się lekkich węglowodorów, — na wykresie oznaczone odcinkiem BD oraz podczas poprawiania ognia w palenisku — na odcinku EF, spalanie odbywa się z dużym brakiem powietrza. W okresie wprowadzania paliwa — odcinek AB, podczas zapalania się ciężkich węglowodorów — odcinek DE i w trakcie dopalania się warstwy — odcinek FH, obserwuje się duży jego nadmiar. Jednym słowem tylko w momentach krzyżowania się krzywych P i S (punkty B, D, E i F) ilość dopływającego powietrza odpowiada zapotrzebowaniu, cały zaś przebieg spalania odbywa się w warunkach niewłaściwych. Jeśli do tego dodamy nieuwagę lub nieumiejętność palaczy, to łatwo odtworzyć obraz, w jak niekorzystnych warunkach odbywa się wywiązywanie ciepła z paliwa.

Spalanie ropy, już po wprowadzeniu wyłącznie mechanicznej pulweryzacji, też nie jest doprowadzone do wyników nazbyt korzystnych. M. in. stosowanie większej ilości palników, rozmieszczonych na przedniej fasadzie, nie może przyczynić się do wytwarzania skupionego ciepła i do regularności spalania, ani też do wysokiej i stałej temperatury komory. Palniki o niedużej wydajności, nie dające się ponadto regulować w szerszym zakresie, utrudniają racjonalne palenie.

W najsilniejszym stopniu odbijało się na wydajności, a częściowo i na sprawności kotłów, niestosowanie wzmoczonego spalania. Ilość spalonego paliwa zależała wyłącznie od wielkości powierzchni rusztu (paliwo twarde) lub objętości komory spalinowej (paliwo płynne), które z kolei były uzależnione od formy i kształtu kotłów. Przy małej szybkości spalin ilość pochłanianego i przenoszonego przez powierzchnię ogrzewalną ciepła nie wykroczyła poza pewne granice, przez co instalacje kotłowe były w dużym stopniu ograniczone w swej wydajności.

Jest rzeczą zrozumiałą, że w warunkach wyżej przytoczonych sprawność kotłów okrętowych starego typu nie była zadawalniająca, wydajność powierzchni ogrzewalnej niedostateczna, a koszty eksploatacyjne — dość wysokie. Ciekawe są pod tym względem spostrzeżenia jednego z inspektorów kotłowych pewnego towarzystwa okrętowego, który miał w swej pieczy 100 kotłów i dokładnie rejestrując warunki pracy, ustalił, że:

tylko 2 kotły posiadały sprawność	76%
7 " " " "	około 70%
34 " " " "	od 60—70%
i 157 " " " "	poniżej 60%

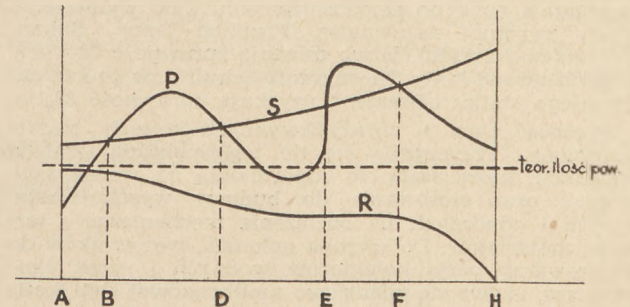
Prężność pary była niska i stwarzała niekorzystne warunki pracy dla kotłów i mechanizmów. Będąc zależną od dużych płaskich powierzchni (kotły cylindryczne, komorowe), wielkich średnic rurek i trudności ich uszczelnienia oraz technologicznych własności materiałów konstrukcyjnych, prężność pary nie mogła osiągnąć znaczących wielkości (cylindryczne do 16—13 atm, wodnorurkowe 25 atm).

W końcu, zestawiając cechy kotłów starego typu, należy nadmienić ich wysoką wagę i dużą objętość — własności bardzo niekorzystne dla instalacji okrętowych.

Wszystkie te cechy kotłów o cyrkulacji naturalnej stawały się na stopniu niższym w porównaniu z kotłami nowymi, i do utrzymania ich w dalszym użyciu trzeba było dokonać dużych zmian, by przynajmniej zbliżyć je do własności kotłów nowych. Zaczęto stopniowo mo-

dyfikować ustrój, przebudowywać składowe części i zmieniać warunki pracy, dzięki czemu podniesiono wartość ich do takiego stopnia, że już nie tylko mogły sprostać wymaganiom i rywalizować do pewnego stopnia z kotłami nowego typu, lecz nawet przybrać nowe formy, które umożliwiają im w szerszym zakresie dalszy postęp w rozwoju i które otwierają drogi do dalszej modernizacji.

Przejrzymy pobieżnie, co zostało zrobione w ostatnich latach i jakie innowacje zastosowano dla podniesie-



nia wartości technicznych kotłów starych i usunięcia różnic z kotłami o cyrkulacji przymuszonej.

Przed wszystkim zwrócono uwagę na podniesienie sprawności i wydajności kotłów o cyrkulacji naturalnej. Osiągnięto w tym kierunku pewne dodatnie wyniki dzięki polepszeniu warunków przenoszenia ciepła, pobudzeniu szybszego obiegu wody, przebudowie komór spalinowych, powiększeniu ogrzewalnej powierzchni bezpośredniej oraz udoskonaleniu warunków procesu spalania w stosownie przebudowanych paleniskach i komorach spalinowych.

Intensywniejsze przenoszenie ciepła osiągnięto dzięki powiększeniu bezpośredniej powierzchni ogrzewalnej i wytworzeniu warunków dobrej konwekcji. Przez zastosowanie nowych zasad rozmieszczenia powierzchni ogrzewalnej i budowy palenisk, przez usuwanie obmurza i zastępowanie go „ściankami wodnymi”, t. j. ściankami wytworzonymi ze sprowadzonych do jednej powierzchni opłomek, pewne kotły uzyskały znacznie powiększoną bezpośrednią powierzchnię (kotły Johnson'a), a więc osiągnięto wzrost przeciętnej natężenia całej powierzchni. Dzięki szerszemu stosowaniu dystrylowanej wody zasilającej, powstała możliwość wprowadzania do ustroju cienkich opłomek i ustawiania ich w pozycji prawie pionowej, co w dużym stopniu przyczyniło się do przyspieszenia szybkości obiegu wody, a to z kolei do wzrostu wielkości współczynnika konwekcji, który zgodnie ze wzorem Nusselt'a rośnie proporcjonalnie do wzrostu szybkości i ciśnienia (prop. do potęgi 0,79), a odwrotnie proporcjonalnie do średnicy rurki (od prop. do potęgi — 0,16).

Przebudowa komór spalinowych, polegająca na zmianie przynajmniej w poszczególnych wypadkach (kotły Wagner'a, Foster-Wheeler'a, Yarrow, Johnson i inn.) układu powierzchni ogrzewalnej, kształtu przewodu spalin i usytuowania pęku opłomek, umożliwiła nadanie takiej formy, przy której znacznie polepszyły się warunki spalania i zaistniała możliwość modyfikacji urządzenia paleniskowego. Zaczęto coraz szerzej stosować ruszt mechaniczny dla paliw twardych, osiągając metodyczne zasilanie paleniska, równomierniejsze i lepsze spalanie oraz wyeliminowując skutki złego lub nieumiejętnego obsługiwania. Rozpraszanie ciepła, nierównomierność temperatury, nieregularność spalania — przy paliwie płynnym do pewnego stopnia zostały złagodzone dzięki stosowaniu palników o niskim ciśnieniu i szerokiej możliwości regulacji. Palniki systemu „Saacke”, wirujące z dużą szybkością (5000—7000 obr./min.) i pracujące przy małym ciśnieniu dopływowym paliwa (1—3 atm.), umożliwiają spalanie ropy w granicach od 150 do 4000 kg/godz., dzięki czemu jest mocniej wytwarzania skupionego ciepła i umieszczenia jego źródła w najdogodniejszym miejscu komory. Udoskonalenie komór spalinowych na pył węglowy też w pewnym stopniu podniosło dorobek w dziedzinie gospodarki cieplnej na okrętach i przy dalszym

usprawnieniu sprzętu ten rodzaj paliwa może ułatwić zbliżenie kotłów starego typu do kotłów o wzmożonym spalaniu.

Naogół, większość kotłów zmodernizowanych osiągnęła wyższy współczynnik sprawności. Teraz już nierzadko się spotyka kotły o sprawności dochodzącej do 85—90%, t. j. takiej sprawności, jaką obserwujemy u kotłów o cyrkulacji przymuszonej. Ilustracją tej wysokiej sprawności mogą służyć kotły Penhoet, ustawione na s/s „Normandie“, które wykazały podczas prób sprawność 88,7%. Kotły cylindryczne, których sprawność rzadko przekraczała 60%, po zmodernizowaniu i po wyniesieniu komory zwrotnej nazewnątrz (Prudhon-Capus, Soliani lub Howden-Johnson), łatwo osiągają sprawność 76—78%. Zmodernizowane kotły Thornycroft-Schulz'a na próbie pasażerskiego statku „Bremen“ uzyskują sprawność 88,1%.

Prężność pary w zmodyfikowanych kotłach została podniesiona. Przyczyniła się do tego pokaźna zmiana konstrukcji, która stała się odporniejsza na wewnętrzne ciśnienia, oraz stosowanie do budowy wysoko-wartościowych i odpornych na obciążenia mechaniczne i termiczne materiałów. Do wyrobu opłomek, węzowników do przegrzewaczy pary, kolektorów wodnych i rurek ekonomizerów, używa się miedziowo-molibdenowej stali (kotły Wagner'a, Wagner-Bauer'a, Blohm i Voss), stali chromo-molibdenowej (do wyrobu opłomek małej średnicy — 24/30 i 30/36 mm) lub wreszcie innych odpowiednich gatunków o następujących przeciętnych własnościach:

wytrzymałość na rozciąganie przy 20° C	38—45 kg/mm <sup>2</sup>
wytrzymałość na rozciąganie przy 400° C	34 „
wydłużenie	20% „
granica sprężystości przy 20° C	26 kg/mm <sup>2</sup>
granica sprężystości przy 400° C	17 „
trwała wytrzymałość cieplna przy 400° C	14 „
trwała wytrzymałość cieplna przy 450° C	12 „

Kolektory parowe są wykonywane ze specjalnej Siemens-Martin'owskiej stali o własnościach:

wytrzymałość na rozciąganie przy 20° C	41—50 kg/mm <sup>2</sup>
wytrzymałość na rozciąganie przy 262° C	41—50 „
granica sprężystości przy 20° C	23 „
granica sprężystości przy 262° C	18 „
wydłużenie	25—20% „

Wszelkie śruby, łączniki, kołnierze i części, nie stanowiące całości z kadłubem, wyrabia się z odpornej na wpływy cieplne i wytrzymałej na wysokie obciążenie chromo-molibdenowo-wanadowej stali

Poza tym samo wykonanie odbiegło od dotychczas stosowanych metod. Uszczelki, szczeliwa, przekładki lub podkładki nie mają zastosowania przy budowie i montażu: otwory, łączniki i śruby są kalibrowane, powierzchnie dopasowuje się do siebie metal do metalu, a szczelność osiąga się przeważnie przez rozłaczanie części szlifowanych lub starannie nazwojowanych; w kotłach Wagnera poza tym używa się pierścieni ze specjalnych stopów do wzmocnienia i uszczelnienia rozłaczanych końców opłomek. Zbiorniki na parę, względnie kolektory parowe wyrabia się z pojedynczych gąsek walczkowej formy, wydrażonych (wywierconych) wewnątrz z najmniejszą ilością otworów specjalnie zamykanych. Kolektory lub komory wodne robią się bez szwów, na gorąco walcowane, a węzowniki i rurki do przegrzewaczy i ekonomizerów są przeciągane na zimno. Według opinii niektórych konstruktorów, już w obecnej chwili nie ma poważniejszych przeszkód do budowy wodnorurkowych kotłów starego typu o prężności do 100 atmosfer t. j. o takim praktycznym ciśnieniu, przy którym najczęściej pracują kotły o cyrkulacji przymuszonej i wzmożonym spalaniu.

Przegrzewacze pary w kotłach starego typu stanowią nieodzowną składową część powierzchni ogrzewalnej. Zastosowanie ich przyczynia się do podniesienia

sprawności samych kotłów i zasilanych przez nie silników parowych. Przegrzanie pary jest bardzo wysokie i z reguły sięga 400—450° C, a nawet dochodzi do 500° C. Umieszcza się przegrzewacze już nie tak, jak dawniej — w stosunkowo zimnych przewodach spalinowych; wybiera się dla nich najczęściej miejsce tuż za bezpośrednią powierzchnią ogrzewalną. Zajmują one poza tym pokaźną przestrzeń i ustawiają się nieraz w kilku miejscach komory paleniskowej. Przyczyniają one wprawdzie trochę kłopotu w okresach przytłumionej wydajności lecz uporano się z tym przez dobrze przemyślane i ukształtowane trasy spalin, dające się zmieniać w odpowiednich momentach. Niekiedy są stosowane automatyczne regulatory stopnia przegrzania, jak również posługiwanie się specjalnymi komorami, przeznaczonymi wyłącznie dla przegrzewaczy pary (kotły cylindryczne, kotły Foster-Wheeler'a, kotły International Combustion Ltd. i in.). Dla ułatwienia manewrów częstokroć instaluje się na trasie obiegu przegrzanej pary t. zw. chłodnice parowe, które dają możliwość znacznego obniżenia stopnia przegrzania (temperatura bywa wyższa tylko o 20—30° C od temperatury pary nasyconej) oraz „by-pass'ów“, umieszczonych równolegle do przegrzewaczy. Na niektórych okrętach, poza kilkoma drogami spalin, umożliwiającymi wymijanie przegrzewaczy, parę przegrzaną miesza się z parą nasyconą i w ten sposób umożliwia się zasilanie mechanizmów pomocniczych podczas postoju.

Podgrzewanie wody zasilającej za pomocą pary odpracowanej zastępuje się coraz częściej rozbudową ekonomizerów o dużej powierzchni ogrzewalnej i wysokiej skuteczności. Ekonomizery, umieszczone zaraz za normalną powierzchnią ogrzewalną, lecz przed podgrzewaczami powietrza, najczęściej doprowadzają temperaturę wody zasilającej przed wtłoczeniem do kotła do 120—150° C, a w niektórych kotłach nawet wyżej.

Wreszcie, zwrócono uwagę na podgrzewanie powietrza i poddano gruntownym zmianom konstrukcję i sposób działania podgrzewaczy powietrza. Z uwagi na przebudowę komór spalinowych, usuwanie obmurza i coraz częstsze zastępowanie „ściankami wodnymi“, wysoką temperaturę komór paleniskowych można utrzymać tylko przez bardzo silne podgrzewanie powietrza nadmuchowego. Temperaturę jego doprowadza się często do 200—250° C, a nawet więcej. Podgrzewanie to osiąga się przede wszystkim w bardzo znacznych wymiarów podgrzewaczach, o powierzchni ogrzewalnej częstokroć dwukrotnie większej od powierzchni ogrzewalnej wyparownika. Coraz częściej dotychczasowe podgrzewacze statyczne bywają zastępowane przez podgrzewacze rotacyjne syst. Howden-Lungström, umożliwiające wyzyskanie ciepła spalin do najwyższych granic i obniżenie temperatury kolumna do ca 145° C. Podgrzewacz Lungström'a, zastosowany w kotłach Johnson'a, doprowadza powietrze bez trudności do temperatury 245° C. Poza tym, powietrze podgrzewa się w kotłach dzisiejszych nie tylko w podgrzewaczach. Zauważono duże straty, pochodzące z promieniowania i przewodnictwa płaszczy kotłów. W celu wyłapania tego ciepła zaczęto obudowywać kotły podwójnym płaszczem, pozostawiając wolną przestrzeń do przepływu nadmuchowego powietrza na drodze do palenisk. Powietrze, po opuszczeniu podgrzewaczy wchłania akumulujące się w przestrzeni międzypłaszczkowej ciepło i niesie go z powrotem do komory spalinowej, przez co ułatwia się podtrzymywanie wysokiej temperatury paleniska, przy czym proces spalania odbywa się w dogodnych warunkach, podnosi się stopień wykorzystania paliwa, a kotłownie zabezpiecza to przed nadmiernym nagrzewaniem. W kotłach Wagner'a i in., gdzie przeciętnie ogrzewa się powietrze w podgrzewaczach do temperatury 180—190° C, dzięki przewodom międzypłaszczkowym stopień podgrzania wzrasta do 220° C, a jak wykazały próby na niemieckim liniowcu pasażerskim „Scharnhorst“, może osiągnąć nawet 280° C.

(d. c. n.)

Zbliżył naukę do warsztatu produkcyjnego

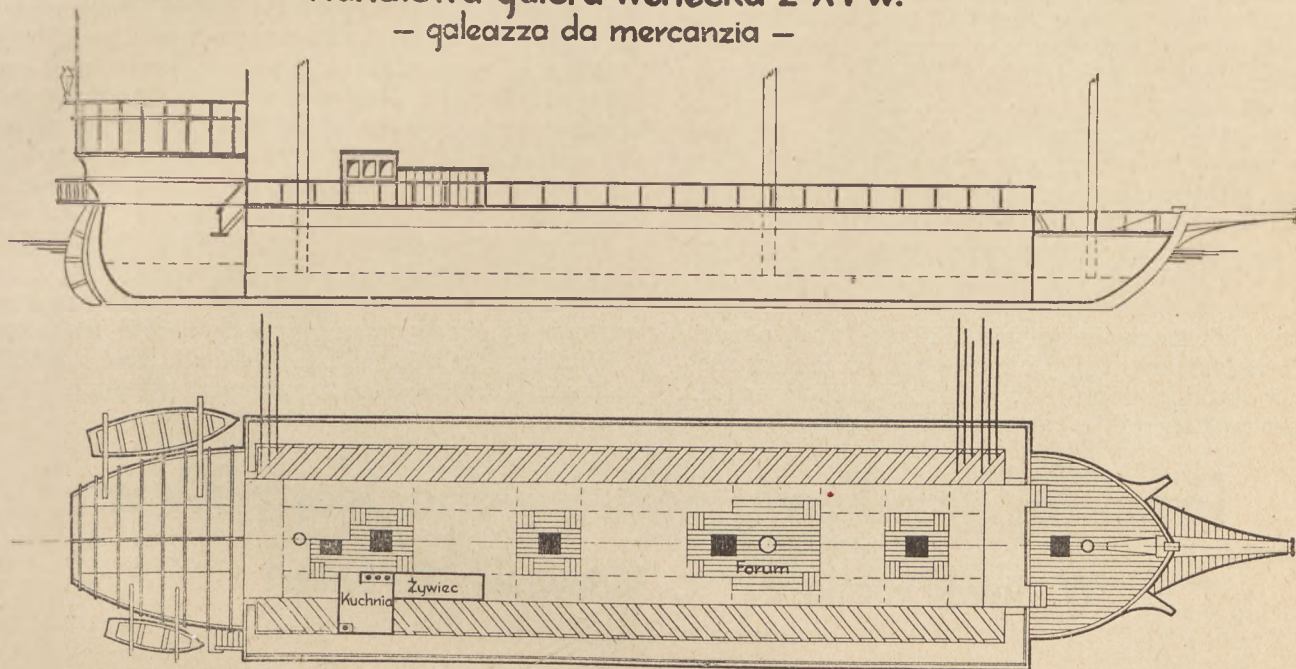
Józef Kunert  
(Gdynia)

## Galery handlowe Wenecji

Historię żeglugi dzieli się często, *grosso modo*, na historię żeglugi wiosłowej, żaglowej i z napędem mechanicznym. Jeżeli jednak chodzi o morską żeglugę handlową, to posługiwała się ona od najdawniejszych czasów głównie żaglem — wiosła stanowiły w niej jedynie napęd pomocniczy.

ga odbywała się zasadniczo przy pomocy wiatru i żagli. Żaden ówczesny dowódca okrętu wojennego nie mógł zresztą ryzykować wyczerpania sił swoich wiosłarzy — przed bitwą. Dawne wiosłowce wojenne trzymały się z reguły brzegów i jeździły z wiatrem. Nieprzyjaciel zawsze nadciągał i

Handlowa galera wenecka z XV w.  
— galeazza da mercanzia —



Jest zresztą rzeczą zupełnie zrozumiałą, że żegluga handlowa, uprawiana dla obsługi wymiany towarowej pomiędzy odległymi krajami, nie mogła posługiwać się napędem wiosłowym. Wiosła wymagają bowiem licznej załogi, a liczna załoga kosztuje drogą, zabiera dużo miejsca oraz powoduje konieczność zaopatrzenia statku w dużą ilość provisions — kosztem miejsca, które mogłoby być wykorzystane dla ładunku. Toteż wiosła na statkach handlowych stanowiły już w starożytności jedynie napęd pomocniczy. Statki handlowe Fenicjan były żaglowcami, podobnie statki handlowe greckie, punickie i rzymskie.

Każdy żeglarz wie, że wiosłować na morzu pod silny wiatr można tylko przez kilka godzin, i to z bardzo słabym skutkiem. Jeźdzenie na morzu przy pomocy wiosel, na dalsze odległości, jest sprawą beznadziejną. Statki handlowe były już w starożytności tak duże, że odbywanie jakichkolwiek dalszych podróży przy pomocy wiosel jedynie, było rzeczą niemożliwą. Zresztą również okręty wojenne, greckie, punickie i rzymskie galery, słynne triremy, quadriremy itd., używały wiosel tylko dla manewrów, w nagłej potrzebie oraz w czasie bitwy — natomiast na dalsze odległości żeglu-

uciekał (o ile mógł) z wiatrem. Dopiero w czasie bitwy i manewrów, których wymagała taktyka morska, wydobywano z wiosłarzy całą możliwą siłę. Wikingowie również nie odbywali swoich dalekich podróży (do Islandii, Grenlandii i aż do Ameryki Północnej, na wybrzeża Labradoru) przy pomocy wiosel. Statki ich, chociaż bez pokładu, były bardzo dobrymi żaglowcami.

Słynne handlowe galery weneckie, które uchodzą za najlepsze i największe statki wiosłowe, jakże zna historia żeglugi handlowej, nie stanowiły wyjątku od tej zasady, o której mówimy — predominacji żagla w morskiej żegludze handlowej od najdawniejszych czasów.

