

MARCIN ABRAMSKI

DORAŻNA NOŚNOŚĆ SŁUPÓW  
O PRZEKROJU KOŁOWYM  
Z RUR FRP WYPEŁNIONYCH  
BETONEM

BADANIA, TEORIA, OBLICZANIE

POLITECHNIKA GDAŃSKA

*monografie*

**180**

PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO  
WYDAWNICTWA POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ

*Janusz T. Cieśliński*

REDAKTOR PUBLIKACJI NAUKOWYCH

*Michał Szydłowski*

REDAKTOR SERII

*Zbigniew Krzemiński*

RECENZENCI

*Michał Knauff*

*Tomasz Trapko*

REDAKCJA JĘZYKOWA

*Agnieszka Frankiewicz*

PROJEKT OKŁADKI

*Jolanta Cieślawska*

Wydano za zgodą  
Rektora Politechniki Gdańskiej

Oferta wydawnicza Politechniki Gdańskiej jest dostępna pod adresem  
[www.pg.edu.pl/wydawnictwo/katalog](http://www.pg.edu.pl/wydawnictwo/katalog)  
zamówienia prosimy kierować na adres [wydaw@pg.edu.pl](mailto:wydaw@pg.edu.pl)

Utwór nie może być powielany i rozpowszechniany, w jakiegokolwiek formie  
i w jakiegokolwiek sposób, bez pisemnej zgody wydawcy

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2019

ISBN 978-83-7348-774-1

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ

---

Wydanie I. Ark. wyd. 9,1, ark. druku 9,63, 180/1054

---

Druk i oprawa: Volumina.pl Daniel Krzanowski  
ul. Księcia Witolda 7-9, 71-063 Szczecin, tel. 91 812 09 08

*Mojej małżonce Annie oraz dzieciom*





## Spis treści

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ I SKRÓTÓW .....	7
1. WPROWADZENIE .....	11
2. ZASTOSOWANIA SŁUPÓW Z RUR KOMPOZYTOWYCH WYPEŁNIONYCH BETONEM .....	14
2.1. Podstawowe możliwości zastosowań słupów CFFT.....	14
2.1.1. Degradacja korozyjna żelbetowych i stalowych konstrukcji wsporczych.....	14
2.1.2. Przykłady podstawowych zastosowań słupów CFFT .....	19
2.2. Inne możliwości zastosowań słupów CFFT .....	24
3. ZACHOWANIE BETONU SKRĘPOWANEGO W ŚCISKANYCH ELEMENTACH KONSTRUKCYJNYCH TYPU CFT. WYNIKI BADAŃ, PRZEPISY NORMOWE .....	32
3.1. Informacje podstawowe.....	32
3.2. Różnice w krępowaniu betonu przez płaszcz stalowy oraz płaszcz FRP w ujęciu eksperymentalnym.....	34
3.3. Różnice w krępowaniu betonu przez płaszcz stalowy, uzwojenie stalowe oraz płaszcz FRP w ujęciu normowym.....	39
3.3.1. Eurokod 4 .....	40
3.3.2. Eurokod 2 .....	41
3.3.3. Wytyczne projektowania ACI 440.2R .....	43
3.3.4. Porównanie trzech normatywów projektowania słupów pod kątem modelowania betonu skrępowanego .....	45
3.4. Zagadnienia specyficzne dla betonu skrępowanego płaszczem FRP.....	49
4. WPŁYW SMUKŁOŚCI NA NOŚNOŚĆ ELEMENTÓW ŚCISKANYCH .....	54
4.1. Mechanizm wyboczenia słupa .....	54
4.2. Metoda ogólna analizy efektów drugiego rzędu .....	56
4.3. Metody uproszczone analizy efektów drugiego rzędu .....	57
4.3.1. Założenia i podstawowe zależności .....	57
4.3.2. Metoda nominalnej krzywizny.....	58
4.3.3. Metoda nominalnej sztywności .....	61
5. BADANIA SŁUPÓW CFT Z RUR POLIMEROWYCH WZMACNIANYCH WŁÓKNEM SZKLANYM.....	65
5.1. Program badań.....	65
5.2. Własne badania materiałowe kompozytu wzmocnionego włóknem szklanym, będącego budulcem rur .....	66
5.2.1. Dane uzyskane od producenta .....	66

5.2.2. Zawartość włókien w kompozycie .....	67
5.2.3. Struktura ścianki rur.....	68
5.2.4. Grubość ścianki rur .....	70
5.2.5. Kąt nawoju włókien szklanych .....	71
5.2.6. Wytrzymałość kompozytu rur na ściskanie wzdłużne .....	72
5.2.7. Moduł sprężystości i odkształcenia graniczne kompozytu rur przy ścisaniu wzdłużnym .....	76
5.2.8. Wytrzymałość kompozytu rur na rozciąganie wzdłużne .....	82
5.2.9. Moduł sprężystości i odkształcenia graniczne kompozytu rur przy rozciąganiu wzdłużnym .....	84
5.2.10. Wytrzymałość kompozytu rur na rozciąganie obwodowe .....	88
5.2.11. Moduł sprężystości i odkształcenia graniczne kompozytu rur przy rozciąganiu obwodowym.....	94
5.3. Badania betonu wypełniającego słupy .....	99
5.4. Badania eksperymentalne słupów .....	102
5.4.1. Przebieg badań .....	102
5.4.2. Wyniki badań słupów .....	105
<b>6. NOŚNOŚĆ GRANICZNA SŁUPÓW CFT – TEORIA I PROGRAM KOMPUTEROWY .....</b>	<b>114</b>
6.1. Uwagi wstępne .....	114
6.2. Teoria nośności granicznej słupów CFT .....	116
6.2.1. Założenia teorii .....	116
6.2.2. Ograniczenie skróceń podłużnych betonu w przekroju poprzecznym słupa w modelu betonu według <i>Eurokodu 2</i> .....	121
6.2.3. Ograniczenie odkształceń podłużnych płaszcza w przekroju poprzecznym słupa .....	124
6.3. Program komputerowy do obliczania siły granicznej .....	127
6.3.1. Algorytm programu .....	127
6.3.2. Opis korzystania z programu .....	131
<b>7. PORÓWNANIE WYNIKÓW OBLICZEŃ NOŚNOŚCI GRANICZNEJ SŁUPÓW CFFT WEDŁUG ZAPROPONOWANEJ METODY Z WYNIKAMI DOŚWIADCZEŃ .....</b>	<b>137</b>
<b>8. PODSUMOWANIE.....</b>	<b>145</b>
8.1. Wnioski .....	145
8.2. Kierunki dalszych badań .....	146
<b>PODZIĘKOWANIE.....</b>	<b>147</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>148</b>
Streszczenie w języku polskim .....	153
Streszczenie w języku angielskim.....	154

## WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ I SKRÓTÓW

### Oznaczenia

$A_c$	–	pole przekroju poprzecznego rdzenia betonowego słupa CFT
$A_{sl}$	–	pole przekroju poprzecznego zbrojenia rozciąganego
$A_{s2}$	–	pole przekroju poprzecznego zbrojenia ściskanego
$d$	–	wysokość użyteczna przekroju poprzecznego słupa
$D$	–	średnica zewnętrzna słupa CFST lub CFFT równa średnicy zewnętrznej rury
$D_{core}$	–	średnica betonowego rdzenia słupa CFT
$e_0$	–	mimośród statyczny obciążenia, wynikający z analizy pierwszego rzędu
$e_2$	–	mimośród drugiego rzędu
$e_R$	–	graniczny mimośród siły ściskającej (tj. powodujący utratę nośności słupa)
$e_{tot}$	–	całkowity mimośród obciążenia, zawierający efekty oddziaływań statycznych oraz efekty drugiego rzędu
$E$	–	moduł sprężystości
$E_c$	–	moduł sprężystości betonu przy ściskaniu
$E_{cm}$	–	sieczny moduł sprężystości betonu przy ściskaniu w rozumieniu <i>Eurokodu 2</i>
$E_{FRP,c}$	–	moduł sprężystości kompozytu FRP przy ściskaniu wzdłużnym
$E_{FRP,circ}$	–	moduł sprężystości kompozytu FRP przy rozciąganiu obwodowym
$E_{FRP,t}$	–	moduł sprężystości kompozytu FRP przy rozciąganiu wzdłużnym
$E_s$	–	moduł sprężystości stali zbrojeniowej
$E_{tube}$	–	moduł sprężystości materiału rury (stalowej lub FRP) przy ściskaniu
$f_c$	–	jednoosiowa wytrzymałość betonu na ściskanie
$f_{cc}$	–	zwiększona wytrzymałość betonu na ściskanie z tytułu stanu trójosiowego ściskania
$f_{ck}$	–	wartość charakterystyczna wytrzymałości betonu na ściskanie
$f_{ck,c}$	–	wartość charakterystyczna zwiększonej wytrzymałości betonu na ściskanie z tytułu stanu trójosiowego ściskania
$f_{cm}$	–	wytrzymałość średnia betonu na ściskanie
$f_{FRP,c}$	–	wytrzymałość kompozytu rury FRP na ściskanie wzdłużne, określana na próbkach w formie krótkich odcinków rury
$f_{FRP,circ}$	–	wytrzymałość kompozytu rury FRP na rozciąganie obwodowe, określana na próbkach w kształcie pierścieni wyciętych z rury ( <i>split disk tests</i> )
$f_{FRP,circ,mean}$	–	średnia arytmetyczna uzyskana z badań wytrzymałości kompozytu rury FRP na rozciąganie obwodowe na próbkach w kształcie pierścieni wyciętych z rury
$f_{FRP,t}$	–	wytrzymałość kompozytu rury FRP na rozciąganie wzdłużne, określana na płaskich próbkach w kształcie pasek ( <i>coupon tests</i> )
$f_{tube}$	–	wytrzymałość obwodowa na rozciąganie płaszczka zewnętrznego słupa lub cylindra betonowego

$f_y$	– wytrzymałość stali konstrukcyjnej lub stali zbrojeniowej (przyjmowana do projektowania na poziomie granicy plastyczności z odpowiednimi współczynnikami bezpieczeństwa)
$h$	– wysokość przekroju poprzecznego słupa
$I$	– moment bezwładności przekroju poprzecznego na zginanie
$I_c$	– moment bezwładności przekroju poprzecznego rdzenia betonowego słupa CFT na zginanie
$I_{tube}$	– moment bezwładności przekroju poprzecznego rury słupa CFT na zginanie
$l$	– długość (wysokość) słupa
$M_{0Ed}$	– obliczeniowa wartość momentu zginającego, wynikająca z analizy pierwszego rzędu
$M_{Ed}$	– obliczeniowa wartość całkowitego momentu zginającego, uwzględniająca efekty drugiego rzędu
$M_R$	– graniczny moment zginający w ściskanym słupie, tj. powodujący utratę jego nośności
$N$	– siła normalna ściskająca słup
$N_R$	– nośność ściskanego słupa
$P$	– siła podłużna
$P_E$	– siła krytyczna w słupie ze względu na wyboczenie
$r$	– promień krzywizny słupa po deformacji
$r_0$	– promień krzywizny słupa ściskanego na dużym mimośrodku w stanie granicznym
$s_c$	– szerokość elementarnego paska podziału kołowego przekroju poprzecznego rdzenia betonowego słupa CFT
$s_t$	– szerokość elementarnego paska podziału kołowego przekroju poprzecznego rury stalowej lub kompozytowej słupa CFT
$S$	– długość wycinka okręgu
$t$	– grubość ścianki rury
$x$	– współrzędna długości (wysokości) słupa
$y$	– ugięcie słupa
$\varepsilon$	– odkształcenia
$\varepsilon_{au}$	– odkształcenia graniczne w stali
$\varepsilon_c$	– skrócenia betonu odpowiadające wytrzymałości betonu $f_c$ , także: odkształcenia w betonie
$\varepsilon_{c,max}$	– maksymalne odkształcenia podłużne (skrócenia) betonu rdzenia słupa CFT w chwili wyczerpania jego nośności, osiągnęte w skrajnych włóknach tegoż rdzenia po stronie bardziej ściskanej
$\varepsilon_{c,min}$	– minimalne odkształcenia podłużne betonu rdzenia słupa CFT w chwili wyczerpania jego nośności, osiągnęte w skrajnych włóknach tegoż rdzenia po stronie mniej ściskanej lub rozciąganej
$\varepsilon_{c2}$	– skrócenia betonu odpowiadające wytrzymałości betonu $f_c$ , według przepisów <i>Eurokodu 2</i>

$\varepsilon_{c2,c}$	– skrócenia betonu pracującego w stanie trójosiowego ściskania, doznawane przez beton w chwili osiągnięcia naprężeń równych wytrzymałości $f_{cc}$ , według przepisów <i>Eurokodu 2</i>
$\varepsilon_{cu}$	– graniczne skrócenia betonu w stanie jednoosiowego ściskania
$\varepsilon_{cu,c}$	– graniczne skrócenia betonu w stanie trójosiowego ściskania
$\varepsilon_{cu2,c}$	– graniczne skrócenia betonu w stanie trójosiowego ściskania, według przepisów <i>Eurokodu 2</i>
$\varepsilon_{FRP,eff,circ}$	– efektywne obwodowe wydłużenia graniczne kompozytu FRP w ściskanym elemencie CCCSFW lub CFFT
$\varepsilon_{FRP,u}$	– podłużne wydłużenia niszczące kompozyt FRP
$\varepsilon_{FRP,u,c}$	– podłużne skrócenia niszczące kompozyt FRP w ściskanym elemencie CFFT
$\varepsilon_{FRP,u,circ}$	– obwodowe wydłużenia niszczące kompozyt FRP w teście rozciągania obwodowego (tzw. <i>split disk test</i> ), jak również w ściskanym elemencie CFFT
$\varepsilon_{FRP,u,t}$	– podłużne wydłużenia niszczące kompozyt FRP w mimośrodowo ściskanym elemencie CFFT
$\varepsilon_{tube,max}$	– odkształcenia podłużne materiału rury słupa CFT w jego skrajnych włóknach po stronie bardziej ściskanej w chwili wyczerpania nośności słupa
$\varepsilon_{tube,min}$	– odkształcenia podłużne materiału rury słupa CFT w jego skrajnych włóknach po stronie mniej ściskanej (lub rozciąganej) w chwili wyczerpania nośności słupa
$\varepsilon_u$	– odkształcenia graniczne (w dowolnym materiale)
$\varepsilon_y$	– odkształcenia plastyczne w zbrojeniu
$\varepsilon_{vol}$	– odkształcenia objętościowe
$\theta$	– kąt nawoju włókien w rurze FRP
$\kappa$	– krzywizna linii ugięcia słupa
$\kappa_e$	– współczynnik efektywności wytrzymałości obwodowej płaszcza FRP
$\nu$	– współczynnik Poissona
$\rho_f$	– gęstość włókien wzmocnienia kompozytu
$\rho_m$	– gęstość matrycy żywicznej kompozytu
$\sigma$	– naprężenia
$\sigma_2$	– parcie boczne ( <i>lateral</i> ) betonu skrępowanego na płaszcz zewnętrzny w chwili wyczerpania nośności słupa CFT
$\sigma_c$	– naprężenia w betonie
$\tau$	– czas
$v_G$	– zawartość masowa włókien szklanych w kompozycie
$v_V$	– zawartość objętościowa włókien szklanych w kompozycie
$\varphi$	– kąt środkowy wycinka okręgu

## Skróty

- CCCSFW – słup betonowy o kołowym przekroju poprzecznym, wzmocniony obwodowo płaszczem z kompozytu polimerowego zbrojonego włóknami (*circular concrete column strengthened with (fibre-reinforced polymer) wrapping*)
- CFFT – wypełniona betonem rura z kompozytu polimerowego zbrojonego włóknami (*concrete-filled (fibre-reinforced polymer) tube*)
- CFRP – kompozyt polimerowy zbrojony włóknami węglowymi (*carbon fibre-reinforced polymer*)
- CFST – rura stalowa wypełniona betonem (*concrete-filled steel tube*)
- CFT – rura wypełniona betonem (*concrete-filled tube*)
- FRP – kompozyt polimerowy zbrojony włóknami (*fibre-reinforced polymer*)
- GFRP – kompozyt polimerowy zbrojony włóknami szklanymi (*glass fibre-reinforced polymer*)

## Rozdział 1

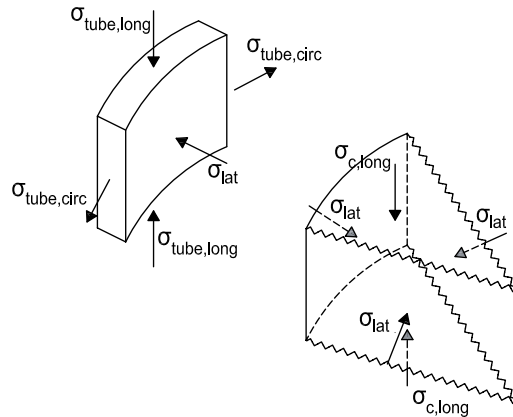
### WPROWADZENIE

W niniejszej monografii autor stawia sobie za cel zaproponowanie metody wyznaczania doraźnej nośności słupów typu CFFT (*concrete-filled (fibre-reinforced polymer) tube*). Słupy te są realizowane przez wypełnienie betonem rur wykonanych z tworzyw polimerowych zbrojonych włóknami. W literaturze, nie tylko anglojęzycznej, tworzywa te przyjęło się określać skrótowcem FRP (*fibre-reinforced-polymer*). Słupy CFFT odznaczają się prostotą wykonania oraz licznymi zaletami eksploatacyjnymi i mogą w niedalekiej przyszłości znaleźć szerokie zastosowanie w budownictwie. Projektowanie słupów typu CFFT nie doczekało się w żadnym kraju znormalizowania na poziomie całego państwa. W związku z tym, wykorzystując analogię słupów CFFT do trzech wymienionych poniżej kategorii słupów, autor podjął badania teoretyczne, eksperymentalne i numeryczne w zakresie doraźnej nośności słupów CFFT.

Od wielu lat projektowanie i wymiarowanie słupów typu CFST (*concrete-filled steel tube*) jest znormalizowane. Europejskim dokumentem normalizującym jest *Eurokod 4* [64]. Konstrukcje tego typu stosuje się w budownictwie od kilkudziesięciu lat dość powszechnie, zwłaszcza w krajach o wysokiej aktywności sejsmicznej oraz w krajach wysoko rozwiniętych. Charakterystyczną zaletą tych słupów stanowi wzrost wytrzymałości betonu wypełniającego rurę pod wpływem nacisku bocznego  $\sigma_{lat}$ , wywieranego nań przez płaszczyznę stalowy (rys. 1.1). Wzrost ten jest uwarunkowany m.in. odpowiednio niską smukłością słupa CFST oraz niedużym mimośrodem siły ściskającej. Analogicznie do słupów CFFT i CFST pracują żelbetowe słupy uzwojone, które – odpowiednio zaprojektowane – zdolne są przenosić znaczne obciążenia dzięki wytworzeniu się w betonowym rdzeniu stanu przestrzennego ściskania. Stosowanie tych słupów w budownictwie ma długą tradycję, a ich projektowanie zostało znormalizowane np. w Polskiej Normie [57] z 2002 roku. Trzecią kategorię słupów, wykazującą analogie do słupów CFFT, stanowią klasyczne słupy żelbetowe o przekroju kołowym, wzmocnione naklejanymi od zewnątrz płaszczyznami z materiałów kompozytowych FRP. Te nowoczesne sposoby wzmocnienia doczekały się już opracowania wytycznych projektowania w niektórych krajach, np. w USA [8].

Zasady projektowania słupów CFFT nie mogą być takie same jak zasady projektowania słupów CFST, podane np. w *Eurokodzie 4* [64]. Wynika to z wielu przyczyn.

Pierwszą z nich jest fakt, że wytrzymałość konkretnego materiału FRP na ściskanie – inaczej niż w przypadku stali – na ogół znacznie się różni od jego wytrzymałości na rozciąganie. Fakt ten ma znaczenie w przypadku słupów CFFT ściskanych na dużych mimośrodkach, w których naprężenia generowane w przekroju poprzecznym po jednej stronie słupa są ściskające, a po przeciwnej – rozciągające. Dopuszczalne wartości naprężeń po stronie ściskanej będą na ogół znacznie się różnić od dopuszczalnych wartości naprężeń po stronie rozciąganej.



Rys. 1.1. Idea pracy słupów CFT obciążonych osiowym ściskaniem. Ściskające naprężenia pionowe są przenoszone przez płaszcz ( $\sigma_{\text{tube,long}}$ ) i rdzeń betonowy ( $\sigma_{\text{c,long}}$ ). W płaszczu generowane są rozciągające naprężenia obwodowe ( $\sigma_{\text{tube,circ}}$ ), a na styku płaszcza i rdzenia oraz w samym rdzeniu – naciski poziome ( $\sigma_{\text{lat}}$ )

Poza tą oczywistą różnicą wytrzymałości stali i FRP w drugiej kolejności należy wymienić różnicę charakterystyk naprężenie–odkształcenie obydwu materiałów. Stal jest materiałem sprężysto-plastycznym, podczas gdy tworzywa FRP z zasady pracują tylko sprężysto. Nie dochodzi w nich do uplastycznienia, a sposób niszczenia jest gwałtowny, kruchy. Uwzględnienie tego faktu w projektowaniu słupów CFFT ma fundamentalne znaczenie dla bezpieczeństwa konstrukcji: konieczne jest stosowanie wyższych współczynników bezpieczeństwa niż dla słupów CFST. Na niekorzyść materiałów FRP, które można zastosować jako płaszcz słupów, przemawia fakt, że ich odkształcalność, zależna od matrycy, rodzaju, typu, zawartości włókien w kompozycie, jest często dużo niższa niż odkształcalność stali, dopuszczona na przykład w normie europejskiej *Eurokod 3* [63] (w rozdziale 3.2.2 te same normy) do poziomu aż 15% przy zniszczeniu.

Trzecią odmienną cechą słupów typów CFST i CFFT jest praca betonu skrępowanego, tj. pracującego wewnątrz płaszcza w stanie trójosiowego ściskania. Płaszcz słupów CFT ściskanych osiowo lub na niewielkich mimośrodkach zostaje mianowicie poddany ściskaniu w kierunku podłużnym i jednocześnie rozciąganiu w kierunku obwodowym. Rozciąganie to jest generowane przez napierający na płaszcz, ściskany beton rdzenia. W przypadku słupów smukłych o wyczerpaniu nośności słupa decyduje zazwyczaj podłużne ściskanie, a nie obwodowe rozciąganie płaszcza. Jednak dla krępych słupów ściskanych osiowo o nośności może decydować wytrzymałość obwodowa płaszcza na rozciąganie. Materiały FRP, np. stosowane w postaci cienkich płaszczy naklejanych zewnętrznie na słup, wykazują pod tym względem przewagę w stosunku do stali. Istotne jest jednak to, że beton rdzenia zachowuje się odmiennie w zależności od tego, czy płaszcz wykonany jest ze stali czy z materiału FRP. Tematyka ta będzie rozważana w rozdziale trzecim niniejszej pracy.

Zasady projektowania słupów CFFT nie mogą być także identyczne z zasadami projektowania żelbetowych słupów uzwojonych, podanymi np. w Polskiej Normie [57]. Jak wykazano w pracach [2] i [3], zastosowanie tych zasad do wyznaczania nośności granicznej



słupów CFST daje prawidłowe wyniki dla słupów CFST o cienkościennych płaszczach. Model ten nie sprawdza się już jednak dla słupów CFST o płaszczach grubościennych [5]. Nie wiadomo, czy nadawałby się do projektowania słupów o płaszczach z kompozytów FRP. *Eurokod 2* [62] nie podaje precyzyjnie przepisów dotyczących projektowania słupów uzwojonych. W ich projektowaniu można by natomiast wykorzystać przepisy podane w punkcie 3.1.9 wspomnianej normy, opisującym model matematyczny betonu skrępowanego (tj. ściskanego przy ograniczeniu odkształceń poprzecznych).

Do projektowania słupów CFFT nie można również bezpośrednio zastosować wytycznych projektowania słupów żelbetowych o przekroju kołowym, poddanych wzmocnieniu naklejanymi od zewnątrz płaszczami z materiałów kompozytowych FRP. Dla tej grupy słupów proponuje się w niniejszej pracy skrótowe oznaczenie CCCSFW (*circular concrete column strengthened with (fibre-reinforced polymer) wrapping*). Wytyczne projektowania słupów CCCSFW stworzono m.in. w USA [8]. Otóż słupy CFFT wykazują istotną różnicę w sposobie przenoszenia obciążeń w stosunku do słupów CCCSFW: ich płaszcz pracuje w kierunku podłużnym, podlega zatem ściskaniu, a gdy siła ściskająca oddziałuje na znacznym mimośrodku – także rozciąganiu. Fakt ten może stanowić zaletę słupów CFFT, lecz nie musi. Jeżeli mianowicie kompozyt jest kruchy lub mało wytrzymały w kierunku podłużnym, to nawet jego wysoka wytrzymałość w kierunku obwodowym nie może być brana pod uwagę przy projektowaniu słupa, ponieważ nie zostanie wykorzystana w chwili osiągnięcia nośności tegoż słupa.

Reasumując, należy stwierdzić, że projektowanie słupów CFFT może zawierać elementy zaczerpnięte z metod projektowania słupów CFST, żelbetowych słupów uzwojonych oraz słupów CCCSFW, wymaga jednak odrębnego podejścia. Propozycję zasad projektowania słupów CFFT sformułowano w dalszej części pracy.

Jak zaznaczono w tytule niniejszej monografii, nie dotyczy ona zagadnień nośności długotrwałej słupów CFFT, a jedynie ich nośności doraźnej. W przyszłości należałoby w badaniach słupów uwzględnić zjawiska reologiczne, zarówno dla betonu, jak i dla kompozytu. Swoim zakresem praca obejmuje słupy wykorzystywane w konstrukcjach kubaturowych (np. budynki, hale), jak również słupy i słupopale konstrukcji mostowych oraz hydrotechnicznych (np. pirsy, nabrzeża, mola). W opracowaniu nie uwzględnia się słupów poddanych działaniu znacznych sił tnących, dlatego z rozważań wyklucza się stosowane niekiedy wspólnie słupy ukośne przenoszące duże obciążenia pionowe. Powyższe wykluczenie nie dotyczy stężeń poprzecznych dźwigarów kratowych czy łukowych, często stosowanych wspólnie w wersji CFST w chińskim budownictwie mostowym [3, 21]. Stężenia te nie są bowiem poddane działaniu znacznych sił tnących, o ile tylko połączone są z dźwigarami pod kątem prostym. Same dźwigary łukowe wykonane z rur FRP wypełnionych betonem nie są analizowane w niniejszej pracy, ponieważ pomija się w niej wstępną krzywiznę elementu ściskanego, oczywiście poza imperfekcjami.

## Rozdział 2

# ZASTOSOWANIA SŁUPÓW Z RUR KOMPOZYTOWYCH WYPEŁNIONYCH BETONEM

## 2.1. Podstawowe możliwości zastosowań słupów CFFT

### 2.1.1. Degradacja korozyjna żelbetowych i stalowych konstrukcji wsporczych

W stosunku do słupów żelbetowych, stalowych czy zespolonych stalowo-betonowych słupy w płaszczu FRP odznaczają się wyższą odpornością korozyjną na zewnętrzne czynniki atmosferyczne. Woda (nawilżanie i suszenie) oraz mróz (zamrażanie i rozmrażanie) oddziałujące na konstrukcję budowlaną w wielu cyklach powodują degradację zarówno powłok ochronnych konstrukcji, jak i samego materiału konstrukcji.



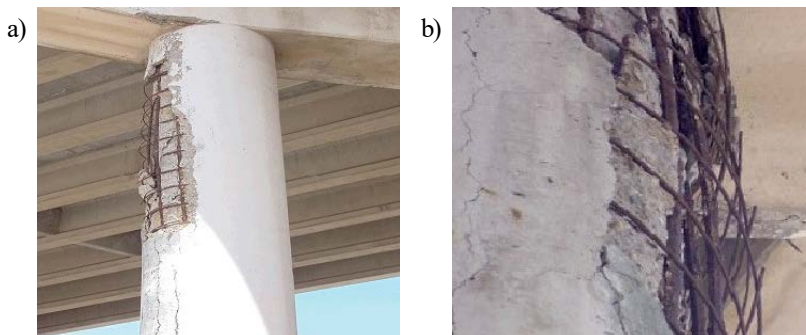
Rys. 2.1. Przykład korozyjnej destrukcji otuliny słupa żelbetowego. Jednosłupowy filar podpory pośredniej nieistniejącego od 2001 r. wiaduktu w ciągu ul. mjr. H. Sucharskiego w Gdańsku. Stan z roku 2000. Fot. M. Cichocki, za zgodą

Wśród konstrukcji budowlanych poddanych działaniu czynników atmosferycznych można wyodrębnić szczególną ich grupę, narażoną dodatkowo na agresję chemiczną chlorków występujących w środowisku ich użytkowania. Do tej całkiem licznej grupy konstrukcji należy zaliczyć przede wszystkim:

- obiekty infrastrukturalne (obiekty mostowe, mury oporowe) budowane w krajach, gdzie występują opady śniegu, a na drogach używane są środki odładzające;
- obiekty morskie (nabrzeża, pirsy portowe, falochrony) poddane działaniu słonej wody.

Przykład destrukcji w pierwszej z wymienionych grup zilustrowano na rys. 2.1. Przekładająca dylatacja mostowa umożliwiła penetrację wody pochodzącej z opadów atmosferycznych w głąb otuliny betonowej ochraniającej pręty zbrojenia. Cykliczne zamrażanie i rozmrażanie wody uwięzionej w porach betonu doprowadziło do powstania spękań otuliny, zorientowanych zarówno pionowo, jak i obwodowo. Chlorki zawarte w spływającej przez dylatację wodzie, a pochodzące z soli odładzających używanych w sezonie zimowym, przyspieszają proces korozji prętów zbrojenia. Jak stwierdzono i pokazano w [38], produkty

korozji stali, w wyniku zwiększania swojej objętości, prowadzą do dalszej degradacji otuliny betonowej i w końcu do jej całkowitego odspojenia (rys. 2.2). Skorodowane uzwojenie spiralne, na znacznej długości niezwiązane z betonem, niejednokrotnie nie jest w stanie zapobiec wyboczeniu prętów zbrojenia podłużnego słupa, które uchyla się od przenoszenia sił ściskających. W takiej sytuacji nośność słupa w strefie degradacji ulega znacznemu obniżeniu.

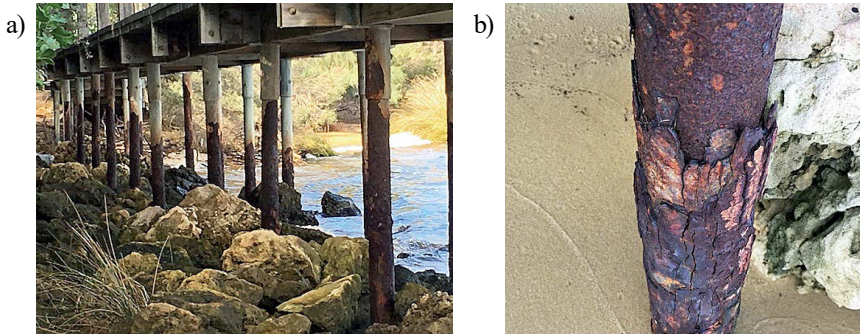


Rys. 2.2 Przykład korozyjnej destrukcji zbrojenia słupa żelbetowego wspierającego konstrukcję wiaduktu. Za zgodą z [38]

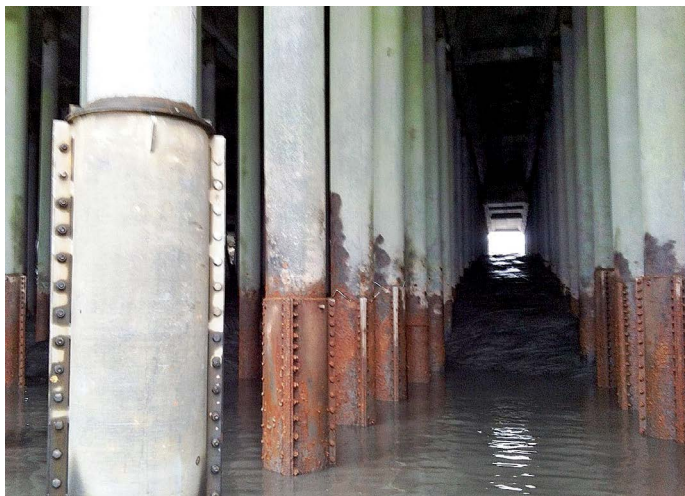
Degradacja korozyjna morskich obiektów budowlanych zasługuje na jeszcze większą uwagę ze względu na skalę problemu. Jak pokazuje praktyka, w słupach i palach [24] wspierających pirsy, mola czy nabrzeża najbardziej narażone na destrukcję korozyjną są te ich rejony, które znajdują się w strefie działania zmiennego zwierciadła wody. Na rys. 2.3 przedstawiono dla przykładu konstrukcję wsporczą mola w Perth (Australia), zbudowanego nad rzeką Canning River [41]. Molo położone jest na tyle blisko ujścia rzeki do Oceanu Indyjskiego, że słona woda podczas przyptywów miesza się w jego rejonie z wodą słodką. Słupy wspierające molo wykonano jako wwiercane w podłoże gruntowe rury z galwanizowanej stali. Fotografie przedstawiają stan techniczny słupków po okresie 20 lat użytkowania mola. Powłoka galwaniczna została doszczętnie zniszczona, a korozja stali słupków bardzo poważnie zagraża ich nośności. Zdaniem autora omawianej publikacji do tak szybkiego postępu korozji przyczyniły się ułożone pod obiektem głązy. Rozbijające się o nie fale wytwarzały bowiem mgiełkę zawierającą chlorek sodu, docierającą do obszarów słupów położonych wysoko ponad poziomem wody.

Przykładem większej, ważnej konstrukcji, w której obserwuje się opisywane problemy, jest port morski Anchorage na Alasce, należący do grupy 23 strategicznych portów morskich w USA. Wsparty na 1423 słupopalach z rur stalowych, od wielu lat jest poddawany modernizacji ze względu na korozję konstrukcji wsporczej [95]. Słupy o ściankach o grubości  $t = 11$  mm utraciły na skutek korozji miejscami nawet  $\frac{3}{4}$  swojej grubości. Pierwotnie stosowane wzmocnienia z połówek stalowych rur skręcanych śrubami (rys. 2.4) okazały się nieefektywne, ponieważ korodują podobnie jak oryginalna konstrukcja. Ich żywotność ocenia się na 10–15 lat, żywotność oryginalnych słupopali zaś – na 20 lat. W roku 2016 zdecydowano się wprowadzić 7-letni plan modernizacji portu, obejmujący m.in. generalny

remont słupopali. Rozważa się zastąpienie istniejących słupopali stalowych rurami stalowymi wypełnianymi betonem, tj. palami typu CFST [28].



Rys. 2.3. Przykład korozyjnej destrukcji słupów stalowych wspierających konstrukcję mola.  
Fot. S. Lewenhoff, za zgodą z [41]



Rys. 2.4. Przykładowy sposób naprawy skorodowanych słupów stalowych wspierających konstrukcję pirsu portowego. Fot. A. Hillman, za zgodą z [28]

Zjawisko przyspieszonej korozji słupopali jest powszechnie spotykane także w przypadku żelbetowych konstrukcji wsporczej pirsów czy mol (rys. 2.5). Przykładem może być molo Instytutu Oceanograficznego w San Diego (Kalifornia, USA), które po około 40 latach użytkowania przestało spełniać podstawowe wymogi bezpieczeństwa [77]. Otulina żelbetowych słupopali odpadła, ukazując miejscami stalowe skorodowane zbrojenie uzwajające. Ekspertyza zlecona przez zarządcę mola nakazała ograniczyć nośność eksploatacyjną mola do zaledwie 20% jego nośności projektowej. W roku 2014 wszystkie słupopale konstrukcji mola zdecydowano się w całości usunąć i zastąpić nowymi, także betonowymi.



Na rozbiórkę nie zdecydowano się natomiast w przypadku drugiego co do długości (600 m) mola w Nowej Zelandii [47]. Obiekt wybudowano w latach 20. XX wieku na płytkiej zatoce Oceanu Spokojnego o nazwie Tolaga Bay, położonej u wschodnich wybrzeży Wyspy Północnej. Przez ponad 30 lat budowla służyła jako molo portowe do przeładunku towarów transportowanych drogą morską. Od lat 60. XX wieku przez około 40 kolejnych lat nie prowadzono żadnych zabiegów utrzymaniowych, gdyż obiekt przestał być opłacalny i zaprzestano jego gospodarczej eksploatacji. Degradacji korozyjnej uległa cała żelbetowa konstrukcja mola. W licznych miejscach odpadła otulina betonowa, odsłaniając stalowe pręty zbrojeniowe. W 1999 roku powołano fundusz ochrony zabytkowego mola w celu jego zachowania jako lokalnej atrakcji turystycznej.

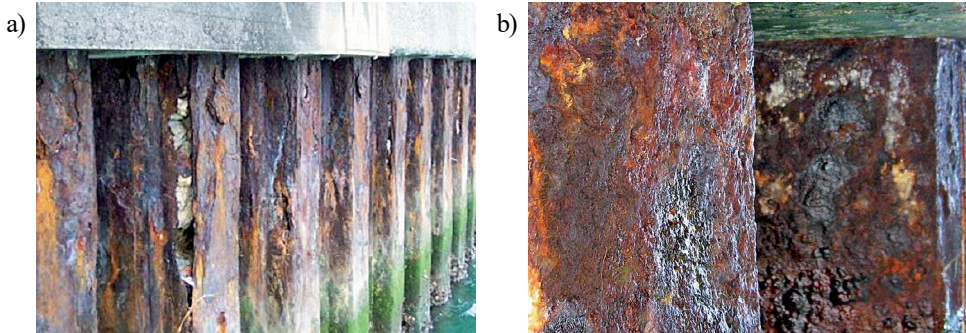


Rys. 2.5. Przykład korozyjnej destrukcji słupów żelbetowych wspierających konstrukcję mola.  
Za zgodą z [92]

Z problemami podobnymi do opisanych mają do czynienia zarządcy nabrzeży wybudowanych ze stali czy z żelbetu. Na rys. 2.6a przedstawiono fragment nabrzeża amerykańskiego portu wojennego Naha na japońskiej wyspie Okinawa. Port wybudowano bezpośrednio po zakończeniu II wojny światowej. Wywołana przez słoną wodę morską korozja stalowych ścianek szczelnych w niektórych miejscach nad poziomem wody odsłoniła betonową konstrukcję nabrzeża, a w 84 punktach pod poziomem wody, na głębokości do 3 metrów poniżej jej średniego poziomu, doprowadziła do powstania przelotowych otworów w grodzicach. Obszar 300 m<sup>2</sup> nabrzeża został w roku 2008 poddany renowacji polegającej na naniesieniu na powierzchnię stalowych grodzic płynnego preparatu epoksydowego, zabezpieczającego je przed szkodliwym działaniem wody morskiej.

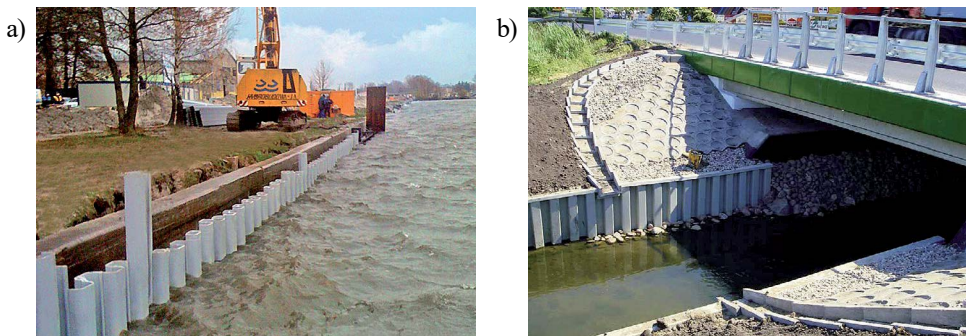
Korozja nabrzeży stalowych (rys. 2.6) zachodzi szczególnie intensywnie na poziomie niskiej wody (w portach objętych zasięgiem pływów morskich) oraz poniżej tego poziomu [89]. Strefa ta jest bowiem poddana nie tylko agresji chemicznej chlorków zawartych w wodzie morskiej, lecz także korozji biologicznej wywołanej żyjącymi w niej mikroorganizmami. Postęp korozji ścianek szczelnych nabrzeży może osiągać poziom jednego milimetra

grubości ścianki na rok na jedną stronę grodzicy [89]. Korozji chemicznej i biologicznej poddane są także rury stalowe pali typu CFST wspierających konstrukcje nabrzeży czy pirsów.



Rys. 2.6. Przykłady korzyznej destrukcji nabrzeży stalowych. Za zgodą z: a) [86]; b) [89]

Nabrzeża morskie wykonane z pali żelbetowych podlegają korozji w tempie podobnym do nabrzeży stalowych. Przykładem może być nabrzeże w miejscowości Digby (Kanada, prowincja Nowa Szkocja), wykonane z żelbetowych pali w 1972 roku [70]. Gruntowna naprawa nabrzeża stała się niezbędna po 42 latach użytkowania, gdy betonowa konstrukcja pali została zdegradowana miejscami nawet w 100 procentach, odsłaniając stalowe pręty zbrojenia. Remont polegał na uzupełnieniu siedmiu największych ubytków pali betonem układanym na placu budowy. W dalszej kolejności całe nabrzeże od strony wody wzmocniono powłoką betonu natryskowego (torkretu) oraz wybudowano przed nim falochron. W opinii autorów projektu naprawy nabrzeża zastosowane środki powinny wydłużyć jego żywotność o 15–20 lat.



Rys. 2.7. Przykłady zastosowania winylowych ścianek szczelnych: a) Ekomarina w Giżycku (za zgodą z [84]); b) most w Warszawie (za zgodą z [93])

Receptą na degradację korzyzjną nabrzeży może być zastosowanie materiałów polimerowych w miejsce materiałów tradycyjnych: betonu i stali. Dość popularne w ostatnich latach stają się grodzice winylowe (rys. 2.7). Poza wysoką odpornością korzyzjną odznaczają się na tle grodzic stalowych walorami estetycznymi. Ich wadą jest duża podatność,

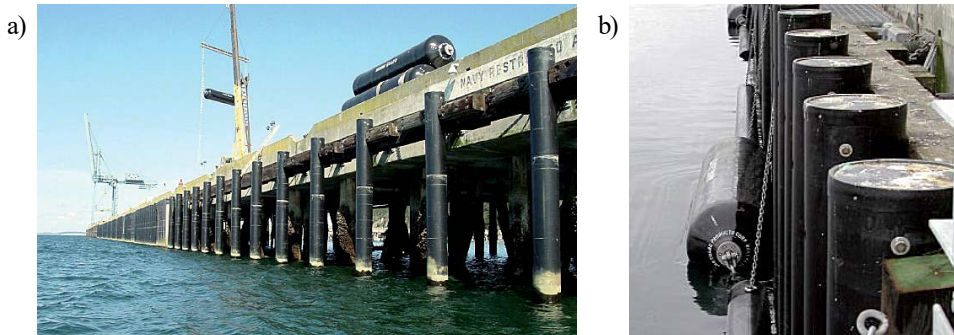
uniemożliwiająca budowanie wysokich nabrzeży. Moduł sprężystości materiału wynosi zaledwie 2,6 GPa [93], a więc 77 razy mniej niż dla stali konstrukcyjnej. Aby umożliwić stosowanie grodziec polimerowych także w wysokich i bardziej obciążonych nabrzeżach, wzmacnia się je na etapie produkcji włóknami szklanymi. Moduł sprężystości materiału wzmocnionego może się zwiększyć do 14 GPa [93]. Najczęściej stosowana metoda zagłębiania grodziec w podłożu polega na ich wciskaniu w grunt wzdłuż uprzednio zainstalowanych wzorników przy wykorzystaniu młotów wibracyjnych, tj. lekkiego sprzętu o niewielkiej energii uderzeń. Problem zagłębiania grodziec polimerowych w gruntach twardych (np. zwarte ility, gliny, żwiry) bywa rozwiązywany na dwa sposoby. Pierwszym jest ich wpłukiwanie przy użyciu wody podawanej pod wysokim ciśnieniem, drugim zaś – wbijanie przy użyciu stalowej prowadnicy, zwanej mandrełą, której kształt odzwierciedla wbijaną grodziec winylową [94]. Podobne metody wykorzystuje się do zagłębiania pali fundamentowych [24].

### 2.1.2. Przykłady podstawowych zastosowań słupów CFFT

Słupy i pale CFFT należą do nietypowych konstrukcji. W literaturze opisano niewiele inwestycji budowlanych zrealizowanych przy użyciu tej technologii. Elementem łączącym te nieliczne zastosowania była ich myśl przewodnia: ochrona konstrukcji pracującej w środowisku korozyjnym.

Pale nabrzeży oraz innych konstrukcji budowlanych wpieranych na dnie morskim są realizowane w USA w technologii CFFT od ponad 20 lat [90]. Stosowanie pali CFFT jest objęte w USA normą [14], opublikowaną w roku 2014 przez uznaną na świecie organizację normalizacyjną ASTM International. Zagłębianie pali CFFT wykonuje się tradycyjną technologią [24], tj. przy użyciu młotów udarowych, ale bez opcji dodatkowego wzbudzania wibracji. Metoda ta spełnia wymóg amerykańskiej normy [14], zgodnie z którym jedynie końcówka pala o długości 61 cm ma prawo doznać uszkodzeń przy wbijaniu pala.

Spośród licznych zastosowań reprezentatywnym wydaje się konstrukcja osłonowa mola przeladunkowego amunicji w porcie wojskowym Hadlock na wyspie Indian Island w stanie Waszyngton w USA (rys. 2.8) [91]. Wyspa leży w głęboko wciętej w ląd zatoce Oceanu Spokojnego, zatem konstrukcja mola jest poddana agresywnemu oddziaływaniu chlorków. Port położony jest w odległości kilkudziesięciu kilometrów od granicy z Kanadą, a więc w strefie klimatycznej umiarkowanej chłodnej, z mroźnymi zimami. W opisywanej realizacji zastosowano pale o długości 28,3 m i średnicy zewnętrznej  $D = 42$  cm. Rury, o grubości ścianki  $t = 7$  mm, wykonano z tworzywa polimerowego wzmocnianego ciągłym włóknem szklanym (czyli rowingiem) typu E. Włókna tego typu wytwarzane są ze szkła glinowo-borowo-krzemowego i są najczęściej stosowanymi włóknami szklanymi w kompozytach polimerowych [46]. Wynika to z ich korzystnych parametrów mechanicznych i jednocześnie niewysokiej ceny w porównaniu z innymi typami włókien szklanych (tabl. 2.1).



Rys. 2.8. Przykład zastosowania słupów CFPP do osłony nabrzeża przed cumującymi statkami.  
Za zgodą z [91]

**Tablica 2.1**

Podstawowe parametry fizyczne i mechaniczne różnych typów włókien szklanych [46]

Rodzaj włókna szklanego	Średnica	Gęstość	Wytrzymałość na rozciąganie	Moduł sprężystości
	[ $\mu\text{m}$ ]	[ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]	[MPa]	[GPa]
Typ E	5–9	2,54	1350–3500	60–70
Typ M	8–10	2,89	brak danych	124
Typ R	10	2,50	4750	83
Typ S	16	2,49	4900	87

Podstawowe parametry mechaniczne kompozytu GFRP rur wykorzystanych w porcie wojskowym Hadlock zestawiono w tablicy 2.2. Wypełnienie rur betonem wykonano poza placem budowy i jako gotowe prefabrykaty CFPP przywieziono je na miejsce wbudowania. Zastosowano beton o wytrzymałości gwarantowanej 6000 funtów na cal kwadratowy, czyli 41,4 MPa [90]. Dodatkowa osłona z HDPE (polietylen o dużej gęstości) o grubości 38 mm ochrania pale przed uderzeniami i otarciami cumujących okrętów. Stanowi to ich podstawowe obciążenie, ponieważ konstrukcja wsporcza moła jest wykonana z innego typu pali.

**Tablica 2.2**

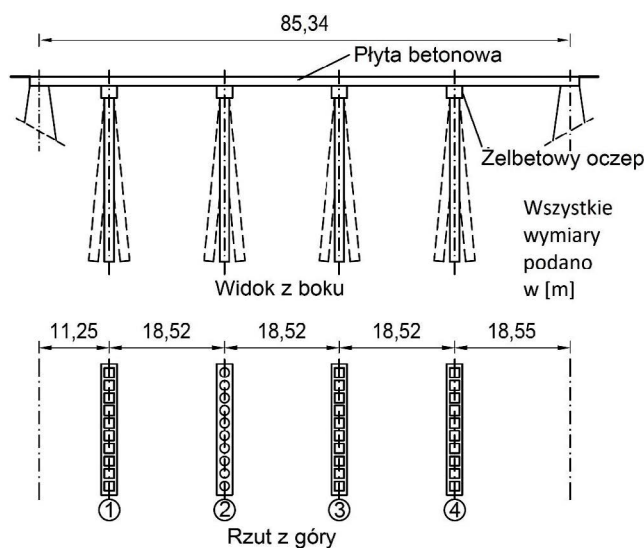
Parametry mechaniczne kompozytu rur GFRP używanych w palach CFPP produkowanych przez firmę specjalistyczną z USA [90]

Rodzaj wyężenia	Wytrzymałość jednoosiowa	Moduł sprężystości
	[MPa]	[GPa]
ściskanie wzdłużne	372	21,4
rozciąganie wzdłużne	372	21,4
rozciąganie obwodowe	293	23,4

Lista dostępnych w literaturze opisów zastosowań pali CFPP w konstrukcjach osłaniających nabrzeża jest dłuższa niż lista ich zastosowań w konstrukcjach wsporczych. Wśród



realizacji w konstrukcjach wsporczych na wyróżnienie zasługuje obiekt mostowy nr 1006 w ciągu drogi stanowej 40 w stanie Virginia (USA) [19]. Ponieważ był to projekt pionierski w zakresie zastosowań słupopali CFFT w mostownictwie, objęto go nadzorem naukowym federalnego Ministerstwa Transportu USA (U.S. Department of Transportation). Bezpośredni nadzór naukowy nad realizacją projektu sprawowała Rada Naukowa Transportu (Transportation Research Council) stanu Virginia, która sporządziła obszerny raport badawczy [56] z tej pionierskiej realizacji. Omawiany most, położony nad rzeką Nottoway, został oddany do użytku w roku 2001, a wybudowano go w miejscu starego mostu z lat 30. XX wieku, którego ustrój nośny przeszła zakwalifikowano jako korozyjnie zdegradowany, a podpory – jako zagrożone podmyciem fundamentów. Stare podpory mostu całkowicie rozebrano i wzniesiono nowe: dwie skrajne (przyczółki) i cztery pośrednie (filary). Trzy filary posadowiono na tradycyjnych palach z betonu sprężonego, a jeden – na palach CFFT (rys. 2.9). W każdym z filarów zastosowano koźłowy układ dziesięciu pali, złączonych wspólnym oczepem żelbetowym. Wszystkie pale wykonano jako wystające z podłoża gruntowego na wysokość około dwóch metrów, w związku z czym można je nazywać słupopalami.

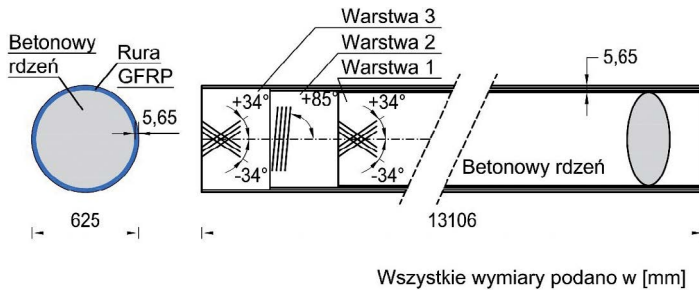


Rys. 2.9. Schemat rozmieszczenia podpór mostu nad rzeką Nottoway w ciągu drogi stanowej 40 w Virginii w USA. Drugi filar od lewej strony wykonano ze słupopali CFFT. Na podstawie [19]

Do wykonania słupopali CFFT posłużyły rury polimerowe zbrojone włóknem szklanym (GFRP). Zbrojenie to stanowił rowing ciągły z włókna typu E (tabl. 2.1), w procesie produkcji rur nasycany żywicą poliestrową i nawijany na obracający się rdzeń stalowy. Strukturę ścianek rur oraz ich wymiary geometryczne przedstawiono na rys. 2.10. Na łączną grubość konstrukcyjną ścianki rury  $t = 5,65$  mm składało się pięć warstw włókna nawiniętego krzyżowo pod kątem kolejno:  $34^\circ$ ,  $-34^\circ$ ,  $85^\circ$ ,  $34^\circ$  i  $-34^\circ$  w stosunku do podłużnej osi rury [56]. Grubość każdej z wymienionych warstw wynosiła 1,13 mm. Od strony wewnętrznej rury wykonano ponadto niekonstrukcyjną powłokę polimerową o grubości 1,68 mm,

zbrojoną nie rowingiem szklanym, lecz jedynie matą z ciętego włókna szklanego. Łączna grubość wszystkich warstw rury, konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych, wynosiła zatem 7,33 mm. Udział objętościowy włókna szklanego w kompozycie GFRP wynosił 51,2% przy odchyleniu standardowym 2,4%. Wielkość tę określono w standardowej próbie wypalania żywicy (por. podrozdział 5.2.2), przy czym uwzględniono jedynie warstwy konstrukcyjne rury, a pominięto wewnętrzną warstwę niekonstrukcyjną [56]. Udział wagowy włókien w kompozycie wynosił 60,7%.

Parametry wytrzymałościowe rur FRP przebadano na rozciąganie w dwóch kierunkach: zorientowanym podłużnie oraz obwodowo względem osi rury. Pierwsze z wymienionych badań wykonano na paskach kompozytu wyciętych wzdłużnie ze ścianki rury (por. podrozdziały 3.4, 5.2.8 i 5.2.9), drugie zaś – na obręczach wyciętych poprzecznie z rur (por. podrozdziały 3.4, 5.2.10 i 5.2.11). Wyniki tych badań zestawiono w tabelicy 2.3. W wynikach uwzględniono grubość całkowitą materiału rury, tj. jej warstw konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych.



Rys. 2.10. Konstrukcja słupopali CFST zastosowanych w opisywanej realizacji. Na podstawie [19]

**Tabela 2.3**

Parametry mechaniczne kompozytu rur GFRP użytych w palach CFST zastosowanych do budowy podpory opisywanego mostu [56]

Obciążenie rozciągające	Liczba próbek	Wytrzymałość jednoosiowa		Odkształcenia graniczne		Moduł sprężystości (między $\varepsilon = 0$ a $\varepsilon = 4\%$ )	
		wartość średnia	odchylenie standardowe	wartość średnia	odchylenie standardowe	wartość średnia	odchylenie standardowe
		[MPa]		[‰]		[GPa]	
wzdłużne	29	113,1	7,3	1,02	0,1	14,8	1,9
obwodowe	5	121,4	5,9	12,6	3,4	19,1	2,3

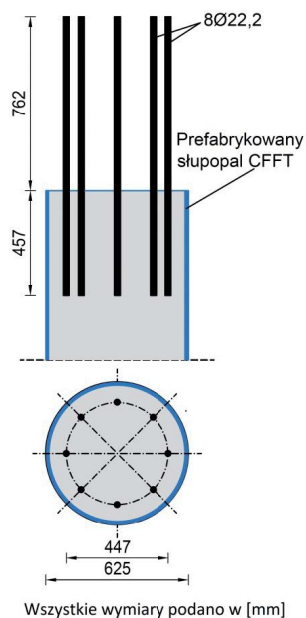
Rury wypełniano betonem na placu budowy. Zastosowano dodatki ekspansywne. Wytrzymałość gwarantowana betonu wynosiła 6000 funtów na cal kwadratowy, czyli 41,4 MPa.

Podczas pompowania betonu do wnętrza rur były one ustawione ukośnie i zaślepienie od dołu okrągłymi płytkami.

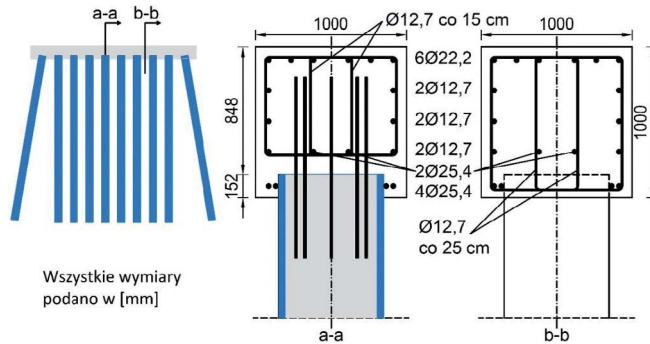
Jak podano w [19], gotowe słupopale CFFT zagłębiano w gruncie przy użyciu klasycznego kafara do robót palowych, tego samego, którym wbijano słupopale sąsiednich podpór, wykonane z betonu sprężonego i o kwadratowym przekroju poprzecznym. Był to kafar o napędzie hydraulicznym i ciężarze baby (tj. elementu uderzeniowego) 71,2 kN. Głowice słupopali zabezpieczone były podczas wbijania grubą sklejką drewnianą. Wszystkie słupopale (betonowe i CFFT) wbijano na głębokość 10,2 m pod poziomem terenu. Słupopale z betonu sprężonego zagłębiały się łatwiej (157 uderzeń na metr głębokości) niż słupopale CFFT (236 uderzeń na metr).

Połączenie słupopali z oczepem wykonano za pośrednictwem prętów stalowych o średnicy 22,2 mm, wklejanych na żywicę epoksydową w nawiercone uprzednio otwory o średnicy 25,4 mm (rys. 2.11). Tak przygotowane zakończenia pali łączono monolitycznie z oczepem żelbetowym o przekroju kwadratowym i o wymiarach 1 m × 1 m (rys. 2.12).

W projekcie opisywanym w [19] i [56], ze względu na jego pilotażowy charakter, przeprowadzono obszernie badania mrozoodporności materiału zastosowanych rur kompozytowych. Przebadano także efekt degradacji parametrów mechanicznych kompozytu spowodowanej długookresowym działaniem wody, wchłanianej przez ten kompozyt. W badaniach mrozoodporności kompozytu odnotowano maksymalnie 20-procentowy ubytek wytrzymałości podłużnej kompozytu nasyczonego wodą po 100, 300 i 500 cyklach jego zamrażania (do  $-17^{\circ}\text{C}$ ) i rozmrażania (w  $+6^{\circ}\text{C}$ ). W badaniach nasiąkliwości nasycanie próbek kompozytu wodą trwało aż 819 dni (ponad 2 lata) i odbywało się w stałej temperaturze, wynoszącej dla poszczególnych próbek: 22, 35, 45, 55, 65 i  $80^{\circ}\text{C}$ . Maksymalne wagowe nasycenie kompozytu wodą, zmierzone dla najwyższej temperatury, wynosiło 1,5%, dla trzech najniższych z wymienionych poziomów temperatury nie przekraczało zaś 0,5%. Wytrzymałość próbek kompozytu na rozciąganie podłużne zmniejszyła się po ich nasyceniu wodą w stosunku do wytrzymałości próbek suchych średnio o 0,5%. Dla wytrzymałości obwodowej kompozytu rur redukcja ta wynosiła 7% [56].



