POLITECHNIKA KRAKOWSKA
IM. TADEUSZA KOŚCIUSZKI
WYDZIAŁ INŻYNIERII LĄDOWEJ
INSTYTUT MATERIAŁÓW I KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH
PRACOWNIA KONSTRUKCJI SPRĘŻONYCH

MGR INŻ. PIOTR SOKAL

WYTRZYMAŁOŚĆ NA DOCISK W BETONACH WYSOKIEJ WYTRZYMAŁOŚCI WZMOCNIONYCH STALOWYM ZBROJENIEM SPIRALNYM

PRACA DOKTORSKA

Promotor:
dr hab. inż. Andrzej Seruga, prof. PK

Kraków, lipiec 2016

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Praca naukowa sfinansowana ze środków na naukę:
L-1/400/2014/DS-M w latach 2014-2015
L-1/406/2015/DS-M w latach 2015-2016
jako projekt badawczy.

Stypendium
w ramach projektu „Doctus – Małopolski fundusz stypendialny dla doktorantów"
współfinansowany ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego, nr umowy ZS.4112-60/12, w latach 2012-2015.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

PODZIĘKOWANIA

W pierwszej kolejności pragnę podziękować mojemu Bogu Jezusowi za życie oraz wszelkie siły, talenty, abym mógł napisać tę pracę. Chcę również podziękować innym osobom, które mnie wspierały podczas tworzenia tej pracy:

- **Martynie, mojej żonie**, za wszelkie wsparcie, wyrozumiałość i zachęty.
- **Profesorowi Andrzejowi Serudze**, za prowadzenie, poświęcony czas oraz rady.
- **Mojemu ojcu**, za rady i niezliczone dyskusje oraz wsparcie finansowe.
- **Mojemu bratu Wojciechowi**, za wszelką pomoc, rady i uwagi.
- **Mojej mamie i bratu Szymonowi**, za motywację.
- **Firmie KONSPROJEKT i jej pracownikom,** za wsparcie finansowe i pomoc przy przygotowaniu elementów badawczych.
- **Koleżankom i Kolegom z Pracowni Konstrukcji Sprężonych,** za cenne dyskusje.
- **Pracownikom Laboratorium Badawczego Materiałów i Konstrukcji Budowlanych,** za pomoc w pracach badawczych.
- **oraz Tym wszystkim, którzy wsparli mnie podczas tworzenia tej pracy.**

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

WYTRZYMAŁOŚĆ NA DOCISK W BETONACH WYSOKIEJ WYTRZYMAŁOŚCI WZMOCNIONYCH STALOWYM ZBROJENIEM SPIRALNYM

mgr inż. Piotr Sokal

STRESZCZENIE

Rozprawa doktorska podejmuje temat wytrzymałości na docisk betonów wysokiej wytrzymałości obciążonych lokalnie. Ważnym aspektem rozprawy jest wpływ zastosowania zbrojenia w postaci stalowych spirali na wytrzymałość betonu na docisk.

Praca zawiera opis dotychczasowej wiedzy w zakresie tematyki docisku w betonie. Przedstawiono w niej także zagadnienia związane ze skrępowaniem betonu oraz parametry wytrzymałościowe betonów wysokiej wytrzymałości, które znacząco wpływają na wytrzymałość betonu na docisk. Rozprawa prezentuje publikacje oraz zapisy normowe dotyczące powyższych zagadnień. Na podstawie analizy bazy wyników dotychczas przeprowadzonych badań autor wyprowadził wzory służące do obliczania wytrzymałości na docisk.

Istotną częścią dysertacji były własne badania doświadczalne elementów walcowych z betonów wysokiej wytrzymałości, o wytrzymałościach na ściskanie wynoszącej 70 MPa i 100 MPa oraz elementów z betonu zwykłego o wytrzymałości na ściskanie równej 53 MPa. Łącznie przebadano 155 elementów, z czego 51 było niezbrojonych, a 104 posiadały zbrojenie w postaci spirali. Zmiennymi parametrami, oprócz wytrzymałości betonu na ściskanie, były: 1) stosunek pola powierzchni przekroju poprzecznego elementu do pola powierzchni docisku, 2) średnica rdzenia spirali, 3) średnicy pręta spirali. Głównymi wielkościami analizowanymi podczas badań były: 1) wytrzymałość betonu na docisk, 2) naprężenia w stali spirali, 3) obciążenie powodujące zarysowanie pobocznicy, 4) odkształcenia pod powierzchnią docisku.

Badania wykazały, że stosunek wytrzymałości na docisk do wytrzymałości na ściskanie maleje wraz z zastosowaniem betonów o coraz wyższej wytrzymałości na ściskanie. Zaobserwowano również, że wartość naprężeń w stali spirali w chwili zniszczenia elementu poddanego dociskowi może nie osiągać wartości równych granicy plastyczności. Wyniki wykazała, że w elementach z betonu o wytrzymałości na ściskanie 100 MPa, obciążonych dociskiem nie zawsze dochodzi do uplastycznienia stali na całym obwodzie w strefie najbardziej wytężonej. Zauważono również, poziom wytężenia, przy którym dochodzi do uplastycznienia stali zbrojeniowej rośnie wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Stosunek wytrzymałości na docisk elementu zbrojonego do niezbrojonego rośnie wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. W pracy zaproponowano wzory do obliczania wytrzymałości na docisk w elementach zbrojonych i niezbrojonych wykonanych z BWW.

Zaproponowano nieliniowy model numeryczny MES do obliczania wytrzymałości betonu na docisk dla elementów niezbrojonych i posiadających zbrojenie spiralne. Wyniki uzyskane na podstawie tego modelu wykazują się dobrą zgodności z badaniami doświadczalnymi.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BEARING CAPACITY OF LOCALLY LOADED HIGH STRENGTH CONCRETE REINFORCED BY STEEL SPIRALS

MSC CENG PIOTR SOKAL

ABSTRACT

The thesis address an issue of bearing capacity of high-strength concrete loaded over limited area. An important aspect of the dissertation is the effect of the use of steel reinforcement in the form of a spiral on the bearing capacity of concrete.

The work contains a state of the art of bearing capacity of concrete. It presents the issues of concrete confinement and mechanical parameters of high-strength concretes which affect the bearing strength of concrete significantly. The work presents the publications and code provisions concerning the above issues. Based on the analysis of the research results database, author carried out formulas for calculating the bearing capacity of concrete.

An important part of the dissertation are author's own experimental studies on cylindrical elements made of high-strength concrete of compressive strength 70 MPa and 100 MPa and normal concrete of compressive strength 53 MPa. A total of 155 elements, of which 51 were unreinforced and 104 was reinforced by the steel spirals, were examined. Variable parameters in addition to the compressive strength of concrete were: 1) the ratio of the cross-section area to the bearing area, 2) the core diameter of the spiral, 3) the diameter of the spiral bar. The main analysed value were: 1) the bearing capacity of concrete, 2) the stresses in the steel spiral, 3) the cracking load, 4) strains under the loaded area.

Researches showed that the ratio of the bearing strength of partially loaded area to compressive strength decreases with the use of concrete of higher compressive strength. It was also observed that the value of stress in the steel spiral at the failure of element which is subjected to local compression can be lower than yield strength. Results showed that spiral in elements of 100 MPa concrete, does not always yield at the whole perimeter at the failure load in the most damaged region. It was also noticed that the level of effort at the time of achieving yield strength in steel increases. The ratio of the bearing strength of reinforced concrete to unreinforced concrete increases with the concrete compressive strength. Formulas to calculate the bearing capacity of the reinforced and unreinforced high strength concrete were presented.

A nonlinear FEM model to calculate the bearing strength of concrete in the unreinforced and reinforced by spirals elements was proposed. Results obtained from the analysis according to the model show a good compatibility with experimental ones.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

SPIS TREŚCI

Podziękowania 5
Streszczenie 7
Abstract 8
Spis treści 9
Oznaczenia 17
1. Wprowadzenie 19
1.1. Geneza problemu 19
1.2. Tematyka i cel pracy 20
1.3. Tezy pracy 20
1.4. Zakres pracy 21
2. Docisk 23
2.1. Charakterystyka docisku 23
2.2. Główne dotychczasowe badania betonu poddanego dociskowi trójwymiarowemu 25
2.2.1. Bauschinger (1876) 25
2.2.2. Shelson (1957) 25
2.2.3. Au i Baird (1960) 25
2.2.4. Middendorf (1960) 25
2.2.5. Kriz i Raths (1963) 25
2.2.6. Zieliński i Rowe (1963) 25
2.2.7. Ciesielski i Ziobroń (1964) 26
2.2.8. Muguruma i Okamoto (1965) 26
2.2.9. Badora i Putko (1967) 26
2.2.10. Hawkins (1968) 26
2.2.11. Taylor (1968) 27
2.2.12. Chen i Drucker (1969) 27
2.2.13. Haagsma (1969) 27
2.2.14. Knauff (1969) 27
2.2.15. Hyland i Chen (1970) 28
2.2.16. Niyogi (1973, 1974 i 1975) 28
2.2.17. Wurm i Daschner (1977) 30
2.2.18. Williams (1979) 30
2.2.19. Trinh (1985) 31

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

2.2.20. Wong (1986) 31
2.2.21. Roberts (1990) 32
2.2.22. Cai i Xue (1996) 32
2.2.23. Ahmed et al. (1998) 33
2.2.24. Choi i Ibell (2004) 33
2.2.25. Bonetti (2005) 33
2.2.26. Zhou et al. (2013) 34
2.2.27. Bonetti et al. (2014) 35
2.3. Zagadnienie docisku w normach 35
2.3.1. Polskie Normy 35
2.3.2. Norma amerykańska 38
2.3.3. Normy europejskie 39
2.3.4. Model Code 2010 (2012) 41
2.4. Zestawienie wzorów do obliczania wytrzymałości na docisk betonu niezbrojonego 41
2.5. Zestawienie wzorów do obliczania wytrzymałości na docisk betonu zbrojonego .42
2.6. Wpływ wytrzymałości betonu i zastosowania BWW 47
2.7. Wpływ stosunku pola powierzchni przekroju do pola powierzchni docisku 50
2.8. Wpływ zastosowania zbrojenia 53
2.9. Wpływ stosunku wysokości elementu do jego szerokości na wytrzymałość na docisk 58
2.10. Wpływ wielkości próbki 58
2.11. Wpływ występowania otworu 59
2.12. Wpływ sił i naprężeń tnących 59
2.13. Wpływ nierównomiernego obciążenia 59
2.14. Strefy zakotwienia 59
2.14.1. Strefa lokalna 61
2.14.2. Strefa ogólna 63
2.14.3. Interakcja między strefą ogólną i lokalną 64
3. Właściwości mechaniczne betonu wysokiej wytrzymałości 65
3.1. Wytrzymałość na ściskanie 66
3.1.1. Wartość wytrzymałość na ściskanie 66
3.1.2. Przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie 67
3.1.3. Wpływ długotrwałego obciążenia 69
3.2. Moduł sprężystości i współczynnik Poissona 69
3.2.1. Moduł sprężystości 69

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3.2.2. Współczynnik Poissona ... 70
3.3. Zależność naprężenie-odkształcenie i odkształcalność po osiągnięciu wytrzymałości na ściskanie ... 70
3.4. Zachowanie betonu przy rozciąganiu i jego wytrzymałość na rozciąganie ... 72
3.4.1. Wartość wytrzymałości na rozciąganie ... 72
3.4.2. Przyrost wytrzymałości na rozciąganie w czasie ... 73
3.4.3. Wpływ długotrwałego obciążenia ... 74
3.4.4. Zachowanie betonu przy rozciąganiu ... 74
3.5. Energia pękania przy rozciąganiu ... 74
3.6. Pełzanie i skurcz ... 75
3.6.1. Pełzanie ... 75
3.6.2. Skurcz ... 76
4. Skrępowanie betonu okrągłym stalowym zbrojeniem ... 77
4.1. Skrępowanie betonu ... 77
4.1.1. Skrępowanie czynne ... 77
4.1.2. Skrępowanie bierne ... 77
4.2. Najważniejsze modele i badania betonu skrępowanego zbrojeniem okrągłym ... 79
4.2.1. Considere (1903) ... 79
4.2.2. Richart et al. (1298, 1929) ... 79
4.2.3. Iyengar et al. (1970) ... 79
4.2.4. Ahmad i Shah (1982a, 1982b) ... 80
4.2.5. Martinez et al. (1982, 1984) ... 80
4.2.6. Kanellopoulos (1986) ... 80
4.2.7. Mander et al. (1988a, 1988b) ... 80
4.2.8. Saatcioglu i Razvi ... 81
4.2.9. Sheikh i Toklacu (1993) ... 81
4.2.10. El-Dash i Ahmad (1995) ... 82
4.2.11. Liu i Foster (1998) ... 82
4.2.12. Razvi i Saatcioglu (1999) ... 82
4.2.13. Godycki-Ćwirko et al. (1999a, 1999b i 2001) ... 82
4.2.14. Assa et al. (2001) ... 83
4.2.15. Pessiki et al. (2001) ... 83
4.2.16. Légeron i Paultre (2003) ... 83
4.2.17. Bing et al. (2004) ... 84
4.2.18. El-Fattah (2012) ... 84

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

4.3. Skrępowanie betonu w normach 84
4.3.1. Polskie przepisy budowlane 84
4.3.2. Norma amerykańska 86
4.3.3. Eurokod 2 87
4.3.4. Model Code 2010 (2012) 87
4.4. Wpływ granicy plastyczności, powierzchni i rozstawu zbrojenia 88
4.5. Wpływ wytrzymałości betonu 90
4.6. Inne sposoby skrępowania 90
4.7. Inne wpływy 90
5. Studium parametryczne docisku na podstawie dotychczasowych badań 91
5.1. Analiza elementów niezbrojonych 91
5.1.1. Uwzględnione badania 91
5.1.2. Założenia analizy 94
5.1.3. Wyniki analizy bez uwzględnienia wpływu liczby próbek o danej wytrzymałości i stosunku R 95
5.1.4. Wyniki analizy z uwzględnieniem wpływu liczby próbek o danej wytrzymałości i bez uwzględniania wpływu liczby próbek o danym stosunku R 96
5.1.5. Wyniki analizy z uwzględnieniem wpływu liczby próbek o danej wytrzymałości i stosunku R 98
5.1.6. Porównanie wyników dotychczasowych badań z rezultatami uzyskanymi na podstawie wzoru z normy PN-EN 1992-1-1:2008 102
5.1.7. Wnioski z analizy elementów niezbrojonych 103
5.2. Analiza elementów zbrojonych stalowymi spiralami. 104
5.2.1. Uwzględnione badania 104
5.2.2. Założenia analizy 107
5.2.3. Wyniki analizy bez uwzględnienia wpływu liczby próbek o danej wytrzymałości na ściskanie, stosunku R i stopniu zbrojenia 108
5.2.4. Wyniki analizy z uwzględnieniem wpływu liczby próbek o danej wytrzymałości na ściskanie, stosunku R i stopniu zbrojenia 111
5.2.5. Analiza wpływu wytrzymałości na ściskanie na wytrzymałość na docisk 112
5.2.6. Analiza wpływu zbrojenia na wytrzymałość na docisk 113
5.2.7. Porównanie wyników dotychczasowych badań z rezultatami uzyskanymi na podstawie możliwych wzorów z Model Code 2010 i normy PN-B 03264:2002 114
5.2.8. Wnioski z analizy elementów zbrojonych 116
6. Własne badania doświadczalne 119
6.1. Program badań 119
6.2. Badania wstępne 120

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

6.2.1. Cele badań wstępnych ... 120
6.2.2. Użyte materiały ... 120
6.2.2.1. Beton ... 120
6.2.2.2. Stal zbrojeniowa ... 120
6.2.3. Elementy badawcze ... 121
6.2.4. Metodyka badań ... 121
6.2.5. Wyniki badań wstępnych ... 122
6.2.6. Wnioski z badań wstępnych ... 125
6.3. Beton ... 126
6.3.1. Użyte rodzaje betonu i skład mieszanek betonowych ... 126
6.3.2. Właściwości mechaniczne betonów związane ze ściskaniem ... 127
6.3.2.1. Wytrzymałość na ściskanie ... 127
6.3.2.2. Moduł sprężystości ... 128
6.3.2.3. Zależność naprężenie-odkształcenie dla betonu podczas ściskania ... 128
6.3.3. Właściwości mechaniczne betonów związane z rozciąganiem ... 130
6.3.3.1. Wytrzymałość na rozciąganie ... 130
6.3.3.2. Odkształcenie betonu w chwili osiągnięcia naprężeń równych wytrzymałości na rozciąganie i energia pękania ... 131
6.3.4. Przybliżone pomiary skurczu betonu ... 131
6.4. Stal zbrojeniowa ... 131
6.5. Charakterystyka elementów badawczych ... 133
6.6. Czujniki i pomiary wykorzystane w elementach badawczych ... 139
6.6.1. Tensometry do pomiaru odkształceń stali zbrojeniowej ... 139
6.6.2. Drut elektrooporowy do pomiaru odkształceń obwodowych i chwili zarysowania ... 141
6.6.3. Czujniki strunowe ... 142
6.6.4. Pomiary wykonywane przez maszynę wytrzymałościową ... 142
6.6.5. Pomiary metodą wizyjną ... 143
6.7. Przygotowanie elementów ... 144
6.7.1. Przygotowanie zbrojenia ... 144
6.7.2. Przygotowanie szalunków ... 144
6.7.3. Umieszczenie czujników strunowych ... 145
6.7.4. Betonowanie i rozformowywanie próbek ... 145
6.7.5. Przygotowanie podstaw walca do badania ... 146
6.7.6. Przygotowanie próbki do pomiarów wizyjnych i klejenie drutu elektrooporowego ... 147

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

6.8. Metodyka badań i stanowisko badawcze 147
7. Wyniki własnych badań doświadczalnych 151
7.1. Wytrzymałości na docisk i obciążenie rysujące 151
7.1.1. Elementy niezbrojone 151
7.1.2. Elementy zbrojone 151
7.2. Wyniki wartości naprężeń w stali spirali badanych elementów 151
7.2.1. Naprężenia na poszczególnych pętlach spirali z pręta Ø10 mm o średnicy rdzenia 151 mm i skoku 52 mm 151
7.2.2. Uśrednione naprężenia w spiralach elementów zbrojonych 159
7.3. Wybrane wyniki pomiaru odkształcenia drutem elektrooporowym 159
7.4. Wyniki pomiarów odkształceń pod powierzchnią docisku 175
7.5. Wybrane wyniki pomiarów wizyjnych 177
8. Analiza wyników badań doświadczalnych 181
8.1. Wytrzymałości betonu na docisk 181
8.1.1. Elementy niezbrojone 181
8.1.1.1. Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na ściskanie 181
8.1.1.2. Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe 183
8.1.1.3. Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupaniu 185
8.1.1.4. Wpływ stosunku R 186
8.1.2. Elementy zbrojone 187
8.1.2.1. Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na ściskanie 187
8.1.2.2. Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe 188
8.1.2.3. Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupaniu 188
8.1.2.4. Wpływ stosunku R 195
8.1.2.5. Wpływ zastosowania zbrojenia – różnica wytrzymałości na docisk między betonem zbrojonym i niezbrojonym 198
8.1.2.6. Wpływ średnicy rdzenia spirali 199
8.2. Zarysowanie pobocznicy walca i odkształcenia mierzone drutem elektrooporowym 200
8.2.1. Stosunek obciążenia rysującego do obciążenia niszczącego 200
8.2.2. Wpływ zastosowanego zbrojenia na wartość obciążenia rysującego 203

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8.2.3. Odkształcenia mierzone drutem elektrooporowym ... 206
8.3. Naprężenia w stali spirali ... 207
8.3.1. Wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie ... 207
8.3.2. Wpływ innych czynników związanych ze zbrojeniem ... 211
8.3.2.1. Wpływ stosunku R ... 213
8.3.2.2. Wpływ średnicy rdzenia spirali ... 213
8.3.2.3. Wpływ stopnia zbrojenia ... 213
8.3.3. Analiza zależności naprężenia w zbrojeniu spiralnym od wytężenia dla elementów zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm o średnicy rdzenia równej 151 mm ... 214
8.3.3.1. Analiza naprężenia uśrednionego ... 214
8.3.3.2. Analiza naprężenia na poszczególnych pętlach spirali ... 215
8.4. Odkształcenia pod powierzchnią docisku w betonie o wytrzymałości na ściskanie 100 MPa ... 215
8.5. Odkształcenia obwodowe na pobocznicy walca pomierzone metodą wizyjną ... 217
8.6. Mechanizm zniszczenia ... 218
8.6.1. Elementy niezbrojone ... 218
8.6.2. Elementy zbrojone ... 222
8.6.2.1. Elementy poddane dociskowi ... 222
8.6.2.2. Elementy poddane ściskaniu na całej powierzchni ... 225
8.7. Propozycja wzorów do obliczania wytrzymałości na docisk ... 226
8.7.1. Założenia dla wzorów ... 226
8.7.2. Wzory dla elementów niezbrojonych ... 226
8.7.3. Wzory dla elementów zbrojonych ... 229
9. Analiza numeryczna MES ... 233
9.1. Założenia głównej analizy MES ... 233
9.1.1. Podstawowe założenia modelu obliczeniowego ... 233
9.1.1.1. Kształt próbek ... 233
9.1.1.2. Elementy skończone i siatkowanie ... 234
9.1.1.3. Model obciążenia powierzchni docisku ... 234
9.1.1.4. Obciążenie i jego przyrosty ... 235
9.1.1.5. Modelowanie skurczu betonu ... 235
9.1.1.6. Kryteria zgodności modelu ... 235
9.1.1.7. Główne wielkości uzyskiwane na podstawie obliczeń ... 236
9.1.2. Modele materiału ... 236
9.1.2.1. Modele betonu ... 236
9.1.2.2. Model stali zbrojeniowej ... 238