Galer zaczęto używać w Wenecji dla celów żeglugi handlowej dość późno, gdyż dopiero z końcem XIII wieku. Galera handlowa powstała z galery wojennej, czyli t.zw. galery subtelnej (włoskie „galea sottile“, francuskie „galère subtile“), wąskiej, długiej, lekkiej i szybkiej. Galera taka nie nadawała się do żeglugi handlowej — chyba do przewozu bardzo cennych towarów w wyjątkowych okolicznościach. Toteż flota handlowa Wenecji składała się przez długi czas tylko z żaglowców różnego typu, których konwoje, idące do

poszczególnych krajów Lewantu i Morza Śródziemnego, eskortowały galery wojenne.

Pierwsze galery handlowe wybudował dopiero w r. 1294 konstruktor wenecki, Demetrio Nadal. Różniły się one początkowo mało od galer wojennych, były jedynie trochę szersze i głębsze. Duże galery handlowe, tzw. „galeazza da mercanzia“, zaczęto budować około połowy XV wieku i one to stanowiły owe wspaniałe galery handlowe weneckie, o których tak często czytamy w historii. Ale Wenecja nigdy nie miała ich dużo — w wieku XV, a więc w okresie największego rozwoju transportów towarowych na galerach, nie było ich nigdy więcej niż około 25 sztuk. Olbrzymią większość floty handlowej weneckiej, tak pod względem ilości statków, jak i tonażu, stanowiły zawsze statki żaglowe, wśród których było kilkaset dużych naw (naves, nefes).

Pomimo skromnej ilości, duże galery handlowe odgrywały ważną rolę w handlu morskim Wenecji, gdyż spełniały rolę niejako obecnych liniowców — kursowały regularnie (jak na owe czasy) na najważniejszych szlakach morskich, łączących Wenecję ze Wschodem i Zachodem, i były przeznaczone do przewozu ładunków wysokowartościowych, jak korzenie, jedwab, sukno, futra, okrycia i ubrania, wełny itp. Rolę obecnych trampów spełniały statki żaglowe (naves, coques, carraques itd.), które woziły takie towary, jak zboża, sól, skóry

go przeznaczonych. Inne statki mogły zabierać pielgrzymów do Ziemi Świętej tylko wówczas, gdy galery już odeszły, lub gdy nie było na nich miejsca.

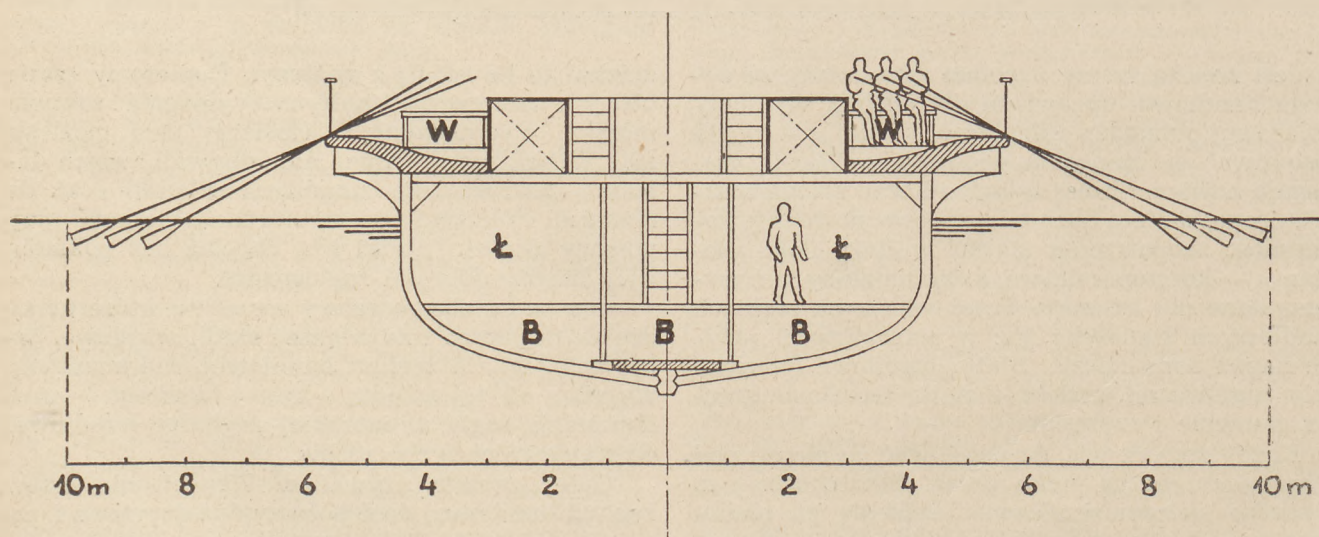
Szlaki żeglugowe, które obsługiwały galery handlowe, wyruszając na nie co roku (czasami dwa razy w roku na krótsze szlaki) w zespołach składających się z kilku galer (czasami również z kilku naw), prowadziły do Syrii, do Egiptu (Aleksandria), na wybrzeża Afryki Północnej (tzw. szlak „al traffego“), do Konstantynopola i na Morze Czarne, do Italii, Prowancji i Katalonii, do Marokka i Andaluzji oraz do Flandrii i Anglii.

Budowa galer handlowych stała się monopolem państwa w połowie XIV wieku. Zabroniono ich budowy osobom prywatnym i omawiane galery budowano wyłącznie w arsenałach weneckim, na rachunek Senatu. Następnie, w drodze przetargu, wydzierzawiano je na jedną podróż patrycjuszom weneckim, którzy mogli wykazać się odpowiednimi kwalifikacjami do kierowania przedsięwzięciem morskim.

Państwo regulowało drobiazgowo również żeglugę galer, ustalając daty ich wyjazdów, czas przebywania w poszczególnych portach, miejsca, gdzie powinny były zawinąć, wysokość frachtów z Wenecji i do Wenecji, ilość załogi, ilość i jakość uzbrojenia, głębokość zanurzenia (wysokie kary groziły za przeładowanie statku) itd.

## Przekrój handlowej galery weneckiej z XV w.

W - ławki wiosłarzy    Ł - ładownia    B - balast

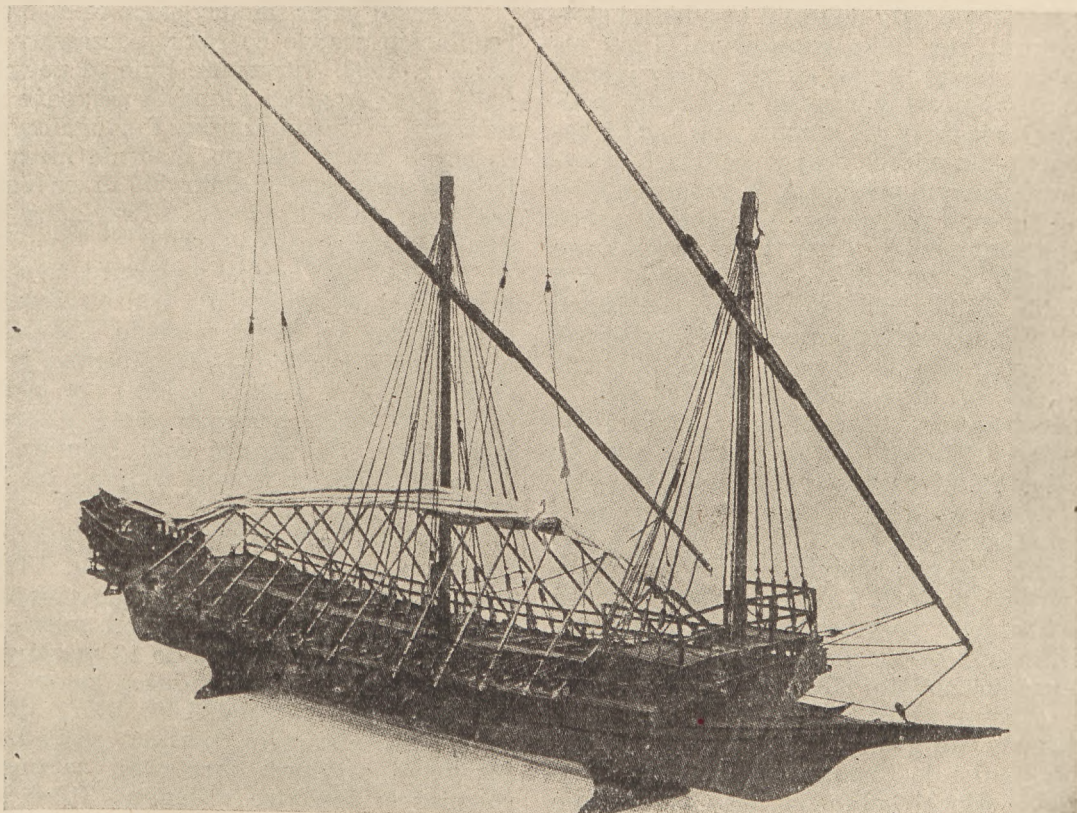


surowe, bawełnę, tańsze wina, oliwę, owoce suszone itd. Nawy były zresztą przeważnie znacznie pojemniejsze od „galeazza da mercanzia“, gdyż miały do 800 — 1000 ton. Statkom żaglowym nie wolno było zabierać towarów wartościowych tak długo, jak długo ładunek galer nie był pełny. Tak samo przewóz pielgrzymów stał się prędko monopolem dużych galer handlowych, specjalnie do te-

Patrycjusz, który utrzymał się przy przetargu, dostawał galerę z arsenału, gotową do żeglugi, ale bez załogi, prowiantu itd. Następował okres angażowania załogi, ładowania galery i przyjmowania pasażerów, co trwało często kilka tygodni. Dowódcą galery i całego przedsięwzięcia morskiego był więc jej dzierżawca, zwany „patronem“ (patron). Dobierał on sobie zazwyczaj kilku pomocników.

Kierownictwo nautyczne galery należało do t.zw. „comite“, który miał swego zastępcę (niejako pierwszego oficera), zwanego „sopracomite“\*), a ten z kolei również swego zastępcę. Oprócz tego był na galerze tzw. patron zaprzysiężony (patron juré), do którego należała konserwacja statku. Dal-

„telaro“, czyli oparcia dla wiosła) i około 2,80 m zanurzenia pod linią wodną. Były to więc duże statki, jak na owe czasy, znacznie większe od galer wojennych, których długość wynosiła tylko około 40 m. i szerokość 5 m. Galery handlowe zaopatrzone były w trzy wysokie maszty (wojenne



Galera wojenna z XVII wieku.

szą załogę (przyjmowaną przez patrona) stanowili: pisarz, do którego należało prowadzenie wszelkich rachunków, manifestu okrętowego, listy załogi, księgi zawartych umów (frachtowych i o przejazd) itd.; pilot i podlegli mu sternicy (w liczbie ośmiu); dowódca artylerii i obsady wojskowej oraz około trzydziestu kuszników; cieśla okrętowy i jego pomocnicy; intendent zawiadujący szpitalnią oraz podlegli mu kucharze i ich pomocnicy; felczer-cyrulik; kapelan; kilku trębaczy i flecistów, 4 do 8 młodych patrycjuszów z ubogich rodzin, którzy odbywali praktykę, uczyli się zawodu i powiększali obsadę obronną galery (płatni byli przez patrona); calfat lub califat, pod którego pieczęcią był sprzęt nautyczny, żagle, liny itp.; 12 marynarzy i 20 do 30 ich pomocników oraz około 170 wiosłarzy. Razem załoga dużej galery wynosić powinna była do 300 osób, ale w praktyce było zazwyczaj mniej, gdyż patronowie oszczędzali na załodze — będącej na ich żołądki i utrzymaniu.

Duża galera handlowa miała około 53 m długości, około 8,70 m szerokości (tylko kadłuba, bez

posiadały tylko jeden maszt, najwyżej dwa) z żaglami łacińskimi, pozwalającymi jeździć pod kątem pod wiatr (lawirować, krzyżować) i dobrze wykorzystywać wiatry boczne. Toteż żegluga odbywała się przy pomocy żagli — wiosła służyły wyłącznie do manewrów, do wjazdu i wyjazdu z portów, do przejechania krótkiej przestrzeni (np. objechania jakiegoś cypla lub przylądka) oraz jako asekuracja na wypadek napadu piratów lub korsarzy. Jeździć przy pomocy wiosła przeciwko najjeźszemu nawet wiatrowi lub prądowi, nigdy nie próbowano. Ze współczesnych opisów podróży wiemy, że po godzinie wiosłowania w czasie złej pogody, wiosłarze byli zupełnie wyczerpani. Nic dziwnego, wiosła były bowiem ciężkie i długie na 8, 7 i 6 metrów. Zresztą wiele galer nie miało często swoich wiosła w komplecie, lub nie miało ich wcale. Jeden z pielgrzymów, który jeździł na takiej galerze handlowej do Ziemi Świętej, pisze np., że długo czekano na wiatr przy Lido, gdyż „galea non erat munita remis“ (galera nie była wyposażona w wiosła). Zasadniczo jednak Signoria zabraniała tego, gdyż chodziło o bezpieczeństwo galer w razie napadu nieprzyjaciół lub piratów, od których roiło się wówczas na Morzu Śródziemnym. Galera han-

\*) „Sopracomite“ nazywał się również dowódca galery wojennej, czyli jej kapitan.

dłowa miała z każdej strony 30 ławek dla wiosłarzy, ustawionych ukośnie do linii stępki (patrz rysunek), przy czym na każdą ławkę przypadało trzech wiosłarzy i trzy wiosła różnej długości (8, 7 i 6 m.). Razem wypada 180 wiosłarzy i wiosłarzy, ale dwie do trzech ławek odpadało, gdyż znajdowała się na nich kuchnia pokładowa (patrz rysunek).

Galery handlowe były dobrymi i szybkimi statkami żaglowymi, nie tylko wiosłowymi. Przy niskiej budowie i małej wolnej burcie, miały jednak duży zapas pływalności w wąskich skrzyniach podłużnych, które ciągnęły się wzdłuż obu burt i zawierały oparcia dla wiosłarzy, oraz w kesonach drewnianych na właściwym pokładzie. W kesonach tych przewożono ładunek pokładowy — niektóre z nich można było zdejmować. Toteż było stosunkowo mało wypadków w żegludze, o wiele więcej strat ponoszono na skutek działań nieprzyjacielskich oraz napadów korsarzy. Pojemność podpokładowa dużej galery wynosiła dla towaru około 600 „miliarum“ po 480 kg, czyli razem około 288 ton.

Najdalsze podróże odbywały tzw. galery flandryjskie (galee di Fiandra), czyli idące co roku do Flandrii i Anglii. Wyruszały początkowo na wiosnę (w połowie kwietnia), później w lecie (czerwiec, lipiec). Podróż odbywała się via Sycylia, Baleary, Alicante, Malaga, Kadyks i Lizbona, z przystankami w tych portach. Często jechano również wzdłuż zachodniego wybrzeża Italii oraz wzdłuż Francji i Hiszpanii. Dopiero od przylądka Finisterre (w północno-zachodniej Hiszpanii) galery żeglowały bez zatrzymywania się aż do La Manche, gdzie rozdzielały się galery przeznaczone do Anglii (do Londynu) i do Flandrii. Te ostatnie, wiążące zazwyczaj więcej ładunków, szły przeważnie do Brugii (do portu Sluys) lub do Antwerpii. Podróż w jedną stronę trwała około 3 miesięcy.

Galery, które wyszły z Wenecji na wiosnę, pozostawały w Anglii i we Flandrii przez 2 — 3 miesiące i wracały następnie razem — powrotne rendez-vous było koło Sandwich lub w Southampton. Galery, które wyszły w lecie, wracały dopiero na drugi rok, gdyż unikano żeglugi w okresie zimo-

wym. Cała więc wyprawa trwała od 8 do 10 miesięcy. Ładunek powrotny stanowiły towary, przeznaczone do Wenecji oraz portów portugalskich, hiszpańskich i włoskich, które odwiedzano po drodze. Główny ładunek stanowiło sukno oraz wełna angielska. Do Flandrii i Anglii wożono głównie korzenie i jedwab.

Konwój galer flandryjskich (4 do 5 sztuk) szedł regularnie prawie co roku, począwszy od r. 1317 aż do r. 1508. Następnie linię tę powoli zarzucono<sup>\*)</sup>, gdyż Anglia i Flandria zasypane zostały korzeniami wschodnimi przez Portugalczyków, sprzedających towar ten po znacznie niższej cenie — było to następstwem odkrycia przez Vasco da Gama drogi do Indii, dookoła Przylądka Dobrej Nadziei (w latach 1497 — 1503).

Podróże do Flandrii wykazały, że weneckie galery handlowe stanowiły, pod względem nautycznym, doskonałe statki morskie. Katastrofy i zatonięcia były rzadkie — zanotowano je w r. 1437 (1 galera), w r. 1467 (1 galera) i w pechowym roku 1495, kiedy stracono dwie galery a trzecia zmuszona była zrzucić cały ładunek pokładowy do morza. Jak na prawie dwieście lat żeglugi, nie jest to jednak dużo.

W wieku XVI galery stały się już przeżytkiem, jeżeli chodzi o żeglugę handlową. Ulepszono bowiem statki żaglowe, które żeglowały szybko i były przez to ekonomiczniejsze od galer — karawele rozwijać mogły szybkość do 12 węzłów. Poza tym galery wymagały zbyt dużej załogi i wrażliwe były na ogień artyleryjski, który dziesiątkował załogę na odkrytym, płaskim pokładzie. Wraz z rozwojem artylerii okrętowej, zarzucono galery również w żegludze wojennej. Toteż przy końcu XVI wieku czynne były w Wenecji tylko dwie galery, i to w żegludze przybrzeżnej na Adriatyku. W wieku XVII można było jeszcze zobaczyć w Wenecji galery handlowe tylko jako zmurszałe zabytki w arsenale.

<sup>\*)</sup> Ostatnie galery flandryjskie widziano w Anglii podobno w r. 1532.

Inż. Józef Karwowski  
(Gdańsk)

## Organizacja robót czerpalnych

Ogólnie utarło się przekonanie, że wykonywanie robót pogłębiarskich należy do najłatwiejszych i najprostszych. Przecież jest to wykonywanie wykopów, z tą tylko różnicą od zwykłych, że pod wodą, więc przez to trochę trudniejsze. Otóż, kto się zetknie z tymi pracami bliżej, przekona się, że sprawa wykonywania robót czerpalnych nie jest bardzo prosta. Do właściwego zorganizowania robót czerpalnych można przystąpić na podstawie projektu szczegółowego, popartego wynikami wierceń geologicznych. Nie do każdego rodzaju gruntu

każda pogłębiarka się nadaje. Do gruntów twardej, kamienistych i mulastych będzie się nadawać bardziej pogłębiarka kubłowa; do gruntów piaszczystych — ssąca. W wypadku możliwości bezpośredniego refulowania, bardzo ekonomiczną może się okazać draga ssąca ze spulchniaczem. W miejscach ciasnych, gdzie nie można wprowadzić szalanda, jedynym wyjściem będzie stosowanie pogłębiarek nasiębiernych. Ponadto ważną jest dla kierownika robót znajomość gruntu ze względu na bezpieczeństwo budowli hydrotechnicznych, a mia-

nowicie dla stwierdzenia, czy w podłożu nie znajdują się soczewki gruntu luźnego, których naruszenie może spowodować zachwianie równowagi istniejących budowli hydrotechnicznych.

Ze względu na samą organizację robót, konieczną jest znajomość miejsc i sposobu odkładu, a więc czy urobek ma być ostatecznie wyrefulowany na brzeg, czy też ma być wywieziony w morze ewent. na inne wody. W tych ostatecznych wypadkach konieczną jest znajomość głębokości miejsca odkładu, co wskaże na możliwość kłapowania szalandy, czy też konieczność refulowania.

Nie mniej ważną jest odległość odkładu od miejsca wykopu, ponieważ od tej odległości zależy ilość koniecznego sprzętu do transportu mas. Przy robotach refulacyjnych i przy dużych odległościach może się okazać koniecznym stosowanie pomp II-go stopnia. Przy wywożeniu urobku szalandami, odległość wywozu ma szczególnie ważne znaczenie, gdyż od niej zależy ilość potrzebnych szaland i holowników. Na jedną pogłębiarkę wystarcza 1 holownik i 2 — 3 szalandy przy odległości odkładu do 2 mil morskich. Natomiast przy większych odległościach może się okazać koniecznym użycie dla jednej pogłębiarki kilkunastu szaland i kilku holowników.

Z powyższego wynika, że do należytego zorganizowania robót czerpalnych kierownik robót powinien posiadać projekt szczegółowy, zawierający:

- a) plan sytuacyjny, z uwidocznieniem miejsca wykopów i odkładu z wskreślonymi izobatami,
- b) przekroje poprzeczne, wykazujące głębokości czerpania i grubości warstw przeznaczonych do usunięcia,
- c) przekroje geologiczne w miejscach pogłębiania,
- d) własności fizyczne gruntu czerpanego, jak ką

tarcia wewnętrzznego, zawartość wody, ciężar właściwy itp.,

- e) przekroje budowli hydrotechnicznych w pobliżu miejsc pogłębianych i układ warstw geologicznych w ich bezpośredniej bliskości,
- f) obliczenia statyczne budowli hydrotechnicznych, wykazujące dopuszczalną głębokość obniżenia dna,
- g) obliczenia ilości robót projektowanych,
- h) ponadto, przy robotach refulacyjnych, ewentualnie plan sytuacyjny wraz z wskreślonymi warstwicami terenu lądowego,
- i) projekty przekroczenia rurociągami dróg kołowych i kolejowych, ewent. rzek.

Mając powyższe dane, wykonawca wybierze pogłębiarkę przystosowaną do warunków projektu, przewidzi ilość potrzebnego sprzętu pomocniczego, jak szalandy i holowniki, ewent. ilość rurociągu pływającego i lądowego — bunkierki, tankowce, motorówki itp. Następnie może przystąpić do wytyczenia wykopów i ustawienia łaty wodowskazowej, nawiązanej do normalnego zwierciadła wody. Ponadto musi przewidzieć sposób zaopatrzenia jednostek w materiały pędne, wodę do kotłów i do picia oraz żywność. Jednocześnie należy rozwiązać sprawę bazy remontowej, magazynów, biura transportu lądowego i pomieszczeń dla pracowników.

Wszystkie powyższe czynności winny być ujęte w harmonogramie wykonawczym, którego wykonanie należy do obowiązków kierownika robót.

Przy robotach refulacyjnych dochodzi jeszcze kwestia budowy estakad, dalb i przystani dla jednostek refulacyjnych.