Rys. 2.11. Zakończenia słupopali CFFT zastosowanych w opisywanym moście. Na podstawie [19]



Rys. 2.12. Konstrukcja podpory wykonanej ze słupopali CFFT zastosowanych w opisywanym obiekcie. Na podstawie [19]

## 2.2. Inne możliwości zastosowań słupów CFFT

Podstawowe, jak się wydaje, możliwości zastosowań słupów CFFT wymieniono w podrozdziale 2.1. Chodzi mianowicie o słupy i pale obiektów infrastruktury drogowej i portowej, narażone na działanie czynników atmosferycznych oraz chlorków.

Rozważając dalsze możliwe obszary zastosowań słupów CFFT, warto przywołać inne typy słupów, wykazujące podobieństwa w wyglądzie i sposobie pracy do słupów będących przedmiotem niniejszej pracy. Słupy żelbetowe o przekroju kołowym od wielu lat stosowane są chętnie w budownictwie. Jeden z centralnie usytuowanych w śródmieściu Gdańska wiaduktów, w ciągu ulicy Błędnik (rys. 2.13a), wybudowany w roku 1970, wsparty jest na wyjątkowo dużej liczbie 72 słupów, z których każdy ma kołowy przekrój poprzeczny. Tak duża liczba słupów jest uwarunkowana znaczną długością (196 m, 5 przęseł) oraz szerokością (34,6 m) tego nieregularnego w planie żelbetowego wiaduktu płytowego, a to z kolei – wyjątkowo małym kątem skrzyżowania obiektu z przeszkodą ( $30^{\circ}55'$ ). Wiadukt przeprowadza bowiem główną trójmiejską arterię samochodową nad główną trójmiejską linią kolejową. Obiekt posiada cztery podpory pośrednie (wszystkie widoczne na zdjęciu), które zawierają kolejno 19, 19, 21 i 13 słupów o kołowym przekroju poprzecznym. Rozwiązanie to okazało się udanym sposobem podparcia konstrukcji mostowej usytuowanej w terenie silnie zurbanizowanym.

Bardzo popularnym współcześnie sposobem wznoszenia żelbetowych budynków biurowych jest tzw. system płyta–słup (rys. 2.13b). Układ słupów, najczęściej o regularnej siatce w rzucie z góry, podpira płaskie stropy płytowe pozbawione jakichkolwiek żeber, tworząc monolityczną konstrukcję szkieletową. Rozwiązanie to, poza walorami estetycznymi, odznacza się wysoką funkcjonalnością. Przestrzeń każdej z kondygnacji można kształtować z dużą swobodą, ustawiając ścianki działowe według potrzeb najemców budynku. Niestety, w zastosowaniu słupów CFFT w budynkach na przeszkodzie stoi podstawowa wada kompozytów FRP: brak odporności ogniowej. Problem leży po stronie żywic polimerowych, stanowiących matryce kompozytów zbrojonych włóknami. Współczesne osiągnięcia chemii umożliwiają niedrogą produkcję niepalnych żywic polimerowych, nadal jednak pozostają one łatwo topliwe. Fakt ten wyklucza stosowanie słupów CFFT w konstrukcjach budynków,

predestynuje je zaś do wykorzystywania ich w konstrukcjach podpór mostowych, zwłaszcza posadowionych w wodzie, oraz w konstrukcjach wsporczych i osłonowych nabrzeży czy pirsów.



Rys. 2.13. Przykładowe zastosowania żelbetowych słupów o przekroju kołowym w obiektach budowlanych w Gdańsku: a) wiadukt zbudowany w 1970 roku w ciągu ulicy Błędnik – stan obecny; b) budowa biurowca w wielofunkcyjnym kompleksie biznesowym Alchemia, rok 2018. Fot. autor

Uznaje się, że podpory wykonane ze słupów żelbetowych o przekroju kołowym mają wysokie walory estetyczne (rys. 2.14a). Autorzy monografii [17] poświęconej obiektom mostowym o ustroju nośnym z rur stalowych sugerują, że walory estetyczne konstrukcji o kołowym przekroju poprzecznym mają związek z „konstrukcjami”, jakie obserwujemy w naturze: drzewa i ich konary mają właśnie przekrój okrągły. Niezależnie od powszechnych



w mostownictwie żelbetowych słupów o przekroju kołowym coraz częstsze zastosowanie znajdują słupy CFST o przekroju kołowym (rys. 2.14b). Ze względu na wysoką nośność pokrywającą stosuje się je głównie w krajach o dużej aktywności sejsmicznej (np. Chiny, Japonia, USA) [2]. Ponadto – sądząc po liczbie publikacji w prasie specjalistycznej dotyczącej konstrukcji budowlanych – można przypuszczać, że technologia słupów CFST jest bardziej rozpowszechniona w krajach zachodnioeuropejskich (Niemcy, Wielka Brytania, Francja) niż w Polsce [2]. Być może jest to efekt przywiązania krajowych firm budowlanych do tradycyjnych technologii.

a)



b)



Rys. 2.14. Słupy o kołowym przekroju poprzecznym wspierające wiadukty drogowe nad autostradami: a) wiadukt betonowy nad Autostradą Wolności (A2) na odcinku Września–Torzym; b) wiadukt zespolony stalowo-betonowy nad Autostradą A93 w Niemczech, na odcinku Regensburg–Hof. Stan z 2018 roku. Fot. autor

Można uznać, że w wielu obszarach słupy CFST mogłyby zostać zastąpione przez słupy CFFT. Poza konstrukcjami wsporczymi mostów w tej technologii wznosi się szczególnie wiele mostów łukowych. Ten sposób budowania, niezwykle popularny od lat 90. XX wieku w Chinach, polega na montażu stalowej konstrukcji nośnej łuków z pustych przekrojów rurowych, a następnie wypełnianiu ich wnętrza betonem tłoczonym od dołu za pomocą wysokowydajnych pomp. Konstrukcję łuków w przekroju poprzecznym stanowi – w zależności od długości i szerokości mostu – para lub większa grupa wypełnionych betonem rur stalowych, połączonych ze sobą stężeniami, również z elementów typu CFST, lecz mniejszych rozmiarów. Jak podają badacze chińscy [74], do roku 2007 wzniesiono w Chinach ponad 230 mostów tego typu. Z kolei inni badacze z tego kraju [43] powołują się na doniesienia, zgodnie z którymi do roku 2004 wzniesiono w Chinach przeszło 300 tego rodzaju mostów, z czego 40 odznacza się rozpiętością przęsła powyżej 200 m. W pracy [21] opisano dziewięć chińskich mostów tego typu o rozpiętościach 100–200 m, podając dla każdego z nich szkic schematu statycznego oraz przekrój poprzeczny dźwigara łukowego. Rekordową rozpiętość wśród mostów łukowych z dźwigarami typu CFST ma wybudowany w roku 2012 most Bosideng nad rzeką Jangcy. Rozpiętość ta, wynosząca 530 m, klasyfikuje jednocześnie przęsło wspomnianego mostu jako trzecie w świecie najdłuższe przęsło łukowe, zaraz po dwóch innych chińskich łukach wykonanych ze stali. Jak informuje niemieckojęzyczna Wikipedia pod hasłem *Bosideng-Brücke*, dźwigar nośny mostu składa się z czterech wypełnionych betonem rur stalowych o średnicy  $D = 1,30$  m oraz grubości ścianki zmieniającej się od  $t = 30$  mm w węzłowie do  $t = 22$  mm w kluczu. Rury te połączone są wzajemnie gęstym wykratowaniem. Dobre wyobrażenie o tej niespotykanej poza Chinami technologii budowy mostów daje fotografia mostu Liantuo (rys. 2.15) o rozpiętości 121,3 m, którego łuk nośny składa się z dwóch elementów CFST połączonych wzajemnie pełnościennym średnikiem.

O możliwości zastąpienia w opisywanych mostach przekrojów rurowych ze stali przekrojami z kompozytu FRP przekonuje technologia „most w plecaku” (*bridge in backpack*), opracowana w USA w 2008 roku. Technologia ta umożliwia budowę mostów łukowych wykonanych z rur CFRP, wstępnie wygiętych w odpowiednią krzywiznę łuku, a następnie wypełnianych na placu budowy betonem. Dotychczas przy użyciu tej metody zrealizowano w USA 20 obiektów mostowych o rozpiętościach do 23 m, zlokalizowanych w ośmiu stanach [85]. Budowę mostu w technologii *bridge in backpack* rozpoczyna się od zbrojenia i szalowania węzłowie łuków. Po wstawieniu pustych rur w przygotowane gniazda w węzłowiach stęży się je blachą trapezową (rys. 2.16a), po czym betonuje się węzłowie [87]. W dalszej kolejności wypełnia się betonem samozagęszczalnym rury tworzące łuki przez otwory wycięte uprzednio w ich kluczu. Po związaniu i stwardnieniu betonu łuków montuje się ścianki boczne mostu. Obydwie ścianki, wsparte na skrajnych łukach, mogą być ze sobą łączone ciągniami nad powierzchnią łuków. Po wykonaniu zasypki gruntowej wykonuje się montaż wyposażenia: nawierzchni, chodników, barier etc.



Rys. 2.15. Most łukowy Liantuo w Chinach o dźwigarach typu CFST.

Źródło: Wikipedia, [https://fr.wikipedia.org/wiki/Pont\\_de\\_Liantuo](https://fr.wikipedia.org/wiki/Pont_de_Liantuo)

Same rury CFRP wykonuje się metodą infuzji, tj. przesycania żywicą polimerową formy wykonanej z napompowanej tkaniny z włókna węglowego, wygiętej w łuk na specjalnych koźłach mocowanych do posadzki. Rury są stosunkowo lekkie i łatwe do transportowania (rys. 2.16b), o ile swoimi rozmiarami nie przekraczają skrajni drogowej. Mosty te, jak wszystkie ustroje łukowe, odznaczają się na tle innych konstrukcji walorami estetycznymi (rys. 2.16c).

Poza opisanymi powyżej możliwościami powszechnego stosowania słupów CFST mogą zaistnieć pewne specyficzne sytuacje, w których mogłaby zostać wykorzystana jedna z zalet tych konstrukcji. Mowa tu o zdolności słupów CFST do pobudzania w betonowym rdzeniu przestrzennego stanu naprężeń ściskających. Cecha ta, opisana pobieżnie w rozdziale 1, zostanie szczegółowo scharakteryzowana w rozdziale 3 niniejszej pracy. Jak się okazuje, pozwala ona na przenoszenie przez słup znacznych obciążeń ściskających przy zachowaniu stosunkowo małego przekroju poprzecznego tego słupa. Fakt ten można wykorzystać w projektowaniu detali obiektów mostowych. Otóż łożyska przenoszą na przyczółki lub filary znaczne obciążenia skoncentrowane na niedużej powierzchni. Do przeniesienia tych sił na masyw betonowej podpory stosuje się najczęściej gęsto zbrojone ciosy podłożyskowe. W sytuacji gdy obiekt mostowy wsparty na ciosach podłożyskowych wymaga podniesienia z powodu zwiększenia skrajni pod nim (np. ze względu na elektryfikację



linii kolejowej poprowadzonej pod obiektem), ciosy podłożyskowe mogłyby być zastąpione krępyimi słupami CFFT (rys. 2.17). Badania eksperymentalne przeprowadzone przez autora na krępych elementach CFFT, opisane w podrozdziale 5.4.2, wykazały ponad dwukrotny wzrost nośności krępego słupa wykonanego przy użyciu rury FRP zbrojonej obwodowo (w tym przypadku kąt nawoju  $\theta$  odniesiony do osi podłużnej rury wynosił  $85^\circ$ ) w stosunku do analogicznego słupa z rury FRP zbrojonej nieobwodowo ( $\theta = 20^\circ$ ).



Rys. 2.16. Technologia budowy mostów łukowych CFFT. Za zgodą z [88]

Wysokość koniecznego podniesienia przęsła mostu, spowodowanego elektryfikacją linii kolejowej przechodzącej pod tym obiektem, wynosi co najmniej 35 cm. Jeżeli linię kolejową pod obiektem projektuje się na tzw. skrajnie powiększoną kolei zelektryfikowanej, to wysokość koniecznego podniesienia przęsła zwiększa się do 60 cm. Jak podano w pracy [51], podnoszenie wiaduktów jest w takich przypadkach bardziej uzasadnione ekonomicznie niż obniżanie niwelety toru pod wiaduktem czy też wyburzanie istniejącego obiektu i budowa nowego. Podnoszenie wiaduktów belkowych (rys. 2.17) jest technicznie

prostsze niż w przypadku wiaduktów ramowych, zwłaszcza tych z przegubami betonowymi usytuowanymi przy fundamencie. Ważne jest bowiem w tych przypadkach, aby nogi ustroju ramowego nie były wydłużane [51]. Konieczne jest więc wówczas skomplikowane nadbudowywanie fundamentu przegubu. Przegub podlega rozkuciu, zbrojenie fundamentu przegubu wydłużane jest prętami zbrojeniowymi dospawyanymi do prętów istniejących i w efekcie po zabetonowaniu usytuowanie osi przegubu przesuwają się o kilkadziesiąt centymetrów w górę. Wydaje się, że w tych przypadkach zastosowanie krępych słupów CFFT do nadbudowy fundamentów przegubów byłoby racjonalnym rozwiązaniem, pozwalającym na zaniechanie jakichkolwiek ingerencji w konstrukcję przęsła ramowego powyżej przegubu. Zagadnienie podnoszenia przęseł mostowych obrazuje praktyczne znaczenie krępych słupów CFFT. Szczegółowe badania własne tego rodzaju słupów zostaną przedstawione w rozdziale 5.



Rys. 2.17. Wiadukty stalowe w Gdańsku nad torami kolejowymi w ciągu ulicy Kościuszki: stary (obecnie około stuletni, na pierwszym planie) i nowy (obecnie kilkuletni, w tle) wsparte na wysokich żelbetowych ciosach podłożyskowych. Fot. autor

Kolejną z wymienianych tu zalet słupów CFFT, która mogłaby się przyczynić do większego upowszechnienia stosowania tej technologii, jest bogata i łatwo osiągalna w procesie produkcji kolorystyka tworzyw polimerowych. Stwarza to szerokie pole do realizacji różnych śmiałych koncepcji architektonicznych (rys. 2.18). Warto zauważyć, że utrzymanie czystości słupów CFFT w takich konstrukcjach jest łatwiejsze niż w przypadku słupów żelbetowych. Obawy może wzbudzać odporność rur polimerowych na działanie wandalistyczne. Celowa ingerencja człowieka może spowodować różnorakie formy zniszczenia kompozytu polimerowego, takie jak: przerwanie włókna, pęknięcie osnowy, ewentualne jej wykruszanie, utrata spójności włókna z osnową, wyciąganie włókna, degradacja termiczna polimeru czy wreszcie jego delaminacja (rozwarstwianie). Receptą na wzmocnienie osnowy polimerowej kompozytu jest zastosowanie w procesie produkcji polimeru dodatków odznaczających się wysoką twardością. Do materiałów takich należą: szkło, grafit, bor, korund czy węgiel krzemowy [53].



Rys. 2.18. Przykład potencjalnego zastosowania słupów CFFT dla osiągnięcia efektów architektonicznych. Fot. M. Frey, za zgodą z <http://www.bahnbilder.de/bild/deutschland~stadtbahnen-und-u-bahnen~stadtbahn-stuttgart-haltestellen-und-strecken/563125/-bunte-stuetzen---die-neue.html>

Przedstawione dotychczas rozważania były inspiracją do podjęcia badań własnych nad doraźną nośnością słupów CFFT, pod względem zarówno teoretycznym, jak i eksperymentalnym. Badania te, ukierunkowane na zastosowanie uzyskanych wyników do projektowania słupów CFFT, zostały zaprezentowane w dalszej części rozprawy.

W wykonanych w ramach niniejszej pracy badaniach eksperymentalnych słupów CFFT, omówionych w rozdziale 5, zastosowano rury GFRP. Rury tego typu produkowane są na ogół na potrzeby przemysłu chemicznego i używane do budowy instalacji transportujących ciecze agresywne chemicznie. Ponadto stosuje się je do transportu wody i ścieków w elektrowniach, przepompowniach wody, oczyszczalniach ścieków, w instalacjach ciepłowniczych czy w przemyśle górniczym. Koszt rur wykorzystanych w badaniach wyniósł około 12 tysięcy złotych brutto (nie licząc kosztów transportu), co w przeliczeniu na 1 metr bieżący rury dało kwotę 363 złote.



## Rozdział 3

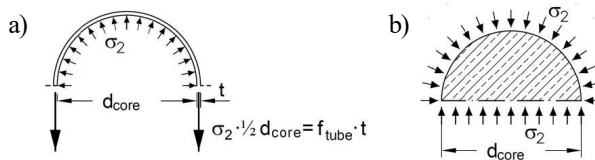
# ZACHOWANIE BETONU SKRĘPOWANEGO W ŚCISKANYCH ELEMENTACH KONSTRUKCYJNYCH TYPU CFT. WYNIKI BADAŃ, PRZEPISY NORMOWE

### 3.1. Informacje podstawowe

W ściskanych podłużnie elementach betonowych z płaszczem zewnętrznym ze stali bądź FRP odkształcenia poprzeczne betonu są ograniczone. Wskutek tego beton rdzenia elementu konstrukcyjnego typu CFT pracuje w stanie trójosiowego ściskania. Zachowanie betonu pracującego w tym stanie (czyli według nomenklatury normy [62] – betonu skrzepowanego) było i jest przedmiotem licznych badań naukowych. Obszerny opis badań eksperymentalnych i teoretycznych, prowadzonych na tym polu od początku do końca XX wieku, znajduje się w opracowaniu [33].

Badania zachowania i nośności ściskanych elementów konstrukcyjnych typu CFT wskazują na znaczenie współpracy zastosowanych materiałów składowych: betonu i stali lub betonu i FRP. Słupy zbudowane z betonowego rdzenia otoczonego zewnętrznym płaszczem wykazują większą nośność oraz większą zdolność do przenoszenia obciążeń w obszarze pokrytycznym niż odpowiadające im słupy betonowe zbrojone prętami o masie równej masie płaszcza zewnętrznego [2]. Główny atrybut słupów typu CFT stanowi zatem zwiększenie nośności oraz odkształcalności betonu rdzenia. Jest to możliwe dzięki wytworzeniu się w rdzeniu betonowym stanu trójosiowego ściskania. Nośność rdzenia słupa o małej smukłości może być w ten sposób zwiększona nawet kilkukrotnie. Z kolei zwiększona odkształcalność betonu rdzenia i związana z nią zdolność przenoszenia znacznych obciążeń w obszarze pokrytycznym predestynują te słupy do zastosowań na terenach aktywnych sejsmicznie.

Wspomniany wzrost wytrzymałości betonu  $f_{cc}$  pracującego w elemencie CFT w stanie trójosiowego ściskania w stosunku do jednoosiowej wytrzymałości tego betonu  $f_c$  jest tym większy, im większe jest parcie poprzeczne  $\sigma_2$  wywierane przez betonowy rdzeń na ścianki płaszcza zewnętrznego. Parcie to wywołane jest blokadą odkształceń poprzecznych (w kierunku promieniowym) skrzepowanego betonowego rdzenia poddanego podłużnemu ściskaniu. Parcie  $\sigma_2$  generuje z kolei naprężenia rozciągające w płaszczu w kierunku obwodowym. Zjawisko to zilustrowano na rys. 3.1.



Rys. 3.1. Połowa przekroju poprzecznego skrzepowanego cylindrycznego elementu betonowego ściskanego podłużnie, w stanie granicznym: a) płaszcz stalowy lub FRP; b) rdzeń betonowy

Na szkicu przedstawiono połowę przekroju poprzecznego elementu betonowego wzmocnionego płaszczem zewnętrznym. Płaszczem tym może być:

- rura ze stali;
- rura z kompozytu FRP;
- materiał FRP w postaci maty czy tkaniny, naklejony obwodowo na słup betonowy na całej jego wysokości;
- rura skręcona śrubami (rys. 2.4).

W monografii nie rozważa się specyficznego rozwiązania konstrukcyjnego stosowanego przy wzmocnianiu słupów, mianowicie opasek stalowych czy kompozytowych w formie strzemion rozstawionych na wysokości słupa w pewnych określonych odstępach. Efektywność takich opasek jest niższa niż efektywność płaszcza ciągłego, krępującego beton słupa na całej wysokości.

Traktując beton jako materiał izotropowy, można stwierdzić, że parcie poprzeczne betonu  $\sigma_2$  jest niezależne od płaszczyzny przekroju i przyjmuje taką samą wartość w przekroju przechodzącym przez średnicę cylindra, jak w przekroju krzywoliniowym poprowadzonym na linii styku betonowego rdzenia i płaszcza zewnętrznego. Z następującego równania równowagi sił wyrażonych przez naprężenia, zilustrowane na rys. 3.1 jako pionowe:

$$\sigma_2 \cdot D_{\text{core}} = 2 \cdot f_{\text{tube}} \cdot t \quad (3.1)$$

wynika prosty wzór na parcie boczne betonu na ścianki cylindra:

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot f_{\text{tube}} \cdot t}{D_{\text{core}}} \quad (3.2)$$

Powyższy wzór, bardzo prosty, przytaczany przez wielu badaczy jako elementarny, zawiera w sobie dwa uproszczenia:

- płaszcz zewnętrzny nie podlega odkształceniom poprzecznym wywołanym jego ścisaniem podłużnym, a związanym z efektem Poissona;
- beton skrępowany zachowuje się jak materiał izotropowy.

Pierwsze z powyższych uproszczeń można uznać za uzasadnione w praktyce w przypadku obciążania słupów typu CFT poprzez rdzeń betonowy. W przypadku obciążania słupa przez rdzeń i płaszcz jednocześnie (a więc w większości zastosowań inżynierskich słupów CFST) uproszczenie to jest już nieuzasadnione: płaszcz zewnętrzny podlega wszak również odkształceniom poprzecznym. Z kolei dla słupów żelbetowych wzmocnianych płaszczem FRP (oznaczanych dalej skrótem CCCSFW) postulat jest zasadniczo spełniony, i to nawet wtedy, gdy wzmocnieniu płaszczem podlegają słupy wraz z węzłami podporowymi. Sztywność podłużna płaszcza FRP jest bowiem pomijalnie mała w stosunku do sztywności podłużnej wzmocnianego słupa. Wynika to z niewielkiej grubości tego płaszcza, a także ze stosowanej w takich przypadkach obwodowej (a nie podłużnej) orientacji włókien wzmocniających w płaszczu.

Drugie uproszczenie na ogół odpowiada rzeczywistości, o ile tylko odkształcalność obwodowa płaszcza nie jest zbyt duża. Duża odkształcalność płaszcza (tj. niski moduł sprężystości obwodowej) prowadziłyby do destrukcji rdzenia betonowego przed osiągnięciem

wytrzymałości obwodowej płaszcza  $f_{\text{tube}}$ . Zauważmy, że płaszcz zewnętrzny wykonany z odkształcalnej gumy (o dużej odkształcalności granicznej  $\varepsilon_u$  i jednocześnie niskim module sprężystości) nie będzie stanowił wzmocnienia dla cylindra betonowego. Z drugiej strony płaszcz zewnętrzny wykonany z tworzywa o jednakowo dużej odkształcalności granicznej  $\varepsilon_u$  ale i o wysokim module sprężystości będzie skutecznie zabezpieczał beton rdzenia przed destrukcją dzięki parciu  $\sigma_2$ , zwiększającemu się w kolejnych stadiach obciążenia. Użytego powyżej terminu *odkształcalność obwodowa* płaszcza nie należy więc utożsamiać z odkształcalnością graniczną, lecz raczej wiązać z modulem sprężystości.

Moduł sprężystości stali jest na ogół kilka razy większy od modułu sprężystości kompozytu FRP, zależącego od rodzaju i typu użytych włókien, a także od zawartości włókien i matrycy w kompozycie. Fakt ten przemawia na korzyść słupów CFST. Z kolei możliwa do uzyskania znacznie wyższa wytrzymałość obwodowa kompozytów FRP na rozciąganie przy zbliżonej do stali ich odkształcalności granicznej  $\varepsilon_u$  przesądza o racjonalności stosowania słupów CCCSFW i CFFT.

### 3.2. Różnice w krępowaniu betonu przez płaszcz stalowy oraz płaszcz FRP w ujęciu eksperymentalnym

Już z tych wstępnych rozważań wynika, że istnieją różnice w zachowaniu ściskanego podłużnie cylindrycznego elementu betonowego skrępowanego w stalowej rurze oraz takiego samego elementu betonowego skrępowanego w rurze FRP lub w płaszczu FRP naklejonym obwodowo.

W literaturze światowej można znaleźć wiele wyników interesujących badań eksperymentalnych, ukierunkowanych na zachowanie betonu skrępowanego płaszczem stalowym lub FRP. W literaturze krajowej także nie brakuje takich badań, zarówno w odniesieniu do betonu skrępowanego płaszczem stalowym (np. [5, 79]), jak i płaszczem FRP. Publikowano wyniki krajowych badań słupów CCCSFW poddanych obciążeniom doraźnym [29], jak również długotrwałym [80]. W kraju prowadzone są także badania eksperymentalne [81, 82] słupów betonowych o przekroju okrągłym, wzmocnianych obwodowo przy użyciu siatek kompozytowych zespolonych z betonem zaprawą mineralną. Do tego nurtu badawczego obecnego w naszym kraju należą też analizy efektywności skrępowania betonu płaszczem żelbetowym wykonanym z betonu zwykłego, bezskurczowego i ekspansywnego [26].

W bardzo interesujących pracach [71, 72] przedstawiono porównanie dwóch skrępowanych cylindrów betonowych: typu CFST i CFFT (tabl. 3.1). Cylindry te, przebadane eksperymentalnie przez różnych autorów (odpowiednio: [54, 71]), dobrano tak, aby ich współczynnik skrępowania był jednakowy. Współczynnik ten, zapisany w ostatnim wierszu tablicy, wyraża stosunek parcia bocznego  $\sigma_2$  betonu skrępowanego w stanie granicznym do jednoosiowej wytrzymałości na ściskanie  $f_c$  tego betonu. Wartość parcia bocznego wyznaczono według wzoru (3.2).

Tablica 3.1

Porównanie badań eksperymentalnych cylindrów betonowych CFST i CFFT [72]

Lp.	Parametr	CFST [54]	CFFT [71]
1	średnica rdzenia betonowego $D_{\text{core}}$ [mm]	114,3	145
2	wysokość rdzenia betonowego $l$ [mm]	600	305
3	grubość ścianki rury $t$ [mm]	5,2	2,2
4	wytrzymałość średnia betonu w stanie jednoosiowym $f_{\text{cm}}$ [MPa]	52,4	26,4
5	wytrzymałość betonu zwiększona z tytułu trójosiowego stanu ściskania $f_{\text{cc}}$ [MPa]	172	74,6
6	efektywność skrępowania betonu $f_{\text{cc}}/f_{\text{cm}}$	3,28	2,83
7	graniczne odkształcenia podłużne betonu rdzenia $\varepsilon_{\text{cu,c}}$ [‰]	36	43
8	wytrzymałość obwodowa na rozciąganie płaszczu wzmacniającego cylinder betonowy $f_{\text{tube}}$ [MPa]	376,7	579,2
9	parcie boczne $\sigma_2$ betonu w stanie granicznym na płaszcz zewnętrzny [MPa]	34,3	17,6
10	współczynnik skrępowania $\sigma_2/f_c$	0,65	0,66

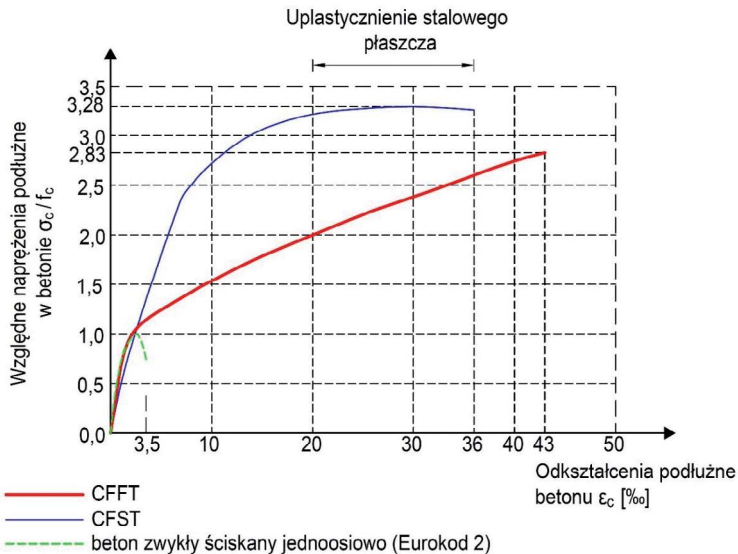
Porównano próbki o jednakowym współczynniku skrępowania, ponieważ można by się spodziewać że dzięki temu w obu próbkach osiągnięta zostanie jednakowa skuteczność skrępowania betonu  $f_{\text{cc}}/f_c$ .

Próbka oznaczona jako CFST była betonowym cylindrem wzmocnionym grubościennym stalowym płaszczem. Obciążenie przykładano przez betonowy rdzeń. W związku z tym można przyjąć, że odkształcenia i naprężenia w płaszczu były jednoosiowe i zorientowane w kierunku obwodowym. Podobne założenie można przyjąć w przypadku próbki oznaczonej jako CFFT. Wypełnioną betonem rurę przygotowano do badań w ten sposób, że w odległości około 2 cm od górnej i od dolnej powierzchni wykonano bruzdy o szerokości około 0,5 cm, przebiegające po całym obwodzie próbki. Bruzdy wykonano na pełnej grubości płaszczu FRP.

Potrzebną do analizy wytrzymałość obwodową rury FRP  $f_{\text{tube}}$  (3.2) wyznaczono w badaniu eksperymentalnym polegającym na rozrywaniu pierścienia wyciętego z rury. Metoda ta nazywana jest w Polskiej Normie [60] próbą z dzieloną tarczą, w amerykańskiej zaś [11] – *split disk method*.

Rysunek 3.2 ilustruje wyniki porównania dwóch rodzajów skrępowania betonu. W ściśkanym elemencie CFST wraz ze wzrostem podłużnych odkształceń ściskających (oś pozioma) wytrzymałość betonu na ściskanie ponad jego wytrzymałość jednoosiową (na osi pionowej) przyrasta szybciej niż w ściśkanym elemencie CFFT. Jest to związane z wyższym modułem sprężystości stali niż kompozytu FRP zastosowanego do wykonania płaszczu wzmacniającego cylinder. W tym przypadku był to kompozyt szklany (GFRP). Wraz z dalszym przyrostem odkształceń ściskających w elemencie CFST w rurze stalowej osiągnięta jest w kierunku obwodowym granica plastyczności  $f_y$  i wytrzymałość betonu rdzenia na ściskanie stabilizuje się na pewnym poziomie, aż do zniszczenia próbki. W elemencie

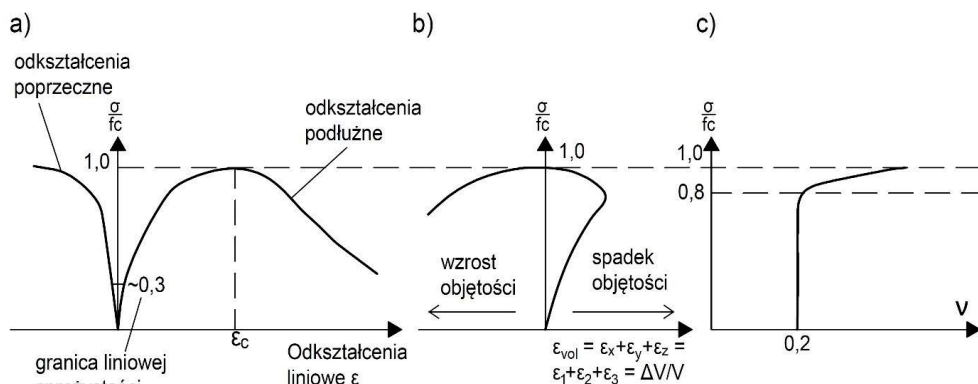
CFFT natomiast naprężenia obwodowe w rurze osiągają wyższe wartości niż w elemencie CFST i powodują dalszy przyrost wytrzymałości betonu rdzenia na ściskanie. Wyczerpanie nośności elementu CFFT następuje w momencie zerwania płaszcza FRP w kierunku obwodowym. Kompozyt płaszcza nie wykazuje cech plastycznych, toteż nie obserwuje się stabilizacji ściskających naprężeń podłużnych betonu rdzenia. Porównując dwie krzywe naprężenie podłużne–odkształcenie podłużne dla betonu elementów CFST i CFFT o jednakowym współczynniku skrępowania  $\sigma_2/f_c$ , obserwuje się wyższą energię niszczenia dla elementu CFST: powierzchnia pod wykresem naprężenie–odkształcenie jest bowiem dla niego większa. To ważna zaleta słupów CFST w kontekście ich zastosowań w budowlach wznoszonych na terenach o aktywności sejsmicznej.



Rys. 3.2. Porównanie charakterystyk naprężenie–odkształcenie dla betonu nieskrępowanego, skrępowanego płaszczem stalowym (CFST) oraz skrępowanego płaszczem FRP (CFFT). Na podstawie [71, 72]

Z drugiej strony element CFFT wykazuje przewagę nad odpowiadającym mu elementem CFST o jednakowym współczynniku skrępowania  $\sigma_2/f_c$ . Otóż płaszcza z kompozytu FRP – w przeciwieństwie do płaszcza stalowego – uniemożliwia tzw. dylatację (czyli zwiększenie objętości) betonu w końcowej fazie eksperymentu. Zjawisko to, określane tym terminem w mechanice betonu [45] (*dilation*), a w mechanice gruntów i skał – jako dylatacja, jest wynikiem uszkodzenia struktury materiału. Próbkę betonu nieskrępowanego poddana równomiernemu, monotonicznie wzrastającemu jednoosiowemu ścisaniu doznaje w końcowej fazie obciążania mikropręknęć prostopadłych do płaszczyzny ściskania. Odształcenia poprzeczne w tej fazie gwałtownie wzrastają i w efekcie objętość ściskanej próbki zaczyna się powiększać zamiast zmniejszać. Obrazuje to rys. 3.3 (a, b) [45].



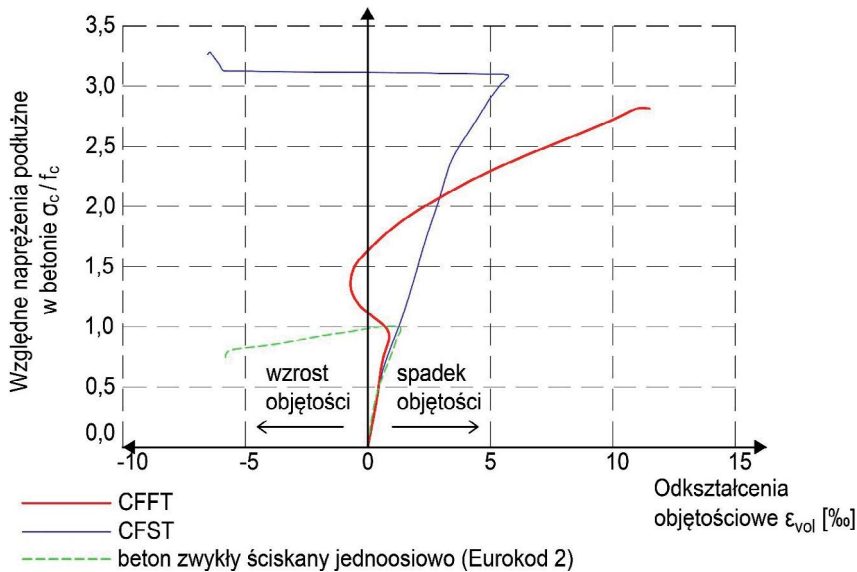


Rys. 3.3. Doświadczenie jednoosiowego monotonicznego ściskania próbki betonu. Wykresy zależności naprężeń  $\sigma$  od: a) odkształceń  $\varepsilon$  betonu, podłużnych i poprzecznych; b) odkształceń betonu objętościowych  $\varepsilon_{vol}$ ; c) współczynnika Poissona  $\nu$ . Na podstawie [45]

W doświadczeniu równomiernego, monotonicznie wzrastającego, jednoosiowego ściskania betonowej próbki opisywane zjawisko dylatacji betonu uwidacznia się poprzez zmianę wartości współczynnika Poissona  $\nu$  (rys. 3.3c). Dla betonu niezarysowanego współczynnik Poissona przyjmuje wartość około  $\nu = 0,2$  (wg [45] od 0,15 do 0,22) w prawie całym zakresie wyężenia. Począwszy jednak od wyężenia betonu w granicach 80% (wg [45] od 70% do 85%), współczynnik Poissona gwałtownie wzrasta, osiągając przy zniszczeniu materiału końcową wartość około dwukrotnie większą niż na początku, jednak poniżej 0,50.

W elemencie CFST poddanym monotonicznie wzrastającemu podłużnemu ściskaniu zjawisko dylatacji także ma miejsce, chociaż jest odsunięte w czasie: zachodzi po uplastycznieniu płaszcza w kierunku obwodowym. Zilustrowano to na rys. 3.4, przedstawiającym zależności naprężeń podłużnych od odkształceń objętościowych betonu dla elementów badawczych zestawionych w tablicy 3.1 i na rys. 3.2.

Jak widać na wykresach, w elemencie CFFT o jednakowym jak dla CFST współczynniku skrępowania  $\sigma_2/f_c$  zjawisko dylatacji zaistniało tylko w niewielkim stopniu, w przedziale względnych naprężeń podłużnych  $\sigma_2/f_c$  w betonie od około 1,1 do około 1,6. Wraz z dalszym zwiększaniem obciążenia ściskającego przyłożonego do rdzenia betonowego nacisk poprzeczny płaszcza  $\sigma_2$  stale wzrastał, aż do zerwania ułożonych obwodowo włókien płaszcza. W odniesieniu do płaszcza FRP można zatem mówić o skrępowaniu aktywnym (wzrastającym), podczas gdy dla płaszcza stalowego po osiągnięciu granicy plastyczności w kierunku obwodowym będzie to skrępowanie bierne (stałe). Tę różnicę w krępowaniu betonowego rdzenia przez płaszcz stalowy i FRP należy wziąć pod uwagę przy formułowaniu zależności naprężenia od odkształcenia podłużnego betonu skrępowanego. Zależności te zostaną opisane w podrozdziałach 3.3 i 3.4, osobno dla płaszcza stalowego i FRP.



Rys. 3.4. Porównanie charakterystyk naprężenie–odkształcenie objętościowe dla betonu nieskrępowanego, skrępowanego płaszczem stalowym (CFST) oraz skrępowanego płaszczem FRP (CFFT). Na podstawie [71, 72]

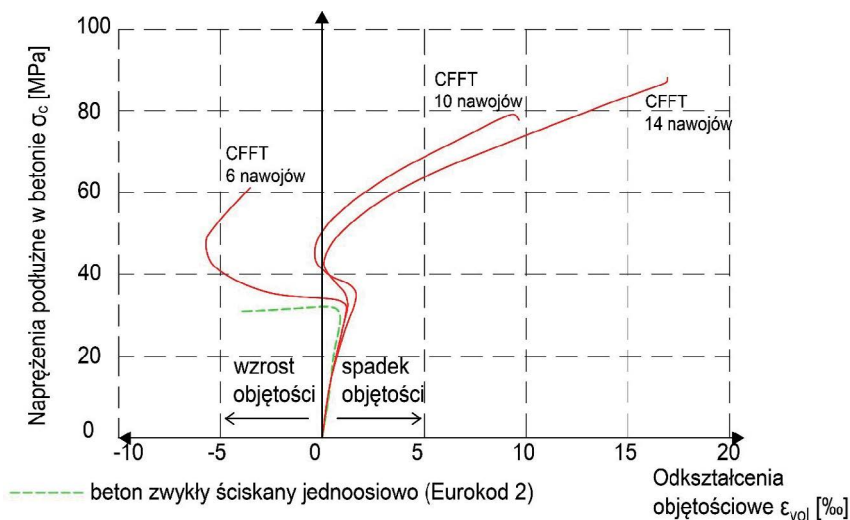
Płaszcz FRP o zbyt niskim module sztywności obwodowej lub o zbyt małej grubości nie jest w stanie skutecznie się przeciwstawić parciu bocznemu  $\sigma_2$  betonu. Dowodzą tego wyniki badań eksperymentalnych [48, 71] ściskanych cylindrów betonowych skrępowanych płaszczem FRP o różnych grubościach. Badania przeprowadzono na walcach betonowych o średnicy  $D = 152$  mm i wysokości  $h = 305$  mm oraz na wypełnionych betonem rurach GFRP o średnicy wewnętrznej  $D_{\text{core}} = 145$  mm i wysokości  $h = 305$  mm. W badaniach użyto betonu o jednoosiowej wytrzymałości średniej  $f_{\text{cm}} = 31,7$  MPa. Rury GFRP zostały wyprodukowane z włókien szklanych i żywicy poliestrowej metodą nawoju ciągłego o kątach nawoju  $\pm 75^\circ$ . Osiowe obciążenie ściskające elementów CFFT przykładano przez rdzeń betonowy, bez udziału płaszcza FRP. W badaniach porównano ze sobą trzy rodzaje rur GFRP. Ich parametry geometryczne i fizyczne zestawiono w tabelicy 3.2.

Otrzymane z badań charakterystyki naprężenie–odkształcenie objętościowe betonu przedstawiono na rys. 3.5. Na wykresach widoczny jest silny wpływ sztywności rury krępującej beton na jej zdolność do powstrzymania jego dylatacji. W przypadku rury o zbyt małej sztywności obwodowej działanie wzmacniające tej rury nie zaistnieje. To samo dotyczy płaszcza wzmacniającego wykonanego z FRP. Przepisy normowe [8] zabraniają stosowania do wzmacniania betonowych słupów o przekroju kołowym płaszcza FRP o zbyt niskiej sztywności obwodowej. Problematyka ta zostanie szerzej omówiona w następnym podrozdziale. Dobranie odpowiedniej sztywności obwodowej płaszcza FRP miało znaczenie we własnych badaniach eksperymentalnych autora, opisanych w rozdziale 5.

Tablica 3.2

Parametry geometryczne i fizyczne rur GFRP porównywanych w badaniach eksperymentalnych próbek CFFT [71, 72]

Lp.	Liczba nawojów	Grubość ścianki rury [mm]	Zawartość włókien w matrycy poliestrowej [%]	Wytrzymałość obwodowa kompozytu [MPa] badana wg [11]	Moduł sprężystości obwodowy [GPa] badany wg [11]
1	6	1,4	37	523,5	18,63
2	10	2,2	44	582,2	20,17
3	14	3,0	44	641,2	20,38



Rys. 3.5. Porównanie charakterystyk naprężenie–odkształcenie objętościowe dla betonu skrępowanego płaszczem FRP o różnej grubości. Na podstawie [48, 71]

### 3.3. Różnice w krępowaniu betonu przez płaszcz stalowy, uzwojenie stalowe oraz płaszcz FRP w ujęciu normowym

Rozumiejąc przyczynę różnego zachowania betonu skrępowanego płaszczem stalowym i płaszczem FRP, warto prześledzić różnice w modelowaniu betonu skrępowanego tymi dwoma rodzajami materiałów. W opinii autora kwintesencja rozległych badań prowadzonych nad modelowaniem matematycznym betonu skrępowanego zawiera się w normach projektowania, opartych na bogatej literaturze. Dlatego w celu porównania mechanizmu krępowania betonu przez stal i materiały kompozytowe wybrano trzy następujące normy lub wytyczne projektowania:

- konstrukcje zespolone stalowo-betonowe – *Eurokod 4* [64];
- konstrukcje betonowe – *Eurokod 2* [62];

c. konstrukcje betonowe wzmacniane systemami naprawczymi FRP – Wytyczne Amerykańskiego Komitetu Betonu (*American Concrete Institute, ACI*) [8].

Obszerną część pierwszej z wymienionych norm poświęcono słupom CFST; w drugiej zagadnieniu betonu skrępowanego (uzwojeniem z prętów stalowych stosowanym w słupach) poświęcono niezbyt wiele miejsca; w trzeciej wreszcie należne miejsce zyskały słupy żelbetowe wzmacniane naklejanymi zewnątrz płaszciami z materiałów FRP. Należy zaznaczyć, że istnieje jeszcze jeden ważny normatyw dotyczący omawianej tematyki – wydany w roku 2012 przez American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (Amerykański Związek Urzędników Dróg Stanowych i Transportu) poradnik pt. *Projektowanie ściskanych i zginanych elementów wykonanych z rur FRP wypełnionych betonem według metody stanów granicznych* [1]. Autor uznał jednak za zasadne pominięcie tego dokumentu, gdyż w części dotyczącej modelowania betonu skrępowanego jest on praktycznie jednakowy z przytoczonymi wyżej wytycznymi ACI [8]. Dodatkowo, wytyczne ACI zostały wydane w roku 2017 już po raz trzeci (poprzednie edycje miały miejsce w latach 2002 i 2008), podczas gdy poradnik AASHTO [1] miał dotychczas tylko jedno wydanie i – jak wynika z jego treści – wzorował się na poprzednich edycjach wytycznych ACI. Poza dwoma wymienionymi dokumentami autor nie znalazł w literaturze żadnego normatywu dotyczącego projektowania słupów betonowanych w rurach FRP. Nie jest też znana autorowi żadna pozycja monograficzna dotycząca tej tematyki. Jako źródło dodatkowej informacji w tym zakresie służyć więc mogą obecnie artykuły publikowane w specjalistycznej literaturze technicznej.

Poniżej zaprezentowano sposoby modelowania zjawiska wzrostu wytrzymałości i odkształcalności betonu z tytułu panującego w nim stanu trójosiowego ściskania, narzucane kolejno przez trzy wymienione normy.

### 3.3.1. Eurokod 4

Pierwsza z norm, jako jedyna z omawianych, nie zajmuje się zależnością  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla betonu skrępowanego i pomija zupełnie kwestię jego odkształcalności granicznej, ograniczając się jedynie do podania wzoru na zwiększoną wytrzymałość betonu pracującego w stanie przestrzennego ściskania. Dla słupa osiowo ściskanego wzór ten ma postać:

$$f_{cc} = f_c \cdot \left( 1 + \eta_{c0} \cdot \frac{t \cdot f_y}{D \cdot f_c} \right) \quad (3.3)$$

gdzie:

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2 \quad (3.4)$$

jest bezwymiarowym współczynnikiem zwiększającym wytrzymałość betonu, zależnym jedynie od tzw. smukłości względnej słupa, danej wzorem:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{p1,R}}{N_{cr}}} \quad (3.5)$$

Wielkość w liczniku powyższego wzoru jest nośnością przekroju słupa:

$$N_{pl,R} = A_a f_y + A_c f_c + A_s f_y \quad (3.6)$$

rozumianą jako suma iloczynów pól powierzchni  $A$  i jednoosiowych wytrzymałości  $f$  składników tego przekroju, odpowiednio: stalowej rury, betonowego rdzenia i ewentualnych prętów zbrojeniowych rozmieszczonych wewnątrz rury. Wielkość w mianowniku natomiast jest (bez uwzględniania efektów długotrwałych) siłą krytyczną obliczoną według klasycznego wzoru Eulera:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{(l_w)^2} \quad (3.7)$$

gdzie  $l_w$  to długość wyboczeniowa uwzględniająca warunki podparcia słupa, efektywna sztywność giętna słupa dana jest zaś wzorem:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6 \cdot E_{cm} I_c \quad (3.8)$$

będącym sumą sztywności giętniej trzech składników przekroju słupa CFST, odpowiednio: stalowej rury, ewentualnych prętów zbrojeniowych i betonowego rdzenia. Ten ostatni składnik sztywności efektywnej  $(EI)_{eff}$  oblicza się jak dla przekroju niezarysowanego, lecz – jak widać w powyższym wzorze – redukuje się go o 40%.

Dla słupów ściskanych na mimośrodku  $e \leq 0,1D$  współczynnik  $\eta_{c0}$  określony wzorem (3.4) zastępowany jest współczynnikiem  $\eta_c$  danym wzorem:

$$\eta_c = \eta_{c0} \left( 1 - 10 \frac{e}{D} \right) \quad (3.9)$$

W wypadku większych mimośrodków  $\eta_c = 0$ , co oznacza brak jakiegokolwiek wzrostu wytrzymałości betonu.

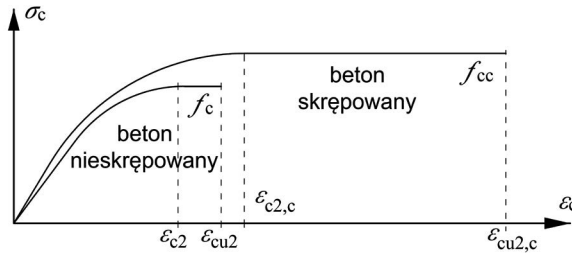
Warto zauważyć, że powyższy wzór odzwierciedla założenie, iż korzystny wpływ stanu trójosiowego ściskania panującego w rdzeniu słupa CFST na zwiększenie wytrzymałości betonu tego rdzenia zmniejsza się w zakresie od mimośrodu zerowego do mimośrodu  $e = D/10$  w sposób liniowy. Zauważmy ponadto, że mimośród  $e = D/10$  leży wewnątrz rdzenia przekroju. Dla przekroju kołowego średnica rdzenia wynosi  $D/8$ .

Na koniec warto wspomnieć, że omawiana norma jako jedyna z rozpatrywanych w niniejszym rozdziale uwzględnia smukłość słupa przy obliczaniu wzrostu wytrzymałości betonu rdzenia z tytułu panującego w nim stanu trójosiowego ściskania.

### 3.3.2. Eurokod 2

Druga z omawianych norm projektowania konstrukcji w krótkim rozdziale (punkt 3.1.9 tej normy) poświęconym modelowaniu betonu skrępowanego rozważa właściwie beton słupów uzwojonych prętami spiralnymi. Należy uznać, że jest to najpowszechniej stosowany sposób skrępowania betonu w konstrukcjach betonowych, których dotyczy omawiana norma. W normie założono, że beton skrępowany zwiększa swoją odkształcalność przy

ściskaniu z wartości  $\varepsilon_{c2}$  i  $\varepsilon_{cu2}$  odpowiednio do wartości  $\varepsilon_{c2,c}$  i  $\varepsilon_{cu2,c}$ , a swoją wytrzymałość na ściskanie – z wartości  $f_c$  do wartości  $f_{cc}$  (rys. 3.6).



Rys. 3.6. Przyjęta w *Eurokodzie 2* [62] zależność naprężenie–odkształcenie w betonie skrępowanym

Norma każe przyjmować następujące zależności między wymienionymi wielkościami odkształceń:

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_c}\right)^2 \quad (3.10)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_c} \quad (3.11)$$

oraz wytrzymałości:

$$f_{cc} = f_c \left(1,0 + 5,0 \frac{\sigma_2}{f_c}\right) \quad \text{dla } \sigma_2 \leq 0,05 \cdot f_c \quad (3.12)$$

$$f_{cc} = f_c \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_2}{f_c}\right) \quad \text{dla } \sigma_2 > 0,05 \cdot f_c \quad (3.13)$$

przy czym wzór na efektywne poprzeczne naprężenie ściskające  $\sigma_2$  generowane przez płaszczyznę w stanie granicznym nośności nie jest podany. Najbardziej uzasadnione wydaje się wobec tego obliczanie naprężenia  $\sigma_2$  dla słupów uzwojonych według klasycznego wzoru (3.2), a więc przy założeniu, że naprężenia obwodowe w płaszczyźnie osiągają wytrzymałość obwodową materiału płaszczyzna/uzwojenia.

W kwestii uwzględnienia negatywnego wpływu mimośrodowego obciążenia na wzrost wytrzymałości betonu skrępowanego omawiana norma nie zajmuje żadnego stanowiska. Dlatego warto w tym miejscu przytoczyć odnośny przepis obowiązujący w poprzedniej krajowej normie projektowania konstrukcji betonowych [57] z 2002 roku. Był on analogiczny do przepisu z *Eurokodu 4*, wyrażonego zapisanym wcześniej wzorem (3.9), jednak w miejscu współczynnika 10 znajdował się współczynnik 8. Z interpretacji fizycznej tego zapisu wynika, że norma [57] była bardziej liberalna od *Eurokodu 4*, zezwalała bowiem na uwzględnianie zwiększonej wytrzymałości betonu skrępowanego aż do osiągnięcia przez mimośród obciążenia  $e$  granicy rdzenia przekroju  $D/8$ .

### 3.3.3. Wytyczne projektowania ACI 440.2R

Trzecia rozpatrywana norma, a właściwie wytyczne projektowania, uwzględnia w opisie matematycznym pracy betonu trójosiowo ściskanego stwierdzone eksperymentalnie (i przybliżone w podrozdziale 3.2 niniejszej pracy) różnice w zachowaniu betonu skrępowanego płaszczy stalowym i płaszczy FRP. Jest to widoczne na rys. 3.7: po osiągnięciu odkształceń  $\varepsilon_{c2,c}$  naprężenia w betonie nie stabilizują się na żadnym ustalonym poziomie (jak na rys. 3.6), lecz rosną dalej liniowo, aż odkształcenia osiągną poziom  $\varepsilon_{cu2,c}$ .

Zależność  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla betonu skrępowanego płaszczy FRP należy wyznaczać z zestawu dwóch wzorów: do osiągnięcia poziomu odkształceń betonu  $\varepsilon_{c2,c}$  z równania drugiego stopnia:

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_c} (\varepsilon_c)^2 \quad (3.14)$$

a po jego osiągnięciu – z równania liniowego:

$$\sigma_c = f_c + E_2 \cdot \varepsilon_c \quad (3.15)$$

Użyty w powyższych wzorach moduł sprężystości betonu skrępowanego w drugiej fazie jego pracy wyznacza się z zależności:

$$E_2 = \frac{f_{cc} - f_c}{\varepsilon_{cu2,c}} \quad (3.16)$$

w której wytrzymałość betonu  $f_{cc}$  w stanie trójosiowego ściskania dana jest prostym wzorem:

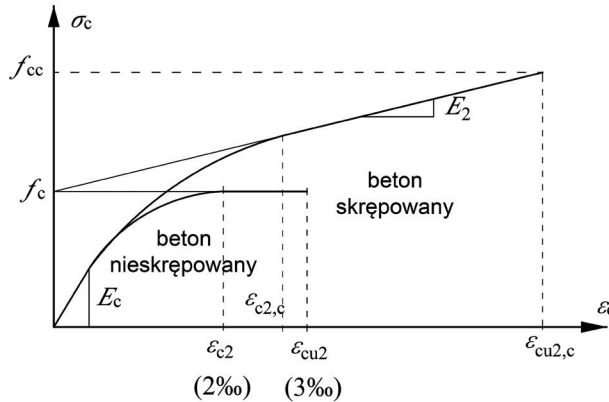
$$f_{cc} = 3,135 \cdot \sigma_2 \quad (3.17)$$

a parcie boczne  $\sigma_2$  betonu skrępowanego na płaszczy zewnętrzny w chwili wyczerpania nośności słupa CFT oblicza się według klasycznej formuły (3.2), zmodyfikowanej jednak następująco:

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot n \cdot t_{FRP} \cdot E_{FRP,circ} \cdot \kappa_\varepsilon \cdot \varepsilon_{FRP,u,circ}}{D} \quad (3.18)$$

w celu uwzględnienia faktu, że słup może być wzmocniony liczbą  $n$  nawiniętych obwodowo płaszczy o grubości  $t_{FRP}$  każda. Zastosowany w powyższym wzorze współczynnik  $\kappa_\varepsilon$  redukujący dopuszczalne odkształcenia obwodowe płaszczy wzmocniającego słup należy przyjmować na poziomie 0,55. Przyczyny tej redukcji, zwiększającej bezpieczeństwo konstrukcji, opisano dokładniej w podrozdziale 3.4 niniejszej pracy (por. wzór (3.27) wraz z opisem).





Rys. 3.7. Zależność naprężenie–odkształcenie dla betonu skrępowanego płaszczem kompozytowym przyjęta w wytycznych projektowania zewnętrznych wzmocnień konstrukcji betonowych systemami naprawczymi FRP. Na podstawie [8]

Poziom granicznych odkształceń betonu  $\epsilon_{cu2,c}$  określa wzór:

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{c2} \left[ 1,5 + 12 \frac{\sigma_2}{f_c} \left( \frac{\kappa_{\epsilon} \cdot \epsilon_{FRP,u,circ}}{\epsilon_{c2}} \right)^{0,45} \right] \quad (3.19)$$

przy czym:

$$\epsilon_{cu2,c} \leq 10\text{‰} \quad (3.20)$$

Z kolei poziom odkształceń betonu  $\epsilon_{c2,c}$ , po którego osiągnięciu zachowanie betonu skrępowanego zmienia się z nieliniowego na liniowe, opisuje wzór:

$$\epsilon_{c2,c} = \frac{2f_c}{E_c - E_2} \quad (3.21)$$

Istotnym ograniczeniem stosowalności opisaney powyższymi wzorami metody modelowania betonu skrępowanego płaszczem FRP jest warunek minimalnego współczynnika skrępowania  $\sigma_2/f_c$ . Otóż, aby beton można było uznać za bezpiecznie wzmocniony przez płaszcz FRP, współczynnik skrępowania musi spełnić warunek:

$$\sigma_2/f_c \geq 0,08 \quad (3.22)$$

Jak wykazują badania [37, 76], charakterystyka  $\sigma$ – $\epsilon$  betonu słupów, dla którego powyższy warunek nie jest spełniony, może nie posiadać krzywej wznoszącej w drugiej fazie pracy (rys. 3.7), lecz opadającą. Zauważmy, że ograniczenie (3.22) wprowadzone do wytycznych [8] ściśle wiąże się z opisanym w podrozdziale 3.2 (rys. 3.5), a stwierdzonym w badaniach [48, 71] wpływem sztywności obwodowej płaszcza FRP na efektywność wzmocnienia betonu skrępowanego. Zgodnie z przepisami wytycznych projektowania [8] wszelkie uzwojenie FRP zastosowane w ilości niezapewniającej uzyskaniażądanego współczynnika skrępowania powinno być ze względów bezpieczeństwa pomijane przy projektowaniu słupów.

Korzystny wpływ stanu trójosiowego ściskania panującego w rdzeniu słupa CCCSFW na wytrzymałość betonu rdzenia omawiana norma zezwala uwzględniać w przedstawiony powyżej sposób w przypadkach ściskania osiowego oraz mimośrodowego, przy czym wartość mimośrodu nie może przekroczyć wartości  $e = D/10$ .

Należy odnotować, że zaprezentowany powyżej model  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla betonu skrupowanego przyjęto w wytycznych [8] zgodnie propozycją badaczy hongkońskich, zaprezentowaną w ich pracy z 2003 roku [37]. Dokonano w nim nieznaczących korekt zwiększających bezpieczeństwo konstrukcji, np. we wzorze (3.17) współczynnik 3,135 zmieniono w stosunku do jego pierwotnej wartości 3,3, we wzorze (3.22) zaś wymagany współczynnik skrupowania 0,08 zwiększono z jego pierwotnej wartości 0,07.

Ponadto warto wspomnieć, że w powyższych wzorach zmieniono oznaczenia użyte w oryginalnych wytycznych projektowania [8] i dostosowano je do symboli wykorzystanych w *Eurokodzie 2* (jak również w całej niniejszej pracy). Intencją tego zabiegu było oczywiście bezpośrednie porównanie przepisów projektowych narzuconych przez dwa omawiane normatywy projektowania.