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

9.1.2.3. Model stali płyty znajdującej się pod badaną próbką i kontaktu między oboma elementami ... 238
9.2. Wstępna parametryczna analiza MES ... 238
9.2.1. Założenia ... 238
9.2.2. Wyniki ... 239
9.2.3. Wnioski ... 245
9.3. Zbieżność modelu MES ... 248
9.4. Wyniki wytrzymałości na docisk i ich porównanie z wynikami badań eksperymentalnych ... 249
9.5. Wyniki naprężeń w stali spirali w chwili zniszczenia i ich porównanie z wynikami badań eksperymentalnych ... 249
9.6. Wyniki odkształceń podłużnych pod powierzchnią docisku i ich porównanie z wynikami badań eksperymentalnych ... 257
9.7. Wyniki maksymalnych i minimalnych naprężeń głównych i naprężeń von Misesa 261
10. Podsumowanie i wnioski końcowe ... 269
10.1. Wnioski ... 269
10.1.1. Wpływ parametrów wytrzymałościowych betonu na wytrzymałość na docisk ... 269
10.1.2. Wpływ zastosowania zbrojenia w postaci spirali na wytrzymałość na docisk ... 269
10.1.3. Wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na naprężenia w stalowej spirali podczas badania elementów na docisk ... 270
10.1.4. Zarysowanie powierzchni bocznej elementów poddanych dociskowi ... 271
10.1.5. Pozostałe wnioski ... 271
10.2. Podsumowanie analizy numerycznej ... 272
10.3. Propozycje wzorów do obliczania wytrzymałości na docisk ... 272
10.4. Obszary i kierunki dalszych badań ... 273
Literatura ... 275

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

OZNACZENIA

A – pole powierzchni przekroju elementu,
A_c – pole przekroju poprzecznego betonu (zazwyczaj słupa),
A_{c0} – pole powierzchni docisku,
A_{c1} – pole powierzchni rozdziału,
A_{core} – pole powierzchni przekroju poprzecznego skrępowanego rdzenia betonowego,
A_s – pole przekroju pręta zbrojenia poprzecznego,
A_{sc} – pole przekroju zbrojenia poprzecznego w strefie docisku w jednym poziomie (np. dwa pola powierzchni pręta spirali),
A_{sp} – pole przekroju pręta zbrojenia poprzecznego,
A_{sl} – pole przekroju zbrojenia podłużnego (zazwyczaj słupa),
$A_{s,tot}$ – pole powierzchni zbrojenia poprzecznego w strefie docisku,
E_s – moduł sprężystości stali,
F_{Ru} – nośność elementu na docisk,
$F_{Ru,exp}$ – nośność elementu na docisk uzyskana na podstawie badań doświadczalnych,
$F_{Ru,MES}$ – nośność elementu na docisk uzyskana na podstawie analizy numerycznej metodą elementów skończonych,
P – siła powodująca docisk,
R – stosunek pola powierzchni przekroju (ewentualnie pola powierzchni rozdziału) do pola powierzchni docisku,
d – średnica lub szerokość przekroju poprzecznego elementu,
d_0 – średnica pola powierzchni docisku,
d_c – średnica skrępowanego rdzenia betonowego,
d_{sp} – średnica pręta zbrojenia krępującego,
f_c – wytrzymałość betonu na ściskanie (zazwyczaj określana na walcach),
f'_c – wytrzymałość betonu na ściskanie określana na walcach lub określona (am. *specified*) wytrzymałość na ściskanie według normy amerykańskiej
f_{cc} – wytrzymałość betonu skrępowanego,
$f_{c,cube}$ – wytrzymałość betonu na ściskanie określana na kostkach,
$f_{c,cyl}$ – wytrzymałość betonu na ściskanie określana na walcach,
f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,
f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie określana na walcach,
f_{ct} – wytrzymałość betonu na rozciąganie jednoosiowe,
$f_{ct,sp}$ – wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupaniu,
f_{lat} – naprężenie krępujące niezredukowane przez wpływ skoku spirali lub rozstaw strzemion,
$f_{lat,eff}$ – efektywne naprężenie krępujące (zredukowane przez wpływ skoku spirali lub rozstaw strzemion),
f_y – granica plastyczności stali,
f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności stali,
h – wysokość elementu,
n – liczba próbek,
q – wytrzymałość na docisk betonu,
q' – wytrzymałość na docisk betonu niezbrojonego,
q_{exp} – wytrzymałość na docisk betonu uzyskana na podstawie badań doświadczalnych,
q_{MES} – wytrzymałość na docisk betonu uzyskana na podstawie analizy numerycznej metodą elementów skończonych (MES),
s – skok spirali lub rozstaw strzemion,
$\bar{x}$ – wartość średnia,
ε_{c1} – odkształcenie, przy którym beton osiąga naprężenia równe wytrzymałości na ściskanie,
ρ_s – objętościowy stopień zbrojenia w strefie docisku,

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

σ_q – ciśnienie na powierzchni docisku,
σ – odchylenie standardowe,
χ – współczynnik redukujący wytrzymałość BWW na docisk .

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

1. WPROWADZENIE

1.1. GENEZA PROBLEMU

Od kilkudziesięciu lat coraz większe zastosowanie w budownictwie znajduje beton wysokiej wytrzymałości (BWW). Głównym obszarem jego zastosowania są konstrukcje sprężone. Sprężenie betonu bardzo często wykorzystuje się w budowlach mostowych. Użycie w nich BWW pozwala na ograniczenie wielkości elementów i zapewnia trwałość konstrukcji.

Jednym z wielu problemów występujących przy wykorzystaniu sprężenia jest poprawne zaprojektowanie strefy zakotwienia kabli sprężających. W tym obszarze konstrukcji występują bardzo duże – niejednokrotnie przekraczające wytrzymałość betonu na ściskanie naprężenia ściskające jak również, w większej odległości od zakotwienia, naprężenia rozciągające (rys. 2.1).

Wspomniane powyżej naprężenia ściskające wywoływane są przez działające obciążenie dociskowe, czyli takie, które występuje na ograniczonej powierzchni w stosunku do całkowitej powierzchni przekroju elementu. Dociskiem obciążone są również miejsca połączeń słupów prefabrykowanych przy zastosowaniu blachy centrującej, a także okolice łożysk belek mostowych.

Badania docisku betonu rozpoczęto na większą skalę w połowie zeszłego stulecia, choć w literaturze można znaleźć pracę *Bauschingera* (1876), w której autor analizował wytrzymałość na docisk piaskowca, a której wyniki wykorzystano przy ustalaniu wytrzymałości betonu na docisk.

Wytrzymałość na docisk zależy przede wszystkim od wytrzymałości betonu na ściskanie oraz stosunku R powierzchni przekroju elementu A (lub powierzchni rozdziału A_{c1}, która jest ograniczona z różnych względów dostępną powierzchnią przekroju) do powierzchni docisku A_{c0}.

W celu zwiększenia wytrzymałości betonu stosuje się odpowiednie zbrojenie krępujące w postaci strzemion, siatek, pętli lub spirali ze stali zbrojeniowej. Zbrojenie to ogranicza możliwość poprzecznego odkształcania się betonu i pozwala na uzyskanie większych odkształceń poprzecznych w betonie bez utraty nośności, a co za tym idzie, uzyskanie większych odkształceń podłużnych i wytrzymałości. Na podstawie badań (*Niyogi,* 1975; *Roberts,* 1990) najbardziej efektywnym rodzajem zbrojenia na docisk są stalowe spirale.

Prowadzone dotychczas badania dotyczyły przede wszystkim elementów niezbrojonych z betonów o wytrzymałości f_c do około 75 MPa i elementów zbrojonych o wytrzymałości f_c do około 50 MPa. W literaturze bardzo trudno znaleźć publikacje dotyczące badań na elementach powyżej tej wytrzymałości. Jedną z łatwiej dostępnych prac dotyczących docisku na elementach z BWW jest norma *PN-EN 1992-2:2010* (2010) dotycząca konstrukcji mostowych. Nie uwzględnia ona jednak wpływu zbrojenia. Na podstawie tej normy oraz badań docisku na elementach o niższych wytrzymałościach, można wyciągnąć wniosek, że wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie stosunek wytrzymałości betonu na docisk q do wytrzymałości na ściskanie f_c maleje.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Analizując wyniki badań można również zaobserwować, że w niektórych przypadkach wzory proponowane przez normy podają zawyżone wartości wytrzymałości na docisk i jest to bardziej widoczne w elementach, w których *R* jest mniejsze od 3.

Wprowadzenie zbrojenia w strefie docisku powoduje skrępowanie betonu. Dotychczas skrępowanie analizowane było głównie w odniesieniu do słupów ze zbrojeniem poprzecznym. Główne badania wpływu skrępowania na wytrzymałość betonu prowadzone były na próbkach lub słupach z wprowadzonymi środkami krępującymi takimi jak: maty FRP, rury stalowe oraz pręty zbrojeniowe w różnych kształtach.

W badaniach z zastosowaniem zbrojenia obserwowano, że dla betonów zwykłych (BZ) w prętach zbrojeniowych dochodziło do uplastycznienia, natomiast w elementach z BWW stal zbrojeniowa nie zawsze osiągała granicę plastyczności. Powodowało to również zmniejszenie wartości stosunku wytrzymałości betonu skrępowanego na ściskanie do wytrzymałości betonu nieskrępowanego dla BWW w porównaniu do BZ.

Przedstawione powyżej fakty wskazują na potrzebę dogłębnego przeanalizowania zagadnienia docisku w elementach niezbrojonych i zbrojonych spiralami wykonanych z betonu wysokiej wytrzymałości. W pracy badano elementy z betonów o wytrzymałościach na ściskanie wynoszących około 50, 70 i 100 MPa.

1.2. TEMATYKA I CEL PRACY

Powodem podjęcia pracy badawczej dotyczącej docisku w betonie ze szczególnym uwzględnieniem BWW jest upowszechnienie stosowania betonów wysokowartościowych, a także prawdopodobna niezgodność zależności opartych na badaniach dla betonu zwykłego w przypadku odniesienia ich do BWW. Kolejną przyczyną badań jest brak jednoznacznych zaleceń dotyczących stosowania zbrojenia spiralnego jako wzmocnienia elementów poddanych dociskowi.

Podstawowe cele pracy to:

- Określenie nośności na docisk elementów z betonu o wytrzymałości na ściskanie około 50, 70 i 100 MPa.
- Określenie wpływu skrępowania spiralą na wytrzymałość na docisk i odkształcalność betonu zwykłego i wysokowartościowego.
- Określenie wpływu powierzchni docisku na naprężenia w stali spirali.
- Określenie wpływu przekroju pręta spirali na naprężenia w stali spirali.
- Określenie zależności obciążenie-odkształcenie pod powierzchnią docisku, w miejscu możliwego występowania maksymalnego odkształcenia podłużnego.
- Sprawdzenie zgodności założonego modelu MES z badaniami eksperymentalnymi.

1.3. TEZY PRACY

Teza I – Stosunek wytrzymałości na docisk do wytrzymałości na ściskanie betonu maleje wraz ze stosowaniem betonu o wyższej wytrzymałości betonu na ściskanie.

Teza II – W próbkach zbrojonych spiralą, poddanych dociskowi o tej samej powierzchni docisku (i powierzchni przekroju) naprężenia w zbrojeniu spiralnym, w chwili występowania maksymalnej siły docisku, maleją wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Teza III – W betonach wysokiej wytrzymałości bardziej korzystne niż w betonie zwykłym jest stosowanie spirali o mniejszej średnicy.
Teza IV – W elementach zbrojonych spiralą wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie uzyskuje się większy wzrost nośności na docisk w stosunku do elementów niezbrojonych.

1.4. ZAKRES PRACY

Praca dotyczy zagadnienia miejscowego obciążenia betonu dużymi siłami ściskającymi. Dla analizowanych elementów wprowadzono założenia:

- Badane elementy mają kształt walców i obciążane są na podstawie walca za pomocą okrągłej płyty stalowej.
- Obciążenie przyłożone jest w osi elementu i na jej kierunku.
- Elementy nie posiadają otworów podłużnych.
- Jedynym zbrojeniem poprzecznym elementów zbrojonych są spirale.

Zadaniem pracy nie było określenie wielkości powierzchni rozdziału. Obciążenie elementów było przykładane w osi walca i na jej kierunku. Średnica powierzchni docisku nie jest mniejsza od 1/3 średnicy walca, a wysokość walca jest większa od różnicy średnicy walca i średnicy pola docisku. Założenia te są zgodne z normą *PN-EN 1992-1-1* (2008) (rys.2.5) i umożliwią przyjęcie za pole powierzchni rozdziału pola przekroju poprzecznego elementu.

Rozprawa doktorska składa się z czterech części mających za zadanie zrealizowanie celów wymienionych w punkcie 1.2. Są to: studium literaturowe, studium parametryczne, badania doświadczalne oraz analiza numeryczna.

Studium literaturowe

Ta część pracy podzielona jest na trzy główne zagadnienia, zaprezentowane kolejno w rozdziałach 2 – 4. Pierwszy rozdział dotyczy docisku betonu. W tym zagadnieniu opisano docisk w elementach niezbrojonych i zbrojonych, wpływ różnych czynników na docisk oraz docisk w odniesieniu do problemów dotyczących strefy zakotwień, w której jest on bardzo ważnym elementem. W pracy zostały poruszone przede wszystkim zagadnienia związane z dociskiem trójwymiarowym. Opis docisku dwuwymiarowego (pasmowego) został przedstawiony w sposób skrótowy. Drugie zagadnienie tej części związane jest z właściwościami mechanicznymi betonów wysokowartościowych, natomiast trzecie dotyczy betonu skrępowanego spiralami, jak również czynników wpływających na efektywność tego skrępowania. Wyżej wymienione zagadnienia ze względu na swoją obszerność zostały przedstawione w sposób skrótowy, tak aby zaprezentowane zostały główne czynniki mogące mieć wpływ na zachowanie przy docisku.
Umieszczono również przegląd zaleceń normowych dotyczących docisku i skrępowania z uwzględnieniem betonów wysokiej wytrzymałości.

Studium parametryczne

W tej części (rozdział 5) została wykonana analiza wpływu wytrzymałości betonu na ściskanie oraz stosunku pola powierzchni rozdziału do pola powierzchni docisku na wytrzymałość na docisk. Dla elementów zbrojonych przedstawiono również wpływ stopnia zbrojenia na wytrzymałość na docisk. Analiza ta została oparta o wyniki dotychczasowych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

badań przeprowadzonych przez innych badaczy. Wynikiem analizy są propozycje wzorów służących do obliczania wytrzymałości na docisk betonu. W tej części porównano wyniki badań ze wzorami zaproponowanymi w normach budowlanych.

Badania doświadczalne

Celem badań eksperymentalnych, opisanych w rozdziałach 6 – 7, było przede wszystkim określenie pracy i nośności elementów niezbrojonych i zbrojonych spiralami stalowymi. Przebadane próbki mają kształt walca o średnicy 200 mm lub 252 mm i wysokości odpowiednio 400 mm lub 504 mm. Elementy były obciążane za pomocą okrągłych płyt stalowych.
Główne parametry badań to:

- wytrzymałość betonu na ściskanie (wartości przybliżone): 53 MPa, 70 MPa i 100 MPa,
- średnica spirali – 2 wymiary,
- średnica pręta spirali,
- stosunek pola powierzchni przekroju poprzecznego do powierzchni docisku – 3 wartości oraz dodatkowo ściskanie na całej powierzchni.

Analiza numeryczna

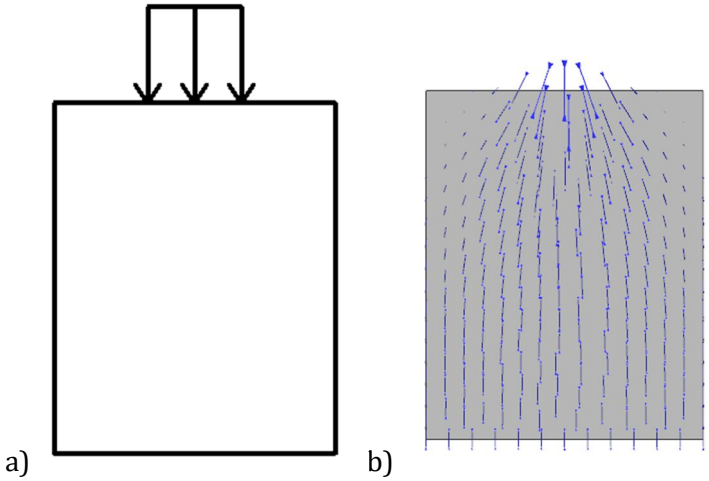
Analiza numeryczna składa się z dwóch części, stanowiących rozdział 9. W części pierwszej została przeprowadzona analiza wpływu różnych czynników (wytrzymałości betonu na ściskanie, wartości stosunku *R*, średnicy rdzenia spirali oraz średnicy pręta spirali) na docisk. Obliczenia te zostały wykonane na etapie przygotowania badań doświadczalnych. Założenia użytego modelu nieznacznie odbiegają od założeń w drugiej części analizy numerycznej. Druga część zawiera obliczenia numeryczne elementów użytych w badaniach doświadczalnych. W obu częściach model numeryczny oparty został o nieliniowy model betonu, wykorzystujący teorie związane z pękaniem i plastycznością. Modele zostały wykonane jako trójwymiarowe. Uwzględniono w nich również nieliniowość geometryczną. Na podstawie analiz uzyskano przybliżony rozkład odkształceń i naprężeń w betonie oraz stali zbrojeniowej, a także określono wytrzymałość betonu na docisk przy wpływie różnych czynników. Wyniki kalkulacji porównano z wynikami badań doświadczalnych.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

2. DOCISK

2.1. CHARAKTERYSTYKA DOCISKU

Docisk jest to zjawisko występowania obciążenia ściskającego na ograniczonej powierzchni. Powierzchnia ta jest mniejsza od powierzchni elementu, na którą przykłada się obciążenie. Obciążenie spowodowane dociskiem może rozchodzić się wewnątrz elementu na większą powierzchnię. Powierzchnia ta nazywana jest powierzchnią rozdziału. Jej wielkość zależy od wielkości powierzchni docisku i dostępnej powierzchni przekroju elementu. Z tego względu wytrzymałość na docisk w większości przypadków jest większa od wytrzymałości betonu na ściskanie. Możliwość rozchodzenia się obciążenia przedstawiono na rysunku 2.1.



Rysunek 2.1 Rozchodzenie się obciążeń pod powierzchnią docisku: a) obciążenie, b) rozchodzące się siły ściskające

Głównym parametrem, od którego zależy wytrzymałość betonu na docisk jest wytrzymałość betonu na ściskanie. Kolejnymi ważnymi czynnikami są: stosunek (R) pola powierzchni przekroju elementu do pola powierzchni docisku i wytrzymałość betonu na rozciąganie.

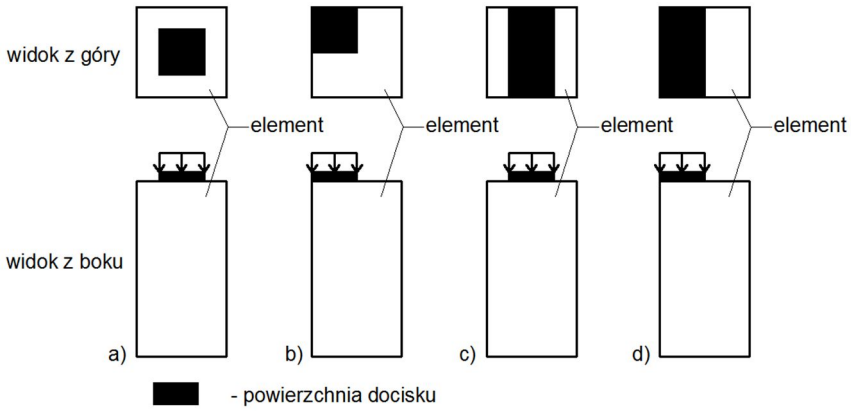
W celu wzmocnienia betonu poddanego dociskowi stosuje się zbrojenie umieszczone w pobliżu miejsca przyłożenia docisku. Jako zbrojenie krępujące beton wykorzystuje się pręty w formie strzemion, siatek i spirali . Spośród tych sposobów zbrojenia strefy docisku najbardziej efektywne są spirale (*Bonetti*, 2005; *Niyogi*, 1975; *Roberts*, 1990; *Wurm i Daschner*, 1977).

Docisk występuje przede wszystkim w strefie lokalnej zakotwień konstrukcji kablobetonowych. Zagadnienie przedstawiono dokładniej w podrozdziale 2.14. Innymi miejscami występowania docisku są m. in. połączenia słup – słup w konstrukcjach prefabrykowanych oraz okolice podparcia belek mostowych i innych elementów prefabrykowanych.

Rozróżnia się dwa główne rodzaje docisku: trójwymiarowy i dwuwymiarowy. Docisk trójwymiarowy jest podstawowym typem tego oddziaływania. Obciążenie pod powierzchnią docisku może rozchodzić się po objętości elementu. Natomiast w przypadku docisku dwuwymiarowego (inaczej pasmowego) obciążenie może rozchodzić się tylko jednej płaszczyźnie. Wynika to z faktu, że jeden z wymiarów powierzchni docisku pokrywa

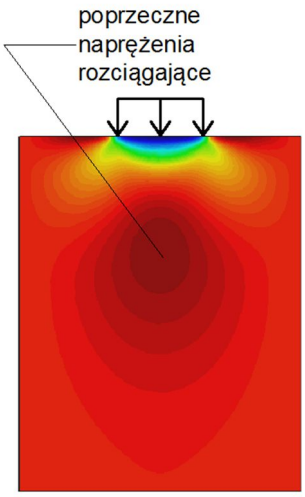
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

się z wymiarem przekroju elementu dociskanego. Docisk może również występować jako obciążenie krawędziowe lub narożne. Przykładowe rodzaje docisku przedstawiono na rysunku 2.2. Możliwe jest również występowanie docisku umieszczonego na pewnym mimośrodzie w stosunku do osi elementu.