Z powyższego, krótkiego opisu widać, że roboty czerpalne w portach i na farwaterach różnią się w dużym stopniu od zwykłych wykopów lądowych, wykonywanych przeważnie ręcznie.

Inż. Piotr Szawernowski  
(Gdańsk)

## Zakład badawczy gruntów i urządzeń pogłębiarskich

Wykonawstwo robót czerpalnych napotyka częstokroć na problemy natury naukowej, które mogą być rozwiązane li tylko przez odpowiednio zorganizowany i należycie wyposażony zakład badawczy.

Do niedawna problemów tych nie usiłowano rozwiązywać. Wykonawcy robót nie dbali o postęp naukowy w swojej dziedzinie chodziło im bowiem o największy obrót handlowy względnie jaknajwiększą wydajność posiadanego sprzętu.

Stocznie budujące tabor czerpalny, strzegły zazdrośnie swoich doświadczeń, publikując tylko szczegółowy techniczne zastrzeżone patentami lub natury ogólnej, raczej dla własnej reklamy niż dla postępu techniki.

Niektóre stocznie posiadały załączki zakładów badawczych, ale traktowały je czysto handlowo, czyli robiono doświadczenia wyłącznie w określo-

nych wypadkach, kiedy innego rozwiązania nie zdołano znaleźć.

Jeżeli chodzi o analizę gruntów dla potrzeb czerpalnych, to zazwyczaj stocznie budujące statki czerpalne, zwracały się do zakładów badań gruntów przy instytucjach naukowych. Te zakłady mało interesowały się odmiennością potrzeb pogłębiarstwa, dając odpowiedzi stereotypowe, takie jak dla wytrzymałości gruntów pod budowę.

Zaledwie od kilku lat można zauważyć w literaturze technicznej bardzo skąpe jeszcze i rzadkie publikacje dotyczące analizy gruntów pod kątem widzenia wykonawstwa robót czerpalnych.

Dowodem bardziej naukowego podejścia stoczni budujących tabor czerpalny jest ufundowanie pierwszego zakładu badawczego dla badania nad

gruntami oraz nad sprzętem i urządzeniami czerpalnymi.

Chodzi mianowicie o Mineraal Technologisch Instituut w Delft (Holandia), ufundowany przez koncern Stoczni „I H C Holland“. Zakład jest prowadzony przez inżyniera De Gaag. Zakład ten ma za zadanie rozwiązywanie problemów technicznych przez członków koncernu na drodze doświadczeń na modelach, a nawet i w skali 1:1.

Zakład mieści się w parterowym budynku, składa się z kilku pokoi administracyjnych, kreślarni, biblioteki, laboratorium, dużej hali do prób modelowych oraz pomieszczenia warsztatowego i maszyn pomocniczych. Zakład znajduje się w stadium rozbudowy.

W chwili obecnej zakład wykonuje następujące prace:

1. Badanie pomp piaskowych na modelach w skali 1:4 — 1:5 w hali zakładowej. Sprawdzanie wyników na pompach w skali 1:1 w naturze, t. j. na jednostkach.
- 2) Badanie kawitacji kadłubów pomp i wirników, jak również ścieralności materiału pompy przez mieszaninę wody z piaskiem.
3. Badanie różnych rodzajów głowic ssących dla pogłębiarek.
4. Badanie efektu t. zw. monitorów do hydraulicznej eksploatacji gruntów.
5. Badanie oporów w rurociągach refulacyjnych. Badanie oporów w kształtkach i zasuwach.
6. Badanie osadzania się materiałów w ładowniach pogłębiarek nasiębiernych i szaland.
7. Badanie gruntów pod względem:
  - a) oporu na skrawanie,
  - b) oporu na rozmywanie,
  - c) określania ciężaru objętościowego,
  - d) składu granulometrycznego,
  - e) wilgotności,
  - f) zawartości części organicznych,
  - g) czasu osiadania,
  - h) minimalnej szybkości prądu przy którym materiał lub frakcje osiadają.
8. Badania specjalne dla eksploatacji złoża mineralnych.
9. Różne próby i badania na jednostkach czerpalnych.

Część tych zagadnień nie została jeszcze w ogóle rozpracowana. Postawiono je jako pewne zadanie, które czeka na wynalezienie sposobu przeprowadzenia badań, na zbudowanie odpowiednich przyrządów badawczych lub na pomysł, jak do danego zagadnienia należałoby podejść.

Z zagadnień, które znalazły zupełnie konkretne rozwiązanie, należy podać:

zagadnienie prób modelowych pomp z określeniem ich pełnej charakterystyki technicznej, zagadnienie kawitacji i ścieralności w pompach piaskowych.

Mniej rozpracowane jest zagadnienie przystosowania kształtu głowic ssących dla różnych rodzajów gruntów.

Próby badań nad osadzaniem materiałów w ładowniach są dopiero w stadium początkowym.

Badanie oporów w rurociągach refulacyjnych było przeprowadzane dorywczo na budowach. Obecnie ma być rozpoczęta praca systematyczna nad badaniem oporów i strącaniem materiału na polach refulacyjnych. Badania zostaną przeprowadzone na placu przyległym do zakładu, na odpowiednich urządzeniach w skali 1:1.

Badania urządzeń bagrowniczych na jednostkach są również przeprowadzane, ale ze względu na szczupłość personelu zakładu i dużą ilość prac w toku, wymagają dłuższego oczekiwania na kolejność wykonania.

Najlepiej rozpracowanym zagadnieniem jest bezsprzecznie zagadnienie pomp piaskowych. Rozwój techniki dopuszcza obecnie duże szybkości obrotowe, czy przez zastosowanie maszyn parowych szybkoobrotowych, czy przez napęd motorowy wzgl. elektryczny. W związku z tym wykryto szereg zjawisk, które należało zbadać. Jednym z nich jest wpływ długości rurociągu refulacyjnego na prace samej pompy.

Obecnie posiadane przez zakład urządzenia pozwalają na dokonywanie następujących doświadczeń modelowych:

- a) określenie charakterystyk technicznych pomp dla wody,
- b) określenie charakterystyk technicznych pomp dla mieszanki wody z piaskiem,
- c) określenie wydajności pomp,
- d) określenie wysokości manometrycznej tłoczenia pompy,
- e) określenie granic i efektów kawitacji,
- f) określenie ścieralności różnych części pomp,
- g) opory w złączach i kształtkach,
- h) określenie współczynników skali dla modeli,
- i) opory w rurociągach dla różnych materiałów, średnic, pochylenia itp.

#### *Opis instalacji*

**Pompy:** są napędzane motorem elektrycznym. Model pompy zasysa mieszaninę wody z piaskiem o określonym stosunku, ze zbiornika. Po przejściu przez pompę mieszanina jest tłoczona do wirówki oddzielającej wodę od piasku. Woda powraca do zbiornika, natomiast piasek osadza się w zasobniku, skąd jest doprowadzony do zbiornika z wodą, przechodząc przez przepustnicę, regulującą ilość piasku, a zatem jakoś mieszaniny. Dla uniknięcia korozji, wszystkie zbiorniki, wirówki, przewody, zasobnik i przepustnica są zbudowane ze stali o zawartości miedzi i molibdenu. Wszystkie modele pomp są napędzane tym samym motorem, tym samym wałem i tym samym łożyskiem oporowym z dławnicą. Częścią wymienną jest wyłącznik model badanej pompy.

Sprzężenie pompy z motorem jest prostej konstrukcji pozwalającej na szybkie połączenie. Ma się rozumieć że każda część pompy jest zbudowana w skali w stosunku do oryginału w naturze.



Motor napędzający pompę jest typu Ward Leonard. Motor ten zasilany jest osobną prądnicą.

Zasadniczym momentem jest bardzo dokładna regulacja ilości obrotów motoru. Ilość ta, raz uregulowana, musi być stale utrzymywana nawet przy zmiennym obciążeniu.

Specjalny system automatycznej regulacji obrotów jest umieszczony obok motoru i zapewnia dokładną regulację obrotów. Dodać należy, że frontowa ścianka pompy jest zaopatrzona w szybę z grubego szkła. W ten sposób umożliwiona jest obserwacja przebiegu prób. Specjalne oświetlenie migawkowe, zsynchronizowane z obrotami wirnika, pozwala na zaobserwowanie granic powstawania kawitacji i jej przebiegu.

#### Pomiary:

System aparatów pomiarowych zapewnia dokładne mierzenie wysokości tłoczenia za pomocą manometrów rtęciowych. Doprowadzenie do manometrów jest umieszczone na wylocie pompy, za pośrednictwem specjalnego kanału, obejmującego rurę wylotową, połączoną z kanałem 4-ma otworami w ścianach na obwodzie rury wylotowej.

Ponadto ciśnienie jest mierzone w kilku miejscach ślimaka pompy.

Specjalną uwagę poświęca się zjawisku kawitacji.

Łożysko oporowe wału pompy jest wspólne dla motoru. Konstrukcja tego łożyska jest taka, że umożliwione jest zmierzenie nacisku poosiowego. Niezależnie od tego, można zmierzyć moment obrotowy motoru i to za pomocą dokładnej wagi. Ilość obrotów motoru jest bez przerwy mierzona za pośrednictwem specjalnego przyrządu elektrycznego. Moc motoru może być w każdej chwili obliczona na podstawie ilości obrotów i wartości momentu obrotowego.

Tarcie wału i łożyska powoduje dość duże straty energii, należy więc wprowadzić poprawki do mocy obliczonej.

Poprawki te określa się praktycznie dla różnych szybkości obrotowych i nacisków na łożysko oporowe oraz dla różnych temperatur oliwy.

Wydajność pompy jest mierzona za pomocą kalibrowanego przelewku. Specjalna igła z noniusem wskazuje zmiany poziomów wody na przelewku. Wykres charakterystyczny dla danego przelewku określa wydajność pompy.

Ilość piasku zawartego w mieszaninie mierzy się specjalnym zbiornikiem, który włącza się do obiegu piasku po ustaleniu reżymu pompy. Mając ilość piasku porwanego z wodą w określonym czasie, można zmierzyć wydajność pompy.

Od kilku miesięcy próbowane są przyrządy dla określania czasu strącania materiału zawieszzonego w mieszance dla różnych kształtów i pojemności ładowni, jednakże wyrobionej i pewnej metody jeszcze nie wypracowano.

Należy przypuszczać, że w zakresie badań gruntów i różnych typów części urządzeń pogłębiarskich, w niedługim czasie zostaną stwierdzone nieokreślone dotychczas zjawiska, sposoby mierzenia, powstaną nowe jednostki miary, które wpłyną na postęp techniki i naukowe uzasadnienie, a tym samym matematyczne ujęcie, zjawisk do dziś mało badanych, a przez większość zainteresowanych zaniebanych.

Jeśli chodzi o przeprowadzenie pewnych badań, to w chwili obecnej zapoczątkowano małą pracownię badania gruntów w Oddziale Gdańskim Przedsiębiorstwa Robót Czerpalnych i Podwodnych.

Skromny zasób posiadanych aparatów pozwala na:

- określenie ciężaru objętościowego gruntu,
- określenie wilgotności gruntów,
- określenie porowatości gruntów,
- określenie czasu osiadania zawiesiny.

Projektowane są do przeprowadzenia w roku 1950 badania nad nowymi sposobami sztucznego strącania zawiesin w ładowniach; w tym celu są w wykonaniu niektóre proste i niekosztowne przyrządy.

To skromne laboratorium ma za zadanie zaspokoić najkonieczniejsze potrzeby techniczne przedsiębiorstwa, jak również zachęcić do prac badawczych w nieznanym dotychczas dziedzynie młode i dobrze zapowiadające się siły techniczne.

W następnym numerze

## „TECHNIKI MORZA i WYBRZEŻA”

ukazą się m. i. następujące artykuły:

inż. W. Urbanowicza — O estetyce historycznych form okrętu,  
prof. dr Z. Pazdro — Brzeg i jego pochodne.

Prof. inż. STANISŁAW PUZYNA  
(Gdańsk)

## Rzut oka na zagadnienia budowlane związane z magazynami portowymi

(Artykuł dyskusyjny).

### 1. Uwagi ogólne.

Magazyny portowe, są to budynki, nie różniące się, pozornie, niczym szczególnym, prócz może rozmiarów, od składów i magazynów lądowych.

Pozornie, gdyż szczególne warunki stawiane przez eksploatację portową, oraz surowsze warunki atmosferyczne związane z bezpośrednią bliskością morza, stawiają cały szereg wymagań sprawiających, że magazyny portowe w wielu szczegółach różnią się od lądowych.

Przedmiotem artykułu będzie omówienie tych różnic, przy równoczesnym wskazaniu na niektóre zagadnienia, dotychczas jeszcze nie rozwiązane, lub zdaniem moim, rozstrzygane nie zawsze właściwie.

Już w samych założeniach istnieje kwestia wymagająca ustalenia, a jest nią wielkość magazynu. Na ogół możnaby tę sprawę ująć w sposób następujący: wielkość magazynu jest funkcją głębokości wody w basenie, przy którym stoi. Chodzi bowiem o to, że głębokość wody w basenie oraz jej skład chemiczny stanowią czynniki, od których zależy zanurzenie jednostek pływających, mogących przybijać do rozpatrywanego nabrzeża. Im mniejsza głębokość, tym zakres jednostek pływających mogących korzystać z nabrzeża, a więc i z magazynu, jest mniejszy. Ponieważ z drugiej strony wymiary statków zależą przede wszystkim od ich zanurzenia, konieczne jest wpięrowanie ustalić tę zależność dla rozpatrywanej głębokości, wówczas najważniejsze dane, czyli długość statku i jego pojemność dadzą się łatwo określić.

Nie byłoby wówczas niczym uzasadnione budowanie magazynów na wyrost, większych niż tego wymagają warunki eksploatacyjne nabrzeża. Jednakże należy brać pod uwagę nie tylko średnie jednostki, ale również i największe, jakie by mogły stanąć przy projektowanym nabrzeżu.

Do tego potrzebne są odpowiednie materiały statystyczne, obejmujące tak wszelkie handlowe jednostki pływające, jak i statki własnego kraju i jednostki najczęściej zachodzące do portu, dla którego przeznaczone są projekty magazynów. Dane powyższe powinny obejmować długość, największą szerokość i zanurzenie, jako wielkość najbardziej charakterystyczne.

Mając te dane dopiero można przystępować do projektowania.

### 2. Konstrukcja magazynu.

Jednym z ważnych czynników, które należy mieć na uwadze przy projektowaniu magazynów portowych, jest ich ukształtowanie.

Na ogół magazyny można podzielić na dwie główne grupy: szopy i śpichlerze. Szopy bywają przeważnie parterowe, śpichlerze natomiast piętrowe, o dwóch lub większej ilości kondygnacji. Szopy obecnie nazwano hangarami, a śpichlerze magazynami. Pomijam tu budowle o przeznaczeniu specjalnym, przeznaczone do przechowywania towarów jednolitych, płynnych lub sypkich, jak produkty mineralne i zboża.

W hangarach główną część, zajmującą największą powierzchnię, stanowi dach, a z nim konstrukcja dachowa.

Miewamy trzy podstawowe rodzaje konstrukcji: drewniane, stalowe i żelazobetonowe.

Drewniane, są lekkie, sprężyste, lecz nastęrczają wiele trudności, związanych ze zdobywaniem odpowiednio suchego materiału, zdrowego i pozbawionego sęków. Ale, co najważniejsze, są łatwopalne. Dlatego też należałoby drewniane magazyny stawiać tylko dla towarów niepalnych, jak cement, a wymagających ochrony od wpływów atmosferycznych. Prócz tego, drzewo, jako materiał, jest nietrwałe i łatwo ulega niszczeniu działaniu bakterii i grzybów drzewnych. Pomimo pozornie nader niepomysłnych warunków, w jakich magazyny portowe się znajdują, w stałym zetknięciu z wilgocią i opa-

rami wodnymi, niebezpieczeństwo ze strony grzybów i bakterii jest mniejsze niż by się mogło wydawać. Te względy właściwie powinny by wystarczyć, by ich zaprzestano budować, przynajmniej na okres, jaki jest potrzebny, aż cena budulca spadnie w porównaniu do innych materiałów, a jakość się podniesie. Nadejście tej chwili nie zapowiada się przed upływem jakich 20 do 30 lat. Mamy wprawdzie różnego rodzaju sposoby zmniejszające nie tyle palność, ile niebezpieczeństwo zapłonu drzewa, a także pozwalające ochronić je od zagrzybienia, sposoby te jednak zupełnej gwarancji przeciwogniowej nie dają.

Stalowe konstrukcje są lekkie, jednak pokrycie na nich bywa zazwyczaj takie samo, jak na konstrukcjach drewnianych. One są wprawdzie niepalne, ale też nieodporne na działanie ognia.

Pozostają konstrukcje żelazobetonowe. Byłyby pod wieloma względami najodpowiedniejsze, gdyby nie ich znaczny ciężar. Prócz tego wskazówki, płynące ze sfer rządowych w postaci okólników tego ministerstwa, które w odnośnej chwili ma budownictwo w swej pieczy, żądają unikania stosowania zarówno stali, jak drzewa i cementu, ale przede wszystkim stali, a potem drzewa. Z tego wynika, że za najodpowiedniejszy rodzaj konstrukcji należy uznać murowane ściany i lekkie żelazobetonowe dachy, na przykład łupinowe ze ściągami stalowymi.

Drugą odmianą byłyby dachy prawie betonowe, to jest z ilością uzbrojenia doprowadzoną do minimum, oparte na masywnych w tym wypadku ścianach murowanych.

Ponieważ jednak czy to beton, czy żelazobeton wykonywany na miejscu budowy, wymagają znacznej ilości drzewa do rusztowań i deskowań pod płytę dachową, wskazane jest przejście na budowę magazynów z elementów prefabrykowanych, wibrowanych z betonu sprężonego. Ponieważ jednak rozmiar elementów prefabrykowanych ograniczony jest ze względu na ich znaczny ciężar, więc sprawa ta, jako zupełnie jeszcze nieopracowana, przedstawia wdzięczne pole do popisu dla naszych konstruktorów. W związku z tym wysuwa się inne zażądanie, które ostatnio nie było wcale poruszone, a ma poważne znaczenie. Chodzi mi o słupy w środku magazynu.

Najczęściej spotykany układ konstrukcyjny naszych magazynów parterowych przedstawia hangar o trzech nawach. Średnie szerokości naw wahają się koło wymiarów:  $11 + 28 + 11 = 50$  m. Układ ten wymaga oczywiście pewnej ilości podpór wewnętrznych, które są jednak uważane za niepożądane, bo stanowią rzekomo znaczną przeszkodę przy układaniu towarów, nawiasem mówiąc przeszkodę wcale nie tak wielką, jak to zwykli twierdzić magazynierzy.

Dla zapewnienia dobrego oświetlenia z góry, dach środkowej części bywa zwykle podniesiony, aby można było pomiędzy nim a dachami naw bocznych umieścić pionowe świetliki.

Wysokość podłużnych ścian zewnętrznych ze względu na bramy, jak o tym będzie mowa dalej, powinna wynosić od wnętrza budynku 6 m, a wtedy ich zewnętrzna wysokość wypadła 6,5 m.

Jeżeli przyjąć za podstawę przytoczone tu szerokości naw magazynu i spadek dachu 1:10, wzniesienie jego w zetknięciu bocznych naw ze środkową wyniesie:  $6,5 + 1,1 = 7,6$  m. Zakładając wysokość świetlika 1,7 m., należy do niej dodać wzniesienie połowy dachu środkowej części:  $0,1 \times 0,5 \times 28 = 1,4$  m. Łącznie wzniesienie kalenicy dachu nad okapami wyniesie:  $1,1 + 1,7 + 1,4 = 4,2$  m., a nad podłogą magazynu — 10,7 m. Obliczenie to dotyczy wypadku idealnego. W rzeczywistości większość istniejących magazynów jest wyższa — spadki są większe, świetliki wyższe tak, że ich wysokość tylko do wierzchu świetlików bywa około 12 m., a kalenicy odpowiednio większa.

Powstaje pytanie, czy ta wysokość jest konieczna, a przynajmniej czy jest zawsze potrzebna. Oczywiście są towary, które, jak cukier, nie obawiają się znacznego ucisku i mogą być układane wyżej. Ale są znowu inne, które silnego ucisku nie znoszą, jak bawełna, cement itp. Dla tych wszystkich towarów cała ta wysokość magazynów jest zbędna. W praktyce średnia wysokość składowania towarów nie przekracza 5 do 6 m. Ciężkie towary leżą zwykle warstwą, dochodzącą do 1,7 m. czyli wzrostu człowieka.

Znaczne wysokości składowania w magazynach przechodzących są niepożądane. Układanie towarów i ponowne uprzążanie wymaga większego wysiłku, a więc większej ilości sił roboczych i czasu — jednym słowem jest droższe. Następnie, tak wciąganie na wysokie stopy, jak i zdejmowanie, zawsze jest połączone z wypadkami. Dobrze, jeśli te wypadki ograniczą się do uszkodzenia opakowania, gorzej jeżeli uszkodzeniu ulegnie towar, a najgorzej, gdy przy tym zajdzie nieszczęśliwy wypadek z człowiekiem.

W normalnych warunkach wysokość składowania nie powinna przekraczać 3 m. Pocóż zatem większość magazynów jest taką wysoką?

Świetliki odpowiednio zbudowane dają pierwszorzędne oświetlenie — to prawda, ale czy ta masa światła, jaką widać w niektórych magazynach Gdańska i Gdyni, jest rzeczywiście potrzebna?

Nasuwa się refleksja, czyby nie można było rozwiązać tej sprawy tak, by budynki były nieco niższe, a światła przez odpowiednio zaprojektowane świetliki dawały tylko tyle, ile potrzeba dla bezpieczeństwa pracy przy składowaniu i usuwaniu towarów. Przecież ta wielka przestrzeń zawiera masę powietrza, które w razie powstania ognia we wnętrzu magazynu będzie go tylko podsycać.

Otoż, o ile wysokość stosowana dotychczas w bocznych nawach nie nastrocza wątpliwości, o tyle środkową nawę możnaby z korzyścią dla całości obniżyć, dając dach dwuspadowy, pokrywający całość. Dla oświetlenia należy umieszczać świetliki nad dachem podstawowym, świetliki mające pionowe oszkłone boki.