Na koniec wypada powtórzyć, że przedstawione przepisy projektowe wytycznych [8] są analogiczne do przepisów wytycznych [1] wydanych przez uznaną amerykańską organizację AASHTO, zajmującą się normalizacją przepisów konstrukcyjno-budowlanych w branży drogowo-mostowej. Dokument [1] bazuje w kwestii modelu pracy betonu także na wspomnianych wyżej badaniach hongkońskich [37]. Ponieważ dotyczy on słupów CFFT, a nie CCCSFW, pozwala przy wyznaczaniu nośności słupów uwzględniać również nośność samego płaszcza FRP.

### 3.3.4. Porównanie trzech normatywów projektowania słupów pod kątem modelowania betonu skrupowanego

W celu porównania przytoczonych powyżej przepisów normowych zdecydowano się sporządzić na ich podstawie wykresy  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla pięciu osiowo ściskanych słupów CFT o zbliżonych wymiarach. Słupy wybrano spośród ciał próbnych typu CFST i CFFT przebadanych przez autora oraz opisanych przez niego (i ewentualnych współautorów) w literaturze oraz w niniejszej pracy. Dane dotyczące porównywanych słupów zestawiono w tabelicy 3.3.

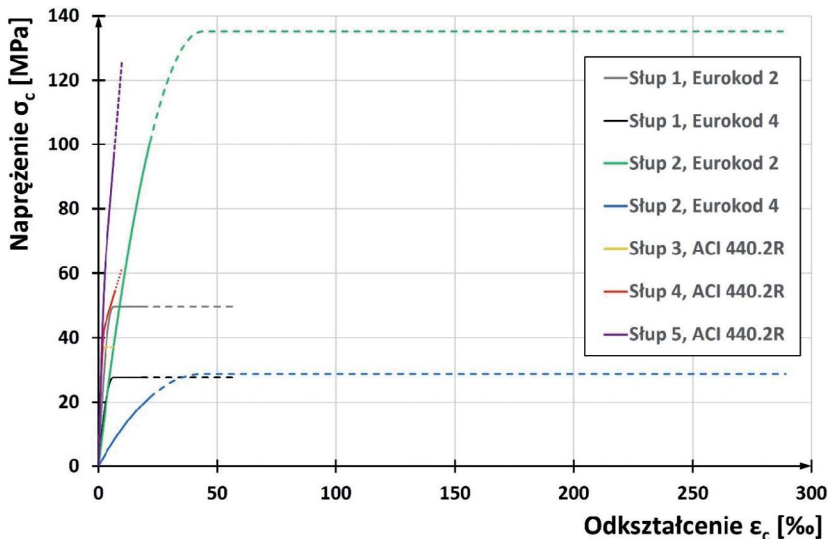
Jak widać, do porównania wybrano dwa słupy o płaszczy stalowym i trzy o płaszczy FRP. Dwa słupy CFST różnią się między sobą przede wszystkim udziałem przekroju poprzecznego płaszcza stalowego w przekroju całkowitym słupa, odpowiednio: 22,4% i 5,6%. Mimo tak dużej różnicy w tym parametrze obydwa słupy można projektować według zasad *Eurokodu 4*. Jego przepisy stanowią bowiem (punkt 6.7.1(4) normy), że nośność przekroju płaszcza stalowego powinna wynosić pomiędzy 20% a 90% nośności całego przekroju słupa. W przypadku porównywanych słupów odsetek ten wynosi 35,6% i 75,3%, odpowiednio dla słupa pierwszego i drugiego z tabelicy 3.3. Słupy CFFT natomiast różnią się między sobą przede wszystkim parametrami mechanicznymi rur FRP zastosowanych do wykonania słupów. W tabelicy 3.3 zestawiono parametry mechaniczne tych rur przy obwodowym rozciąganiu, tj. ich wytrzymałości  $f_{\text{tube}} = f_{\text{FRP,circ}}$ , moduły sprężystości  $E_{\text{FRP,circ}}$  oraz – związane z nimi prawem Hooke'a – odkształcalności graniczne  $\varepsilon_{\text{FRP,circ}}$ .

Tablica 3.3

Parametry geometryczne i fizyczne rur GFRP porównywanych w badaniach eksperymentalnych próbek CFFT [71, 72]

Lp.	Typ słupa	$l$	$D$	$t$	$f_{\text{tube}}$	$E_{\text{FRP,circ}}$	$\varepsilon_{\text{FRP,u,circ}}$	$f_c$	Publikacja	Oznaczenie oryginalne w publikacji
		[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[GPa]	[%]	[MPa]		
1	CFST	2170	211,0	3	256,0	-	-	27,5	[3]	Zb2c
2		2200	168,3	10	305,0			28,8	[5]	L-10C30EA
3	CFFT	2080	214,2	7,1	46,1	6,02	7,66	38,0	niniejsza praca, podrozdział 5.4.3	$\theta = 20^\circ$
4			213,0	6,5	301,3	20,63	14,60			$\theta = 55^\circ$
5			211,6	5,8	692,2	46,38	14,92			$\theta = 85^\circ$

Wyniki porównania trzech rozważanych normatywów projektowania zilustrowano dla pięciu słupów z tablicy 3.3 na rys. 3.8. Na pierwszy rzut oka widać niezwykle dużą odkształcalność graniczną betonu możliwą do osiągnięcia w modelu betonu skrępowanego według *Eurokodu 2*: dla słupa 2 wynosi ona aż blisko 30%. Jest to jednak tylko kwestia formalnego zapisu w *Eurokodzie 2*, a właściwie braku takiego zapisu. Chodzi mianowicie o brak zdefiniowanej odkształcalności granicznej betonu skrępowanego. Brak tego zapisu nie stanowi problemu przy projektowaniu żelbetowych słupów uzwojonych, parametry uzwojenia (tj. średnica pręta spiralnego oraz skok spirali) możliwego do praktycznego zastosowania nie mogą bowiem zupełnie się równać pod względem zdolności do kreowania stanu przestrzennego ściskania w betonowym rdzeniu słupa z parametrami rury stalowej zastosowanej w słupie 2.



Rys. 3.8. Charakterystyki  $\sigma$ - $\varepsilon$  betonu skrępowanego dla pięciu słupów z tablicy 3.3, otrzymane według przepisów modelowania betonu z trzech porównywanych normatywów projektowania

Trzeba wyraźnie stwierdzić, że *Eurokod 2* nie jest właściwym normatywem do analizowania słupów CFST. Jego przepisy odnoszą się bowiem do projektowania konstrukcji (w tym słupów) żelbetowych, a nie zespolonych. Mimo to uznano za interesujące porównanie modeli betonu skrępowanego przyjętych w obu *Eurokodach* (2 i 4), ponieważ obydwa opisują to samo zjawisko: wzrost wytrzymałości i odkształcalności betonu poddanego przestrzennemu stanowi naprężeń ściskających.

Przykład słupa 2 z tablicy 3.3 pokazuje, że nie można bezpośrednio przyjmować modelu betonu z *Eurokodu 2* do modelowania słupów CFT. Aby jednak podjąć próbę zastosowania tego modelu, uznano, że należy nałożyć zgodne z rzeczywistością ograniczenie odkształceń podłużnych betonu rdzenia w słupie. Takim naturalnym ograniczeniem jest dla słupa CFST odkształcalność graniczna stali płaszcza (w kierunku podłużnym słupa), która – zgodnie z *Eurokodem 4* [64] (punkt 3.3) i *Eurokodem 3* [63] (punkt 3.2.2) – musi spełniać warunek:

$$\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y = 15 \frac{f_y}{E} \quad (3.23)$$

Warunek ten w przypadku omawianego słupa 2 daje wynik:

$$\varepsilon_u \geq 15 \frac{305}{210,000} = 15 \cdot 1,45 \text{ ‰} = 21,8 \text{ ‰} \quad (3.24)$$

W związku z tym te części wykresów otrzymanych według *Eurokodu 2* dla słupów CFST, które opisują (hipotetyczne) zachowanie betonu skrępowanego powyżej obliczonej odkształcalności granicznej  $\varepsilon_u$  stalowego płaszcza, oznaczono na rys. 3.8 linią przerywaną.

Analogicznie postąpiono w przypadku słupów CFFT (słupy 3, 4 i 5 z tabl. 3.3); jedynie wartości odkształcalności granicznej kompozytu  $\varepsilon_{FRP,u,c}$  przy ściskaniu w kierunku podłużnym słupa przyjęto na podstawie badań eksperymentalnych tych trzech kompozytów. Badania te opisano w podrozdziale 5.2.7 niniejszej pracy, a ich wyniki zestawiono w tablicy 5.5. Odkształcalności graniczne kompozytów FRP  $\varepsilon_{FRP,u,c}$  przy ściskaniu w kierunku podłużnym wyniosły 3,86‰, 7,20‰ i 6,67‰, odpowiednio dla słupów 3, 4 i 5.

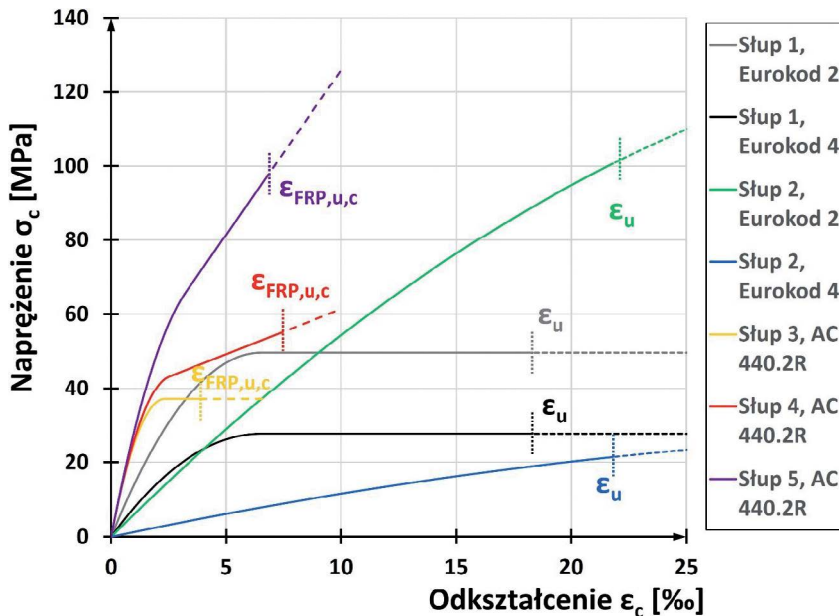
Jak widać na rys. 3.8, zabiegu tego nie stosowano już dla krzywych odpowiadających *Eurokodowi 4*, ponieważ w punkcie 3.3 tego normatywu odkształcalność graniczna  $\varepsilon_u$  płaszcza stalowego jest wyraźnie zdefiniowana. W przypadku tej normy pojawia się natomiast kwestia dobrania właściwej krzywej  $\sigma$ - $\varepsilon$ . Jak zaznaczono w podrozdziale 3.3.1, *Eurokod 4* nie podaje żadnej takiej zależności dla betonu skrępowanego. Wobec tego posłużono się następującym modelem z punktu 3.1.7 *Eurokodu 2*, opierając się na zapisie w punkcie 3.1(1) *Eurokodu 4*, odsyłającym czytelnika właśnie do *Eurokodu 2*:

$$\sigma_c = f_c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2,c}} \right)^2 \right] \quad \text{dla } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2,c} \quad (3.25)$$

$$\sigma_c = f_{cc} \quad \text{dla } \varepsilon_{c2,c} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2,c} \quad (3.26)$$

Wartości odkształcalności granicznej  $\varepsilon_{cu2,c}$  betonu oraz odkształceń  $\varepsilon_{e2,c}$  doznawanych przez beton w chwili osiągnięcia naprężeń równych wytrzymałości  $f_{cc}$  obliczono według przepisów *Eurokodu 2*.

Ze względu na nieczytelność szczegółów wykresów na rys. 3.8 analizowane krzywe  $\sigma$ - $\varepsilon$  przedstawiono ponownie na rys. 3.9, zwiększając skalę i częściowo pomijając hipotetyczne (tj. niemające praktycznego znaczenia) gałęzie wykresów. Na rysunku tym wyraźniej widać, że charakterystyki  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla słupów CFFT różnią się jakościowo od charakterystyk dla słupów CFST tym, że po parabolicznym przebiegu w pierwszej fazie obciążania pojawia się w nich prosta wznosząca w fazie drugiej. W słupach CFST natomiast prosta fazy drugiej jest pozioma. Wyjątkami są słupy 2 oraz 3, które wymagają osobnego omówienia.



Rys. 3.9. Charakterystyki  $\sigma$ - $\varepsilon$  betonu skrępowanego z rys. 3.8 w powiększeniu, z pominięciem tych gałęzi wykresów, które nie mają praktycznego znaczenia

W przypadku słupa 2 mamy do czynienia z bardzo grubym (i sztywnym) płaszczem stalowym. Płaszcz ten generuje tak dużą odkształcalność betonu, że – w ujęciu *Eurokodu 2* – odkształcenia  $\varepsilon_{e2,c}$  przewyższają poziom odkształceń  $\varepsilon_u$  możliwych do osiągnięcia ze względu na podłużne ściskanie płaszcza stalowego. W obliczeniach otrzymano tu wartości, odpowiednio: 44,1% i 21,8%. Z tego powodu pozioma półka wykresu nie mieści się w zakresie odkształceń płaszcza możliwych do osiągnięcia w rzeczywistości.

Sytuacja odwrotna w stosunku do słupa 2 ma miejsce w wypadku słupa 3: jego wiotki płaszcz FRP wykazuje nikłą zdolność do stworzenia stanu przestrzennego ściskania w rdzeniu betonowym. W związku z tym moduł sprężystości betonu  $E_2$  w drugiej fazie pracy wynosi – zgodnie z wzorami (3.16) i (3.17) – zero i zamiast prostej wznoszącej otrzymujemy prostą poziomą. Warto zaznaczyć, że kryterium stosowalności (3.22) normatywu amerykańskiego [8] osiągnięto dla wszystkich rozważanych słupów CFFT.

Faktem jest jednak, że dla słupa 3 zostało ono spełnione z nieznacznym zapasem ( $\sigma_2/f_c = 0,088$ ), podczas gdy dla pozostałych dwóch słupów – ze znacznie większym ( $\sigma_2/f_c = 0,528$  dla słupa 4 i  $\sigma_2/f_c = 1,082$  dla słupa 5).

Należy zaznaczyć, że zawarte w niniejszym podrozdziale analizy słupów CFFT o numerach 3, 4 i 5 z tablicy 3.3 wykonano według amerykańskich wytycznych projektowania [8], przy założeniu współczynnika osłabienia płaszcza  $\kappa_c$  o wartości 1,00 zamiast zalecanej 0,55. Kwestia tego współczynnika została poruszona w podrozdziale 3.3.3, a szczegółowo omówiona będzie w podrozdziale 3.4. Podstawę omawianego założenia stanowił bezpośredni pomiar parametrów mechanicznych rury kompozytowej w tzw. teście *split disk*, a nie *coupon test*.

### 3.4. Zagadnienia specyficzne dla betonu skrępowanego płaszczem FRP

Jak wspomniano w rozdziale 1, wśród słupów betonowych z płaszczem FRP możemy rozróżnić dwa typy: słupy wzmacniane naklejanymi płaszczami kompozytowymi (jak już oznaczono w podrozdziale 3.1: słupy CCCSFW) oraz słupy wykonane przez zabetonowanie wnętrza rur kompozytowych, czyli CFFT. Przy projektowaniu obydwu kategorii słupów niezbędna jest oczywiście szczegółowa wiedza na temat parametrów wytrzymałościowych zastosowanego kompozytu. Wiedzę o nich pozyskuje się z badań eksperymentalnych. W niniejszym podrozdziale opisano zakres oraz sposób prowadzenia i interpretowania tych badań, znacząco inne dla obu wymienionych typów słupów.

Po pierwsze, w przypadku słupów typu CCCSFW podłużne parametry płaszcza FRP (odkształcenia niszczące  $\varepsilon_{FRP,u,t}$ , wytrzymałość na zrywanie  $f_{FRP,t}$  oraz moduł sprężystości  $E_{FRP,t}$ ) najczęściej nie mają żadnego znaczenia. Włókna w płaszczu ułożone są bowiem z reguły obwodowo, a w kierunku wzdłużnym pracuje jedynie matryca żywiczna [37]. Płaszcz FRP jest w dodatku z reguły bardzo cienki, jego grubość liczy się w milimetrach. W wypadku słupów CFFT natomiast grubość ścianki rur bywa mierzona w centymetrach, parametry wzdłużne kompozytu mogą zaś być bardzo wysokie i nie można ich pominąć na etapie projektowania. Parametry te będą zależeć w oczywisty sposób od parametrów włókien oraz matrycy żywicznej, ale także od kąta nawoju włókien względem osi podłużnej rury.

Drugą różnicą w określaniu parametrów mechanicznych płaszcza kompozytowego jest sposób badania tych parametrów w kierunku obwodowym (odkształcenia niszczące  $\varepsilon_{FRP,u,circ}$ , wytrzymałość na zrywanie  $f_{FRP,circ}$  oraz moduł sprężystości  $E_{FRP,circ}$ ). Zauważmy, że wytrzymałość obwodowa płaszcza  $f_{FRP,circ}$  (oznaczana w niniejszej pracy także jako  $f_{tube}$ ) ma decydujące znaczenie dla efektywności słupa CFT pracującego na ściskanie. Jak wynika ze wzoru (3.2) w podrozdziale 3.1, wielkość parcia bocznego  $\sigma_2$  w stanie granicznym ściskanego elementu CFT zależy wprost proporcjonalnie od wytrzymałości obwodowej  $f_{tube}$  płaszcza. W tym samym rozdziale wyjaśniono, że wielkość parcia bocznego  $\sigma_2$  decyduje o wzroście wytrzymałości betonu  $f_{cc}$  pracującego w stanie trójosiowego ściskania w stosunku do jednoosiowej wytrzymałości tego betonu  $f_c$ .

W przypadku słupów CCCSFW do wyznaczenia wytrzymałości obwodowej płaszcza kompozytowego powszechnie stosuje się badanie polegające na osiowym rozciąganiu płaskich pasków kompozytu zamocowanych w szczękach maszyny wytrzymałościowej.

Aby nie uszkodzić pasków kompozytu lokalnym dociskiem szczęk maszyny, strefy te przed badaniem wzmacnia się dodatkowo żywicą polimerową. Sposób wykonania takich badań (*coupon tests*) opisują precyzyjnie np. wytyczne amerykańskie [9] poświęcone stosowaniu kompozytów FRP do zbrojenia i wzmacniania betonu czy norma amerykańska [13] znajdująca zastosowanie szersze niż tylko w budownictwie. Może się wydawać, że badania *coupon tests* poprzez wierne odtworzenie stanu wyężenia płaszcza kompozytowego wzmacniającego obwodowo słup CCCSFW precyzyjnie określają jego parametry wytrzymałościowe. Tak jednak nie jest.

Jak wykazują badania eksperymentalne [37], płaszcz pęka obwodowo przy odkształceniach wyraźnie niższych od odkształceń niszczących  $\varepsilon_{FRP,u}$  otrzymywanych w badaniach płaskich próbek kompozytu. Co istotne, poziom wykorzystania odkształceń niszczących  $\varepsilon_{FRP,u}$  kompozytu w momencie zerwania płaszcza cylindra zależy od rodzaju użytego kompozytu (por. tabl. 3.4). Zjawisko to opisano w pracy [37] na podstawie zestawienia 76 betonowych próbek cylindrycznych o wymiarach rzędu  $D = 150$  mm,  $h = 300$  mm, wzmocnionych naklejanymi obwodowo cienkimi płaszczami FRP. Próbkę te pochodziły z 14 badań prowadzonych w różnych ośrodkach i opublikowanych w latach 1996–2002. Włókna płaszczy FRP zastosowanych w próbkach były zorientowane na ogół jednokierunkowo, obwodowo. W przypadku stosowania płaszczy z tkanin niejednokierunkowych sztywność tych tkanin w kierunku podłużnym była nieznaczna w stosunku do ich sztywności obwodowej. Wyniki badań eksperymentalnych zestawione w tablicy 3.4 dobrano z literatury w taki sposób, aby reprezentowały jedynie takie próbki CCCSFW, które niszczyły się przez obwodowe rozerwanie materiału płaszcza FRP, a nie przez rozerwanie szwu (tj. zakładu) w miejscu sklejenia dwóch warstw płaszcza.

Obwodowe odkształcenia niszczące  $\varepsilon_{FRP,u,circ}$  płaszczy uzyskiwano w omawianych badaniach eksperymentalnych elementów CCCSFW na jeden z dwóch poniższych sposobów:

- obliczano jako wartość średnią z odczytów tensometrów naklejonych na obwodzie (najczęściej do 4 sztuk);
- przyjmowano jako równe co do wartości, a przeciwne co do znaku odkształceniom radialnym (promieniowym) pomierzonym przy użyciu czujników przemieszczeń w połowie wysokości elementu.

Przyjęcie równości odkształceń promieniowych i odkształceń obwodowych wynika z rozważań teoretycznych ściskanego elementu CCCSFW przy założeniu jego osiowosymetrycznego stanu odkształceń.



Tablica 3.4

Poziom odkształceń niszczących  $\varepsilon_{FRP,u,circ}$  kompozytu w momencie zerwania płaszcza cylindra CCCSFW [37]

Lp.	Typ włókien	Liczba próbek	Odkształcenia graniczne $\varepsilon_{FRP,u}$ uzyskane z <i>coupon tests</i> [%]		Stosunek obwodowych odkształceń granicznych $\varepsilon_{FRP,u,circ}$ i $\varepsilon_{FRP,u}$ otrzymanych odpowiednio z badania eksperymentalnego elementu CCCSFW i z <i>coupon tests</i> [%]	
			wartość średnia	odchylenie standardowe	wartość średnia	odchylenie standardowe
1	węglowe (CFRP)	52	14,8	1,5	58,6	15,3
2	węglowe (CFRP) wysokomodułowe	8	4,5	2,7	78,8	16,8
3	aramidowe (AFRP)	7	22,3	6,8	85,1	9,5
4	szklane (GFRP)	9	28,0	13,6	62,4	36,4
Ogółem:		76	16,0	8,0	63,2	20,5

Podstawowe wytyczne amerykańskie [8] dotyczące wzmacniania konstrukcji betonowych materiałami FRP, w tym m.in. wymiarowania betonowych słupów wzmacnianych naklejanymi matami FRP regulują omawianą kwestię w sposób jednakowy dla wszystkich rodzajów kompozytów. Przepisy te, ze zrozumiałych względów konserwatywne, stanowią, że obwodowe odkształcenia niszczące płaszcz ściskanych elementów CFT, zwane efektywnymi odkształceniami granicznymi, należy wyznaczać z następującego wzoru:

$$\varepsilon_{FRP,eff,circ} = \kappa_{\varepsilon} \cdot \varepsilon_{FRP,u,circ} \quad (3.27)$$

gdzie  $\kappa_{\varepsilon} = 0,55$ .

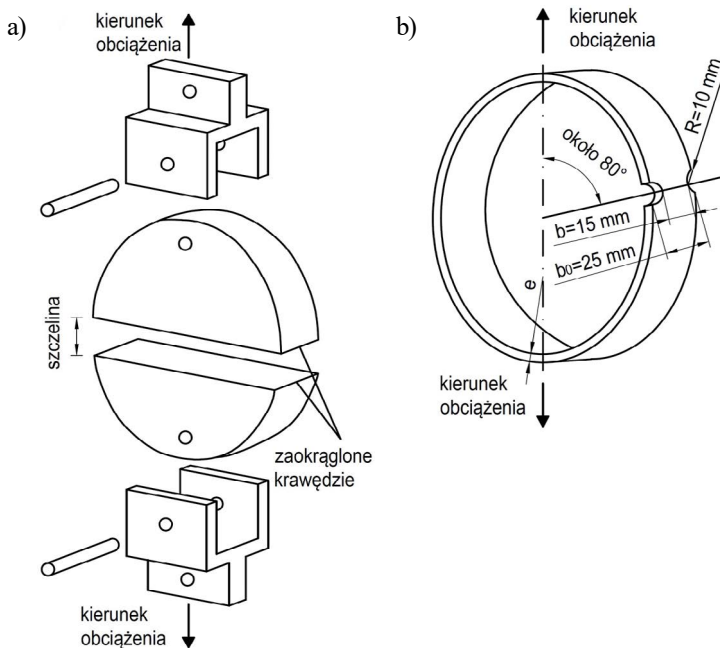
Podawane w literaturze prawdopodobne przyczyny opisywanego przedwczesnego niszczenia się płaszcza są następujące:

- dwuosiowy stan naprężenia panujący w płaszczu ściskanych elementów CCCSFW, tj. ściskanie w kierunku podłużnym i rozciąganie w kierunku obwodowym (np. [8, 37]);
- dyskretny (a nie ciągły) charakter lokalizacji mikrouszkodzeń betonu, w związku z czym płaszcz FRP jest wyteżony nierównomiernie na swoim obwodzie (np. [8, 27]);
- obniżenie wytrzymałości na rozciąganie kompozytu FRP na skutek jego zakrzywienia (np. [37]).

Istotny wpływ na omawiane zjawisko ma z pewnością żywica sklejąca płaszcz z betonem. Siły adhezji między płaszczem i betonem powodują w płaszczu wyteżenie innego rodzaju niż w prostym teście rozciągania *coupon test*. W przypadku maty lub tkaniny FRP owijającej betonowy cylinder bez udziału kleju łączącego kompozyt z betonem omawiane zjawisko mogłoby nie zaistnieć.

Dla tej właśnie zredukowanej wartości  $\varepsilon_{\text{FRP,eff,circ}}$  odkształceń granicznych FRP należy wyznaczać efektywną wartość parcia  $\sigma_2$  płaszcza na beton w stanie granicznym (por. wzory (3.18) i (3.19) w poprzednim podrozdziale).

Z kolei w wypadku słupek CFFT badania *coupon tests* wykonywane na próbkach wyciętych (wyfrezowanych) z płaszcza mogą służyć właściwie tylko do określenia wzdłużnych charakterystyk wytrzymałościowych rozciąganego kompozytu. Natomiast obwodowe odkształcenia niszczące  $\varepsilon_{\text{FRP,u,circ}}$ , wytrzymałość obwodową  $f_{\text{FRP,circ}}$  płaszcza i moduł sprężystości przy rozciąganiu obwodowym  $E_{\text{FRP,circ}}$  można zbadać w teście rozrywania pierścienia wyciętego z rury metodą, jak już wspomniano, zwaną w Polskiej Normie [60] próbą z dzieloną tarczą, w normie amerykańskiej zaś [11] – *split disk method* (rys. 3.10).



Rys. 3.10. Idea normowej metody badania wytrzymałości obwodowej rury kompozytowej: a) oprzyrządowanie maszyny wytrzymałościowej; b) szczegóły wymiarowe próbki badawczej w formie obręczy wyciętej z rury. Na podstawie [60]

Na większą uwagę zasługuje wymóg umiejscowienia przewężenia pierścienia pomiarowego względem obwodu stalowych półdysków w odległości około  $80^\circ$  od osi wyznaczonej przez kierunek rozciągania próbki pierścieniowej przez maszynę wytrzymałościową. Przepis ten jest podyktowany koniecznością uniknięcia wpływu lokalnego zginania pierścienia, jakie zachodzi na jego krótkim odcinku między dwoma półdyskami. W pierwszej fazie badania ten krótki odcinek pierścienia dąży do wyprostowania. W związku z tym, niezależnie od stanu rozciągania osiowego panującego na pozostałej długości pierścienia, na tym krótkim jego odcinku panuje dodatkowo stan zginania: naprężenia ściskające generowane są po zewnętrznej stronie, a rozciągające – po wewnętrznej stronie pierścienia.

Efekt ten badano eksperymentalnie w pracy [83]. Na badanych normatywnie próbkach pierścieniowych z kompozytu epoksydowego wzmocnionego włóknem węglowym naklejono po stronie zewnętrznej tensometry. Opomiarowany w ten sposób fragment pierścienia obejmował  $\frac{1}{4}$  jego obwodu: od osi styku dwóch półdysków do osi oddziaływania na próbkę sił rozciągających pochodzących z maszyny wytrzymałościowej. Tensometry naklejono we wzajemnym rozstawie wynoszącym  $7,5^\circ$  lub  $15^\circ$ . Ich łączna liczba wyniosła 8. Okazało się, że odczyty zafałszowane lokalnym zginaniem pierścienia wskazywał tylko jeden tensometr, mianowicie ten naklejony na próbkę w osi styku półdysków. Kolejne tensometry, naklejone w odstępach kątowych  $7,5^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $75^\circ$  i  $90^\circ$  od pierwszego tensometru, wskazywały wartości zbliżone do siebie przez cały czas trwania eksperymentu, tj. od 0 do 3,5% odkształcenia rejestrowanego na tych tensometrach. Na podstawie odczytów każdego z ośmiu zastosowanych tensometrów obliczono moduł sprężystości kompozytu przy rozciąganiu obwodowym. Wartość tego modułu wahała się w granicach 125,0–136,0 GPa dla siedmiu tensometrów wymienionych powyżej oraz osiągała aż 234,1 GPa dla tensometru naklejonego na pierścień w osi styku półdysków.

Wyniki otrzymane eksperymentalnie zostały w tej samej pracy [83] zweryfikowane obliczeniami przy użyciu metody elementów skończonych (MES). W analizie tej założono istnienie tarcia pomiędzy zewnętrzną powierzchnią półdysków a wewnętrzną powierzchnią pierścienia. Współczynnik tarcia przyjęto na poziomie 0 oraz – w drugim wariancie – na poziomie 0,05. W obu wypadkach okazało się, że tylko w jednym punkcie na obwodzie pierścienia otrzymano wartość modułu sprężystości przy rozciąganiu obwodowym znacznie (tj. o 38%) różniącą się od średniej z wartości obliczonych w pozostałych siedmiu punktach. Był to ten sam punkt położony na osi styku półdysków. W punktach pozostałych odchylenie otrzymanych obliczeniowo wartości modułu sprężystości od jego wartości średniej nie przekraczało 1,1%.

## Rozdział 4

# WPŁYW SMUKŁOŚCI NA NOŚNOŚĆ ELEMENTÓW ŚCISKANYCH

### 4.1. Mechanizm wyboczenia słupa

Nośność ściskanego osiowo elementu konstrukcyjnego (np. słupa, zastrzału, krzyżulca) może być co najwyżej równa nośności jego przekroju poprzecznego. Wraz ze wzrostem długości (smukłości) tego elementu jego nośność się zmniejsza. Dzieje się tak za sprawą globalnej utraty stateczności ściskanego elementu, czyli jego wyboczenia. Otóż wraz ze wzrostem siły podłużnej  $P$  obciążającej ściskany element konstrukcyjny (rys. 4.1) stosownie do sztywności giętej elementu  $EI$  wzrasta jego ugięcie  $y$ . Przyrastające ugięcie jest jednocześnie mimośrodem siły  $P$ , która oddziałuje na słup już nie tylko ściskająco, lecz także zginająco. Wstępne wygięcie elementu ściskanego  $y$  jest nieuniknione nawet dla słupów osiowo ściskanych, żadna bowiem konstrukcja nie jest pozbawiona imperfekcji. Zjawisko wyboczenia elementów osiowo ściskanych opisane jest równaniem różniczkowym drugiego rzędu:

$$EI \cdot y''(x) = -M(x) = -P \cdot y(x) \quad (4.1)$$

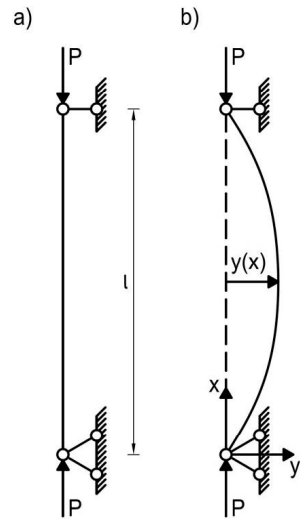
z którego wynika wzór na siłę wyboczenia (inaczej siłę krytyczną lub siłę Eulera):

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (4.2)$$

Po przekroczeniu wartości siły określonej wzorem (4.2) ściskany pręt staje się niestateczny i może się wyboczyć. W konstrukcji inżynierskiej jest to niedopuszczalne.

Ogół zagadnień związanych z utratą stateczności ściskanego pręta (wyboczeniem) zwykle się nazywać teorią drugiego rzędu.

We współczesnych europejskich normach obliczania i wymiarowania konstrukcji słupów stosowanych w budownictwie [62–64] wskazuje się wiele sposobów uwzględniania zjawiska wyboczenia. Również normowe przepisy amerykańskie [7] oraz międzynarodowe [20] dopuszczają stosowanie kilku sposobów obliczania słupów według teorii drugiego rzędu. W tabelicy 4.1 przedstawiono syntetyczny przegląd tych sposobów z uwzględnieniem polskich norm [57, 69] stosowanych współcześnie.



Rys. 4.1. Osiowo ściskany pręt podparty obustronnie przegubowo:  
a) przed osiągnięciem siły krytycznej;  
b) po osiągnięciu siły krytycznej

Tablica 4.1

Stosowane w różnych normach metody uwzględniania efektów drugiego rzędu przy projektowaniu słupów

Lp.	Metoda obliczeń	Norma
1	ogólna = podstawowa (nieliniowa geometrycznie analiza całego ustroju konstrukcyjnego)	<i>Eurokod 2</i> z 2008 r. (PN-EN 1992-1-1 z 2010 r.)
		<i>Eurokod 4</i> z 2004 r. + popr. 2009 r. (PN-EN 1994-1-1:2008)
		ACI Committee 318-11 z 2011 r. i ACI Committee 318-08 z 2008 r.
2	multiplikatywna (= nominalnej sztywności)	<i>Eurokod 2</i> z 2008 r. (PN-EN 1992-1-1 z 2010 r.)
		<i>Eurokod 4</i> z 2004 r. + popr. 2009 r. (PN-EN 1994-1-1:2008)
		PN-B-03264:2002 i wcześniejsze wersje z lat 1999, 1984, 1976
		ACI Committee 318-14 z 2014 r oraz wcześniejsze wersje z lat 2011 i 2008
3	addytywna (= nominalnej krzywizny = słupa modelowego)	<i>Eurokod 2</i> z 2008 r. (PN-EN 1992-1-1 z 2010 r.)
		<i>Eurokod 2</i> z 2008 r. (DIN EN 1992-1-1/NA z 2011 r.)
		fib Model Code for Concrete Structures 2010 i wcześniejsze wersje (CEB-FIP Model Code for Concrete Structures) z lat 1993 i 1978
		PN-S-10042:1991
4	ze współczynnikiem wybożenia	<i>Eurokod 3</i> z 2005 r. (PN-EN 1993-1-1 z 2006 r.) dla osiowo ściskanych stalowych słupów pełnościennych
		<i>Eurokod 4</i> z 2004 r. + popr. 2009 r. (PN-EN 1994-1-1:2008) dla osiowo ściskanych słupów zespolonych

Obecność dawnych norm polskich w powyższej tablicy jest spowodowana przede wszystkim tym, że są one nadal stosowane przy projektowaniu. Dotyczy to zwłaszcza normy mostowej [69], która z powodu braku załącznika krajowego do *Eurokodu 1* [61], poświęconego obciążeniom mostowym, pozostaje formalnie aktualna i jest stosowana przez większość krajowych jednostek projektowych. Aktualna pozostaje bowiem polska norma obciążeń mostowych [68] i niemożliwe jest jednolite projektowanie mostów według *Eurokodów*, począwszy od zebrania obciążeń, a na wymiarowaniu konstrukcji skończony. Dokładniejsze wyjaśnienie aktualnego stanu prawnego projektowania mostów w Polsce przedstawiono m. in. w pracach [4, 75]. W tej sytuacji nie dziwi fakt, że pojawiające się w ostatnich latach krajowe monografie na temat projektowania mostów betonowych (np. [22, 44]) w swoich rozdziałach poświęconych zastosowaniu polskich norm zintegrowanych z *Eurokodami* ustępują obszernością analogicznym monografiom z dziedziny betonowego budownictwa kubaturowego (np. [31]).

## 4.2. Metoda ogólna analizy efektów drugiego rzędu

Wymieniona w tabelicy 4.1 metoda ogólna to taka, w której uwzględnia się nieliniowość geometryczną oraz nieliniowość fizyczną konstrukcji inżynierskiej. Spełnienie tych dwóch postulatów jest w praktyce niezwykle trudne, toteż metody ogólnej zasadniczo nie stosuje się w inżynierii [32, 36].

Metoda ogólna wymaga od projektanta sprawdzenia dla kolejnych analizowanych przekrojów poprzecznych zgodności sił wewnętrznych (sił normalnych i momentów zginających) powstałych od obciążeń zewnętrznych z wypadkowymi wykresów naprężeń normalnych w tych przekrojach. Zakłada się, że przekroje poprzeczne po deformacji konstrukcji pozostają płaskie (zasada Bernoulliego). *Eurokod 2* [62] i *Eurokod 4* [64] narzucają założenie pełnego zespolenia pomiędzy stalowymi i betonowymi częściami przekroju, aż do momentu zniszczenia. W celu wyznaczenia wykresów naprężeń w przekrojach należy wykorzystywać nieliniową zależność naprężenia od odkształcenia. Normy [62, 64] zalecają stosować dla betonu zależność nieliniową i niemonotoniczną, dla stali zbrojeniowej i stali konstrukcyjnej zaś – bilinearną. Dla przekrojów zarysowanych obie omawiane normy nakazują pomijanie naprężeń rozciągających w betonie, a dopuszczają uwzględnianie zjawiska usztywnienia betonu na skutek jego współpracy z prętami zbrojeniowymi na odcinkach pomiędzy rysami (*tension stiffening*). Pominięcie zjawiska *tension stiffening* prowadzi do bezpiecznej oceny efektów drugiego rzędu. Wpływ pełzania musi zostać uwzględniony.

Faktem jest, że współczesne programy analizy obliczeniowej, oparte na MES, umożliwiają prowadzenie obliczeń konstrukcji uwzględniających jej geometryczną nieliniowość. Obliczenia wykonywane są poprzez przyrostowe zwiększanie obciążeń, następnie „zamrażanie” przemieszczeń konstrukcji i dalsze zwiększanie obciążeń przemieszczonej już konstrukcji, aż do uzyskania obciążenia niszczącego. Takie przyrosty obciążeń mogą się oczywiście odbywać w dowolnie wielu krokach. Problemem, z jakim musi się zmierzyć projektant realizujący obliczenia geometrycznie nieliniowe, jest kolejność przyrostów obciążeń [32]. Czy należy zwiększać wszystkie obciążenia (pionowe, poziome, z różnych kondygnacji) proporcjonalnie, czy np. wyłącznie obciążenia poziome od wiatru? W zależności od przyjętej kolejności zwiększania obciążeń otrzymana się różne wyniki. Co istotne, normy projektowania [62, 64] nie precyzują tej kwestii, więc należy rozważać wiele scenariuszy przyrastania obciążeń.

Jeszcze trudniejsze w praktycznym zastosowaniu metody ogólnej jest spełnienie jej postulatu dotyczącego obliczeń fizycznie nieliniowych, w tym uwzględnienie pełzania betonu. Ani komercyjne, ani naukowe programy analizy numerycznej nie są obecnie dostosowane do tak szczegółowych obliczeń całych konstrukcji budowlanych. Dlatego w praktyce projektowej prawie zawsze stosuje się jedną z metod uproszczonych [32].

### 4.3. Metody uproszczone analizy efektów drugiego rzędu

#### 4.3.1. Założenia i podstawowe zależności

W tabelicy 4.1 wymieniono dwie najpowszechniej stosowane uproszczone metody uwzględniania wpływów drugiego rzędu w projektowaniu elementów ściskanych: addytywną i multiplikatywną. Poniżej zostanie wyjaśniona istota obydwu tych metod na elementarnym przykładzie nieprzesuwnego, swobodnie podpartego słupa o stałym przekroju poprzecznym, ściskanego na mimośrodku statycznym  $e_0$  (rys. 4.2). Na skutek mimośrodowego oddziaływania siły ściskającej na słup jego ugięcie wzrasta o wartość  $e_2$ . Wartość tego dodatkowego ugięcia wyznacza się przy założeniu, że odkształcona oś pręta ściskanego (czyli jego linia ugięcia) jest sinusoidą daną równaniem:

$$y(x) = e_2 \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \quad (4.3)$$

Wykorzystując geometrię różniczkową, krzywiznę dowolnej krzywej ugięcia opisanej funkcją  $y(x)$  w kartezjańskim układzie współrzędnych można zapisać następująco:

$$\kappa(x) = \frac{|y''(x)|}{\{1+[y'(x)]^2\}^{\frac{3}{2}}} \quad (4.4)$$

Uznając powszechnie obowiązujące w zagadnieniach wytrzymałości materiałów i mechaniki budowli założenie o małych odkształceniach i przemieszczeniach, dochodzi się do prostszej postaci wzoru (4.4). Skoro wielkości  $y'(x)$  są małe, to kwadraty tych małych wielkości są tzw. wielkościami małymi wyższego rzędu i mogą zostać pominięte [15]. Wówczas dochodzi się do prostego wzoru na krzywiznę odkształconej osi pręta ściskanego:

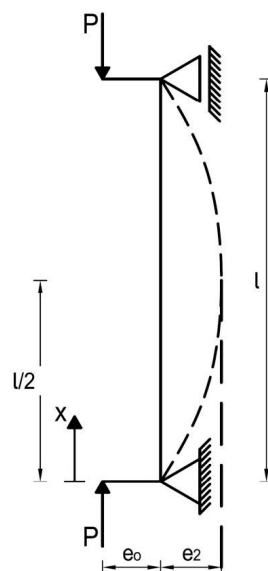
$$\kappa(x) = |y''(x)| \quad (4.5)$$

Różniczkując dwukrotnie podane wyżej równanie odkształconej osi pręta (4.3), otrzymujemy:

$$\kappa(x) = e_2 \cdot \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \sin \frac{\pi x}{l} \quad (4.6)$$

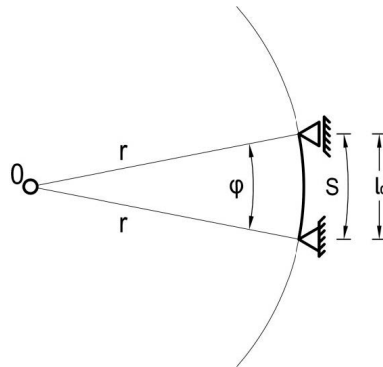
Obliczając krzywiznę w punkcie maksymalnego wygięcia w połowie wysokości słupa (por. rys. 4.2), a więc dla  $x = l/2$ , otrzymamy zależność między krzywizną a mimośrodem drugiego rzędu:

$$\kappa\left(x=\frac{l}{2}\right) = e_2 \cdot \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \quad (4.7)$$



Rys. 4.2. Ściskany mimośrodkowo pręt podparty obustronnie przegubowo



Rys. 4.3. Założenie o stałej krzywiznie  $\kappa$  pręta ściskanego

Stąd wartość mimośrodu drugiego rzędu wynosi:

$$e_2 = \kappa_{\left(x=\frac{l}{2}\right)} \cdot \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \quad (4.8)$$

Do uproszczonego zapisu powyższego wzoru stosuje się założenie, że odkształconą oś słupa można w przybliżeniu przedstawić jako fragment okręgu (rys. 4.3) o stałej krzywiznie  $\kappa$ . Jest ona z definicji równa ilorazowi kąta  $\varphi$  i opisanego na tym kącie łuku  $S$ :

$$\kappa = \frac{\varphi}{S} \quad (4.9)$$

Zapisując kąt  $\varphi$  w mierze łukowej, mamy:

$$\varphi = \frac{S}{r} \quad (4.10)$$

z czego wynika, że krzywizna okręgu jest równa odwrotności jego promienia  $r$ :

$$\kappa = \frac{1}{r} \quad (4.11)$$

Można więc zapisać wzór (4.8) na  $e_2$  następująco:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \quad (4.12)$$

Jak widać, mimośród drugiego rzędu  $e_2$  zależy od wysokości słupa  $l$  i jego krzywizny  $\kappa$ .

#### 4.3.2. Metoda nominalnej krzywizny

Wzór (4.12) wykorzystuje się w pierwszej z opisywanych przybliżonych metod analizy efektów drugiego rzędu, tj. w metodzie addytywnej (inaczej: metodzie nominalnej krzywizny). Należy wspomnieć, że współczynnik  $\pi^2$  występujący w mianowniku powyższego wzoru może podlegać niewielkiej korekcie w zależności od rozkładu krzywizny słupa na

jego długości. Takie zalecenia wprowadza np. *Eurokod 2* [62]. Znacznie istotniejsze dla wartości mimośrodowego drugiego rzędu  $e_2$  jest jednak prawidłowe obliczenie krzywizny  $1/r$  elementu żelbetowego. Nie jest to zagadnienie proste, ponieważ wymaga uwzględnienia wielu czynników wpływających na krzywiznę. *Eurokod 2* [62] uwzględnia tu następujące wpływy:

- pełzania betonu słupa;
- smukłości słupa;
- wytrzymałości betonu słupa na ściskanie;
- stopnia zbrojenia słupa;
- stopnia wyężenia przekroju słupa na działanie siły ściskającej i momentu zginającego.

W odniesieniu do ostatniego z wymienionych czynników trzeba zauważyć, że słup poddany technicznie osiowemu ściskaniu nie osiągnie w stanie granicznym tak dużej krzywizny jak ten sam słup ściskany na dużym mimośrodku. Uregulowanie tego problemu w *Eurokodzie 2* [62] opiera się na spostrzeżeniu, że w obu powyższych przypadkach para  $N$ ,  $M$  (siła normalna, moment zginający) oddziałująca na słup w jego stanie granicznym nośności będzie położona w całkowicie innym punkcie tzw. wykresu interakcji tego słupa. Wykres interakcji, zwany też krzywą graniczną, przedstawia moment graniczny jako funkcję siły normalnej i jest możliwy do jednoznacznego wyznaczenia teoretycznego dla słupa o określonej geometrii i określonych parametrach materiałowych.

Opierając się na powyższym spostrzeżeniu, zgodnie z *Eurokodem 2* [62] w pierwszej kolejności oblicza się wartość krzywizny dla stanu granicznego słupa wyężonego maksymalnie na zginanie, tj. ściskanego na dużym mimośrodku. Norma używa dla tej wartości krzywizny symbolu  $1/r_0$ . Następnie w przypadku słupów mniej wyężonych na zginanie, a bardziej na ściskanie redukuje się tak obliczoną krzywiznę odpowiednim współczynnikiem, oznaczonym w normie jako  $K_r$ . Stopień wyężenia słupa na zginanie i ściskanie mierzy się stosunkiem działającej na słup siły normalnej do nośności przekroju poprzecznego tego słupa na ściskanie. Obliczoną w ten sposób krzywiznę modyfikuje się dalej (konkretnie: zwiększa się) ze względu na wymienione powyżej trzy inne wpływające na nią czynniki, a mianowicie: pełzanie betonu, jego wytrzymałość na ściskanie i smukłość słupa. Wpływ tych czynników na krzywiznę słupa reprezentuje w omawianej normie współczynnik  $K_\phi$ .

Sposób obliczenia wspomnianej krzywizny  $1/r_0$  zilustrowano na rys. 4.4. Przedstawiono na nim środkowy fragment słupa z rys. 4.2 i rys. 4.3 po deformacji. Rysunek wykonano w skali zniekształconej. Rzeczywisty promień krzywizny  $r$  słupa po deformacji może bowiem kilkusetkrotnie przewyższać wysokość przekroju poprzecznego  $h$ .

Jak wspomniano wcześniej, rozwiązanie to reprezentuje stan graniczny nośności słupa ściskanego na dużym mimośrodku. Dlatego założono osiągnięcie w zbrojeniu rozciągającym i ściskającym odkształceń plastycznych o wartości:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (4.13)$$

Na rys. 4.4b oraz 4.4c naszkicowano wyodrębnione z rys. 4.4a dwa wycinki koła, różniące się między sobą tylko skalą. Ze szkicu 4.4b i z definicji krzywizny wynika, że poszukiwana krzywizna dana jest wzorem:

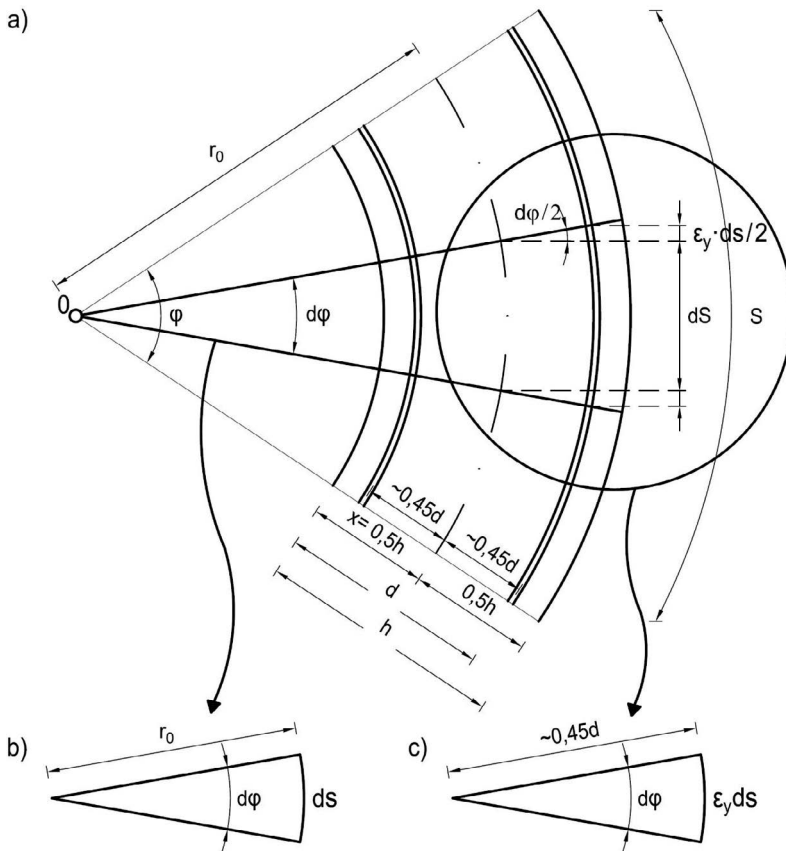
$$\frac{1}{r_0} = \frac{d\varphi}{dS} \quad (4.14)$$

Kąt elementarny  $d\varphi$  można wyznaczyć z rys. 4.4.c jako:

$$d\varphi = \frac{\varepsilon_y dS}{0,45 \cdot d} \quad (4.15)$$

Wstawiając ostatnią równość do przedostatniej, otrzymujemy rozwiązanie zastosowane w *Eurokodzie 2* [62]:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_y}{0,45 \cdot d} \quad (4.16)$$



Rys. 4.4. Odształcenia w przekroju słupa w stanie granicznym wywołanym przez ściskanie z dużym mimośrodem

Przedstawiono całość podstaw teoretycznych metody addytywnej (zwanej też metodą nominalnej krzywizny), która jest pierwszą z metod uproszczonych stosowanych powszechnie we współczesnych normach projektowania konstrukcji (por. tabl. 4.1). Metoda ta nie daje

w praktycznym zastosowaniu jawnych rozwiązań, lecz wymaga procedury iteracyjnej. Dzieje się tak za sprawą dużego wpływu, jaki na wartość krzywizny ściskanego słupa wywiera zbrojenie rozmieszczone w przekroju poprzecznym. Wpływ ten ujęto w *Eurokodzie 2* [62] w postaci wspomnianego już współczynnika  $K_r$ . Jego wartość zależy od pola przekroju zbrojenia. Aby więc obliczyć  $K_r$ , należy wstępnie przyjąć (założyć) pola przekroju  $A_{s1}$  i  $A_{s2}$ . Po wyznaczeniu wartości mimośrodów drugiego rzędu  $e_2$  oraz odpowiadającej mu ilości zbrojenia uzyskane wartości weryfikuje się z założonymi. Jeżeli nie otrzymano zadowalającej zgodności, obliczenia powtarza się iteracyjnie aż do jej osiągnięcia.

Opisaną metodę określano w dawnych wersjach *Eurokodu 2* jako metodę słupa modelowego (niem. *Modellstützenverfahren*). Obecnie nie stosuje się już tej nazwy, ponieważ wszystkie metody obliczeń dotyczą modeli konstrukcji i termin ten pasowałby do każdej z nich [32]. Warto wiedzieć, że omówiona metoda jest podstawową metodą uproszczoną obliczania słupów stosowaną w Niemczech. Zasadę tę wprowadził tak zwany załącznik krajowy do *Eurokodu 2* [18], zapewne z racji długoletniej tradycji wykorzystywania w Niemczech wyłącznie tej metody.

#### 4.3.3. Metoda nominalnej sztywności

Druga z najbardziej rozpowszechnionych na świecie (por. tabl. 4.1) uproszczonych metod obliczania słupów żelbetowych, nazywana metodą nominalnej sztywności, była w drugiej połowie XX wieku stosowana jako wiodąca w Związku Radzieckim i w Polsce [57]. Obecnie znajduje zastosowanie w Europie (w *Eurokodzie 2* [62] i w *Eurokodzie 4* [64]) oraz w Stanach Zjednoczonych (w normie *American Concrete Institute* [7], pod nazwą *moment magnification method*). Podstawy teoretyczne tej metody można wywieść z podanych wyżej wzorów na krzywiznę  $\kappa(x)$ . Otóż w miejsce występującej w równaniu (4.5) drugiej pochodnej linii ugięcia słupa można wstawić znaną z mechaniki zależność:

$$y''(x) = -\frac{M(x)}{EI} \quad (4.17)$$

przy czym za moment zginający na długości słupa wstawić można siłę normalną na mimośrodku, z uwzględnieniem efektów drugiego rzędu:

$$y''(x) = -\frac{N \cdot [e_0 + y(x)]}{EI} \quad (4.18)$$

Otrzymujemy następujący wzór na krzywiznę:

$$\kappa(x) = \frac{N \cdot [e_0 + y(x)]}{EI} \quad (4.19)$$

Obliczając krzywiznę w punkcie maksymalnego wygięcia w połowie wysokości słupa (por. rys. 4.2), a więc dla  $x = l/2$ , uzyskamy zależność między krzywizną a mimośrodem drugiego rzędu:

$$\kappa\left(x=\frac{l}{2}\right) = \frac{N \cdot (e_0 + e_2)}{EI} \quad (4.20)$$

Porównując wyznaczoną tym sposobem krzywiznę z wynikiem otrzymanym przy użyciu wzoru (4.7), uzyskujemy równanie:

$$\frac{N \cdot (e_0 + e_2)}{EI} = e_2 \cdot \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \quad (4.21)$$

w którym mimośród drugiego rzędu  $e_2$  należy potraktować jako jedyną niewiadomą na etapie projektowania słupa. Rozwiązując powyższe równanie ze względu na  $e_2$ , otrzymujemy:

$$e_2 = \frac{N \cdot l^2 \cdot e_0}{\pi^2 \cdot EI - N \cdot l^2} \quad (4.22)$$

i dalej po przekształceniu:

$$e_2 = \frac{N \cdot l^2 \cdot e_0}{l^2 \left(\frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2} - N\right)} = \frac{N \cdot e_0}{\frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2} - N} \quad (4.23)$$

Występujący w mianowniku powyższego wzoru iloraz to nic innego jak zapisana we wzorze (4.2) Eulerowska siła krytyczna, więc:

$$e_2 = \frac{N \cdot e_0}{P_E - N} \quad (4.24)$$

Otrzymany wzór jest zgodny z intuicją: wartość mimośrodu drugiego rzędu  $e_2$  zwiększa się wraz ze zbliżaniem się siły ściskającej  $N$  do siły krytycznej  $P_E$ , osiągając w momencie zrównania się obu tych sił teoretycznie nieskończoną wartość.

Jak widać z wzoru (4.24), w metodzie nominalnej sztywności wartość mimośrodu drugiego rzędu uzależnia się nie od krzywizny (jak to było w metodzie nominalnej krzywizny), lecz od wartości oddziałującej na słup normalnej siły ściskającej.

Obliczając całkowity mimośród siły (pierwszego i drugiego rzędu), otrzymamy:

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_2 = e_0 \cdot \left(1 + \frac{N}{P_E - N}\right) = e_0 \cdot \frac{P_E}{P_E - N} = e_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{P_E}} \quad (4.25)$$

Przekształcenia algebraiczne z (4.25) znalazły swoje zastosowanie w następujących normowych wytycznych obliczania efektów drugiego rzędu:

a) wycofana polska norma [57] narzuca stosowanie mnożnika:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{P_E}} \quad (4.26)$$

który powiększa mimośród pierwszego rzędu:

$$e_{\text{tot}} = e_0 \cdot \eta \quad (4.27)$$

b) *Eurokod 4* [64] narzuca stosowanie mnożnika:

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N}{P_E}} \quad (4.28)$$

który powiększa moment pierwszego rzędu, co warto podkreślić, analogicznie jak współczynnik  $\eta$  we wzorze (4.27) powiększa mimośród pierwszego rzędu;

- c) *Eurokod 2* [62] narzuca stosowanie do obliczania całkowitego momentu zginającego słup  $M_{Ed}$  mnożnika powiększającego moment pierwszego rzędu  $M_{0Ed}$ , wyprowadzonego z równania (4.25) w poniższy sposób:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{N}{P_E - N}\right) = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{1}{\frac{P_E}{N} - 1}\right) \quad (4.29)$$

Spośród zestawionych w tablicy 4.1 norm projektowania wykorzystujących metodę nominalnej sztywności jedynie polska norma projektowania mostów betonowych [69] nie stosuje współczynnika zwiększającego mimośród pierwszego rzędu lub moment zginający pierwszego rzędu, lecz przybliżony wzór wynikający z (4.8) i (4.20):

$$e_2 = \kappa_{\left(x=\frac{l}{2}\right)} \cdot \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 = \frac{N \cdot e_0}{EI} \cdot \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \quad (4.30)$$

Zastosowane w normie [69] uproszczenie, jakim jest pominięcie wpływu mimośrodu drugiego rzędu  $e_2$  na krzywiznę, można wyjaśnić stosunkowo długim (obecnie blisko 30-letnim) okresem obowiązywania tej normy. Jest to jedna z najdłużej obowiązujących i wciąż jeszcze powszechnie stosowanych [4] norm budowlanych w naszym kraju.

Metoda nominalnej sztywności, podobnie jak metoda nominalnej krzywizny, zakłada postępowanie iteracyjne przy projektowaniu zbrojenia słupów żelbetowych. Jest to spowodowane dużym wpływem, jaki na wartość krytycznej siły wyboczenia  $P_E$ , występującej we wzorach (4.26) czy (4.29), wywierają pola przekroju zbrojenia słupa  $A_{s1}$  i  $A_{s2}$ . Wpływ ten widoczny jest w klasycznym wzorze (4.2) na siłę Eulera, w którym w mianowniku występuje sztywność giętna przekroju  $EI$ . Otóż sztywność ta zależy w bardzo dużym stopniu od zbrojenia słupa. Dlatego w procedurze wymiarowania słupa wstępnie zakłada się pole przekroju zbrojenia do wyznaczenia sztywności  $EI$ , następnie na tej podstawie oblicza się siłę krytyczną  $P_E$ , a w dalszej kolejności sumaryczny moment zginający pierwszego i drugiego rzędu. Na taki moment przeprowadza się wymiarowanie zbrojenia, po czym weryfikuje się je ze wstępnie założonym. Jeżeli nie uzyskano zadowalającej zgodności, obliczenia powtarza się iteracyjnie aż do jej osiągnięcia.