Rysunek 2.2 Niektóre możliwe rodzaje docisku: a) trójwymiarowy centralny, b) trójwymiarowy narożny, c) dwuwymiarowy (pasmowy) centralny, d) dwuwymiarowy krawędziowy

Zagadnienie docisku dwuwymiarowego przez bardzo długi czas związane było z problematyką strefy zakotwienia. Wielu badaczy zajmowało się analizą naprężeń rozciągających występujących w pewnej odległości od obciążonego czoła elementu. obciążonego lokalnie na powierzchni (rys. 2.3). Modele związane z tym dociskiem wykorzystywano do opisywania i projektowania strefy zakotwień. Publikacje dotyczące docisku dwuwymiarowego to: (*Bleich*, 1923; *Chen i Drucker*, 1969; *Egeberg*, 1968; *Guyon*, 1951 i 1953; *Hawkins*, 1970; *Iyengar*, 1960 i 1962; *Kuś i Wilczyński*, 1968; *Leonhardt*, 1964; *Magnel,* 1949 i 1950; *Mörsch*, 1924; *Niyogi*, 1973; *Pająk i Starosolski*, 2005; *Ramaswamy i Goel*, 1957; *Starosolski i Zybura*, 1975; *Yettram i Robbins*, 1971; *Yong et al.*, 1987; *Zieliński i Rowe*, 1963). Od końca XX wieku do rozwiązywania zagadnień związanych z dociskiem dwuwymiarowym używano modeli Strut-and-Tie (*Breen et al.*, 1994; *Sanders i Breen*, 1997; *Sanders*, 1990).



Rysunek 2.3 Poprzeczne naprężenia w elemencie poddanym dociskowi

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Badania oraz wpływ czynników na pracę elementów poddanych dociskowi zostaną opisane w dalszej części tego rozdziału.

2.2. GŁÓWNE DOTYCHCZASOWE BADANIA BETONU PODDANEGO DOCISKOWI TRÓJWYMIAROWEMU

W poniższym podrozdziale przedstawiono dotychczasowe badania wytrzymałości betonu na docisk.

2.2.1. BAUSCHINGER (1876)

W literaturze pierwszymi badaniami docisku były eksperymenty przeprowadzone przez *Bauschingera* (1876). Badania te nie były jednak prowadzone na elementach betonowych, ale na blokach z piaskowca. Wzór (2.1) uzyskany na podstawie tych badań był przez długi czas wykorzystywany do projektowania elementów z betonu.

$$q = \sqrt[3]{\frac{A}{A_{c0}}} f_c \tag{2.1}$$

2.2.2. SHELSON (1957)

Badania *Shelsona* (1957) polegały na określeniu wytrzymałości na docisk na próbach kostkowych z zaprawy szybkowiążącej o wytrzymałości 50 MPa. Autor analizował także wpływ wysokości próbki na nośność na docisk na próbkach walcowych. Próbki o wysokości mniejszej niż szerokość posiadały mniejszą wytrzymałość na docisk.

2.2.3. AU I BAIRD (1960)

Swoje eksperymenty badacze wykonali na kostkach i pryzmach z betonu o wytrzymałości na ściskanie od około 27 do 69 MPa. Badali oni wpływ stosunku *R* i wysokości próbki.

2.2.4. MIDDENDORF (1960)

Stosunkowo obszerne badania docisku prowadził *Middendorf* (1960). Głównym badanym czynnikiem był stosunek *R*, a także wiek betonu i wytrzymałość betonu na ściskanie. Wykorzystany beton miał wytrzymałość na ściskanie do 40 MPa. Jednym z głównych celów tej pracy było sprawdzenie, który ze wzorów: *Bauschingera* (1876) (2.1) czy *Komendanta* (1952) (2.2), podaje bardziej miarodajne wyniki wytrzymałości na docisk. Badania pokazały, że bardziej poprawne wyniki daje wzór (2.2).

$$q = \sqrt{\frac{A}{A_{c0}}} f_c \tag{2.2}$$

2.2.5. KRIZ I RATHS (1963)

Kriz i Raths (1963) w swoich badaniach zajmowali się dociskiem w połączeniach słupów prefabrykowanych. W takim połączeniu docisk występuje przy wykorzystaniu blach centrujących.

2.2.6. ZIELIŃSKI I ROWE (1963)

Zieliński i Rowe (1963) w ramach badań zbrojonych stref zakotwień analizowali zachowanie się pryzm i kostek betonowych poddanych dociskowi. Pierwsza część badanych elementów posiadała zatopione zakotwienia systemu sprężania, natomiast druga część posiadała zakotwienia umieszczone na zewnątrz próbki. Głównymi badanymi czynnikami były:

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wytrzymałość betonu na ściskanie, wysokość próbki, rodzaj zakotwienia, wartość stosunku R, a także wpływ powierzchni zbrojenia w różnych formach. Zaobserwowano, że wraz ze wzrostem R rosła wartość naprężeń pod powierzchnią docisku w chwili wystąpienia maksymalnej siły. Wzrost powierzchni zbrojenia powodował wzrost wytrzymałości na docisk tylko do pewnej wartości powierzchni zbrojenia. Dla elementów, dla których stosunek q/f_c wynosił co najmniej około 2.5, nie obserwowano wpływu wzrostu powierzchni zbrojenia.

2.2.7. *Ciesielski i Ziobroń (1964)*

Ciesielski i Ziobroń (1964) przeprowadzili na Politechnice Krakowskiej badania wpływu zbrojenia spiralą lub siatkami na nośność walców betonowych poddanych dociskowi. Analizowali oni również wpływ obecności i wielkości podłużnego otworu na kanał kablowy w strefie zakotwienia. Badania prowadzili na betonach o wytrzymałości na ściskanie do około 30 MPa.

2.2.8. *Muguruma i Okamoto (1965)*

Zespół japońskich badaczy *Muguruma i Okamoto* (1965) analizował wpływ wymiarów powierzchni docisku na wytrzymałość betonu na docisk. Eksperymenty prowadzone były na próbkach kostkowych i pryzmach z betonów o wytrzymałości kostkowej na ściskanie około 50 MPa. Przekrój poprzeczny elementów i powierzchnia docisku miały kształt kwadratu bądź prostokąta.

2.2.9. *Badora i Putko (1967)*

Badora i Putko (1967) wykonali badania doświadczalne wytrzymałości na docisk betonu zwykłego i lekkiego na kruszywie Knurów. Wykazały one, że nośność elementów z obu betonów jest zbliżona. Analizowali oni wpływ mimośrodowego obciążenia dociskiem, biorąc pod uwagę także możliwość przekręcenia kwadratowej płyty dociskowej w jej płaszczyźnie.

2.2.10. *Hawkins (1968)*

Hawkins (1968) przeprowadził badania wpływu grubości płyty dociskającej na nośność elementów z betonów o wytrzymałościach na ściskanie od około 19 MPa do 53 MPa. W jego artykule został przedstawiony konserwatywny wzór (2.3) na wytrzymałość na docisk płytami sztywnymi.

$$q = \left(1 + \frac{K}{\sqrt{145 f_c}}\left(\sqrt{R} - 1\right)\right) f_c \tag{2.3}$$

We wzorze (2.3) w miejsce wartości f_c pod pierwiastkiem należy wstawić w MPa, a K jest współczynnikiem zależącym od rodzaju kruszywa betonu. Wartość K w analizowanych przez Hawkinsa badaniach własnych oraz w eksperymentach innych autorów mieściła się między 50 i 65, przy czym bezpiecznym założeniem według autora tej publikacji jest 50. Wpływ na rzeczywistą wartość K miał również kąt tarcia wewnętrznego ($33° \leq \phi \leq 35°$). Jako wartość R przyjmowano stosunek efektywnej powierzchni rozdziału i powierzchni docisku. Powierzchnia rozdziału musi posiadać środek ciężkości w tym samym miejscu, co powierzchnia docisku. Stosunek długości krawędzi powierzchni rozdziału i odpowiadającej jej krawędzi docisku nie może być większy niż 4.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

W przypadku obciążenia krawędziowego (powierzchnia docisku przylega jednym bokiem do krawędzi elementu), przez powierzchnię docisku o długości $2b$ i szerokości $2a$ *Hawkins* (1968) podał wzór (2.4). Dodatkowym założeniem dla tego wzoru jest: $c/b > 2$ i $a \leq b$, gdzie $2c$ jest długością krawędzi, przy której jest przyłożona siła.

$$q = \left(1 + \frac{a}{2b}\right) f_c \tag{2.4}$$

2.2.11. TAYLOR (1968)

Taylor (1968) przeprowadził badania betonu niezbrojonego na ściskanie i docisk (*Stone et al.*, 1981), mające na celu określenie:

- rozkładu odkształceń przy docisku osiowym,
- wpływu jednoosiowego rozciągania prostopadłego do siły dociskającej na nośność strefy docisku,
- wpływu jednoosiowego ściskania i prostopadłego rozciągania w płaszczyźnie prostopadłej do osi działającej siły dociskającej na nośność strefy docisku,
- wpływu jednokierunkowego ściskania prostopadłego do siły dociskającej na nośność strefy docisku,
- wytrzymałości betonu przy dwukierunkowym ściskaniu,
- wytrzymałości na rozciąganie przy jednoosiowym ściskaniu prostopadłym do rozciągania.

Taylor na podstawie badań sformułował istotny wniosek, że rozciąganie w strefie docisku powoduje zmniejszenie nośności na docisk i wartości odkształceń rozciągających przy zarysowaniu, natomiast ściskanie w tej strefie zwiększa nośność i wartość odkształceń rozciągających przy zarysowaniu.

2.2.12. CHEN I DRUCKER (1969)

Chen i Drucker (1969) przedstawili swoją metodę obliczania nośności na docisk elementów. Wykorzystywała ona zmodyfikowaną teorię Coulomba, czyli teorię *Druckera-Pragera* (1952). Metoda pozwalała określić kres górny i dolny dla wytrzymałości na docisk, w przypadku dwu- i trójwymiarowym.

2.2.13. HAAGSMA (1969)

Haagsma (1969) przebadał niezbrojone elementy betonowe w celu określenia wpływu kształtu powierzchni obciążenia na wytrzymałość na docisk i uzyskał wzór (2.5), który uwzględniał rodzaj próbek (walce lub kostki) wykorzystywanych przy określaniu wytrzymałości betonu (*Trinh*, 1985).

$$q = \min\left(0.79 f_{c,cube}\sqrt{\frac{A}{A_{c0}}}, 0.9 f_{c,cyl}\sqrt{\frac{A}{A_{c0}}}\right) \tag{2.5}$$

2.2.14. KNAUFF (1969)

Knauff (1969) w swojej pracy doktorskiej pod opieką Zielińskiego analizował wpływ zbrojenia na nośność na docisk elementów betonowych. Prowadził on badania na elementach zbrojonych i niezbrojonych z betonu o wytrzymałości 21, 31 i 42 MPa, określanej na walcach o średnicy 16 cm i wysokości 16 cm. Użyta stal zbrojeniowa miała granicę plastyczności w przedziale od 230 do 280 MPa. Autor analizował wpływ wysokości elementu na nośność. W badaniach analizowano rozkład odkształceń poprzecznych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

i podłużnych na powierzchni próbek. Odnośnie do elementów zbrojonych, badano wpływ rodzaju, powierzchni i rozmieszczenia zbrojenia oraz wpływ stosunku pola powierzchni docisku do pola powierzchni przekroju próbki. Na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych uzyskano również wzór (2.6) na ciśnienie docisku w chwili zniszczenia. Wpływ mimośrodu obciążenia uwzględniono dzięki zmniejszeniu powierzchni rozdziału A_{c1} w taki sposób, że powierzchnia ta musiała mieć środek ciężkości w tym samym miejscu, co powierzchnia docisku. W przypadku braku mimośrodu jako powierzchnię rozdziału przyjmowano powierzchnię przekroju poprzecznego. Nośność elementu niezbrojonego określał natomiast wzór (2.7), a zbrojonego (2.8), gdzie η zależy od f_c i oblicza się ze wzorów (2.9a-c), a $A_{s,tot}$ jest polem zbrojenia znajdującego się do głębokości równej 2.4 szerokości powierzchni docisku. W pracy podano wzory na wartości sił, które powodują zarysowanie na poziomie 0.1, 0.2 i 0.3 mm.

$$q' = \left(\sqrt{49 - 31\left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}} - \frac{A_{c0}}{A_{c1}}\right)\frac{f_{ct,sp}}{f_c}} - 6\right) \cdot f_c \quad (2.6)$$

$$F_{Ru} = q' \cdot A_{c0} \quad (2.7)$$

$$F_{Ru} = q' \cdot A_{c0} + \eta f_y A_{s,tot} \quad (2.8)$$

$$\eta = 4 \quad \text{dla } f_c \le 9.81\text{MPa} \quad (2.9a)$$

$$\eta = 4 \cdot \left(1 - \frac{f_c - 9.81\ MPa}{34.33 MPa}\right) \quad \text{dla } 9.81\text{MPa} < f_c \le 44.15\text{ MPa} \quad (2.9b)$$

$$\eta = 0 \quad \text{dla } f_c > 44.15\text{MPa} \quad (2.9c)$$

2.2.15. HYLAND I CHEN (1970)

Hyland i Chen (1970) przeprowadzili badania nośności i odkształcalności betonu poddanemu dociskowi. Na podstawie eksperymentów na swoich cylindrycznych próbkach sprawdzali wpływ wysokości próbki, tarcia na powierzchni docisku poprzez stosowanie podkładki teflonowej, a także wpływ obecności w elemencie okrągłego otworu na kanał kablowy. Eksperymenty prowadzono przykładając obciążenie na trzy sposoby: przez podkładki stalowe (jedna o średnicy walca, druga o średnicy około 38 lub 51 mm), przez podkładki stalowe z podkładkami teflonowymi oraz przez podkładki stalowe o średnicy około 38 lub 51 mm umieszczane po dwóch stronach badanych próbek, mające na celu uwzględnienie docisku z obu tych stron. Wyniki badań zostały porównane z wynikami analizy na podstawie teorii *Chena i Druckera* (1969), która dała górne ograniczenie maksymalnego ciśnienia dociskowego. Zaobserwowano, że dla próbek niskich (około 2 cale wysokości) wraz z większym tarciem uzyskiwano większą wytrzymałość. Do zniszczenia dochodziło na dwa sposoby. W przypadku próbek wysokich (wysokość równa średnicy 6 cali – około 152 mm lub połowie średnicy 3 cale – około 76 mm), w chwili zniszczenia powstał typowy, charakterystyczny dla tego rodzaju próbek stożek. W przypadku próbek niskich (o wysokości 2 cali – około 51 mm), dochodziło do zniszczenia określonego jako „kolumnowe", czyli zniszczenia na skutek radialnego rozłupania.

2.2.16. NIYOGI (1973, 1974 I 1975)

Niyogi (1973, 1974 i 1975) badał wpływ na nośność na docisk takich czynników, jak:

- wymiary powierzchni obciążenia oraz wysokość próbki,
- sposób podparcia elementu (wpływ tarcia i wymiary powierzchni podpierającej),
- skład mieszanki betonowej i wytrzymałości betonu,
- rozmiar próbki,
- nachylenie bocznych ścian próbek,

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

- kształt i powierzchni zbrojenia.

Dla próbek prostopadłościennych o przekroju poprzecznym $2a$ x $2a$ podał on wzory na stosunek naprężeń niszczących do kostkowej wytrzymałości betonu w zależności od stosunku wymiarów płyty obciążającej do wymiarów poprzecznych ściskanej próbki: (2.10) – prostokątna $2a_0$ x $2b_0$ powierzchnia docisku, (2.11) – pasmowa $2a_0$ x $2a$ powierzchnia docisku, (2.12) kwadratowa $2a_0$ x $2a_0$ powierzchnia docisku.

$$n_{cube} = \frac{q}{f_{c,cube}} = 0.42\left(\frac{a}{a_0} + \frac{a}{b_0} + 1\right) - 0.29\left[\left(\frac{a}{a_0} - \frac{a}{b_0}\right)^2 + 5.06\right]^{1/2} \tag{2.10}$$

$$n_{cube} = \frac{q}{f_{c,cube}} = 0.42\left(\frac{a}{a_0} + 2\right) - 0.29\left[\left(\frac{a}{a_0} - 2\right)^2 + 5.06\right]^{1/2} \tag{2.11}$$

$$n_{cube} = \frac{q}{f_{c,cube}} = 0.84\left(\frac{a}{a_0}\right) - 0.23 \tag{2.12}$$

Wzór (2.13) przedstawia stosunek wartości $n_{e,cube}$ będącej stosunkiem n_{cube} przy mimośrodzie e w jednym kierunku i e' w drugim kierunku do n_{cube} bez mimośrodów. Wzór (2.14) odpowiada sytuacji mimośrodu e w jednym kierunku, a (2.15) znajduje zastosowanie przy równych mimośrodach w obu kierunkach.

$$\frac{n_{e,cube}}{n_{cube}} = 2.36\left[0.83 - \left(\frac{e}{2a} - \frac{e'}{2a}\right)^2\right]^{1/2} - 0.94\left(\frac{e}{2a} + \frac{e'}{2a}\right) - 1.15 \tag{2.13}$$

$$\frac{n_{e,cube}}{n_{cube}} = 2.36\left[0.83 - \left(\frac{e}{2a}\right)^2\right]^{1/2} - 0.94\left(\frac{e}{2a}\right) - 1.15 \tag{2.14}$$

$$\frac{n_{e,cube}}{n_{cube}} = 1 - 1.88\frac{e}{2a} \tag{2.15}$$

Na podstawie przeprowadzonych badań zaobserwowano, że:

a. Wraz ze wzrostem mimośrodu nośność próbek maleje, co jest bardziej widoczne w przypadku zmniejszania powierzchni docisku.
b. Wraz ze wzrostem wysokości dla $R \leq 8$ maleje nośność elementów, przy czym im wartość R jest mniejsza, tym spadek nośności jest większy. Natomiast dla próbek o $R > 8$ i wysokości h próbek mniejszej niż $2a$, nośność maleje wraz ze zmniejszeniem wysokości.
c. Stosunek (n_{cube}) naprężeń docisku przy zniszczeniu q do $f_{c,cube}$ dla danego R maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu.
d. n_{cube} przy stałym R i przy zachowaniu podobieństwa kształtu próbek maleje przy zwiększeniu wielkości próbki.
e. Próbki obciążone dociskiem poprzez płyty stalowe o rozmiarach mniejszych niż przekrój poprzeczny próbki wykazują mniejszą nośność niż próbki obciążone dociskiem tylko z jednej strony.
f. Próbki podparte na podatnym podłożu wykazywały mniejszą nośność niż podparte na podłożu sztywnym. Wpływ rodzaju podłoża był bardziej widoczny dla próbek o małych wartościach R (duża powierzchnia docisku). Wniosek ten nie dotyczył próbek o wysokości dwukrotnie większej niż szerokość przekroju poprzecznego.
g. Próbki, których ściany boczne są ułożone w taki sposób, że pole przekroju poprzecznego rośnie wraz ze wzrostem odległości od powierzchni docisku, uzyskują większą nośność niż próbki o ścianach prostopadłych. Elementy o ścianach bocznych zmniejszających przekrój poprzeczny próbki wraz z odległością od powierzchni docisku uzyskują mniejszą nośność niż próbki o ścianach prostopadłych.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Badania *Niyogi* (1975) dotyczące betonu zbrojonego poddanego dociskowi miały za zadanie określić wpływ zastosowania zbrojenia spiralami na docisk. W eksperymentach użyto spirali o dwóch średnicach: 159 mm i 108 mm. Spirale mogły występować osobno lub jednocześnie oraz mogły znajdować się na całej wysokości próbki lub tylko do jej połowy. Spirale wykorzystane w badaniach wykonane były z prętów o średnicy 6 mm i 10 mm z dwóch gatunków stali o granicach plastyczności odpowiednio: 370 MPa i 300 MPa. Stosowano stopnie zbrojenia z przedziału 0.7 – 3.4 %. Zastosowano beton o wytrzymałości na ściskanie od 25 MPa do 42 MPa. Stosowano różne wartość stosunku *R*. Wyciągnięto następujące wnioski:

a. Wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia rośnie nośność elementów.
b. Spośród badanych układów spirali, przy stałym stopniu zbrojenia najbardziej korzystne jest stosowanie pojedynczej spirali o większej średnicy. Stosunek nośności elementu zbrojonego do niezbrojonego jest liniowo zależny od stopnia zbrojenia.
c. Obecność spirali korzystnie wpływa na wartość obciążenia rysującego. Zarysowanie zależy od formy i ilości zbrojenia, a także wielkości powierzchni docisku. Zwłaszcza dla próbek o większych pojedynczych spiralach i małych powierzchniach docisku wartość obciążenia rysującego rośnie wraz ze stopniem zbrojenia.