Jeżeli zaś koniecznie zależy na tym, by konstrukcja dachowa środkowej nawy nie była oparta na znacznej ilości słupów, to należy ją umieszczać ponad dachem, samo zaś pokrycie dachowe do niej zawiesić.

W tym wypadku konstrukcja może być tylko albo żelazna, albo żelazna obetonowana, dla zabezpieczenia od rdzewienia, albo wreszcie żelazobetonowa. Byłaby to co do istoty, konstrukcja identyczna z mostową o jeździe dołem.

Pozostawałaby sprawa zmniejszenia w ogóle ilości podpór, nawet tych, które się znajdują pomiędzy nawami. I tu konstrukcję podłużną, na której opierają się dźwigary konstrukcji poprzecznej możnaby również usunąć i umieścić ponad dachem. Wówczas wysokość magazynu w kalenicy przy ścianach 6,5 metrowych wyniosłaby:  $6,5 + 2,5 = 9$  m.

Tego typu konstrukcja dachowa nie jest żadnym dziwołogiem. Hangary na lotnisku Okęcie zaprojektowane w swoim czasie przez ś. p. prof. dr Bryłę, były właśnie wykonane w taki sposób i przetrwały aż do ich zburzenia przez Niemców w 1945 r.

Jednakże nie należy magazynów identyfikować z hangarami lotniczymi. Prowadzi to do zupełnie zbędnej i błędnie skierowanej pogoni za jakimś idealnym rozwiązaniem składu, nie mającego wcale wewnętrznych podpór. Sprawa ta wymaga szczególnie pieczołowitego zbadania, w jakim stopniu wewnętrzne słupy utrudniają manipulację towarami. Mamy w Gdańsku magazyn drewniany o gęsto ustawionych drewnianych słupach, który szczęśliwie ocalał i już od dawna spełnia swoje zadanie. Jakoś słupy w nim nie stanowią tak wielkiej przeszkody. Należałoby tę sprawę oświetlić i sumiennie zbadać, opieranie się bowiem na wymaganach stawianych przez magazynierów mogłoby skierować budowanie magazynów na niewłaściwe tory.

W konstrukcji wewnętrznej nośnej mamy do rozwiązania inną, poważniejszą trudność. Jest nią oparcie dźwigów zewnętrznych. Do obsługi magazynów pierwszej linii służą bądź dźwigi bramowe, od których konstrukcja magazynu jest zwykle niezależna, albo półbra-

mowe czy półportalowe, jak je przeważnie nazywają, żeby nie brzmiały za bardzo po polsku. Dźwigi te chodzą po dwóch torach szyn, z których jeden dolny leży na nabrzeżu lub na specjalnym fundamencie, a drugi górny opiera się na ścianie przyległego magazynu. Dźwigi te mieszczą się wyłącznie od strony basenu portowego.

Praktyka wykazuje, że taki stan rzeczy jest dla magazynu wysoce niepożądany. Ruch dźwigu powoduje w drganie całą ścianę, a od niej drgania te przechodzą na konstrukcję dachową magazynu. Jeżeli konstrukcja jest żelazobetonowa, to drgania wywołują w niej różne dodatkowe napięcia, nie przewidziane przeważnie w obliczeniach statycznych i choć dotychczas nie zauważono katastrofalnych uszkodzeń, jednak spójność pomiędzy elementami budowli zostaje naruszona, tworzą się rysy i szczeliny. Gorszy wpływ te drgania wywierają na pokrycie dachu przy konstrukcjach drewnianych i żelaznych. Dach zaczyna drgać, rozluźna to łączność pomiędzy podkładem z desek i papą, która w miejscach umocowania do podkładu, czyli przy gwoździach, rwie się. A i samym konstrukcjom to również na zdrowie nie wychodzi, szczególnie lekkim konstrukcjom drewnianym. Najbardziej jednak cierpią połączenia ścian z belką poddźwigową, — powstają rysy. Sama belka, obliczona zazwyczaj wyłącznie na obciążenie pionowe, miewa w tym kierunku potężne wymiary. Drgania jednak i uderzenia od dźwigu skierowane są poprzecznie. W tym kierunku belka ma mniejszą sztywność.

To też wskazane jest zupełnie oddzielać belkę poddźwigową od ścian i konstrukcji magazynu.

Trzeba się tu jednak liczyć z poważnymi trudnościami konstrukcyjnymi. Bo nie dość oddzielić belkę poddźwigową od magazynu. Jego fundamenty powinny być również całkowicie uniezależnione od drgań przekazywanych przez grunt ze strony fundamentów konstrukcji dźwigowej.

Ponieważ podłużna ściana zwykle bywa podzielona na powtarzające się pola, przedzielone słupami konstrukcji wewnętrznej magazynu, więc najprostszym rozwiązaniem byłoby umieszczenie słupów poddźwigowej belki w środku każdego pola, co by konstrukcyjne słupy magazynu najlepiej zabezpieczyło od drgań. Przeszkodą dla takiego rozwiązania stanowią bramy, które zazwyczaj właśnie mieszczą się w środku tych pól.

Inne rozwiązanie polegałoby na tym, żeby cała konstrukcja toru poddźwigowego była zupełnie uniezależniona od konstrukcji nośnej magazynu. Tę zaś, a raczej jej słupy, należałoby odsunąć w głąb magazynu, pozostawiając nad torami pokrycie, oparte na wspornikach konstrukcji magazynowej. Magazyn o takim układzie utraciłby dotychczasowy typ trzynawowy, ale w związku z poprzednimi uwagami, które pozwalają zakwestionować teorię o szkodliwości słupów we wnętrzu magazynów, należałoby tę sprawę rozważyć i opracować, n. p. w drodze odpowiednio rozpisano konkursu.

Najważniejszym zagadnieniem do rozwiązania jest całkowite oddzielenie fundamentów pod słupami, na których opiera się szyna dźwigowa, od fundamentów pod słupami ściany budynku, żeby go zabezpieczyć całkowicie od drgań wywołanych ruchami dźwigu.

Ale w razie uzyskania takiego rozwiązania, cała ściana, zamykająca magazyn wzdłuż toru, musiałaby być zawieszona na wspornikach konstrukcji nośnej magazynu i wymagałaby szczególnego rozwiązania konstrukcyjnego.

### 3. Ściany.

Ściany zależą od tego, jaki został obrany rodzaj konstrukcji podstawowej.

Jeżeli ściany stanowią element nośny konstrukcyjny, to bywają przeważnie z cegły pełnej. Możliwość teoretycznie wznosić je z kamienia — ale brak tego materiału na Wybrzeżu odsuwa na plan dalszy wszelkie inne względy, przemawiające za unikaniem stosowania tego materiału. Za najlepszą należy uznać taką cegłę, która jest mało nasiąkliwa, a więc najmniej porowata i najmniej przesiąkliwa. Mur może być licowany. Do tego nadaje się klinkier lub tak zwany półklinkier, czyli dobrze wypalona cegła pokryta słabym szkliwem. Grubość murów conajmniej w 1 cegłę z pilastrami, albo

w 1½ cegły, bez nich. Zresztą należy ją koniecznie sprawdzić zgodnie z normą PN/B—182.

Cegły mogą być gliniane wypalane, sylikatowe lub cementowe — z nich wypalane stoją na pierwszym miejscu, po nich cementowe. Żadne cegły dziurawki ani trzciniówki, moim zdaniem, do tego celu się nie nadają, gdyż są nasiąkliwe i mogą łatwo przepuszczać wilgoć.

Najodpowiedniejszą zaprawą jest cementowa.

Tu należy zaznaczyć, że do wszelkich zewnętrznych części budynku wykonanych z betonu czy też zawierających cementową zaprawę, należy dodawać przy wykonywaniu domieszki uszczelniającej (zgodnie ze wskazówkami pracy p. t. „Technologia betonów i zapraw“ prof. dr. inż. Br. Bukowskiego).

Jeżeli budynek ma być szkieletowy, to wypełnienie powinno odpowiadać tym samym warunkom co i ściany bezszkieletowe, czyli jako materiał — cegła palona a zaprawa — cementowa. Grubość ścian nie mniejsza niż w 1 cegłę.

Wyjątek stanowią budynki wykonywane z muru pruskiego grubości 1½ cegły o szkielecie drewnianym przeważnie, choć może być i stalowy. Z przyczyn omówionych poprzednio, szkielet drewniany miałby pierwszeństwo. Należy jednak pamiętać, że ściany tego typu mogą mieć grubość również w 1 cegłę. Wówczas szkielet o przekroju prętów 14 × 14 cm, licuje bądź z zewnętrzną bądź z wewnętrzną powierzchnią ścian, ale nigdy nie pozostaje w osi ściany.

O ile mur pruski zupełnie się nie nadaje do budynków ogrzewanych, bo utrzymywanie w nich znośnej temperatury zbyt drogo kosztuje, o tyle na ściany magazynów nieogrzewanych należy do typów zupełnie dobrych. Przede wszystkim zaś jest to system tani w porównaniu z innymi, daje się szybko budować, nie wymaga silnych fundamentów. Przy grubości ścian w 1 cegłę nie jest gorszy jako przewodnik wilgoci od innych systemów.

Ponieważ w pasie nadmorskim panują stałe kierunki wiatrów, przeważnie niosących ze sobą deszcz i szarugę, **należałoby opracować typ ścian, któryby pozwolił wprowadzać do nich pionową izolację przeciwwilgociową.** Takie ściany o szczelinie powietrznej istnieją, wątpliwe jest jednak czy ten ustrój nada się dla magazynów. Tu by należało wprowadzić izolację bitumiczną czy smołową w postaci juty lub też zaprawy asfaltowej czy smołowej. Zagadnienie to jednak wymaga przeprowadzenia wielu prób laboratoryjnych i polowych. Należy zawsze pamiętać, że powierzchnia ścian wcale nie przedstawia największej ilościowo pozycji w wykazie robót. Przez nią jednak przedostawać się może wilgoć bezpośrednio do leżącego w składzie towaru.

Ściany poprzeczne, dzielące magazyn na komory, powinny być murami przeciwogniowymi. To znaczy, że grubość ich na całej wysokości powinna być w jedną cegłę, powinny wystawać ponad dach conajmniej o 30 cm. i nie powinny mieć żadnych otworów, ani miejsc cieńszych od 1 cegły. Żadne części drewniane nie mogą tkwić w murze ognioochronnym, jeśli zaś zachodzi konieczność oparcia drewnianych części konstrukcji dachowej, to z muru należy wypuścić w tym celu wsporniki tak, by powierzchnia drzewa od strony muru najwyższej dotykała lica muru. Jeżeli konstrukcja dachowa jest żelazobetonowa, mur może być w 1 cegłę bez pilastrów, jeśli jednak konstrukcja jest drewniana lub stalowa, traktować mur należy tak jakby był ścianą szczytową i odpowiednio wzmocnić pilastrami. W pierwszym bowiem wypadku nawet w razie pożaru w jednej komorze wątpliwe jest załamanie się dachu i odkrycie muru wewnętrznego na działanie wiatru, w drugim zaś taka możliwość zawsze istnieje.

Czasami, ze względów gospodarczych komory mają połączenie przez drzwi. Bywają drzwi drewniane, albo żelazne z wielkimi szparami u dołu i z boków — pomiędzy skrzydłami i murem — jedne i drugie w tym wypadku zupełnie się nie nadają. Najlepsze są skrzydła drewniane, obłożone obustronnie azbestem i obite choćby zupełnie cienką blachą dla ochrony azbestu. Gorsze już, ale jeszcze dostateczne, będą drzwi drewniane, obite obustronnie warkiem nasycenym gliną, oraz blachą 1 mm. grubą. Te i tamte jednak powinny mieć obsady drewniane obite blachą, jak skrzydła, albo żelazne wpuszczo-

ne w mur, dajmy na to z teownika. Dołem powinien być próg, a skrzydła w obsadzie powinny mieć choćby jedną przylgę. Drzwi zasuwane są tu nieodpowiednie, bo nie mają przylg.

Ze względu na rozszerzalność cieplną, magazyny powinny być przedzielone szczelinami poprzecznymi na odcinki, które zresztą mogą odpowiadać podziałowi na komory. Przy szkielecie stalowym według PN/B—190 budynki dłuższe od 80 m powinny mieć przerwy dylatacyjne w odstępach nie większych niż 75 m, budynki o szkielecie żelazobetonowym — odpowiednio 50 m i 40 m; natomiast budynki o szkielecie drewnianym mogą być pozbawone dylatacji.

#### 4. Otwory w murach.

Na otwory w ścianach zewnętrznych składają się okna i bramy, czy też wrota.

Wrota mogą być jednoskrzydłowe rozsuwane. Praktyka Portu Gdyńskiego wykazała, że najodpowiedniejsze są wrota jednoskrzydłowe podnoszone na linkach. Drugie końce linek zaopatrzone są w przeciwwagi. Obecna konstrukcja jest zupełnie dobra, lecz wymaga następujących uzupełnień: przeciwwagi powinny chodzić w szybikach ochronnych z siatki, gdyż w razie urwania się linki mogą być przyczyną kalectwa. W górze należy umieścić zderzak gumowy, ograniczające ich ruch przy podnoszeniu: w dole, zdaniem prof. inż. Witolda Tubielewicza\*) skrzydło powinno mieć gumową listwę o przekroju ceowym, która by zabezpieczała skrzydło od uderzeń o próg i zamykała szczelinę próżną przed dostępem wody wdmuchiwaną przez wiatr.

Ponieważ silne podmuchy wiatru włączają wodę deszczową przez wszelkie szczeliny do wnętrza budynków, należy specjalnie uszczelniać wrota magazynowe. Prócz uszczelnień dolnych tu omówionych, należy wszelkimi sposobami utrudnić przedostawanie się wody do wnętrza. W tym celu próg powinien mieć niewielki spadek skierowany na zewnątrz, a podłoga magazynu przy wrotach powinna mieć spadki na przestrzeni od 1,0 do 1,5 m, również wzdłuż ścian z obu stron i w poprzek otworu ku wrotom. Natomiast podłoga rampy powinna być nachylona od wrót w stronę zewnętrzną.

Średnia wysokość otworu bramowego bywa zazwyczaj 2,5 m. Nad bramą należy przewidywać 3-metrową przestrzeń żeby podniesione skrzydło mogło się zmieścić po otwarciu bramy. Ten warunek z góry narzuca najmniejszą wewnętrzną wysokość magazynu na 6 m od podłogi.

Uszczelnienie dolne wrót możnaby oprzeć na następującej zasadzie: u dołu opuszczanego skrzydła umocować kątownik jedną półką do skrzydła, a drugą pionowo w dół. Ta pionowa półka na kształt noża powinna trafiać w prog na odpowiednią szczelinę, której boki zabezpieczają dwa kątowniki zakotwione w podłodze. Wadą tego rozwiązania jest, że dla prawidłowego funkcjonowania takich wrót potrzebna jest wielka dokładność i stała piecza nad szczeliną, by się nie zatykała. Ten czynnik jednak dałby się usunąć przez umieszczenie pod szczeliną większej komory w której by się zbierały mogące szczelinę zatkać materiały i przedmioty.

W każdym razie sprawy wrót, aczkolwiek skierowanej na właściwą drogę, nie można uważać za ostatecznie rozwiązana.

Okna powinny być żelazne o niewielkich szybach, bo eksploatacyjnie takie są ekonomiczniejsze, a poza tym stancją kratę, utrudniającą nieproszone odwiedziny. Pomimo to jednak pożytecznie jest zaopatrzyć te okna w kraty ochronne, przede wszystkim od strony dźwigu, który często nie tylko wybija szyby, ale również niszczy szczebliny. Te kraty powinny być mocne, umieszczone w zewnętrznej płaszczyźnie ściany i nie powinny poza nią wystawać. Natomiast ramy okienne powinny być cofnięte do lica muru od środka. Inne okna można również zabezpieczyć kratami, ale tylko od włamania.

\*) Zob. inż. W. Tubielewicz: Magazyny portowe, ich konstrukcje i przeznaczenie (Życie Techniczne Nr 7/8 z r. 1938 str. 304).

## 5. Podłogi.

Ważną pozycją w magazynie jest podłoga.

Powinna ona wytrzymywać przewidywane obciążenia i uderzenia pak, skrzyń czy ciężkich materiałów, przybawających luzem, powinna wytrzymywać ruch wózków o kołach nieogumowanych, i przetaczanie cięższych przedmiotów na wałkach. Powinna być sucha i tak skonstruowana, by pod nią nie mogły się gnieździć szczury, myszy ani owady.

Obciążenia wahają się średnio w granicach od 2,5 do 3,0 ton na m<sup>2</sup>. Siła uderzeń bywa bardzo rozmaita—zależy bowiem nie tylko od ciężaru i rozmiarów skrzyni czy paki, ale i od umiejętności robotników, zajętych przy przeładunkach.

Najgorsze dla niej jednak są wózki na żelaznych obręczach. Ruch ich odbywa się przeważnie wzdłuż pasów, stanowiących przejścia i przejazdy poprzeczne i podłużne pomiędzy stosami złożonych towarów. Każdy magazynier wyznacza te pasy-tory i chcąc mieć ład w składzie, niezmiennie je zachowuje. Zrozumiałe, że ta właśnie powierzchnia podłogi najszybciej się zużywa. To też właściwie nie powinno się stosować kół nieogumionych.

Prócz tego, teoretycznie podłoga w magazynach powinna się jeszcze odznaczać następującymi zaletami: winna być równa, gładka ale nie śliska. Powinna być sprężysta, ale dostatecznie sztywna, aby nie stawiać nadmiernego oporu ruchowi wózków, ciepła, to znaczy nie studząca nóg, czyli z materiału źle przewodzącego ciepło, wreszcie mało ścieralna.

Dotychczasowa praktyka w magazynach gdyńskich przede wszystkim wykazała, że żadna podłoga wszystkim warunkom nie odpowiada. Najlepsza okazała się zwykła drewniana, z desek na legarach, ale wykonana w sposób szczególny. Podkład pod nią stanowi warstwa dobrego betonu, ułożonego na dobrze ubitym podłożu z piasku. Legary są zagłębione w betonie, beton pokryty izolacyjną warstwą asfaltową tak pod jak i poza nimi. Grubość zaledwie 38 mm czyli 1 1/2", rozstawienie legarów zwykle 0,80 do 1,00 m.

Podłoże betonowe podchodzi między legarami pod deski tak wysoko, by szczelina wynosiła 1 do 1 1/2 cm. Jeżeli pod obciążeniem deska się unie, to znajdzie oparcie na betonie, w zwykłych zaś warunkach stanowi równy pomost. Prof. inż. Tubielewicz jest zdania, że szczelina jest w ogóle zbędna. Gryzonie pod nią nie mają dość miejsca dla nóg, a podłoga jest sucha, bo izolacja asfaltowa zabezpiecza od przenikania wilgoci od dołu. Deski powinny być ułożone na styk, żeby je łatwo było wymienić w razie zużycia.

Kierunek układania, moim zdaniem, powinien być taki, aby w przejściach i przejazdach deski leżały równoległe do ruchu wózków. Poza przejściami kierunek jest raczej obojętny. Pożądane jest jednak, by przy bramach podłoga miała spadek w stronę bram, aby woda opadowa mogła łatwo spływać na zewnątrz, jak to omówiono poprzednio.

Inne podłogi nie wykazują zalet podłogi drewnianej.

Na drugim miejscu stoją: podłoga z kostek drewnianych, podłoga asfaltowa i wreszcie betonowa.

Podłoga z kostek drewnianych, mając pozornie wszystkie zalety podłogi z desek, odznacza się tą wadą, że się w niej wybijają przy znacznym ruchu doły i zaczyna ona upodobniać się do bruku z kocich łbów. W razie konieczności należy ją dawać z kostek sześciokątnych, które się otrzymuje przepiłowując kloce prostopadłe do osi. Układać należy na betonie pokrytym asfaltem — spoiny zalewać cementem, jeżeli na składzie są oleje mineralne, roślinne czy zwierzęce. Jeżeli zaś kwasy czy ługi, to spoiny zalewać asfaltem.

Podłoga asfaltowa na podłożu betonowym nadawałaby się tam, gdzie są ługi bądź kwasy. Tłuszcze lub oleje mineralne (smary, nafta, benzyna i tp.) są dla niej szkodliwe. Podłoga betonowa obawia się kwasów, niektórych soli, a szczególnie cukru. Zresztą najlepiej w tym względzie kierować się wskazówkami pracy „Technologia betonów i zapraw” prof. dr Br. Bukowskiego.

Poza tym układanie podłogi betonowej wymaga szczególnej umiejętności. Należy ją dzielić na kwadraty i zbroić siatką z prętów 5—6 mm w ilości od 8 do

10 szt. w dwóch kierunkach na m<sup>2</sup>. Dla zmniejszenia ścieralności można dodawać do kruszywa różne domieszki utwardzające, jednak pomijając ich wysoki koszt, nie mogą one usunąć dwóch wielkich wad betonowej podłogi, że jest zimna i nie sprężysta.

Bardzo ważne jest umiejętne wykonanie podłoża pod taką podłogę. Od poziomu otaczającego terenu wypełnienie przestrzeni między fundamentami powinno być z piasku. Grunty gliniaste ani ilaste do tego się nie nadają. Wypełnienie powinno być dobrze ubite. Na to idzie 15 cm. warstwa bądź żwiru (ale nie pospółki), bądź tłucznia, bądź gruzu ceglanego, dobrze uswałowane. Na to beton (od 7 do 10 cm.). a na to gładź.

## 6. Rampy.

Rampy otaczające magazyn również powinny mieć podłogę drewnianą, ale wykonaną na modłę dyliny mostowej. Nie deski, lecz bale, o grubości conajmniej 5 cm., lepiej 7,5 cm., ułożone wzdłuż rampy na belkach leżących poprzecznie do rampy i opartych jednym końcem o mur magazynu, drugim na słupkach murowanych lub żelbetonowych.

Spadek poprzeczny konieczny. Bale należy układać ze szczelinami i krawędzie ich ukośnie zebrać. Pod rampą powinna być wolna przestrzeń.

Praktyka wykazała, że rampy betonowe z biegiem czasu, wskutek nierównomiernego osiadania magazynu i zewnętrznego muru, nabierają spadku w stronę magazynu, co pozwala wodom opadowym podmaczać ściany. Ich nawierzchnia betonowa szybko ulega zniszczeniu i wykrusza się. W dziurach pod nią zagnieżdżają się gryzonie.