Warto zaznaczyć, że klasyczny wzór (4.2) na siłę krytyczną wyboczenia sprężystego jest w normach projektowania mocno korygowany. Korekty te zmierzają do znacznej nieraz redukcji sztywności giętniej  $EI$  występującej w mianowniku tego wzoru. Redukcja ta jest korzystna dla bezpieczeństwa konstrukcji, zmniejszona sztywność generuje bowiem większe mimośrody drugiego rzędu. Redukcja sztywności  $EI$  ma na celu uwzględnienie wpływu zarysowania przekroju słupa oraz pełzania betonu słupa. Na te dwa najistotniejsze czynniki degradacji sztywności słupa pośredni wpływ mają smukłość słupa oraz wytrzymałość

betonu słupa na ściskanie. *Eurokod 2* [62] uwzględnia wszystkie powyższe czynniki w procedurach obliczania sztywności  $EI$ .

Ponadto *Eurokod 2* [62], *Eurokod 4* [64] i norma amerykańska [7] wprowadzają w swoich przepisach jeszcze jedną korektę w stosunku do przedstawionej w tym punkcie skróconej teorii metody nominalnej sztywności. Korekta ta uwzględnia rozkład momentów pierwszego rzędu na wysokości słupa. Uwzględnione są różne przypadki rozkładu momentów w postaci funkcji stałej, liniowej i parabolicznej. W *Eurokodzie 2* [62] omawiana korekta zmienia wynik całkowitego momentu zginającego słup  $M_{Ed}$  obliczonego według wzoru (4.29) w zakresie od  $-18\%$  do  $+23\%$ .

Przepisy norm europejskich pozwalają projektować osiowo ściskane stalowe słupy pełnościenne (*Eurokod 3* [63]) oraz osiowo ściskane słupy zespolone (*Eurokod 4* [64]) przy użyciu tzw. krzywych wyboczeniowych (tabl. 4.1). Ta uproszczona metoda wyznaczania nośności słupa polega na tym, że nośność przekroju poprzecznego słupa  $N_{R,pl}$  zaniża się współczynnikiem wyboczenia. Wspomnianą nośność przekroju  $N_{R,pl}$  oblicza się przy założeniu jednoczesnego osiągnięcia w stanie granicznym nośności wytrzymałości betonu i stali w całym przekroju poprzecznym. Z kolei wartość tego współczynnika wyboczenia zależy przede wszystkim od smukłości słupa, ale także od kształtu przekroju poprzecznego i od smukłości tego przekroju.



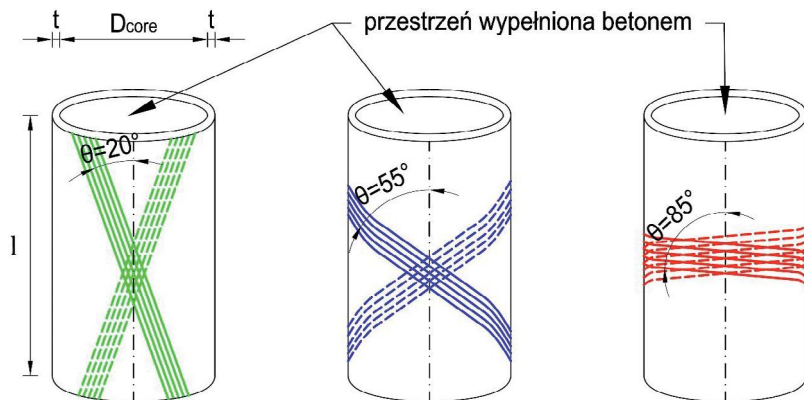
## Rozdział 5

# BADANIA SŁUPÓW CFT Z RUR POLIMEROWYCH WZMACNIANYCH WŁÓKNEM SZKLANYM

### 5.1. Program badań

Na Politechnice Gdańskiej przeprowadzono eksperymentalne badania niszczące piętnastu słupów wykonanych z wypełnionych betonem kompozytowych rur polimerowych wzmocnianych włóknem szklanym. Sześć spośród opisywanych słupów poddano ścisnaniu osiowemu, pozostałych dziewięć zaś – ścisnaniu mimośrodowemu. Część słupów została przebadana przez autora, a część – przy współdziałaniu autora w ramach projektu badawczego [34] oraz magisterskiej pracy dyplomowej [78] wykonanej na Politechnice Gdańskiej. Otrzymane wyniki mają w niektórych przypadkach charakter jakościowy i nie podlegają ocenie statystycznej.

Rury kompozytowe zostały wykonane przez firmę Vitreo z Bydgoszczy z żywicy poliestrowej wzmocnionej włóknem szklanym nawijanym w procesie ciągłym. Podstawowym parametrem badań był kąt nawoju włókien: rury zamówiono w trzech wariantach nawoju włókien:  $20^\circ$ ,  $55^\circ$  i  $85^\circ$ . Kąt ten (oznaczany dalej symbolem  $\theta$ ) mierzony jest każdorazowo względem osi podłużnej rury (rys. 5.1).



Rys. 5.1. Kąty nawoju włókien w badanych rurach kompozytowych

W przypadku wszystkich rur nawój był krzyżowy, to znaczy stykające się ze sobą warstwy nawoju były odchylone od osi rury o kąt jednakowy co do wartości, a przeciwny co do znaku. Niezależnie od kąta nawoju w każdym przypadku deklarowana przez producenta zawartość włókien w kompozycie wynosiła 60%. Średnica wewnętrzna rur wynosiła 200 mm, a deklarowana przez producenta grubość ścianki rur zawierała się w zakresie 5–6 mm. Rury zamówiono w dwóch długościach: 0,40 m oraz 2,00 m. Podstawowe informacje o badanych eksperymentalnie słupach CFFT przedstawiono w tabelicy 5.1, a uszczegółowione dane zamieszczono w podrozdziale 5.4.

Tablica 5.1

Elementy badawcze typu CFFT objęte programem laboratoryjnych badań eksperymentalnych wykonanych na Politechnice Gdańskiej

Lp.	Długość słupa [mm]	Kąt nawoju włókien $\theta$	Obciążanie cykliczne	Mimośród obciążenia $e_0$ [mm]		
1	400	20°	nie	0		
2		55°				
3		85°				
4	2000	20°			nie	26
5		55°				
6		85°				
7		20°	tak			
8		55°				
9		85°				
10		20°				
11		55°				
12		85°				
13	20°	nie	52			
14	55°					
15	85°					

Rury wypełniano betonem przy użyciu łopatek, a beton zagęszczono przy użyciu wibratora wgłębnego amerykańskiej firmy Wacker, model M2000, o mocy 1,5 kW. Podczas betonowania i zagęszczania rury kompozytowe ustawione były pionowo na betonowej posadzce. Podczas zagęszczania niewielka ilość wody zarobowej z betonu odpływała szczeliną pomiędzy płaszczem kompozytowym słupa a posadzką. Rury krótkie zagęszczano po ich całkowitym wypełnieniu betonem, a rury długie – sukcesywnie podczas ich napełniania. Podczas napełniania rur od góry i ich wibrowania nie zaobserwowano podnoszenia się rur (długich i krótkich) z posadzki. Nie było potrzeby ich dociskania od góry.

Podparcie zrealizowano jako obustronnie przegubowe. Zastosowano przeguby wałkowe (rys. 5.2).

## 5.2. Własne badania materiałowe kompozytu wzmocnionego włóknem szklanym, będącego budulcem rur

### 5.2.1. Dane uzyskane od producenta

Włókna szklane użyte do produkcji rur miały postać rowingu ciągłego o gęstości liniowej 2400 g/m = 2400 tex. Rowing został wyprodukowany na Słowacji przez amerykańską firmę Johns Manville z włókien szklanych typu E (por. tabl. 2.1). Żywica poliestrowa, o nazwie handlowej Crystic 2-420 PA, wyprodukowana została w Chorwacji przez brytyjską firmę Scott Bader. Deklarowana przez producenta wytrzymałość utwardzonej żywicy na rozciąganie zawiera się w zakresie 44–46 MPa, natomiast moduł sprężystości przy rozciąganiu – w przedziale 3,03–3,68 GPa. Utwardzacz żywicy, o nazwie handlowej Butanox M-50, wyprodukowany został przez holenderską firmę AkzoNobel.

### 5.2.2. Zawartość włókien w kompozycie

Deklarowaną przez producenta 60-procentową zawartość włókien w kompozycie zweryfikowano przy użyciu wykorzystywanej m.in. w USA metody normowej [12] polegającej na wypaleniu żywicy polimerowej z próbki kompozytu i zważeniu pozostałej części próbki, tj. samych włókien szklanych. Badanie wykonano w piecu marki Womach o zakresie temperatur do 1300°C, przy czym piec nagrzewano – zgodnie z [12] – do temperatury 535°C. Po spaleniu żywicy w żaroodpornych naczynkach nie pozostawały żadne ślady żywicy, jedynie odcinki włókna szklanego. Próbkę kompozytu użyte w opisywanym badaniu zostały pozyskane z rur przez wycięcie figur prostokątnych o wymiarach boków wahających się między 25 a 30 mm. Masa próbek zawierała się w granicach 8,0–10,2 g. Waga użyta do pomiaru masy próbek odznaczała się dokładnością pomiaru do 0,0001 g. Wyniki uzyskane z pomiaru przedstawiono w tablicy 5.2.



Rys. 5.2. Stanowisko badawcze na Politechnice Gdańskiej. Przygotowana do badań rura kompozytowa pusta o kącie nawoju 20°. Fot. autor

**Tablica 5.2**

Wyniki pomiaru zawartości włókien szklanych w kompozycie rur

Numer próbki	Rura o kącie nawoju 20°			Rura o kącie nawoju 55°			Rura o kącie nawoju 85°		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Masa pustego naczynka [g]	51,0545	51,1660	48,0006	48,8526	45,7247	51,0593	48,8497	46,6374	45,9776
Masa naczynka z próbką przed wypaleniem [g]	59,2421	61,3035	58,2395	57,8509	54,1081	59,3544	56,8635	55,0307	54,1703
Masa naczynka z próbką po wypaleniu [g]	56,5686	58,2436	55,2591	54,0372	50,6548	55,946	54,6154	52,7011	51,9609
Masa próbki przed wypaleniem [g]	8,1876	10,1375	10,2389	8,9983	8,3834	8,2951	8,0138	8,3933	8,1927
Masa próbki po wypaleniu [g]	5,5141	7,0776	7,2585	5,1846	4,9301	4,8867	5,7657	6,0637	5,9833
Udział włókien szklanych w masie próbki $v_{Gi}$ [%]	67,3	69,8	70,9	57,6	58,8	58,9	71,9	72,2	73,0
Średni udział włókien szklanych w masie próbki $v_G$ [%]	69,4			58,4			72,4		
Średni udział włókien szklanych w objętości próbki $v_V$ [%]	49,1			37,5			52,8		

Podana w tabelicy 5.2 zawartość objętościowa włókien w kompozycie została określona na podstawie teorii kompozytów [52], zgodnie ze wzorem:

$$v_V = \frac{\rho_m \cdot v_G}{\rho_m \cdot v_G + (100 - v_G) \rho_f} \quad (5.1)$$

Wartości gęstości matrycy żywicznej i włókien wzmocnienia  $\rho_m$  i  $\rho_f$  przyjęto odpowiednio jako 1,1 g/cm<sup>3</sup> i 2,58 g/cm<sup>3</sup> (za [52]).

### 5.2.3. Struktura ścianki rur

Po wypaleniu żywicy z próbek kompozytu zgodnie z procedurą opisaną powyżej pozostałe włókna szklane poddano obserwacji makroskopowej. Celem było ustalenie liczby warstw nawoju. Zadanie to okazało się trudne na skutek pomieszania się włókien poszczególnych warstw podczas wypalania próbek w piecu (rys. 5.3). Najlepiej udało się to w przypadku próbek rury o kącie nawoju 85°, dla których stwierdzono istnienie jedenastu warstw nawoju (rys. 5.4). Jednocześnie zaobserwowano, że wszystkie rury miały nawój krzyżowy.



Rys. 5.3. Przemieszane włókna szklane poszczególnych warstw nawoju w próbce kompozytu rury o kącie nawoju 20°. Fot. autor

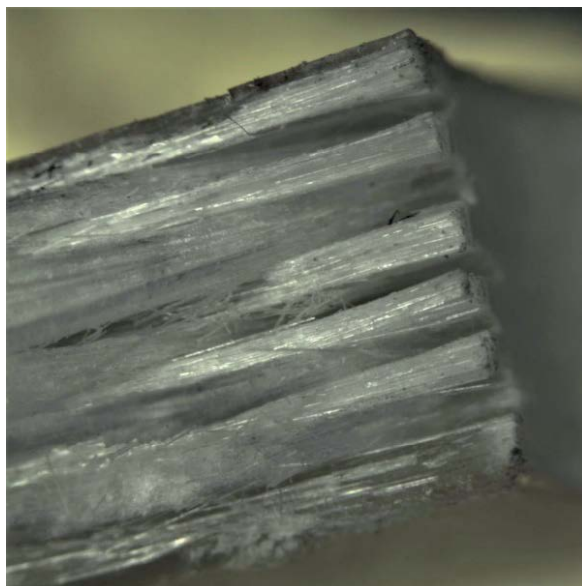


Rys. 5.4. Struktura warstw nawoju włókna szklanego widoczna w próbce kompozytu rury o kącie nawoju 85° po wypaleniu żywicy. Widocznych jest jednaście warstw nawoju o układzie krzyżowym. Fot. autor

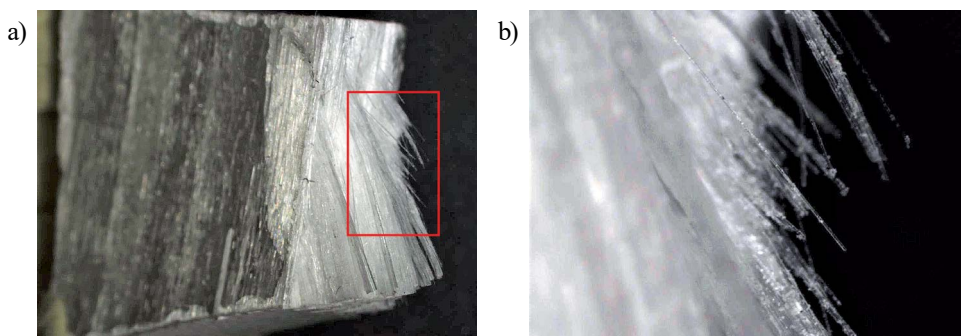
Powyższe obserwacje potwierdziły się podczas obserwacji przełomów próbek rur przy użyciu stereoskopu (rys. 5.5). Badania te wykonano w akredytowanym przez Polskie Centrum Akredytacji Laboratorium Badań i Technologii Tworzyw toruńskiego Instytutu Inżynierii Materiałów Polimerowych i Barwników, Oddziału Farb i Tworzyw w Gliwicach.

W tym samym laboratorium stwierdzono za pomocą stereoskopu dobrą przyczepność żywicy poliestrowej do włókien szklanych. Widoczne na rys. 5.6b cząstki żywicy poliestrowej pozostałe na pojedynczych włóknach szklanych po przełamaniu próbki kompozytu świadczą o poprawnej adhezji żywicy i włókien. Adhezję tę zapewnia się w toku produkcji

włókna szklanego poprzez specjalny zabieg technologiczny, zwany preparacją chemiczną. Stopień przyczepności włókna i osnowy żywicznej determinuje jakość kompozytu i jego podstawowe własności wytrzymałościowe [52]. Faktem jest, że włókno nieposiadające żadnej przyczepności do matrycy żywicznej stanowiłoby osłabienie kompozytu (a właściwie matrycy żywicznej), a nie jego wzmocnienie.



Rys. 5.5. Struktura warstw nawoju włókna szklanego widoczna w próbce kompozytu rury o kącie nawoju  $85^\circ$  w obrazie stereoskopowym, z widocznymi jedenastoma warstwami nawoju o układzie krzyżowym. Fot. B. Chmielnicki, za zgodą



Rys. 5.6. Widok stereoskopowy przełomu próbki kompozytu rury o kącie nawoju  $85^\circ$ : a) fragment przełamanej próbki wioselkowej do badania modułu sprężystości kompozytu przy rozciąganiu wzdłużnym  $E_{FRP_t}$  (por. podrozdział 5.2.9) o szerokości przekroju poprzecznego 10 mm; b) zbliżenie obszaru zaznaczonego kolorem czerwonym na fotografii (a). Fot. B. Chmielnicki, za zgodą

### 5.2.4. Grubość ścianki rur

Deklarowana przez producenta rur ich średnica wewnętrzna wynosiła 200 mm, a grubość ścianki miała się mieścić w przedziale między 5,5 a 6,0 mm. Pierwsza z wymienionych wielkości odpowiadała dokładnie rzeczywistości, natomiast grubość ścianki wahała się w szerokich granicach od 4,9 do 8,8 mm. Pomiar grubości ścianki przeprowadzono przy użyciu suwmiarki na wyciętych z rur obręczach o szerokości 25 mm. Dla każdej z trzech serii rur przygotowano po sześć takich obręczy (rys. 5.7). Pomiar grubości ścianki wykonano dla każdej obręczy w ośmiu miejscach, rozmieszczonych równomiernie co 45° po obwodzie obręczy. Tablica 5.3 prezentuje wyniki pomiaru grubości ścianki rur.



Rys. 5.7. Wycięte z rur obręcze służące do pomiaru grubości ścianki. Fot. autor

Tablica 5.3

Wyniki pomiaru grubości ścianki rur

Kąt nawoju/ numer próbki	Zmierzona grubość								Grubość uśredniona	
	Punkt pomiarowy									
		1	2	3	4	5	6	7	8	$t_{sr}$
[-]		[mm]								[mm]
20°	1	7,0	7,7	6,9	6,7	8,8	7,7	6,1	7,4	7,3
	2	7,0	7,6	7,6	6,8	6,3	6,7	7,1	7,4	7,1
	3	6,0	7,6	7,5	6,7	8,4	7,8	8,0	7,2	7,4
	4	7,2	6,3	8,0	6,3	7,6	7,6	7,4	7,3	7,2
	5	6,0	6,5	6,3	7,5	6,3	5,7	7,4	6,8	6,6
	6	6,8	6,9	8,8	7,1	7,4	6,5	6,3	6,2	7,0
średnio:									7,1	

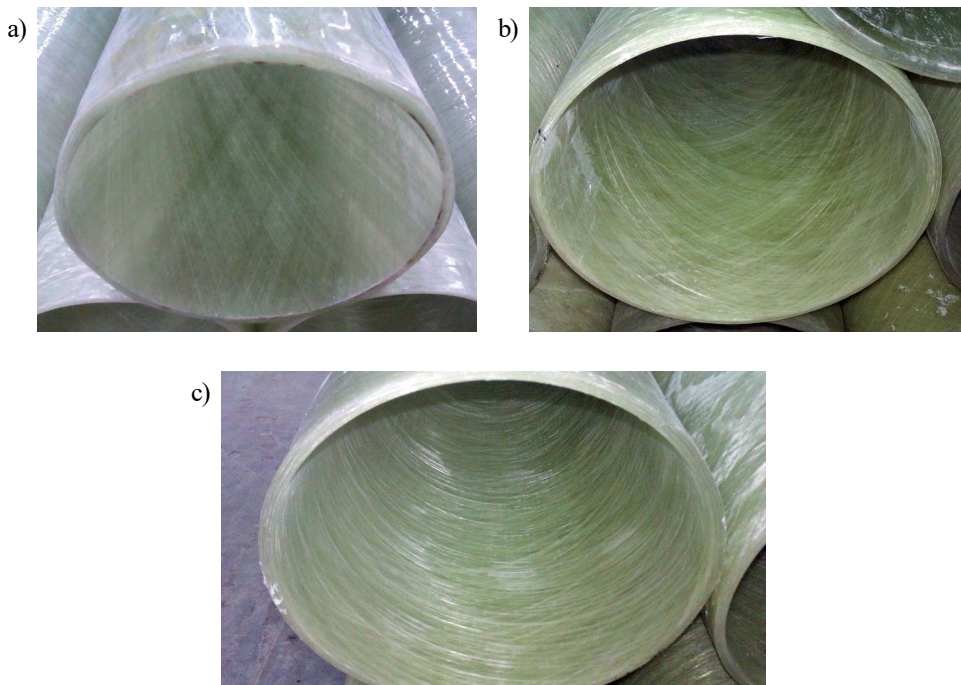


cd. tabl. 5.3

55°	1	7,3	7,3	7,5	6,7	5,3	5,5	5,7	6,8	6,5
	2	7,4	5,5	5,6	6,8	6,6	6,6	6,7	6,8	6,5
	3	6,2	5,6	6,8	6,9	6,5	6,9	6,4	5,8	6,4
	4	5,5	6,7	7,0	7,3	7,9	7,5	6,7	4,9	6,7
	5	6,1	6,6	6,0	6,2	7,2	6,7	7,1	6,0	6,5
	6	6,2	6,6	6,8	7,1	6,6	6,3	6,1	6,6	6,5
średnio:										6,5
85°	1	5,8	6,0	5,8	5,8	5,8	5,7	5,9	5,7	5,8
	2	5,7	5,8	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,9	5,7
	3	5,7	5,8	5,8	5,8	5,8	6,0	5,9	5,9	5,8
	4	5,7	5,9	5,8	5,8	5,8	5,5	5,8	5,7	5,8
	5	5,8	5,5	5,7	5,7	5,8	5,7	5,9	6,0	5,8
	6	5,9	5,9	5,5	5,8	5,5	5,7	5,7	5,8	5,7
średnio:										5,8

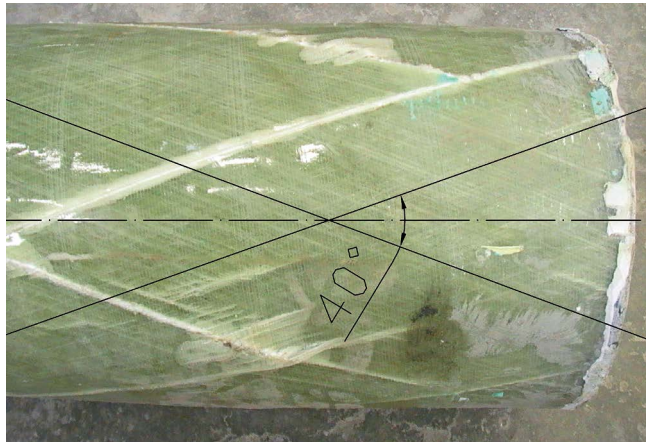
### 5.2.5. Kąt nawoju włókien szklanych

Dostarczone przez producenta rury o kątach nawoju włókien wynoszących 20°, 55° i 85° wizualnie istotnie odróżniały się od siebie (rys. 5.8).



Rys. 5.8. Widok detali rur o kątach nawoju włókien: a) 20°; b) 55°; c) 85°. Fot. autor





Rys. 5.9. Pomiar kąta nawoju włókien dla rury o deklarowanym kącie nawoju 20°. Wykorzystanie techniki CAD. Fot. autor

Wielkości kąta nawoju deklarowane przez producenta były zgodne z rzeczywistością. Na rys. 5.9 przedstawiono przykładowo fotografię fragmentu słupa wykonanego z rury o kącie nawoju 20°, zrobioną po zakończonym badaniu nośności słupa na ściskanie. Na fotografię naniesiono w programie komputerowym AutoCad linie przecinające się z osią słupa pod kątem 20°. Rysunek ilustruje zgodność tych linii teoretycznych z widocznymi na fotografii liniami nawoju włókien szklanych.

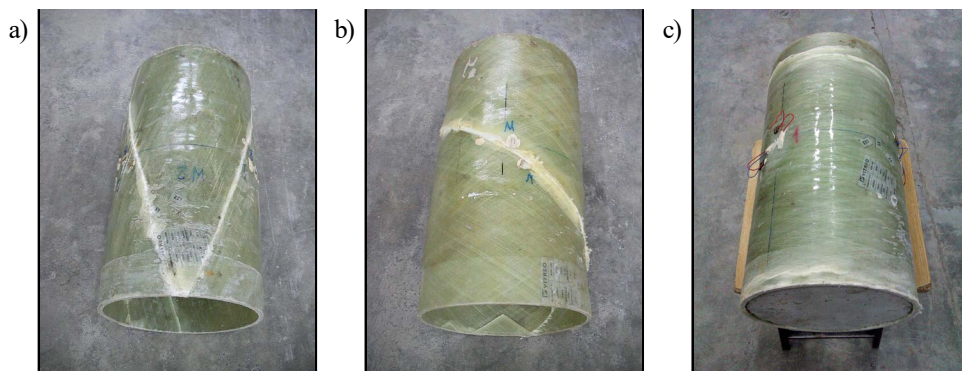
### 5.2.6. Wytrzymałość kompozytu rur na ściskanie wzdłużne

Do określenia parametrów mechanicznych materiału kompozytowego rur posłużyły niewypełnione betonem odcinki rur o długości 400 mm oraz 2000 mm. Przebadano po trzy próbki pustych rur o obydwu powyższych długościach. Każdy z trzech kątów nawoju był reprezentowany przez jedną rurę długą i jedną krótką. Łącznie badaniu poddano więc sześć pustych rur. W celu uniknięcia lokalnego zgnięcia ścianek rur i delaminacji (rozwarstwienia) ich warstw składowych przed badaniem zabezpieczono obie końcówki każdej z rur od wewnątrz korkami betonowymi o wysokości kilkunastu centymetrów, od zewnątrz zaś rury były zabezpieczone dwiema stalowymi obręczami (rys. 5.2), których szerokość wynosiła 60 mm, grubość – 8 mm, a osiowa odległość w widoku z boku – 80 mm. Obręcze montowane były z dwóch połówek i skręcane śrubami. Wszystkie badane próbki były podparte obustronnie przegubowo. Pomiedzy końcówką słupa a wałkiem przegubu umieszczona była gruba płyta stalowa o wymiarach w planie przekraczających zewnętrzny obrys słupa.

Badania eksperymentalne wytrzymałości kompozytu rur na ściskanie wzdłużne  $f'_{FRP,c}$  wykonano przy użyciu hydraulicznej prasy wytrzymałościowej produkcji szwajcarskiej firmy Walter + Bai AG, model 102/5000-HK4, o nośności 5000 kN i o wysuwie tłoka prasy od 0 do 100 mm. Obciążenie sterowane było przemieszczeniem, tj. przez stały wysuw tłoka prasy. Oprzyrządowanie prasy umożliwia cyfrowy zapis wyników pomiarowych. Pomiar

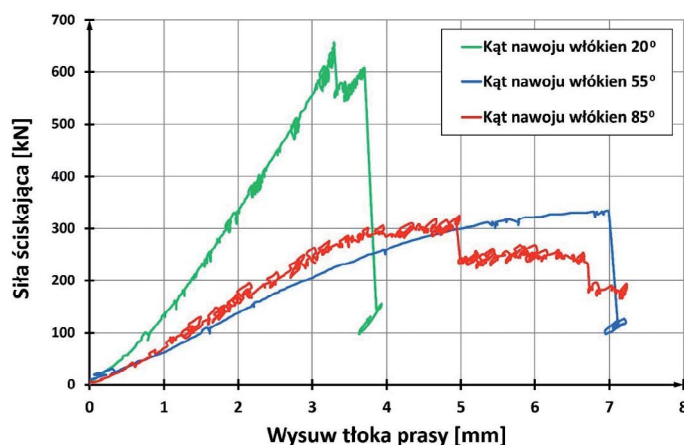
wysuwu tłoka oraz wartości siły odbywał się dyskretnie, w odstępie czasowym wynoszącym kilka sekund. Długość trwania pojedynczego eksperymentu wynosiła kilkadziesiąt minut.

Sposób niszczenia rur krótkich przedstawiono na rys. 5.10. W każdym przypadku w rurze kompozytowej powstawała rysa, której kierunek był zgodny z kierunkiem nawoju włókien szklanych (rys. 5.10).



Rys. 5.10. Elementy badawcze wykonane z pustej rury o długości 40 cm. Widok po zniszczeniu elementów o nawoju włókien: a) 20°; b) 55°; c) 85°. W ostatnim elemencie widoczny korek betonowy. Fot. autor

Powstanie rysy miało zawsze charakter gwałtowny, niesygnalizowany. Po powstaniu rysy możliwe było dalsze obciążanie, gdyż rura nie traciła całkowicie swojej nośności. Jest to widoczne na wykresach przedstawionych na rys. 5.11. Przy dalszym obciążaniu pojawiały się kolejne rysy. Nie uzyskiwano nośności większej niż przy pojawieniu się pierwszej rysy niszczącej.



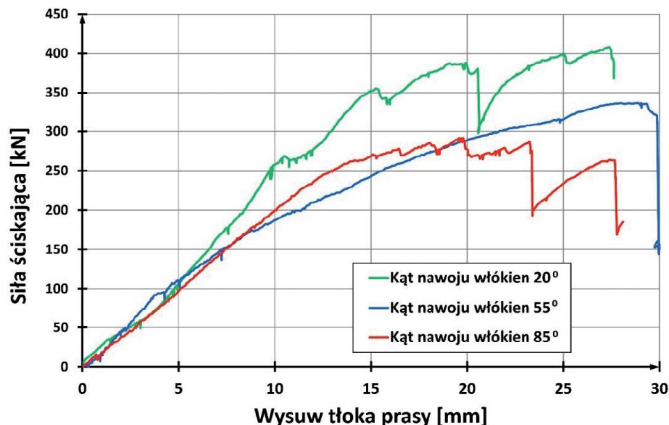
Rys. 5.11. Zależność siła–przemieszczenie dla elementów badawczych wykonanych z pustej rury kompozytowej o długości 40 cm

Na rys. 5.11 na osi odciętych umieszczono wysuw tłoka prasy, podczas eksperymentu nie mierzono bowiem skrócenia próbek przy użyciu ekstensometrów, lecz tensometrów. Wyniki tych pomiarów, służących do wyznaczenia modułu sprężystości wzdłużnej kompozytu przy ścisnaniu  $E_{FRP,c}$ , zostaną przedstawione w podrozdziale 5.2.7. Prezentacja trzech krzywych na rys. 5.11 służy jakościowemu, a nie ilościowemu porównaniu zachowania się trzech badanych kompozytów, toteż zdecydowano się posłużyć wysuwem tłoka prasy. Charakterystyczne nieregularności na wykresach są spowodowane najprawdopodobniej niejednostajnym wysuwem tłoka prasy użytej maszyny wytrzymałościowej. Maszyna ta cechuje się nośnością 5000 kN, czyli blisko dziesięciokrotnie większą niż zakres wykorzystany w opisywanym badaniu. W niskim zakresie sił wyniki otrzymane z maszyny mogą być nieprecyzyjne. Ze względu na potrzebę jakościowego (nie ilościowego) porównania krzywych zaniechano odfiltrowania nieprecyzyjnych wyników.

Największą nośność w grupie pustych rur krótkich uzyskała próbka o nawoju włókien skierowanym w sposób najbardziej zbliżony do osi podłużnej rury. Przewaga w zakresie nośności rury o nawoju  $20^\circ$  nad dwiema pozostałymi rurami wynosiła około 100%. Przypuszczalnie zadecydowała o tym nośność samych włókien szklanych na ściskanie. W przypadku rur o orientacji włókien bardziej odchylonej od pionu decydująca jest wytrzymałość na ściskanie samej żywicy, wielokrotnie mniejsza od wytrzymałości włókien wzmacniających (wartości, odpowiednio: 120–180 MPa oraz około 800 MPa – według [52]).

Wyniki badań na ściskanie długich rur (2000 mm) niewypełnionych betonem zilustrowano na rys. 5.12. Nie powtórzyła się już tak znaczna dysproporcja sił niszczących.

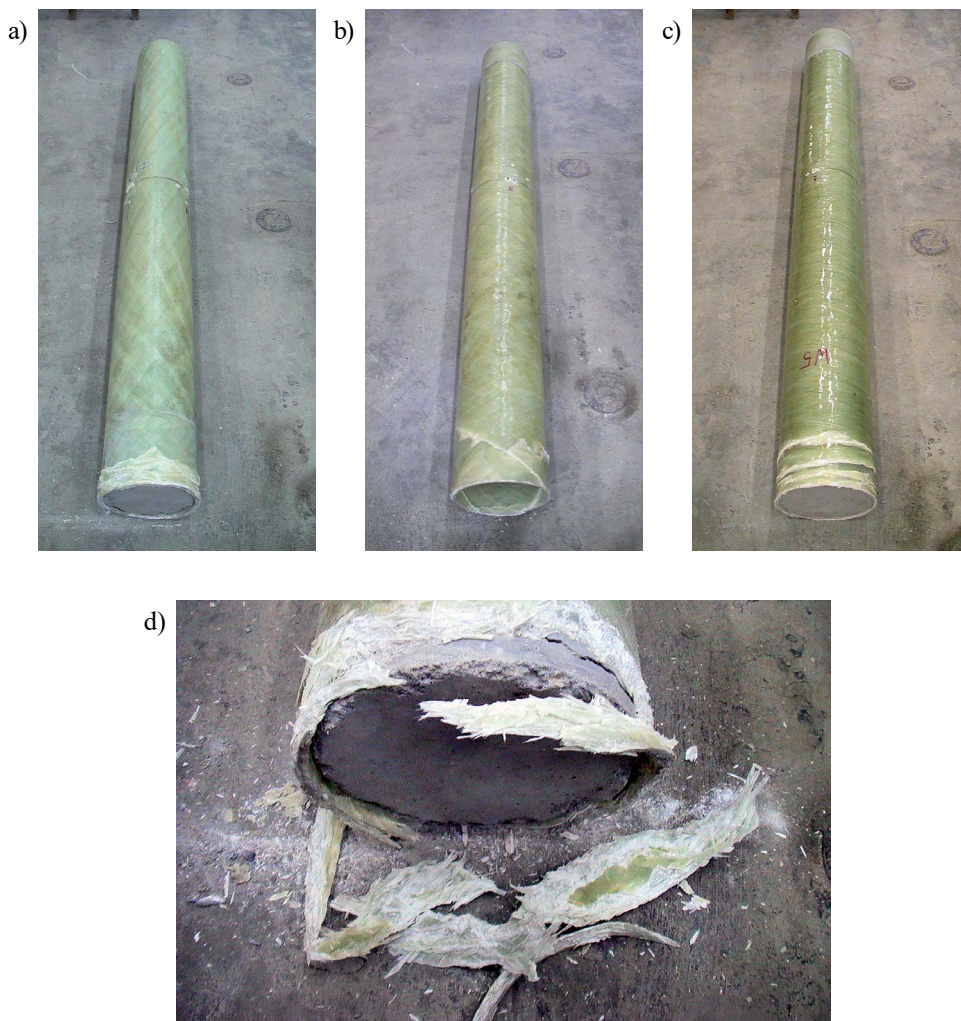
Badania na ściskanie długich rur kompozytowych należy jednak uznać za niemiarodajne, ponieważ charakter niszczenia się długich rur był zdecydowanie lokalny, mimo zachowania tych samych środków ostrożności jak dla rur krótkich: korków betonowych od wewnątrz oraz stalowych obręczy wzmacniających rury na zewnątrz. Jak widać na rys. 5.13, rury nie doznawały żadnego wyraźnego wybożenia (przy czym nie mierzono przemieszczenia poziomego rur), lecz niszczyły się przedwcześnie w strefie docisku. Warto zwrócić uwagę, że widoczne na rysunku 5.12 wartości skróceń długich rur znacznie przekraczały wartości uzyskane dla rur krótkich (rys. 5.11).



Rys. 5.12. Zależność siła–przemieszczenie dla elementów badawczych wykonanych z pustej rury kompozytowej o długości 200 cm

Wobec przedwczesnego charakteru niszczenia się długich rur zdecydowano się przyjmować w późniejszych analizach obliczeniowych za wartości miarodajne wytrzymałości te, które uzyskano z badań krótkich odcinków rur. Analogicznie postąpiono przy wyznaczaniu wartości modułów sprężystości wzdłużnej kompozytu rur przy ściskaniu, jak również wartości granicznych podłużnych odkształceń ściskających kompozytu rur.

Dzieląc uzyskaną maksymalną siłę ściskającą przez pole przekroju rury, obliczono dla każdego kąta nawoju włókien wytrzymałość kompozytu na osiowe ściskanie. Pole przekroju rur poszczególnych typów obliczono na podstawie uśrednionych wyników pomiaru grubości ścianek rur (punkt 5.2.4 pracy). Otrzymane wartości wytrzymałości zestawiono w tabelicy 5.4.



Rys. 5.13. Elementy badawcze wykonane z pustej rury o długości 200 cm. Widok po zniszczeniu elementów o kątach nawoju włókien  $\theta$ : a)  $20^\circ$ ; b)  $55^\circ$ ; c)  $85^\circ$ . Fot. d) przedstawia zakończenie elementu o kącie nawoju włókien  $\theta = 20^\circ$  po usunięciu luźnych fragmentów kompozytu. Fot. autor



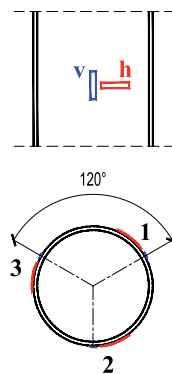
Tablica 5.4

Wytrzymałość kompozytu na osiowe ściskanie w zależności od kąta nawoju włókien szklanych

Lp.	Kąt nawoju włókien	Średnia grubość ścianki rury [mm]	Pole powierzchni przekroju poprzecznego rury [mm <sup>2</sup> ]	Siła niszcząca [kN]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
1	20°	7,1	4610,3	656,5	142,4
2	55°	6,5	4229,4	332,6	78,6
3	85°	5,8	3729,9	324,4	87,0

### 5.2.7. Moduł sprężystości i odkształcenia graniczne kompozytu rur przy ścisaniu wzdłużnym

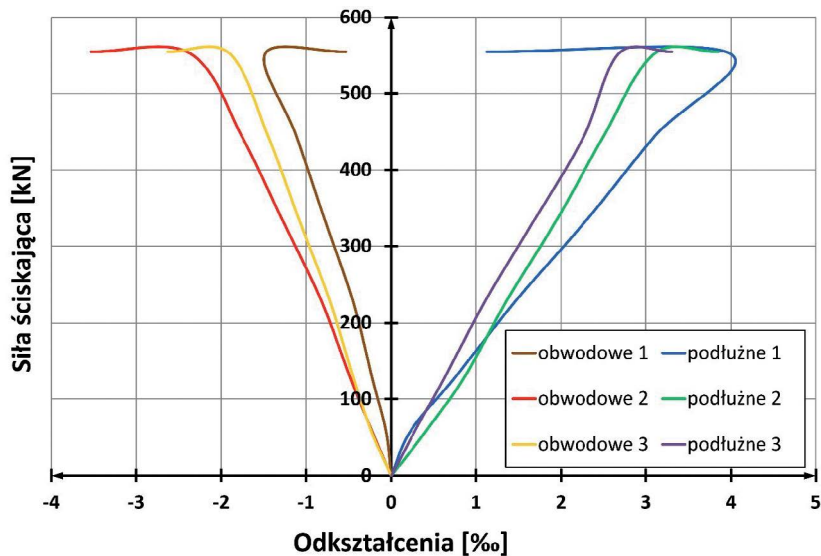
Pomiar modułu sprężystości zrealizowano podczas badań nośności krótkich odcinków pustych rur, które opisano w poprzednim punkcie. Zastosowano technikę tensometryczną. W połowie wysokości wszystkich próbek naklejono po sześć tensometrów produkcji międzynarodowej uznanej firmy Vishay, w trzech grupach po dwa tensometry (rys. 5.14). Te trzy grupy zainstalowane były we wzajemnym odstępie co 120° po obwodzie rury. Obok siebie naklejano jeden tensometr mierzący odkształcenia podłużne rury oraz jeden tensometr mierzący odkształcenia obwodowe. Tensometryczne pomiary odkształceń rur wykonywano w sposób dyskretny, co 0,5 mm wysuwu tłoka prasy. W ten sposób uzyskano po 9 odczytów na każdy z tensometrów w wypadku rury o kącie nawoju  $\theta = 20^\circ$ , po 16 odczytów dla  $\theta = 55^\circ$  i po 20 odczytów dla  $\theta = 85^\circ$ .



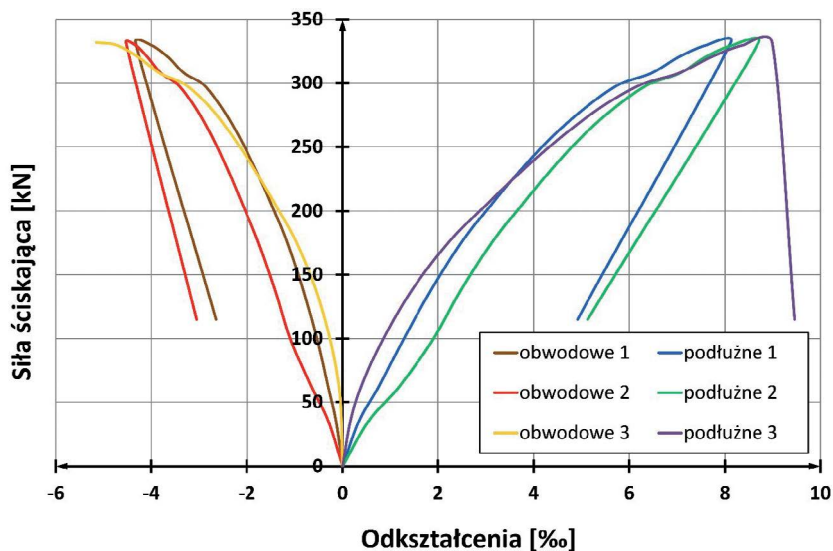
Rys. 5.14. Rozmieszczenie tensometrów naklejanych na rurze: v – pionowy, h – poziomy

Na rys. 5.15–5.17 przedstawiono odkształcenia podłużne (kolorami zimnymi) i obwodowe (kolorami ciepłymi) rur z kątami nawoju włókien 20°, 55° i 85°. W przypadku każdego typu rur uzyskiwano wykresy liniowe lub zbliżone do liniowych. Wszystkie badane rury doznawały skróceń podłużnych i rozciągań obwodowych, przy czym skrócenia były co do wartości bezwzględnej znacznie większe od rozciągań. Zbieżność wyników

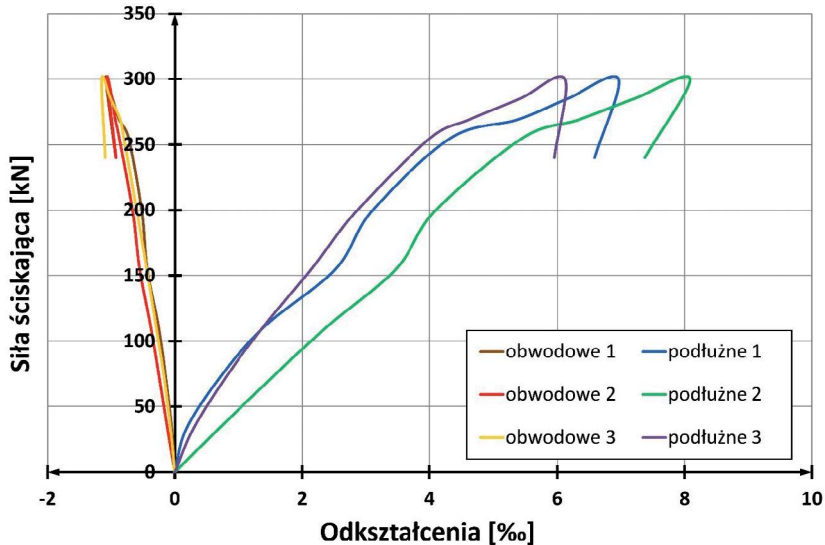
otrzymywanych z trójek tensometrów rozmieszczanych co  $120^\circ$  po obwodzie rur uznano za dobrą. Zbieżność ta dowodzi, że w eksperymencie uzyskano w przybliżeniu osiowe działanie siły ściskającej dzięki dokładnemu ustawieniu badanych odcinków rur na stanowisku badawczym.



Rys. 5.15. Zależność siła ściskająca–odkształcenie dla niewypełnionej betonem rury o długości 40 cm i kącie nawoju włókien  $\theta = 20^\circ$



Rys. 5.16. Zależność siła ściskająca–odkształcenie dla niewypełnionej betonem rury o długości 40 cm i kącie nawoju włókien  $\theta = 55^\circ$



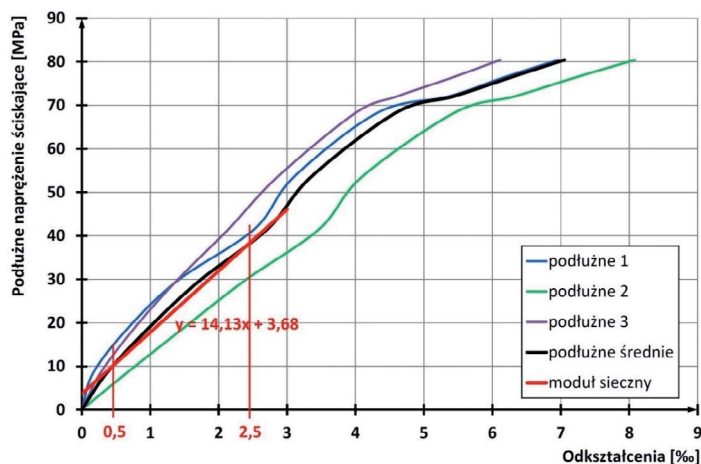
Rys. 5.17. Zależność siła ściskająca–odkształcenie dla niewypełnionej betonem rury o długości 40 cm i kącie nawoju włókien  $\theta = 85^\circ$

Na podstawie otrzymanych wyników wyznaczono na dwa sposoby moduł sprężystości kompozytów przy ściskaniu wzdłużnym. Pierwszy sposób został zaczerpnięty z normy [67], regulującej m.in. sposób wyznaczania modułu sprężystości tworzyw sztucznych przy ściskaniu. Przepisy te narzucają obliczanie modułu sprężystości z prostego wzoru:

$$E_{FRP,c} = \frac{\sigma(\varepsilon=2,5\text{‰}) - \sigma(\varepsilon=0,5\text{‰})}{2,5\text{‰} - 0,5\text{‰}} \quad (5.2)$$

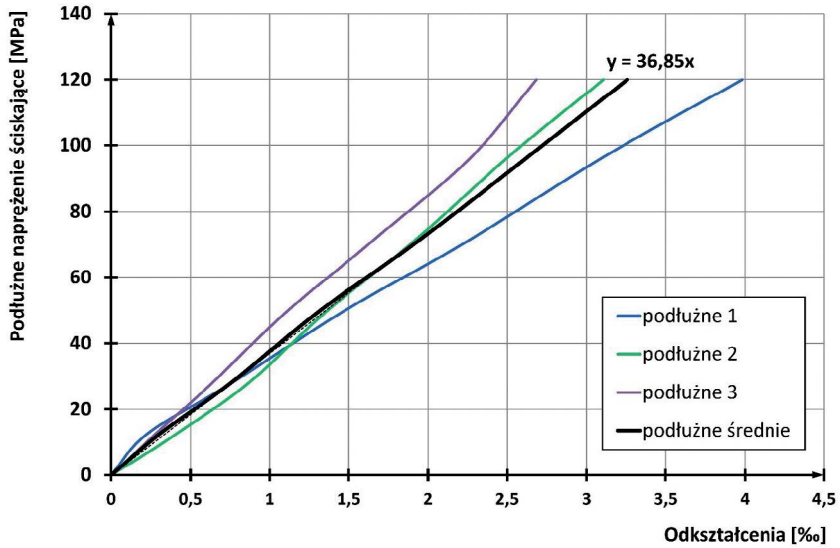
w którym symbole  $\sigma(\varepsilon = 2,5\text{‰})$  oraz  $\sigma(\varepsilon = 0,5\text{‰})$  oznaczają wartości naprężeń ściskających na wykresie  $\sigma(\varepsilon)$  odpowiadające odkształceniom kompozytu wynoszącym odpowiednio 2,5‰ i 0,5‰. Ideę tej metody przedstawiono na rys. 5.18 na przykładzie kompozytu rury o kącie nawoju włókien  $\theta = 85^\circ$ . Przekształcając wykresy siła–odkształcenie z rys. 5.15–5.17 na wykresy naprężenie–odkształcenie, posłużono się średnimi grubościami ścianek rury, zestawionymi w tabelicy 5.3. Ponadto w celu uzyskania dokładnych wartości naprężeń odpowiadających odkształceniom 0,5‰ i 2,5‰ zastosowano interpolację liniową odczytów bliskich tym dwóm wartościom. Jak bowiem zaznaczono powyżej, odkształcenia płaszcza kompozytowego były uzyskiwane na podstawie pomiarów dyskretnych, a nie ciągłych.



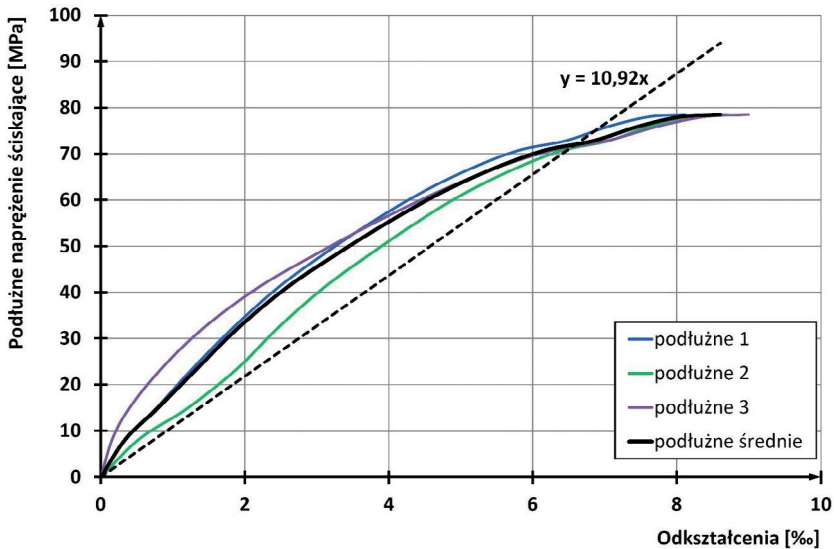


Rys. 5.18. Idea obliczeniowego wyznaczania modułu sprężystości wzdłużnej kompozytu przy ściskaniu, przedstawiona na przykładzie elementu badawczego wykonanego z pustej rury o długości 40 cm i kącie nawoju włókien  $\theta = 85^\circ$

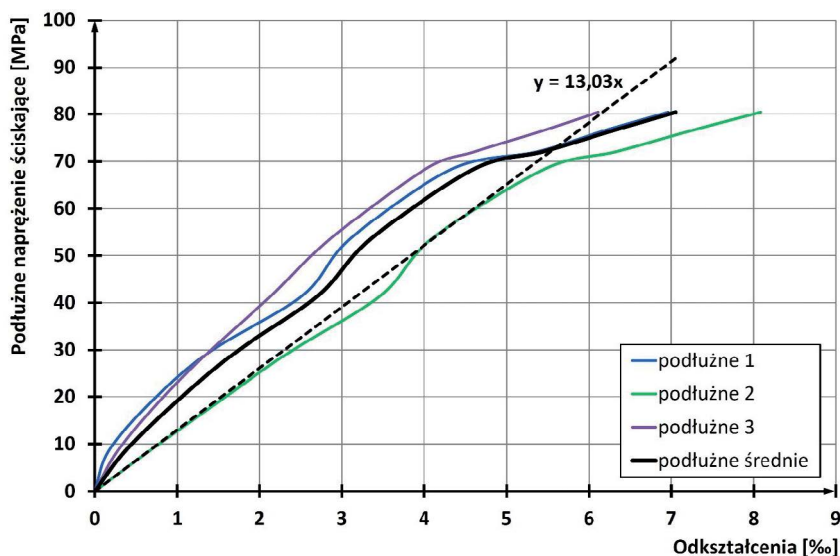
Przedstawiona metoda wyznaczania modułu sprężystości kompozytów została opracowana w normie [67] z myślą o materiale pracującym w eksploatacyjnym zakresie odkształceń i naprężeń. Tak należy – zdaniem autora – rozumieć ustalony dość bezpiecznie zakres odkształceń od 0,5% do 2,5%. W niniejszej pracy autor stawia sobie za cel obliczeniowe określanie nośności słupów CFFT. W związku z tym zamiast bezpiecznego zakresu odkształceń należy przyjąć raczej cały zakres odkształceń, aż do zniszczenia. Obliczono wobec tego ponownie moduły sprężystości przy ściskaniu wzdłużnym, uzyskując nieco mniejsze wartości niż według metody normowej. Zastosowano aproksymację linią prostą wyznaczoną metodą najmniejszych kwadratów w zakresie od 0 do 80–100% nośności rozumianej jako maksymalna uzyskana w eksperymencie siła ściskająca. W tym celu najpierw przekształcono wykresy siła–odkształcenie z rys. 5.15–5.17 na wykresy naprężenie–odkształcenie, wykorzystując średnie grubości ścianek rur, zestawione w tablicy 5.3, pomijając oczywiście ich opadające gałęzie jako odzwierciedlające zachowanie materiału już po jego zniszczeniu. Górna granica tego zasięgu wynosiła 84,2% dla rury o kącie nawoju  $\theta = 20^\circ$ , 99,8% dla  $\theta = 55^\circ$  i 92,5% dla  $\theta = 85^\circ$ . Efekty obliczeń z zastosowaniem programu Microsoft Excel przedstawiono na rys. 5.19–5.21.



Rys. 5.19. Wyznaczenie wzdłużnego modułu sprężystości przy ściskaniu dla kompozytu rury o kącie nawoju włókien  $\theta = 20^\circ$



Rys. 5.20. Wyznaczenie wzdłużnego modułu sprężystości przy ściskaniu dla kompozytu rury o kącie nawoju włókien  $\theta = 55^\circ$



Rys. 5.21. Wyznaczenie wzdłużnego modułu sprężystości przy ściskaniu dla kompozytu rury o kącie nawoju włókien  $\theta = 85^\circ$

W tabelicy 5.5 zestawiono wartości modułów sprężystości uzyskane obydwoma opisanymi metodami. W tej samej tabelicy podano także wartości granicznych skróceń kompozytu rur, obliczone według prawa Hooke'a:

$$\varepsilon_{FRP,u,c} = \frac{f_{FRP,c}}{E_{FRP,c}} \quad (5.3)$$

**Tabelica 5.5**

Wyniki obliczeń wzdłużnych charakterystyk wytrzymałościowych badanego kompozytu rur przy ściskaniu

Lp.	Kąt nawoju włókien	Wytrzymałość na ściskanie	Moduł sprężystości przy ściskaniu (*)	Moduł sprężystości przy ściskaniu (**)	Podłużne skrócenia graniczne kompozytu (*)
		$f_{FRP,c}$ [MPa]	$E_{FRP,c}$ [GPa]	$E_{FRP,c}$ [GPa]	$\varepsilon_{FRP,u,c}$ [%]
1	20°	142,4	36,85	36,26	3,86
2	55°	78,6	10,92	14,71	7,20
3	85°	87,0	13,03	14,13	6,67

(\*) – Biorąc pod uwagę prawie cały wykres  $\sigma(\varepsilon)$ , bez krzywej opadającej, prosta aproksymująca przecina początek układu współrzędnych.

(\*\*) – Biorąc pod uwagę część wykresu  $\sigma(\varepsilon)$  w zakresie od 0,5% do 2,5% odkształcenia kompozytu.

Największą wartość modułu sprężystości  $E_{FRP,c}$  uzyskano dla próbki o nawoju włókien skierowanym w sposób najbardziej zbliżony do osi podłużnej rury (kąt  $\theta = 20^\circ$ ). Obie pozostałe próbki (kąty nawoju  $\theta = 55^\circ$  i  $\theta = 85^\circ$ ) odznaczały się modułem sprężystości o zbliżonej do siebie wartości, jednak dwu- lub trzykrotnie mniejszej niż dla pierwszej próbki. Pod tym względem wyniki okazały się podobne do wyników badania wytrzymałości kompozytu  $f_{FRP,c}$  na ściskanie wzdłużne, opisanego w poprzednim podrozdziale. W przypadku rur o orientacji włókien bardziej pionowej udział włókien w kreowaniu sztywności kompozytu jest większy niż w przypadku rur zbrojonych włóknem bardziej obwodowo. Warto odnotować, że wartość modułu sprężystości dla włókien szklanych wynosi około 75 GPa według [52], dla żywicy poliestrowej zaś waha się między 2,8 i 3,5 GPa według [52] oraz między 3,03 a 3,68 GPa według specyfikacji producenta, tj. firmy Scott Bader.

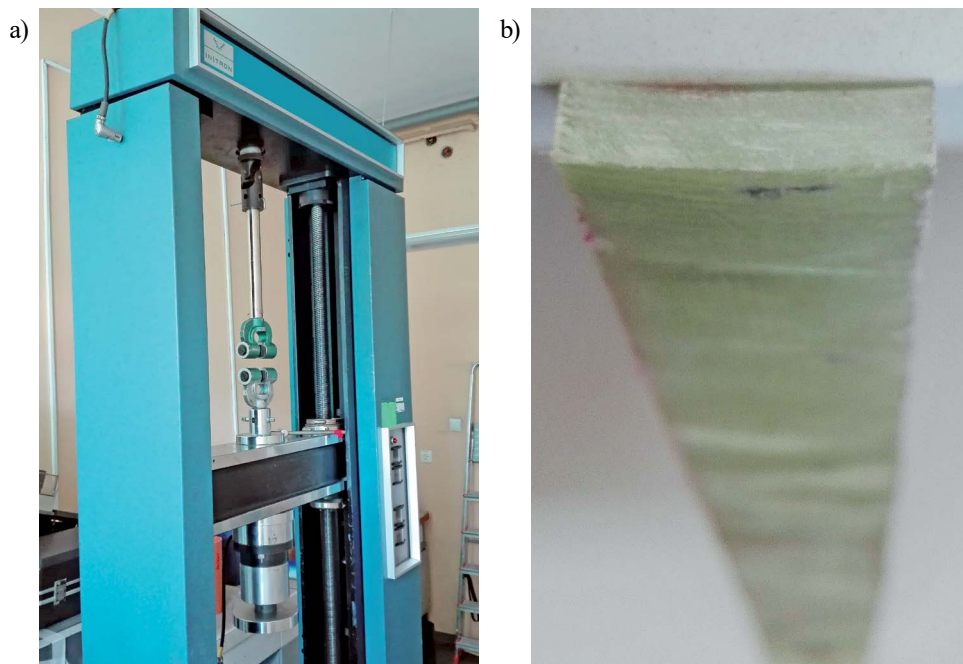
Na podstawie uzyskanych wyników można zaryzykować stwierdzenie, że dla kątów nawoju powyżej  $55^\circ$  wytrzymałość podłużna na ściskanie i moduł sprężystości rur zmieniają się tylko nieznacznie.

Zaproponowana przez autora metoda wyznaczania modułu sprężystości wzdłużnej kompozytu przy ścisaniu skutkuje obniżeniem wartości modułu o 2–26% w stosunku do metody wskazanej w normie [67]. Zgodnie z argumentacją przedstawioną powyżej te właśnie wartości i fakty zostaną wzięte pod uwagę w dalszej części pracy przy obliczeniowym wyznaczaniu nośności badanych słupów CFFT.