Stosunek niszczących naprężeń dociskowych (q_{spiral}) próbki zbrojonej spiralą o objętościowym stopniu zbrojenia ρ do niszczących naprężeń dociskowych (q_{plain}) takiej samej próbki niezbrojonej określono wzorem (2.16), gdzie współczynnik k dla spirali wynosi 55.

$$\frac{q_{spiral}}{q_{plain}} = 1 + k \cdot \rho \tag{2.16}$$

2.2.17. WURM I DASCHNER (1977)

Wurm i Daschner (1977) prowadzili badania elementów żelbetowych poddanych dociskowi z betonów o wytrzymałości około 30 MPa. W 14 seriach badań analizowali:

- wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na wytrzymałość betonu na docisk,
- wpływ stosunku *R*,
- wpływ średnicy pręta spirali i skoku spirali,
- wpływ wieku betonu,
- wpływ obecności i wielkości kanału kablowego,
- wpływ zastosowania siatek i strzemion w strefie docisku,
- odkształcenia w stali spirali podczas obciążenia.

Ważną obserwacją z tej pracy jest fakt uplastyczniania się stali spirali przed osiągnięciem maksymalnego obciążenia dociskiem.

2.2.18. WILLIAMS (1979)

Williams (1979) w pracy poświęconej dociskowi betonu niezbrojonego zebrał wyniki dotychczasowych badań wielu badaczy. Wykonał on również własne badania docisku na kostkach i pryzmach z betonu o wytrzymałości od 20 do 75 MPa. Głównymi badanymi czynnikami były:

- stosunek wysokości elementu do jego szerokości,
- kształt powierzchni docisku oraz mimośród obciążenia,
- sposób podparcia elementów.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Autor zaproponował dwa wzory (2.17) i (2.18) umożliwiające obliczenie wytrzymałości na docisk.

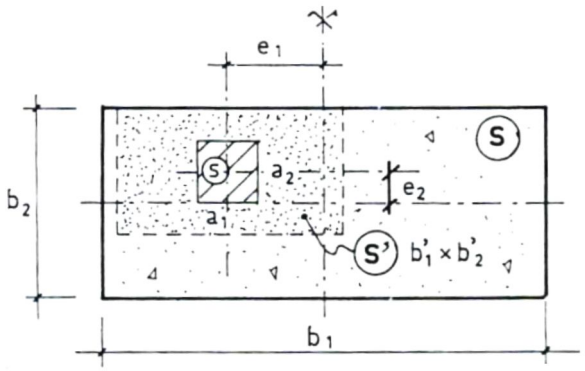
$$q = 0.78R^{0.441}f_c \tag{2.17}$$

$$q = 6.92R^{0.47}f_{ct.sp} \tag{2.18}$$

2.2.19. TRINH (1985)

Trinh (1985) w swoich badaniach analizował zachowanie się elementów poddanych dociskowi wykonanych z betonów lekkich i zwykłych o wytrzymałości na ściskanie 35 i 48 MPa. Stwierdził, że wytrzymałość na docisk betonów lekkich jest mniejsza niż betonu zwykłego o tej samej wytrzymałości na ściskanie. Rysunek 2.4 pochodzący z pracy *Trinha* (1985) przedstawia sposób przyjmowania powierzchni rozdziału w celu uwzględnienia jej we wzorze (2.19), który służy do obliczenia wytrzymałości betonu na docisk. Wartość współczynnika α dla betonu zwykłego wynosi 1.0, dla lekkiego 0.5, a współczynnik β wynosi odpowiednio 4/3 i 3/2. Wzór ten został wprowadzony do późniejszej normy francuskiej.

$$q = \left[1 + \alpha\left(3 - \beta\left(\frac{a_1}{b_1} + \frac{a_2}{b_2}\right)\right)\sqrt{\left(1 - \beta\frac{a_1}{b_1}\right)\left(1 - \beta\frac{a_2}{b_2}\right)}\right] \cdot f_c \tag{2.19}$$



Rysunek 2.4 Opis wielkości zastosowanych we wzorze *Trinha* (1985)

2.2.20. WONG (1986)

Wong (1986) w swojej pracy doktorskiej analizował nośność na docisk z uwzględnieniem nośności na ścinanie wysokich belek. Badania docisku przeprowadzone były na próbkach pryzmatycznych zbrojonych i niezbrojonych. Ich celem było sprawdzenie wpływu odległości obciążenia od krawędzi elementu, stosunku powierzchni podparcia elementu do powierzchni docisku, tarcia na podstawie bloku, wpływu wysokości i wielkości próbki, a także wpływu zastosowanego zbrojenia. W badaniach sprawdzano odkształcenia pionowe i poziome na powierzchni elementu. Zaobserwowano, że nośność na docisk maleje wraz ze zmniejszaniem tarcia na dolnej powierzchni próbki. Zauważono, że wraz ze wzrostem wielkości próbki rośnie maksymalne ciśnienie docisku, które może przenieść konstrukcja. W przypadku elementów zbrojonych zaobserwowano podobny rozkład odkształceń, jak w przypadku elementów niezbrojonych. Korzystniejsze jest użycie gęstego zbrojenia o mniejszej średnicy niż rzadkiego o większej. Zaproponowano również zależność (2.20) do obliczania nośności na docisk. W tym wzorze $f_{ct,sp}$ to wytrzymałość betonu na rozciąganie, a_0 to wymiar boku powierzchni docisku, natomiast a to szerokość próbki.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

$$r^3 - r - \frac{[16z_2 \cdot F_2 + 8(z_3 - z_1 + 2z_2) \cdot F_3]}{3{a_0}^2} \cdot f_c = 0 \tag{2.20}$$

Gdzie:

$$F_1 = F_2 + F_3 - F_4 \qquad z_1 = 0.4a_0$$
$$F_2 = f_{ct,sp} \cdot (z_2 - z_1)/2 \qquad z_2 = 1.0a_0$$
$$F_3 = f_{ct,sp} \cdot (z_3 - z_2)/2 \qquad z_3 = 0.75a$$
$$F_4 = 0 \qquad z_4 = H$$

$$r = \frac{q}{f_c}$$

2.2.21. ROBERTS (1990)

Roberts (1990) w czasie opracowywania swojej pracy magisterskiej uczestniczyła w dużym projekcie dotyczącym stref zakotwień. W ramach pracy analizowała docisk w lokalnej strefie zakotwienia, w której występują znaczne naprężenia ściskające. W badaniach autorka sprawdzała nośność na docisk elementów żelbetowych z zamontowanymi zakotwieniami. Na podstawie analizy zaproponowała wzór (2.21) do obliczania nośności na docisk elementów zbrojonych spiralami. Dla betonów o wytrzymałości na ściskanie powyżej 55.16 MPa (8000 psi) zaproponowała redukcję współczynnika 0.8 o 0.05 na każde 13.79 MPa (2000 psi). Wartość współczynnika k wynosi 2.0 dla zbrojenia spiralą i 1.0 dla zbrojenia strzemionami.

$$F_{Ru} = 0.8 \cdot f_c' \sqrt{\frac{A}{A_{c0}}} A_{c0} + 4.1 \cdot f_{lat} \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)^2 A_{core} \leq 3 f_c' A_{c0} \tag{2.21}$$

Gdzie:

$$0.8 \cdot f_c' \sqrt{\frac{A}{A_{c0}}} \leq 2 f_c' \tag{2.22}$$

$$f_{lat} = k \frac{A_s f_y}{d_c \cdot s} \leq k \cdot 8.3 MPa \tag{2.23}$$

2.2.22. CAI I XUE (1996)

Cai i Xue (1996) przeprowadzili badania nośności na docisk elementów z BWW. Kostkowa wytrzymałość betonu na ściskanie $f_{c,cube}$ wynosiła 88.2 MPa. Próbki miały kształt prostopadłościanów o kwadratowej podstawie 300 x 300 mm i wysokości 520 mm. Badano próbki o A_{c1}/A_{c0} równym: 3.31, 5.76, 9.0 i 12.46. Wykonano również 23 próbki zbrojone siatkami stalowymi o objętościowym stopniu zbrojenia (względem rdzenia) od 3.1 do 9.4%. Do obliczenia nośności na docisk elementów niezbrojonych z betonów wysokiej wytrzymałości zaproponowano wzór (2.24), natomiast dla elementów zbrojonych wzór (2.25), gdzie β_c określa się z (2.26).

$$F_{Ru} = \beta_c \cdot (0.67 f_{c,cube}) \tag{2.24}$$

$$F_{Ru} = \beta_c \cdot (0.67 f_{c,cube}) + 2\rho_v \cdot {f_y}^2 \sqrt{\frac{A_{core}}{A_{c0}}} \tag{2.25}$$

$$\beta_c = \frac{190 - f_{c,cube}}{150} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \quad \text{i} \quad \beta_c \geq 1 \quad (f_{c,cube} \text{ w MPa}) \tag{2.26}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

2.2.23. AHMED ET AL. (1998)

Ahmed et al. (1998) podjęli się przeanalizowania wpływu różnego rodzaju zbrojenia poprzecznego na nośność bloków betonowych na docisk. Dodatkowo sprawdzali wpływ wielkości bloków na nośność elementu. Analiza potwierdziła wnioski innych autorów, którzy zauważyli, że zwiększenie wysokości próbki powoduje zmniejszenie wytrzymałości na docisk. Próbki małe miały wymiary 200 x 200 x 300 mm, a duże 400 x 400 x 600 mm. W małych próbkach zastosowano różne rodzaje zbrojenia (w postaci szkieletów dwu- lub trójwymiarowych) o granicy plastyczności około 250 MPa lub 375 MPa, a także próbki niezbrojone. Beton zastosowany do próbek miał wytrzymałość na ściskanie w przedziale od 48 do 59 MPa. Stosunek powierzchni poprzecznego przekroju elementu do powierzchni docisku wynosił: 4, 8 lub 16. Obciążenie przykładano poprzez płyty stalowe o kształcie kwadratu lub prostokąta. Wraz ze wzrostem powierzchni zbrojenia wzrastała nośność elementu. Zalecono również stosowanie zbrojenia w sytuacji, gdy obliczeniowo nie jest ono potrzebne.

2.2.24. CHOI I IBELL (2004)

Choi i Ibell (2004) badali możliwość zastosowania w lokalnej strefie zakotwień spirali wykonanych z włókien aramidowych. Stwierdzono, że wzór (2.21) z pracy *Roberts* (1990) może zostać zmodyfikowany do wzoru (2.27), aby mógł być wykorzystany do obliczania nośności na docisk przy zastosowaniu spirali z włókien aramidowych. We wzorze (2.27) wartość f_l (2.28) zależy od efektywnej powierzchni zbrojenia krępującego A_{reff} (2.29), f_r jest wytrzymałością na rozciąganie, a E_r modułem sprężystości zbrojenia aramidowego na rozciąganie. Zalecono również, aby spirale z wyżej wymienionego materiału miały średnicę o 50 mm większą od średnicy powierzchni docisku.

$$F_{Ru} = 0.8 \cdot f_c' \sqrt{\frac{A}{A_{c0}}} A_{c0} + k \cdot f_l \left(1 - \frac{s}{d_{core}}\right)^2 A_{core} \tag{2.27}$$

$$f_l = 2 \frac{A_{reff} f_r}{d_c \cdot s} \tag{2.28}$$

$$A_{reff} = \frac{A_s E_r}{E_r} \tag{2.29}$$

2.2.25. BONETTI (2005)

Bonetti (2005) w ramach swojej pracy magisterskiej prowadził badania lokalnej strefy zakotwienia. Przebadał on blisko 200 próbek niezbrojonych i zbrojonych. Na podstawie tych eksperymentów zaproponował wzory na nośność na docisk na podstawie kryterium zniszczenia Mohra. Nośność na docisk F_{Ru} elementów niezbrojonych została zdefiniowana wzorem (2.30). Współczynnik α podaje wzór (2.31a i b), β (2.34a i b), a m (2.35). Dla elementów zbrojonych wyprowadzono z kryterium Mohra wzór (2.36), gdzie m_r oblicza się z (2.37), a pozostałe wielkości są zgodne z wielkościami użytymi we wzorze (2.30). Podano również wzór (2.39) dla elementów zbrojonych, powstały na skutek dopasowania krzywej $k(\omega)$ (2.40a i b) zależnej od mocy zbrojenia ω (2.41) do wyników badań eksperymentalnych. Podczas badań zaobserwowano, że niektóre próbki zbrojone ulegają zniszczeniu na skutek czystego ściskania w miejscu występowania betonu niezbrojonego u podstawy próbki. Zasugerowano wzór (2.42) ograniczający nośność elementów zbrojonych na docisk. W poniższych wzorach b oznacza wymiar poprzeczny (średnicę lub długość boku) powierzchni docisku, a h jest wymiarem (średnicą lub długością boku) przekroju

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

poprzecznego elementu. Należy zwrócić uwagę, że niektóre wzory (2.33a, b oraz 2.34b) w pracy *Bonetti'ego* (2005) zawierały w zapisie drobne błędy.

$$F_{Ru} = \frac{Af_c}{m\beta+\alpha} \tag{2.30}$$

$$\alpha = 1.0 \qquad \text{dla } y \geq (h-b)/2 \tag{2.31a}$$

$$\alpha = \frac{A}{A_y} \qquad \text{dla } y < (h-b)/2 \tag{2.31b}$$

$$A_y = (b+2y)^2 \quad \text{dla prostopadłościanów obciążonych kwadratową płytą} \tag{2.32a}$$

$$A_y = \frac{\pi}{4}(b+2y)^2 \qquad \text{dla walców obciążonych okrągłą płytą} \tag{2.32b}$$

$$y = \left(0.20 \ln\left(\frac{b}{h}\right) + 0.56\right) \cdot h \qquad \text{dla } \frac{b}{h} < 0.5 \tag{2.33a}$$

$$y = \left(0.17\left(\frac{b}{h}\right) + 0.34\right) \cdot h \qquad \text{dla } \frac{b}{h} \geq 0.5 \tag{2.33b}$$

$$\beta = \frac{0.114}{\left(\frac{b}{h}\right)^{1.03}} \qquad \text{dla } \frac{b}{h} < 0.5 \tag{2.34a}$$

$$\beta = 0.466 - 0.469\left(\frac{b}{h}\right) \qquad \text{dla } \frac{b}{h} \geq 0.5 \tag{2.34b}$$

$$m = \frac{f_c}{f_{ct,sp}} \tag{2.35}$$

$$F_{Ru} = \frac{1.25Af_c}{m_r\beta+\alpha} \tag{2.36}$$

$$m_r = \frac{f_c}{f_{ct,sp}+f_l} \tag{2.37}$$

$$f_l = \frac{4A_s f_y}{sd_c} \tag{2.38}$$

$$F_{Ru} = k(\omega) \cdot \left(\frac{Af_c}{m\beta+\alpha}\right) \tag{2.39}$$

$$k(\omega) = 2.83\omega^{0.24} \qquad \text{dla } \omega \leq 0.50 \tag{2.40a}$$

$$k(\omega) = 2.4 \qquad \text{dla } \omega > 0.50 \tag{2.40b}$$

$$\omega = \rho_c \frac{f_y}{f_c} = \frac{4A_s f_y}{sd_c f_c} = 2\frac{f_l}{f_c} \tag{2.41}$$

$$F_{Ru} \leq 0.85 f_c \cdot A \tag{2.42}$$

Próbki niezbrojone wykonano z betonów o wytrzymałości na ściskanie około 30, 53 i 75 MPa, a zbrojone z betonu o wytrzymałości f_c około 46 MPa. Niektóre próbki wykonano z betonu lekkiego. Badania próbek niezbrojonych wykazały, że wzory podane przez normę *ACI 318*-02 (2002) i EC2 podają zawyżone wartości nośności na docisk. Wraz ze wzrostem f_c wzrost nośności na docisk nie był tak duży, jak wynika to z samej wytrzymałości na ściskanie, a zależał od wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupaniu f_{sp}, która nie wzrastała tak szybko jak f_c. Kształt płyty dociskającej nie wpływał znacząco na nośność elementów. „Nośność elementów zbrojonych wzrastała wraz z powierzchnią zastosowanego zbrojenia (strzemion lub spirali) krępującego" (*Bonetti*, 2005), przy czym po przekroczeniu mocy zbrojenia $\omega = 0.5$ dalsze zwiększanie zbrojenia nie zwiększało nośności.

2.2.26. Zhou et al. (2013)

Zhou et al. (2013) przeprowadzili eksperymenty polegające na sprawdzeniu nośności elementów z betonu wykonanego z proszków reaktywnych zbrojonych włóknem stalowym. Zastosowany beton miał wytrzymałość na kostkach $f_{c,cube}$ równą 157 MPa, f_c (na pryzmach) 94.3 MPa, a na rozciąganie f_t równą 9.7 MPa. Podczas badań zaobserwowano, że do zarysowania dochodzi na co najmniej dwóch poziomach obciążenia. W próbkach bez włókien pod powierzchnią docisku powstaje klin. W przypadku próbek z włóknem jest on

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

zdecydowanie mniej widoczny. Obecność otworu na kanał obniża nośność na docisk. Wzór (2.43) podaje nośność na docisk elementów z proszków reaktywnych zbrojonych stalowymi włóknami. We wzorze tym d oznacza średnicę otworu kanału kablowego, a_0 jest długością boku powierzchni docisku, a A_{ln} jest polem powierzchni płyty dociskowej pomniejszonym o pole powierzchni kanału.

$$F_{Ru} = \left(1 - 0.3\frac{d}{a_0}\right)\left(0.64\sqrt{\frac{A}{A_{c0}}} + 0.1\right) f_{c,cube} A_{ln} \tag{2.43}$$

2.2.27. BONETTI ET AL. (2014)

Zespół *Bonetti et al.* (2014) wykonał badania elementów niezbrojonych i zbrojonych poddanych dociskowi o stosunku R równym 4. Zastosowane betony miały wytrzymałości na ściskanie wynoszące pomiędzy 18.6 MPa i 42.9 MPa. Elementy zbrojone były za pomocą strzemion albo spirali lub kombinacji strzemion i spirali. Drugim głównym zmiennym czynnikiem badanym w eksperymentach był objętościowy stopień zbrojenia ρ_s mieszczący się w zakresie 1.9 – 10.4 %. Do obliczania nośności na docisk elementów niezbrojonych zaproponowano wzór (2.30) z pracy Bonetti'ego (2005). Dla elementów zbrojonych strzemionami zasugerowano wzór (2.44), gdzie wartości efektywnego naprężenia krępującego f_{lateff} oblicza się z (2.45), a L oznacza długość boku strzemienia. W przypadku stosowania spirali podano wzór (2.46) na nośność, gdzie k wynosi 1.

$$F_{Ru} = \left(2f_c + 3.5f_{lat,eff}\right)A_{c0} \tag{2.44}$$

$$f_{lateff} = k\left(\frac{2A_s f_y}{sL}\right) \tag{2.45}$$

$$F_{Ru} = \left(2f_c + 4.5f_{lat,eff}\right)A_{c0} \tag{2.46}$$

$$f_{lateff} = k\left(\frac{2A_s f_y}{s \cdot d_c}\right) \tag{2.47}$$

W badaniach w znacznej części próbek prowadzono pomiar odkształceń zbrojenia. Czujniki były umieszczone na trzech kolejnych pętlach bądź strzemionach znajdujących się w pobliżu miejsca przyłożenia siły. Wykazały one, że w większości przypadków dochodziło do uplastycznienia stali zbrojeniowej w chwili zniszczenia. Na podstawie badań zaobserwowano, że obciążenie rysujące przy danym stosunku R i dla danej wytrzymałości na ściskanie f_c nie zależy od powierzchni zastosowanego zbrojenia i w przybliżeniu wynosi 90% obciążenia elementu niezbrojonego. Nośność elementów zbrojonych liniowo rosła liniowo wraz ze wzrostem powierzchni zbrojenia.

2.3. ZAGADNIENIE DOCISKU W NORMACH

Podrozdział ten prezentuje skrócony opis przepisów normowych dotyczących docisku i stref zakotwień znajdujących się w polskich normach, a także w normie amerykańskiej i Eurokodzie. Przedstawiono również zapisy podane w prenormie *Model Code 2010* (2012). Dla przejrzystości, na ile było to możliwe, użyto jednakowych oznaczeń dla całości zapisów.

2.3.1. POLSKIE NORMY

Przepisy budowlane w Polsce do 1956 roku nie posiadały zapisów dotyczących docisku. Pierwszą normą podającą takie informacje była norma *PN-B-03260:1956* (1956). Do obliczania wytrzymałości na docisk wykorzystywała wzór (2.1) z publikacji *Bauschingera*

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

(1876). Podawała ona wymogi dotyczące kształtu powierzchni rozdziału i ograniczenia wytrzymałości na docisk.

Norma *PN-B-03320:1957* (1957) używała tego samego wzoru (2.1) co norma z 1956 roku. Uwzględniała ona wpływ występowania otworów na kanały kablowe oraz wpływ sąsiednich zakotwień.

W 1958 roku ukazała się norma mostowa *PN-B-03261:1958* (1958), która podawała współczynnik ω (2.48) na zwiększenie naprężenia dopuszczalnego przy docisku (określanego na podstawie wytrzymałości betonu na ściskanie) zaczerpnięty z ówczesnej normy francuskiej.

$$\omega = 4 + 2\frac{A_{c0}}{F} - 5\sqrt{\frac{A_{c0}}{F}} \tag{2.48}$$

Gdzie F jest w większości przypadków polem powierzchni przekroju, a dokładniej określone jest w normie. Zalecono, aby w celu zwymiarowania i rozmieszczenia zbrojenia stosowano wykresy opracowane przez *Guyona* (1951, 1953). Zbrojenie to powinno być dobrane tak, aby utworzyło ono siatkę przestrzenną o oczku 10 cm. W przypadku zbrojenia bloków podporowych spiralą można było korzystać z obliczeń stosowanych dla słupów uzwojonych. Wymagano również, aby bloki podporowe wykonane były z betonu marki co najmniej 250.