Przedstawiony tu system drewnianego pomostu ramp ma jednak tę wadę, że wolna przestrzeń pod nim stanowi ulubione miejsce do składania śmieci i odpadków wszelkiego rodzaju. Wymaga to jednak tylko kontroli ze strony nadzoru eksploatacyjnego, by zapobiec tworzeniu się śmietników.

Dobre rozwiązanie może dawać częściowe zasypanie tej przestrzeni ziemią, nadając jej spadek od magazynu na zewnątrz. Stok tego nasypu należy okryć bądź betonowymi płytami chodnikowymi, albo brukiem. Ułatwi to usuwanie śmieci z pod rampy, ściekanie wód opadowych, a utrudni gryzoniom tworzenie nor.

## 7. Dachy.

Najważniejszą część magazynu stanowi dach. Powinien być lekki, ogniotrwały, a przede wszystkim wodoszczelny. Praktyka wykazała, że ze wszystkich rodzajów pokryć, najodpowiedniejsza jest papa, pomimo, że nie jest niepalna.

Jeżeli konstrukcja nośna dachu jest drewniana bądź stalowa, to podkład pod pokrycie papowe bywa zwykle drewniany. Może być wprawdzie ze zbrojonego betonu, ale taki podkład, aczkolwiek wiele lepszy od drewnianego, prawie zawsze będzie od niego cięższy. Przykład takiego dachu istnieje na Wybrzeżu na jednym z wielkich, prawie dwa hektary zajmujących budynków w porcie. Tam na stalowych płatwiach z pejnowskich dwuteówek, rozstawionych co 2 m, leżą płyty betonowe z żuźla granulowanego.

Deski podkładu powinny grubością swą odpowiadać rozstawieniu krokwi czy płatwi, konieczne jest jednak łączenie ich na wpust. Ponieważ przy cieńszych deskach połączenia takie narażone są na uszkodzenia i łatwo się odszczepiają, najwłaściwszym wydaje się łączenie na duszę, w której włókna powinny być skierowane prostopadłe do styku desek. Dając duszę z twardego drzewa, można dwustronnym żłobkiem nadawać mniejszą szerokość niż zwykle stosowana 1/3 grubości deski i uzyskać pewniejsze połączenie.

Znacznie gorszy sposób przedstawia łączenie na przylgę. W każdym razie należy przy układaniu usuwać na stykach desek nierówne ich grubości.

### a) Krycie papa.

Ważny jest sposób krycia papy. Krycie powinno być zawsze podwójne. Stosowany zazwyczaj system układania papy pasami, jak brzmi treść normy P. N. B.-167, dzielonymi na cztery części, czyli 2,5 m. długości każdy,

nie wystarcza. Obserwacje takich dachów doprowadzają do wniosku, że o ile dolna warstwa może być kładzona pasami nawet długości do 5 m ( $1/2$  długości zwoju), o tyle górną warstwę należy kłaść kawałkami 1,10 m długości, bokom poprzecznym należy dać skos 1:10. Daje to nieco większe zużycie materiału, ale znacznie pewniej chroni od podrywania papy przez wiatr, ponieważ każdy taki kawałek jest wzdłuż dwóch boków przybity gwoździami do podkładu. Brzegi kawałków równoległe do okapu powinny stanowić jedną poziomą linię, widoczne zaś brzegi skierowane od okapu ku kaleniccy powinny tak leżeć, by nie tworzyły żłobków, po których mogłaby woda spływać, czyli powinny stanowić z kierunkiem spadku dachu kąt otwarty w dół.

Jeżeli podkład stanowi płyta betonowa, to tu obydwie warstwy trzymają się lepikiem i tego rodzaju dzielenie na krótkie kawałki nie jest ani konieczne, ani wskazane. Przy większych nachyleniach dachu krycie należy robić pasami równoległymi do spadku, czyli prostopadłymi do okapu. Wzdłuż okapu należy ułożyć pasek blachy szerokości około 20 cm i wykształcony w taki sposób, żeby tworzył grzbiecik, do którego dochodzą warstwy papy. Cel tego jest dwójaki: przeciwdziała to podrywaniu papy przez wiatr i powstrzymuje mogące ściekać w gorące dni z dachu smołę czy lepik.

Jeżeli dach jest zaokrąglony, czyli ma spadek zmienny, to dolna warstwa papy może leżeć równoległe do okapu, za to górna powinna być obowiązkowo ułożona pasami prostopadłymi do okapu i to tak, by końce pasów sięgały poza kalenicę o parę metrów. Przeciwdziała to spływaniu papy z bardziej stromych części dachu. w czasie upałów.

Wystające ponad dach mury przeciwogniowe powinny mieć wydry, wysokości 10 — 15 cm., w które zachodzi zagięcie paska blachy, przybitego do podkładu równoległe do muru. Dobre jest nadanie dachowej dodatkowego spadku poprzecznie do muru na szerokości około 1 m., by woda nie spływała przy samym murze a w pewnej odległości i miała tam jakby ściek. Wierzch murów przeciwogniowych powinien być nakryty czapą betonową, 8 — 10 cm. grubą, mającą dwustronny spadek na boki i wystającą poza mur o jakie 5 — 6 cm. Spód tych występów powinien mieć rowek zabezpieczający od ściekania wody po nich na mur, czyli tak zwany łzawnik.

#### b) Krycie innymi materiałami.

Większość innych materiałów nie nadaje się do krycia dachów.

A więc:

gonty — jako łatwopalne.

dachówki cementowe i gliniane wypalane — jako zbyt ciężkie (od 50 do 100 kg/m<sup>2</sup>).

blacha cynkowa bądź ocynkowana — silna przewodność cieplna, która sprawia pocenie się dachu, mała trwałość, łatwe zrywanie przez wichry sztormowe.

Poza wymienionymi tu pozostają płytki i faliste arkusze eternitowe.

Ponieważ dla nadania szczelności dachom z płytek eternitowych zaleca się układać je na podkładzie z desek pokrytych papą nasycaną tylko, co daje potrójną warstwę kryjącą, dachy takie należy uznać za zbyt drogie.

Natomiast krycie płytami z eternitu falistego nadaje się w zupełności. Wadą ich jest jednakże dość znaczne wymagane nachylenie: — 0,4 do 0,8 — gdy papy średnio 0,10.

Dość trudne zagadnienie stanowi odprowadzenie wód opadowych. Od strony ładu sprawa przedstawia się prosto — zwykle rynny wiszące i rury spustowe na ogół wystarczają. Należy tylko ponad rampą rury spustowe zabezpieczyć osłonami z desek na wysokość 1,5 m. nad pomostem rampy. Od strony wody, szczególnie jeśli tam dźwigi pracują, zwykle rynny się nie nadają, gdyż dźwigi je regularnie uszkadzają. Tu potrzebne są urządzenia szczególne.

Najprostszym wydawałoby się nadanie pasowi dachu przy okapie na szerokości 1 — 1,5 m. spadku odwrotnego i umieszczenie rynny w zagłębieniu utworzonym przez przecinające się tu dwie powierzchnie dachu i okapu. Ale takie rozwiązanie wymaga wprowadzania rur spustowych do wnętrza magazynu, co powinno być bez-

względnie zarzucone. Rury spustowe zapycha śnieg, który tając zbija się w bryły, potem przymarza do rur i zatyka je. Dalsze zmiany i skoki temperatury, dające tak częste na Wybrzeżu odwilże i mrozy, wypełniają rury lodem, który je rozsadza, a przy wiosennym tajaniu wywołuje zacieki do wnętrza magazynu.

Pozostaje jedyne rozwiązanie tego rodzaju, że rynna musi być ukryta w grubości muru. Ochronny murek od strony wody należy obłożyć blachą, lub wykonać cały wierzch muru z betonu dla ochrony od uderzeń dźwigu. Rury spustowe powinny mieć dostateczne poszerzenie w połączeniu z rynnami, ale tylko wzdłuż rynny, a nie w poprzek, bo na to nie pozwala brak miejsca. Rurę spustową z wierzchu powinna zabezpieczać kratka, która chroni częściowo od śniegu i od przedostawania się do rury czegokolwiek prócz wody. Rury spustowe powinny być od razu skierowane na zewnątrz, lecz nie powinny wystawać poza lice muru. Mieścić się powinny w pionowej bruździe muru. Z zewnątrz bruździe należy zasłonić deską.

Dachy pilaste — stanowią szczególny wypadek dachów magazynowych. W naszych portach stosowane wyjątkowo, na zachodzie znalazły szerokie rozpowszechnienie.

Zwykle mają, dwa, trzy — rzadko więcej zębów — uskoków.

Słabe miejsce w nich przedstawiają kosze, tworzące się między sąsiednimi połaciami dachu. Połączenia powinna być pionowa zgodnie z wymaganiami O. P. L.

Kosz stanowi rynnę, z której odprowadzenie wody możliwe jest przy końcach — wówczas trzeba mu nadawać dwustronny podłużny spadek. Przy zawiejach wypełnia go śnieg, który trzeba usuwać, co przeważnie połączone jest z uszkodzeniem szklenia.

Można również wodę odprowadzać rurami, przeprowadzonymi wewnątrz magazynu, ale to, jak powiedziano wyżej, jest rozwiązaniem niewłaściwym.

#### 8. Kantorki.

Ważną częścią składową magazynów stanowią kantorki, w których magazynierzy przechowują dokumenty przewozowe i magazynowe. Powinny one mieć izbę jadalną dla robotników, zajętych w magazynie, przebieralnię oraz kuchenkę do odgrzewania strawy. Pożądanymi byłby ustępy, lecz ze względu na bliskość różnych towarów mniej lub więcej czułych na wyziewy i wonie — ustępy zwykle mieszczą się w innych oddzielnych budynkach.

Kantorki przedstawiają ważne udogodnienie dla obsługi magazynu, dlatego też są pożądane. Obsługa bowiem może mieć stale wewnątrz magazynu na oku przez okna, wychodzące na magazyn, ma pod ręką potrzebne dokumenty towarowe, a w okresie chłódów ma możliwość chronić się do ogrzanego kąta, jaki znajduje w kantorku.

Konieczność ogrzewania kantorka stanowi jego ujemną stronę, gdyż trzeba go ogrzewać indywidualnie i to przy pomocy pieca lub pieców, gdyż zakładanie specjalnej kotłowni i instalacji C. O. jest kosztowne nie tylko jako inwestycja, ale i jako eksploatacja. Wobec tego zwykle kantorek albo nie ma żadnego ogrzewania, albo — zwykły piec.

To znowu następcza trudność z wyprowadzaniem gazów spalinywych poza obręb kantorka, a z drugiej strony wprowadza palenisko do wnętrza magazynu, co jest pod każdym względem niepożądane i niebezpieczne.

Ta sprawa ogrzewania kantorka wymaga rozwiązania ogólnego dla wszystkich magazynów portowych. Narzuca się tu ogrzewanie elektryczne, wyłączane z jakiegoś miejsca poza wnętrzem magazynu. Jest to dziedzina wymagająca opracowania.

Drugą sprawą jest umieszczenie kantorka w magazynie. Czy ma on być w poziomie magazynu, czy podniesiony wyżej po to, by magazynier przez okno mógł mieć całe jego wnętrze na oku?

Jakie ma kantorek mieć szyby? Zwykle są nazbyt kruche i wysokiej temperatury nie wytrzymują. Zbrojone są bardziej wytrzymałe, ale nie przezroczyste. Następnie, czy kantorek ma mieć bezpośrednie połączenie z magazynem, czy też tylko wejście od zewnątrz, a do magazynu trzeba się dostawać naokoło przez jego specjalne wejście?

W każdym razie obecny stan, kiedy wiele kantorów łączy się z magazynem bezpośrednio przez zwykłe drzwi, lub ma na magazyn wychodzące zwykłe drewniane okna oszkłone 2 mm szkłem — ten stan powinien być bezwarunkowo skasowany, a wszelkie piece kokso-we, węglowe czy stałopalne powinny być usunięte.

### 9. Fundamenty.

Jednym z trudniejszych zagadnień do rozwiązania, jakie stają przed projektodawcą, jest sprawa fundamentowania magazynów. Grunt pod nimi w olbrzymiej większości bywa słaby, a co gorsze przeważnie trafia się warstwa torfu o rozmaitej miąższości i rozmaitym zagłębieniu.

W Gdyni torf zalega przeważnie soczewkami pozostawionymi przy wybagrowywaniu go pod tereny portowe. Ponieważ położenie tych soczewek bywa rozmaite i nie dające się przewidzieć, właściwie należy próbne wiercenia wykonywać pod każdym słupem konstrukcji, jeżeli jest szkieletowa, i wzdłuż całych ciągów ścian, czy szeregów słupów, jeżeli fundamenty są ławowe. Ponieważ port mieści się na terenach refulowanych o wieku ponad 10 lat, dopuszczalne obciążenie na grunt tam, gdzie nie ma torfu, można doprowadzić do  $1\frac{1}{2}$  kg/cm<sup>2</sup>.

W Gdańsku prawie wszędzie jest torf, tylko tu miąższość jego bywa rozmaita i rozmaite zagłębienie, to znaczy, że jakiegokolwiek ogólnego prawidła co do posadowienia magazynów nie da się przytoczyć. Na ogół wskazane są pale.

Do wyboru mamy bądź drewniane o obciążeniu do max. 30 ton na pal  $\varnothing$  30 — 40 cm., bądź betonowe typu Straussa (patrz referat o tych palach na VI Zjazd Naukowy P. Z. I.T. B.\*), o obciążeniach od 15 do 30 ton, a przy pneumatycznym utłaczaniu do 50 ton, wreszcie betonowe pale systemu Franki o nośności 90 ton. Otóż przy posadowieniu na palach niektórzy projektodawcy lubią opierać poszczególne słupy na jednym palu lub na dwóch palach. Obydwa takie rozwiązania należy uważać za błędne. Przy mimośrodku bowiem, który, jak to mi każdy inżynier-praktyk przyzna, bywa nieunikniony przy takich palowych robotach, pal może być narażony na zginanie. Sam trzon pala można usztywnić przez danie uzbrojenia, jednak połączenie takiego samotnego

pala ze stopą fundamentową zawsze należy uważać za przegub i to wielostronny. To samo dotyczy paru pali, tylko tu przegub będzie miał jedną oś obrotu.

Dopiero **trzy pale**, stojące w wierzchołkach trójkąta można uważać za właściwe oparcie dla słupa.

Uwaga ta dotyczy pali, których górna część tkwi w torfie. Jeśli zaś góra pala siedzi w gruncie zwartym nie nasuwającym wątpliwości, że będzie się mógł dostatecznie opierać bocznemu parciu, to możemy wtedy uważać taki fundament za zupełnie sztywny i pewny, pod warunkiem, że górna połowa jego wysokości będzie uzbrojona, a uzbrojenie będzie odpowiednio zakotwione w bloku fundamentowym, dół zaś będzie dostatecznie oparty w gruncie nośnym.

Ta sprawa wymaga szczególnie pieczołowitego opracowania i unormowania, bo większość dotychczasowych projektów fundamentowania na palach uzależniona była od indywidualnych zapatrywań projektodawców, co nieraz dało ujemne wyniki.

Oczywiście badanie gruntów wierceniami i laboratoryjnie winno być obowiązujące dla każdego budynku.

Uwagi te dotyczą właściwie wszystkich portów Wybrzeża, bo wszędzie w nich mamy torf. Najgorzej sprawa przedstawia się w Szczecinie, gdzie miąższość warstwy torfu przekracza 9 m. Tam pale często zastępują się studniami.

Pozostaje tu jeszcze jedna sprawa: czy konstrukcje magazynu powinny być sztywne ramowe, niedopuszczające żadnych osiadań fundamentów, co oczywiście utrudnia posadowienie, czy też należy je wykonywać jako ustroje statycznie wyznaczalne, nie obawiające się osiadania fundamentów. Ustalenie jednej z tych dwóch zasad wywrze ogromny wpływ na podstawy czy to posadowienia, czy też konstrukcji magazynów w przyszłości.

Silne wiatry panujące powszechnie na Wybrzeżu wywierają znaczne naciski na ściany i dachy magazynów. Normy obowiązujące obecnie bardzo niedostatecznie ujmują to zagadnienie, zresztą nie mogą przewidywać wszelkich możliwych układów, zważywszy, że nie tylko kształt rozpatrywanego budynku, ale i jego otoczenie, kierunek panujących wiatrów, większe lub mniejsze osłonięcie budynku wywierają poważny wpływ na opory stawiane prądom powietrznym. Należałoby wprowadzić jako obowiązującą zasadę badanie modelu projektowanego magazynu wraz z otoczeniem w tunelu aerodynamicznym, by na podstawie wyników wprowadzić potrzebne uzupełnienia i zmiany.

\*) Zob. S. Puzyna: „Problem pali Straussa“ (część I B, zes. 2 materiałów nadesł. na Zjazd PZITB w Gdańsku 1 — 4 XII. 1949).

Inż. Mikołaj Węgrzyn  
(Sopot)

## Przedłużanie pali drewnianych żelbetem w budownictwie morskim

Gospodarka nasza ponosi rok rocznie w licznych konstrukcjach palowych milionowe straty wskutek szybkiego niszczenia pali drewnianych w obrębie zmiennego poziomu wody.

W tych warunkach powstaje godny zastanowienia się problem, wykorzystania przy przebudowach, w jak najwyższym stopniu, niezniszczonych, podwodnych części konstrukcji.

Przy budowlach bardziej masywnych, takich jak np. falochrony, rozwiązanie nie jest trudne i polega na obcięciu pali na poziomie wody oraz na wykonaniu na tych palach masywnej żelbetowej nadbudowy. Powstała w ten sposób konstrukcja jest trwała i wytrzymała na uderzenia fal.

Sposobu tego jednak nie można zastosować przy konstrukcjach ażurowych, takich jak np. pomo-

sty drewniane, przy których z różnych względów postulat ażurowości powinien być zachowany.

W takim wypadku nasuwa się jako jedyne wyjście nadsztukowywanie obciętych pali, przy pomocy innego, bardziej trwałego materiału, np. żelbetu.

Sztukowanie pali drewnianych żelbetem i ochrona ich przed gniciem przy pomocy otulin żelbetowych, nie były u nas szeroko stosowane, a odnośne metody mało są znane. Tymczasem zagranicą, zarówno w Związku Radzieckim, jak i w Ameryce i Australii stosowane są one z bardzo dobrymi wynikami i to właśnie w budownictwie morskim.

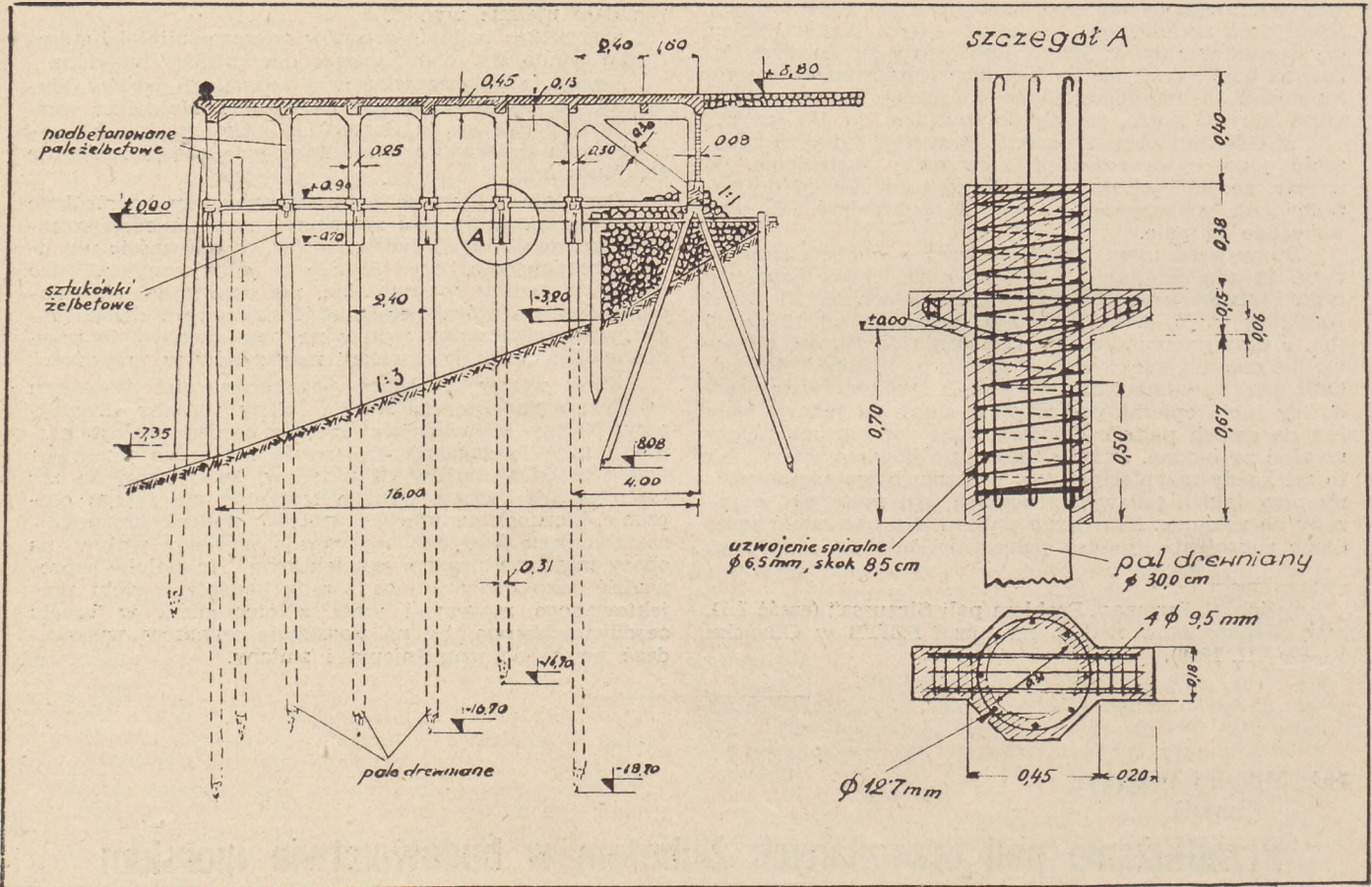
Poniżej postaram się przedstawić kilka z ostatnio stosowanych sposobów, godnych zaznajomie-

nia się z nimi i ewentualnego wypróbowania w nasyżonych warunkach.