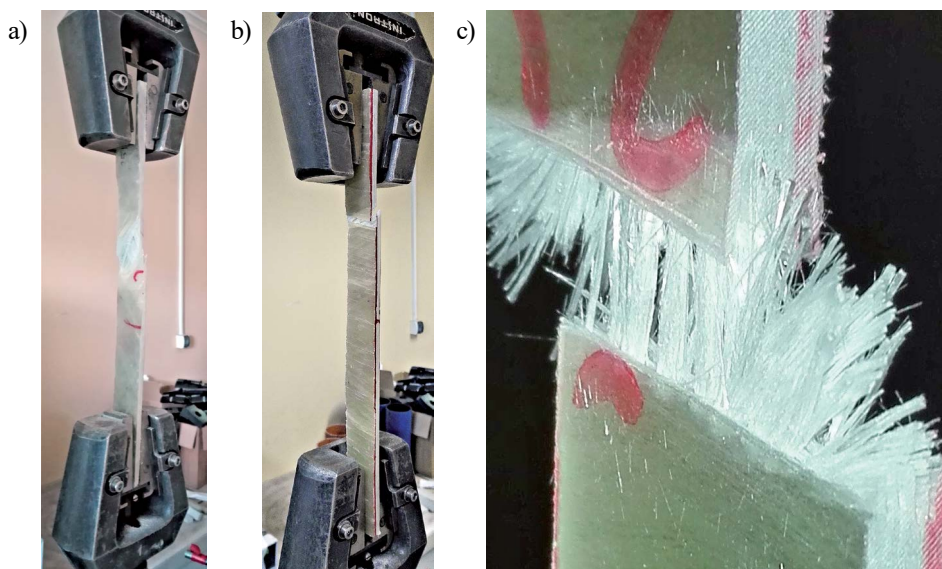
### 5.2.8. Wytrzymałość kompozytu rur na rozciąganie wzdłużne

Badanie wartości  $f_{FRP,t}$  wykonano metodą normową [60] w akredytowanym przez Polskie Centrum Akredytacji Laboratorium Badań i Technologii Tworzyw toruńskiego Instytutu Inżynierii Materiałów Polimerowych i Barwników, Oddziału Farb i Tworzyw w Gliwicach. Badanie przeprowadzono na maszynie wytrzymałościowej marki Instron (rys. 5.22a) w klimatyzowanym pomieszczeniu o temperaturze  $23^\circ\text{C}$  i wilgotności względnej powietrza 50%. Z każdej partii rur wycięto podłużnie przy użyciu frezarki CNC po pięć próbek w kształcie paska o szerokości  $25 \pm 2,5$  mm i długości 300 mm. Próbki posiadały w swoim przekroju poprzecznym widoczną krzywiznę (rys. 5.22b), wynikającą z naturalnej krzywizny rury w jej przekroju poprzecznym.

Próbki obciążano, sterując przemieszczeniem uchwytów maszyny. Prędkość przyrostu przemieszczenia wynosiła 5 mm na minutę. Czas badania pojedynczej próbki wynosił kilka minut. Próbki niszczyły się przez rozerwanie przebiegające pod kątem ułożenia włókien w kompozycie (rys. 5.23). Nie dochodziło do zrywania włókien, lecz do ich wrywania z matrycy żywicznej. Wyniki badania przedstawiono w tablicy 5.6.



Rys. 5.22. Badania wytrzymałości kompozytu rur na rozciąganie wzdłużne: a) maszyna wytrzymałościowa; b) próbka paskowa z widoczną krzywizną przekroju poprzecznego. Fot. autor



Rys. 5.23. Sposób niszczenia próbek poddanych badaniu wytrzymałości kompozytu rur na rozciąganie wzdłużne: a) próbka kompozytu o kącie nawoju włókien  $\theta = 20^\circ$ ; b) próbka kompozytu o kącie nawoju włókien  $\theta = 85^\circ$ ; c) zbliżenie na powierzchnię zniszczenia próbki tego samego kompozytu co na rys. (b). Fot. autor

Tablica 5.6

Wyniki badania wytrzymałości kompozytu rur na rozciąganie wzdłużne

Kąt nawoju włókien $\theta$	Nr próbki	Wymiary próbki		Siła zrywająca	Wytrzymałość na rozciąganie wzdłużne	
		szerokość	grubość		$F_m$	$f_{FRP,t}$
		$b$	$h$	[N]		
		[mm]				
20°	1	27,24	6,15	25 800,0	154,0	173,9
	2	25,25	6,95	31 916,7	181,9	
	3	26,38	6,44	28 900,0	170,1	
	4	25,16	7,14	32 900,0	183,1	
	5	24,97	6,85	30 860,0	180,4	
55°	1	25,80	5,47	6 220,0	44,1	48,6
	2	24,71	4,49	6 933,3	62,5	
	3	23,54	5,27	5 520,0	44,5	
	4	27,46	4,92	6 666,7	49,3	
	5	26,09	5,04	5 633,3	42,8	
85°	1	24,90	5,37	3 726,7	27,9	32,6
	2	25,46	5,25	4 566,7	34,2	
	3	26,56	5,28	4 960,0	35,4	
	4	25,00	5,30	4 593,3	34,7	
	5	26,10	5,26	4 226,7	30,8	

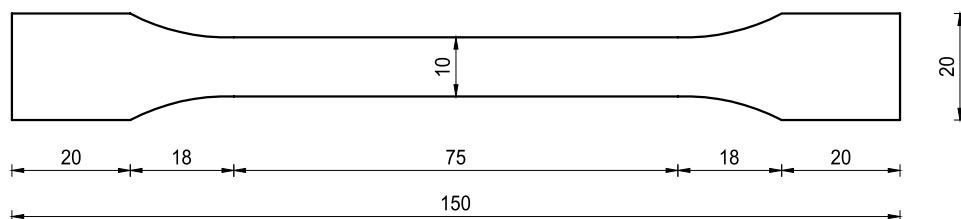
Otrzymane wyniki, podobnie jak wyniki badania cech wytrzymałościowych kompozytu na ściskanie, opisane w poprzednich dwóch podrozdziałach, wykazują znaczną przewagę rur wzmacnianych włóknem szklanym w kierunku ich długości nad rurami wzmacnianymi w kierunku ich obwodu.

Jak podano w pracy [52], wytrzymałość na rozciąganie włókien szklanych typu E wynosi około 3500 MPa, a żywicy poliestrowej – od 40 do 60 MPa. Ta druga wartość jest tym bardziej wiarygodna, że producent żywicy (firma Scott Bader) podaje w specyfikacji swego produktu wytrzymałość na rozciąganie w granicach 44–46 MPa. Otrzymane wyniki wskazują, że w wypadku rur o kącie nawoju  $\theta = 55^\circ$  wzmocnienie matrycy żywicznej włóknem szklanym nie przyniosło praktycznie żadnej korzyści dla wytrzymałości kompozytu na rozciąganie wzdłużne, a w wypadku rur o kącie nawoju  $\theta = 85^\circ$  włókno szklane stanowi wręcz osłabienie kompozytu.

### 5.2.9. Moduł sprężystości i odkształcenia graniczne kompozytu rur przy rozciąganiu wzdłużnym

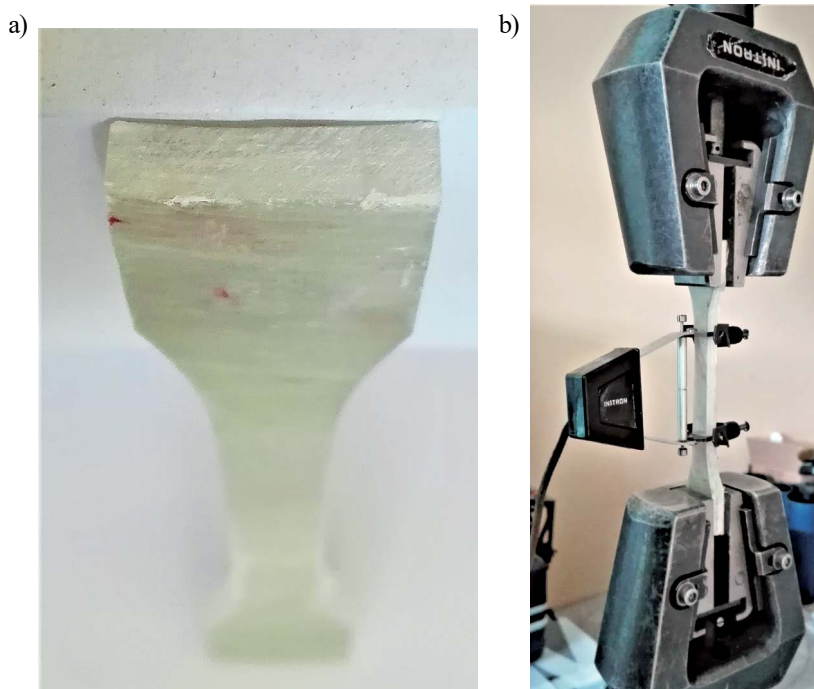
Badanie wartości  $E_{FRP,t}$  wykonano w tym samym laboratorium akredytowanym w Gliwicach, w którym przebadano wytrzymałość kompozytu rur na rozciąganie wzdłużne. W tym

wypadku również posłużono się maszyną wytrzymałościową marki Instron (rys. 5.22a), a badania wykonano w klimatyzowanym pomieszczeniu o temperaturze 23°C i wilgotności względnej powietrza 50%. Z każdej partii rur wycięto podłużnie przy użyciu frezarki CNC próbki w kształcie wiosełka (rys 5.24) o kształtach i wymiarach według normy [66]. Próbki te we wspomnianej normie mają oznaczenie A1. Próbki posiadały w swoim przekroju poprzecznym widoczną krzywiznę, wynikającą z naturalnej krzywizny rury w jej przekroju poprzecznym (rys. 5.25a).



Wszystkie wymiary podano w [mm]

Rys. 5.24. Wymiary geometryczne próbki wiosełkowej



Rys. 5.25. Badania modułu sprężystości kompozytu rur przy rozciąganiu wzdłużnym: a) próbka wiosełkowa z widoczną krzywizną przekroju poprzecznego; b) próbka na stanowisku badawczym z zamocowanym ekstensometrem. Fot. autor



Wykonane zgodnie z rys. 5.24 próbki obciążano, sterując przemieszczeniem uchwytów maszyny. Prędkość przyrostu przemieszczenia wynosiła 1 mm na minutę. Czas badania pojedynczej próbki wynosił kilka minut. Odształcenia mierzono za pomocą ekstensometru mechanicznego mocowanego do próbki specjalnymi uchwytami (rys. 5.25b). Po osiągnięciu dopuszczalnego dla ekstensometru odształcenia próbki na jego odcinku bazowym (wynosiło ono 1%) badanie zatrzymywano, ekstensometr zdejmowano, a następnie rozciągano próbkę do zniszczenia z prędkością 2 mm na minutę. Próbki niszczyły się przez rozierwanie przebiegające pod kątem ułożenia włókien w kompozycie (rys. 5.26).

Kontrowersyjny może się wydawać wybór różnych próbek – to znaczy paskowych i wiosełkowych – do przeprowadzenia badania wytrzymałości i modułu sprężystości kompozytu. Jak poinformowano autora w gliwickim akredytowanym Laboratorium Badań i Technologii Tworzyw, w którym wykonano eksperymenty, badanie wytrzymałości i modułu sprężystości na odmiennych próbkach jest standardowo stosowaną praktyką. Norma [59], jak również dostępna autorowi literatura nie podają żadnych współczynników przeliczeniowych dla różnych kształtów próbek.



Rys. 5.26. Sposób niszczenia próbek wiosełkowych kompozytu rur: a) dla kąta nawoju  $\theta = 20^\circ$ ; b) dla kąta nawoju  $\theta = 85^\circ$ . Fot. autor

Nie jest natomiast wskazane badanie obu parametrów (wytrzymałości i modułu sprężystości) na tych samych próbkach, jeżeli używa się ekstensometru mechanicznego (taki został wykorzystany w badaniach). Po zakończeniu badania modułu sprężystości, podczas zdejmowania ekstensometru z próbki poddanej rozciąganiu dochodzi bowiem do relaksacji badanego materiału. Relaksacja ta nie pozostaje bez wpływu na wynik późniejszego badania wytrzymałości: może być on zaniżony.

Do badania modułu sprężystości wybrano próbki wiosełkowe, a nie paskowe, ponieważ krzywizna próbek (rys. 5.25a) nie stanowiła utrudnienia w zamocowaniu ekstensometru na próbce wiosełkowej o szerokości 10 mm, ale byłaby przeszkodą w mocowaniu ekstensometru na próbce paskowej o szerokości 25 mm (rys. 5.22b).

Wyniki badania przedstawiono w tabelicy 5.7. Dla pięciu z łącznej liczby piętnastu próbek nie uzyskano ważnych wyników pomiaru modułu sprężystości. Najtrudniejsze okazało się pod tym względem badanie próbek kompozytu o kącie nawoju  $\theta = 85^\circ$ : aż trzy pomiary modułu spośród pięciu były nieudane. Dwie próbki, obydwie z kompozytu rury o kącie nawoju  $\theta = 20^\circ$ , poddano przed zdjęciem ekstensometru nazbyt dużym odształceniom

podłużnym. Odczyty siły niszczącej zarejestrowane w drugiej fazie badania tych próbek uznano za nieważne (zbyt niskie), a ich zniszczenie uznano za przedwczesne, zaistniałe w pierwszej fazie.

Uzyskane w badaniach próbek wiosełkowych wartości wytrzymałości na rozciąganie wzdłużne kompozytu rur są mniejsze od wartości uzyskanych w badaniach próbek paskowych, opisanych w poprzednim podrozdziale (tabl. 5.6). Różnica procentowa wartości średnich wytrzymałości wynosi 31,5% dla rur o kącie nawoju  $\theta = 20^\circ$ , 24,7% dla rur o kącie nawoju  $\theta = 55^\circ$  oraz 17,5% dla rur o kącie nawoju  $\theta = 85^\circ$ . Wyniki wytrzymałości otrzymane w badaniu próbek wiosełkowych odrzucono. Uznano, że próbki paskowe, z racji większych wymiarów geometrycznych, dają bardziej wiarygodne wyniki wytrzymałości.

Tablica 5.7

Wyniki badania modułu sprężystości kompozytu rur przy rozciąganiu wzdłużnym

Kąt nawoju włókien $\theta$	Nr próbki	Wymiary próbki		Moduł sprężystości przy rozciąganiu wzdłużnym		Siła zrywająca $F_m$	Wytrzymałość na rozciąganie	
		szerokość $b$	grubość $h$	$E_{FRP,t}$	średnia		$f_{FRP,t}$	średnia
		[mm]		[GPa]		[N]	[MPa]	
20°	1	10,13	6,09	7,39	10,90	8903	144,3	119,1
	2	10,08	5,88	10,31		4307	72,7	
	3	10,06	6,63	12,86		– (**)	– (**)	
	4	10,07	6,53	13,04		9227	140,3	
	5	10,13	7,2	3,20 (*)		– (**)	– (**)	
55°	1	10,11	5,87	10,34	7,98	1740	29,3	36,6
	2	10,08	6,02	3,72 (*)		2620	43,2	
	3	10,04	6,03	6,61		1918	31,7	
	4	9,82	6,415	7,75		2383	37,8	
	5	10,14	6,667	7,25		2773	41,0	
85°	1	10,04	5,28	– (***)	3,44	1251	23,6	26,9
	2	9,88	5,336	3,82		1352	25,6	
	3	9,89	5,4	3,06		1575	29,5	
	4	10,08	5,27	1,38 (*)		1523	28,7	
	5	10,01	5,22	– (***)		1405	26,9	

(\*) – Wynik badania odrzucono.

(\*\*) – Badanie nieudane. Próbkę uległa zniszczeniu na poziomie odkształceń poniżej zakresu mierzonego przez ekstensometr, tj. 1%. Oprogramowanie maszyny wytrzymałościowej zapisuje w takim wypadku jedynie wynik modułu sprężystości.

(\*\*\*) – Wyniku nie zarejestrowano.

Zgodnie z oczekiwaniami największą wartość modułu sprężystości  $E_{FRP,c}$  uzyskano dla kompozytu o nawoju włókien skierowanym w sposób najbardziej zbliżony do osi podłużnej

rury (kąt  $\theta = 20^\circ$ ), a najmniejszą – dla kompozytu o nawoju włókien skierowanym w sposób najbardziej zbliżony do obwodowego (kąt  $\theta = 85^\circ$ ). Warto zauważyć, że w przypadku tego ostatniego kompozytu pomierzona wartość modułu sprężystości przy rozciąganiu odpowiada wartości tego parametru dla samej żywicy, podawanej przez jej producenta (firma Scott Bader) w specyfikacji materiału: 3,03–3,68 GPa.

Dysponując otrzymanymi z badań wartościami wytrzymałości  $f_{FRP,t}$  (tabl. 5.6) oraz modułu sprężystości  $E_{FRP,t}$  (tabl. 5.7) kompozytu rur, w tabelicy 5.8 obliczono wartości granicznych wzdłużnych odkształceń rozciągających  $\varepsilon_{FRP,u,t}$  tego kompozytu zgodnie z prawem Hooke'a:

$$\varepsilon_{FRP,u,t} = \frac{f_{FRP,t}}{E_{FRP,t}} \quad (5.4)$$

**Tabela 5.8**

Obliczenie wartości granicznych wzdłużnych odkształceń rozciągających kompozytu rur

Lp.	Kąt nawoju włókien	Wytrzymałość na rozciąganie wzdłużne	Moduł sprężystości przy rozciąganiu wzdłużnym	Podłużne rozciągające odkształcenia graniczne kompozytu
		$f_{FRP,t}$ [MPa]	$E_{FRP,t}$ [GPa]	$\varepsilon_{FRP,u,t}$ [%]
1	20°	173,9	10,90	15,95
2	55°	48,6	7,98	6,09
3	85°	32,6	3,44	9,48

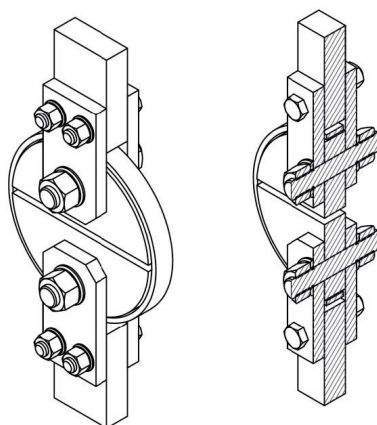
### 5.2.10. Wytrzymałość kompozytu rur na rozciąganie obwodowe

Badanie wartości  $f_{FRP,circ}$  wykonano metodą normową, polegającą na rozrywaniu pierścienia wyciętego z rury. Metoda ta nazywana jest w Polskiej Normie [60] próbą z dzieloną tarczą, w amerykańskiej zaś [11] – *split disk method*. Dla każdej grupy rur przygotowano po pięć pierścieni wyciętych z rury. Szerokość pierścieni wynosiła  $25 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ . Fotografię kilku przykładowych pierścieni zamieszczono na rys. 5.7, w podrozdziale 5.2.4 poświęconym wyznaczaniu grubości ścianek rur. Omawianych pierścieni użyto bowiem przed badaniem wytrzymałości na rozciąganie obwodowe do wyznaczenia uśrednionej grubości ścianek rur. Zgodnie z zaleceniami normy [60] pierścienie przed badaniem osłabiono poprzez obustronne wyfrezowanie w jednym miejscu na ich obwodzie karbu (por. rys. 3.10), w którym szerokość pierścienia była zmniejszona z 25 mm do 15 mm. Promień tych półokrągłych wylębów w krawędzi pierścienia wynosił 5 mm (rys. 5.27).



Rys. 5.27. Pierścienie badawcze wycięte z rur o kątach nawoju włókien szklanych  $\theta = 85^\circ$  (najwyżej),  $\theta = 55^\circ$  (pośrodku) i  $\theta = 20^\circ$  (najniżej). Widoczne naklejone tensometry służące do badania modułu sprężystości obwodowej kompozytu. Fot. autor

Do badania pierścieni został zaprojektowany, pod kierunkiem autora i przy jego udziale, uchwyt do maszyny wytrzymałościowej (rys. 5.28). Aby odpowiednio dobrać przekroje blach mocowanych w szczękach maszyny wytrzymałościowej oraz średnice śrub łączących elementy uchwytu, należało oszacować siłę niszczącą dla najsilniejszego z pierścieni. Uznano, że o wytrzymałości badanych pierścieni na rozciąganie obwodowe decydować będą dwa czynniki: wagowy udział włókien w kompozycie oraz kąt nawoju włókien. Obydwa te czynniki wskazywały na pierścienie o kącie nawoju  $\theta = 85^\circ$ . Cechowały się one nie tylko najbardziej obwodowym ułożeniem włókien, ale również udział wagowy włókien w kompozycie był w ich przypadku największy (por. podrozdział 5.2.2). Obliczenia wykonano więc dla pierścienia bez wyźłobienia o kącie nawoju  $\theta = 85^\circ$ . W celu uproszczenia obliczeń oraz zapewnienia zapasu bezpieczeństwa przyjęto kąt nawoju włókien  $90^\circ$ .



Rys. 5.28. Uchwyt mocujący pierścienie badawcze z kompozytu FRP w maszynie wytrzymałościowej: widok w aksonometrii i przekrój w aksonometrii. Autor: S. Klimkiewicz, za zgodą

Posłużono się podstawową wiedzą z zakresu mechaniki kompozytów włóknistych [23]. Wytrzymałość kompozytu zbrojonego włóknami oblicza się w zależności od tego, czy wzajemny stosunek wytrzymałości matrycy i włókien  $f_m/f_f$  jest mniejszy czy większy od stosunku modułów sprężystości matrycy i włókien  $E_m/E_f$ . Dla badanych rur parametry matrycy (tj. żywicy poliestrowej) przyjęto według informacji od producenta (firma Scott Bader):  $f_m = 45$  MPa,  $E_m = 3,355$  GPa, natomiast parametry włókien szklanych przyjęto z pracy [52]:  $f_f = 3500$  MPa,  $E_f = 75$  GPa. Obliczono stosunki wytrzymałości i modułów sprężystości:

$$\frac{f_m}{f_f} = \frac{45}{3500} = 0,013 \quad (5.5)$$

$$\frac{E_m}{E_f} = \frac{3,355}{75} = 0,045 \quad (5.6)$$

Ponieważ:

$$\frac{E_m}{E_f} > \frac{f_m}{f_f} \quad (5.7)$$

więc udział matrycy w wytrzymałości na rozciąganie całkowicie się pomija i oblicza poszukiwaną wytrzymałość jako:

$$f_{FRP,circ} = f_f \cdot v_G \quad (5.8)$$

gdzie  $v_G$  oznacza średni udział włókien szklanych w masie próbki. Wyznaczenie wartości  $v_G$  dla wszystkich typów badanych rur przedstawiono w podrozdziale 5.2.2. Podstawiając do powyższego wzoru zamieszczoną w tablicy 5.2 wartość  $v_G = 52,8\%$  dla rury o kącie nawoju  $\theta = 85^\circ$ , otrzymujemy:

$$f_{FRP,circ} = 3500 \cdot 0,528 = 1848 \text{ MPa} \quad (5.9)$$

Nośność pierścienia na zrywanie otrzymamy poprzez pomnożenie oszacowanej wytrzymałości przez podwojone pole przekroju  $A$  pierścienia z karbem:

$$P_{FRP,circ} = f_{FRP,circ} \cdot 2 \cdot A = 1848 \text{ MPa} \cdot 2 \cdot 15 \text{ mm} \cdot 5,8 \text{ mm} = 321,6 \text{ kN} \quad (5.10)$$

Otrzymana powyższa wartość teoretyczna nośności pierścienia okazała się niemal trzykrotnie zawyżona w stosunku do wyników eksperymentu (por. dalej). Tak duża rozbieżność wyników teoretycznych i eksperymentalnych jest potwierdzeniem konieczności starannego prowadzenia badań eksperymentalnych własności mechanicznych kompozytów. Wyznaczenie tych własności przy wykorzystaniu jedynie parametrów mechanicznych włókien i matrycy podawanych w podręcznikach i przez producentów oraz na podstawie teorii kompozytów włóknistych byłoby w opisywanych badaniach niewystarczające i obciążone dużym błędem.

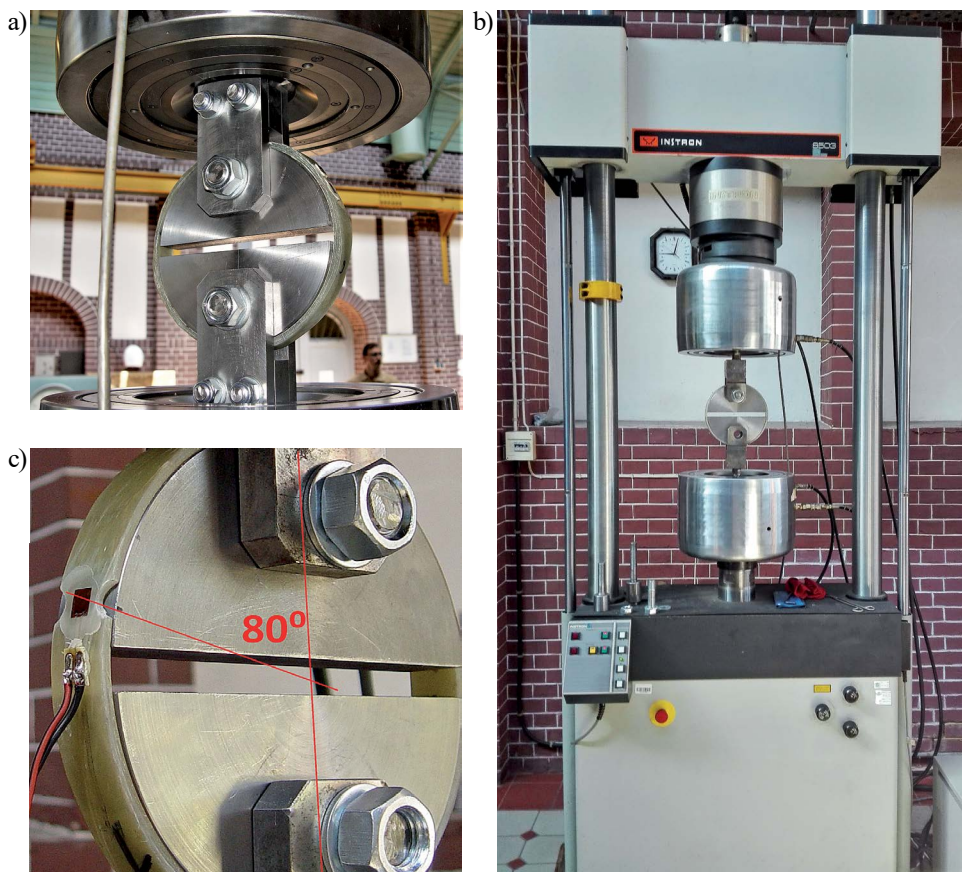
Badania próbek pierścieniowych kompozytu na jego wytrzymałość obwodową wykonano w Laboratorium Wytrzymałości Materiałów Katedry Mechaniki i Mechatroniki Wydziału Mechanicznego Politechniki Gdańskiej. Zaprojektowany uchwyt wraz z próbką badawczą



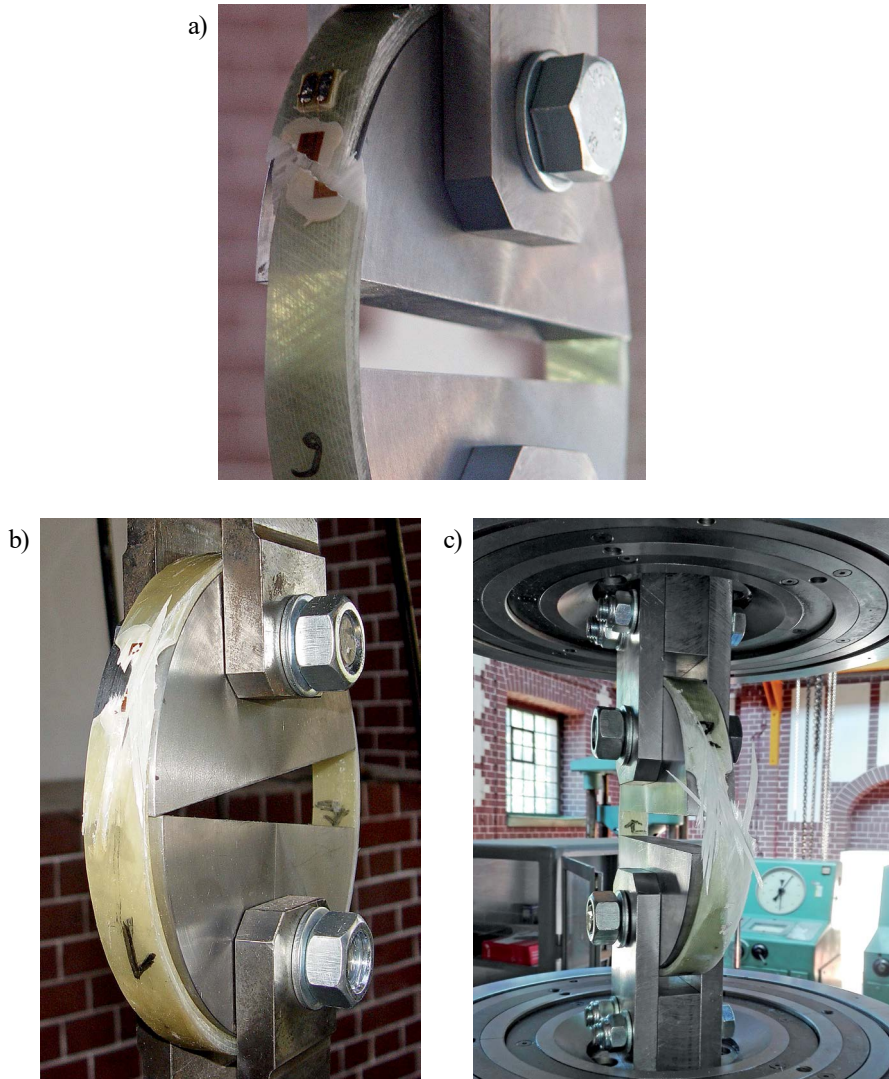
w maszynie wytrzymałościowej podczas badania zaprezentowano na rys. 5.29a. Użyto maszyny wytrzymałościowej firmy Instron, model 8503 (rys. 5.29b). Badania przeprowadzono w temperaturze około 20°C oraz przy wilgotności względnej powietrza około 50%. Istotne było ustawienie pierścienia w maszynie. Zgodnie z normą [60] kąt zawarty między prostą łączącą środek koła wyznaczonego przez pierścień z punktem przewężenia tego pierścienia a kierunkiem obciążenia wynosił 80° (rys. 3.10, rys. 5.29c). Bliższe uzasadnienie tego przepisu podano w podrozdziale 3.4.

Obciążanie próbek sterowane było przemieszczeniem, tj. rozsuwaniem się szczęk maszyny wytrzymałościowej. Prędkość przyrostu tego rozsuwania wynosiła 1 mm na minutę dla dwóch pierwszych próbek z każdej serii badawczej oraz 2 mm na minutę dla trzech kolejnych próbek każdej serii badawczej. Łączny czas badania pojedynczej próbki mieścił się w zakresie między 70 sekund (dla trzech próbek kruchego i słabego na rozciąganie obwodowe kompozytu rury o kącie nawoju  $\theta = 20^\circ$ ) a 5–6 minut (dla pojedynczych próbek kompozytu rur o kątach nawoju  $\theta = 55^\circ$  i  $\theta = 85^\circ$ ).

Sposób niszczenia próbek trzech badanych kompozytów przedstawiono na rys. 5.30.



Rys. 5.29. Badania kompozytu rur na rozciąganie obwodowe: a) uchwyt mocujący pierścień badawczy z kompozytu FRP; b) użyta maszyna wytrzymałościowa; c) usytuowanie karbu próbek z naklejonym tensometrem w odniesieniu do kierunku rozciągania. Fot. autor



Rys. 5.30. Sposób niszczenia pierścieni badawczych kompozytu rur o kątach nawoju włókien szklanych: a)  $\theta = 20^\circ$ ; b)  $\theta = 55^\circ$ ; c)  $\theta = 85^\circ$ . Fot. autor

Niszczanie próbek kompozytu rury o kącie nawoju  $\theta = 20^\circ$  było łagodne i niemal bezgłośnie. W żadnej z próbek tego kompozytu nie doszło do zerwania włókien. Zniszczeniu ulegała zawsze jedynie matryca żywiczna na styku między włóknami. Próbki kompozytu rur o kątach nawoju  $\theta = 55^\circ$  i  $\theta = 85^\circ$  niszczyły się poprzez gwałtowne i głośnie zerwanie, przechodzące częściowo przez matrycę żywiczną na styku między włóknami, a częściowo – w poprzek włókien (rys. 5.31). Energia zniszczenia próbek rur o kącie nawoju  $\theta = 85^\circ$  była tak duża, że przerwane pierścienie gwałtownie „wystrzelały” ze stalowych półdysków i unoszone w górę lub w bok, spadały w odległości do kilku metrów.





Rys. 5.31. Zbliżenie rozerwanej próbki kompozytu rury o kącie nawoju włókien szklanych  $\theta = 85^\circ$ . Widoczne są zarówno włókna zerwane (w osi przewężenia), jak i wyrwane z laminatu (po bokach).

Fot. autor

Wytrzymałość badanych próbek pierścieniowych na rozciąganie obwodowe obliczono jako iloraz siły niszczącej i podwojonego pola powierzchni próbki w miejscu jej przewężenia:

$$f_{FRP,circ} = \frac{P}{2 \cdot b \cdot t} \quad (5.11)$$

Oznaczenia użyte w powyższym równaniu wraz z wynikami badań i obliczeń podano w tablicy 5.9.

**Tablica 5.9**

Wyniki pomiarów i obliczeń wytrzymałości kompozytu rur na rozciąganie obwodowe

Kąt nawoju/ numer próbki	Grubość w przewężeniu		Szerokość w przewężeniu		Siła zrywająca	Wytrzymałość obwodowa	Wytrzymałość obwodowa średnia
	$t$	$b$	$P$	$f_{FRP,circ}$	$f_{FRP,circ,mean}$		
[-]	[mm]	[mm]	[kN]	[MPa]	[MPa]		
20°	1	6,3	14,9	9,92	52,9	46,1	
	2	6,3	14,9	7,99	42,6		
	3	5,8	15,1	7,90	45,1		
	4	6,3	15	9,04	47,8		
	5	6,4	15	8,08	42,1		
55°	1	5,1	14,8	41,5	274,7	301,3	
	2	5,8	15	49,3	283,1		
	3	5,6	15	57,3	341,2		
	4	5,1	15,1	52,3	339,6		
	5	6,2	14,7	48,8	267,8		
85°	1	5,5	14,8	110,9	681,3	692,2	
	2	5,7	14,9	115,8	681,9		
	3	5,6	15,2	115,5	678,2		
	4	5,4	14	109,3	723,1		
	5	5,5	14,8	113,4	696,4		

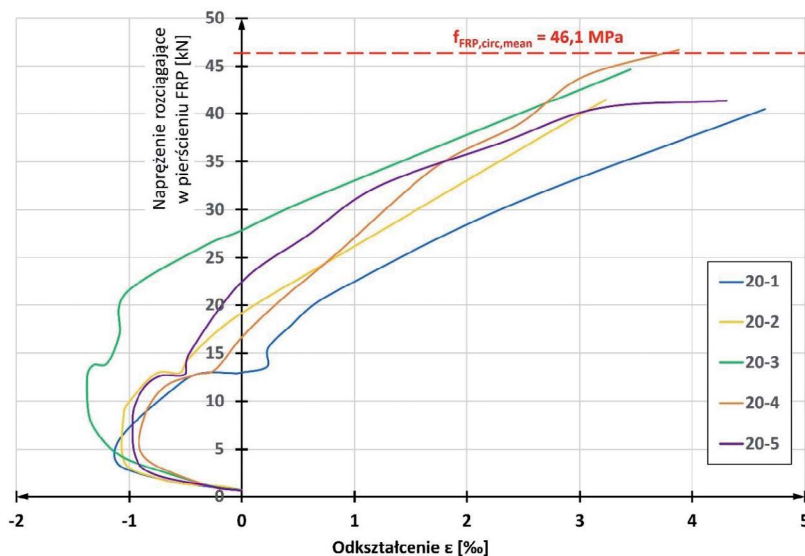
### 5.2.11. Moduł sprężystości i odkształcenia graniczne kompozytu rur przy rozciąganiu obwodowym

Badanie wartości  $E_{FRP,circ}$  wykonano jednocześnie z badaniem  $f_{FRP,circ}$  opisanym w poprzednim podrozdziale. Zamieszczono w nim szczegóły techniczne przebiegu badania pierścieni, wobec czego poniżej zostaną przedstawione jedynie informacje dotyczące pomiaru wielkości niezbędnych do wyznaczenia modułu sprężystości obwodowej przy rozciąganiu.

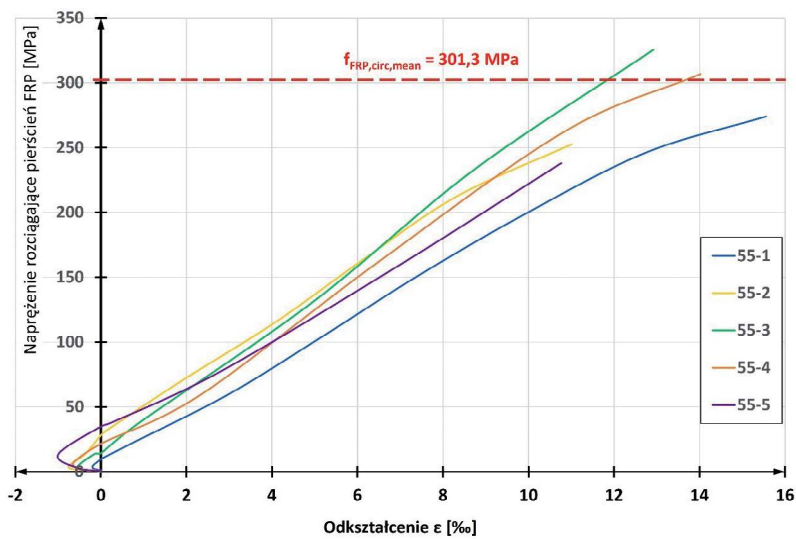
Na zewnętrzną powierzchnię każdego z badanych pierścieni w miejscu ich przewężenia naklejono przy użyciu dwuskładnikowego kleju X60, produkowanego przez niemiecką firmę HBM, tensometry produkcji polskiej firmy Tenmex. Zastosowane tensometry (rys. 5.29c), oznaczone firmowym symbolem TF5/350, odznaczały się opornością 350  $\Omega$  i długością bazy pomiarowej 8,5 mm. Wybierając typ tensometru, kierowano się przesłanką, aby wymiary jego podkładki foliowej (szerokość 8 mm, długość 10,5 mm) były dopasowane do wymiarów przewężenia badanego pierścienia.

Odczytów tensometrów dokonywano z wysoką częstotliwością (10 razy na sekundę, czyli 10 Hz), lecz o dokładności pomiaru modułu sprężystości zdecydowała częstotliwość odczytu siły z maszyny wytrzymałościowej, która wynosiła również 10 Hz do momentu osiągnięcia wysuwu szczęki maszyny równego 1 mm, po czym spadała do 2 Hz.

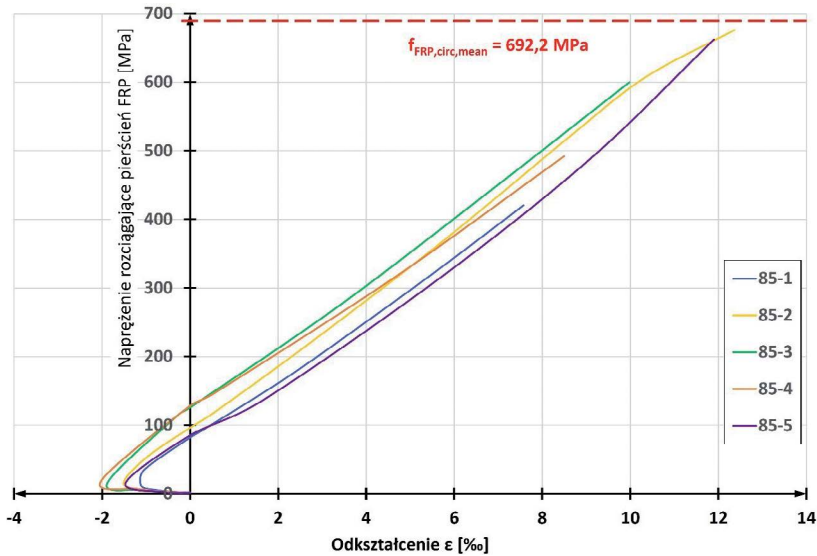
Disponując przebiegiem zależności między siłą z maszyny a odkształceniem kompozytu w punkcie przewężenia pierścienia oraz pomierzonymi przed badaniem szerokością i grubością ścianki rury w miejscu przewężenia (zestawione w tabelicy 5.9), obliczono przebieg zależności  $\sigma-\varepsilon$  dla każdego z 15 przebadanych pierścieni. Zależności te przedstawiono na rys. 5.32–5.34. Na każdym z rysunków symbolem  $f_{FRP,circ,mean}$  oznaczono średnią wartość wytrzymałości obwodowej kompozytu według tabelicy 5.9. Charakterystyczną cechą wykresów  $\sigma-\varepsilon$  dla każdego z badanych kompozytów jest występowanie skróceń pierścieni w początkowej fazie eksperymentu. Zjawisko to, związane z lokalnym zginaniem pierścienia w punkcie na styku dwóch półdysków, opisano szczegółowo w podrozdziale 3.4 na podstawie badań [83] poświęconych wyłącznie temu zagadnieniu. Zjawisko polega na lokalnym prostowaniu się krótkiego odcinka pierścienia pomiędzy stalowymi półdyskami i powoduje ściskanie zewnętrznych włókien pierścienia (a więc po stronie naklejonych tensometrów) oraz rozciąganie wewnętrznych. W prezentowanych w niniejszej monografii badaniach autora zjawisko lokalnego zginania generowało odkształcenia ścisające w przewężeniu pierścienia na poziomie około 1‰ dla wszystkich badanych typów kompozytów, osiągając poziom maksymalnie 2‰ dla kompozytu najsilniejszego w kierunku obwodowym.



Rys. 5.32. Zależność  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla pięciu przebadanych próbek kompozytu rury o kącie nawoju włókien szklanych  $\theta = 20^\circ$



Rys. 5.33. Zależność  $\sigma$ - $\varepsilon$  dla pięciu przebadanych próbek kompozytu rury o kącie nawoju włókien szklanych  $\theta = 55^\circ$



Rys. 5.34. Zależność  $\sigma$ – $\varepsilon$  dla pięciu przebadanych próbek kompozytu rury o kącie nawoju włókien szklanych  $\theta = 85^\circ$

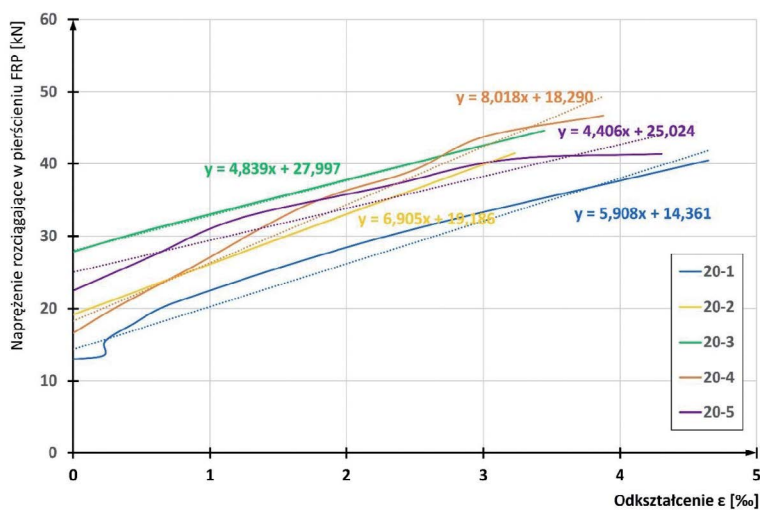
Warto zauważyć, że we wszystkich piętnastu próbach po osiągnięciu odpowiedniego poziomu siły rozciągającej wpływ efektu lokalnego zginania mija i dalszy przebieg zależności  $\sigma$ – $\varepsilon$  jest już niemal prostoliniowy. Ponadto na wykresach widać, że dla każdego z trzech typów kompozytu udało się zarejestrować wysokie wartości odkształceń, towarzyszące siłom nieznacznie tylko mniejszym od sił niszczących. Wartości średnie naprężeń niszczących  $f_{FRP,circ,mean}$  poszczególnych typów kompozytu naniesiono na wykresy 5.32–5.34 w postaci poziomych przerywanych linii w kolorze czerwonym.

Żadna z norm dotyczących opisywanego badania kompozytu na rozciąganie obwodowe [11, 60] nie precyzuje sposobu wyznaczania modułu sprężystości. Wobec tego autor przyjął własną propozycję metody jego obliczania na podstawie wyników otrzymanych w eksperymencie prowadzonym według powyższych norm. Metoda ta składa się z dwóch kroków. W pierwszym z nich otrzymane z eksperymentu wykresy  $\sigma$ – $\varepsilon$  ogranicza się do odcinków odkształceń rozciągających zarejestrowanych w pierścieniu. Odcinki ściskania zewnętrznych włókien pierścienia całkowicie usuwa się z wykresów. Celem tego zabiegu jest pominięcie wpływu efektu lokalnego zginania na wyznaczaną obliczeniowo wartość modułu sprężystości. W słupach CFFT efekt taki nie występuje. W drugim kroku oblicza się wartość modułu sprężystości przy rozciąganiu obwodowym  $E_{FRP,circ}$  przy użyciu linii prostej o przebiegu wyznaczonym metodą najmniejszych kwadratów. W niniejszych badaniach posłużono się w tym celu oprogramowaniem Microsoft Excel, umożliwiającym automatyczne wyznaczenie funkcji liniowej. Efekt obliczeń przedstawiono na rys. 5.35–5.37.

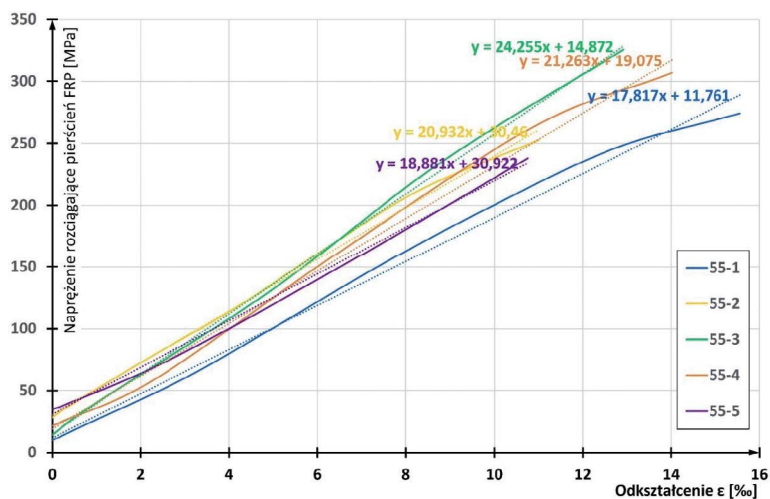
Otrzymane opisanym sposobem moduły sprężystości obwodowej przy rozciąganiu dla poszczególnych próbek uśredniono w tabelicy 5.10. W tej samej tabelicy zestawiono wartości

granicznych odkształceń rozciągających  $\varepsilon_{FRP,u,circ}$  poszczególnych typów kompozytu. W celu ich obliczenia posłużono się prawem Hooke'a:

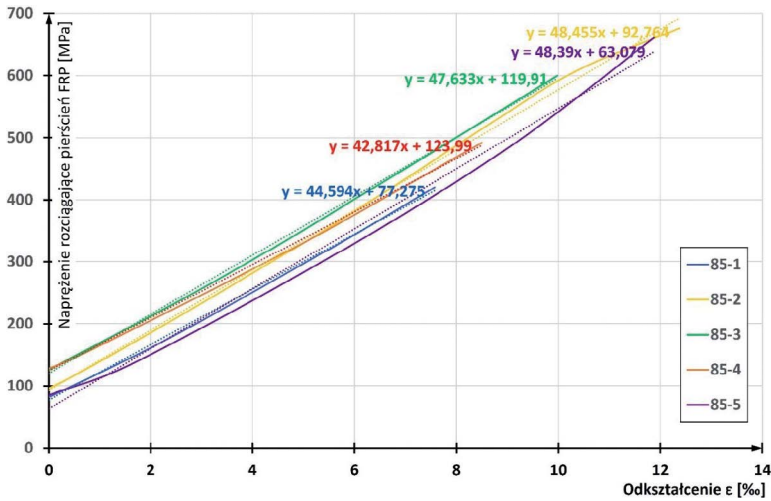
$$\varepsilon_{FRP,u,circ} = \frac{f_{FRP,circ}}{E_{FRP,circ}} \quad (5.12)$$



Rys. 5.35. Wyznaczenie obwodowego modułu sprężystości przy rozciąganiu dla kompozytu rury o kącie nawoju włókien  $\theta = 20^\circ$



Rys. 5.36. Wyznaczenie obwodowego modułu sprężystości przy rozciąganiu dla kompozytu rury o kącie nawoju włókien  $\theta = 55^\circ$



Rys. 5.37. Wyznaczenie obwodowego modułu sprężystości przy rozciąganiu dla kompozytu rury o kącie nawoju włókien  $\theta = 85^\circ$

Tablica 5.10

Wyniki obliczeń modułu sprężystości  $E_{FRP,circ}$  kompozytu rur przy rozciąganiu obwodowym oraz średnich obwodowych odkształceń granicznych  $\epsilon_{FRP,u,circ,mean}$

Kąt nawoju/ numer próbki	Moduł sprężystości przy rozciąganiu obwodowym	Moduł sprężystości przy rozciąganiu obwodowym, średni	Wytrzymałość obwodowa średnia	Obwodowe odkształcenia graniczne kompozytu, średnie	
	$E_{FRP,circ}$	$E_{FRP,circ,mean}$	$f_{FRP,circ,mean}$	$\epsilon_{FRP,u,circ,mean}$	
[-]	[GPa]	[GPa]	[MPa]	[%]	
20°	1	5,91	6,02	46,1	7,66
	2	6,91			
	3	4,84			
	4	8,02			
	5	4,41			
55°	1	17,82	20,63	301,3	14,60
	2	20,93			
	3	24,26			
	4	21,26			
	5	18,88			
85°	1	44,59	46,38	692,2	14,93
	2	48,46			
	3	47,63			
	4	42,82			
	5	48,39			

### 5.3. Badania betonu wypełniającego słupy

Wszystkich piętnaście słupów CFFT poddanych ścisnaniu osiowemu bądź mimośrodowemu (tabl. 5.1) betonowano jednocześnie z jednego transportu betonu towarowego. Zamówiono beton klasy C30/37 według *Eurokodu 2* [62], o stosunku wodno-cementowym (w/c) równym 0,52, konsystencji S3 według normy [58] i o maksymalnej wielkości ziarna kruszywa 16 mm. Zgodnie z deklaracją producenta receptura mieszanki betonowej została zaprojektowana na klasy ekspozycji według normy [65]: XC3, XD2, XF1, XA1. Do produkcji betonu zastosowano cement normalnie twardniejący CEM 42,5N. Użyto domieszki w postaci superplastyfikatora FM-PCE, a jako wypełniacz wykorzystano popiół lotny.

Badania wytrzymałości betonu na ścisnanie oraz modułu sprężystości przy ścisnaniu wykonano na standardowych walcach betonowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Próbkę betonu były przechowywane od momentu ich wykonania do przebadania w tych samych warunkach ciepło-wilgotnościowych co słupy, tj. w temperaturze około 20°C, przy wilgotności względnej powietrza około 50%. Obydwa wymienione badania próbek betonu wykonano przy użyciu prasy wytrzymałościowej firmy Heckert, model DP1600, o zakresie pracy 0–1600 kN. Do badania modułu sprężystości betonu wykorzystano modułomierz zgodnie z normą [10].

Badania betonu wykorzystanego do wykonania słupów osiowo ściskanych (poz. 1–6 w tabelicy 5.1) wykonano równolegle z badaniami eksperymentalnymi nośności tych słupów. Przeprowadzono je po upływie od 80 do 92 dni od zabetonowania. W związku z upływem blisko trzech miesięcy od betonowania do badania słupów zdecydowano się przypisać wszystkim sześciu słupom osiowo ściskany takim samym charakterystyki wytrzymałościowe betonu, pomijając ewentualne drobne ich różnice wynikające z różnego wieku betonu.

Analogicznie postąpiono w wypadku badania betonu słupów mimośrodowo ściskanych (poz. 7–15 w tabelicy 5.1). Słupy te oraz przyporządkowane im próbki betonu przebadano po upływie dziewięciu miesięcy od czasu ich zabetonowania.

Badanie wytrzymałości betonu na ścisnanie wykonano na trzech walcach betonowych, będących jednocześnie „świadkami” do badań modułu sprężystości betonu. W tabelicy 5.11 zestawiono wyniki przeprowadzonych badań.

**Tablica 5.11**

Wyniki badań wytrzymałości betonu na ścisnanie. Źródło własne i [78]

Seria badań	Lp.	Siła niszcząca $F$ [kN]	Wytrzymałość $f_{c,i}$ [MPa]	Wytrzymałość średnia $f_{cm}$ [MPa]
Beton słupów ściskanych osiowo	1.1	670	37,91	38,03
	1.2	686	38,82	
	1.3	660	37,35	
Beton słupów ściskanych mimośrodowo	2.1	707	40,01	41,65
	2.2	740	41,88	
	2.3	761	43,06	

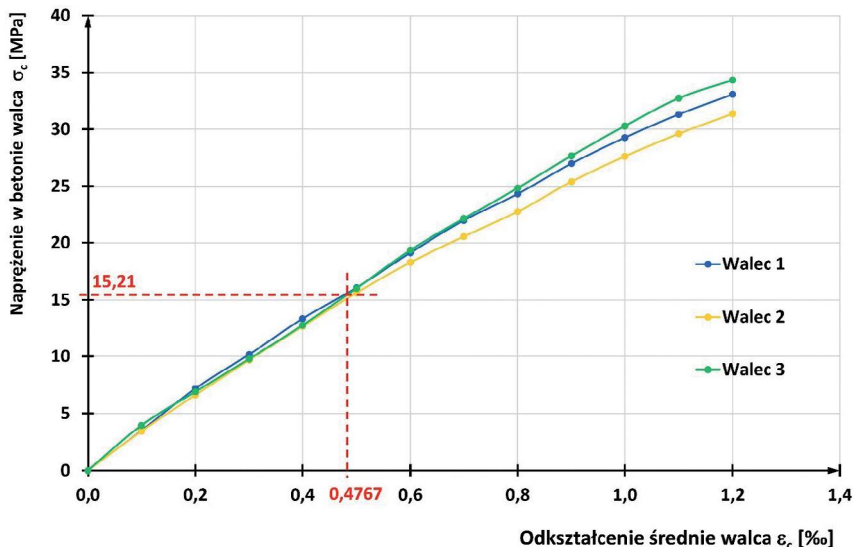


Otrzymana eksperymentalnie wartość średnia wytrzymałości na ściskanie dla obu serii badawczych dość dobrze koresponduje z szacunkową wartością  $f_{cm} = 38,0$  MPa, rekomendowaną dla betonu klasy C30/37 w normie [62]. Porównując omawiane wartości wytrzymałości, należy oczywiście wziąć pod uwagę zjawisko wzrostu wytrzymałości betonu w czasie. Wspomniana norma [62] zaleca przyjmowanie następującej zależności wytrzymałości średniej betonu od upływu czasu  $\tau$ :

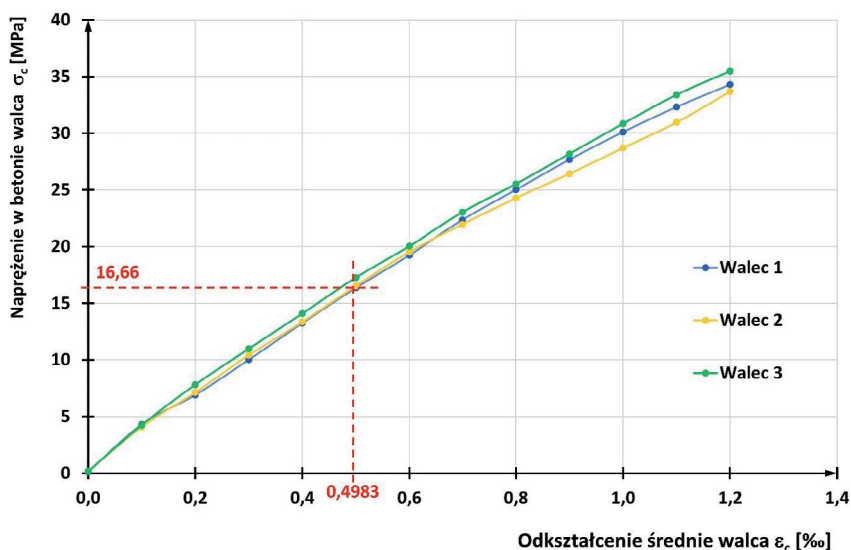
$$f_{cm}(\tau) = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{\tau}}\right)} \cdot f_{cm} \quad (5.13)$$

gdzie  $s$  jest współczynnikiem zależnym od rodzaju cementu i dla zastosowanego w badanym betonie cementu normalnie twardniejącego wynosi 0,25. Obliczenie wytrzymałości średniej według podanego wzoru daje następujące rezultaty: 42,31 MPa dla pierwszej serii słupów (przy przyjęciu  $\tau \approx 86$  dni) oraz 45,02 MPa dla serii drugiej ( $\tau \approx 270$  dni). Z przedstawionej analizy wynika, że przebadany beton słupów CFFT w nieznacznym stopniu nie spełniał wymogu wytrzymałości średniej na ściskanie dla klasy C30/37.

Badanie modułu sprężystości betonu wykonano dla obu serii badawczych każdorazowo na trzech walcach betonowych, innych niż te użyte do badania wytrzymałości na ściskanie. Na rys. 5.38 zaprezentowano wyniki badania dla betonu słupów ściskanych osiowo, a na rys. 5.39 – dla betonu słupów ściskanych mimośrodowo, na podstawie wyników podanych w pracy [78]. Obydwie serie badawcze dały zgodne jakościowo wyniki: wszystkie walce przynależące do jednej serii odkształcały się podobnie.



Rys. 5.38. Wyniki badania modułu sprężystości betonu słupów CFFT ściskanych osiowo



Rys. 5.39. Wyniki badania modułu sprężystości betonu słupów CFFT ściskanych mimośrodowo

Obliczenia modułu sprężystości betonu dokonano zgodnie z *Eurokodem 2* [62]: wyznaczono mianowicie wartość sieczną modułu na wykresie  $\sigma$ – $\epsilon$ , odpowiadającą poziomom wyężenia betonu na ściskanie 0 i 40%. Jako wyężenie maksymalne (100%) przyjęto średnią z trzech naprężeń niszcących uzyskanych dla walców „świadków” (tabl. 5.11), tj. 38,03 MPa i 41,65 MPa, odpowiednio dla pierwszej i drugiej serii badawczej. Poziom 40% tych wartości to odpowiednio 15,21 MPa i 16,66 MPa, a odpowiadające temu poziomowi odkształcenie średnie, obliczone przy zastosowaniu interpolacji liniowej, to odpowiednio 0,48‰ i 0,50‰. Moduł sprężystości betonu obliczono więc jako:

$$E_{cm1} = \frac{0,4 \cdot f_{cm}}{\epsilon(0,4f_{cm})} = \frac{15,21 \text{ MPa}}{0,48\text{‰}} = 31,9 \text{ GPa} \quad (5.14)$$

$$E_{cm2} = \frac{0,4 \cdot f_{cm}}{\epsilon(0,4f_{cm})} = \frac{16,66 \text{ MPa}}{0,50\text{‰}} = 33,4 \text{ GPa} \quad (5.15)$$

odpowiednio dla pierwszej i drugiej serii badawczej. Otrzymane wartości dobrze korespondują z szacunkową wartością  $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$ , rekomendowaną dla betonu klasy C30/37 w normie [62].