Kolejna norma dla konstrukcji sprężonych *PN-B-03320:1966* (1966) ponownie używała wzoru *Bauschingera* (1876) (2.1). W przypadku przekroczenia naprężeń dopuszczalnych pozwolono na stosowanie zbrojenia w strefie zakotwień. Wprowadzono wymóg sprawdzenia poprzecznych naprężeń rozciągających i zastosowania odpowiedniego zbrojenia.

Projekt normy *PN-B-03264:1969* (1969) podawał do obliczania wytrzymałości na docisk zależność (2.48) z normy francuskiej (wartość ze wzoru należało pomnożyć przez wytrzymałość betonu na ściskanie). Zaproponowano również sposób określania powierzchni rozdziału i ograniczenia wytrzymałości na docisk w zależności od sposobu przyłożenia siły dociskowej. Norma ta po raz pierwszy podawała nośność obliczeniową (F_{Rdu}) elementu ze zbrojeniem na docisk (2.49). Przedstawiono zasady dotyczące formowania zbrojenia w strefie zakotwień i docisku.

$$F_{Rdu} \leq \omega \cdot R_{bc} \cdot A_{c0}\left[1 + 0.5\,\frac{R_{ac}}{R_{bc}}\omega_d\left(\sqrt{\mu_d} - 0.07\right)\right] \leq 1.75\,\omega \cdot R_{bc} \cdot A_{c0} \tag{2.49}$$

gdzie:

R_{bc} - obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,

R_{ac} - obliczeniowa wytrzymałość stali na rozciąganie,

$\mu_d = \frac{F_a}{A_{c0}}$ - „stopień podstawowego zbrojenia poprzecznego (o polu przekroju F_a) strefy docisku, umieszczonego w kierunku większego wymiaru powierzchni rozdziału" *PN-B-03264:1969* (1969). Stopień ten nie może być mniejszy niż 0.005, natomiast stopień zbrojenia w drugim kierunku nie powinien być mniejszy niż $0.7\mu_d$".

Norma *PN-B-03264:1976* (1976) nie zmieniała w sposób znaczący przepisów, natomiast norma *PN-B-03264:1984* (1984) wprowadziła nowe zasady. Podano osobne wzory dla

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

docisku w betonie zbrojonym i niezbrojonym, uwzględniono wpływ nierównomiernego docisku, zmieniono sposób obliczania maksymalnej wartości współczynnika ω określającego wzrost wytrzymałości na docisk w stosunku do wytrzymałości na ściskanie, dodano nowe zasady do obliczania wielkości powierzchni rozdziału. Wprowadzono nowe poszerzone zasady zbrojenia strefy zakotwień i docisku. Wzór (2.50) przedstawia nośność obliczeniową (F_{Rdu}) na docisk elementów zbrojonych w strefie docisku.

$$F_{Rdu} \leq \alpha_d \cdot R_d \cdot A_{c0} + k \cdot R_{au} \cdot F_u \tag{2.50}$$

gdzie:

$\alpha_d = \frac{1}{3}\left(2 + \frac{\sigma_{dmin}}{\sigma_{dmax}}\right)$,
σ_{dmin}, σ_{dmax} - minimalne i maksymalne wartości naprężeń dociskowych,
k = 2.5 dla zbrojenia spiralami,
k = 1.5 dla zbrojenia siatkami zgrzewanymi,
R_{au} - obliczeniowa wytrzymałość stali zbrojeniowej na rozciąganie,
R_d - wytrzymałość na docisk betonu bez uwzględnienia wpływu zbrojenia,
$F_u = \frac{\pi \cdot d_c \cdot A_s}{s}$ dla zbrojenia spiralami,
$F_u = \frac{n_1 l_1 f_1 + n_2 l_2 f_2}{s}$ dla zbrojenia siatkami zgrzewanymi (f_1, f_2, l_1, l_2, n_1,n_2 to odpowiednio: pole przekroju pręta, długość i liczba prętów siatki w obu kierunkach, znajdujących się w powierzchni rozdziału (bądź opisanej w normie zastępczej powierzchni rozdziału).

Jak opisano powyżej, w normie *PN-B-03264:1984* (1984) uwzględniono wpływ rodzaju zbrojenia oraz rozkładu docisku. Wprowadzono również warunek (2.51) ograniczający wpływ powierzchni zbrojenia na docisk (oznaczenia jak powyżej):

$$0.2\alpha_d \leq \frac{k \cdot R_{au} \cdot F_u}{R_d \cdot A_{c0}} \leq 1.75 - \alpha_d \tag{2.51}$$

Wynika z niego, że zbrojenie można było uwzględniać, gdy zwiększało ono nośność elementu o co najmniej 20%, ale ten przyrost nośności nie mógł być większy niż 75%. Powodowało to możliwość uzyskania nośności równej $4.375 f_{cd} A_{c0}$. Podano, że d_c powinno wynosić co najmniej 200 mm.

W 1991 została opublikowana norma mostowa *PN-S-10042:1991* (1991), która w swoich wymaganiach nie różniła się znacząco od normy *PN-B-03264:1984* (1984). Pewnym zmianom uległ w niektórych przypadkach sposób określania powierzchni rozdziału i zastępczej powierzchni rozdziału. Wprowadzono nowe ograniczenia stosunku wytrzymałości na docisk do wytrzymałości betonu. Przepisy normowe odnośnie stref zakotwień wymagały przeniesienia obwodowych naprężeń rozciągających σ_t i naprężeń radialnych σ_r przez zbrojenie poprzeczne. Obliczano zastępczą średnicę pola powierzchni rozkładu $a_r = 2\sqrt{\frac{A_{c1}}{\pi}}$. Przyjęto, że na odcinku o długości a_r od powierzchni czołowej (z pominięciem odcinka $0.1a_r$ znajdującego się tuż przy powierzchni docisku) naprężenia rozciągające są stałe. Siłę rozciągającą N_t, którą ma przenieść stal zbrojeniowa w strefie zakotwień, powstałą na skutek działania siły docisku P można było obliczyć ze wzoru (2.52), gdzie a_d jest wymiarem poprzecznym powierzchni docisku:

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

$$N_t = 0.3P\left(1 - \frac{a_d}{a_r}\right) \tag{2.52}$$

Norma *PN-B-03264:1999* (1999) w swoich zapisach dotyczących docisku jest podobna do normy z 1984 roku. Norma ta bazowała w znacznej mierze na normach europejskich. Zostały ujednolicone przepisy w stosunku do różnych klas betonu. Przy obliczaniu stanów granicznych nośności wytrzymałość betonu należało zredukować współczynnikiem α = 0.85, ze względu na długotrwałość występowania obciążenia. Dodatkowym zapisem w stosunku do poprzedniej normy jest sformułowanie dotyczące konieczności przeniesienia przez odpowiednie zbrojenie stycznej składowej siły w przypadku nieprostopadłego przyłożenia siły docisku. W obliczeniach strefy zakotwień działającą siłę P_d należało przyjmować równą sile zrywającej cięgno F_{pk}. Siły poprzeczne wgłębne i przyczołowe, które wynikają z siły w zakotwieniu oblicza się przy pomocy analizy sprężystej (z modelem kratownicowym) lub innej odpowiedniej idealizacji. Zbrojenie poprzeczne strefy zakotwień powinno obejmować całą wysokość przekroju oraz posiadać powierzchnię A_{sw} spełniającą warunek (2.53). Sposób ułożenia zbrojenia w strefie docisku jest taki sam jak w normie *PN-B-03264:1976* (1976). Wprowadzono jednak wymóg odpowiedniego zakańczania spirali (przez przyspojenie, haki lub zakotwienie w rdzeniu betonowym), który można było znaleźć w normie *PN-B-03264:1984* (1984).

$$0.2P_d \leq A_{sw} f_{yd} \tag{2.53}$$

Norma *PN-B-03264:2002* (2002) w stosunku do normy z 1999 roku odnośnie docisku zmieniła jedynie wartość współczynnika *k* (mówiącego o wpływie zbrojenia na nośność) dla spirali z wartości 2.5 na 2.0.

2.3.2. NORMA AMERYKAŃSKA

Norma *ACI 318-14* (2014) oddziela zagadnienia związane ze strefami zakotwień od docisku. W przypadku lokalnej strefy zakotwień zaleca odniesienie się do przepisów *AASHTO* (2012), które są rozróżniane na zakotwienie umieszczenia pojedynczego splotu, zakotwienie dla wielu splotów oraz dla specjalnych stref zakotwień wykonywanych przez producentów sprężenia. Zwrócona została uwaga na konieczność umieszczenia zbrojenia powierzchniowego w pobliżu stref zakotwień przy użyciu specjalnych zakotwień. Ważne dla użycia zakotwienia dostarczonego przez firmę produkującą systemy sprężania jest przeprowadzenie odpowiednich testów sprawdzających. Norma ta podaje również zasady projektowania ogólnej strefy zakotwień z uwzględnieniem płyt, przekrojów prostokątnych oraz dwuteowych.

Dla docisku poza strefami zakotwień nośność na docisk F_{Ru} oblicza się ze wzoru (2.54) gdy „powierzchnia rozdziału jest większa we wszystkich kierunkach od powierzchni docisku" oraz ze wzoru (2.55) w pozostałych sytuacjach. W celu uzyskania wartości obliczeniowej nośności należy wynik z tych wzorów pomnożyć przez współczynnik redukujący nośność (ϕ) wynoszący 0.65. Norma amerykańska nie podaje zasad uwzględniania zbrojenia w strefie docisku.

$$F_{Ru} = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \cdot 0.85 \cdot f'_c A_{c0} \leq 2 \cdot 0.85 \cdot f'_c A_{c0} \tag{2.54}$$

$$F_{Ru} = 0.85 \cdot f'_c A_{c0} \tag{2.55}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

2.3.3. *NORMY EUROPEJSKIE*

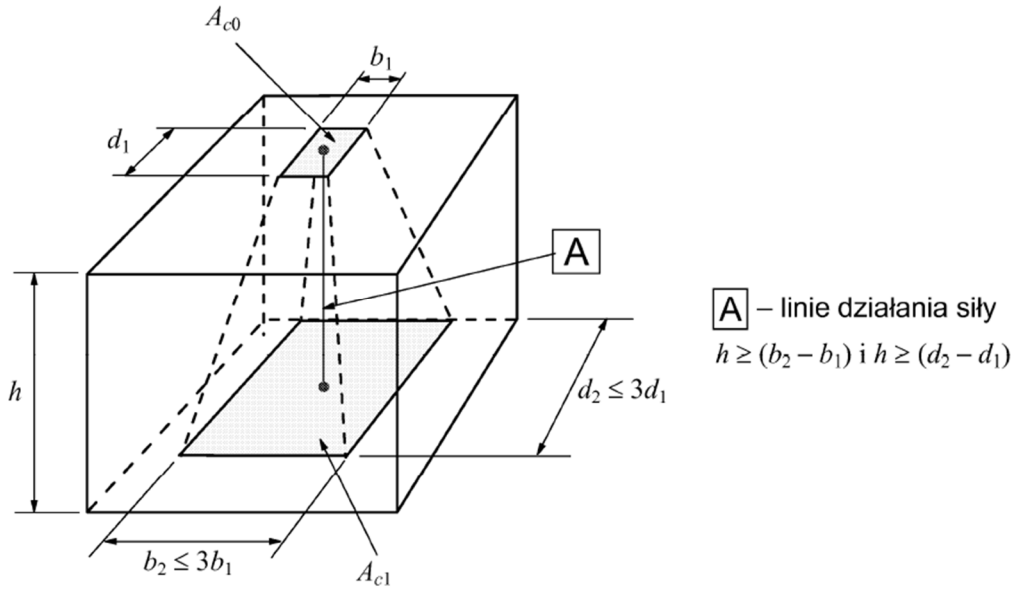
W Polsce od początku XXI wieku zaczęto wprowadzać do zbioru polskich norm normy nazywane Eurokodami. Normy te obowiązują w całej Unii Europejskiej, przy czym każdy z krajów ma możliwość wprowadzania w niektórych miejscach modyfikacji za pomocą załączników krajowych. Obecnie obowiązującą w Polsce normą dotyczącą konstrukcji żelbetowych jest *PN-EN 1992-1-1*:2008 (2008) (*Eurokod 2*).

Norma ta w zagadnieniach dotyczących docisku stwierdza, że przy projektowaniu należy uwzględnić możliwe lokalne zmiażdżenie betonu, a także poprzeczne siły rozciągające. Podano wzór (2.56) na nośność (F_{Rdu}) powierzchni przy równomiernym obciążeniu dociskiem.

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 f_{cd} A_{c0} \tag{2.56}$$

Na rysunku 2.5 przedstawiono sposób określania powierzchni rozdziału. Musi ona spełniać następujące warunki:

- linia łącząca środek powierzchni docisku i rozdziału musi pokrywać się z linią kierunku działania siły,
- powierzchnie rozdziału poszczególnych obszarów docisku nie mogą się nakładać.



Rysunek 2.5 Strefa docisku według *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008)

Przepisy normowe stwierdzają, że jeżeli siła docisku przyłożona jest nierównomiernie lub też występują znaczne siły ścinające w obszarze docisku to nośność na docisk należy zredukować. Jest to sformułowanie bardzo ogólne. Nie wskazuje kiedy występują duże siły ścinające oraz w jaki sposób zredukować nośność, a także w jaki sposób uwzględnić nierównomierne rozłożenie docisku. Dodatkowo w normie znajduje się zapis o konieczności zastosowania zbrojenia ze względu na działające siły rozciągające.

Odnośnie stref zakotwień w elementach kablobetonowych norma wymaga projektowania na podstawie modeli Strut-and-Tie (ST). Dla tej strefy norma nakazuje stosowanie częściowego obciążeniowego współczynnika bezpieczeństwa $\gamma_{P,unfav}$ równego 1.2. Docisk

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

powinien być sprawdzany według zasad opisanych w Europejskich Aprobatach technicznych. Naprężenia rozciągające sprawdza się modelami ST lub innymi odpowiednimi. Przy wymiarowaniu zbrojenia należy korzystać z wartości obliczeniowej granicy plastyczności. W przypadku, gdy naprężenia nie są większe niż 300 MPa, nie ma konieczności sprawdzania szerokości rozwarcia rys.

Eurokod dla mostów betonowych *PN-EN 1992-2:2010* (2010) uzupełnia zapisy normy podstawowej. W przypadku BWW (betony klasy co najmniej C55/67) norma modyfikuje obliczeniową wytrzymałość betonu f_{cd} we wzorze (2.56) na wytrzymałość na docisk współczynnikiem χ, który oblicza się ze wzoru (2.57). Wartości tego współczynnika dla poszczególnych klas przedstawia tab. 2.1. Zalecono również, aby odległość krawędzi powierzchni docisku od swobodnej krawędzi betonu nie była mniejsza niż 50 mm i 1/6 wymiaru powierzchni docisku w każdym rozpatrywanym kierunku. Powyższe zalecenia dotyczą formalnie łożysk mostowych.

$$\chi = \frac{0.46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1+0.1 f_{ck}} \tag{2.57}$$

Klasa	f_{ck}	χ
C55/67	55	1.02
C60/75	60	1.01
C70/85	70	0.98
C80/95	80	0.95
C90/105	90	0.92

Tabela 2.1 Wartości współczynnika χ modyfikującego obliczeniową wytrzymałość betonu na ściskanie przy docisku dla łożysk mostowych *PN-EN 1992-2:2010* (2010)

Umiejscowienie zakotwienia od krawędzi betonu powinno być zgodne z odpowiednią europejską aprobatą techniczną. Ze względu na pęknięcia i odpryski zbrojenie powinno być dobierane w zależności od prostokątnej pryzmy betonowej znajdującej się pod zakotwieniem. Podstawa tej pryzmy to tak zwany prostokąt związany. Jego środek i oś symetrii powinna pokrywać się ze środkiem i osią symetrii płyty kotwiącej. Płyta kotwiąca powinna mieć dwie osie symetrii. Należy spełnić również warunek (2.58):

$$\frac{P_{max}}{c \cdot c'} \leq 0.6\, f_{ck}(t) \tag{2.58}$$

Gdzie:

P_{max} - maksymalna siła przyłożona do cięgna zgodną z *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008)
c, c' - wymiary prostokąta związanego,
$f_{ck}(t)$ - wytrzymałość charakterystyczna betonu w chwili naciągu.

Dodatkowo wymiary prostokąta związanego powinny spełniać warunek (2.59):

$$\frac{c}{a} \leq 1.25\sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}} \text{ i } \frac{c'}{a'} \leq 1.25\sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}} \tag{2.59}$$

gdzie a i a' są wymiarami płyty kotwiącej. Prostokąty w tym samym przekroju nie powinny się nakładać i wychodzić poza wnętrze betonu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

W normie głębokość pryzmy określona jest jako 1.2·max(c, c'). Pryzmy mogą się nakładać w przypadku, gdy cięgna nie są równoległe. W każdej pryzmie należy umieścić odpowiednią powierzchnię zbrojenia poprzecznego obliczoną ze wzoru (2.60):

$$A_s = 0.15 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav} \tag{2.60}$$

gdzie $\gamma_{P,unfav} \geq 1.20$ i P_{max} to maksymalna siła w cięgnie podczas naciągu, zgodna z zapisami EC2.

Zbrojenie powinno być rozłożone równomiernie na dowolnym kierunku w długości pryzmy. Na powierzchni obciążonej powinno znaleźć się zbrojenie o polu powierzchni $0.03 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}$ rozmieszczone w dowolnym kierunku. Wprowadzono wymóg o przeniesieniu nie mniej niż 110% projektowanej (ze specyfikacji) siły w cięgnie przy określonej minimalnej wytrzymałości betonu dla sprężenia maksymalną siłą.

2.3.4. MODEL CODE 2010 (2012)

Norma *Model Code 2010* (2012) w stosunku do normy *EC2* (*PN-EN 1992-1-1:2008* (2008)) wprowadza możliwość stosowania betonów o charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie f_{ck} równej 120 MPa. Podejście do problematyki docisku jest podobne do przedstawionego w *EC2*. Wprowadzono jednak dodatkowe zagadnienia. Norma pozwala po przeprowadzeniu odpowiednich badań na uwzględnienie wpływu skrępowania we wzorze (2.56). Wzory dotyczące skrępowania betonu przedstawiono w podrozdziale 4.4. Nie podano jednak dokładnego sposobu, w jaki należy uwzględnić wpływ skrępowania. W przypadku mocnego skrępowania lub bardzo małej powierzchni docisku beton jest w stanie przenieść naprężenia znacznie większe niż 3 f_{cd}. Przy braku dokładniejszych informacji średnie maksymalne dopuszczalne naprężenia f^*_{cc} oblicza się z (2.61), a f_{cc} jest walcową wytrzymałością betonu w stanie trójosiowego naprężenia. Norma niestety nie podaje sposobu obliczenia tej wielkości. Gdy brak większej liczby informacji wartość f^*_{cc} jest ograniczona do $4f_{cc}$.

$$\frac{f^*_{cc}}{f_{cc}} = 12.5\sqrt{(40/f_{cc})} \tag{2.61}$$

Podobnie, jak w *EC2*, stwierdzono konieczność zredukowania wartości F_{Rdu} w przypadku niejednorodnego obciążenia powierzchni docisku i przy występowaniu dużych sił tnących. Nie podano jednak sposobu, w jaki należy to uwzględnić. Dla stref zakotwień MC 2010 zaleca stosowanie modeli Strut-and-Tie. Są one tutaj bardziej rozwinięte niż w *EC2*.