Przy rozbudowie jednego z portów w ZSRR w 1930 r.<sup>1)</sup> ciężkie pirsowe nabrzeże żelbetowe oparto na ruszcie pali drewnianych ze sztukówkami żelbetowymi (Ryc. 1). Pale drewniane obcięto na wys. 0,20 m, głowicę na głębokość 50 cm obrabiono do  $\varnothing$  30 cm, poczym nasadzono na nią prefabrykowaną mufę żelbetową wys. 120 cm, na której oparto żelbetową konstrukcję nośną płyty nabrzeża. Pal drewniany uchwycony był na długości 50 cm mufą żelbetową. Wymiary mufy i zbrojenie widoczne są z ryc. 1.

nego pala, obrobioną do średnicy 30 cm, nasadzano następnie żelbetowy pal prefabrykowany wymiarów 40/40 cm i opatrzony w swej dolnej części w cylindryczną mufę wysokości 90 cm, zewnętrznej średnicy 60 cm i grubości ścianki ca. 12 cm (Ryc. 2). Mufa była zbrojona 8 podłużnymi prętami  $\varnothing$  25 mm odgiętymi z uzbrojenia pala żelbetowego, oraz spiralą  $\varnothing$  12 mm o skoku ca. 10 cm i obejmowała wystającą część drewnianego pala na wysokość 60 cm. Na dolnej krawędzi, dla ochrony mufy przy wbijaniu, umocowano 12 mm stalową blachę na 4 bolcach wypuszczonych z betonu.

Tak zestawione pale zabijano następnie aż do



Ryc. 1

Podobne dwie konstrukcje złożonych pali podaje G. G. Żurabow<sup>2)</sup> w opisie wykonanego przez siebie mostu w 1946 r. Pale drewniane w jarzmach mostowych zabijano przy użyciu podbabnika spoczywającego w walcowej osłonie z blachy żelaznej grubości 1 mm zachodzącej 30 cm na pal i przybitej do niego trzema rzędami gwoździ. Osłona ta stanowiła zarazem po zabiciu pala łuskę, którą zabetonowywano uzyskując sztukówkę betonową.

Drugi typ zastosowano przy budowie wiaduktu, przyczym warstwy gruntu nośnego były stosunkowo głęboko, co wymagało użycia długich pali. Zabijano początkowo pal drewniany do głębokości, w której górny jego koniec wystawał ca. 50 cm ponad teren. Na tę wystającą część drewnia-

momentu, kiedy pal drewniany nie znalazł się całkowicie w zasięgu wody gruntowej osiągnąć zarazem wymaganą nośność.

Bardzo zbliżoną do tej ostatniej konstrukcję zastosowano w porcie Melbourne w Australii przy budowie nab. Północnego Nr 15<sup>3)</sup>. W tym wypadku chodziło o zabezpieczenie się przed atakami szkodników niszczących drewno pod wodą, w pierwszym rzędzie „teredo navalis“. Pale drewniane długości 26 m obrabiano na głowicy do  $\varnothing$  38 cm i zabijano do poziomu gruntu. Wtedy na pal drewniany nasuwano pal żelbetowy, sześcioboczny, zaopatrzony u dołu żelbetowym dzwonem, przy czym dolny brzeg dzwonu opierał się na sznurze uszczelniającym, przytwierdzonym do pala drewnianego. Dzwon posiadał w górnej swej

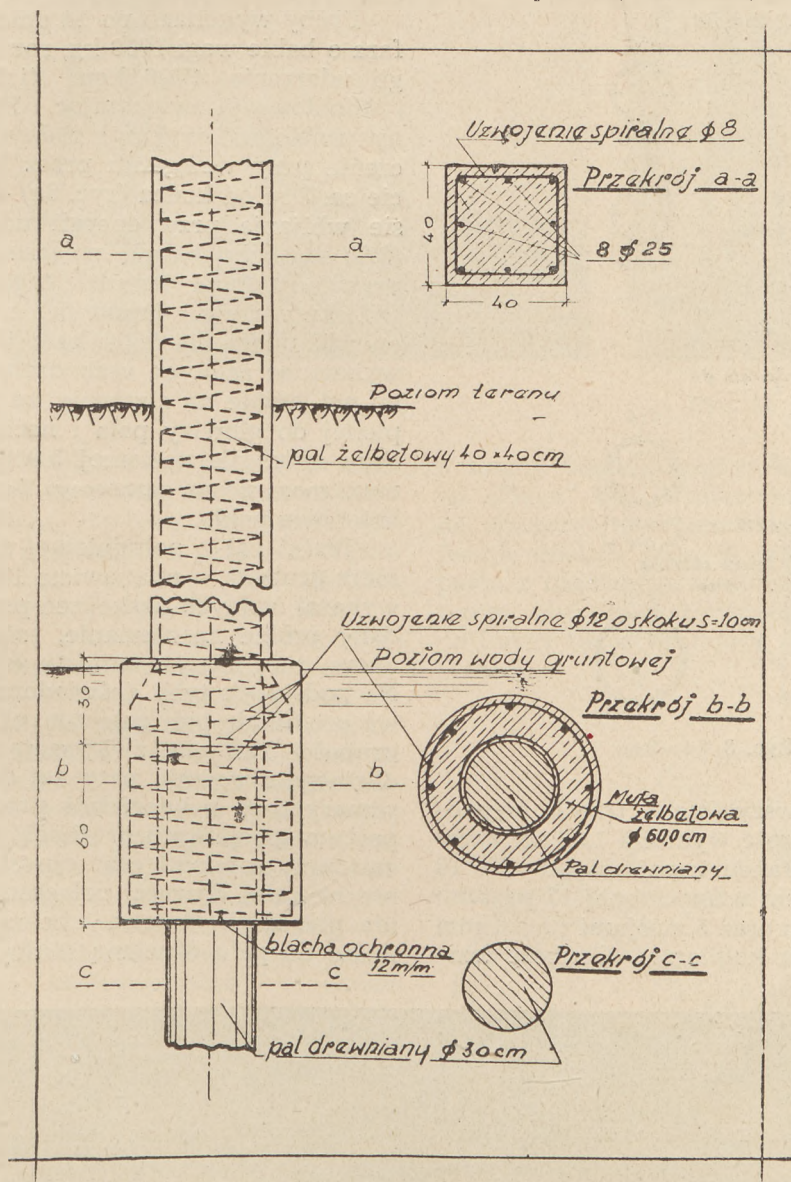


części specjalne otwory, którymi wstrzykiwano zaprawę cementową aż do chwili, kiedy wypełniła ona szczelnie całą wolną przestrzeń, poczem otwory zatykano i połączony pal zabijano do właściwej głębokości, zanim zaprawa stężała.

Nabrzeże Gullberg w porcie Göteborg w Szwecji

z palami drewnianymi, stosując trzy patentowe typy połączeń<sup>5)</sup>.

Na specjalną uwagę zasługuje budowa dalb dla tankowców na jeziorze Maracaibo w Wenezueli, ze względu na przeprowadzone próby, które poprzedziły samą budowę<sup>6)</sup>.



Ryc. 2

cji<sup>4)</sup> jest płytą żelbetową opartą na 14 rzędach pali, złożonych z 18 m pali drewnianych, przedłużonych 4,6 — 6,5 m palami żelbetowymi o przekroju kołowym.

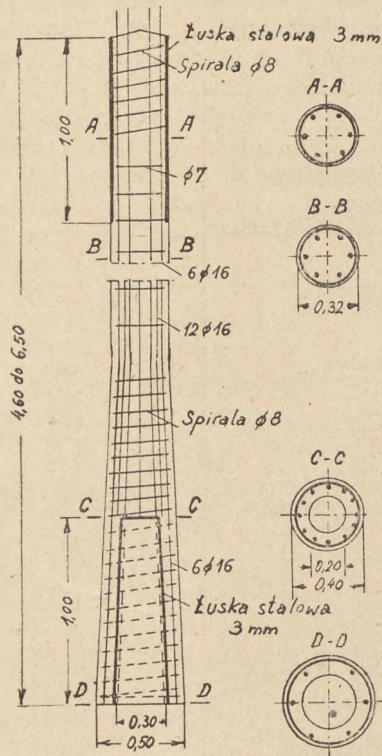
Mufa, którą kończy się pal żelbetowy, obejmuje stożkowo na długości 1 m odpowiednio obrobiony pal drewniany i opatrzona jest wewnątrz łuską stalową grubości 3 mm (Ryc. 3).

Podobnie nabrzeże w porcie Beira w Afryce Wschodniej zbudowane jest na palach drewnianych przedłużonych nad dnem 8 metrowymi palami żelbetowymi.

Przedsiębiorstwo „Raymond Piles Company“ wykonuje w Ameryce pale Raymonda połączone

Przy pogłębianiu basenu portowego do 7,60 m zaszła potrzeba zbudowania dalb z pali długości 16,8 m. Pale żelbetowe nie nadawały się ze względu na to że dalby były narażone na duże siły poziome przy uderzeniach statku, brak było również pali stalowych narażonych pozatym na szybkie zniszczenie wobec wybitnej korozyjności wody. Były jedynie pale drewniane długości 7,60 — 10,70 m. Przedsiębiorstwo „Heerema & Bomans“ z Maracaibo zaproponowało wobec tego łączenie dwóch pali drewnianych z krajowego drzewa vera, względnie z importowanej sosny południowej, przy pomocy żelbetowych kołnierzy z betonu torcretowego. Przed przystąpieniem do budowy wy-

konano w okresie 20—22 lipca 48 r. 3 pale próbne, długości po połączeniu 16,8 m. Dwa pale z drzewa vera miały kołnierze grubości 10,2 cm, trzeci z południowej sosny — 12,7 cm. Długość kołnierza



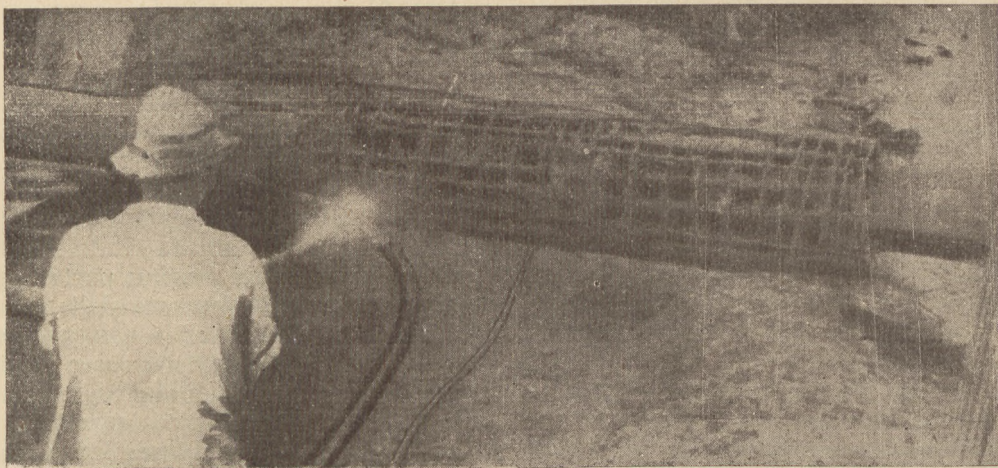
Ryc. 3

i zbrojenie były we wszystkich trzech wypadkach jednakowe. Długość wynosiła 1,82 m, zbrojenie składało się ze standartowej siatki Nr 10 o oczkach 10,2 x 15,2 cm wzmocnionej 12 prętami podłużnymi  $\varnothing$  19,1 mm oraz 5 zwojami  $\varnothing$  6,3 mm na końcach i w środku kołnierza. Grubość war-

Końców łączonych pali nie stykano, wobec trudności dokładnego dopasowania przekroji, ale pozostawiano między nimi warstwę betonu. Kołnierze 10,2 cm grubości były teoretycznie nieco słabsze niż gładki pal drewniany, natomiast połączenia 12,7 cm grub. były mocniejsze o ca. 25%.

Próby wykonano po 14 dniach przy użyciu kafara o babie wagi 1700 kg, rozpoczynając od energii uderzenia 2000 kgm (1,2 m skoku baby) i stopniowo ją zwiększając. Pierwszy pal poddany próbie nie wykazał żadnych uszkodzeń połączenia przy wciąganiu przez kafar, przy uchwycie ca. 3 m od końca (ryc. 5a) — natomiast w czasie wbijania przy energii uderzenia 4850 kgm (2,85 m skoku baby) połączenie pokruszyło się, prawdopodobnie wskutek tego, że połączony pal był skrzywiony. Drugi pal został zabity przy energii uderzenia 5550 kgm (3,25 m skoku) nie wykazując żadnych uszkodzeń. Po zabiciu poddano pal próbie na złamanie, za pomocą liny zaczepionej do głowy pala i naciąganej przez kafar. Przy max. sile poziomej 5.050 t, co odpowiadało max. momentowi zamocowania 41,5 tm, połączenie betonowe pękło.

Trzeci pal z południowej sosny posiadał kołnierz grubszy, a mianowicie 12,7 cm. Pal ten nie wykazał żadnych uszkodzeń przy zabijaniu, a poddany próbie na złamanie, złamał się tuż nad dnem, dużo niżej połączenia żelbetowego (ryc. 5b). Na podstawie tych doświadczeń rozpoczęto masową produkcję pali połączonych, stosując kołnierze grubości 12,7 cm, zwiększając ilość prętów podłużnego zbrojenia przy tej samej co poprzednio sumarycznej powierzchni przekroju i stosując pręty o specjalnych profilach dla uzyskania większej przyczepności oraz zbrojąc przekrój spiralnie na całej długości połączenia. Dla wzmocnienia połączenia drzewa i betonu przybijano ponadto do pala drucianą siatkę spawaną.



Ryc. 4

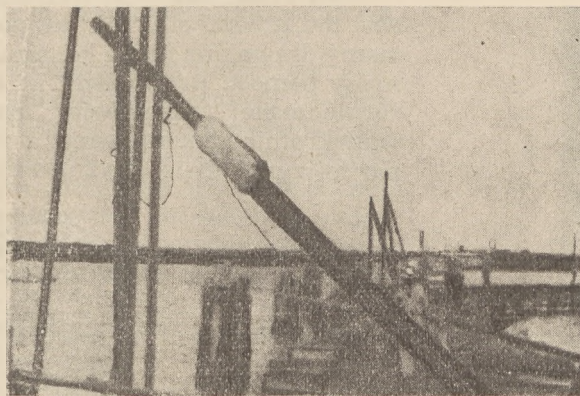
stwy betonu otulającego wynosiła 5,1 cm, stosunek szybko wiążącego cementu do piasku 1:3. Ryc. 4 przedstawia zazbrojony kołnierz w chwili rozpoczęcia torkretowania.

Innego typu kołnierze zastosowano w 1947 r., w Kalifornii<sup>7)</sup> dla ochrony przed gniciem drewnianych pali w jarmach mostowych. Na walcowe szalunki z papy z nałożonym zbrojeniem natry-

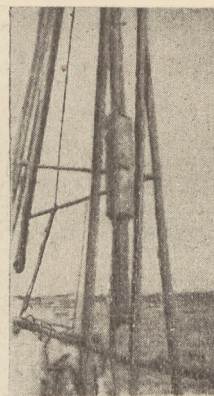
skiwano torkret tworząc rury grubości ścianki 4 cm i długości 1,5 m. Rury te nasuwano następnie kolejno na pal aż do chwili gdy najniższa (przy równoczesnym podplukiwaniu) zagłębiła się

kilka sposobów obetonowywania pali przed i po zabiciu.

Pale po zabiciu pokrywano pancierzem betonowym przy pomocy opuszczonej na pal formy



Ryc. 5a



Ryc. 5b

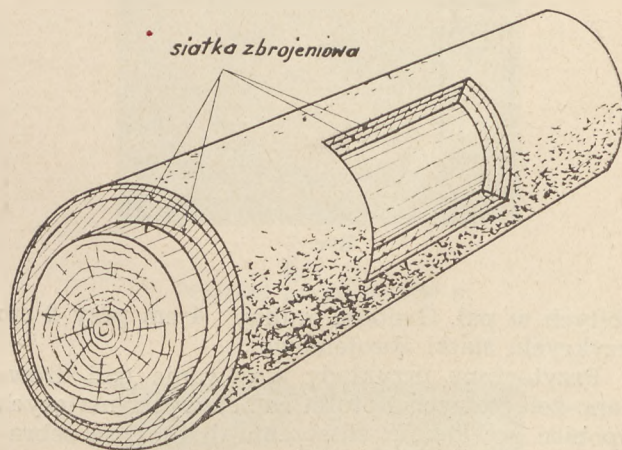
około 1,5 m w dno. Wolną 5 cm przestrzeń między palem drewnianym a rurą zabetonowywano następnie wstrzykiwaną zaprawą cementową. Ponad wodą połączono poszczególne pale bez wiązań ciesielskich, torkretując grupami ich głowice i tworząc w ten sposób wytrzymałe pęki pali.

Jacoby<sup>8)</sup> w swym podręczniku fundamentowania wspomina o szerokim stosowaniu otulin betonowych grub. 6,35—7,6 cm prefabrykowanych i zakładanych na pal po jego zabiciu, głównie dla ochrony pali przed szkodnikami w rodzaju teredo navalis. Przy budowie pirsu Nr 50 w San Francisco w 1925 r. zastosowano otuliny w formie rur żelbetonowych na zewnątrz ośmiokątnych wym. 51 cm — wewnątrz kolistych, przy minimalnej grubości ścianki 7,6 cm. Zbrojenie składało się z 8 prętów podłużnych  $\varnothing$  7,2 mm oraz z uzwojenia Nr 6 (wg. oznaczeń amerykańskich) o skoku 10 cm. Beton o stosunku cementu do sortowanej pospółki 1:4,5. Dolną krawędź rury uszczelniano przy pomocy starych węży gumowych do pala i po odpompowaniu wody zabetonowywano.

W innych wypadkach zamiast żelbetonowych rur używano jako zewnętrznej formy umożliwiającej zabetonowanie, rur glinianych lub blachy falistej. Przykładem pala z otuliną nałożoną przed zabiciem jest pal Ripleya (ryc. 6). Pale tego typu namoczone uprzednio w wodzie, celem uniknięcia spękań betonu przy pęcznieniu drzewa, zabetonowuje się względnie torkretuje, przy czym zbrojenie stanowi spiralnie nawinięta siatka żelazna. Dla lepszego połączenia na powierzchni styku betonu i drzewa w pal zabija się częściowo gwoździe.

Obszerny opis metod ochrony pali drewnianych przed szkodnikami i gniciem podaje inż. R. D. Chellis<sup>9)</sup>. Wyniki wielu prób i rezultaty wykonanych robót wskazują wg. niego na zdecydowaną wyższość otulin betonowych wzgl. żelbetonowych nad innymi metodami ochrony. Specjalnie do tego celu nadaje się torkret. Chellis podaje

z blachy falistej, względnie patentowymi metodami „Haya“ lub „Presscreton“. Pierwsza polega na opuszczeniu zmieszanego betonu w szczelnej formie dookoła pala, w drugiej woda zostaje wyparta z blaszanego szalunku sprężonym powietrzem, poczym pod ciśnieniem zostaje wtłoczony do formy beton otulający pal 5,1 — 10,2 cm pancierzem.



Ryc. 6

Bardzo dobre wyniki dały również pale zabezpieczone otuliną żelbetonową przed zabiciem. Nakładano ją w formie torkretowego pancierza grubości 5 cm na okorowane i oczyszczone pale (ryc. 7). Zbrojenie stanowiła druciana siatka o oczkach 5x5 cm przy czym początek i koniec otuliny miał dodatkowe zbrojenie spiralne  $\varnothing$  6,3 mm o skoku 7,6 cm. Po zabiciu, głowicę pala nie pokrytą betonem ucinano i dodatkowo torkretowano. Pale tego typu po 13 latach służby nie wykazały żadnych uszkodzeń i zostały uznane za zdadne do dalszego wykorzystania na czas nieokreślony.

Dla ochrony pala przed zgniciem w obrębie zmiennego poziomu wody stosowano koszulki torkretowe wg. rys. 8. W oczyszczonym palu wycina-

no w odstępach ca. 60 cm kołowe otwory średnicy 10 cm, 2,5 cm głębokie, dla lepszego skotwienia otuliny z palem. Uzbrojenie stanowiła siatka o oczkach 5x5 cm zawieszona na specjalnych bolcach

cej atrakcyjności dla mieszkańców Wybrzeża i przybyszów z głębi kraju. Molo istniało już w 1830 r., a w roku 1842 miało 8 stóp pruskich (2,5 m) szerokości i 200 stóp (63 m) długości <sup>16)</sup>.

Typ konstrukcji od tych najdawniejszych czasów nie zmienił się. Tak jak poprzednio, tak i dziś mamy drewnianą nośną konstrukcję palową i drewniany pomost. Rzecz jasna, że w tym okresie, przy równoczesnej rozbudowie, molo musiało być też wielokrotnie remontowane, a właściwie całe jego partie wymieniane, gdyż nadwodna część drewnia-



Ryc. 7

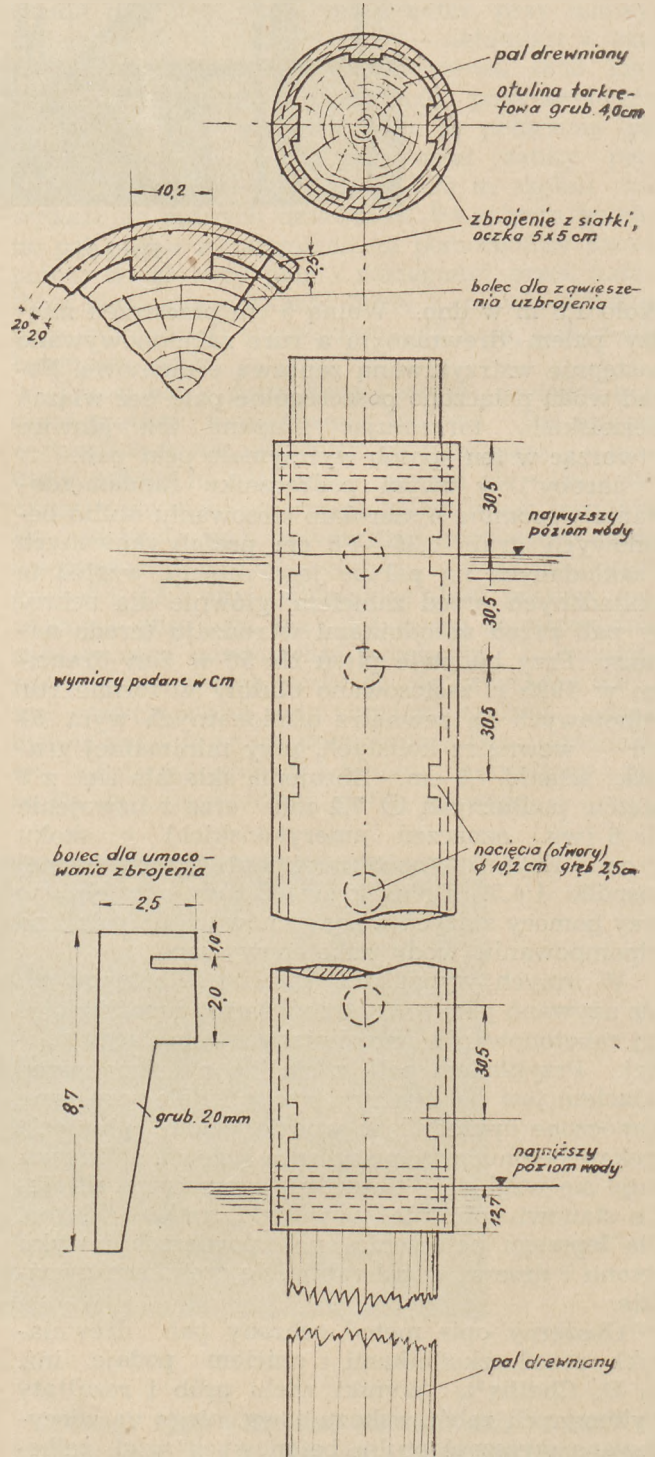
wbitych w pal. Grubość otuliny 4 cm przy 2 cm przykryciu siatki zbrojeniowej.