Biorąc pod uwagę przyrost modułu sprężystości betonu w czasie zgodnie z przepisami normy [62], tj. według wzoru:

$$E_{cm}(\tau) = \left( \frac{f_{cm}(\tau)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (5.16)$$

oraz wykorzystując obliczone powyżej według (5.13) teoretyczne wartości wytrzymałości betonu w chwili jego badania, otrzymujemy następujące wartości teoretyczne modułu:

$$E_{cm1}(\tau \approx 86 \text{ dni}) = \left(\frac{42,31}{38,00}\right)^{0,3} \cdot 32,0 = 33,0 \text{ GPa} \quad (5.17)$$

$$E_{cm2}(\tau \approx 270 \text{ dni}) = \left(\frac{45,02}{38,00}\right)^{0,3} \cdot 32,0 = 33,7 \text{ GPa} \quad (5.18)$$

Z przedstawionej analizy wynika, podobnie jak w przypadku wytrzymałości, że przebadany beton słupów CFFT był nieznacznie słabszy niż beton klasy C30/37.

## 5.4. Badania eksperymentalne słupów

### 5.4.1. Przebieg badań

Dla wszystkich badanych słupów CFFT (tabl. 5.1) podparcie zrealizowano jako obustronnie przegubowe. Podparcie wałkowe (rys. 5.2) umożliwiała oczywiście wybozczenie słupów tylko w jednej, z góry ustalonej płaszczyźnie. Obciążenie przykładano do słupów przez całość przekroju, tj. jednocześnie przez rdzeń betonowy i płaszcz FRP, stosując sztywną płytę stalową między wałkiem a końcem słupa.

W badaniach sześciu słupów osiowo ściskanych zastosowano przeguby wałkowe (rys. 5.2) z wałków stalowych o średnicy 60 mm. Pobocznice wałków z dwóch przeciwnych stron sfrezowano na płasko na całej długości i na szerokości 10 mm, aby ułatwić układanie wałków na stanowisku badawczym (tj. uniknąć ich swobodnego toczenia się). Pomiędzy końcówką słupa a wałkiem przegubu umieszczona była masywna kwadratowa płyta stalowa o grubości 40 mm i o długości boku 300 mm. Aby zapobiec lokalnemu uszkodzeniu końcówek płaszcza przez docisk, wzmocniono je dwiema stalowymi półobraczami o szerokości 60 mm i grubości ścianki 8 mm, montowanymi w odległości osiowej 80 mm i skręcanymi śrubami (rys. 5.2). Sumując grubość płyt dociskowych na obu końcach słupa CFFT z jego długością, równą 2000 mm i 400 mm odpowiednio dla słupów smukłych i krępych (por. tabl. 5.1), otrzymuje się długość obliczeniową (tj. między przegubami) słupa osiowo ściskanego, równą 2080 mm i 480 mm odpowiednio dla słupów smukłych i krępych. Do długości obliczeniowej nie wliczono połówek wysokości wałków. Uznano, że obrót końca słupa przy wybozczeniu dokonuje się wokół punktu styczności wałka z blachą podstawy słupa, a nie wokół osi wałka.

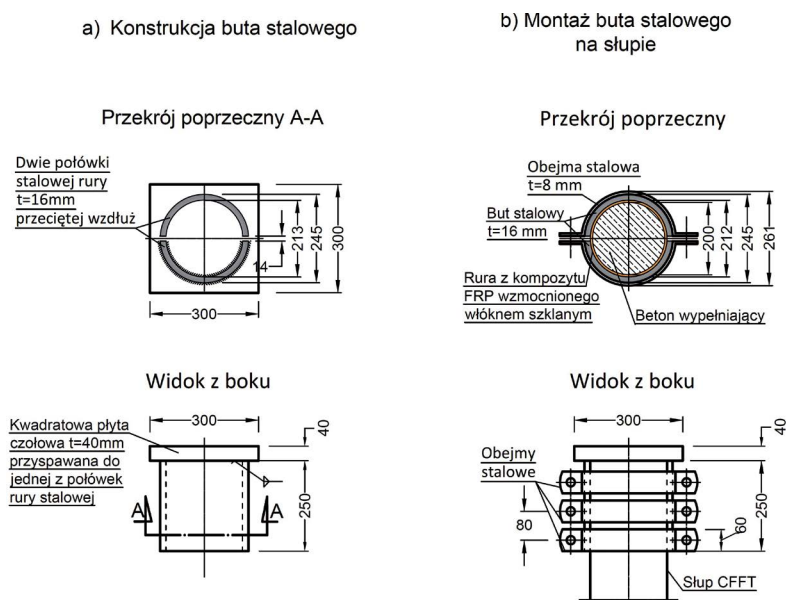
W wypadku słupów mimośrodowo ściskanych długość obliczeniowa wynosiła natomiast 2160 mm. Na obu końcach słupa mimośrodowo ściskanego zastosowano mianowicie jeszcze jedną, dodatkową blachę o grubości 40 mm, w kształcie koła o promieniu równym w przybliżeniu zewnętrznej średnicy badanych słupów, tj. 212 mm. W celu uniknięcia podnoszenia się jednej z krawędzi podstawy słupa podczas eksperymentu mocowano go – zarówno od góry, jak i od dołu – w specjalnym bucie stalowym (rys. 5.40), zaprojektowanym przez autora. Kwadratowa blacha podstawy słupa była połączona spoiną z jedną częścią dwudzielnego kołnierza z grubej blachy, który po ustawieniu słupa na stanowisku badawczym był skręcany za pomocą trzech stalowych pierścieni. Fotografii buta stalowego przedstawiono na rys. 5.41.

Badania eksperymentalne nośności słupów na ściskanie wykonano przy użyciu hydraulicznej prasy wytrzymałościowej produkcji szwajcarskiej firmy Walter + Bai AG,

opisanej szczegółowo w podrozdziale 5.2.6, poświęconym badaniu wytrzymałości kompozytu rur na ściskanie.

Obciążenie słupów CFFT ściskanych osiowo (poz. 1–6 w tablicy 5.1) sterowane było przemieszczeniem, tj. przez stały wysuw tłoka prasy. Obciążenie słupów CFFT ściskanych mimośrodowo (poz. 7–15 w tablicy 5.1) sterowane było natomiast siłą, tj. tłok prasy hydraulicznej wysuwał się ze zmienną prędkością, dostosowaną do zadanej stałej prędkości przyrostu siły. W każdym badaniu pomiar wysuwu tłoka oraz wartości siły odbywał się dyskretnie, w odstępie czasowym wynoszącym kilka sekund.

Istnieje prawdopodobieństwo, że sposób sterowania obciążeniem miał wpływ na uzyskane nośności słupów. Zagadnienie to zostanie szerzej omówione w podrozdziale 6.4, przy okazji porównania wyników nośności uzyskanych eksperymentalnie i numerycznie.



Rys. 5.40 Mocowanie słupów mimośrodowo ściskanych na stanowisku badawczym (dołem i górną): a) konstrukcja buta stalowego; b) but stalowy zamontowany na końcówce słupa przy użyciu pierścieni stalowych

Wszystkie badane słupy obciążano do zniszczenia siłą wzrastającą monotonicznie. Dodatkowo w serii badawczej obejmującej elementy z poz. 10–12 w tablicy 5.1 przed zasadniczym badaniem słupy obciążano w sposób powtarzalny. Zabieg ten polegał na przeprowadzeniu łącznie dziesięciu cykli obciążenia i odciążenia słupów w zakresie 105–750 kN, z prędkością przyrostu siły 3 kN/s przy obciążaniu i 5 kN/s przy odciążaniu. Pięć spośród wspomnianych cykli wykonano na mimośrodku  $e_0 = +26$  mm, a pozostałe pięć – na mimośrodku o identycznej wielkości, lecz o przeciwnym znaku, tj.  $e_0 = -26$  mm. Wartość siły maksymalnej obciążeń cyklicznych przyjęto na poziomie 750 kN, kierując się wartościami nośności uzyskanymi w serii badawczej trzech identycznych słupów, lecz obciążanych wyłącznie monotonicznie (poz. 7–9 w tablicy 5.1). Jeżeli wspomnianą serię słupów,

badanych wyłącznie monotonicznie, nazwać serią „świadców”, to można stwierdzić, że poziom 750 kN stanowił 69,6–88,1% nośności słupów serii „świadców”.



Rys. 5.41. But stalowy używany do badania słupów mimośrodowo ściskanych. Fot. autor

W odniesieniu do zrealizowanego powtarzalnego obciążania słupów również zachodzi prawdopodobieństwo, że miało ono wpływ na uzyskane nośności słupów. Szersze omówienie tej kwestii znajdzie się w następnym podrozdziale, tj. 5.4.2. Ponadto we wspomnianym wcześniej podrozdziale 6.4 omówiony zostanie wpływ obciążeń powtarzalnych na wyniki porównania nośności uzyskanych eksperymentalnie i numerycznie.

Długość trwania pojedynczego eksperymentu wynosiła kilkadziesiąt minut w przypadku słupów badanych z obciążeniem wzrastającym wyłącznie monotonicznie (poz. 1–9 i 13–15 w tablicy 5.1) oraz sto kilkadziesiąt minut w przypadku słupów wstępnie obciążanych cyklicznie przed badaniem zasadniczym (poz. 10–12 w tablicy 5.1).

W połowie wysokości wszystkich słupów osiowo ściskanych (poz. 1–6 w tablicy 5.1) zainstalowano po sześć tensometrów w trzech grupach po dwa tensometry (rys. 5.14). Te trzy grupy zainstalowane były we wzajemnym odstępie co  $120^\circ$  po obwodzie rury. Obok siebie naklejano jeden tensometr mierzący odkształcenia podłużne rury oraz jeden tensometr mierzący odkształcenia obwodowe. Tensometryczne pomiary odkształceń rur wykonywano w sposób dyskretny, co 0,5 mm wysuwu tłoka prasy. W ten sposób w trakcie pojedynczego eksperymentu rejestrowano co najmniej 11, a co najwyżej 43 odczyty na każdej z tensometrów. Liczba odczytów zależała zasadniczo od odkształcalności (ściślej: od ugniotu) badanego słupa.

W wypadku słupów ściskanych mimośrodowo (poz. 7–15 w tablicy 5.1) tensometry naklejono także w połowie wysokości słupów, lecz w liczbie po osiem sztuk, w czterech grupach po dwa. Grupy te rozmieszczone były we wzajemnym odstępie na dwa sposoby: albo równomiernie co  $90^\circ$  po obwodzie rury, albo nierównomiernie co  $60^\circ$  i co  $120^\circ$ . Naklejano obok siebie jeden tensometr mierzący odkształcenia podłużne rury oraz jeden

tensometr mierzący odkształcenia obwodowe. Tensometryczne pomiary odkształceń rur wykonywano w sposób dyskretny, co 50 kN przyrastającej monotonicznie siły ściskającej. W ten sposób w trakcie pojedynczego eksperymentu rejestrowano co najmniej 11, a co najwyżej 23 odczyty na każdy z tensometrów. Liczba odczytów zależała zasadniczo od nośności badanego słupa.

Zastosowane markowe tensometry produkcji międzynarodowej firmy Vishay pozwoliły rejestrować odkształcenia w pełnym zakresie potrzebnym w eksperymentach, tj. do kilku promili. Maksymalne zarejestrowane odkształcenia (osiągnięte w płaszczach dwóch słupów krępych) nieznacznie przekroczyły poziom 10%.

### 5.4.2. Wyniki badań słupów

Zbiórce wyniki nośności wszystkich przebadanych słupów [34, 35] zamieszczono w tabelicy 5.12. W celu poprawy przejrzystości wyników przedstawiono je dodatkowo graficznie na rys. 5.42.

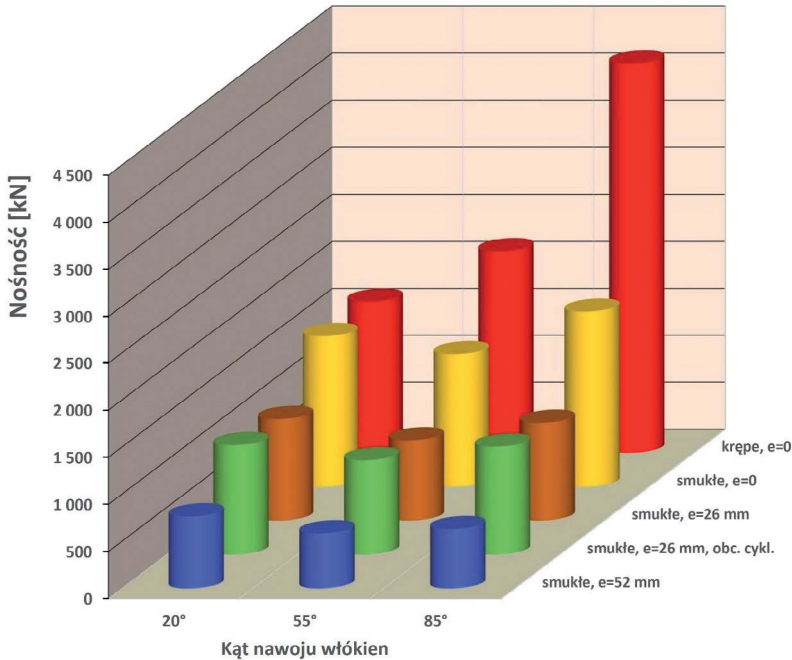
**Tablica 5.12**

Siły niszczące uzyskane w badaniach

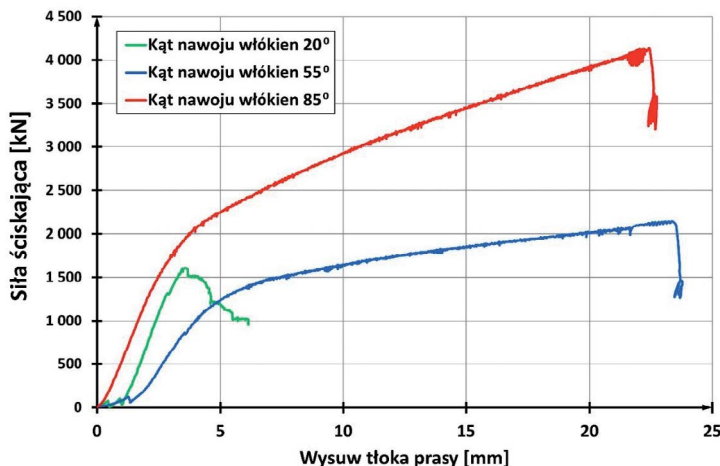
Lp.	Wysokość słupa w osiach przegubów [mm]	Kąt nawoju włókien $\theta$	Obciążanie cykliczne	Mimośród obciążenia $e_0$ [mm]	Wytrzymałość betonu rdzenia $f_{cm}$ [MPa]	Nośność słupa [kN]
1	480	20°	nie	0	38,03	1608,7
2		55°				2144,5
3		85°				4136,7
4	2080	20°				1600,0
5		55°				1406,3
6		85°				1863,7
7	2160	20°	nie	26	41,65	1077,8
8		55°				850,9
9		85°				1037,5
10		20°	tak			1160,7
11		55°	999,6			
12		85°	1143,8			
13	20°	nie	52	41,65	762,9	
14	55°				582,5	
15	85°				628,0	

Zgodnie z oczekiwaniami zdecydowanie najwyższą średnią nośność słupów uzyskano dla serii słupów krępych. Słupy te niszczyły się poprzez pęcznienie betonu rdzenia i następujące na skutek tego pęknięcie płaszczu. Sposób niszczenia poszczególnych próbek tej

serii ilustrują uzyskane z badań wykresy siła–przemieszczenie (rys. 5.43). Na rysunku tym umieszczono na osi odciętych wysuw tłoka prasy, ponieważ podczas eksperymentu nie mierzono skrócenia próbek przy użyciu ekstensometrów. Użyto w tym celu tensometrów, a wyniki tych pomiarów zaprezentowano na rys. 5.44. Przedstawienie trzech krzywych na rys. 5.43 służy jakościowemu, a nie ilościowemu porównaniu zachowania się trzech badanych słupów, toteż zdecydowano się posłużyć wysuwem tłoka prasy.



Rys. 5.42. Porównanie wartości sił niszczących uzyskanych dla przebadanych słupów CFST



Rys. 5.43. Zależność siła–przemieszczenie dla krępych słupów CFST



W omawianej grupie najwyższą nośność uzyskano dla słupa o nawoju włókien ukierunkowanym niemal dokładnie obwodowo. Z kolei najniższą nośność uzyskano dla słupa o nawoju ukierunkowanym pod kątem  $20^\circ$  do osi podłużnej słupa. Ten słup wyróżniał się spośród pozostałych także najmniejszym skróceniem towarzyszącym maksymalnej sile niszczącej. Skrócenie to było ponad pięciokrotnie mniejsze niż w wypadku dwóch pozostałych słupów.

Ta silna przewaga słupów o nawoju włókien  $55^\circ$  i  $85^\circ$  (a zwłaszcza tego drugiego) została spowodowana ich efektywniejszą pracą w kierunku obwodowym. Płaszcze tych słupów chroniły beton rdzeni przed skruszeniem. Dzięki dużej odkształcalności oraz sztywności włókien szklanych, szczególnie ukierunkowanych w przybliżeniu obwodowo, to zabezpieczenie betonu przed odkształcaniem się w kierunku poprzecznym do obciążenia było na tyle efektywne, że próbki po przekroczeniu siły niszczącej miały kształt beczek. Omawiając wykresy siła–przemieszczenie (rys. 5.43), warto odnotować, że dla słupów o nawoju włókien  $20^\circ$  i  $55^\circ$  wyraźnie zauważalny jest odmienny charakter wykresów w pierwszej fazie pracy słupów, do poziomu około 100 kN. Nieregularności te można wyjaśnić stopniowym dostosowywaniem się łożysk-przegubów do wzrastającej siły ściskającej. Po wyrównaniu tych różnic wszystkie trzy słupy pracują początkowo podobnie, osiągając przybliżone prędkości narastania naprężeń ściskających. Dopiero na poziomie około 1200 kN lub 2000 kN (odpowiednio dla słupów o nawoju włókien  $55^\circ$  i  $85^\circ$ ) następuje druga faza pracy słupów.

W drugiej fazie pracy prędkość przyrastania naprężeń ściskających jest również w przybliżeniu stała, choć różna dla obu mocniejszych słupów. Dla słupa najsłabszego faza ta w ogóle nie ma miejsca. Warto zauważyć, że wykresy siła–przemieszczenie zarejestrowane dla dwóch słupów o większej nośności są zgodne z wynikami podobnych eksperymentów uzyskanymi przez innych badaczy [71] (rys. 3.2). W fazie poprzedzającej zniszczenie nie odnotowano poziomej gałęzi wykresu, charakterystycznej dla krępych słupów CFST. Jak stwierdzono w rozdziale 3, przyczyną tej różnicy jest brak półki plastycznej w charakterystyce wytrzymałościowej  $\sigma$ – $\varepsilon$  kompozytów FRP.

Interesujące jest porównanie nośności uzyskanych w badaniach z nośnościami przekrojów poprzecznych słupów. Tę ostatnią nośność należy rozumieć jako sumę nośności części składowych przekroju poprzecznego, tj. rury FRP i betonowego rdzenia. Wyniki porównania zaprezentowano w tabelicy 5.13. Nośność rur FRP na ściskanie wzięto wprost z tabelicy 5.4, natomiast nośność betonowego rdzenia dla każdego ze słupów obliczono na podstawie wartości wytrzymałości betonu na ściskanie, zamieszczonych w tabelicy 5.11. Ostatnią kolumnę tabelicy 5.13 można uznać za pewną miarę efektywności skrępowania betonu. Jak widać, pod względem tej efektywności znacznie lepiej prezentują się słupy krępe niż smukłe, a spośród trzech badanych kątów nawoju zdecydowanie najlepiej wypada kąt  $\theta = 85^\circ$ .

Na rys. 5.44 przedstawiono odkształcenia podłużne (kolorami zimnymi) i obwodowe (kolorami ciepłymi) zarejestrowane dla trzech omawianych słupów CFFT przez tensometry naklejone na płaszczyźnie FRP w środku wysokości słupa. Jak można zauważyć, w słupie o największej nośności uzyskano wykresy, które można by przybliżyć dwoma odcinkami prostymi. Ich kształt przypomina kształt wykresu siła–przemieszczenie uzyskany dla tego słupa (rys. 5.43).

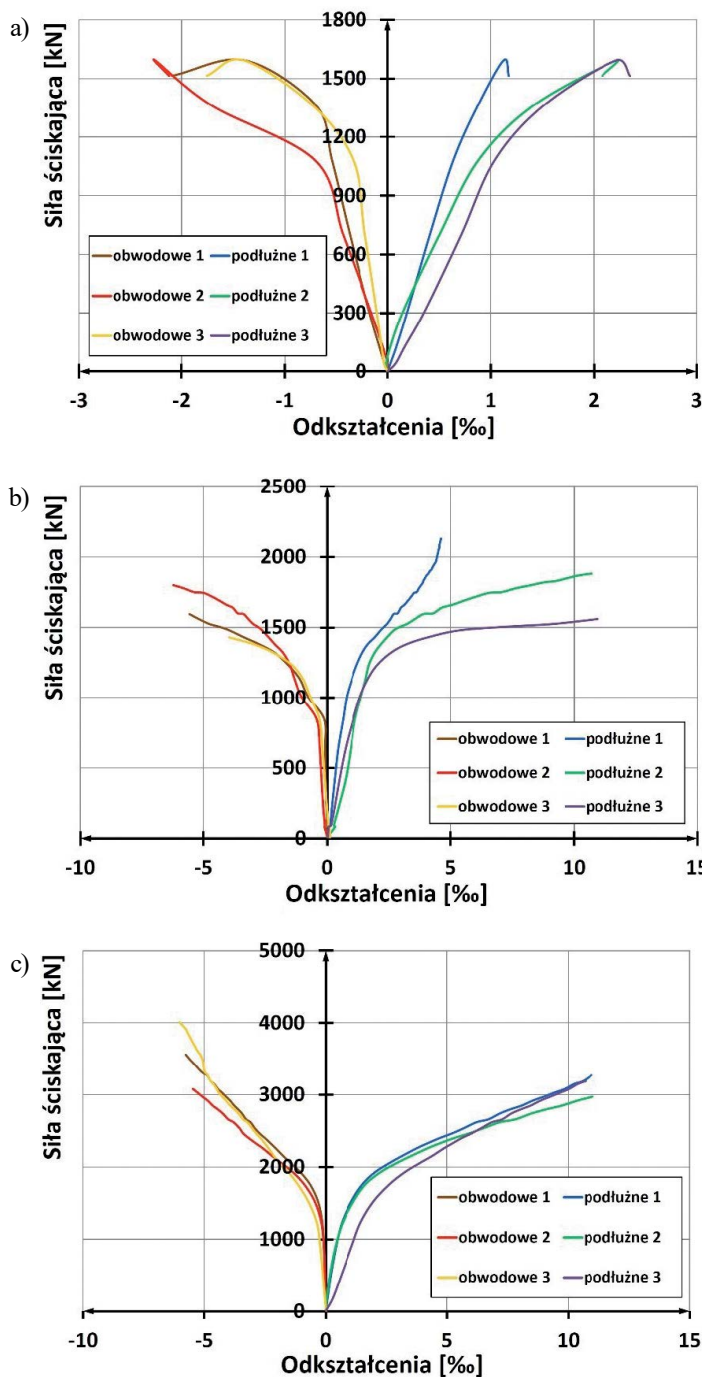
Tablica 5.13

Porównanie nośności eksperymentalnych z nośnościami przekrojów poprzecznych

Lp.	Wysokość słupa	Kąt nawoju włókien	Nośność przekroju rury FRP	Nośność przekroju betonowego rdzenia	Suma nośności przekrojów rury i rdzenia	Nośność eksperymentalna słupa [kN]	Efektywność skrępowania betonu
	$l$ [mm]	$\theta$	$N_{\text{tube}}$ [kN]	$N_{\text{core}}$ [kN]	$N_{\text{tot}} = N_{\text{tube}} + N_{\text{core}}$ [kN]	$N_{\text{exp}}$ [kN]	$N_{\text{exp}}/N_{\text{tot}}$
1	480	20°	656,5	1194,7	1851,2	1608,7	0,869
2		55°	332,6	1194,7	1527,3	2144,5	1,404
3		85°	324,4	1194,7	1519,1	4136,7	2,723
4	2080	20°	656,5	1194,7	1851,2	1600,0	0,864
5		55°	332,6	1194,7	1527,3	1406,3	0,921
6		85°	324,4	1194,7	1519,1	1863,7	1,227
7	2160	20°	656,5	1308,5	1965,0	1077,8	0,549
8		55°	332,6	1308,5	1641,1	850,9	0,519
9		85°	324,4	1308,5	1632,9	1037,5	0,635
10		20°	656,5	1308,5	1965,0	1160,7	0,591
11		55°	332,6	1308,5	1641,1	999,6	0,609
12		85°	324,4	1308,5	1632,9	1143,8	0,700
13		20°	656,5	1308,5	1965,0	762,9	0,388
14		55°	332,6	1308,5	1641,1	582,5	0,355
15		85°	324,4	1308,5	1632,9	628,0	0,385

W przypadku wszystkich badanych słupów płaszcz doznawał skróceń podłużnych i rozciągań obwodowych, przy czym skrócenia były co do wartości bezwzględnej większe od rozciągań. Zbieżność wyników otrzymywanych z trójek tensometrów rozmieszczonych co 120° po obwodzie rur uznano za dobrą. Wyniki te wskazują, że w eksperymencie uzyskano w przybliżeniu osiowe działanie siły ściskającej dzięki dokładnemu ustawieniu badanych słupów na stanowisku badawczym.

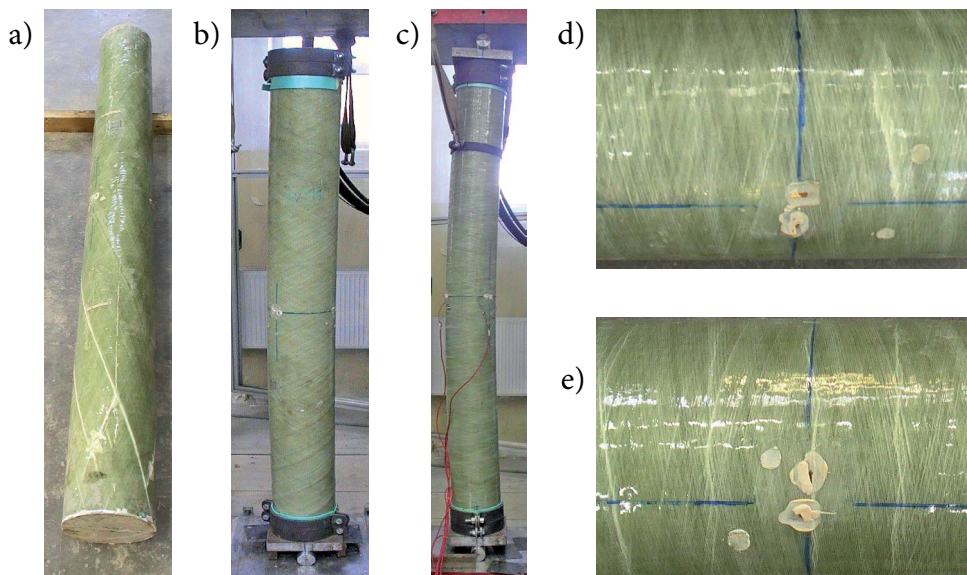
W grupie dwunastu słupów smukłych (poz. 4–15 w tablicy 5.12) uwagę zwraca fakt, że w każdej z czterech serii badawczych najniższe nośności odnotowano dla słupów o kącie nawoju włókien  $\theta = 55^\circ$  (rys. 5.42). Zgodnie z oczekiwaniami nośność słupów zmniejszała się wraz ze wzrostem mimośrod.



Rys. 5.44. Zależności siła ściskająca–odkształcenie w płaszczy dla krępych słupów CFFT o kącie nawoju włókien: a)  $\theta = 20^\circ$ ; b)  $\theta = 55^\circ$ ; c)  $\theta = 85^\circ$

Widocznym efektem wyczerpania nośności słupów smukłych obciążanych osiowo (poz. 4–6 w tabelicy 5.12) były pęknięcia płaszcza wzdłuż włókien (słup z płaszczem o nawoju włókien  $\theta = 20^\circ$ ) lub globalne wyboczenie (pozostałe dwa słupy). Wygląd słupów po zniszczeniu przedstawiono na rys. 5.45a–c. W przypadku słupów z płaszczem o kątach nawoju włókien  $\theta = 55^\circ$  i  $\theta = 85^\circ$  kompozyt rury wykazywał po badaniu nieco jaśniejszą barwę w strefie środkowej słupa, świadcząca o dużym wyężeniu materiału w momencie wyboczenia słupa i na etapie jego obciążania pokrytycznego. W tej strefie widoczne były także pęknięcia matrycy żywicznej, inne po stronie rozciąganej, a inne po stronie ściskanej słupa (rys. 5.45d, 5.45e). Nie obserwowano żadnych uszkodzeń słupów w strefie docisku.

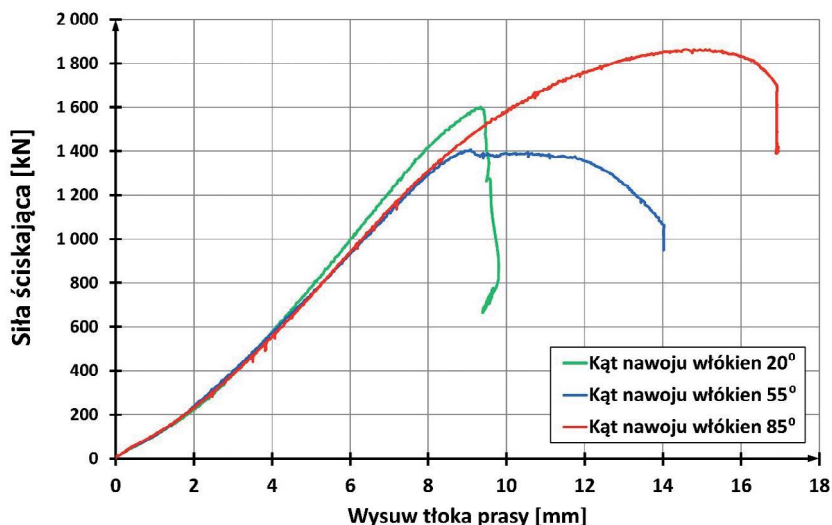
Sposób niszczenia słupów smukłych obciążanych osiowo ilustrują ponadto wykresy siła–przemieszczenie (rys. 5.46). Jak widać, w tej grupie słupów nie odnotowano tak silnych dysproporcji w nośnościach jak dla słupów krępych. Niemniej słup o nawoju  $20^\circ$  nadal odznaczał się najbardziej kruchym sposobem zniszczenia. Nie był już jednak słupem najmniej nośnym. Z pewnością przyczyniła się do tego wysoka nośność samego płaszcza, która dla tego słupa jest około dwukrotnie większa niż dla pozostałych dwóch słupów (por. tabl. 5.4). Wobec mniejszych nośności słupów długich (spowodowanych wpływem smukłości) ta różnica wytrzymałości samego płaszcza miała większe znaczenie niż w serii krótkich słupów CFFT. Na omawianym rysunku umieszczono na osi odciętych wysuw tłoka prasy z tych samych powodów, z jakich uczyniono to na rys. 5.43.



Rys. 5.45. Smukłe słupy CFFT obciążane osiowo. Widok po zniszczeniu elementów z płaszczem o kącie nawoju włókien: a)  $\theta = 20^\circ$ ; b)  $\theta = 55^\circ$ ; c)  $\theta = 85^\circ$ . Widok środkowej strefy zniszczonego słupa z płaszczem o kącie nawoju włókien  $\theta = 85^\circ$  od strony: d) rozciąganej; e) ściskanej. Fot. autor

Wyższa smukłość słupów z omawianej serii badań spowodowała nie tylko zmniejszenie nośności słupów w stosunku do serii słupów krępych, ale także redukcję efektu wzmocnienia betonu z tytułu panującego w nim trójosiowego stanu naprężeń. W tej sytuacji

słup wykonany z rury o kącie nawoju włókien  $55^\circ$  okazał się najsłabszy, prawdopodobnie dlatego, że z jednej strony charakteryzował się niską wytrzymałością podłużną płaszczka, a z drugiej – średnią zdolnością do wzbudzenia stanu trójosiowego ściskania w betonie rdzenia. Aby potwierdzić ten wniosek, należałoby jednak przebadać większą liczbę słupów.



Rys. 5.46. Zależność siła–przemieszczenie dla smukłych słupów CFFT obciążanych osiowo

Na rys. 5.47 przedstawiono odkształcenia podłużne i obwodowe płaszczka słupów z omawianej serii badawczej. Jedynie w słupie o kącie nawoju zbliżonym do obwodowego (tj.  $85^\circ$ ) widoczna jest nieliniowość przyrostu odkształceń, świadcząca o stopniowo postępującym wyboczeniu się słupa. Wyboczenie słupa o kącie nawoju  $55^\circ$ , a tym bardziej słupa o kącie nawoju  $20^\circ$ , było bardziej gwałtowne. Można to zresztą zaobserwować także na wykresach siła–przemieszczenie przedstawionych na rys. 5.46.

Omawiając wyniki uzyskane dla słupów ściskanych na mimośrodku  $e_0 = 26$  mm (poz. 7–12 w tabelicy 5.12), należy zauważyć wyraźnie korzystny wpływ na ich nośność serii dziesięciu obciążeń cyklicznych zrealizowanych przed zasadniczym obciążeniem niszczącym. Wszystkie słupy poddane obciążeniom cyklicznym okazały się mocniejsze od swoich odpowiedników niepoddanych tym obciążeniom. Średnia różnica procentowa wyniosła dla trzech par słupów 11,4% nośności niższej.

Ten interesujący wynik potwierdza spostrzeżenie autora z innych badań własnych [2], prowadzonych na osiowo ściskanych słupach CFST o takiej samej smukłości. Przebadano wówczas cztery słupy w dwóch parach. W każdej z par jeden słup był obciążany cyklicznie przed badaniem niszczącym, a drugi – obciążany jedynie monotonicznie. Wysokość słupów w osiach wynosiła 2170 mm, średnica wewnętrzna rury stalowej – 205 mm, a grubość jej ścianki – 3 mm. Beton wypełniający rurę cechował się wytrzymałością na ściskanie 30,6 MPa i 35,4 MPa dla pierwszej pary porównywanych słupów oraz 50,8 MPa i 54,4 MPa dla drugiej pary. Obciążenia powtarzalne realizowano w 25 cyklach, a wartość siły

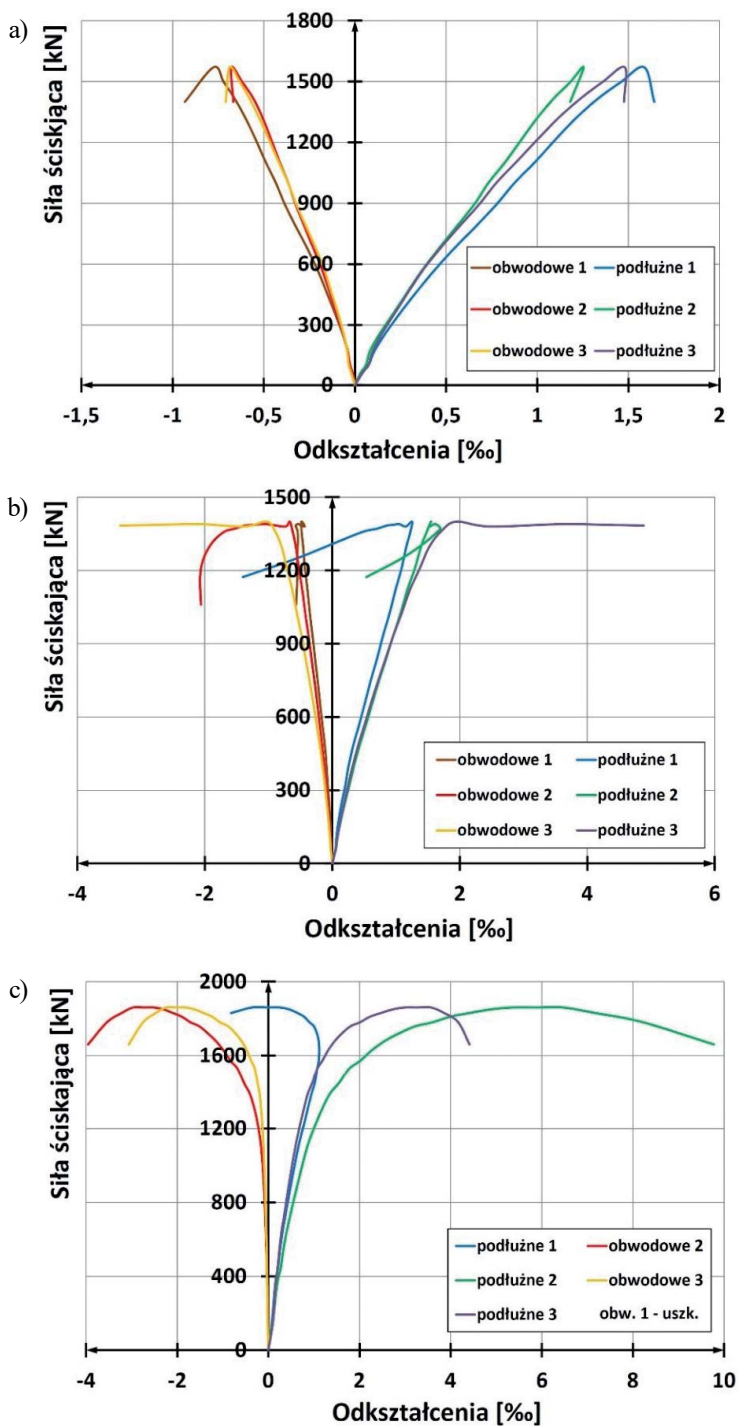
ściskającej zmieniano w zakresie od 23% do 58% siły niszczącej uzyskanej w ostatniej fazie eksperymentu. Jak się okazało, nośność sprowadzona (tj. uwzględniająca różnice wytrzymałości betonu rdzenia i stali płaszczu) słupów obciążanych cyklicznie była znacząco wyższa dla słupów obciążanych cyklicznie niż dla słupów obciążanych jedynie monotonicznie. Przewaga ta, mierzona w procentach nośności słupów obciążanych jedynie monotonicznie, wynosiła 25,7% dla słupów z rdzeniem betonowym o mniejszej wytrzymałości oraz 15,8% dla słupów z rdzeniem betonowym o wytrzymałości większej.

W celu uzupełnienia informacji o sposobie niszczenia słupów mimośrodowo ściskanych (poz. 7–15 w tabelicy 5.12) w tabelicy 5.14 zamieszczono uzyskane w badaniach wartości wysuwu tłka prasy zarejestrowane w chwili osiągnięcia siły niszczącej. Porównując te wyniki z wartościami uzyskanymi dla słupów smukłych ściskanych osiowo (rys. 5.46), można zauważyć, że wartości z tabelicy 5.14 są na ogół mniejsze, a dla słupów o obwodowym nawoju włókien – znacznie mniejsze.

**Tablica 5.14**

Wysuw tłka prasy osiągnięte przy obciążeniu niszczącym dla przebadanych słupów CFFT poddanych ściskaniu mimośrodowemu

Pozycja z tabelicy 5.12	Kąt nawoju włókien $\theta$	Obciążanie cykliczne	Mimośród obciążenia $e_0$ [mm]	Wysuw tłka prasy towarzyszący osiągnięciu siły niszczącej [mm]
7	20°	nie	26	7,38
8	55°			7,51
9	85°			7,96
10	20°	tak		7,69
11	55°			7,92
12	85°			8,03
13	20°	nie	52	9,18
14	55°			6,96
15	85°			6,78



Rys. 5.47. Zależności siła ściskająca–odkształcenie w płaszczy dla smukłych słupów CFRT o kącie nawoju włókien: a)  $\theta = 20^\circ$ ; b)  $\theta = 55^\circ$ ; c)  $\theta = 85^\circ$



## Rozdział 6

# NOŚNOŚĆ GRANICZNA SŁUPÓW CFT – TEORIA I PROGRAM KOMPUTEROWY

### 6.1. Uwagi wstępne

Projektowanie słupów CFFT napotyka przy obecnym stanie wiedzy duże trudności. Dokumenty normatywne są bardzo nieliczne: autorowi znane są jedynie wytyczne amerykańskiej organizacji AASHTO [1]. Wytyczne te, wydane w roku 2012, w kwestii modelowania pracy betonu skrepowanego są właściwie identyczne z wytycznymi Amerykańskiego Komitetu Betonu ACI [8]. Wobec tak niewielkiego zestawu istniejących na świecie dokumentów normatywnych dotyczących projektowania słupów CFFT autor uznał za zasadne zaproponowanie nowej metody obliczania nośności granicznej tego typu słupów. Intencją przyświecającą autorowi było wykorzystanie bogatej wiedzy na temat projektowania słupów betonowych, zawartej w *Eurokodzie 2* [62]. Przepisy tej ostatniej normy zostały dobrze zweryfikowane przez wiele lat jej stosowania na obszarze całej Europy. W dodatku zastosowanie znanej europejskiemu inżynierowi filozofii projektowania, odbiegającej od filozofii wykorzystanej w dwóch wspomnianych normach amerykańskich, powinno być dla projektanta z Europy ułatwieniem, a może nawet zachętą do stosowania tych wciąż jeszcze nieznanymi elementami konstrukcyjnymi. W swojej propozycji autor nie odrzuca metod zaimplementowanych w normatywach amerykańskich, lecz podejmuje starania, aby je wykorzystać w proponowanej przez siebie metodzie. Szczegóły metody autorskiej opisano w podrozdziale 6.2.

Proponowaną metodę wyznaczania nośności granicznej autor implementuje w swoim programie komputerowym służącym do obliczania nośności granicznej słupów CFT o zadanych parametrach geometrycznych i materiałowych. Program ten, napisany w języku Visual Basic i pracujący w środowisku Microsoft Excel, jest drugim programem komputerowym autora poświęconym obliczaniu nośności słupów CFT. Pierwszy program, stworzony przez autora w ramach pracy [2] według idei dr. hab. inż. P. Korzeniowskiego (promotora pracy doktorskiej autora), został opisany w pracach [3, 5, 6]. Program ten służył do obliczania nośności słupów CFST ze stalowym zbrojeniem wewnętrznym lub bez niego. Z kolei drugi program autora, opracowany w ramach niniejszej monografii, służy do obliczania nośności słupów CFT bez zbrojenia wewnętrznego. Obecna wersja programu w stosunku do wersji pierwszej cechuje się następującymi nowymi możliwościami:

- analizuje również słupy w płaszczu FRP, a nie tylko stalowym;
- stosuje inne niż dotychczas zależności  $\sigma$ – $\varepsilon$  dla skrepowanego betonu rdzenia słupa, a mianowicie:
  - w pierwszym wariantcie: zgodne z aktualną normą projektowania konstrukcji betonowych, tj. *Eurokodem 2* [62], a nie z Polską Normą [57] z roku 2002,
  - w drugim wariantcie: zgodne z wytycznymi [8] projektowania słupów betonowych z płaszczem FRP; jak opisano w rozdziale 3, zachowanie betonu skrepowanego

materiałem kompozytowym typu FRP diametralnie różni się od zachowania betonu skrępowanego zaimplementowaną dotychczas stalą;

- wykorzystuje w obliczeniach efektów drugiego rzędu metodą nominalnej sztywności procedury oparte na obecnym stanie wiedzy, a mianowicie na *Eurokodzie 2* [62], nie zaś na dawnej Polskiej Normie [57].

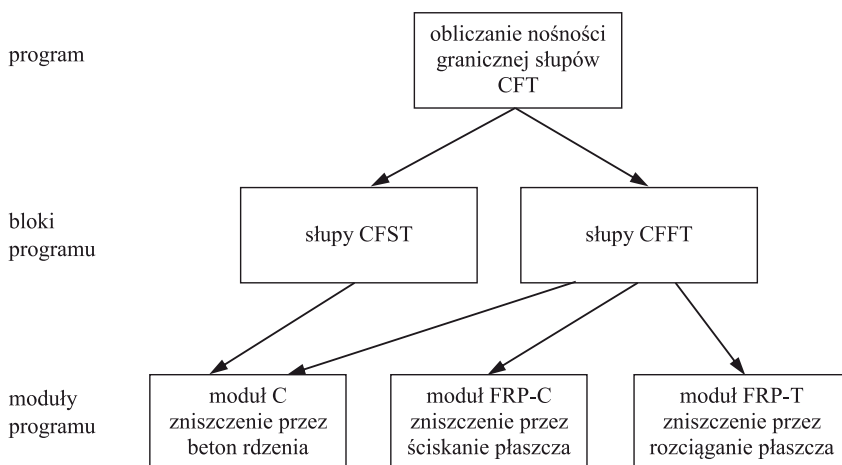
Spośród wymienionych nowych możliwości programu na największą uwagę zasługuje pierwsza, tj. zastąpienie materiału płaszcza: w miejsce stali zaimplementowano kompozyt FRP. W związku z liniową charakterystyką wytrzymałościową kompozytu (w przeciwieństwie do stali) do programu dobudowano dwa moduły, które obliczają nośność słupa na podstawie dwóch nowych mechanizmów zniszczenia. Otóż oprócz mechanizmu polegającego na wyczerpaniu nośności betonu na ściskanie podłużne należy dla słupów CFFT rozważyć:

- mechanizm wyczerpania nośności kompozytu na ściskanie podłużne;
- mechanizm wyczerpania nośności kompozytu na rozciąganie podłużne.

Zagadnienie to zostanie szczegółowo omówione w podrozdziale 6.2. W tym miejscu należy przedstawić jedynie budowę programu, która jest ściśle związana ze wspomnianymi mechanizmami zniszczenia (rys. 6.1).

Poza wymienionymi wcześniej nowymi możliwościami omawianego programu komputerowego autor wyposażył go w następujące narzędzia poprawiające dokładność obliczeń:

- program traktuje płaszcz jako pierścień, a nie zamienia go na fikcyjne pręty zgrupowane w ośmiu miejscach na obwodzie przekroju poprzecznego; zmiana ta ma znaczenie zwłaszcza dla płaszczy o dużej grubości;
- program dzieli przekrój poprzeczny analizowanego słupa na 50, a nie na 20 elementów w postaci pasków (por. rys. 6.8).



Rys. 6.1. Budowa programu do obliczania nośności granicznej słupów CFT

Omawianego programu komputerowego użyto do obliczenia nośności granicznych słupów CFFT przebadanych eksperymentalnie i opisanych w rozdziale 5. Nośności

te porównano z nośnościami eksperymentalnymi. Wyniki porównania zamieszczono w rozdziale 7.

## 6.2. Teoria nośności granicznej słupów CFT

### 6.2.1. Założenia teorii

W analizie przekrojów ściskanych mamy do czynienia z trzema podstawowymi zmiennymi: siłą normalną  $N$ , momentem zginającym  $M$  i mimośrodem  $e$  siły normalnej. Między wielkościami tymi zachodzi związek:  $M = N \cdot e$ . Analizę nośności granicznej słupa można przeprowadzić na trzy sposoby, w zależności od wielkości traktowanych jako znane i jako poszukiwane. Przegląd tych sposobów zawiera tablica 6.1.

**Tablica 6.1**

Trzy możliwe podejścia do wyznaczenia nośności granicznej słupa

Sposób	Dane	Szukane	Uwagi
1	$N, M_0$ lub $N, e_0$	$M_R$	ujęcie normowe, np. <i>Eurokod 2</i> [62]
2	$e_0$	$N_R$	ujęcie pożyteczne dla porównania wyników doświadczeń (siły graniczne) z teorią
3	$N, M_0$ lub $N, e_0$	$e_R$	ujęcie raczej niepraktyczne

W prezentowanej tu teorii stosuje się sposób drugi, świadomie rezygnując z zalet sposobu pierwszego. Intencją autora nie jest wyznaczanie krzywych granicznych (inaczej: krzywych interakcji) dla słupów CFST, chociaż w wyniku analizy przeprowadzonej pierwszym sposobem można by je uzyskać. Ich wyznaczenie byłoby jednak zadaniem wtórnym w stosunku do wyznaczenia nośności granicznej  $N_R$ .

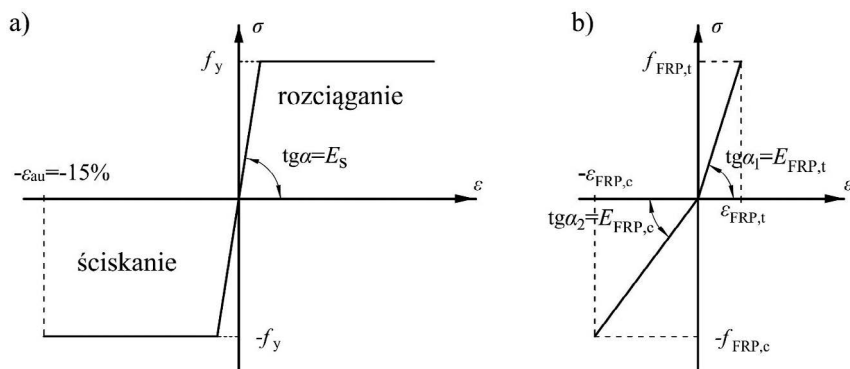
Przy obliczaniu nośności granicznej słupów przyjmuje się następujące założenia:

1. Przekroje płaskie pozostają płaskie.
2. W każdym przekroju poprzecznym odkształcenie rury jest równe odkształceniu stykającego się z nią betonu, zarówno przy ściskaniu, jak i przy rozciąganiu.
3. Pomija się wytrzymałość betonu na rozciąganie.
4. Naprężenia ściskające w betonie wyznacza się w dwóch wariantach, mianowicie na podstawie zależności  $\sigma$ – $\varepsilon$  podanych:
  - w podrozdziale 3.3.2 (zwłaszcza na rys. 3.6), tj. według *Eurokodu 2* [62];
  - w podrozdziale 3.3.3 (zwłaszcza na rys. 3.7), tj. według Wytycznych ACI [8].

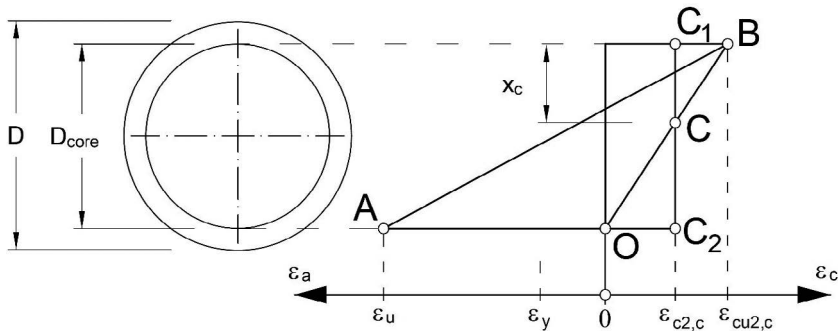
W zależności od wybranego wariantu obliczeń inaczej wyznacza się graniczne skrócenie  $\varepsilon_{cu2,c}$  wywołane ściskaniem betonu.

Znane są: wytrzymałość betonu na ściskanie i moduł sprężystości. Ponieważ program oblicza tylko **doraźną** nośność graniczną słupa, parametry pełzania i skurczu betonu przyjęto jako nieistotne.

5. Naprężenia w stali płaszcza (zarówno ściskające, jak i rozciągające) wyznacza się, stosując model idealnie sprężysto-plastyczny (rys. 6.2a). Znane są: wytrzymałość stali na rozciąganie i ściskanie (jednakowa) oraz moduł sprężystości stali. Odkształcalność graniczną stali  $\varepsilon_{au}$  przyjęto na poziomie 15% dla ściskania i bez ograniczeń dla rozciągania. Poziom odkształcalności granicznej  $\varepsilon_{au} = 15\%$  stali stosowanych w budownictwie narzucają *Eurokod 3* [63] (w punkcie 3.2.2) i *Eurokod 4* [64] (w punkcie 3.3.(1)).
6. Naprężenia w kompozycie płaszcza wyznacza się, stosując model idealnie sprężysty (rys. 6.2b). Znane są wszystkie parametry mechaniczne kompozytu oznaczone na rys. 6.2b.
7. Zbiór rozkładów odkształceń, które mogą powstać w stanie granicznym, przedstawiono na rys. 6.3. Jak widać, średnie skrócenie w przekroju poprzecznym słupa ściskanego siłą przyłożoną wewnątrz rdzenia przekroju nie powinno przekraczać  $\varepsilon_{c2,c}$ .
8. Jak podano w założeniu 4, nośność graniczną słupa można obliczać według dwóch modeli matematycznych betonu skrępowanego. Jeżeli stosuje się model betonu skrępowanego według *Eurokodu 2* [62], to do wyznaczenia zwiększonej wytrzymałości betonu  $f_{cc}$  wykorzystywane są wzory (3.12) i (3.13). Jeżeli natomiast stosuje się model betonu skrępowanego według Wytycznych ACI [8], to używa się wzoru (3.17). Występującą we wszystkich wymienionych wzorach wartość parcia bocznego  $\sigma_2$  płaszcza zewnętrznego na beton oblicza się ze wzoru (3.2).



Rys. 6.2. Przyjęte modele materiału płaszcza słupa CFT: a) stalowego; b) z kompozytu FRP



Rys. 6.3. Przyjęte za *Eurokodem 2* [62] możliwe do uzyskania wynikowe wykresy odkształceń na wysokości przekroju poprzecznego słupa:

A – graniczne wydłużenia materiału rury,

B – graniczne skrócenia betonu rdzenia przy ściskaniu mimośrodkowym,

C, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> – graniczne skrócenia betonu rdzenia przy ściskaniu osiowym

9. Wartość granicznego skrócenia betonu  $\varepsilon_{cu2,c}$  oblicza się również w sposób zależny od przyjętego modelu betonu skrępowanego. W przypadku modelu betonu według Wytycznych ACI [8] stosuje się wzór (3.19). W miejsce współczynnika  $\kappa_\varepsilon$  w tym wzorze wstawia się wartość 1,00. Zgodnie bowiem z przedstawioną w podrozdziale 3.4 interpretacją fizyczną tego współczynnika redukcyjnego powinien on mieć zastosowanie tylko do słupów typu CCCSFW, dla których wytrzymałość obwodową płaszcza FRP bada się metodą *coupon test*, a nie do słupów typu CFFT, dla których wytrzymałość obwodową rury FRP uzyskuje się z badań metodą *split disk*.

Z kolei w przypadku modelu betonu według *Eurokodu 2* [62] wartość  $\varepsilon_{cu2,c}$  oblicza się ze wzoru (3.11). W tym wypadku jednak sprawdza się, czy wzór ten rzeczywiście może zostać wprost zastosowany do wyznaczenia skrajnych odkształceń w rdzeniu betonowym, czy też należy wyznaczoną przezeń wartość obniżyć w związku z przyjętym w założeniu 7 (rys. 6.3) ograniczeniem zbioru dopuszczalnych wykresów odkształceń w przekroju poprzecznym słupa. Zagadnienie to zostanie omówione szerzej w podrozdziale 6.2.2, aby w tym miejscu nie komplikować opisu teorii nośności granicznej słupów CFT.

10. W przypadku modelu betonu według Wytycznych ACI [8] zależność  $\sigma$ – $\varepsilon$  dana jest wzorami (3.14), (3.15) i (3.16). W przypadku modelu betonu według *Eurokodu 2* [62] wartość naprężeń  $\sigma$  oblicza się natomiast zgodnie z rys. 3.6, przy czym w zakresie odkształceń od zera do  $\varepsilon_{c2,c}$  obowiązuje tzw. parabola madrycka [40], narzucona przez *Eurokod 2* dla betonów klas wytrzymałości od C12/15 do C50/60 w punkcie 3.1.7 tejeż normy i dana wzorem:

$$\sigma_c = f_c \left( 2 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2,c}} \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2,c}} \quad (6.1)$$

11. Słup CFT o kołowym przekroju poprzecznym jest podparty obustronnie przegubowo. Znae są jego długość w osiach przegubu  $l_0$  oraz wymiary przekroju: średnica zewnętrzna  $D$  i grubość ścianki rury  $t$ . Betonowy rdzeń słupa nie jest zbrojony prętami.