2.4. ZESTAWIENIE WZORÓW DO OBLICZANIA WYTRZYMAŁOŚCI NA DOCISK BETONU NIEZBROJONEGO

W tabeli 2.2. przedstawiono wzory do wyznaczania wytrzymałości na docisk w niezbrojonych betonowych elementach. We wzorach, w celu ujednolicenia, użyto średnich walcowych wytrzymałości betonu na ściskanie (chyba, że podano inaczej).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

2.5. ZESTAWIENIE WZORÓW DO OBLICZANIA WYTRZYMAŁOŚCI NA DOCISK BETONU ZBROJONEGO

W tym podrozdziale przedstawiono zestawienie (tab. 2.3) wzorów umożliwiających obliczenie wytrzymałości betonu zbrojonego na docisk. Jako q' oznaczono wytrzymałość na docisk betonu niezbrojonego, a jako q wytrzymałość betonu zbrojonego. We wzorach w celu ujednolicenia, użyto średnich walcowych wytrzymałości betonu na ściskanie (chyba, że podano inaczej).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Autor	Wzór	Ograniczenie/ uwagi	Nr wzoru
Bauschinger (1876)	$q = \sqrt[3]{R} f_c$		(2.62)
Komendant (1952), *Middendorf* (1960)	$q = \sqrt{R} f_c$		(2.63)
Czerwonobaba (1959)	$q = f_c\left(4 - 3\sqrt{R}\right)$		(2.64)
Hawkins (1968)	$q = \left(1 + \frac{50}{\sqrt{145 f_c}}\left(\sqrt{R} - 1\right)\right) f_c$	f_c pod pierwiastkiem w MPa, stosunek długości wymiaru przekroju do odpowiadającego wymiaru powierzchni docisku nie może być większy niż 4	(2.65)
Knauff (1969)	$q = \left(\sqrt{49 + 31\left(R - \frac{1}{R}\right)\frac{f_{sp}}{f_c}} - 6\right) \cdot f_c$		(2.66)
Norma francuska – *BAEL* (1960)	$q = \left(4 - 5\sqrt{\frac{1}{R} + 2\frac{1}{R}}\right) f_c$		(2.67)
Niyogi (1973)	$q = \left(0.84\sqrt{R} - 0.23\right) f_{c,cube}$		(2.68)
Williams (1979)	$q = 0.78 R^{0.441} f_c$, $q = 6.92 R^{0.47} f_{ct,sp}$		(2.69) (2.70)
Suzuki i Nakatsuka (1982)	$q = 0.9 \cdot R^{0.6} f_c$		(2.71)
Trinh (1985)	$q = \left[1 + 1.0\left(3 - \frac{8}{3}\left(\sqrt{\frac{1}{R}}\right)\right)\left(1 - \frac{4}{3}\sqrt{\frac{1}{R}}\right)\right] \cdot f_c$	beton na kruszywie o normalnej gęstości	(2.72)
Roberts (1990)	$q = 0.8 \cdot \sqrt{R} f_c$	$q \le 2 f_c$	(2.73)
Roberts (1990)	$q = \left(0.8 - 0.05 \cdot \frac{f_c - 55.2\ \text{MPa}}{13.8\ \text{MPa}}\right) \cdot \sqrt{R} f_c$	$q \le 2 f_c$, $f_c \ge 55.2$ MPa	(2.74)
Cai i Xue (1996)	$q = \beta_c \cdot \left(0.67 f_{c,cube}\right)$ Gdzie: $\beta_c = \frac{190 - f_{c,cube}}{150} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$	$f_{c,cube}$ w MPa, $\beta_c \ge 1.0$	(2.75)
PN-B 03264:2002 (2002)	$q = \sqrt{R} f_c$	$q \le 2.5 f_c$ (wartość ograniczenia zależy od sąsiedniego obciążenia i umiejscowienia powierzchni docisku)	(2.76)
Bonetti (2005)	Sposób obliczenia przedstawiono we wzorach (2.30 – 2.35) z towarzyszącym opisem.		
PN-EN 1992-1-1:2008 (2008)	$q = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} f_c$	$q \le 3 f_c$	(2.77)
PN-EN 1992-2:2010 (2010)	$q = \frac{0.46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1 + 0.1 f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} f_c$	$q \le 3 f_c$, $f_c \ge 63$ MPa	(2.78)
Model Code 2010 (2012)	$q = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} f_c$	$q \le 3 f_c$	(2.79)
ACI 318-14 (2014)	$q = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \cdot 0.85 \cdot f_c$	$q \le 2 \cdot 0.85 \cdot f_c$	(2.80)

Tabela 2.2 Zestawienie wzorów do obliczania wytrzymałości betonu na docisk w elementach niezbrojonych

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Autor	Wzór	Ograniczenia/ uwagi	Nr wzoru
PN-B-03264:1969 (1969)	$q = q' \cdot A_{c0}\left[1 + 0.5\ \frac{f_y}{f_c}\ \frac{q'}{f_c}\left(\sqrt{\mu_d} - 0.07\right)\right]$	$\mu_d = \frac{A_{s,tot}}{A_{c1}}$, q' według (2.67), $q \leq 1.75\ q'$	(2.81)
Knauff (1969)	$q = q' + \eta f_y A_{s,tot}/A_{c0}$ Gdzie: $\eta = 4$ - dla $f_c \leq 9.81$MPa $\eta = 4 \cdot \left(1 - \frac{f_c - 9.81\ MPa}{34.33 MPa}\right)$ - dla 9.81MPa < $f_c \leq 44.15$ MPa $\eta = 0$ dla $f_c > 44.15$MPa	$A_{s,tot}$ – pole zastosowanego zbrojenia, f_y – granica plastyczności stali q' – według (2.66)	(2.82)
Niyogi (1975)	$q = (1 + k \cdot \rho)q'$	q' – według (2.68) k = 50 dla spirali	(2.83)
Roberts (1990)	$q = q' + 4.1 \cdot f_{lat}\left(1 - \frac{s}{d_c}\right)^2 \frac{A_{core}}{A_{c0}}$ $f_{lat} = k\frac{A_s f_y}{d_c \cdot s} \leq k \cdot 8.3 MPa$	$q \leq 3f_c$ $q' \leq 2f_c$ k = 2 – dla spirali (1 – dla strzemion)	(2.84)
Cai i Xue (1996)	$q = q' + 2\rho_s f_y \sqrt{\frac{A_{core}}{A_{c0}}}$		(2.85)
PN-B-03264:2002 (2002)	$q = q' + k \cdot f_y \frac{\left(\pi \frac{d_c}{s} A_s\right)}{A_{c0}}$	Przy jednorodnym docisku $0.2 \leq k \cdot \frac{\left(\pi \frac{d_c}{s} A_s\right) f_y}{A_{c0} \cdot q'} \leq 0.75$ k = 2 – dla spirali (1.5 – dla siatek)	(2.86)
Bonetti (2005)	Sposób obliczenia przedstawiono we wzorach (2.30 – 2.42) z towarzyszącym opisem. W pracy przedstawiono dwie metody. Wartości nośności z podanych wzorów należy podzielić przez pole powierzchni docisku w celu uzyskania wartości wytrzymałości na docisk.		
Model Code 2010 (2012)	$q = \sqrt{R}\left(1 + 3.5 \cdot \left(\frac{\sigma_2}{f_c}\right)^{3/4}\right) \cdot f_c$ Gdzie: $\sigma_2 = \omega_c f_c \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)$ – przy skrępowaniu spiralą, $\sigma_2 = \omega_c f_c \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)^2$ – przy skrępowaniu osobnymi pętlami,	q' – według (2.78) $\omega_c = \frac{A_{sc} f_y}{s \cdot d_c f_c}$ $A_{sc} = 2A_s$ Norma wprost nie podaje tego wzoru. Mówi jedynie o możliwym dodatku wpływu skrępowania. We wzorach dla uogólnienia użyto podstawowych (średnich) parametrów materiałowych stali i betonu.	(2.87)
Bonetti et al. (2014)	$q = \left(2f_c + 4.5 f_{lat,eff}\right)$	$f_{lat,eff} = k\left(\frac{2A_s f_y}{s \cdot d_c}\right)$ k = 1 dla spirali	(2.88)

Tabela 2.3 Zestawienie wzorów do obliczania wytrzymałości betonu na docisk elementów zbrojonych

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

2.6. WPŁYW WYTRZYMAŁOŚCI BETONU I ZASTOSOWANIA BWW

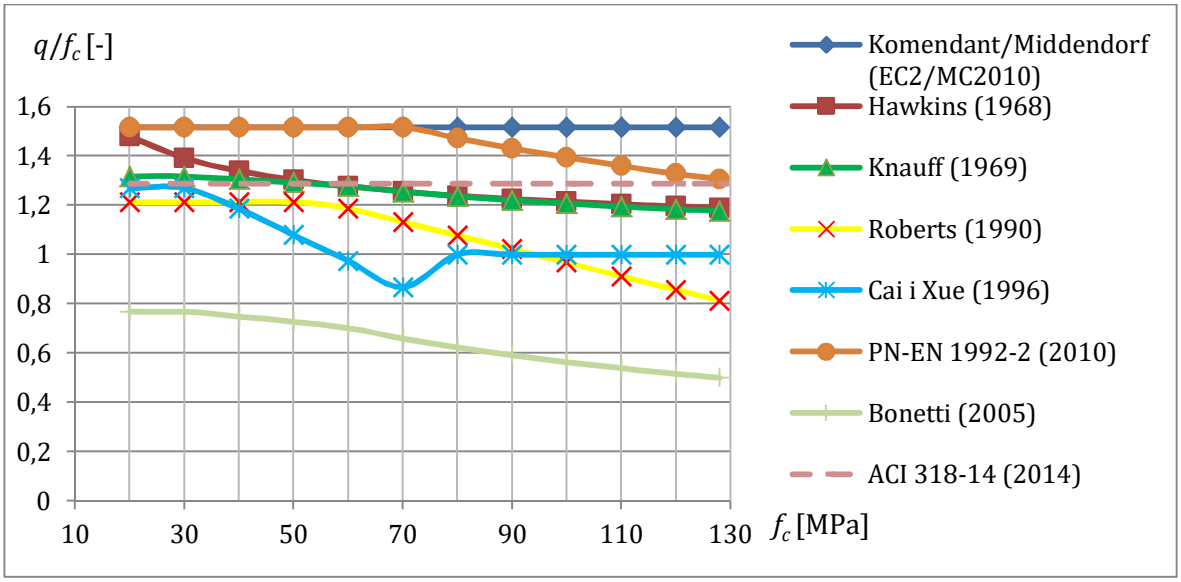
Bardzo ważny wpływ na wytrzymałość betonu na docisk mają poszczególne wytrzymałości betonu przy podstawowych sposobach obciążenia (rozciąganie i ściskanie). W większości publikacji główną wykorzystywaną wartością wytrzymałości jest wytrzymałość betonu na ściskanie. W niektóry pracach: (*Knauff* 1969; *Williams* 1979; *Bonetti* 2005) zwrócono uwagę, że wytrzymałość na docisk zależy od wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Bardzo oczywistą obserwacją jest fakt, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie wzrasta wytrzymałość betonu na docisk. Jednak sam stosunek wytrzymałości betonu na docisk q do wytrzymałości na ściskanie f_c maleje wraz ze wzrostem f_c. Wynika to prawdopodobnie z faktu, że wytrzymałość betonu na rozciąganie nie rośnie proporcjonalnie z wytrzymałością betonu na ściskanie. Jedynie niewielu badaczy (*Bonetti* 2005; *Cai i Xue*, 1996; *Hawkins*, 1968; *Knauff*, 1969; *Roberts*, 1990) w opracowanych przez siebie wzorach uwzględniło fakt zmniejszenia wartości q/f_c przy wzroście wartości f_c. Normą, która również uwzględnia ten fakt jest *PN-EN 1992-2:2010* (2010) dla konstrukcji mostowych. Wykresy na rysunkach od 2.6 do 2.8 przedstawiają stosunek $q(f_c)/f_c$ dla różnych wartości R obliczany na podstawie zależności podanych według powyższych autorów. Wykresy na rysunkach od 2.9 do 2.11 pokazują wartość współczynnika χ (na podstawie wzorów różnych autorów i dla danego R) będącego stosunkiem wytrzymałości na docisk betonu o danej wytrzymałości do jego wytrzymałości f_c w stosunku do tego stosunku dla betonu o wytrzymałości na ściskanie równej 60 MPa, którą można przyjąć jako orientacyjną maksymalną wytrzymałość na ściskanie betonu zwykłego. Stosunek ten można zapisać wzorem (2.89). Na podstawie tych wykresów można zaobserwować, że stosunek q/f_c betonów wysokiej wytrzymałości spada wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Dla betonów o f_c = 70 MPa spadek ten wynosi do około 8%, a dla betonów o f_c = 100 MPa do blisko 20%. Wykresy te pokazują również, że spadek jest większy im większy jest stosunek R.

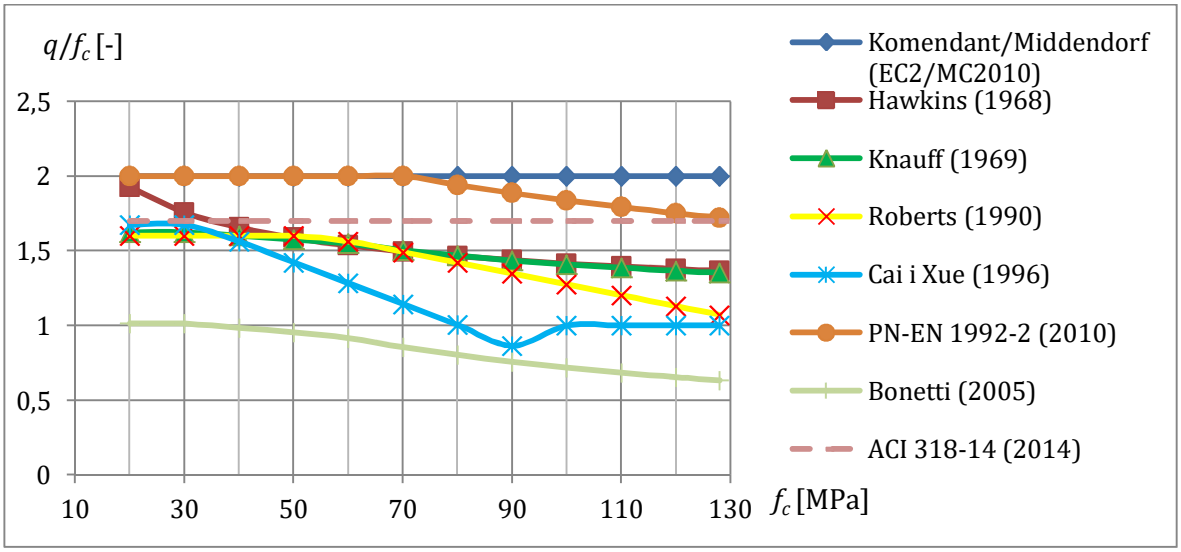
$$\chi = \frac{q/f_c}{q(f_c=60\text{MPa})/f_c=60\text{MPa}}(f_c) \tag{2.89}$$

Pośród stosunkowo dużej liczby badaczy zajmujących się wytrzymałością na docisk niewielu badało zachowanie się BWW. Główne publikacje dotyczące docisku w BWW, wymienione w podrozdziale 2.2 powyżej to: *Cai i Xue* (1996) na betonie o wytrzymałości na ściskanie około 80 MPa oraz *Bonetti* (2005) na betonie o wytrzymałości na ściskanie około 75 MPa. Ze względu na bardzo małą liczbę badań betonów o wytrzymałości powyżej 60 MPa i odmienne ich zachowanie, potrzebne są badania docisku na takich betonach. Celem pracy doktorskiej jest analiza docisku w tych betonach.

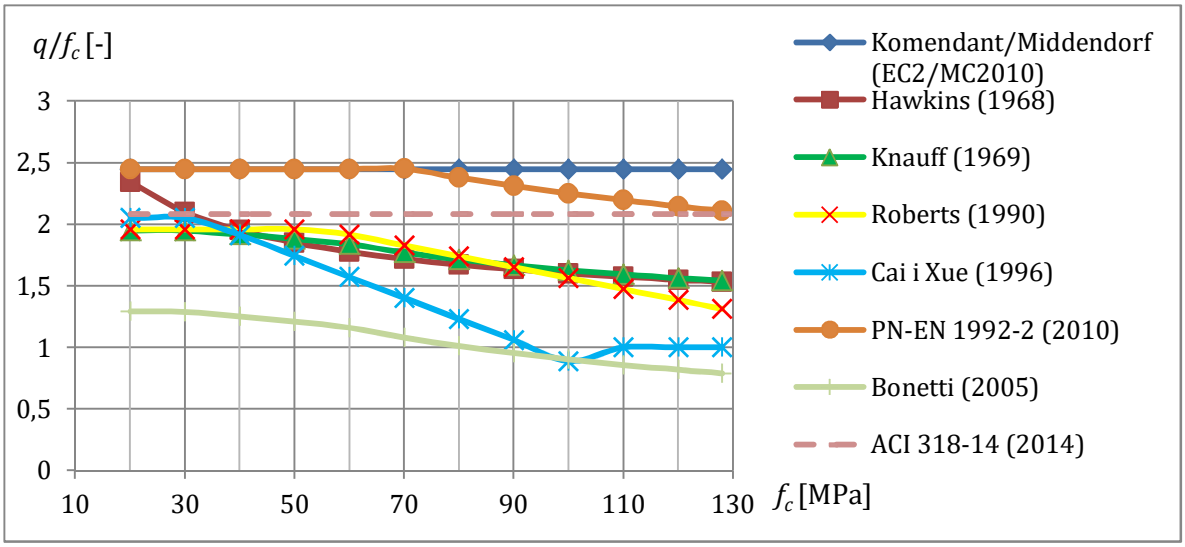
BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 2.6 Wykres zależności $q(f_c)/f_c$ dla R = 2.3

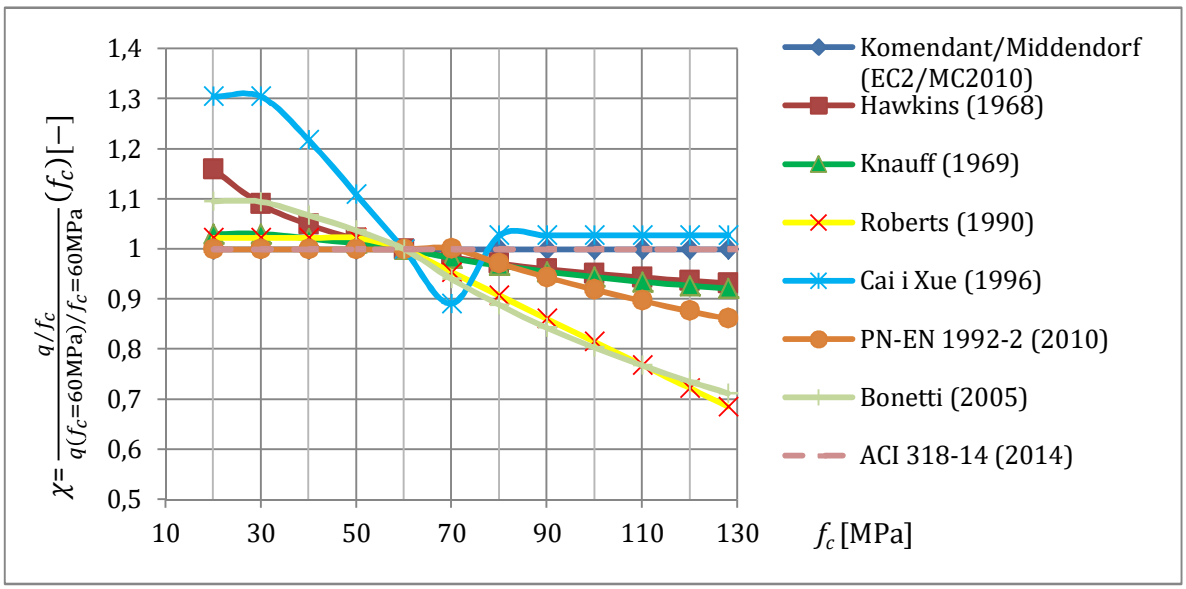


Rysunek 2.7 Wykres zależności $q(f_c)/f_c$ dla R = 4.0

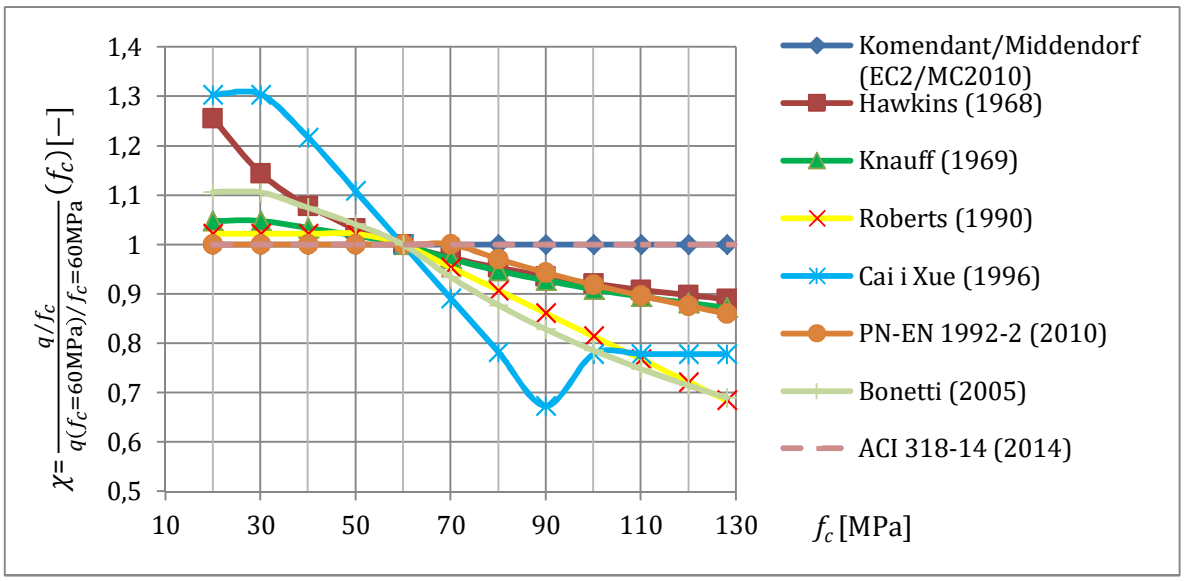


Rysunek 2.8 Wykres zależności $q(f_c)/f_c$ dla R = 6.0

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

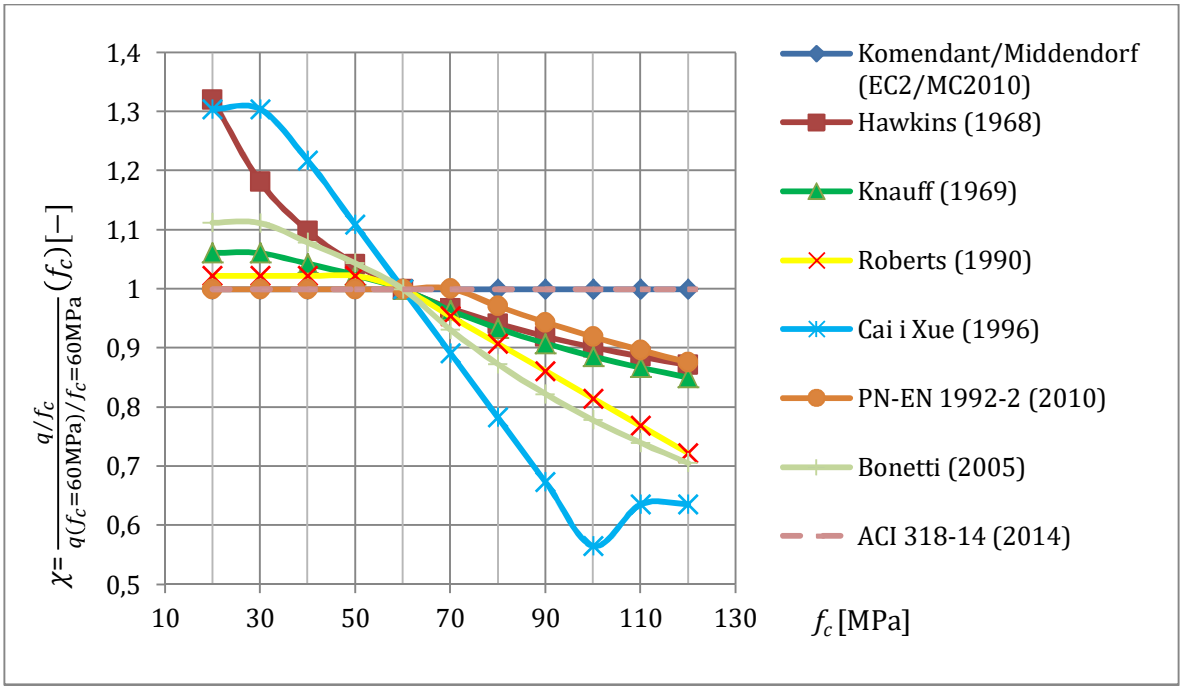


Rysunek 2.9 Wykres zależności χ od f_c dla R = 2.3



Rysunek 2.10 Wykres zależności χ od f_c dla R = 4.0

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 2.11 Wykres zależności χ od f_c dla R = 6.0