Przytoczone przykłady stosowania pali drewniano-żelbetowych i otulin żelbetowych, mających zapobiec szybkiemu zniszczeniu drzewa, są zebrane w sposób dość przypadkowy i napewno nie wyczerpują tego obszernego tematu, wobec trudności skompletowania materiału źródłowego. Wskazują jednak w sposób przekonujący, że tego rodzaju zespoły są stosowane często i z dobrymi wynikami.

W związku z tym wydaje się celowe wykonanie i u nas pewnych prób, przekonanie się o możliwości stosowania opisanych metod i ustalenie najlepszych typów pali drewniano-żelbetowych do szerokiego stosowania.

Obiektem, który nadawałby się, moim zdaniem doskonale do przeprowadzenia tego rodzaju doświadczeń, jest przebudowywane obecnie molo w Sopocie.

Molo sopockie jest największym swego rodzaju pomostem w Europie. Dla Sopotu, od przeszło 100 lat jest obiektem charakterystycznym o niesłabną-



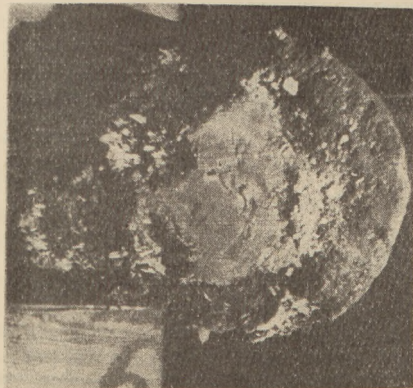
Ryc. 8

na ulegała stosunkowo szybkiemu zniszczeniu. Dziś również molo znajduje się w stanie daleko posuniętego zniszczenia. Głowica, która obok ostrogi bocznej największej ucierpiała, jest w trakcie odbudowy, dla pozostałych zaś części projekt odbudowy wykonuje Państwowe Biuro Projektów Budownictwa Morskiego.

Na zniszczenie wpływają dwie przyczyny: mechaniczne działanie uderzeń fal morskich o konstrukcję i gnicie drewnianych części nadwodnych, w pierwszym rzędzie, pali w obrębie zmiennego poziomu wody. Jeśliby odbudowa obecna miała być trwalszą od dotychczasowych, to musi ona dążyć do zwalczania, a przynajmniej ograniczenia tych dwu niszczących przyczyn lub do całkowitej zmiany konstrukcji.

Temat jest dostatecznie szeroki i wiele różnych koncepcji odbudowy wysuwano.

Zawsze aktualnym jednak jest problem wykorzystania setek pali drewnianych stanowiących dotychczasowy ruszt nośny. Pale te, przeważnie potężnych wymiarów, w swej części podwodnej stanowią materiał w pełni wartościowy, zdolny przez setki lat jeszcze do przenoszenia dotychczasowych obciążeń. W części nadwodnej wszystkie pale wykazują mniejsze lub większe (niekiedy nawet całkowite) przegnicie na obwodzie i w miejscach zacięć konstrukcyjnych lub przypadkowych uszkodzeń. Natomiast obcięte na poziomie  $\pm 0,0$  m ukazały zupełnie zdrowy przekrój. Załączone 4 zdjęcia (Ryc. 9, 10, 11, 12) przedstawiają cztery przekroje pala Nr 535 nienadającego się do wykorzystania w swej części nadwodnej. Rys. 9 to widok głowicy



Ryc. 9  
Głowica pala — rzędna + 1,60 m

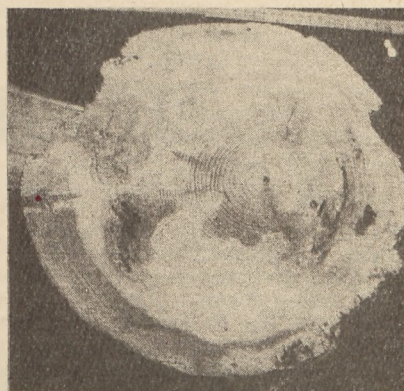
pala (na wysokości + 1,60 m nad zw. wody) która mimo pokrycia mastyksem asfaltowym, widocznym jeszcze w środkowej części, uległa poważnemu zniszczeniu. Ryc. 10 przedstawia przekrój na wysokości + 0,80 m, poprzez otwór śruby wiążącej kleszcze. Widoczne na tym zdjęciu przegnicie drzewa w wycięciach zanika stopniowo w miarę dojścia do 0,0 wody, jak to ilustrują zdjęcia Nr 11 — przekrój na wys. + 0,50 m i Nr 12 — przekrój na wys. + 0,10 m.

To też zasadniczą koncepcją odbudowy, z jaką wystąpiło P.B.P.B.M., była koncepcja idąca po li-

nii wykorzystania istniejących i w swej części podwodnej zdrowych pali, przez nadsztukowanie ich prefabrykowanymi żelbetowymi otulinami, w kilku alternatywach.



Ryc. 10  
Przekrój na wysokości skleszczenia  
rzędna + 0,80 m



Ryc. 11  
Przekrój rzędna + 0,50 m



Ryc. 12  
Przekrój rzędna + 0,10 m

W opracowaniach oparto się na zebranych powyżej materiałach. Z ich analizy wynika, że najlepszych rezultatów należałoby oczekiwać od sto-

sowania otulin torkretowych. Nie mniej możnaby wypróbować szereg jeszcze innych dróg, np. stosowania rur wirowanych, względnie zabetonowywania przestrzeni między palami a otulającą go żelbetową rurą betonem z cementu ekspansywnego i „dociśnięcie” w ten sposób rury do pala. Konieczne wydaje się stosowanie betonów o możliwie wysokich wytrzymałościach walcowych oraz staranne i dokładne wykonawstwo — na co zwracają też uwagę przytaczani autorzy.

Położenie mola w otwartej, narażonej na bezpośrednią działalność fal zatoce, czyni warunki, w jakich projektowane przedłużenia pali by pracowały, bardzo niekorzystnymi. Tym cenniejsze będą doświadczenia zebrane na tej drodze i z tym większym zaufaniem będzie można odnieść się do ich wyników, o ile się powiodą.

Nie przesądzam, czy należy całe molo jednym z omówionych sposobów przebudować. Wydaje mi się jednak konieczne odbudowanie tą drogą pewnego, krótkiego chociażby odcinka, a niewykonanie tego uważałbym za niewykorzystanie okazji do zrobienia doświadczenia mogącego przynieść wielkie korzyści naszej gospodarce.

#### Zróżła

- 1) N. A. Ljachnickij i N. A. Smorodynskij „Morskie porty i gidrotechničeskie sooruzhenia“ Moskwa — Leningrad 1947.
- 2) G. G. Zurabow i O. E. Bugajewa „Wysokije swajnyje rostwierki mostow“. — Dorizdat 1949.
- 3) „The Dock & Harbour Authority“, April 1949, str. 323 J. B. O. Hosking „Timber pile renewals at the port of Melbourne“.
- 4) F. W. Otto Schulze „Seehafenbau“, Band II, Berlin 1937.
- 5) C. F. Kollbrunner „Fundation und Konsolidation“ Band II, Zürich 1947 str. 390; 394.
- 6) „Civil Engineering“ (ameryk.), January 1949 - R. G. Dyktor „Concrete - spliced Wood Piles Answer Need for 55-ft Lengths in Venezuelan Dock“.
- 7) „Schweizerische Bauzeitung“ Nr 37, 13 September 1947 str. 519.
- 8) H. S. Jacoby and R. P. Davis „Foundations of Bridges and Buildings“, str. 135; 184.
- 9) R. D. Chellis „Engineering News - Record“ March 4, March 18; April 1, 1948. — „Metal Armor and Concrete Jacketing“.
- 10) „Chronik der Stadt Seebad Zoppot“ Dr Fr. Schulz, Danzig Verlag 1905.
- 11) Dr B. Bukowski: „Technologia betonów i zapraw“ część IV. Gdańsk.
- 12) Dr B. Bukowski: „Beton i trociny“ materiały VI Zjazdu Nauk. PZITB, 1949, część II, zeszyt 2.

## SŁOWNICTWO MORSKIE

### A JEDNAK LEPSZY JEST TERMIN „NABRZEŻE“.

Gdy czytałem w jednym z ostatnich numerów „Techniki Morza i Wybrzeża” wypowiedź inż. R. Wysockiego w sprawie pochodnych wyrazu „brzeg”, od razu nasunęło mi się szereg uwag i chwyciłem za pióro, aby je zapisać. Nie mogę ich tu jednak przedstawić, ponieważ... pokrywają się one z uwagami inż. S. Hückla, tuż za uwagami inż. Wysockiego umieszczonymi, a które przeczytałem później. Ograniczę się więc do kilku tylko zdań na ten temat.

O stosowaniu takiej lub innej nazwy **technicznej**, nie mogą decydować wyłącznie fachowcy-technicy, jak zdaje się sugerować inż. Wysocki. I tak, w rozpatrywanym wypadku, konstrukcja **techniczna** zwana „nabrzeżem” nie jest przedmiotem zainteresowania tylko tych, którzy ją budują i konserwują, a więc hydrotechników, lecz również ludzi pracujących „handlowo” w porcie, a więc ludzi administrujących portem, eksploatujących go lub w ten czy inny sposób związanych z przeładunkiem na nabrzeżach portowych i w ogóle z ruchem portowym. I właśnie ludzie ci używają wyrazu „nabrzeże”, a nie „nadbrzeże”. „Nadbrzeże” rzeczywiście pachnie nieco anachronizmem i — co ciekawe — nazwa ta najczęściej używana jest w zapleczu, w głębi lądu, zdala od morza, wśród ludzi mających w ogóle mgliste pojęcie o porcie, lub nigdy go nie widzących. W porcie „nadbrzeże” używana jest niezmiernie rzadko — niemal zupełnie nie używa się tej nazwy (a łatwo można to sprawdzić). To też z całym aplauzem popieram zdanie inż. Hückla, że lepiej wybrać wyraz **ogólnie znany, dawno już istniejący**, niż „nowy”, (choć, jak powiedziano, tracący anachronizmem), lecz chodzi tu o to, że **wyraz „nadbrzeże” obecnie nie jest już używany powszechnie**. Tym bardziej, że — jak obydwa autorowie zgadzają się — tak jedna, jak i druga nazwa są w równym stopniu dobre, czyli, tym samym, termin „nabrzeże” **nie jest wyrazem niewłaściwym**. Poco więc wprowadzać zamieszanie do istniejących już dobrych nazw? I poco zmieniać urzędową i używaną nazwę: „Zarząd Nabrzeży”?

Na jedno jeszcze należy zwrócić uwagę, o czym w poprzedniej dyskusji nie było wspomniane. Otóż termi-

nologia morska, zresztą tak jak każda terminologia, winna być **prosta, wygodna, zarówno w dźwięku (w mowie), jak i w pisowni**, wyrazy winny mieć postać możliwie jak najkrótszą. Z tym chyba każdy się zgodzi. I właśnie wyraz „nabrzeże” łatwiej, prościej, wygodniej jest wymówić niż wyraz „nadbrzeże” (proszę spróbować wymówić kilkakrotnie!). I szybciej można go napisać. Coprawdą jest to kwestia tylko jednej litery i może cała ta uwaga nie jest specjalnie ważna w tym zagadnieniu, jednak, aby możliwie najszlachetniej je oświetlić, jak powiedziałem i to również można wziąć pod uwagę.

Zygmunt Brocki.

### JESZCZE W SPRAWIE NOMENKLATURY MAGAZYNÓW PORTOWYCH.

Szanowny Panie Redaktorze!

Gdy przeczytałem notatkę w dziale „Słownictwo Morskie” p. t. „Terminologia magazynów portowych” ob. inż. Piotra Bomasa, nasunęły mi się pewne wątpliwości, które pragnę podać:

Autor notatki podaje decyzję podkomisji słownictwa morskiego (sekcja portowa) w sprawie oznaczania różnego rodzaju pomieszczeń magazynowych w ruchu drobnicowym w portach. Decyzja ta ustala, że:

1. dla pomieszczeń składowych różnego typu, krytych lub otwartych i obojętnie do jakich celów przeznaczonych, należy używać słowa „**skład**” jako określenie ogólne,

2. dla pomieszczeń krytych służących do przechowywania towarów drobnicowych (przez dłuższy czas) — słowa „**magazyn**”,

3. dla pomieszczeń krytych, umieszczonych przy nabrzeżach dostępnych dla statków morskich, a służących do wykonywania czynności związanych ze zmianą środka przewozowego — słowa „**hangar**”.

Punkt 3-ci nie nasuwa wątpliwości, możnaby tu co najwyżej używać słowa „**hangar portowy**” dla odróżnienia w ogólniejszych omówieniach od innych hangarów, np. hangarów lotniczych.

Funkty 1-szy i 2-gi natomiast nasuwają duże wątpliwości przede wszystkim ze względu na sprzeczność z utartymi i od dawna ściśle zdefiniowanymi pojęciami prawnymi i celnymi:

Prawo celne wyraźnie rozgranicza pojęcie:

- a) **składu celnego** jako składu długoterminowego, i
- b) **magazynu celnego** jako magazynu krótkoterminowego o charakterze manipulacyjnym.

Prawo handlowe również uznaje ściśle zdefiniowane pojęcia składów konsygnacyjnych i składów warrantowych jako składów zdecydowanie długoterminowych. Ponadto prawo handlowe i cywilne utożsamia czynność składowania towarów z czynnością ich przechowywania, nie zna natomiast pojęcia magazynowania towarów (czynność manipulowana towarem w czasie składowania, z punktu widzenia prawa jest czynnością uboczną).

Jeśli więc składy drugiej strefy (długoterminowe), których przeznaczeniem jest przechowywanie czyli składowanie towaru, nazywać będziemy **magazynami**, a jako określenie ogólne, obejmujące między innymi również i hangary portowe, w których towary nie powinny być „składowane”, używać będziemy słowa „skład”, to musi nastąpić pomieszanie pojęć. — Gorzej jeszcze sprawa wygląda z manipulacją celną, bowiem magazyny celne będą musiały być prowadzone w hangarach portowych, a składy celne w „magazynach portowych”.

Zarzut wysunięty przez podkomisję przeciwko koncepcji używania słowa „skład” w znaczeniu składu długoterminowego i słowa „magazyn” w znaczeniu ogólnym (punkt 3. str. 36) słuszny jest jedynie z czysto lingwistycznego punktu widzenia. Pojęcie skład jest rzeczywiście szersze od pojęcia magazyn, gdyż obejmuje także i składy nie pokryte dachem. Nie obejmuje natomiast takich budowli jak hangary portowe, które nie mają charakteru składu. Słowem „magazyn” natomiast objąć możemy każde pomieszczenie, w którym towar czasowo się znajduje.

Pojęcie hangaru portowego słusznie przez Niemców zostało scharakteryzowane jako „stół do sortowania” (Sortiertisch), czynność przechowywana towarów, a więc

i składowania, jest tu czynnością nie tylko drugorzędą, ale nawet niepożądaną.

Dalsza trudność występuje przy określaniu pomieszczeń, które w języku niemieckim określane są mianem „Schuppenspeicher”. Język polski nie uznaje takich wyrażań jak „hangaroskład” trzeba więc użyć wyrażenia magazyn kombinowany, albo skład kombinowany. To drugie wyrażenie nie byłoby słuszne, gdyż hangarowa część takiego budynku nie jest składem. Pozostaje więc tylko możliwość używania określenia magazyn kombinowany.

I to więc przemawia za używaniem słowa magazyn w znaczeniu ogólnym. W językach obcych słowo to również oznacza pomieszczenie, w którym nie tylko przechowujemy towary, ale i nimi manipulujemy, a nawet je sprzedajemy, (znaczenie w języku rosyjskim i francuskim).

Uwzględniając powyższe argumenty, proponuję ustalić następujące znaczenia:

1. **Magazyn portowy** jako ogólne wyrażenie oznaczające pomieszczenia kryte wszelkiego rodzaju, w których towar czasowo może się znajdować (także elewatory zbożowe, chłodnie, ładownie na barkach rzecznych, które i tak obecnie już mianem tym są oznaczane i t. d.).

2. **Place składowe** jako ogólne wyrażenie wszelkich tego rodzaju miejsc pod gołym niebem.

3. **Składy portowe** jako budynki przeznaczone do średnio lub długoterminowego składowania towaru (magazyny drugiej strefy).

4. **Hangary portowe** jako budynki służące wyłącznie do manipulacji towarem w czasie trwania procesu przeładunkowego (magazyny pierwszej strefy).

5. **Magazyny kombinowane** jako budynki obejmujące pomieszczenia hangarowe i składowe.

6. **Magazyny specjalne** jako budynki do celów specjalnych jak np. magazyny zbiorcze, rozdzielcze (Hamburg, Brema), elewatory zbożowe, chłodnie itd.

K. Głowica  
(Szczecin)

## PROBLEMY I WYDARZENIA

### MOKRY I SUCHY SPOSÓB ZAMRAŻANIA RYBY

Obecnie, gdy zagadnienie chłodnictwa staje się bardzo aktualnym i gdy temu zagadnieniu poświęcamy tak dużo uwagi, czasu i energii, nie będzie zbytecznym przytoczyć poglądy radzieckich fachowców w tej dziedzinie.

Związek Radziecki oddawna posiada rozległe tereny rybołówstwa morskiego, jeziornego i rzeczno-jeziornego. W związku z tym zagadnienie chłodnictwa ma długoletnie tradycje. Naukowe podejście do tego zagadnienia, które zostało zapoczątkowane i szeroko rozwinięte w Związku Radzieckim, dało możliwość wyjaśnienia szeregu zjawisk, które dotychczas były nieznanymi i skierowania rozwoju chłodnictwa na należyte tory.

W danym wypadku mam na względzie sposoby zamrażania ryby: mokry i suchy.

W artykule inżynierów Kazańskiego i Chatuncewa (Chłod. Techn. 1949) autorzy poddają analizie te dwa sposoby zamrażania — mokry w roztworze soli, oraz suchy — w zimnym powietrzu.

Pierwszy sposób ma za sobą długie lata praktyki, gdyż już w r. 1886 w Taganrogu, Mariampolu i Rostowie zamrożono rybę w mieszaninie lodu z solą metodą Ottensena. Praca zamrażania odbywała się szybko, lecz produkt był w dużym stopniu przesolony i pod względem smaku był bez porównania gorszy niż produkt niezamrożony.

Stosując ten sposób wychodziło się z założenia, że roztwór soli przy oziębianiu wydziela tylko czysty lód bez domieszki soli, co powinno było wykluczyć przesolenie ryby.

Na skutek zwiększenia współczynnika oddawania ciepła od zimnego roztworu do powierzchni zamrażanej ryby, czas zamrażania znacznie się zmniejszał, aż do 2 godzin dla ryby średnich wymiarów. Tak krótki czas winien był polepszyć jakość zamrażanej ryby.

Poza tym ten sposób wyłączał wysychanie ryby podczas zamrażania. Praktyka jednak wykazała, że o ile ten sposób dawał niezłe rezultaty dla ryby chudej i drobnej, o tyle dla ryby większej i ryby tłustej zupełnie się nie nadawał, gdyż powodował przesolenie ryby. Poza tym okazało się, że ryba zamrażana tym sposobem nie nadaje się do dłuższego przechowania.

Sól, która dostawała się pod skórę ryby, w znacznym stopniu zmieniała jej wygląd zewnętrzny oraz smak.

Niedostateczne wyniki sposobu Ottensena tłumaczono wadami technologicznego procesu oraz wadami aparatury. Wybudowano szereg zamrażalni z pewnymi zmianami konstrukcyjnymi, oraz z zastosowaniem dodatkowych operacji zamrażania, skutki jednak były ujemne, nowe zamrażalnie działały gorzej niż poprzednie.

Badania, przeprowadzone w celu wyjaśnienia przyczyn, dają prawo twierdzić, że teoretyczna zasada Ottensena jest praktycznie niewykonalna.

Czysty lód, który miał wydzielać się przy zetknięciu się zimnego roztworu z powierzchnią ryby, wydzielał się przede wszystkim na powierzchni oziębiających węzownic wyparnika, co wywołało ich obmarzanie. Proces zamrażania odbywał się w nasyconym roztworze, który przesalał rybę.

Aby uniknąć nadmiernego obmarzania węzownic, tem-

peraturę roztworu utrzymywano w granicach -15 — -18° C, a końcowa temperatura zamrożonej ryby wahała się od -8 do -10°.

Posługiwanie się chłodzącą instalacją komplikowało się tym, że najmniejsze dodatkowe obniżenie temperatury parowania amoniaku wywoływało obmarzanie wyparnika i konieczność przerwy w robocie w celu jego oczyszczenia. Podwyższenie zaś temperatury parowania wywoływało podwyższenie temperatury roztworu i podwyższenie temperatury zamrażanej ryby.