12. Podobnie jak w *Eurokodzie 2* [62] (punkty 5.2(5), 5.2(7) oraz 6.1(4) te same normy), minimalny mimośród obciążenia równy jest najmniejszej z trzech następujących wartości:  $D/30$ , 2 cm oraz suma mimośrodu statycznego  $e_0$  i mimośrodu  $e_i$  wynikającego z niezamierzonego wychylenia słupa od pionu. Mimośród  $e_i$  oblicza się ze wzoru 5.2 w *Eurokodzie 2*. Dla słupa wydzielonego o wysokości nieprzekraczającej 3,00 m mimośród  $e_i$  równy jest  $1/400$  długości teoretycznej  $l$  słupa.
13. Obliczona zgodnie z założeniem 8 wartość zwiększonej wytrzymałości betonu  $f_{cc}$  jest następnie redukowana zależnym od mimośrodu obciążenia  $e_{tot}$  współczynnikiem  $(1 - 10 \cdot e_{tot}/D)$ . Sens fizyczny tego współczynnika, jednakowego dla obu modeli betonu, a zaczerpniętego z *Eurokodu 4* [64], wyjaśniono w opisie wzoru (3.9). Jak zaznaczono w rozdziale 3.3.2, podobny współczynnik redukcyjny był stosowany w przepisach polskiej normy [57] projektowania konstrukcji betonowych z 2002 roku, obowiązującej w naszym kraju bezpośrednio przed wprowadzeniem *Eurokodów*. Dla mimośrodów  $e_{tot}$  o wartościach przekraczających  $D/10$  pozytywny efekt stanu przestrzennego ściskania w rdzeniu betonowym jest pomijany.
14. Wpływ smukłości na nośność graniczną słupa uwzględnia się metodą nominalnej sztywności, opisaną w podrozdziale 4.3.3. Całkowity mimośród obciążenia oblicza się zatem z wzorów (4.26) i (4.27). Występującą tam siłę krytyczną  $P_E$  oblicza się według obowiązującego w *Eurokodzie 2* [62] wzoru:

$$P_E = \frac{\pi^2}{l^2} (k_1 \cdot k_2 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_{tube} \cdot I_{tube}) \quad (6.2)$$

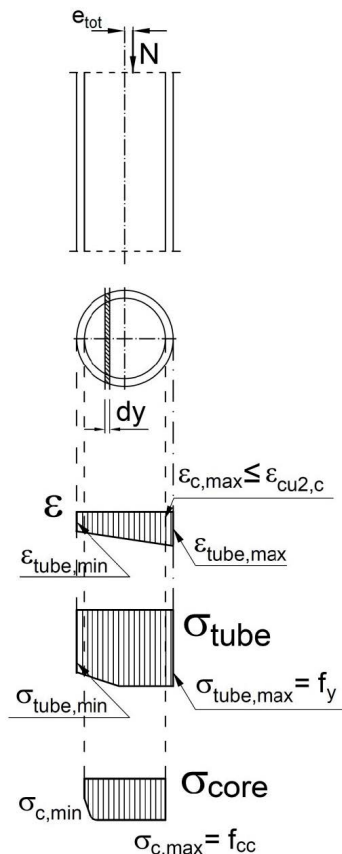
W powyższym wzorze współczynnik  $k_1$ , dany wzorem:

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_c}{20}} \quad [\text{MPa}] \quad (6.3)$$

uwzględnia wpływ klasy wytrzymałości betonu, a współczynnik  $k_2$ , dany wzorem:

$$k_2 = \frac{N}{A_c \cdot f_c} \cdot \frac{\lambda}{170} \quad (6.4)$$

uwzględnia wpływ siły podłużnej  $N$  i smukłości  $\lambda$  słupa na jego nośność krytyczną. Smukłość słupa o kołowym przekroju poprzecznym wyznacza się ze znanego z wytrzymałości materiałów wzoru:



Rys. 6.4. Stan graniczny przekroju poprzecznego słupa CFST

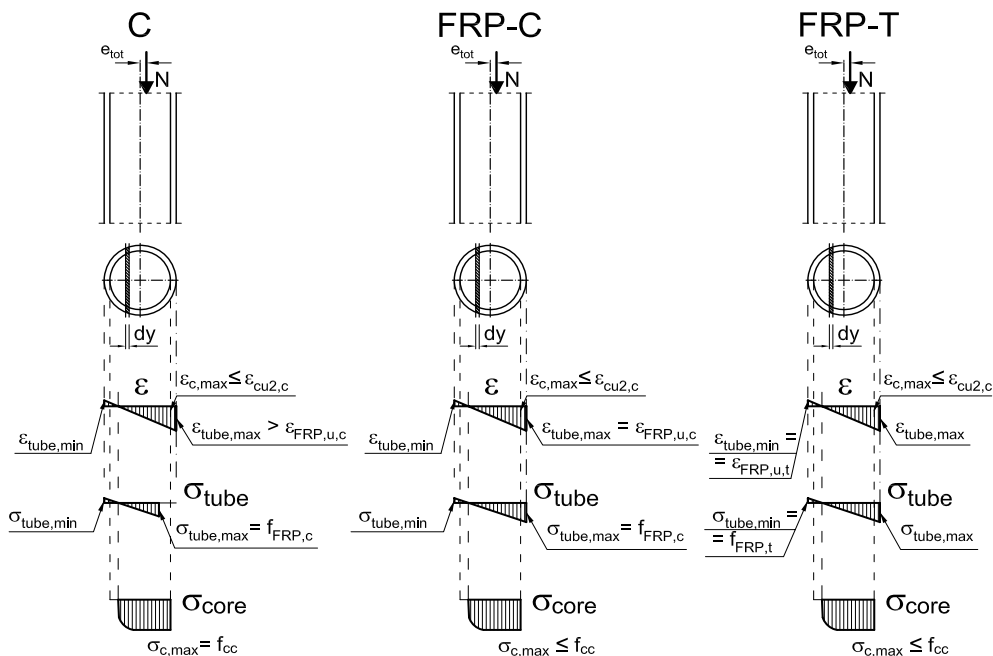
$$\lambda = \frac{4l}{D} \quad (6.5)$$

15. Słupy CFST ulegają zniszczeniu przez osiągnięcie granicznego skrócenia betonu  $\varepsilon_{cu2,c}$  po bardziej ściskanej stronie przekroju poprzecznego. Wartość  $\varepsilon_{cu2,c}$  oblicza się zgodnie z założeniem 9. W przypadku gdyby obliczona wartość  $\varepsilon_{cu2,c}$  przekraczała poziom dopuszczalnych podłużnych skróceń granicznych w stalowym płaszczu  $\varepsilon_{au} = 15\%$  (założenie 5), przyjmuje się  $\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{au} = 15\%$ . Dodatkowy komentarz na ten temat zamieszczono w podrozdziale 6.2.3. Na rys. 6.4 przedstawiono wykresy odkształceń  $\varepsilon$  oraz naprężeń w płaszczu  $\sigma_{tube}$  i naprężeń w betonie  $\sigma_{core}$  w stanie granicznym słupa CFST. Rysunek ten ilustruje zarazem mechanizm zniszczenia słupa CFST.

Dla słupów CFST rozważa się natomiast trzy następujące mechanizmy zniszczenia:

- wyczerpanie nośności betonu na ściskanie podłużne, dalej oznaczane symbolem C;
- wyczerpanie nośności kompozytu na ściskanie podłużne, dalej oznaczane symbolem FRP-C;
- wyczerpanie nośności kompozytu na rozciąganie podłużne, dalej oznaczane symbolem FRP-T.

Pośród trzech wartości nośności granicznej słupa obliczonych dla poszczególnych mechanizmów wybiera się wartość największą i przyjmuje ją za ostateczną nośność graniczną. Szczegóły tego zagadnienia zostaną przedstawione szerzej w podrozdziale 6.2.3. Na rys. 6.5 zaprezentowano wykresy odkształceń  $\varepsilon$  oraz naprężeń  $\sigma_{tube}$  i  $\sigma_{core}$  w stanie granicznym słupa CFST dla każdego z trzech możliwych do zaistnienia mechanizmów zniszczenia słupa CFST.



Rys. 6.5. Trzy mechanizmy zniszczenia słupa CFST uwzględnione w teorii nośności granicznej słupów CFT



Poza wszystkimi wymienionymi założeniami obowiązuje oczywiście założenie, że w każdym przekroju poprzecznym słupa siły wewnętrzne spełniają warunki równowagi.

Jak widać na rys. 6.4 i 6.5, obliczając nośność graniczną słupa CFT, wartości skróceń po stronie bardziej ściskanej przekroju słupa  $\varepsilon_{c,max}$  i  $\varepsilon_{tube,max}$  należy przyjmować *a priori* na najwyższym możliwym poziomie, odpowiednio dla betonu rdzenia lub dla materiału płaszcz. Trzeba precyzyjnie wyjaśnić, co oznacza najwyższy możliwy poziom skróceń, zarówno dla płaszcz, jak i dla rdzenia słupa. W podrozdziale 6.2.2 zagadnienie to zostanie omówione w odniesieniu do betonu rdzenia, natomiast w podrozdziale 6.2.3 – w odniesieniu do materiału płaszcz.

### 6.2.2. Ograniczenie skróceń podłużnych betonu w przekroju poprzecznym słupa w modelu betonu według Eurokodu 2

W chwili osiągnięcia stanu granicznego nośności betonowego rdzenia słupa CFT skrócenia podłużne  $\varepsilon_{c,max}$  w najbardziej ściskanym punkcie przekroju poprzecznego tego rdzenia (na rys. 6.4 i 6.5 po prawej stronie) osiągają wartość  $\varepsilon_{cu2,c}$ . Omawiając założenia teorii nośności granicznej słupów CFT, w założeniu 9 zaznaczono, że w przypadku stosowania modelu betonu skrępowanego według Eurokodu 2 wartość  $\varepsilon_{cu2,c}$  oblicza się ze wzoru (3.11), o ile wzór ten może zostać zastosowany wprost. Otóż w pewnych przypadkach wartość tę należy obniżyć.

Na rys. 6.3 przedstawiono (za Eurokodem 2 [62]) wykresy odkształceń w przekroju poprzecznym słupa możliwe do zaistnienia w jego stanie granicznym nośności. Jak widać, możliwe są trzy następujące przypadki:

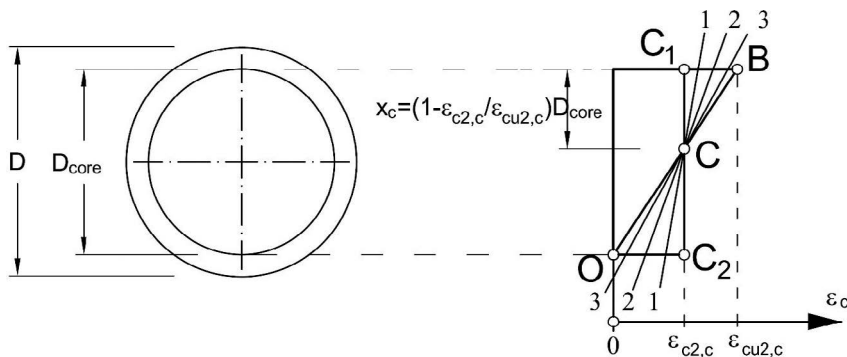
- ściskanie **osiowe** – linia  $C_1C_2$ ;
- ściskanie **na znacznych mimośrodkach** – obszar między liniami BA i BO;
- ściskanie **na nieznacznych mimośrodkach** – linie przechodzące przez punkt C i znajdujące się w obszarach między liniami  $C_1C_2$  i BO.

W przypadku ściskania **osiowego** skrócenia betonu mogą osiągnąć poziom co najwyżej  $\varepsilon_{cu2,c}$  według zaczerpniętych z Eurokodu 2 [62] wzorów (3.10), (3.12) i (3.13) (por. rys. 3.6). Zastosowane w tych wzorach efektywne poprzeczne naprężenie ściskające  $\sigma_2$ , generowane przez płaszcz w stanie granicznym nośności, oblicza się według klasycznego wzoru (3.2), a więc przy założeniu, że naprężenia obwodowe w płaszczu osiągają wytrzymałość obwodową materiału płaszcz. Jednocześnie w omawianym przypadku ściskania idealnie osiowego skrócenia w materiale rury nie mogą przekroczyć poziomu  $\varepsilon_{au}$  dla stali lub  $\varepsilon_{FRP,u,c}$  dla materiału FRP. Ostatecznie wielkość skróceń  $\varepsilon_{c,max}$  w stanie granicznym nośności słupa CFST determinowana jest przez materiał najmniej odkształcalny. Dla słupów CFFT natomiast osobno rozważa się przekroczenie dopuszczalnych skróceń w rdzeniu i w płaszczu, klasyfikując je do dwóch różnych mechanizmów zniszczenia (oznaczonych na rys. 6.5 symbolami C i FRP-C). Myśl ta zostanie rozwinięta w podrozdziale 6.2.3.

W przypadku, gdy siła ściskająca w przekroju słupa oddziałuje **na znacznym mimośrodku** (na rys. 6.3 obszar między liniami BA i BO), skrócenia betonu mogą osiągnąć w stanie granicznym nośności słupa poziom co najwyżej  $\varepsilon_{cu2,c}$ , dany wspomnianym wzorem (3.11). Warto zauważyć, że dla bardzo grubych płaszcz obliczony według wzoru (3.11)

poziom skróceń  $\varepsilon_{cu2,c}$  w betonie może osiągać nierealne wartości. W takich przypadkach dla słupów CFST decyduje odkształcalność graniczna stalowego płaszcza na poziomie  $\varepsilon_{au} = 15\%$ , co zapisano w założeniu 15 przedstawianej tu teorii. Dla słupów CFFT natomiast osobno rozważa się trzy mechanizmy zniszczenia, co wyjaśniono w tym samym założeniu 15, jak również na rys. 6.5. Zagadnienie to zostanie szerzej omówione w podrozdziale 6.2.3.

We wszystkich przypadkach ściskania **na nieznacznym mimośrodzie** (na rys. 6.3 obszar między liniami  $C_1C_2$  i BO) w mocy pozostaje założenie o nieprzekraczaniu poziomu  $\varepsilon_{au}$  przez skrócenia stali płaszcza oraz poziomu  $\varepsilon_{FRP,u,c}$  przez skrócenia materiału FRP płaszcza (dla mechanizmu zniszczenia FRP-C), dla betonu zaś obowiązuje zaokrąglone ograniczenie skróceń do pewnego poziomu (nazwijmy go  $\max \varepsilon_{c,max}$ ), zawierającego się w obszarze pomiędzy  $\varepsilon_{c2,c}$  i  $\varepsilon_{cu2,c}$ . W myśl założeń *Eurokodu 2* [62] wartość odkształceń skrajnych  $\varepsilon_{c,max}$  w betonie rdzenia po jego bardziej ściskanej stronie uzależniona jest bowiem od wartości odkształceń  $\varepsilon_{c,min}$  w betonie rdzenia po stronie mniej ściskanej. Zależność ta, przedstawiona schematycznie na rys. 6.3, jest wyraźniej widoczna na rys. 6.6.



Rys. 6.6. Przyjęta za *Eurokodem 2* [62] zasada ograniczania odkształceń betonu stosowana, gdy na całej wysokości przekroju występuje ściskanie Linie 1, 2 i 3 reprezentują przykładowe możliwe wykresy odkształceń w przekroju słupa

Stan odkształceń przekroju poprzecznego ma spełniać postulat nieprzekroczenia wartości  $\varepsilon_{c2,c}$  (wyznaczonej według wzoru (3.10)) w punkcie C. Punkt C leży na przecięciu linii BO z linią  $C_1C_2$  i w zależności od proporcji między wartościami  $\varepsilon_{c2,c}$  oraz  $\varepsilon_{cu2,c}$  może się znajdować bliżej punktu  $C_1$  lub punktu  $C_2$ . Odległość  $x_c$  punktu C od punktu  $C_1$  można wyznaczyć z prostej proporcji (por. rys. 6.6):

$$\frac{\varepsilon_{cu2,c}}{D_{core}} = \frac{\varepsilon_{cu2,c} - \varepsilon_{c2,c}}{x_c} \quad (6.6)$$

Stąd:

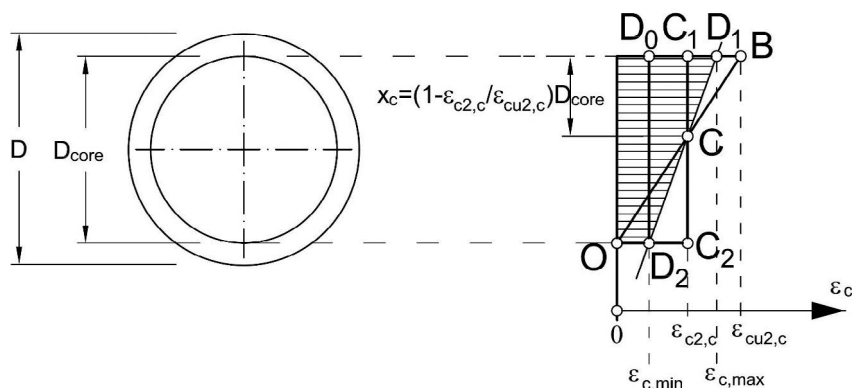
$$x_c = \frac{\varepsilon_{cu2,c} - \varepsilon_{c2,c}}{\varepsilon_{cu2,c}} \cdot D_{core} = \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2,c}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) \cdot D_{core} \quad (6.7)$$

co oznaczono na rys. 6.6.

Zilustrowana na rys. 6.6 współzależność pomiędzy odkształceniami  $\varepsilon_{c,max}$  i  $\varepsilon_{c,min}$  w rdzeniu betonowym słupa CFT w jego stanie granicznym nośności została wzięta pod uwagę w omawianej teorii nośności granicznej słupów CFT. Otóż zakłada się, że wartość  $\varepsilon_{c,min}$  będzie przyjmowana przez program komputerowy, następnie na jej podstawie obliczana będzie wartość  $\varepsilon_{c,max}$  i wtedy sprawdzane będą warunki równowagi sił normalnych i momentów zginających w przekroju słupa. W razie ich niespełnienia przyjmowana będzie nowa wartość  $\varepsilon_{c,min}$ , na jej podstawie obliczana będzie nowa wartość  $\varepsilon_{c,max}$  i ponownie sprawdzane będą warunki równowagi. Ta iteracyjna procedura wymaga sformułowania zależności pomiędzy skróceniami  $\varepsilon_{c,min}$  i  $\varepsilon_{c,max}$  na przeciwległych krańcach przekroju poprzecznego rdzenia betonowego.

Sformułowanie to przedstawiono poniżej, a ilustracją do niego jest rys. 6.7, stanowiący kontynuację myśli zaprezentowanej na rys. 6.6. Otóż założmy, że wynikowy wykres odkształceń w przekroju słupa będzie zgodny z linią 2 na rys. 6.6. Punkty przecięcia tej linii z liniami odniesienia oznaczmy przez  $D_1$  i  $D_2$ . Szukaną współzależność między  $\varepsilon_{c,max}$  i  $\varepsilon_{c,min}$  można wyrazić matematycznie, wykorzystując podobieństwo trójkątów  $CC_1D_1$  i  $D_2D_0D_1$ :

$$\frac{\varepsilon_{c,max} - \varepsilon_{c2,c}}{x_c} = \frac{\varepsilon_{c,max} - \varepsilon_{c,min}}{D_{core}} \quad (6.8)$$



Rys. 6.7. Stan odkształceń ściskanego słupa CFT w konwencji Eurokodu 2 [62], w przypadku gdy na całej wysokości przekroju występuje ściskanie

Wstawiając do powyższej proporcji zależność (6.7), otrzymuje się:

$$\frac{\varepsilon_{c,max} - \varepsilon_{c2,c}}{\frac{\varepsilon_{cu,2c} - \varepsilon_{c2,c}}{\varepsilon_{cu,2c}} D_{core}} = \frac{\varepsilon_{c,max} - \varepsilon_{c,min}}{D_{core}} \quad (6.9)$$

Po obustronnym wymnożeniu przez  $D_{core}$  i uporządkowaniu ułamka piętrowego po lewej stronie równania otrzymamy:

$$\frac{(\varepsilon_{c,max} - \varepsilon_{c2,c}) \cdot \varepsilon_{cu,2c}}{\varepsilon_{cu,2c} - \varepsilon_{c2,c}} = \varepsilon_{c,max} - \varepsilon_{c,min} \quad (6.10)$$

Po uporządkowaniu wyrażenie przybierze postać:

$$\varepsilon_{c,max} \cdot \varepsilon_{cu2,c} - \varepsilon_{c2,c} \cdot \varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{c,max} \cdot \varepsilon_{cu2,c} - \varepsilon_{c,max} \cdot \varepsilon_{c2,c} - \varepsilon_{c,min} \cdot \varepsilon_{cu2,c} + \varepsilon_{c,min} \cdot \varepsilon_{c2,c} \quad (6.11)$$

w której poprzez skreślenie zaznaczono już zredukowane składniki. Po obustronnym podzieleniu równania przez  $\varepsilon_{c2,c}$  i dalszym uporządkowaniu wyrażenia otrzymamy następującą zależność między wartościami skrótów  $\varepsilon_{c,min}$  i  $\varepsilon_{c,max}$  na przeciwległych krańcach przekroju poprzecznego rdzenia betonowego:

$$\varepsilon_{c,max} = \varepsilon_{cu2,c} + \varepsilon_{c,min} - \frac{\varepsilon_{cu2,c}}{\varepsilon_{c2,c}} \cdot \varepsilon_{c,min} \quad (6.12)$$

### 6.2.3. Ograniczenie odkształceń podłużnych płaszczka w przekroju poprzecznym słupa

Jak przyjęto w założeniu 6 teorii nośności granicznej słupów CFT (podrozdział 6.2.1), dla płaszczka z kompozytu FRP wprowadza się ograniczenie odkształceń podłużnych. Konsekwencją tego założenia jest konieczność rozważenia dla słupów CFFT innych mechanizmów zniszczenia niż dla słupów CFST. O mechanizmach tych mówi założenie 15, nadając im konkretne oznaczenia. Na rys. 6.1 przedstawiono schematycznie trzy rozważane mechanizmy wraz z ich oznaczeniami. Na rys. 6.4 i 6.5 zilustrowano wykresy odkształceń i naprężeń w przekroju poprzecznym słupa CFT, powstających w poszczególnych mechanizmach w stanie granicznym słupa.

Pierwszy z mechanizmów, oznaczony symbolem C, jest jedynym mechanizmem zniszczenia słupa CFST. W betonie rdzenia osiągnane są graniczne skrócenia  $\varepsilon_{cu2,c}$ , w materiale płaszczka nie dochodzi zaś do przekroczenia dopuszczalnych skrótów lub wydłużeń. Wynika to z założenia 5. Oznaczenie tego mechanizmu literą C nawiązuje do angielskiego słowa *concrete* – beton. O nośności granicznej słupa decyduje w tym mechanizmie właśnie beton rdzenia. Należy dodać, że beton ten do końca pozostaje w stanie trójosiowego ściskania (o ile całkowity mimośród  $e_{tot}$  obciążenia nie przekracza wartości  $D/10$  – por. założenie 13) i w związku z tym w stanie granicznym przenosi naprężenia ściskające o wartości  $f_{cc}$ .

Mechanizm C zachodzi w słupach CFFT nie tylko w sytuacji opisanej powyżej, tj. gdy w kompozycie płaszczka nie doszło do przekroczenia odkształceń granicznych. Mechanizm C zaistnieje w słupie CFFT również wtedy, gdy kompozyt rury utraci nośność na ściskanie czy na rozciąganie podłużne (tj.  $|\varepsilon_{tube,max}| > |\varepsilon_{FRP,u,c}|$  i/lub  $|\varepsilon_{tube,min}| > |\varepsilon_{FRP,u,t}|$ ). Jak zaznaczono w poprzednim akapicie, w mechanizmie C zakłada się, że beton rdzenia cechuje się wciąż zwiększoną wytrzymałością na ściskanie  $f_{cc}$ . Jest to możliwe, ponieważ kompozyt, mimo ewentualnej utraty nośności na ściskanie i/lub rozciąganie podłużne, wciąż zachowuje nośność na rozciąganie obwodowe. Sytuacja taka może mieć miejsce w przypadku rur o nawoju obwodowym i zbliżonym do obwodowego. Wzdłużne odkształcenia graniczne takich kompozytów są na niskim poziomie i szybko mogą zostać przekroczone. Płaszcz FRP przestaje wtedy przenosić naprężenia podłużne, a jednak może wciąż pracować w kierunku obwodowym i wzbudzać w betonie rdzenia trójosiowy stan naprężeń, zwiększając tym

samym jego wytrzymałość. Chociaż sytuacja taka nie powinna zaistnieć w praktycznych zastosowaniach słupów CFFT, to jednak została uwzględniona w prezentowanej tu teorii oraz w programie komputerowym. Decyduje ona bowiem o rzeczywistej nośności doraźnej słupa CFFT. Przypadek taki zaistniał w autorskich badaniach eksperymentalnych (opisanych w rozdziale 5), które w podrozdziale 7 zostaną wykorzystane do weryfikacji zaproponowanej metody obliczeń. Taki właśnie był mechanizm zniszczenia słupa przedstawionego na rys. 5.45c–e.

Istnieje też możliwość odmienna, mianowicie taka, że po osiągnięciu przez kompozyt odkształcalności granicznej przy ściskaniu  $\varepsilon_{FRP,u,c}$  płaszcz ten przestanie oddziaływać krępująco (inaczej: uzwajająco) na beton rdzenia. Sytuacja taka jest prawdopodobna zwłaszcza dla kompozytów o małym kącie  $\theta$  nawoju włókien, dochodzi bowiem wówczas do powstania ukośnych pęknięć matrycy żywicznej i dalsze oddziaływanie krępujące płaszcza na beton jest niemożliwe. Taki mechanizm zniszczenia wystąpił w autorskich badaniach eksperymentalnych w słupie przedstawionym na rys. 5.45a. W mechanizmie tym zakłada się zatem, że nośność graniczna słupa zostaje osiągnięta z chwilą zrównania się odkształceń płaszcza  $\varepsilon_{tube,max}$  po bardziej ściskanej stronie przekroju z wartością granicznych skróceń kompozytu  $\varepsilon_{FRP,u,c}$ . Jednocześnie zakłada się – analogicznie jak w mechanizmie C – zwiększenie wytrzymałości betonu rdzenia z tytułu stanu trójosiowego ściskania do wartości  $f_{cc}$ . Mechanizm ten oznaczono symbolem FRP-C, w którym litera C nawiązuje do angielskiego słowa *compression* – ściskanie.

Do dwóch opisanych przypadków stanu granicznego nośności słupa CFFT należy dołączyć jeszcze trzeci, w którym wyczerpanie nośności płaszcza na rozciąganie wzdłużne wyklucza możliwość przenoszenia przez słup siły ściskającej przyłożonej na znacznym mimośrodku, zwłaszcza zlokalizowanej poza rdzeniem tego słupa. Dla słupa pozbawionego prętów wewnątrz rdzenia płaszcz stanowi bowiem jedyne zbrojenie podłużne, beton zaś – w myśl założenia 3 w podrozdziale 6.2.1 – nie przenosi naprężeń rozciągających. Na obecnym etapie rozwoju teorii nośności granicznej słupów CFT oraz programu komputerowego autor nie uwzględnia jeszcze obecności prętów zbrojenia podłużnego w betonowym rdzeniu słupa. W omawianym mechanizmie dochodzi do niewielkiego lub wręcz nie dochodzi do żadnego wzrostu wytrzymałości betonu rdzenia, ponieważ, zgodnie z założeniem 13 z podrozdziału 6.2.1, znaczny mimośród siły ściskającej niweluje (całkowicie lub częściowo) pozytywny efekt przestrzennego stanu naprężeń ściskających w betonie rdzenia. Trzeci mechanizm zniszczenia oznaczono symbolem FRP-T, w którym litera T jest skrótem od angielskiego słowa *tension* – rozciąganie.

Dla słupów CFFT należy rozważać każdy z trzech omówionych mechanizmów zniszczenia. Niektóre z nich mogą być nierzeczywiste: wówczas siła normalna i moment zginający oddziałujące na przekrój poprzeczny słupa nie będą równoważone przez naprężenia panujące w betonie rdzenia i w płaszczu. W takim przypadku z obliczeń nie otrzymuje się żadnej wartości nośności granicznej i danego mechanizmu się nie uwzględnia.

W sytuacji, gdy równowaga sił wewnętrznych i naprężeń w przekroju poprzecznym słupa jest spełniona dla dwóch lub trzech mechanizmów zniszczenia, spośród wartości nośności granicznej słupa CFFT obliczonych dla poszczególnych mechanizmów wybiera

się (zgodnie z założeniem 15 z podrozdziału 6.2.1) wartość największą i przyjmuje się ją za ostateczną nośność słupa. Nie decyduje najmniejsza wartość nośności z powodów analogicznych jak w zagadnieniu nośności na zginanie statycznie niewyznaczalnych belek z materiału idealnie sprężysto-plastycznego. W zagadnieniu tym rozważa się powstawanie kolejnych przegubów plastycznych, które osłabiają konstrukcję belki, zmniejszając stopień jej statycznej niewyznaczalności, nie prowadząc jednak do utraty jej geometrycznej niezmienności. Dopiero powstanie ostatniego przegubu plastycznego (już w belce statycznie wyznaczalnej) prowadzi do zniszczenia konstrukcji. Podobnie zakłada się w teorii nośności granicznej słupów CFT: jeżeli obliczona dla jednego z mechanizmów zniszczenia nośność graniczna  $N_{R1}$  jest mniejsza niż nośność  $N_{R2}$  obliczona dla drugiego mechanizmu, oznacza to, że po przekroczeniu wartości siły zewnętrznej ponad  $N_{R1}$  stan odkształceń i naprężeń w przekroju poprzecznym słupa zmieni się i dostosuje do drugiego z rozważanych mechanizmów. Słup nie dozna zniszczenia według pierwszego z mechanizmów, lecz według drugiego lub trzeciego.

Na zakończenie rozważań dotyczących mechanizmów zniszczenia słupów CFT warto wrócić do poruszonego na wstępie tego podrozdziału przypadku słupów CFST. W przypadku tym uwzględnienie drugiego i trzeciego mechanizmu zniszczenia nie jest konieczne. Naprężenia podłużne (zarówno ściskające, jak i rozciągające) w dowolnym rozpatrywanym punkcie przekroju poprzecznego płaszcza stalowego nie ulegają bowiem zmianie wraz z przyrostem obciążenia od chwili, kiedy w punkcie tym zostanie osiągnięty poziom odkształceń plastycznych. Można to zaobserwować na rys 6.4, chociaż przedstawia on tylko przykładowy wykres odkształceń i naprężeń w stali płaszcza słupa CFST w jego stanie granicznym. Rozpatrywanie utraty nośności płaszcza stalowego na skutek jego zerwania (tj. osiągnięcia w nim odkształceń granicznych  $\varepsilon_{au}$  po stronie rozciąganej) nie jest konieczne, podobnie jak w przypadku prętów zbrojeniovych słupów żelbetowych. Przyjęty w założeniu 5 teorii nośności granicznej słupów CFT (podrozdział 6.2.1) poziom granicznych skróceń płaszcza stalowego  $\varepsilon_{au} = 15\%$  jest około 20,8-krotnie większy od poziomu podłużnych skróceń granicznych  $\varepsilon_{FRP,u,c}$  dla kompozytu najbardziej odkształcalnego na ściskanie spośród trzech badanych w niniejszej pracy (tabl. 5.5) oraz około 9,4-krotnie większy od poziomu podłużnych wydłużeń granicznych  $\varepsilon_{FRP,u,t}$  dla kompozytu najbardziej odkształcalnego na rozciąganie spośród trzech badanych w niniejszej pracy (tabl. 5.8).

Omówione mechanizmy niszczenia były obserwowane przez autora w prowadzonych w ostatnich latach na Politechnice Gdańskiej badaniach eksperymentalnych słupów CFST i CFFT. Obserwacje te mogą stanowić potwierdzenie klasyfikacji mechanizmów niszczenia słupów CFT przyjętej w niniejszej teorii. Otóż w żadnym z badań 21 słupów CFST o stosunku wysokości  $l$  do średnicy  $D$  wynoszącym około 10 [3] oraz 24 słupów CFST o stosunku  $l/D$  wynoszącym około 13 [5] nie stwierdzono (nie licząc efektów lokalnych) osiągnięcia odkształceń granicznych  $\varepsilon_{au}$  w stalowym płaszczu w jego kierunku podłużnym. Jednocześnie w większości badań zaprezentowanych w niniejszej pracy, przeprowadzonych na słupach CFFT o stosunku  $l/D$  wynoszącym około 10, stwierdzono osiągnięcie skróceń granicznych  $\varepsilon_{FRP,u,c}$  lub wydłużeń granicznych  $\varepsilon_{FRP,u,t}$  w płaszczu w jego kierunku podłużnym. Należy dodać, że odkształcenia graniczne kompozytu osiągniano najczęściej w fazie pokrytycznej eksperymentu, której przebieg nie odbiegał jednak znacząco od przebiegu

fazy pokrytycznej w eksperymentach ze słupami CFST. W przypadku słupów CFFT osiągnięcie odkształceń granicznych stwierdzano na podstawie pomiarów tensometrycznych albo na podstawie obserwacji wizualnej. Dla przykładu, pomiary tensometryczne wykazały przekroczenie skróceń granicznych kompozytu w słupie ściskanym osiowo o kącie nawoju włókien  $\theta = 85^\circ$  (por. rys. 5.46c i tabl. 5.5). Z kolei obserwacje wizualne wykazały przekroczenie skróceń i wydłużeń granicznych kompozytu w tym samym słupie (rys. 5.44c–e) oraz przekroczenie jednej lub obydwu spośród wyżej wymienionych odkształcalności granicznych kompozytu w słupie ściskanym osiowo o kącie nawoju włókien  $\theta = 20^\circ$  (rys. 5.44a).

### 6.3. Program komputerowy do obliczania siły granicznej

#### 6.3.1. Algorytm programu

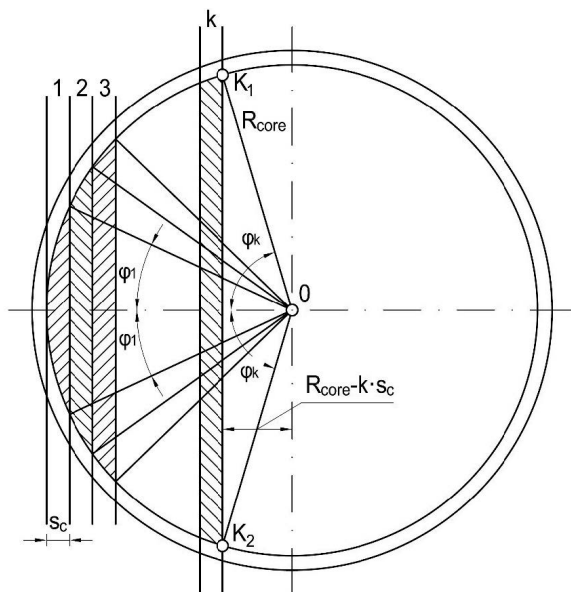
Do rozpoczęcia obliczeń w programie niezbędne jest podanie przez użytkownika danych wejściowych, do których należą dane geometryczne słupa i jego przekroju poprzecznego oraz parametry wytrzymałościowe jego materiałów składowych, tj. betonu oraz stali lub FRP. Do danych wejściowych należy ponadto wartość odkształcenia  $\varepsilon_{c,min}$  skrajnego włókna betonowego słupa po stronie rozciąganej, względnie: mniej ściskanej (na wykresach odkształceń z rys. 6.4 i 6.5 na lewym skraju rdzenia betonowego). Użytkownik musi zadeklarować wstępną wartość  $\varepsilon_{c,min}$ . W komórkę odpowiadającą temu odkształceniu należy wpisać liczbę, która ma fizyczne uzasadnienie. Może to być wartość dodatnia (oznaczająca w konwencji programu ściskanie) lub ujemna (rozciąganie). Poprawne, a przy tym wygodne w obsłudze programu jest przyjęcie przez użytkownika wartości zero.

W celu obliczenia nośności ściskanego słupa CFT program komputerowy dzieli na 50 pasków o równej szerokości przekrój kołowy zarówno rdzenia betonowego, jak i płaszcz zewnętrznego. Paski te, nazywane dalej w pracy paskami elementarnymi, mają mniejszą szerokość dla rdzenia (oznaczenie:  $s_r$ ) niż dla płaszcz (oznaczenie:  $s_p$ ) z racji innej średnicy zewnętrznej rdzenia i płaszcz. Na rys. 6.8 przedstawiono schemat podziału betonowego rdzenia słupa CFT na paski elementarne. Analogiczny podział przyjęto dla płaszcz, przy czym uwzględniono fakt, że po podziale płaszcz o dużej grubości niektóre paski elementarne będą pojedynczą figurą, a inne będą się składać z dwóch części, rozdzielonych od siebie wyciętym fragmentem rdzenia betonowego.

Jak wyjaśniono w podrozdziale 4.3, przedstawiając przegląd normalizacji projektowania słupów z betonu, przepisy normowe (np. *Eurokod 2* [62]) dopuszczają stosowanie dwóch uproszczonych metod analitycznych: nominalnej sztywności i nominalnej krzywizny. W teorii nośności granicznej słupów CFT (i konsekwentnie w programie) wykorzystano pierwszą z wymienionych metod (założenie 14 w podrozdziale 6.2.1). Jest to zarazem metoda zalecana przez *Eurokod 4* [64] jako zasadnicza metoda uproszczona. Polega ona na iteracyjnym wyznaczaniu mimośrodowo obciążenia wywołanego efektami drugiego rzędu. Otóż wyznaczając nośność mimośrodowo ściskanego słupa o zadanym przekroju poprzecznym i zbrojeniu podłużnym (którym dla słupa CFT jest w przedstawionej teorii wyłącznie płaszcz kompozytowy), wyznacza się w drodze iteracji przyrost mimośrodowo pierwszego rzędu wywołany ugięciem słupa. Im większe bowiem obciążenie przyłożone do



słupa, tym większe jego ugięcie, czyli mimośród drugiego rzędu. Im większy zaś mimośród drugiego rzędu, tym mniejsza nośność słupa. Nośność graniczną smukłego słupa ściskanego mimośrodowo oblicza się zatem w stanie osiągnięcia maksymalnego wyężenia betonu i płaszcza kompozytowego przy uwzględnieniu obu mimośrodów: pierwszego i drugiego rzędu. Z racji jednak nieliniowej zależności pomiędzy siłą ściskającą słup a jego ugięciem w obliczeniach tych stosuje się iterację. Jej przebieg zostanie opisany dalej w kolejnych punktach: od 1 do 8.



Rys. 6.8. Schemat podziału przekroju poprzecznego rdzenia betonowego słupa CFT na paski elementarne według zasady przyjętej w autorskim programie komputerowym

Podstawową zasadą działania programu jest sprawdzenie równowagi zewnętrznej siły  $N$  ściskającej słup, przyłożonej na mimośrodku  $e_{tot}$ , z odpowiadającymi jej wewnętrznymi siłami ściskającymi, działającymi na mimośrodkach względem osi słupa w poszczególnych paskach elementarnych. Sprawdzenia tego dokonuje się przy założeniu, że w danej chwili do słupa przyłożona jest maksymalna siła, jaką może przenieść, to znaczy siła równa jego nośności granicznej. W wielkości mimośrodu  $e_{tot}$  ujęte są efekty drugiego rzędu.

Zasadę działania bloku programu obliczającego nośność słupów CFST przedstawiono na rys. 6.4. Jak wyjaśniono w podrozdziale 6.2.3, dla słupów CFST obowiązuje jeden mechanizm zniszczenia: wyczerpanie nośności betonu na ściskanie. W omawianej teorii mechanizm ten oznacza się symbolem C. Na przykładzie tego właśnie mechanizmu najłatwiej będzie prześledzić zastosowane w programie komputerowym iteracyjne rozwiązanie nieliniowości geometrycznej i materiałowej, z jakimi mamy do czynienia w obliczaniu nośności granicznej betonowego słupa ściskanego mimośrodowo. Dwa pozostałe mechanizmy zniszczenia, specyficzne tylko dla słupów CFFT, wraz z ich implementacją w programie komputerowym zostaną przedstawione w drugiej kolejności.

Iteracja przebiega w opisanych poniżej ośmiu krokach:

1. Program automatycznie oblicza zwiększoną wytrzymałość  $f_{cc}$  betonu rdzenia z tytułu panującego w nim stanu trójosiowego ściskania. Stosuje się wzory podane w założeniu 8 w rozdziale 6.2.1. Wyznaczoną wytrzymałość program redukuje z tytułu mimośrodowego działania siły, zgodnie z założeniem 13. Wielkość mimośrodowego program przyjmuje według założenia 12.
2. Zakłada się, że w najbardziej ściskanym punkcie przekroju poprzecznego rdzenia betonowego (na rys. 6.4 i 6.5 na prawym skraju rdzenia betonowego) osiągnięta zostaje graniczna wartość odkształceń ściskających. Przyrównuje się zatem  $\varepsilon_{c,max}$  do  $\varepsilon_{cu2,c}$  obliczonego zgodnie z założeniem 9.
3. Na podstawie wyznaczonego w drugim punkcie iteracji odkształcenia  $\varepsilon_{c,max}$  oraz wstępnie przyjętego przed iteracją, zaraz po wpisaniu danych geometrycznych i parametrów materiałowych słupa, odkształcenia  $\varepsilon_{c,min}$  przyjmowany jest wykres odkształceń  $\varepsilon$  w przekroju poprzecznym słupa. Wykres ten jest prostoliniowy (rys. 6.4 i 6.5), zgodnie z zasadą płaskich przekrojów. Dysponując tak przyjętym wykresem odkształceń  $\varepsilon$  w przekroju betonowego rdzenia i płaszcza zewnętrznego, program oblicza wartość naprężeń  $\sigma$  w każdym pasku elementarnym przekroju, przy założeniu że odkształcenia i naprężenia są stałe na szerokości danego paska. Dla materiału płaszcza wykorzystuje się założenia 5 i 6, a dla rdzenia betonowego – założenia 3 i 10. W programie przyjęto następującą konwencję znaków naprężeń: „+” dla ściskania, „-” dla rozciągania.
4. Program oblicza siły elementarne w każdym pasku podziału, mnożąc naprężenia z danego paska przez jego pole przekroju. Działanie to wykonywane jest osobno dla rdzenia betonowego i dla płaszcza zewnętrznego, przy czym w obrębie jednego paska płaszcza zewnętrzny reprezentowany jest zwykle przez dwie figury rozdzielone fragmentem betonowego rdzenia.
5. Program sumuje wszystkie siły z pasków elementarnych, wyznaczając w ten sposób całkowitą siłę normalną przyłożoną do przekroju słupa. Jest to zarazem wstępnie wyznaczona nośność  $N_R$  tego słupa.
6. Następuje sprawdzenie równowagi momentów sił pochodzących od 50 pasków elementarnych względem linii działania zewnętrznej siły ściskającej  $N_R$ . Położenie tej linii określone jest w pierwszej pętli iteracji przez wielkość zadeklarowanego przez użytkownika mimośrodowego pierwszego rzędu  $e_0$ . We wszystkich kolejnych pętlach iteracji wartość  $e_0$  brana jest natomiast jako  $e_{tot}$  z ostatniego (ósmego) punktu iteracji.  
W przypadku, gdy rozpatrywany warunek równowagi momentów nie jest spełniony, program zmienia automatycznie wartość odkształcenia  $\varepsilon_{c,min}$  zadeklarowanego przez użytkownika wstępnie, bezpośrednio przed rozpoczęciem iteracji, i ponownie sprawdza spełnienie równowagi momentów sił z poszczególnych pasków elementarnych. Czynność ta jest wykonywana aż do spełnienia powyższego warunku równowagi. W programie komputerowym użyto w tym celu funkcji programu Microsoft Excel *Szukaj wyniku*. Funkcja ta umożliwia znalezienie odpowiedniej danej wejściowej (w tym przypadku  $\varepsilon_{c,min}$ ) dla żądanej wartości wyniku (w tym przypadku  $\Sigma M = 0$ ).
7. Program wyznacza aktualną wartość współczynnika  $\eta$  uwzględniającego wpływ mimośrodowego drugiego rzędu zgodnie z wzorem (4.26), przy czym za  $N$  podstawia się

aktualnie wyznaczoną nośność  $N_R$  słupa. Występującą w wymienionym wzorze siłę krytyczną  $P_E$  oblicza się zgodnie z założeniem 14 ze wzorów (6.2)–(6.5). We wzorze (6.4) przyjmuje się  $N = N_R$ .

8. Na podstawie wyznaczonej w poprzednim kroku wartości współczynnika  $\eta$  program oblicza nową wartość mimośrodu siły ściskającej  $e_{tot}$  zgodnie ze wzorem (4.27). Następuje powrót do pierwszego punktu opisywanej procedury, tj. do wyznaczenia nowej wartości wytrzymałości  $f_{cc}$  betonu skrępowanego. Jeżeli nawet wytrzymałość ta się nie zmieni w stosunku do obliczonej za pierwszym razem, to zmieniona w siódmym punkcie procedury wartość współczynnika  $\eta$  spowoduje zmiany w jej punkcie szóstym: zmieni się bowiem punkt przyłożenia zewnętrznej siły ściskającej i program będzie musiał na nowo wyznaczyć taką wartość odkształcenia  $\varepsilon_{c,min}$ , aby spełnić równanie równowagi momentów sił z poszczególnych pasków elementarnych względem nowego punktu przyłożenia siły  $N_R$ . W ten sposób zamyka się pętla iteracji.

Warto zwrócić uwagę, że poza iteracją opisaną w powyższych punktach w programie wykonywana jest jeszcze jedna iteracja, którą można nazwać „zagnieżdżoną”. Scharakteryzowano ją w punkcie siódmym opisu iteracji. O ile pierwsza (nadrzędna) iteracja wynika z nieliniowości geometrycznej słupa, ta druga związana jest z nieliniowością materiałową betonu.

Powyższy opis obliczania nośności granicznej dotyczył słupów CFST. Dla słupów CFFT opis ten pozostaje aktualny poza kilkoma zmianami opisanymi poniżej.

Otóż w module C programu (wg rys. 6.1) konsekwencją przyjętego w trzecim kroku iteracji założenia 6 z podrozdziału 6.2.1 może być utrata nośności płaszcza na ściskanie lub na rozciąganie, lub na ściskanie i na rozciąganie. Fakt ten nie skutkuje jednak – zgodnie z wyjaśnieniem podanym w podrozdziale 6.2.3 – zaniżeniem zwiększonej wytrzymałości betonu rdzenia  $f_{cc}$ .

Z kolei w module FRP-C w drugim kroku iteracji również (jak w module C) przyrównuje się  $\varepsilon_{c,max}$  do  $\varepsilon_{cu2,c}$ , pod warunkiem jednak, że skrócenia  $\varepsilon_{tube,max}$  w najbardziej ściskanym punkcie przekroju poprzecznego płaszcza kompozytowego (na rys. 6.5 na prawym skraju płaszcza) nie przekroczą na skutek tego granicznej wartości skróceń kompozytu  $\varepsilon_{FRP,u,c}$ . Jeżeli tak miałyby się stać, to przyrównuje się  $\varepsilon_{tube,max}$  do  $\varepsilon_{FRP,u,c}$ . W efekcie tego skrócenia betonu  $\varepsilon_{c,max}$  są mniejsze niż  $\varepsilon_{cu2,c}$ .

W module FRP-T opisana powyżej ośmiopunktowa procedura iteracyjna różni się w czterech poniższych punktach:

1. Przed iteracją, na etapie deklarowania danych wejściowych do programu użytkownik programu samodzielnie przyjmuje i wpisuje wartość odkształcenia  $\varepsilon_{c,max}$  (a nie  $\varepsilon_{c,min}$ ) skrajnego włókna betonowego słupa po stronie ściskanej (a nie rozciąganej, względnie: mniej ściskanej). Na wykresie odkształceń z rys. 6.5 rozważane włókno znajduje się na prawym skraju rdzenia betonowego.
2. W drugim kroku iteracji zakłada się, że w najbardziej rozciągającym punkcie przekroju poprzecznego płaszcza FRP (na rys. 6.5 po lewej stronie) osiągnięta zostaje graniczna wartość odkształceń rozciągających kompozytu  $\varepsilon_{FRP,u,t}$ .
3. W trzecim kroku iteracji na podstawie założonego w drugim punkcie odkształcenia  $\varepsilon_{FRP,u,t}$  oraz wstępnie przyjętego przed iteracją odkształcenia  $\varepsilon_{c,max}$  przyjmowany jest

wykres odkształceń  $\varepsilon$  w przekroju poprzecznym słupa. Na jego podstawie obliczane są naprężenia w rdzeniu betonowym i w płaszczu według tych samych zasad co dla dwóch pierwszych mechanizmów zniszczenia słupa CFT.

4. W szóstym kroku iteracji w przypadku niezrównoważenia się momentów siły pochodzących od 50 pasków elementarnych program automatycznie zmienia wartość przyjętego wstępnie odkształcenia  $\varepsilon_{c,max}$  i ponownie sprawdza spełnienie warunku równowagi momentów sił z poszczególnych pasków elementarnych. Czynność ta jest wykonywana aż do spełnienia tego warunku. W tym celu także wykorzystuje się funkcję programu Microsoft Excel *Szukaj wyniku*.

### 6.3.2. Opis korzystania z programu

Na rys. 6.9 przedstawiono zrzut ekranu z głównego panelu programu, w którym użytkownik wprowadza dane do obliczeń i w którym wyświetlana jest wyznaczona nośność graniczna słupa. Dane wprowadzane przez użytkownika oznaczone są kolorem szarym. Znajdują się wśród nich wszystkie dane geometryczne słupa oraz parametry wytrzymałościowe jego materiałów składowych, tj. betonu i kompozytu. Do danych geometrycznych należą: długość słupa w osiach podparcia przegubowego  $l$ , średnica wewnętrzna rury  $D_{core}$  i grubość jej ścianki  $t$  oraz wielkość mimośrodowość siły pierwszego rzędu, czyli  $e_0$ . Do parametrów materiałowych wpisywanych przez użytkownika należą wytrzymałości i moduły sprężystości betonu oraz kompozytu. Dla betonu obydwa parametry dotyczą oczywiście ściskania, a dla kompozytu konieczne jest wpisanie trzech par tych wielkości: kolejno dla ściskania podłużnego, rozciągania podłużnego oraz rozciągania obwodowego.

Na podstawie wprowadzonych danych, przy użyciu tzw. makra (poprawniejsza nazwa to makropolecenie), czyli zestawu rozkazów realizującego algorytm opisany w podrozdziale 6.3.1, program oblicza nośność słupa i podaje jej wartość w komórce zawierającej liczbę oznaczoną kolorem czerwonym. Kontrolą poprawności wyniku jest komórka umieszczona u dołu po prawej stronie, oznaczona jako  $\Delta M$ . Wynik ten powinien być bliski zeru, ponieważ sprawdza spełnienie warunku równowagi momentów sił pochodzących z poszczególnych pasków elementarnych przekroju poprzecznego słupa. Zostało to bliżej wyjaśnione w podrozdziale 6.3.1, w podpunkcie szóstym opisu iteracji. W czasie trwania obliczeń uruchomionych wspomnianym makrem program wielokrotnie przelicza wyniki pośrednie, dokonując iteracji opisanych w podrozdziale 6.3.1. I tak, iteracja wynikająca z nieliniowości geometrycznej zagadnienia mimośrodowego ściskania słupa przebiega w komórce o zielonym tle i oznaczeniu  $\eta$ , a iteracja materiałowa wynikająca z nieliniowości związków  $\sigma$ – $\varepsilon$  dla stali i betonu – w drugiej komórce o zielonym tle i o oznaczeniu  $\varepsilon_3 = \varepsilon_{c,max}$ .

Poza podaniem wyniku obliczeń, tj. nośności słupa, program generuje wykresy odkształceń i naprężeń w przekroju poprzecznym słupa w jego stanie granicznym, osobno dla płaszczu kompozytowego i dla rdzenia betonowego. Przykładowe wykresy wygenerowane przez program zamieszczono na rys. 6.10–6.12. Na wykresach tych widoczne są wszystkie trzy rozpatrywane przez program mechanizmy zniszczenia słupów CFFT. Warto je porównać z wykresami odkształceń i naprężeń z rys. 6.5.

Dane materiałowe		Dane geometryczne	
$f_{cm}$ [MPa] =	41,65	Długość obliczeniowa słupa $l$ [m] =	2,16
$\alpha_{cc}$ =	1,0	Srednica zewn. słupa (i rury) $D$ [m] =	0,214
$E_{cm}$ [MPa] =	33 400	Grubość płaszcza $t$ [mm] =	7,1
<b>Wytrzymałości</b>		Srednica wewn. rury $D_{core}$ [m] =	
rura podłużnie, ściskanie: $f_{FRP,c}$ [MPa] =	142,4	Przekr. poprz. słupa łącznie z rurą $A$ [m <sup>2</sup> ] =	0,0360
rura podłużnie, rozciąganie: $f_{FRP,t}$ [MPa] =	173,9	Przekr. poprz. rdzenia betonow. $A_{core}$ [m <sup>2</sup> ] =	0,0314
rura obwodowo: $f_{y,tube,c}$ [MPa] =	46,1	Zbroj. podt. - sama rura $A_{s,tube}$ [m <sup>2</sup> ] =	0,0046
<b>Moduły sprężystości</b>		Procent zbroj. podt. (sama rura) $\rho_{s,tube}$ [%] =	
$E_{FRP,c}$ [MPa] =	36 850,0	<b>Mimośrod</b>	
$E_{FRP,t}$ [MPa] =	10 900,0	$e_e$ [m] =	0,052
$E_{FRP,circ}$ [MPa] =	6 020,0	$e_i$ [m] =	0,005
<b>Stan trójosiowego ściskania</b>		$e_o$ [m] = $e_e + e_i$ =	0,057
$\sigma_{ch,tube} = \sigma_2$ [MPa] =	3,27	$e_{tot}$ [m] = $\eta \cdot e_o$ =	0,07342
$\Delta f_{cc}$ (przyr. wytr. bet. rdzenia) [MPa] =	0,0	<b>Wpływ smukłości</b>	
$f_{cc}$ [MPa] =	41,65	$N_{crit}$ [kN] =	2 829,2
<b>Odkształcenia</b>		$\eta$ =	1,279
$\epsilon_{c2,c}$ [-] =	0,0020	$\eta$ (wstępnie) =	1,279
$\epsilon_{cu2,c}$ [-] =	0,0192	smukłość słupa $\lambda$ =	40,34
$\epsilon_{FRP,u,c}$ [-] =	0,0039	$\Delta M$ [kNm] (=0?) =	0,0002
$\epsilon_{FRP,u,t}$ [-] =	-0,0160		
$\epsilon_3 = \epsilon_{c,max}$ [-] =	0,0240		
$\epsilon_2 = \epsilon_{c,min}$ [-] =	-0,0147		
$\epsilon_4 = \epsilon_{tube,max}$ [-] =	0,0204		
$\epsilon_1 = \epsilon_{tube,min}$ [-] =	-0,0160		
<b>Nośność [kN]</b>			
wg EC2	617		

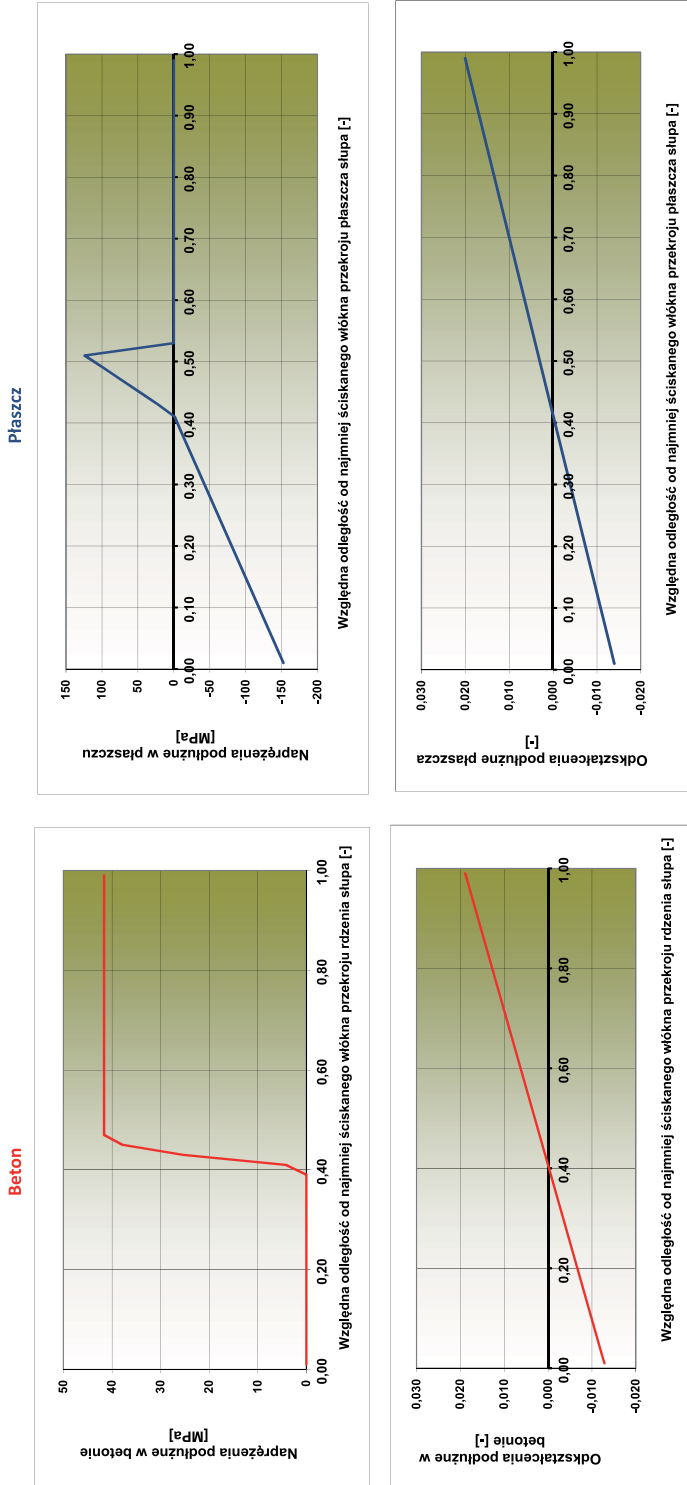
Rys. 6.9. Zrzut ekranu z programu autorskiego wykonany dla obliczeń smukłego słupa CFFT z rury o kącie nawoju włókien  $\theta = 20^\circ$ , ściskanego na mimośrodku 52 mm i analizowanego modulem programu do wyznaczania nośności według mechanizmu zniszczenia FRP-T, przy użyciu modelu betonu skrępowanego według Eurokodu 2

Interesujące jest porównanie trzech zestawów wykresów ze sobą nawzajem, obrazuje ono bowiem istotę trzech rozpatrywanych mechanizmów. Wykresy odkształceń i naprężeń w przekroju poprzecznym słupa w jego stanie granicznym są dla mechanizmów C oraz FRP-T podobne, chociaż nie identyczne. W obu przypadkach oś obojętna przechodzi wzdłuż prostej przechodzącej w odległości około  $0,4D$  od rozciąganej krawędzi przekroju. Blisko połowa przekroju betonowego rdzenia jest więc zarysowana, w niemal całej pozostałej jego części panują zaś naprężenia ścisające o wartości  $f_{cm} = 41,65$  MPa. Nie dochodzi do wzrostu wytrzymałości betonu ze względu na znaczny mimośród obciążenia, przekraczający  $1/10$  średnicy słupa  $D$ . W obu omawianych mechanizmach dochodzi do wyczerpania nośności kompozytu na ściskanie podłużne. Jak widać, blisko połowa obwodu płaszcza FRP nie pracuje na ściskanie z tego powodu. Po stronie rozciąganej kompozyt osiąga maksymalne wydłużenia  $\epsilon_{FRP,u,t}$  i naprężenia  $f_{FRP,t} = 173,9$  MPa w mechanizmie FRP-T (wynika to wprost z założeń tego mechanizmu, opisanych w podrozdziale 6.2.3) oraz nieco mniejsze wydłużenia i naprężenia rzędu 150 MPa w mechanizmie C.

Całkowicie inaczej prezentują się wykresy odkształceń i naprężeń dla mechanizmu FRP-C. Zakres zmienności odkształceń jest kilkukrotnie mniejszy (liczony w promilach, a nie w procentach). W związku z tym wykres naprężeń w betonowym rdzeniu jest mniej stromy niż dla omówionych wcześniej mechanizmów. Wyraźniej widoczny jest jego paraboliczny charakter. W kompozytowym płaszczu osiągnięte są maksymalne skrócenia  $\varepsilon_{FRP,u,c}$  i naprężenia  $f_{FRP,c} = 142,4$  MPa, co wynika wprost z założeń mechanizmu FRP-C.