2.7. WPŁYW STOSUNKU POLA POWIERZCHNI PRZEKROJU DO POLA POWIERZCHNI DOCISKU

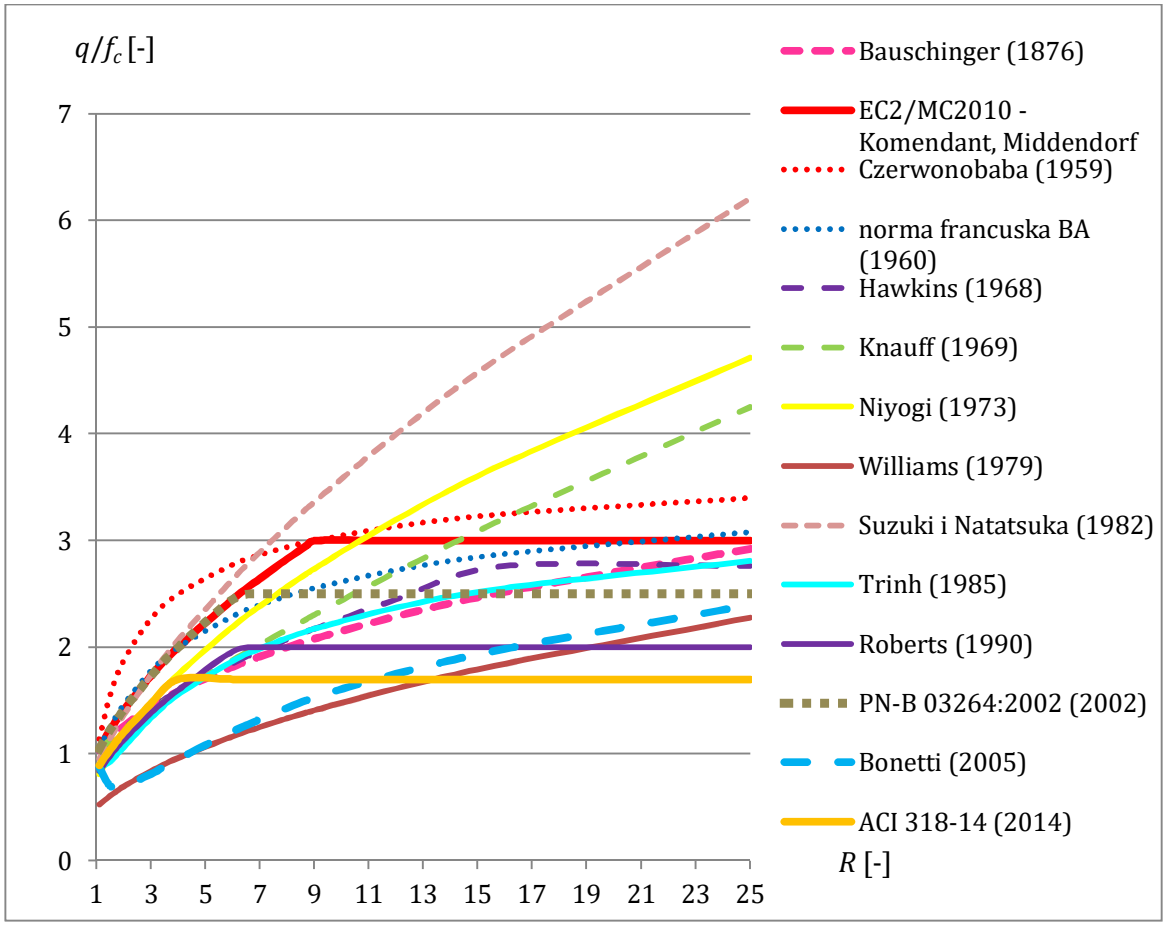
Kolejnym ważnym czynnikiem wpływającym na wytrzymałość betonu na docisk jest stosunek R pola powierzchni przekroju A do pola powierzchni docisku A_{c0}. W sytuacji, gdy wartość tego stosunku przekracza pewną wartości (większości publikacji graniczną wartością jest 3), należy zastąpić pole powierzchni przekroju polem powierzchni rozdziału. W literaturze można znaleźć kilka sposobów określenia wymiarów tego pola. Bardzo częstym ograniczeniem dla tej powierzchni jest warunek mówiący, że powierzchnia docisku i powierzchnia rozdziału muszą mieć swoje środki ciężkości na osi kierunku działania siły dociskowej. Kolejnym warunkiem jest zazwyczaj podobieństwo kształtu powierzchni docisku i powierzchni rozdziału. Częstym wymaganiem jest zapewnienie niezachodzenia na siebie sąsiednich powierzchni rozdziału powstałych na skutek występowania większej liczby powierzchni docisku. Norma *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008) oprócz powyższych warunków ogranicza również wymiary poprzeczne powierzchni rozdziału, tak aby nie przekraczały trzykrotności odpowiadających wymiarów powierzchni docisku. Norma *ACI 318-14* (2014) ogranicza te wymiary do dwukrotności. *Hawkins* (1968) stwierdził, że stosunek długości krawędzi powierzchni rozdziału do długości krawędzi powierzchni docisku nie może być większy niż 4. Norma *PN-B-03260:1956* (1956) zaleca, aby w sytuacji, gdy powierzchnia docisku i rozdziału nie mają środków ciężkości na osi działania siły, powierzchnie rozdziału ustalać jako podwojenie wymiaru mniejszej odległości, która powstaje z podzielenia powierzchni przekroju przez oś przechodzącą przez środek ciężkości powierzchni docisku.

Wartość stosunku R jest uwzględniana we wszystkich wzorach proponowanych przez badaczy zajmujących się zagadnieniem docisku (tab. 2.2). Zmniejszenie powierzchni docisku powoduje zwiększenie wartości stosunku R. Wzrost tej wartości powoduje wzrost wytrzymałości betonu na docisk. Wykres na rys. 2.12 przedstawia zależności $q/f_c(R)$ dla betonu niezbrojonego o wytrzymałości na ściskanie f_c równej 50 MPa i na rozciąganie

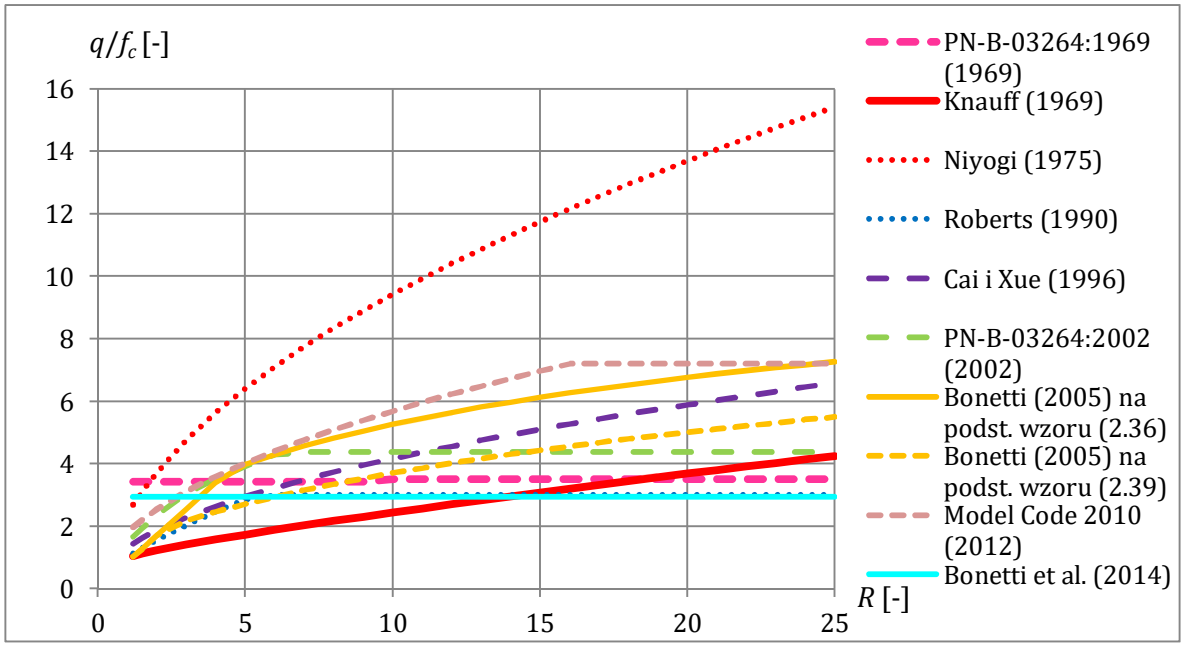
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

osiowe równej 3.62 MPa na podstawie wzorów podanych w różnych publikacjach. Wykres na rys. 2.13 pokazuje tę samą zależność dla elementu zbrojonego (walec o średnicy 20 cm i wysokości 40 cm zbrojony spiralą z pręta Ø10 mm o średnicy rdzenia 150 mm i skoku spirali 50 mm, ze stali o f_y = 500 MPa). Na rysunkach 2.14 i 2.15 przedstawiono dokładniejsze przybliżenia tych samych wykresów poprzez ograniczenie zakresu wartości *R* do 6. Z analizy systemów zakotwień *(BBR VT* 2011; *VSL* 2011; *BBV* 2011; *Alga*; *Freyssinet* 2013; *DEAL* 2013; *BBR VT* 2013) można zauważyć, że dla strefy zakotwień przy doborze minimalnych wymiarów bloku kotwiącego wartości *R* są w przedziale od 2 do 4. Z tego względu szczególną uwagę należy poświęcić analizie właśnie tego przedziału *R*. Z rysunku 2.12 wynika, że rozbieżności w wynikach obliczeń według różnych wzorów są bardzo duże i mogą wynosić ponad 100%. Bardzo ważną obserwacją jest również fakt, że według wzorów niektórych badaczy np. *Bonetti'ego* (2005) czy *Williamsa* (1979) wartość wytrzymałości na docisk w elementach niezbrojonychw przedziale *R* od 1 do około 3 może być mniejsza niż wytrzymałość betonu na ściskanie f_c, co jest niebezpieczne przy projektowaniu według obecnie obowiązujących norm.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

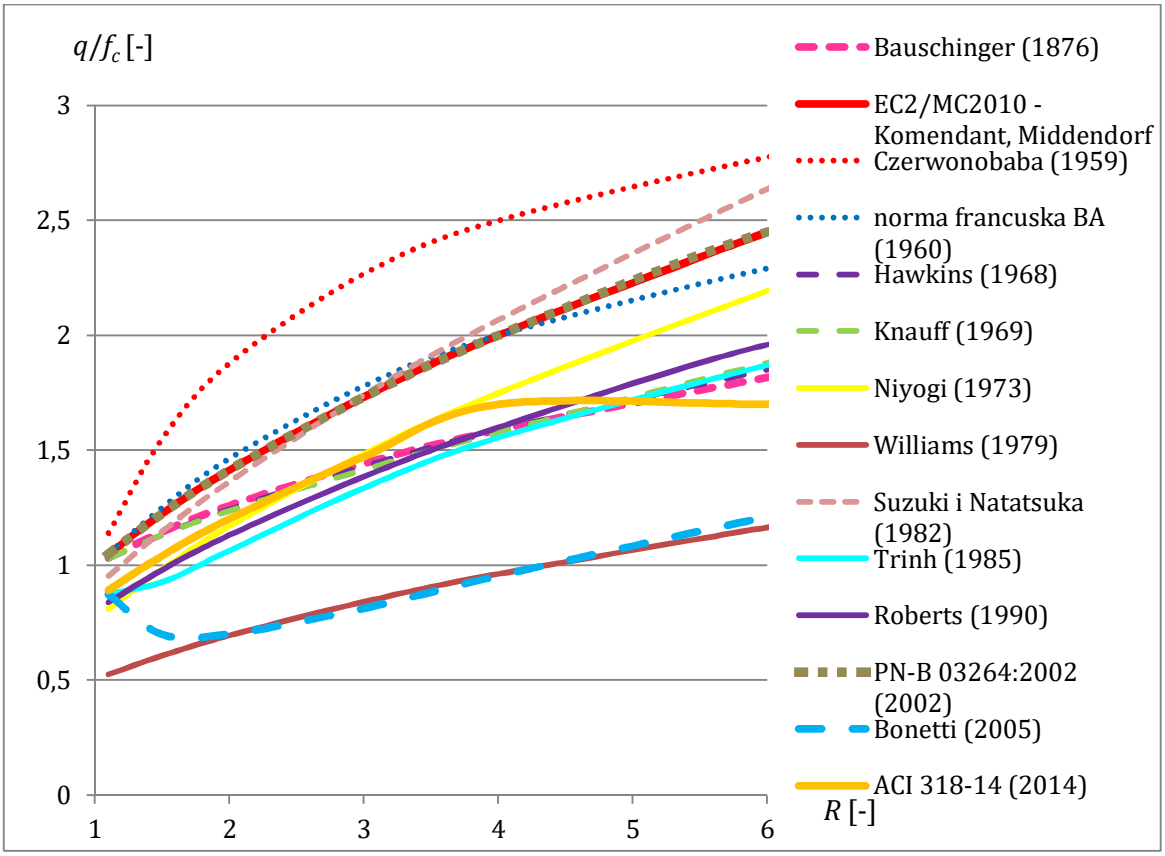


Rysunek 2.12 Wykresy zależności $q/f_c(R)$ dla betonu niezbrojonego o wytrzymałości na ściskanie 50 MPa w przedziale R od 1 do 25

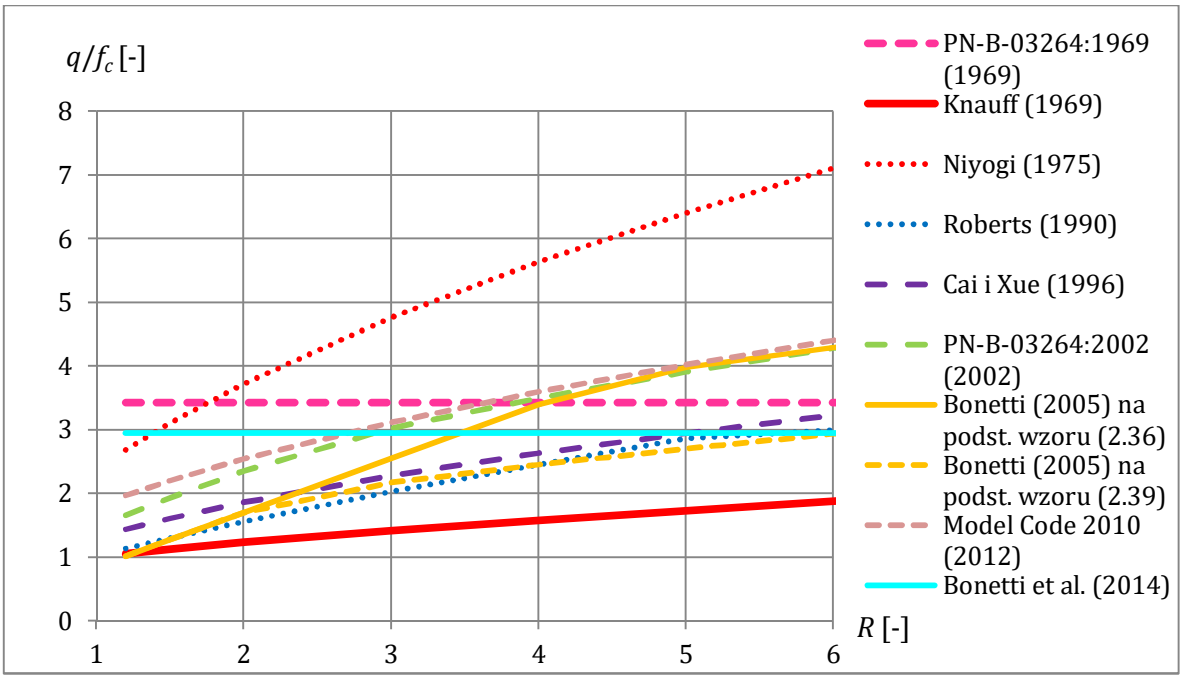


Rysunek 2.13 Wykresy zależności $q/f_c(R)$ dla betonu zbrojonego o wytrzymałości na ściskanie 50 MPa w przedziale R od 1 do 25

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 2.14 Wykresy zależności q/f_c od R dla betonu niezbrojonego o wytrzymałości na ściskanie 50 MPa w przedziale R od 1 do 6



Rysunek 2.15 Wykresy zależności $q/f_c(R)$ dla betonu zbrojonego o wytrzymałości na ściskanie 50 MPa w przedziale R od 1 do 6

2.8. WPŁYW ZASTOSOWANIA ZBROJENIA

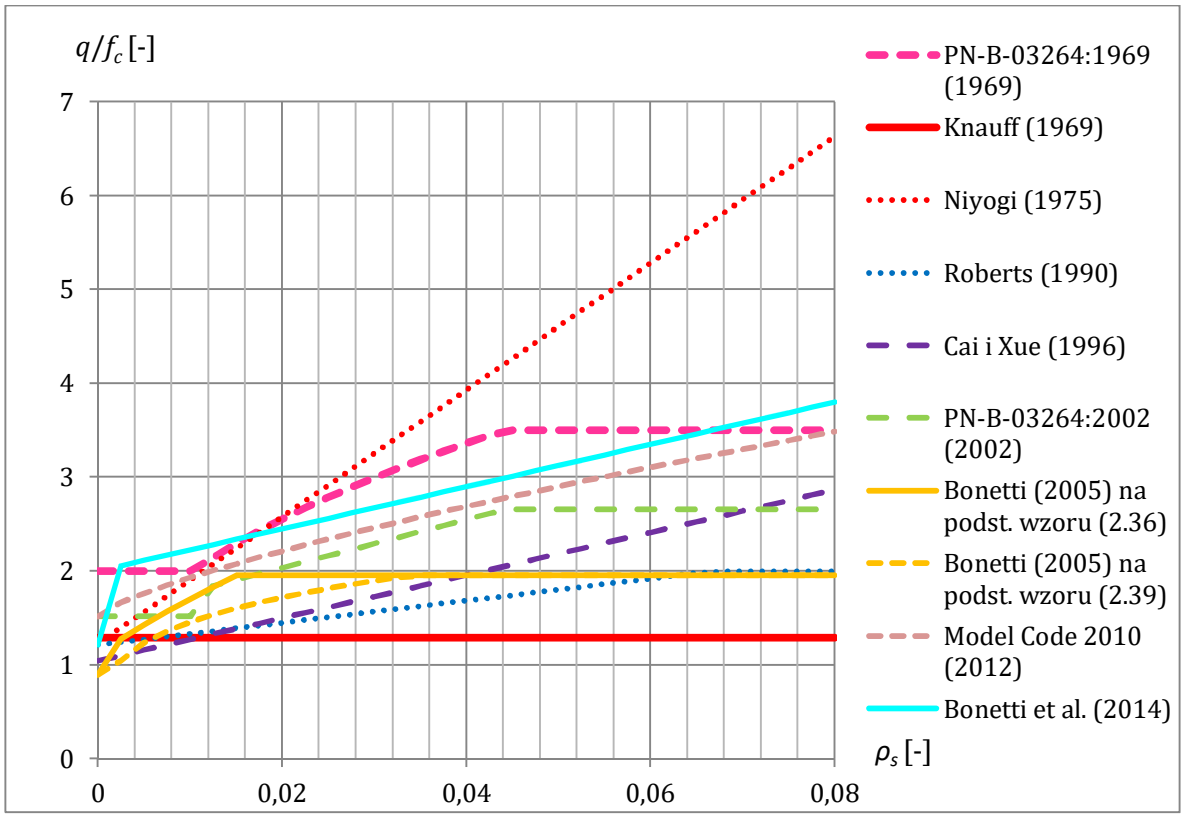
Docisk w elementach betonowych jest zagadnieniem przede wszystkim teoretycznym ze względu na konieczność dozbrajania tej strefy różnego rodzaju zbrojeniem. Możliwe

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

sposoby zbrojenia to strzemiona, siatki i spirale. Tacy autorzy jak: *Bonetti* (2005), *Knauff* (1969), *Niyogi* (1975), *Roberts* (1990) oraz *Zieliński i Rowe* (1963) stwierdzają, że najkorzystniejszym sposobem zbrojenia strefy docisku są spirale. Według *Roberts* (1990) zbrojenie spiralą jest dwukrotnie bardziej efektywne niż zbrojenie strzemionami. Zastosowanie zbrojenia zwiększa znacząco wytrzymałość betonu na docisk.