Również ujemne wyniki były obserwowane przy nieznacznych nawet zmianach koncentracji roztworu.

Naukowe badania wykazały, że największe zmiany w ciele ryby zachodzą przy dłuższym przechowywaniu oraz przy temperaturach ryby powyżej 18°.

Najlepsze wyniki pod względem jakości ryby oraz zmniejszenia strat na wadze towaru zabezpieczone są przy temperaturach poniżej -18°.

Badania wykazały, że dla ryby średniej wielkości optymalny czas zamrażania waha się od 3 do 4 godzin.

W poszukiwaniu sposobu zamrażania w powyższych warunkach zastosowano inny sposób tzw. „suchy”, osiągając temperaturę do -30°, a nawet — niżej. Rozwiązywało to jednak tylko jedną część zagadnienia: temperaturę ryby, natomiast czas zamrażania pozostawał zbyt długi.

Dopiero wprowadzenie ruchu powietrza z szybkością 6 — 10 m/s skróciło czas zamrażania ryby do 2 — 3 godzin.

Poniższa tabela podaje wielkości technologiczne i ekonomiczne przy różnych sposobach zamrażania, przy wydajności 1 tona na dobę.

Wskaźniki	Jednostki miary	Rodzaje zamrażania			
		mokry	suchy t = -10°	suchy t = -28°	suchy z wiatrem t = -28°
Płaszczyzna zamrażalni	m <sup>2</sup>	10,6	9,8	6,7	1,25
Kubatura	m <sup>3</sup>	55,2	35,0	23,5	4,5
Rozchód metalu	t	1,35	1,44	1,4	1,12
Koszt budynku	tys. rubli	4,1	4,8	1,9	0,4
Koszt instal. z montażem	„ „	4,4	4,9	4,1	4,7
Rozchód ciepła	„ „kcalorii	107,2	77,6	79,4	86,1
Rozchód energii el.	KWT/godz.	88,4	53,2	57,0	69,0
Rozchód robocz. siły	rob. godz.	7,8	4,7	4,7	3,7

Na podstawie doświadczeń wyprowadzono następujące wnioski:

1. Mokry sposób zamrażania w roztworze soli w praktyce nie zdał egzaminu, nie daje nadziei dalszego polepszenia i nie może być polecony przy nowych budowach.
2. Mokry sposób zamrażania ryby może znaleźć szerokie zastosowanie tylko w tym wypadku, jeżeli będzie znaleziony ochładzający płyn o niskiej temperaturze, który nie wywołuje szkodliwego wpływu na jakość, odżywczość i smak mrożonej ryby.
3. Najwięcej współczesnym oraz zdolnym do dalszych ulepszeń jest sposób zamrażania ryby w strumieniu zimnego powietrza. Sposób ten w najkrótszym czasie winien być wprowadzony w krajowym przemyśle rybnym.

Te spostrzeżenia rosyjskich fachowców chłodnictwa rybnego mogą skierować myśl naszych fachowców w kierunku suchego zamrażania.

Eug. Dun. - Marc.

**ZAGADNIENIA BUDOWNICTWA MORSKIEGO NA VI NAUKOWYM ZJEŹDZIE POLSKIEGO ZWIĄZKU INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA W GDAŃSKU**

W czasie od 1 do 4 grudnia ub. r. odbył się w Gdańsku VI Naukowy Zjazd PZITB, który zgromadził około 1000 uczestników z całego kraju i zagranicy.

Wśród blisko 150 prac nadesłanych na Zjazd, jest bardzo dużo takich, które mogą żywo zainteresować inżynierów budownictwa morskiego, mimo, że nie zajmują się one zagadnieniami bezpośrednio związanymi z techniką morską.

Nowe, socjalistyczne, metody pracy w budownictwie, zagadnienia materiałów budowlanych, problemy konstrukcji i wykonawstwa, m. in. w zakresie prefabrykacji i ustrojów sprężonych, wreszcie szereg zagadnień czysto naukowych, teoretycznych i doświadczalnych w zakresie mechaniki stosowanej, mechaniki gruntów itp., zebrane i skomentowane w sześciu grubych tomach publikacji zjazdowych (Wydawnictwo Ministerstwa Budownictwa Nr 37) niewątpliwie staną się przedmiotem studiów niejednego inżyniera naszej branży.

Wśród prac tych jednakże istnieje pięć, bezpośrednio dotyczących zagadnień morskich i nad nimi chciałbym dłużej się zatrzymać.

Oto ich zestawienie:

- a) inż. H. Cottard (Paryż): La préfabrication en matière des travaux maritimes. (Prefabrykacja w zakresie robót morskich) — Cz. IV. str. 19 i n.
- b) inż. A. Chrzanowski (Gdynia): Prefabrykacja w budownictwie morskim — Cz. I B, zesz. 1 str. 78 i n.
- c) inż. J. Karwowski (Gdańsk): Określanie szerokości wejścia do portu — Cz. II, zesz. 1 str. 92 i n.
- d) prof. inż. S. Hückel (Gdańsk): Czy i jakie profile stalowych ścian szczelnych należałoby w Polsce produkować? — Cz. II, zesz. 1, str. 45 i n.
- e) R. Dicharry (Paryż): La tenue à la mer des ciments à base de laitier. (Zachowanie się cementów żuźlowych w wodzie morskiej) — dotychczas jeszcze nie opublikowane z powodu zbyt późnego nadesłania.

Inż. Cottard w swej pracy stwierdza, że system prefabrykacji szczególnie nadaje się do robót na morzach, na których występują pływy, gdyż w tych warunkach dysponuje się dla celów budowlanych, w obszarze wahań wody, względnie krótkim czasem, zwłaszcza, gdy budowla narażona jest na bezpośrednie ataki fal.

Na przykładach odbudowy nabrzeży w porcie Le Havre, autor daje przegląd metod prefabrykacyjnych, stosowanych przy robotach morskich we Francji.

Zniszczone nabrzeża lite naprawiano w dwojaki sposób. Niektóre z nich odbudowywano, nadając im ten sam charakter, jaki miały poprzednio, przy użyciu stosunkowo cienkościennych skrzyń żelbetowych bez dna, stawianych jedna obok drugiej na wyrównanych pozostałościach dawnego nabrzeża. Skrzynie te wypełniano betonem pompowanym. Przy nadbudowie, wykonanej jako lita, stosowano prefabrykowane, żelbetowe belki, odciażające.

Inne nabrzeża lite odbudowywano, wznosząc na wyrównanej podstawie z resztek dawnej konstrukcji, filary, których odstęp osiowy wynosił kilkanaście metrów. Filary te wykonywano albo w sposób poprzednio opisany przy użyciu żelbetowych skrzynek, lub też przy zastosowaniu normalnych kesonów pneumatycznych. Aby zapobiec usuwaniu się gruntu, budowano ponadto lekkie mury „maskujące”. Na filarach kładziono pomost, najczęściej z elementów (belek lub płyt) prefabrykowanych, nierzadko sprężanych, na których następnie wznoszono mury nadwodne w zwykłym wykonaniu.

Na szczególną uwagę zasługują przytoczone w referacie dwa nowe sposoby odbudowy nabrzeży na elementach prefabrykowanych, dotychczas jeszcze nigdzie nie stosowane.

W jednym z nich fundowano nabrzeże na studniach zapuszczanych z prefabrykowanych kręgów żelbetowych o średnicy ok. 9 m i grubości ścianek 82 cm. Nowość polegała na tym, że każdą studnię zapuszczano nie zwykłym sposobem, przez wyczerpywanie gruntu z jej wnętrza, lecz przez wybijanie go tylko bezpośrednio z pod samej ścianki studni. Było to umożliwione dzięki wykonaniu w ścianie, na całym obwodzie pionowych szybików o średnicy 60 cm, przebijających ściankę od góry do dołu. Z szybików tych wydobywano grunt przy pomocy walco-



wych czerpaków o średnicy 50 cm. Gruntu objętego piaskiem studni w ogóle nie ruszano, gdyż miał on współpracować w przenoszeniu obciążeń zarówno pionowych jak i poziomych (dążących do zgniecenia ścian studni). Studnie zapuszczano jedna obok drugiej, a stosunkowo wąskie szpary między nimi uszczelniano przez wbitcie między każdą parą studni dwu, odpowiednio ukształtowanych pali pionowych, żelbetowych, zaopatrzonych w zwykłe pionowe zamki, wypełniane potem betonem. Po zapuszczeniu studni do projektowanego poziomu, nadbudowano je przy pomocy płyty i żelbetowego muru kąтового.

Inne nabrzeże, a ściślej biorąc pomost nad skarpią 1:2, umocnioną dwumetrową warstwą narzutu kamiennego, wykonano z prefabrykowanego żelbetowego rusztu postawionego na trzech rzędach słupów betonowych.

Słupy o średnicy 1,60 m każdy, rozmieszczone w odstępach po ok. 8 m, wykonano w sposób podobny do zapuszczania pali Straussa. Wkręcano mianowicie, przy równoczesnym wciskaniu w grunt, piasek stalowy (długości do 40 m) i po wydobyciu gruntu wypełniano go zaprawą koloidalną - cementową (mleko cementowe zmieszane z b. drobnym piaskiem w szybkobieżnych betoniarzach). W miarę wypełniania słupów zaprawą podnoszono równocześnie piasek.

Próbowano również stosowania rur piaskozowych żelbetowych, które pozostawiano w gruncie. Słupy takie jednak okazały potem mniejszą nośność niż poprzednio opisane, z uwagi na gładszą pobocznice.

Sam pomost szerokości ok. 25 m stanowił ruszt żelbetowy wysokości 3 m, złożony z dwu systemów belek prostokątnych do siebie i z przykrywającej je płyty żelbetowej. Wykonywany był w prefabrykowanych odcinkach długości po 25 m, z betonu sprężonego. Odcinki te transportowano na miejsce montażu wodą. Nie tonęły one, mimo, że były zwrócone rusztem na dół, gdyż nie pozwalało na to powietrze zamknięte między płytą, belkami a wodą. W czasie splawiania, regulowano ilości tego powietrza pompą, a ponadto stosowano odpowiednie balastowanie dla zapewnienia równowagi odcinka.

Przy nieco podniesionym stanie wody nasuwano te pływające pomosty nad słupy i łączono je z nimi przy pomocy stalowych kabli wypuszczonych ze słupów i napiętych po ustawieniu pomostu.

Na zakończenie autor opisuje jeszcze stosowany we Francji sposób wykonywania ostróg umacniających wybrzeża, także z prefabrykowanych elementów żelbetowych. Wbijano mianowicie rząd pali żelbetowych odległych od siebie o 2 do 3 m. Pale posiadały odpowiednie wyźłobienia pionowe, w które zapuszczano prefabrykowane płyty żelbetowe. System ten pozwala na regulowanie wysokości ostróg, dostosowywanie ich do zmian poziomu plaży, itp. zabiegi. Autor nie podaje, czy ostrogi te wykonywane są tylko na lądzie, ale możliwość ich stosowania na wodzie, w rejonie przyboju, zwłaszcza na wybrzeżach otwartych, wydaje się wątpliwa.

Opisane w referacie inż. Cottard sposoby odbudowy stosowane we Francji odbiegają od przyjętych u nas. W wielu wypadkach uderza śmiałość i lekkość rozwiązań, nawet przy obiektach przeznaczonych dla ciężkiego ruchu.

**Inż. A. Chrzanowski** opisuje w swej pracy kilka przypadków stosowania elementów prefabrykowanych przy odbudowie falochronów i nabrzeży w portach polskich a także kilka ciekawszych przypadków z portów zagranicznych.

O ile prefabrykacja przy wykonywaniu podwodnych części konstrukcji morskich znalazła u nas już od dawna pełne prawa obywatelskie, że przytoczę chociażby powszechnie znane skrzynie gdyńskie lub pale prefabrykowane i ścianki szczelne, o tyle przy wykonywaniu części nadwodnych stosujemy przeważnie tradycyjne metody wykonawstwa na miejscu. Nie mniej i w tym kierunku były czynione u nas próby, które dały dobre wyniki.

Autor opisuje pomysłowy sposób odbudowy podwodnej konstrukcji jednego z falochronów gdyńskich przy pomocy prefabrykowanych skrzyń bez dna, stawianych na oczyszczonym dnie zniszczonej skrzyni i wypełnianych betonem i piaskiem. Sposób ten przyniósł oszczędność ok. 15% na kosztach, a 35% na czasie, w stosunku do stosowanej na innym odcinku falochronu metody odbudowy przez betonowanie w deskowaniach.

Przy odbudowie nadwodnych części nabrzeży prefabrykację zastosowano na nabrzeżu Rumuńskim (jednakże nie pierwszy raz w Polsce, jak podaje autor, gdyż poprzednio zastosowano prefabrykację przy wcześniej odbudowywanym nabrzeżu Angielskim).

Dla wyrównania zwichrzonej linii nabrzeża, umieszczono na odbudowanej „na miejscu” konstrukcji podwodnej szereg prefabrykowanych belek żelbetowych, wspornikowych, zakotwionych w również prefabrykowanych płytach kotwicznych. Przez odpowiedni dobór wysięgu wsporników przed krawędź naprawionych skrzyń, doprowadzono krawędź nabrzeża do linii prostej.

Z zagranicznych robót, autor opisuje sprawną organizację wykonania pali żelbetowych na jednej budowie na Tasmanii, oraz znaną już czytelnikom „Techniki Morza i Wybrzeża” odbudowę śluzy w Dunkierze (zob. TMiW Nr 7/8 z r. 1948).

Doskonałym uzupełnieniem obu tych referatów był film o produkcji i zastosowaniach betonów sprężonych, wyświetlony w czasie zjazdu przez szwedzkiego inżyniera Bjugrena. W pouczającym tym filmie pokazano m. in. budowę nabrzeża dla statków oceanicznych, wykonanego z bardzo lekkiego pomostu, złożonego z prefabrykowanych belek z betonu sprężonego, układanego na studniach odległych od siebie o kilkanaście metrów.

Referat **inż. Karwowskiego** zajmuje się już zupełnie inną dziedziną. Autor stawia w nim mianowicie wzór na potrzebną szerokość wejścia do portu, a ściślej biorąc, na rezerwę szerokości potrzebną na to, aby statek wpływający do portu nie uległ w czasie mijania wejścia zdryfowaniu na głowice, pod wpływem prądów, wiatru i fali.

Całkowitą szerokość toru na wejściu, przy założeniu potrzeby przepuszczenia statku tylko w jednym kierunku, autor określa wzorem:

$$S = B + 2b + \frac{L(v_f \sin \alpha + v_L \sin \beta + v_w \sin \gamma)}{v_s + v_p + v_f \cos \alpha + v_L \cos \beta + v_w \cos \gamma}$$

gdzie: B — maksymalna szerokość statku, L — jego długość, b — zapas między burtą statku a granicą toru wodnego, oraz

- $v_s$  — prędkość własna statku (względem lądu),
- $v_p$  — „ prądu wypływającego z portu,
- $v_f$  — „ prądu falowego skierowanego pod kątem  $\alpha$  do osi wejścia,
- $v_L$  — „ prądu przybrzeżnego skierowanego pod kątem  $\beta$  do osi wejścia,
- $v_w$  — „ wiatru, skierowanego pod kątem  $\gamma$  do osi wejścia.

Autor podaje w swej pracy również sposób obliczenia wartości  $v_f$ .

Niżej **podpisany** rozważa w swym artykule kwestię, czy i jakie profile stalowych ścian szczelnych należałoby w Polsce produkować.

Po przedstawieniu różnic zachodzących pomiędzy rozmaitymi typami produkowanych za granicą profilów ścian szczelnych stalowych, autor dochodzi do następujących wniosków:

1) Podjęcie produkcji ścian szczelnych w Polsce może przynieść naszej gospodarce znaczne oszczędności przy wykonywaniu budowli wodnych;

2) Typ ściany systemu Larssen nie jest wzorem, który by należało bezkrytycznie naśladować w rozwiązaniach polskich, ponieważ istnieją typy z różnych względów korzystniejsze;

3) Produkcję można by ograniczyć do dwu typów: zetowego i dwuteowego. Granicę pomiędzy stosownością obu typów stanowiłby wskaźnik przekroju  $W_x = \text{ok. } 4000 \text{ cm}^3/\text{mb.}$ ;

4) Jeśli chodzi o kształt zamków, to najłatwiej prawdopodobnie można by przystąpić do produkcji typów o zamkach nasadzanych, wykonywanych ze stali o wyższej wytrzymałości;

5) Profile należałoby tak zaprojektować, aby mogły być użytkowane także i w budownictwie naziemnym, jako dźwigary stropowe, mostowe lub elementy konstrukcji szkieletowych;

6) Przystępując do ew. produkcji w Polsce zwykłych profili dwuteowych, szerokostopowych, należałoby się zastanowić nad możliwością takiego ich ukształtowania, aby mogły być używane do ścian szczelnycn.

Bardzo interesujące są wnioski wypływające z nieopublikowanego jeszcze artykułu p. **Dicharry**, dyrektora technicznego Centrum Studiów i Badań Przemysłu Spoiw Hydraulicznych (Paryż), pt.: „Zachowanie się cementu żuźlowego w wodzie morskiej“.

Chemiczny rozkład zapraw i betonów przez wodę morską następuje w dużej mierze wskutek rozpuszczania i usuwania wapna wydzielającego się w czasie wiązania cementów portlandzkich. Duża odporność cementów żuźlowych na działanie wody morskiej pochodzi właśnie stąd, że wydzielają one bardzo tylko małe ilości wapna.

Autor przytacza cały szereg przykładów stosowania z powodzeniem cementu żuźlowego do prac morskich.

Wielką zaletą tego rodzaju cementów jest możliwość przyrządzania ich wprost na budowie, przy zastosowaniu specjalnej, wypracowanej we Francji i w Belgii techniki „przemiału na mokro“, która umożliwia przeróbkę żuźła wielkopieczowego w cement żuźłowy bardzo prostymi środkami. Magazynowanie żuźła nie wymaga żadnych specjalnych środków ostrożności. Przeróbka jego polega na przemieleniu na ciasto o zawartości ok. 30—35% wody. Ciasto to wrzuca się do betoniarek, obok kruszywa i domieszek pobudzających wiązanie, takich jak wapno, gips itp.

Przemiał żuźła na mokro wymaga znacznie mniejszego nakładu energii niż przemiał na sucho, a daje równocześnie o wiele drobniejsze cząstki. Dzięki temu, betony wykonane z takiego cementu i przewibrowane (przy zawartości 70% żuźła i 30% cementu portlandzkiego) wykazywały wytrzymałość 7-dniową dochodzącą do 450 kg/cm<sup>2</sup>.

Pomijając żuźle manganowe i kwaśne, 90% żuźli wielkopieczowych nadaje się do przeróbki na cement, ale nie wszystkie okazują te same właściwości hydrauliczne.

Z tych względów konieczna jest kontrola żuźli przed przystąpieniem do przeróbki, przy czym, z uwagi na potrzeby praktyki, musi ona być prosta. Autor przytacza takie sposoby i klasyfikuje żuźle różnego pochodzenia pod względem ich przydatności do przeróbki na cement.

Wartość pracy podnosi załączona do niej obfita literatura przedmiotu, składająca się z ok. 75 pozycji.\*).

Jak z powyższego krótkiego przeglądu wynika, budownictwo morskie nie było niestety na Zjeździe zbyt mocno reprezentowane. Poruszone kwestie były wprawdzie dość aktualne i ciekawe, ale cały szereg bardzo istotnych zagadnień, stanowiących nieraz poważne bolączki, nie był wcale omawiany.

Wskazuje to na niechęć inżynierów budownictwa morskiego do wypowiedzania się publicznie. Nie jest to objaw korzystny i należałoby dążyć do poprawy tego stanu rzeczy. Wszak istnieje pismo „Technika Morza i Wybrzeża“, którego łamy stoją otworem dla każdego fachowca, chcącego podzielić się z innymi swym doświadczeniem lub poddać pod dyskusję swe wątpliwości, których jak wiemy, jest dużo. Niewątpliwie z tych poczętych na łamach pisma dyskusyj, może stworzyć się zachęta do opracowywania obszerniejszych już i bardziej wyczerpujących referatów, którymi można by obesłać następny zjazd PZITB. A że dziedzina budownictwa morskiego jest bardzo obszerna i bardzo specjalna, należałoby właściwie dążyć do zwoływania osobnych konferencji inżynierów i techników tej branży, początkowo w ramach zjazdów PZITB, a w przyszłości może i niezależnie od nich.

\*) Na temat licznych zastosowań żuźli wielkopieczowych i paleniskowych wypowiedział się na Zjeździe inż. H. Riess, w swym artykule umieszczonym w cz. II, zeszyt 1, str. 2 i n. Autor apeluje m. in. o przyznanie doraźnych kredytów na śpieszne, szczegółowe opracowanie zagadnienia spoiw żuźlowych bezklinkierowych.

S. Hüchel.

Redaktor Naczelny: prof inż. St. Hüchel.

Komitet redakcyjny: inż. W. Urbanowicz, inż. St. Szymborski, red. techniczny — D. Brzostowska.

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna, Oddział Gdański.

Adres Redakcji: Gdańsk-Wrzeszcz, Politechnika, pok. 104, tel. 416-30. — Przyjmowanie interesantów codziennie w godz. 9—12.

Adres Administracji: Administracja Czasopism Technicznych N. O. T., Warszawa, ul. Czackiego 3/5.

Cena numeru pojedynczego 200,— zł. podwójnego — 400,— zł. Prenumerata roczna 2.400,— zł., dla członków stowarzyszeń branżowych N.O.T. — 1.600,— zł.

Prenumeratę należy wpłacać na konto PKO Nr XI - 5508 w Gdyni.

Ceny ogłoszeń: 1 str. — 50.000,— zł, 1/2 str. — 30.000,— zł, 1/4 str. — 20.000,— zł, 1/8 str. — 12.000,— zł. 1 mm wiersza w szpalcie — 200,— zł, za ogłoszenia na okładce lub za zamówione miejsce cena o 20% wyższa; przy ogłoszeniach stałych rabat 20%.

Wszelkie prawa zastrzeżone.

Przedruk dozwolony z podaniem źródła.

Wysokość nakładu: 1.500 egzemplarzy. — Format czasopisma: A4, Objętość numeru: 2 ark., Papier druk. satyn. 70 g.

Wykonano w Gdańskich Zakładach Graficznych „Dom Prasy“, Gdańsk, Targ Drzewny 11

Zamówienie Nr 302/50, W-1-11162