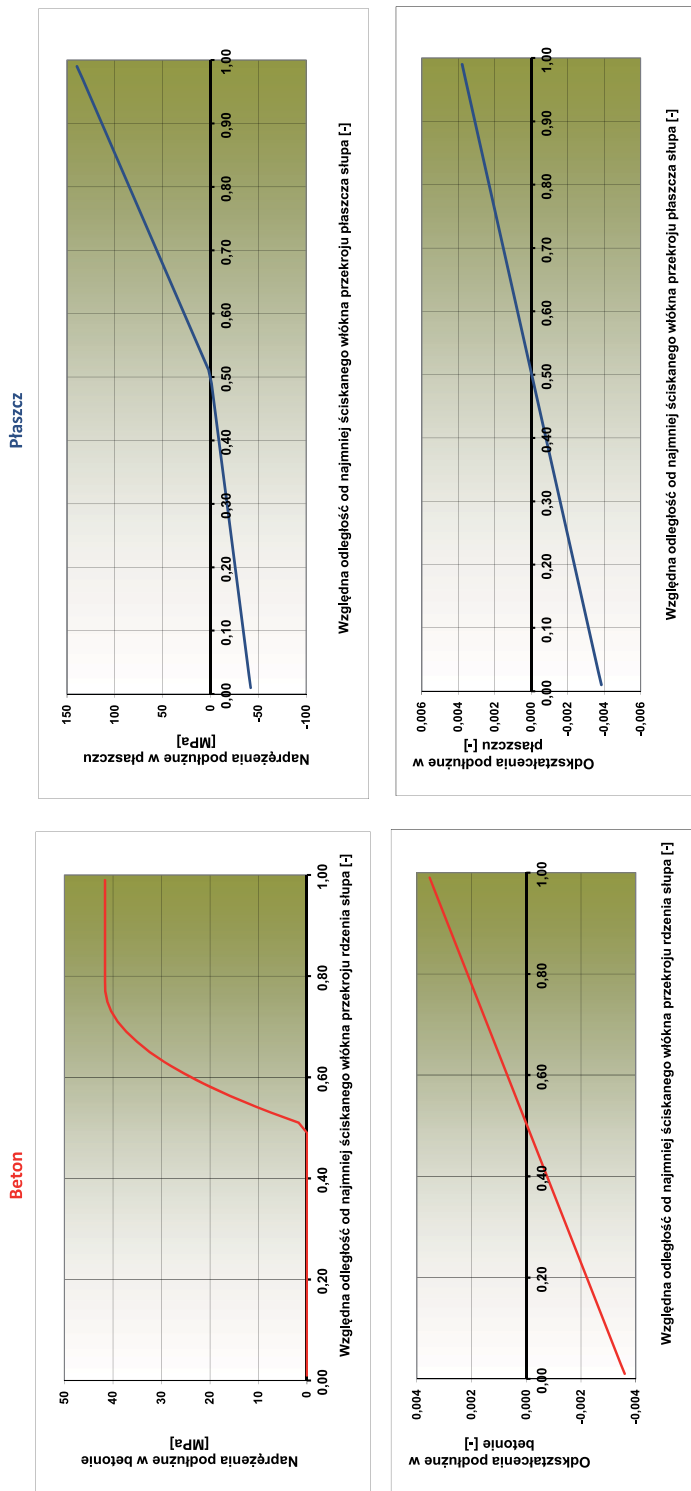
Na wszystkich wykresach naprężeń panujących w kompozycie widoczne są dwa różne nachylenia linii prostej względem osi odciętych. Jest to efektem różnych modułów sprężystości kompozytu przy rozciąganiu i ściskaniu podłużnym. Na wykresach tych dla mechanizmów zniszczenia C i FRP-T po stronie ściskanej przekroju słupa widoczny jest gwałtowny spadek naprężeń od wartości wytrzymałości kompozytu  $f_{FRP,c} = 142,4$  MPa do zera. Spadek ten powinien przebiegać wzdłuż linii pionowej, a nie lekko ukośnej, jak pokazano na rys. 6.9 i 6.11. Przyczyną tej niedokładności jest dyskretny charakter obliczeń w programie: linia ukośna obrazuje przejście wykresu od środka jednego paska elementarnego do środka kolejnego paska. Przy założonej w programie szerokości pasków równej 1/50 średnicy słupa ukos na wykresie widoczny jest gołym okiem.

Dla rozpatrywanego słupa nośności graniczne wyniosły 599 kN, 637 kN i 617 kN, odpowiednio dla mechanizmów C, FRP-C i FRP-T (por. tabl. 7.3).

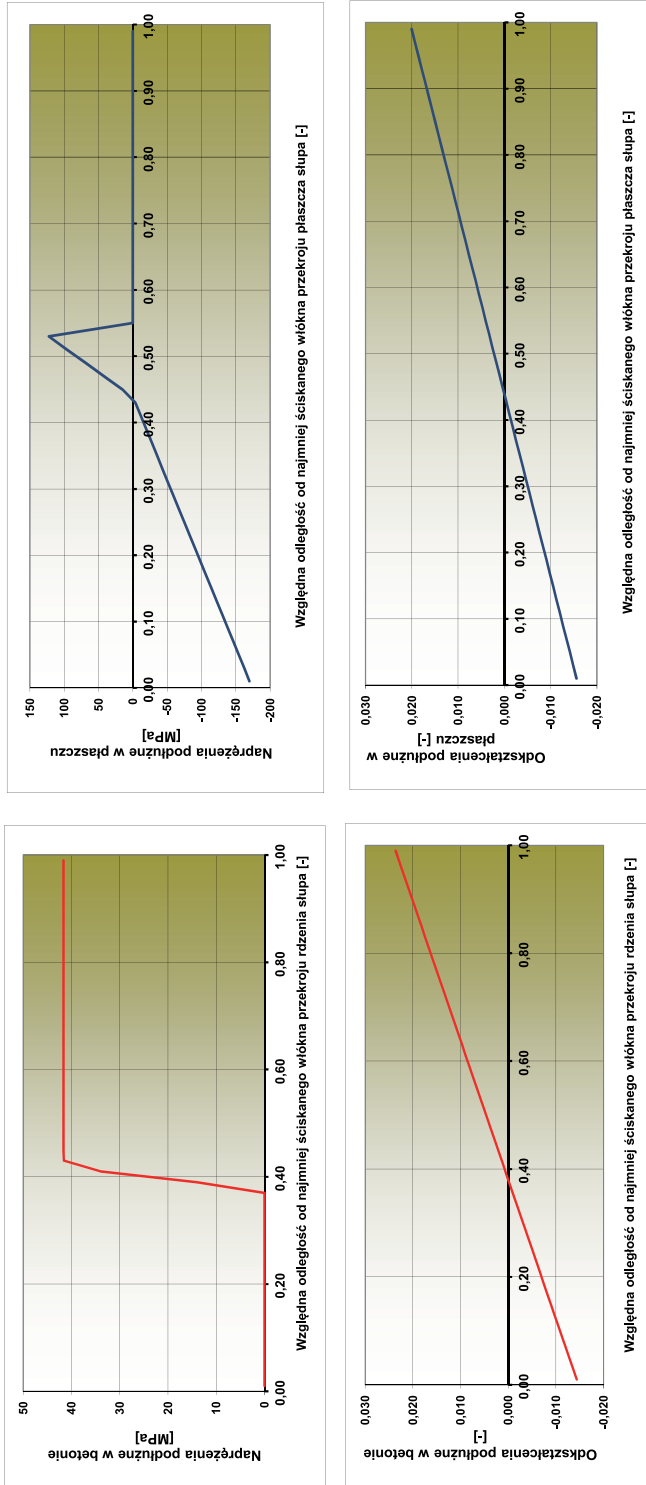


Rys. 6.10. Wynikowe wykresy odkształceń (u dołu) i naprężeń (u góry) w betonowym rdzeniu (z lewej strony) oraz w kompozytowym płaszczu (z prawej strony), wygenerowane przez moduł C programu komputerowego dla słupa CFFT o parametrach przedstawionych na rys. 6.9





Rys. 6.11. Wynikowe wykresy odkształceń (u dołu) i naprężeń (u góry) w betonowym rdzeniu (z lewej strony) oraz w kompozytowym płaszczu (z prawej strony), wygenerowane przez moduł FRP-C programu komputerowego dla słupa CFFT o parametrach przedstawionych na rys. 6.9



Rys. 6.12. Wynikowe wykresy odkształceń (u dołu) i naprężeń (u góry) w betonowym rdzeniu (z lewej strony) oraz w kompozytowym płaszczu (z prawej strony), wygenerowane przez moduł FRP-T programu komputerowego dla słupa CFFT o parametrach przedstawionych na rys. 6.9.

## Rozdział 7

# PORÓWNANIE WYNIKÓW OBLICZEŃ NOŚNOŚCI GRANICZNEJ SŁUPÓW CFFT WEDŁUG ZAPROPONOWANEJ METODY Z WYNIKAMI DOŚWIADCZEŃ

Zaproponowana metoda obliczania nośności słupów CFFT, jak również oparty na niej autorski program komputerowy wymagają sprawdzenia poprawności działania. W celu weryfikacji metody i programu najdogodniej byłoby wykorzystać badania własne i obce.

W literaturze nie brakuje prac poświęconych badaniom eksperymentalnym słupów CFFT. Niestety, w przeważającej mierze dotyczą one słupów bardzo krępych, a właściwie cylindrów betonowych opasanych matami FRP, i koncentrują się na modelowaniu betonu skrzepowanego płaszczem kompozytowym. Autorzy pracy [55] opisują na przykład sporządzoną przez siebie bazę danych dotyczących tego typu eksperymentów, opublikowanych w 92 pracach w latach 1992–2011. Baza ta obejmuje aż 730 próbek, dla których stosunek wysokości do średnicy  $l/D$  nie przekraczał 3. Poszukując w literaturze publikacji z badań eksperymentalnych przeprowadzonych na smuklejszych elementach CFFT, autor znalazł m.in. prace [25, 30, 73], w których opisano badania eksperymentalne przeprowadzone – odpowiednio – na 17, 16 i 12 słupach o stosunku wysokości do średnicy  $l/D$  równym około 4. Słupy te należy jednak uznać za bardzo krępe, jeśli porównać je do słupów przebadanych w ramach niniejszej pracy: elementy badawcze z poz. 4–15 w tablicy 5.12 odznaczają się przecież stosunkiem  $l/D$  równym około 10.

W opracowaniach [16, 39] opisano koreańskie badania eksperymentalne siedmiu słupów CFFT o czterech różnych wartościach stosunku  $l/D$ , które są porównywalne z wartością 10, a nawet od niej większe. Kilkanaście słupów CFFT o podobnych smukłościach przebadano eksperymentalnie i opisano w pracy [42], a podobną liczbę smukłych słupów – w pracach [49, 50] autorstwa badaczy kanadyjskich.

W przytoczonych publikacjach autorzy niestety nie badają eksperymentalnie pełnego zakresu parametrów mechanicznych kompozytu FRP, jakie są potrzebne w autorskiej teorii nośności granicznej słupów CFT i w autorskim programie komputerowym. Chodzi mianowicie o wytrzymałości i moduły sprężystości na rozciąganie wzdłużne i obwodowe oraz na ściskanie wzdłużne, przy czym parametry odnoszące się do rozciągania wzdłużnego nie są potrzebne dla krępych słupów osiowo ściskanych. Część spośród wymienionych parametrów jest przyjmowana przez badaczy na podstawie deklaracji producenta kompozytu, a część – na podstawie niepodawanych bliżej zależności matematycznych z zakresu mechaniki kompozytów włóknistych. Podstawowe podręczniki z tej dziedziny, z jakimi zetknął się autor [23, 52], nie podają prostych zależności pozwalających wyznaczyć obliczeniowo wspomniane parametry mechaniczne kompozytu na podstawie ich parametrów podstawowych, tj. kąta nawoju włókien oraz udziału włókien w kompozycie. Nie wydaje się, aby na obecnym, wczesnym etapie badań nad słupami CFFT możliwe było zastąpienie badań

eksperymentalnych kompozytu choćby nawet zaawansowaną wiedzą z zakresu mechaniki kompozytów włóknistych. Jak podają specjaliści [52], parametry mechaniczne kompozytu silnie zależą od apretury włókien, tj. od ich wykończenia na etapie produkcji poprzez polewienie bardzo cienką warstwą substancji chemicznych poprawiających przyczepność włókien do matrycy żywicznej. Znana autorowi literatura nie wskazuje jakichkolwiek zależności między apreturą włókien a wartościami parametrów mechanicznych kompozytu; zresztą badacze nie podają apretury włókien badanych przez siebie kompozytów. W tej sytuacji poleganie na zależnościach matematycznych mechaniki kompozytów może prowadzić do znacznych błędów. Na przykład przeprowadzone przez autora i opisane w podrozdziale 5.2.10 badanie eksperymentalne wytrzymałości obwodowej próbki pierścieniowej rury o kącie nawoju  $\theta = 85^\circ$  przyniosło wynik aż trzykrotnie mniejszy niż obliczenia oparte na mechanice kompozytów.

Wobec niezalezienia w literaturze podobnych badań eksperymentalnych słupów CFFT, popartych wyczerpującymi badaniami materiałowymi kompozytu, autor zdecydował się zweryfikować proponowaną przez siebie metodę obliczania nośności wyłącznie na podstawie słupów przebadanych na Politechnice Gdańskiej i opisanych w rozdziale 5 niniejszej pracy. W tablicy 5.12 zestawiono uzyskane z eksperymentów nośności wraz z podstawowymi danymi geometrycznymi słupów, jak również z wytrzymałościami betonu rdzenia słupów. Wyniki badań eksperymentalnych parametrów mechanicznych kompozytu poszczególnych słupów zestawiono w tablicach: 5.5 (na ściskanie wzdłużne), 5.8 (na rozciąganie wzdłużne) i 5.10 (na rozciąganie obwodowe). Wyniki pomiaru grubości rur użytych do wykonania słupów CFFT zestawiono w tablicy 5.3. Wyniki pomiaru modułu sprężystości betonu rdzenia słupów zamieszczono w podrozdziale 5.3, w równaniach (5.14) i (5.15). W celu ułatwienia czytelnikowi dostępu do uzyskanych wyników badań materiałów składowych słupów CFFT w tablicach 7.1 i 7.2 zestawiono zbiorczo najważniejsze rezultaty.

Obliczenia nośności dla przebadanych słupów wykonano w programie autorskim zgodnie z opisem zamieszczonym w podrozdziale 6.2, z jednym wyjątkiem: obniżono przyjętą w założeniu 12 (podrozdział 6.2.1) za *Eurokodem 2* wartość mimośrodu niezamierzonego 2 cm. Dla celów porównania wyników numerycznych i eksperymentalnych uznano tę wartość mimośrodu niezamierzonego za zbyt asekuracyjną i odbiegającą od rzeczywistości w przeprowadzonych badaniach eksperymentalnych, w których dołożono przecież starań, aby punkt przyłożenia siły ściskającej był precyzyjnie wymierzony. Przyjęcie tak dużej wartości mimośrodu niezamierzonego spowodowałoby, że seria słupów ściskanych osiowo niewiele różniłaby się w wynikach obliczeń od serii słupów ściskanych siłą przyłożoną na granicy rdzenia przekroju. Mimośród dla tej serii słupów (poz. 7–12 w tablicy 5.12) wynosił bowiem 2,6 cm. Pozostałe przepisy *Eurokodu 2* w zakresie mimośrodu niezamierzonego (tj.  $D/30$  oraz  $l/400$ ), przyjęte we wspomnianym założeniu 12 do teorii nośności granicznej słupów CFT, pozostawiono bez żadnych zmian i tak też zaimplementowano je w programie komputerowym.

Tablica 7.1

Zbiórce zestawienie wyników własnych badań eksperymentalnych parametrów geometrycznych i mechanicznych kompozytu rur użytych do wykonania słupów CFFT

Kąt nawoju	Grubość ścianki	Wytrzymałości [MPa]			Moduły sprężystości [GPa]			Odształcalności graniczne [%]		
		$\theta$	$t$ [mm]	$f_{FRP,c}$	$f_{FRP,t}$	$f_{FRP,circ}$	$E_{FRP,c}$	$E_{FRP,t}$	$E_{FRP,circ}$	$\varepsilon_{FRP,u,c}$
20°	7,1	142,4	173,9	46,1	36,85	10,9	6,02	3,86	15,95	7,66
55°	6,5	78,6	48,6	301,3	10,92	7,98	20,63	7,20	6,09	14,60
85°	5,8	87,0	32,6	692,2	13,03	3,44	46,38	6,68	9,48	14,92

Tablica 7.2

Zbiórce zestawienie wyników badań eksperymentalnych parametrów mechanicznych betonu użytego do wykonania słupów CFFT

Rodzaj badania słupa	Pozycje wg tablicy 5.12	Wytrzymałość średnia $f_{cm}$ [MPa]	Moduł sprężystości $E_{cm}$ [GPa]
ściskanie osiowe	1–6	38,03	31,9
ściskanie mimośrodowe	7–15	41,65	33,4

Wyniki obliczeń przeprowadzonych przy użyciu autorskiego programu komputerowego przedstawiono w tablicach 7.3 i 7.4. W pierwszej z nich zamieszczono wyniki obliczeń przy użyciu modelu betonu skrępowanego według *Eurokodu 2* [62], a w drugiej – według Wytocznych ACI [8]. W celu wybrania modelu, który lepiej przewiduje nośność eksperymentalną przebadanych słupów, dokonano prostej analizy statystycznej. Jej wyniki zilustrowano na rys. 7.1 (dla *Eurokodu 2*) i rys.7.2 (dla Wytocznych ACI).

Tablica 7.3

Zestawienie nośności obliczonych przy użyciu modelu betonu według *Eurokodu 2* z nośnościami uzyskanymi eksperymentalnie, opracowane dla słupów CFFT objętych badaniami.

Poz. wg tabl. 5.12	Kąt nawoju włókien, długość słupa, mimośród statyczny $e_0$	Nośność obliczeniowa $N_{R,calc}$ [kN]				Nośność eksperymentalna $N_{R,exp}$ [kN]	$N_{R,exp} / N_{R,calc}$
		według kryterium zniszczenia			ostatecznie		
		C	FRP-C	FRP-T	max $N_{R,calc}$		
1	20°, 400 mm, $e = 0$	1 356	1 856	–	1 856	1 608,7	0,87
2	55°, 400 mm, $e = 0$	2 074	2 188	–	2 188	2 144,5	0,98

cd. tabl. 7.3

3	85°, 400 mm, $e = 0$	2 997	2 042	–	2 997	4 136,7	1,38
4	20°, 2000 mm, $e = 0$	1 257	1 688	–	1 688	1 600,0	0,95
5	55°, 2000 mm, $e = 0$	1 416	1 589	–	1 589	1 406,3	0,89
6	85°, 2000 mm, $e = 0$	1 754	1 807	–	1 807	1 863,7	1,03
7	20°, 2000 mm, $e = 26$ mm	811	1 009	856	1 009	1 077,8	1,07
8	55°, 2000 mm, $e = 26$ mm	504	708	696	708	850,9	1,20
9	85°, 2000 mm, $e = 26$ mm	513	672	602	672	1 037,5	1,54
10	20°, 2000 mm, $e = 26$ mm obc. cykl.	811	1 009	856	1 009	1 160,7	1,15
11	55°, 2000 mm, $e = 26$ mm obc. cykl.	504	708	696	708	999,6	1,41
12	85°, 2000 mm, $e = 26$ mm obc. cykl.	513	672	602	672	1 143,8	1,70
13	20°, 2000 mm, $e = 52$ mm	599	637	617	637	762,9	1,20
14	55°, 2000 mm, $e = 52$ mm	0	0	376	376	582,5	1,55
15	85°, 2000 mm, $e = 52$ mm	0	0	352	352	628,0	1,78
średnio:							1,247

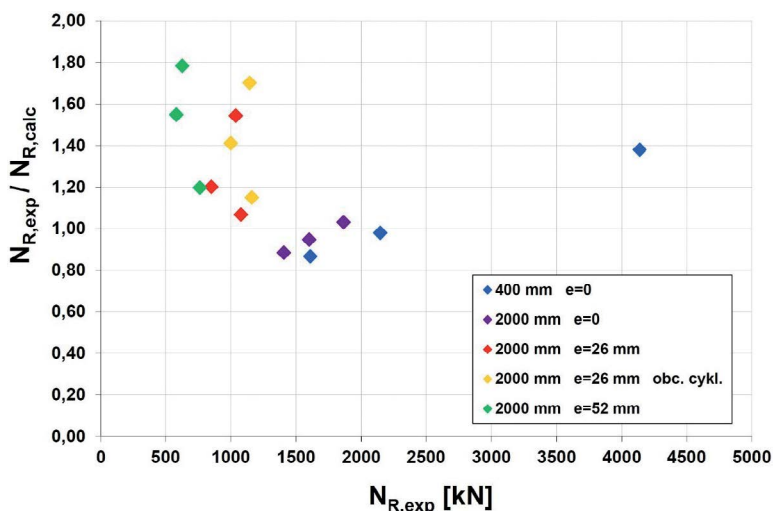
Tablica 7.4

Zestawienie nośności obliczonych przy użyciu modelu betonu według Wytucznych ACI z nośnościami uzyskanymi eksperymentalnie, opracowane dla słupów CFFT objętych badaniami

Poz. wg tabl. 5.12	Kąt nawoju włókien, długość słupa, mimośród statyczny $e_0$	Nośność obliczeniowa $N_{R,calc}$ [kN]				Nośność ekspery- mentalna $N_{R,exp}$ [kN]	$N_{R,exp} /$ $N_{R,calc}$
		według kryterium zniszczenia			ostatecz- nie		
		C	FRP-C	FRP-T	$\max N_{R,-}$ calc		
1	20° 400 mm, $e = 0$	1 507	1 859	–	1 859	1 608,7	0,87
2	55° 400 mm, $e = 0$	1 436	1 558	–	1 558	2 144,5	1,38
3	85° 400 mm, $e = 0$	2 254	2 140	–	2 254	4 136,7	1,84
4	20° 2000 mm, $e = 0$	1 364	1 683	–	1 683	1 600,0	0,95
5	55° 2000 mm, $e = 0$	1 195	1 318	–	1 318	1 406,3	1,07
6	85° 2000 mm, $e = 0$	1 497	1 526	–	1 526	1 863,7	1,22
7	20° 2000 mm, $e = 26$ mm	780	996	884	996	1 077,8	1,08
8	55° 2000 mm, $e = 26$ mm	544	704	664	704	850,9	1,21

cd. tabl. 7.4

9	85°, 2000 mm, e = 26 mm	563	669	602	669	1 037,5	1,55
10	20°, 2000 mm, e = 26 mm obc. cykl.	780	996	884	996	1 160,7	1,17
11	55°, 2000 mm, e = 26 mm obc. cykl.	544	704	664	704	999,6	1,42
12	85°, 2000 mm, e = 26 mm obc. cykl.	563	669	602	669	1 143,8	1,71
13	20°, 2000 mm, e = 52 mm	532	627	656	656	762,9	1,16
14	55°, 2000 mm, e = 52 mm	0	0	375	375	582,5	1,55
15	85°, 2000 mm, e = 52 mm	0	0	353	353	628,0	1,78
średnio:							1,330

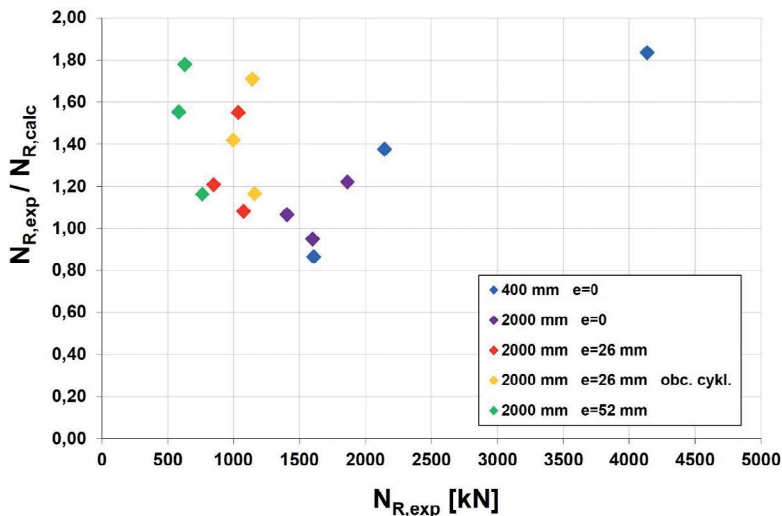


Rys. 7.1. Analiza statystyczna porównania nośności obliczonych przy użyciu modelu betonu według *Eurokodu 2* z nośnościami uzyskanymi eksperymentalnie, opracowana dla słupów CFFT objętych badaniami

Model betonu według *Eurokodu 2* okazał się bardziej odpowiedni na tle przebadanej grupy słupów. Nośność eksperymentalna była mianowicie średnio o 24,7% większa od wyników uzyskanych przy użyciu modelu według *Eurokodu 2*, podczas gdy dla modelu według Wytycznych ACI wyniki eksperymentalne były średnio o 33,0% większe od wyników obliczeń. Jak widać, obydwie modele dawały wyniki ogólnie po bezpiecznej stronie, tj. nośności otrzymane numerycznie były niższe niż nośności uzyskane eksperymentalnie. Inaczej było jedynie w przypadku dwóch słupów w obliczeniach z zastosowaniem modelu według Wytycznych ACI oraz tych samych dwóch słupów i dodatkowo dwóch innych w obliczeniach z zastosowaniem modelu według *Eurokodu 2*. Współczynniki zmienności (niezamieszczone w tabelach i na rysunkach) wyszły dość wysokie: 23,1% dla modelu według *Eurokodu 2* i 22,0% dla modelu według Wytycznych ACI.



Omawiając wyniki obliczeń nośności, nie sposób nie wspomnieć o dużej różnicy w precyzji predykcji wyników, uzyskanej dla dwóch grup słupów: ściskanych osiowo i mimośrodowo. Otóż dla modelu według *Eurokodu 2* współczynnik  $N_{R,exp}/N_{R,calc}$  wyniósł 1,02 przy współczynniku zmienności 17% dla grupy słupów osiowo ściskanych oraz 1,40 przy tej samej wartości współczynnika zmienności 17% dla grupy słupów mimośrodowo ściskanych. W przypadku modelu według Wytocznych ACI współczynniki te były mniej zadowalające:  $N_{R,exp}/N_{R,calc} = 1,22$  przy współczynniku zmienności 26% dla grupy słupów osiowo ściskanych oraz  $N_{R,exp}/N_{R,calc} = 1,40$  przy współczynniku zmienności 17% dla grupy słupów mimośrodowo ściskanych. Przytoczone wyniki statystyczne sugerują, że proponowana przez autora metoda obliczania nośności słupów CFFT jest dokładniejsza w odniesieniu do elementów ściskanych osiowo niż mimośrodowo. Formułując ten wniosek, należy jednak dodać zastrzeżenie dotyczące przebiegu eksperymentów.



Rys. 7.2. Analiza statystyczna porównania nośności obliczonych przy użyciu modelu betonu według Wytocznych ACI z nośnościami uzyskanymi eksperymentalnie, opracowana dla słupów CFFT objętych badaniami

Otóż, jak zaznaczono w podrozdziale 5.4.1, wszystkie słupy ściskane mimośrodowo były obciążane przy sterowaniu siłą, podczas gdy wszystkie słupy ściskane osiowo – przy sterowaniu przemieszczeniem. Różnica ta mogła mieć wpływ na wyniki uzyskane w eksperymentach. Analizę wpływu różnicy sterowania obciążeniem na nośność osiowo ściskanych słupów CFST autor podjął w swojej wcześniejszej pracy [2].

Przebadano wówczas pod tym kątem sześć słupów o wysokości w osiach przegubów  $l = 2170$  mm, o średnicy wewnętrznej stalowego płaszcza  $D_{core} = 205$  mm oraz o grubości ścianki tego płaszcza  $t = 2$  mm i  $t = 3$  mm. Wytrzymałość średnia betonu rdzenia badanych słupów była różna i wahała się w zakresie 27,5–33,3 MPa. Wytrzymałość stali płaszcza była również różna dla sześciu przebadanych słupów i wahała się w przedziale 243–312 MPa. Porównując uzyskane w eksperymentach nośności, wzięto pod uwagę opisane różnice

w parametrach wytrzymałościowych betonu i stali. Wprowadzono mianowicie wielkość pomocniczą, nazwaną nośnością sprowadzoną, i porównywano jej wartości dla poszczególnych słupów. Nośność sprowadzoną słupa należy rozumieć jako stosunek nośności tego słupa uzyskanej eksperymentalnie do nośności jego przekroju poprzecznego, obliczonej przy założeniu pełnego wykorzystania wytrzymałości stali i betonu. Jak się okazało, nośności sprowadzone trzech słupów obciążanych przy sterowaniu siłą wyniosły 1,08; 1,03 i 0,90, nośności sprowadzone odpowiadających im trzech słupów obciążanych przy sterowaniu przemieszczeniem wyniosły zaś kolejno: 0,86; 0,86 i 0,77. Sterowanie obciążeniem siłą okazało się zatem zawyżać wyniki nośności w stosunku do sterowania przemieszczeniem.

Istnieje prawdopodobieństwo, że zastosowany w badaniach będących przedmiotem niniejszej pracy sposób obciążania słupów mimośrodowo ściskanych poprzez sterowanie siłą przyczynił się do niezadowalającej precyzji szacowania nośności tych słupów przy zastosowaniu proponowanej autorskiej metody obliczeń.

Dodatkowe zniekształcenie wyników porównania nośności uzyskanej eksperymentalnie i numerycznie można przypisać zastosowaniu w eksperymentach serii obciążeń powtarzalnych w przypadku trzech słupów mimośrodowo ściskanych, ujętych w tablicach 7.3 i 7.4 w poz. 10–12. Korzystny wpływ obciążeń powtarzalnych na nośność eksperymentalną omówiono już w podrozdziale 5.4.2 na przykładzie podobnych badań [2] autora. Istnieje prawdopodobieństwo, że serie obciążeń powtarzalnych zrealizowane dla trzech omawianych słupów jeszcze bardziej zawyżyły wyniki uzyskane w eksperymentach w stosunku do wyników, jakie uzyskano by przy sterowaniu przemieszczeniem i bez obciążeń powtarzalnych.

Analizując wyniki porównania nośności uzyskanych eksperymentalnie i numerycznie, warto zauważyć, że nośności słupów mimośrodowo ściskanych obliczone według dwóch rozważanych modeli betonu skrępowanego na ogół są do siebie zbliżone. Wynika to z faktu, że w proponowanej metodzie wpływ skrępowania betonu na zwiększenie jego wytrzymałości szybko maleje wraz ze wzrostem mimośrodowości. Jak przyjęto w założeniu 13 teorii nośności granicznej słupów CFT (podrozdział 6.2.1), już począwszy od wartości mimośrodowości  $e_{\text{tot}} = D/10$ , pomija się efekt przestrzennego stanu ściskania w betonie rdzenia i jego wytrzymałość przyrównuje się do wytrzymałości jednoosiowej.

Komentarza wymaga ponadto fakt wyznaczenia dla poszczególnych słupów różnych wartości siły niszczącej dla różnych kryteriów zniszczenia. Warto zauważyć (tabl. 7.3 i 7.4), że dla słupów osiowo ściskanych (poz. 1–6) prawie zawsze decydujące jest kryterium FRP-C, a kryterium FRP-T nie jest w ogóle możliwe. W przypadku słupów ściskanych na mimośrodku  $e_0 = 26$  mm (poz. 7–12) kryterium FRP-T jest już uzasadnione i fizycznie możliwe, ale zasadniczo decydujące i tak pozostaje kryterium FRP-C. Natomiast w przypadku słupów ściskanych na mimośrodku  $e_0 = 52$  mm (poz. 13–15) kryterium FRP-T jest (poza słupem z rury kompozytowej o największej wytrzymałości podłużnej) jedynym możliwym kryterium zniszczenia.

Przedstawione podstawowe parametry statystyczne porównania nośności słupów CFFT uzyskanych na drodze eksperymentalnej i numerycznej pozostawiają pewien niedosyt. Można by oczekiwać większej zgodności obliczeń z eksperymentem. Warto jednak zauważyć bardzo duże różnice w nośności eksperymentalnej poszczególnych słupów,

które wymykają się prostej inżynierskiej intuicji. Widać to może najwyraźniej na rys. 5.42. Wpływ kąta nawoju włókien jest bardzo wyraźny, jednak nie da się go jednoznacznie określić czy przewidzieć prostymi metodami. W celu ewentualnej korekty zaproponowanej metody obliczeń, zmierzającej do uzyskania większej zgodności z wynikami eksperymentu, należałoby wykorzystać wyniki innych badań eksperymentalnych prowadzonych na słupach CFFT.

## Rozdział 8

### PODSUMOWANIE

#### 8.1. Wnioski

Zrealizowane badania nośności słupów CFFT pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

- Słupy CFFT są bardzo rzadko stosowane w budownictwie. Jednocześnie można obecnie zaobserwować tendencję do coraz powszechniejszego wykorzystywania kompozytów w konstrukcjach budowlanych. Można więc przypuszczać, że również stosowanie słupów CFFT upowszechni się w najbliższych latach, zwłaszcza ze względu na wysoką odporność korozyjną tych elementów. W tym kontekście najbardziej wskazane jest wykorzystanie słupów i słupopali CFFT w mostowych oraz morskich obiektach infrastrukturalnych.
- Słupy i słupopale CFFT odznaczają się ponadto prostotą technologii ich wykonania (tj. betonowania i zagłębiania w gruncie) oraz wysoką estetyką.
- Nośność i zachowanie pokryteczne przebadanych eksperymentalnie słupów CFFT determinowane są przez kąt nawoju włókien szklanych w rurze FRP.
- Nośność krępych słupów CFFT jest najwyższa, gdy włókna ukierunkowane są obwodowo. W badaniach objętych niniejszą pracą różnica nośności spowodowana kierunkiem nawoju włókien była bardzo duża i osiągnęła ponad 150% nośności słupa najsłabszego. W monografii wskazano możliwości praktycznego zastosowania krępych słupów w budownictwie.
- Dla słupów CFFT o smukłościach stosowanych powszechnie w budownictwie różnica nośności wynikająca z różnego kierunku nawoju włókien w rurze będzie o wiele niższa. W zrealizowanych badaniach eksperymentalnych wyniosła ona maksymalnie 33%.
- W grupie słupów smukłych nie daje się zauważyć zależności między nośnością słupa CFFT a kierunkiem nawoju włókien wzmacniających w rurze. Na obecnym etapie badań nie można więc zalecić optymalnego kierunku nawoju włókien.
- Kruchy sposób niszczenia i niska nośność pokryteczna eliminują słupy o kącie nawoju włókien zbliżonym do podłużnego (w omawianych badaniach kąt nawoju wynosił  $20^\circ$ ) z tych zastosowań w budownictwie, w których istotna jest nośność pokryteczna konstrukcji.
- Rury o kącie nawoju zbliżonym do podłużnego cechują się zwiększoną wytrzymałością na ściskanie podłużne (w opisywanych badaniach aż o 100%) i większym modułem sprężystości podłużnej, jednak zalety te są drugorzędne wobec mankamentów tych rur opisanych powyżej.
- W opinii autora istnieje pewna luka w zakresie projektowania słupów CFFT, nie są mu bowiem znane żadne normatywy projektowania takich słupów poza [1, 8]. Obydwa wspomniane normatywy obowiązują w USA, są niemal identyczne w kwestii modelowania pracy betonu skrępowanego i zostały przez autora wykorzystane do stworzenia

własnej propozycji obliczania nośności słupów CFFT, opartej dodatkowo na przepisach *Eurokodu 2* [62]. Autorska propozycja wypełnia wspomnianą lukę.

- Sformułowaną przez siebie propozycję obliczania nośności słupów CFFT autor zaimplementował w swoim programie komputerowym i uzyskane przy jego użyciu wyniki numeryczne porównał z wynikami eksperymentów opisanych w pracy. Osiągnięta została umiarkowana zgodność obliczeń numerycznych i eksperymentów. W grupie słupów osiowo ściskanych stosunek nośności eksperymentalnej do nośności wyznaczonej numerycznie wyniósł średnio 1,02 (przy współczynniku zmienności 17%), w grupie słupów mimośrodowo ściskanych zaś – średnio 1,40 (przy takim samym współczynniku zmienności 17%). Jak widać, program szacuje nośności słupów na ogół w sposób bezpieczny. Dla słupów mimośrodowo ściskanych zapas bezpieczeństwa jest duży.
- Autorski program komputerowy wymaga dalszej weryfikacji na większej liczbie słupów przebadanych eksperymentalnie. Ponadto wymaga on uwzględnienia wpływu efektów reologicznych. Po jego dalszym rozwinięciu będzie mógł zostać wykorzystany do projektowania słupów CFFT i być wsparciem przy podejmowaniu decyzji inwestycyjnych.

## 8.2. Kierunki dalszych badań

Autor widzi celowość prowadzenia dalszych badań słupów CFFT. Do najważniejszych obecnie zadań w opinii autora należą:

- dalsza weryfikacja opracowanego programu komputerowego do obliczania nośności słupów na podstawie większej liczby badań eksperymentalnych (własnych wykonanych w przyszłości lub ewentualnie obcych) dla różnych wysokości słupów, średnic rur i grubości ich ścianki oraz kątów nawoju włókien;
- rozszerzenie zakresu badań słupów CFFT o ich nośność długotrwałą z uwzględnieniem zjawisk reologicznych (skurcz i pęcznienie betonu, przyrost wytrzymałości betonu w czasie, pęcznienie kompozytu); wyniki należałoby zaimplementować w programie komputerowym do obliczania nośności słupów;
- przeprowadzenie badań *in situ* słupów CFFT w eksperymentach czynnych i biernych, tzn. w eksperymentach z ingerencją lub bez ingerencji badacza w normalną, bieżącą pracę badanych słupów w konstrukcji inżynierskiej;
- opracowanie metody monitorowania stanu technicznego słupów CFFT, kontroli ich wypełnienia oraz detekcji i lokalizacji ewentualnych uszkodzeń w nich powstających, przy wykorzystaniu np. propagacji fal sprężystych czy czujników światłowodowych;
- opracowanie na podstawie powyższych obserwacji i teorii niezawodności metod oceny żywotności słupów CFFT.

## PODZIĘKOWANIE

Prawie wszystkie opisane w niniejszej pracy badania eksperymentalne słupów przeprowadzone na Politechnice Gdańskiej (poza większością badań materiałowych rur FRP) wykonano ze środków projektu badawczego realizowanego w latach 2010–2014 na Politechnice Gdańskiej i w dziewięciu innych krajowych jednostkach naukowo-badawczych. Grant ten, o nazwie „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju”, współfinansowany był przez Unię Europejską z Funduszu Rozwoju Regionalnego (w 85%) oraz przez budżet Polski (Ministerstwo Rozwoju Regionalnego, w 15%). Grant stanowił część Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka 2007–2013, Priorytet 1 – „Badania i rozwój nowoczesnych technologii”, Działanie 1.1 – „Wsparcie badań naukowych dla budowy gospodarki opartej na wiedzy”. Koordynatorem projektu badawczego była Politechnika Łódzka. Opisywane tu badania zostały zrealizowane w ramach zadania 018818 tego projektu. Autor dziękuje wyżej wymienionym instytucjom za wsparcie badań.

Autor chce wyrazić swoją osobistą wdzięczność dr. hab. inż. Piotrowi Korzeniowskiemu za wieloletnią współpracę badawczą i liczne inspiracje do naukowych poszukiwań.

## BIBLIOGRAFIA

1. AASHTO. LFRD Guide Specifications for Design of Concrete-Filled FRP Tubes for Flexural and Axial Members. American Association of State Highway and Transportation Officials, USA 2012.
2. Abramski M. Badania eksperymentalne własności osiowo ściskanych słupów CFST. Praca doktorska. Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Gdańsk 2006.
3. Abramski M. Load-carrying capacity of axially loaded concrete-filled steel tubular columns made of thin tubes. Archives of Civil and Mechanical Engineering 2018, 18, s. 902–913.
4. Abramski M. Stan graniczny nośności mostowego dźwigara żelbetowego na zginanie według norm PN-EN 1992-2 oraz PN-S-10042:1991. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej 2016, 21, s. 7–25.
5. Abramski M., Kondrat J., Korzeniowski P. Badania eksperymentalne słupów CFST z betonem zwykłym i ekspansywnym. Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury, Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture 2017, XXXIV, s. 307–323.
6. Abramski M., Korzeniowski P., Mikulski T. The behaviour of concrete filled steel tubes under axial loading. [W:] Proceedings of International Conference „Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures”. Ustroń–Gliwice 2005.
7. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) with Commentary. American Concrete Institute, USA 2014.
8. ACI Committee 440. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures (ACI 440.2R-17). American Concrete Institute, USA 2017.
9. ACI Committee 440. Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures (ACI 440.3R-04). American Concrete Institute, USA 2004.
10. ASTM. C469-02: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. ASTM International, West Conshohocken, PA 2002.
11. ASTM. D2290-00: Standard Test Method for Apparent Hoop Tensile Strength of Plastic or Reinforced Plastic Pipe by Split Disk Method. ASTM International, West Conshohocken, PA 2000.
12. ASTM D2584-11: Standard Test Method for Ignition Loss of Cured Reinforced Resins. 2011.
13. ASTM. D3039M-00: Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials. ASTM International, West Conshohocken, PA 2000.
14. ASTM. D7258-14: Standard Specification for Polymeric Piles. ASTM International, West Conshohocken, PA 2014.
15. Bielewicz E. Wytrzymałość materiałów. Wyd. 6. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1992.
16. Choi S., Lee M., Lee S.W. Mechanical behavior of slender concrete-filled fiber reinforced polymer columns. Journal of the Korea Concrete Institute 2004, 16, s. 565–572.
17. Dietrich R.J., Herion S. Brücken mit Stahlrohrtragwerken gestalten und realisieren. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 2018.
18. DIN EN 1992-1-1/NA. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau 2011.
19. Fam A., Pando M., Filz G., Rizkalla S. Precast piles for Route 40 Bridge in Virginia using concrete filled FRP tubes. PCI Journal 2003, 48, s. 32–45.
20. fib Model Code for Concrete Structures. The International Federation for Structural Concrete (fib). Lausanne, Switzerland 2010.



21. Furtak K. Konstrukcje stalowo-betonowe. [W:] Furtak K. Mosty zespolone. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa–Kraków 1999, s. 349–355.
22. Furtak K. Mosty betonowe. Podstawy konstruowania i obliczania. Politechnika Krakowska, Kraków 2013.
23. German J. Podstawy mechaniki kompozytów włóknistych. Politechnika Krakowska, Kraków 1996.
24. Gwizdała K. Fundamenty palowe. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2018.
25. Hadi M.N.S., Khan Q.S., Sheikh M.N. Axial and flexural behavior of unreinforced and FRP bar reinforced circular concrete filled FRP tube columns. *Construction and Building Materials* 2016, 122, s. 43–53.
26. Halicka A. Redistribution of internal forces in reinforced concrete columns strengthened by jacketing. *Archives of Civil Engineering* 2005, 51, s. 43–63.
27. Harries K.A., Carey S.A. Shape and „gap” effects on the behavior of variably confined concrete. *Cement and Concrete Research* 2003, 33, s. 881–890.
28. Hillman A. Anchorage Port Project is downsized to deal with corrosion, not expansion. Alaska Public Media 2014; <https://www.alaskapublic.org/2014/09/15/anchorage-port-project-is-downsized-to-deal-with-corrosion-not-expansion/>.
29. Kamińska M.E., Ignatowski P., Kotyńska R. Badania doświadczalne elementów ściskanych wzmocnionych materiałami kompozytowymi CFRP [Experimental research on CFRP confined RC members], Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Zeszyt Nr 15. Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 2003.
30. Khan Q.S., Sheikh M.N., Hadi M.N.S. Concrete filled carbon FRP tube (CFRP-CFFT) columns with and without CFRP reinforcing bars: axial-flexural interactions. *Composites Part B: Engineering* 2018; 133: 42–52.
31. Knauff M. Obliczanie konstrukcji żelbetowych według *Eurokodu 2*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2018.
32. Knauff M., Grzeszczykowski B., Golubińska A. Przykłady obliczania konstrukcji żelbetowych. Elementy ściskane. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2017.
33. Korzeniowski P. Żelbetowe słupy uzwojone. Badania i teoria. Politechnika Gdańska, Gdańsk 2000.
34. Korzeniowski P., Abramski M., Wesołowski M. i wsp. Raport końcowy z realizacji celów naukowo-badawczych. Projekt „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju” koordynowany przez Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska Politechniki Łódzkiej. Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2014.
35. Korzeniowski P., Wesołowski M., Abramski M., Kondrat J., Grzybowski J., Tomaszewski W. Raport naukowy z realizacji celów naukowo-badawczych „Milestones” w okresie 07.2013–12.2013. Projekt „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju” koordynowany przez Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska Politechniki Łódzkiej. Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, Gdańsk 2014.
36. Kukulski W., Sulimowski Z. Stan graniczny nośności z udziałem efektów odkształceń konstrukcji. [W:] Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według *Eurokodu 2*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.
37. Lam L., Teng J. Design-oriented stress-strain model for FRP confined concrete. *Construction and Building Materials* 2003, 17, s. 471–489.
38. Lee C.M. Snow and ice control operations manual. Texas Department of Transportation, USA 2017; [http://onlinemanuals.txdot.gov/txdotmanuals/sic/manual\\_notice.htm](http://onlinemanuals.txdot.gov/txdotmanuals/sic/manual_notice.htm).

39. Lee S.W., Choi S., Kim B.S., Kim Y.J., Park S.Y. Structural characteristics of concrete-filled glass fiber reinforced composite piles. [W:] Proceedings of the Third International Conference on Composites in Infrastructure, San Francisco, California, USA 2002.
40. Lemkiewicz W., Poznański T., Suwalski L. Odształcenia betonu. [W:] Budownictwo betonowe, tom II: Teoria betonu i żelbetu. Arkady, Warszawa 1964, s. 46.
41. Lewenhoff S. Screw-piles „EXPOSED”. A 20 year corrosion evaluation on boardwalks and platforms. Foundation Engineering Group 2016; <http://fegroup.net.au/blog/corrosion-soft-audit-screw-piles-on-boardwalks-platforms/>.
42. Lillistone D., Jolly C.K. Concrete-filled fibre reinforced plastic circular columns. [W:] Proceedings of the International Conference on the composite construction-conventional and innovative. Innsbruck, Austria 1997, s. 759–764.
43. Liu C., Wang Y., Wang W., Wu X. Seismic performance and collapse prevention of concrete-filled thin-walled steel tubular arches. *Thin-Walled Structures* 2014, 80, s. 91–102.
44. Madaj A., Wołowicki W. Projektowanie mostów betonowych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2010.
45. Majewski S. Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
46. Mayer P., Kaczmar J.W. Właściwości i zastosowania włókien węglowych i szklanych. *Tworzywa Sztuczne i Chemia* 2008, 6, s. 52–56.
47. McLean G. Tolaga Bay Wharf. New Zealand History 2013; <https://nzhistory.govt.nz/media/photo/tolaga-bay-wharf>.
48. Mirmiran A., Shahawy M. Behavior of concrete columns confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering* 1997, 123, s. 583–590.
49. Mohamed H., Masmoudi R. Behavior of FRP tubes-encased concrete columns under concentric and eccentric loads. [W:] Proceedings of the *American Composites Manufacturers Association Conference – Composites and Polycon*. Tampa, Florida, USA 2009.
50. Mohamed H.M., Masmoudi R. Axial load capacity of concrete-filled FRP tube columns: experimental versus theoretical predictions. *Journal of Composites for Construction* 2010, 14, s. 231–243.
51. Muczko A., Stefański E. Modernizacja i naprawa mostów żelbetowych. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1981.
52. Ochelski S. Metody doświadczalne mechaniki kompozytów konstrukcyjnych. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2004.
53. Oczóś K.E. Kompozyty włókniste – właściwości, zastosowanie, obróbka ubytkowa. *Mechanik* 2008, 81, s. 579–592.
54. Orito Y., Sato T., Tanaka N., Watanabe Y. Study on the unbonded steel tube concrete structure. [W:] C.D. Buckner, I.M. Viest (red.), *Composite construction in steel and concrete*. American Society of Civil Engineers, Henniker, New Hampshire, USA 1987, s. 786–804.
55. Ozbakkaloglu T., Lim J.C., Vincent T. FRP-confined concrete in circular sections: review and assessment of stress-strain models. *Engineering Structures* 2013, 49, 1068–1088.
56. Pando M.A., Ealy C.D., Filz G.M., Lesko J.J., Hoppe E.J. A laboratory and field study of composite pile for bridge substructures. Federal Highway Administration, McLean, VA, United States 2006.
57. PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. 2002.
58. PN-EN 12350-2: 2011. Badania mieszanki betonowej. Część 2: Badania konsystencji metodą opadu stożka. 2011.
59. PN-EN 1393: 2002. Systemy przewodów rurowych z tworzyw sztucznych. Rury z utwardzalnych tworzyw sztucznych wzmocnionych włóknem szklanym (GRP). Oznaczanie doraźnych właściwości wytrzymałościowych przy rozciąganiu wzdłużnym. 2002.

60. PN-EN 1394: 2002. Systemy przewodów rurowych z tworzyw sztucznych. Rury z utwardzalnych tworzyw sztucznych wzmocnionych włóknem szklanym (GRP). Oznaczenie umownej do-  
raźnej wytrzymałości obwodowej na rozciąganie. 2002.
61. PN-EN 1991-2:2007. *Eurokod 1*: Oddziaływania na konstrukcje – Część 2: Obciążenia ruchome  
mostów. Dokument główny + poprawki AC:2010, Ap1:2010.
62. PN-EN 1992-1-1:2008. *Eurokod 2*: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne  
i reguły dla budynków. Dokument główny + poprawki Ap1:2010, AC:2011, Ap2:2016-10 +  
załączniki krajowe NA:2010, NA:2016-11. 2016.
63. PN-EN 1993-1-1:2006. *Eurokod 3*: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-1: Reguły  
ogólne i reguły dla budynków. Dokument główny + poprawki AC:2009, Ap1:2010, A1:2014-07 +  
załącznik krajowy NA:2010. 2014.
64. PN-EN 1994-1-1:2008. *Eurokod 4*: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych  
– Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Dokument główny + poprawki AC:2009,  
Ap1:2010 + załącznik krajowy NA:2010. 2010.
65. PN-EN 206-1:2014. Beton – Część 1: wymagania, produkcja, właściwości i zgodność. 2014.
66. PN-EN ISO 527-1:2012. Tworzywa sztuczne – Oznaczenie właściwości mechanicznych przy sta-  
tycznym rozciąganiu – Część 1: Zasady ogólne. 2012.
67. PN-EN ISO 604:2006. Tworzywa sztuczne. Oznaczenie właściwości przy ściskaniu. 2006.
68. PN-S-10030:1985. Obiekty mostowe. Obciążenia. 1985.
69. PN-S-10042:1991. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowa-  
nie. 1991.
70. Riley J. Finishing touches on repairs to the Digby wharf: paving and shotcrete. Digby County  
Courier, 2014; [https://www.digbycourier.ca/business/finishing-touches-on-repairs-to-the-digby-  
-wharf-paving-and-shotcrete-38393/](https://www.digbycourier.ca/business/finishing-touches-on-repairs-to-the-digby-wharf-paving-and-shotcrete-38393/).
71. Samaan M.S. An analytical and experimental investigation of concrete-filled fiber reinforced  
plastics (FRP) tubes. PhD thesis. University of Central Florida, Orlando, Florida 1997.
72. Samaan M., Mirmiran A., Shahawy M. Model of concrete confined by fiber composites. *Journal  
of Structural Engineering* 1998, 124, s. 1025–1031.
73. Sheikh S.A., Jaffry S.A., Cui C. Investigation of glass-fibre-reinforced-polymer shells as form-  
work and reinforcement for concrete columns. *Canadian Journal of Civil Engineering* 2007, 34,  
s. 389–402.
74. Shrestha K.M., Chen B., Chen Y. State of the art of creep of concrete filled steel tubular arches.  
*KSCE Journal Of Civil Engineering* 2011, 15, 145–151.
75. Siwowski T. Projektowanie mostów według *Eurokodów* – podsumowanie. *Mosty* 2015, 5,  
s. 75–77.
76. Spoelstra M.R., Monti G. FRP-confined concrete model. *Journal of Composites for Construc-  
tion*, 1999, 3, 143–150.
77. sscott. Decrepit point loma wharf to be rebuilt in June. The Log – California’s Boating & Fishing  
News, 2014; <http://www.thelog.com/local/decrepit-point-loma-wharf-to-be-rebuilt-in-june/>.
78. Szablewski Ł. Weryfikacja istniejących metod wymiarowania rur polimerowych wypełnionych  
betonem na podstawie własnych badań eksperymentalnych rur z włókien szklanych wypełnio-  
nych betonem. Praca dyplomowa magisterska. Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Poli-  
technika Gdańska, Gdańsk 2013.
79. Szopa L., Flaga K. Efektywność pracy betonu w elementach zespolonych typu CFST. *Drogi:  
Lądowe, Powietrzne, Wodne* 2008, 11, s. 28–35.
80. Trapko T. Charakterystyka pełzania elementów ściskanych wzmocnianych materiałami kompo-  
zytowymi CFRP. *Kompozyty* 2011, 11, s. 18–22.
81. Trapko T. Odsztatcalność ściskanych elementów betonowych wzmocnionych materiałami  
kompozytowymi FRCM. *Budownictwo i Architektura* 2013, 12, 163–170.

82. Trapko T., Urbańska D., Kowalik T. Wyzwania we wzmacnianiu elementów betonowych. *Materiały Budowlane* 2015, 10, s. 89–91.
83. Yoon S.H., Cho W.M., Kim C.G. Measurement of modulus in filament wound ring specimen using split disk test. *Experimental Techniques* 1997, 21, s. 25–28.
84. Zrajkowska D.B., Jędrówicz J.R. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Esti Polymer. System ekologicznych profili zaporowych z PVC; [http://estipolymer.com/wp-content/uploads/2018/11/katalog\\_AgaStyl.pdf](http://estipolymer.com/wp-content/uploads/2018/11/katalog_AgaStyl.pdf).
85. Materiały informacyjno-promocyjne „Advanced Structures & Composites Center” oraz The University of Maine: Composite Arch Bridges. 2016; [https://www.youtube.com/watch?v=zvVE\\_KgVT-8](https://www.youtube.com/watch?v=zvVE_KgVT-8).
86. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Acotec NV, Belgia. Case Studies – Port of Naha – Okinawa – Japan. Acotec NV; <http://www.acotec.be/ProjectDetail.aspx?id=738c2290-be56-4700-8365-02eed905bdc0>.
87. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Advanced Infrastructure Technologies: Composite Arch Bridge System. Installation Handbook. 2017; <http://www.aitbridges.com/resources/>.
88. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Advanced Infrastructure Technologies: Concrete Filled, Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composite Tubes „Bridge-in-a-Backpack”. 2018; <https://businessdocbox.com/Construction/67032773-Concrete-filled-fiber-reinforced-polymer-frp-composite-tubes-bridge-in-a-backpack-a-collaborative-innovation-together-with.html>.
89. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Anode Outlet Ltd: Accelerated Low Water Corrosion. Anode outlet; <https://www.anodeoutlet.co.uk/accelerated-low-water-corrosion/>.
90. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Lancaster Composite: Lancaster CP40 Pile. Design Guide. Fiberglass/concrete composite marine piling. 2014.
91. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Lancaster Composite: Select Installations – Port Hadlock, Washington State. 2013; <http://www.lancastercomposite.com/installation08.html>.
92. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Pearson Pilings, <https://pearsonpilings.com/composite-pilings-vs-concrete-pilings/>
93. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Pietrucha Sp. z o.o.: Grodzice winylowe EcoLock; [http://www.pietrucha.pl/files/pietrucha/katalogi/EcoLock\\_pl\\_11-2017\\_WEB.pdf](http://www.pietrucha.pl/files/pietrucha/katalogi/EcoLock_pl_11-2017_WEB.pdf).
94. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Pietrucha Sp. z o.o.: Oferta – Inżynieria lądowa i wodna – Grodzice winylowe – Montaż; <http://www.pietrucha.pl/pl/oferta/inzyniera-ladowa-i-wodna/grodzice-winylowe/montaz>.
95. Materiały informacyjno-promocyjne firmy Port of Alaska: modernization program. 2016; <https://www.portofalaska.com/modernization-project/>.

# DORAŻNA NOŚNOŚĆ SŁUPÓW O PRZEKROJU KOŁOWYM Z RUR FRP WYPEŁNIONYM BETONEM BADANIA, TEORIA, OBLICZANIE

Niniejsza praca ma charakter monografii opisującej aktualny stan wiedzy z zakresu badań, teorii i projektowania słupów CFFT (*concrete filled fiber reinforced polymer tube*). Celem prowadzonych przez autora prac studialnych i badań własnych, w tym eksperymentalnych, jest szczegółowa analiza dorażnej nośności i zachowania się słupów CFFT poddanych ścisłaniu osiowemu i mimośrodowemu.

W pierwszym rozdziale wyjaśniono motywację autora do podjęcia tej tematyki, przedstawiając ją jednocześnie jako niszę badawczą. W rozdziale drugim opisano na konkretnych przykładach najbardziej odpowiednie dla słupów CFFT obszary zastosowań: jako obiekty infrastruktury morskiej i mostowej.

Rozdziały trzeci i czwarty mają na celu przedstawienie aktualnego stanu wiedzy, odpowiednio na temat zachowania betonu skrzepowanego w słupach z rur stalowych lub kompozytowych wypełnianych betonem (*concrete filled tube*) oraz uwzględniania efektów drugiego rzędu w obliczaniu nośności słupów z betonu. W rozdziale trzecim przywołano wyselekcjonowane, zdaniem autora – mające charakter najbardziej poznawczy badania obce i opatrzone je komentarzem. W rozdziale czwartym natomiast wzięto pod uwagę normatywy projektowania słupów z betonu: przede wszystkim europejskie (*Eurokody*), ale także amerykańskie, międzynarodowe i wybrane krajowe.

W rozdziale piątym, najbardziej obszernym, przedstawiono badania eksperymentalne, w przeważającej części własne, poświęcone nośności i zachowaniu słupów CFFT ścisłanych osiowo lub mimośrodowo. W całości własne w tym rozdziale są obszerne badania eksperymentalne własności kompozytów FRP rur, których użyto do wykonania wspomnianych słupów. Dla trzech zastosowanych kompozytów wyznaczono podstawowe stałe materiałowe, wymagane w teorii liniowej sprężystości. Ponieważ były to badania nietypowe dla inżynierii budowlanej, zastosowano procedury nie tylko normowe, lecz także własne, zaproponowane przez autora.

Wszystkie przeprowadzone badania opisane w pracy pozwoliły na sformułowanie propozycji metody wyznaczania dorażnej nośności słupów CFFT. Przedstawiono ją w rozdziale szóstym. Opracowując metodę, wzorowano się przede wszystkim na *Eurokodach* oraz na amerykańskim normatywie poświęconym projektowaniu słupów CFFT. Dla zaproponowanej metody opracowano program komputerowy i przy jego użyciu sprawdzono zgodność wyników nośności obliczonych metodą autorską z wynikami eksperymentów.

Na zakończenie nakreślono kierunki dalszych badań nad słupami CFFT.

# SHORT-TIME LOAD-CARRYING CAPACITY OF CONCRETE-FILLED FRP CIRCULAR TUBE COLUMNS EXPERIMENTS, THEORY, CALCULATION

The study is a monograph on state of the art of experiments, theory and design of CFFT columns (*Concrete Filled Fiber Reinforced Polymer Tube*). The scope of the study and experiments undertaken by the author is a detailed analysis of the short-term load-carrying capacity and the behavior of axially and eccentrically compressed CFFT columns.

In the first chapter the author's motivation is explained along with introducing the topic as a research niche. In the second chapter utilizing CFFT columns is presented. Some examples are given. The most appropriate applications of this column type are identified in marine and bridge infrastructure.

Both chapters the third and the fourth aim at presenting the state of the art. In the third chapter the behavior of the confined concrete in the concrete-filled steel or FRP tubular columns is presented. The selected and in author's opinion the most revelatory foreign research was used and the author's comments were added. In the fourth chapter the commonly used methods of taking into account the second order effects in calculating the column carrying capacity are discussed. The standards and codes devoted to designing of concrete columns were used in the discussion. The selected standards of Europe (*Eurocodes*), USA, international ones as well as domestic ones were compared.

In the fifth chapter, the most comprehensive one, the experimental research is presented, predominantly made by the author. The research is devoted to the load-carrying capacity and the behavior of axially and eccentrically compressed CFFT columns. The extensive experimental investigation on material properties of FRP tubes used to make the mentioned CFFT columns were carried out entirely by the author. The basic material constants required in the linear-elastic theory were determined for three investigated FRP tubes. As the investigation was untypical for structural engineering, standard procedures were used along with other procedures, proposed by the author.

All investigations carried out in the study let the author formulate a proposal of a new method for determining the short-time load-carrying capacity of CFFT columns. The method is presented in the sixth chapter. The most influencing standards for the author's method were *Eurocodes* and an US guide for designing CFFT columns. The proposed method was implemented in a computer program developed by the author. The program was used to check the compatibility of the columns load-carrying capacities obtained both by the use of the proposed method and in the experiments.

Finally, the directions of the further investigations on CFFT columns were outlined.