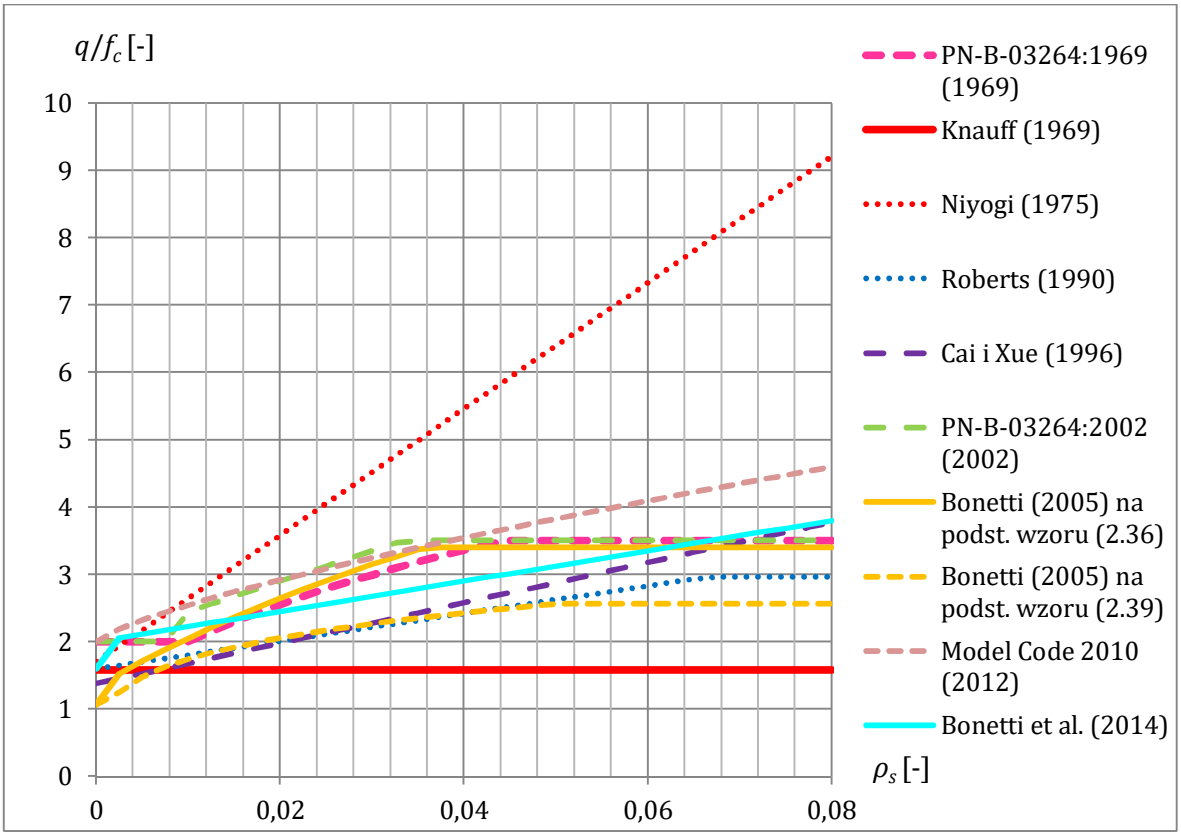
Zwiększenie wytrzymałości na docisk na skutek zastosowanego zbrojenia wynika ze skrępowania betonu, to jest ograniczania poprzecznych odkształceń w betonie. Zagadnienie skrępowania zostało opisane dokładniej w rozdziale 4.

Wykresy na rysunkach 2.16 do 2.18 przedstawiają zależność stosunku q/f_c od objętościowego stopnia zbrojenia poprzecznego ρ_s uzyskanego na podstawie różnych wzorów dostępnych w literaturze. Na potrzeby analizy przyjęto walce o wysokości 40 cm i średnicy 20 cm, z betonu o wytrzymałości f_c wynoszącej 50 MPa i f_{ct} = 3.62 MPa. Jako zbrojenie użyto spirali o średnicy pręta Ø10 mm, skoku 50 mm i średnicy rdzenia wynoszącej 150 mm ze stali o f_y = 500 MPa. Poszczególne wykresy rozróżniają tę relację w zależności od wartości *R*. W analizie objętościowy stopień zbrojenia był wielkością umowną (jego wartość nie musiała przedstawiać konkretnych powierzchni, które uzyskuje się na podstawie doboru odpowiedniej rzeczywistej średnicy pręta spirali, skoku spirali i średnicy rdzenia).

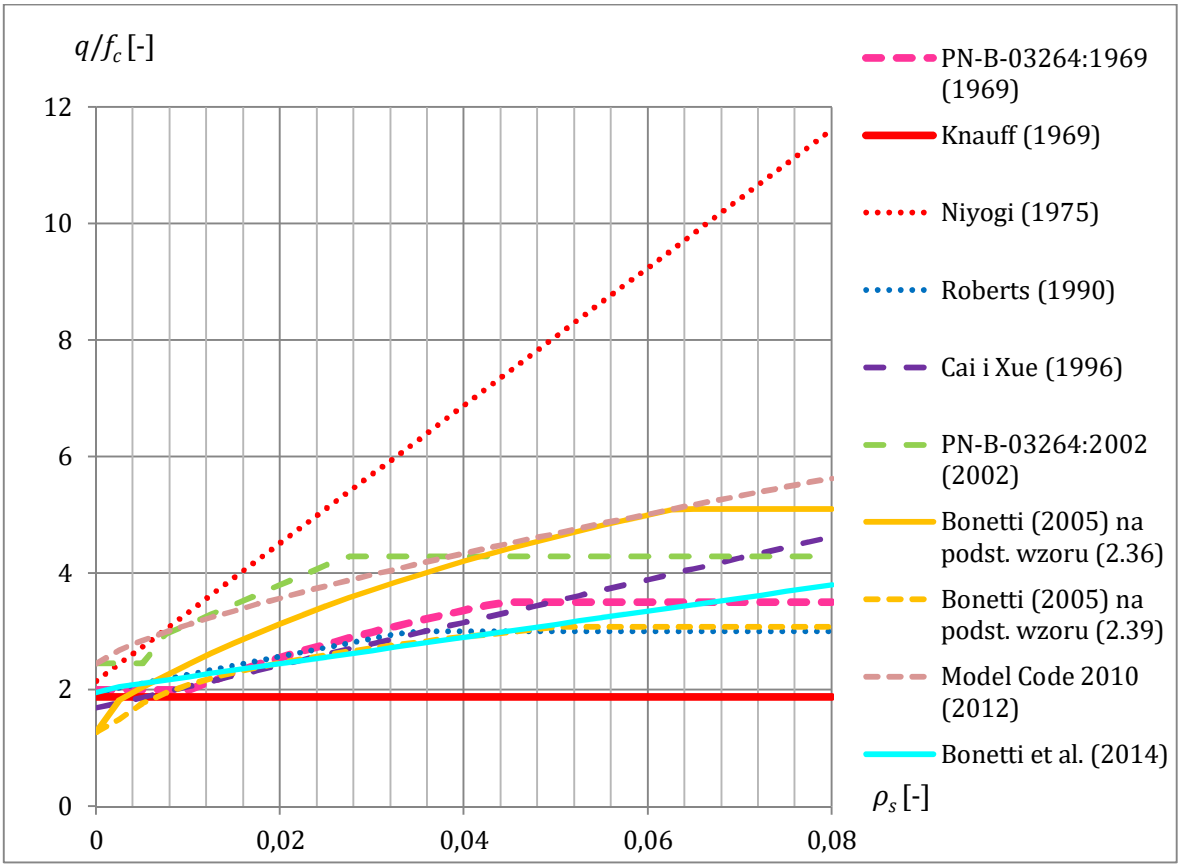


Rysunek 2.16 Wykresy zależności q/f_c od ρ_s dla elementu z betonu o wytrzymałości na ściskanie 50 MPa obciążonego dociskiem o R = 2.3

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 2.17 Wykresy zależności q/f_c od ρ_s dla elementu z betonu o wytrzymałości na ściskanie 50 MPa obciążonego dociskiem o R = 4.0



Rysunek 2.18 Wykresy zależności q/f_c od ρ_s dla elementu z betonu o wytrzymałości na ściskanie 50 MPa obciążonego dociskiem o R = 6.0

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Norma *PN-B-03264:2002* (2002) jako ostatnia z polskich norm uwzględnia zastosowanie zbrojenia w strefie docisku. Inne opracowania dotyczące docisku za wartość naprężeń w stali zbrojeniowej uznawały granicę plastyczności. Jednym z celów badań w ramach tej pracy jest zweryfikowanie, czy przy docisku w BWW w chwili osiągnięcia maksymalnej siły, naprężenia są równe granicy plastyczności. W sytuacji, gdy są one mniejsze w chwili zniszczenia, należy zmniejszyć wpływ granicy plastyczności stali zbrojeniowej na wytrzymałość na docisk.

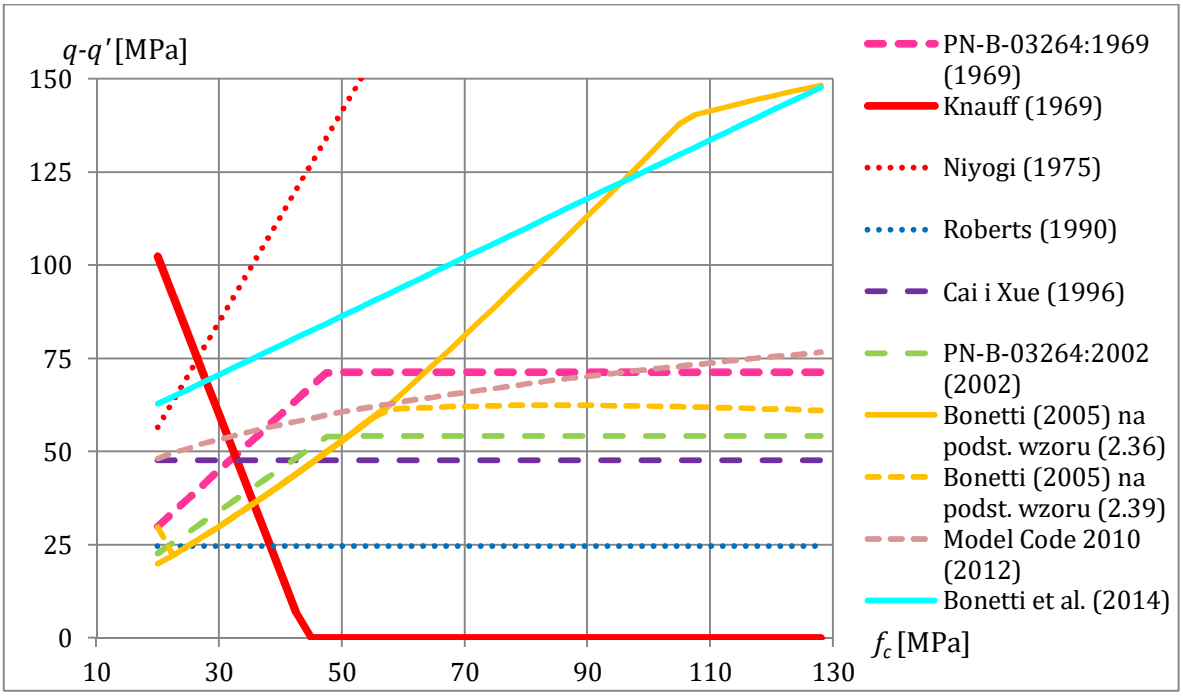
Bonetti (2005) wykazał fakt, że zwiększanie mocy zbrojenia, określanej wzorem (2.90) powyżej 0.5 nie powoduje zwiększenia wytrzymałości na docisk. W tym wzorze f_{lat} oznacza boczne naprężenia krępujące niezredukowane przez wpływ skoku spirali lub rozstaw strzemion. *Roberts* (1990) wprowadza również ograniczenie wpływu powierzchni zbrojenia podane we wzorze (2.84). *Zieliński i Rowe* (1963) w swojej pracy również zwrócili uwagę na fakt, że przy stosunkowo dużych wartościach stosunku R (około 9), zastosowane zbrojenie może tracić swoją efektywność.

$$\omega = 2\frac{f_{lat}}{f_c} \tag{2.90}$$

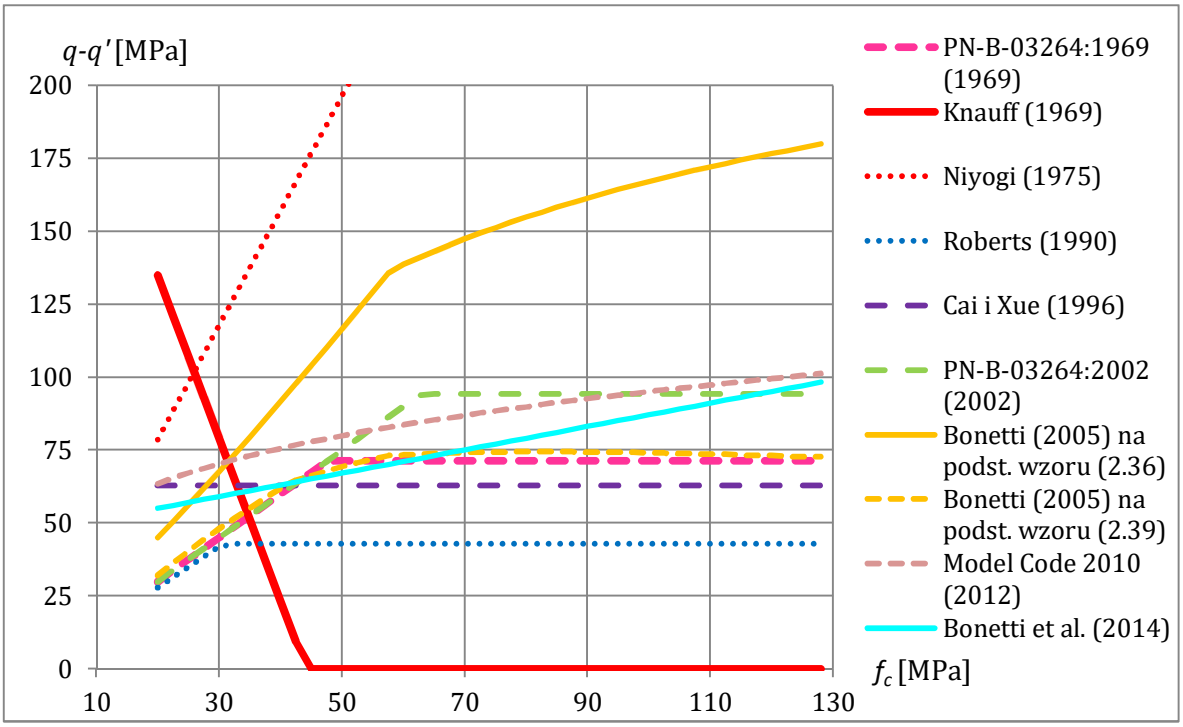
Knauff (1969) stwierdził w swojej pracy doktorskiej, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie efektywność działania zbrojenia spada (2.90), a dla betonów o wytrzymałości powyżej około 45 MPa nie należy uwzględniać wpływu zbrojenia. Według podanego przez *Roberts* (1990) wzoru (2.84) wartość wzrostu wytrzymałości na docisk nie zmienia się przy wzroście wytrzymałości betonu na ściskanie. Według normy *PN-B-03264:2002* (2002) tylko do pewnego poziomu f_c wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie rośnie przyrost wytrzymałości na docisk (w stosunku do elementu niezbrojonego) na skutek zastosowanego zbrojenia. Zachodzi to, ponieważ do pewnego poziomu f_c , ze względu na spełnienie warunku (2.51) stal zbrojeniowa nie może być w pełni wykorzystana. Przykładowe wartości przyrostu wytrzymałości na docisk w stosunku do elementu bez zbrojenia uzyskane na podstawie wzorów z różnych publikacji w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie f_c dla różnych wartości stosunku R zostały przedstawione na rysunkach od 2.19 do 2.21. W przykładzie jako element zbrojony przyjęto walec o wysokości 40 cm i średnicy 20 cm zbrojony spiralą z pręta o średnicy Ø10 mm o skoku 50 mm i średnicy rdzenia wynoszącej 150 mm ze stali o f_y = 500 MPa. Wykres dla obliczeń według wzoru *Niyogi* (1975) jest liniowy i ze względu na osiągane duże wartości został pokazany tylko do pewnej wartości ρ_s, w celu lepszego przedstawienia pozostałych wzorów.

Knauff (1969) zauważył, że efektywność zbrojenia spada wraz z oddalaniem się od czoła elementu. *Roberts* (1990) zaobserwowała, że zwiększenie średnicy spirali nie zwiększa wartości obciążenia rysującego i wartości rozwarcia rys, ale zwiększa wytrzymałość na docisk i wartość odkształcenia podłużnego w chwili zniszczenia.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

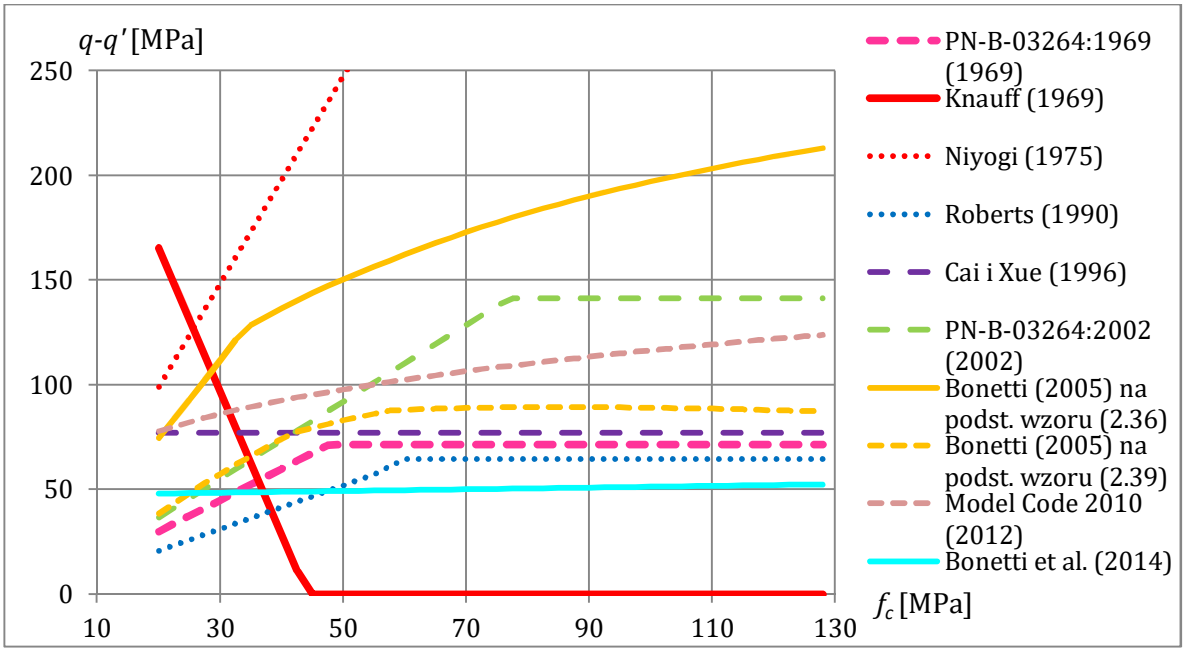


Rysunek 2.19 Przyrosty wytrzymałości na docisk na skutek zastosowania zbrojenia (opis w tekście) w stosunku do elementu niezbrojonego w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie dla R = 2.3



Rysunek 2.20 Przyrosty wytrzymałości na docisk na skutek zastosowania zbrojenia (opis w tekście) w stosunku do elementu niezbrojonego w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie dla R = 4.0

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 2.21 Przyrosty wytrzymałości na docisk na skutek zastosowania zbrojenia (opis w tekście) w stosunku do elementu niezbrojonego w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie dla R = 6.0

2.9. Wpływ stosunku wysokości elementu do jego szerokości na wytrzymałość na docisk

Badania elementów na docisk wykazały, ze stosunek wysokości H do długości dłuższego boku D elementu ma wpływ na wytrzymałość na docisk. *Knauff* (1969) w swojej pracy przebadał i stwierdził, że elementy o stosunku $H/D \geq 2$ nie różnią się znacząco między sobą pod względem wytrzymałości na docisk (przy pozostałych takich samych parametrach). *Niyogi* (1973) zauważył, że wraz ze wzrostem wysokości dla $R \leq 8$ malała nośność elementów, przy czym im wartość R była mniejsza, tym spadek nośności był większy, natomiast dla próbek o $R > 8$ i wysokości H próbek mniejszej niż D, nośność malała wraz ze zmniejszeniem wysokości. Badania *Muguruma i Okamoto* (1965) wykazały również, że wraz ze wzrostem wysokości maleje wytrzymałość na docisk. Badania *Niyogi* (1974) elementów na podatnym podłożu wykazały, że dla próbek, których $H/D \geq 2$, zwiększanie wysokości nie powoduje zmiany wytrzymałości na docisk. *Bonetti* (2005) wykonał badania wpływu H/D, które wykazały, że dla próbek o $H/D \geq 1.5$, wysokość nie ma wpływu na wytrzymałość. Testy zakotwień dla systemów sprężania również wymagają, aby $H/D \geq 2$.

2.10. Wpływ wielkości próbki

Wielkość elementów poddanych dociskowi wpływa na wartość wytrzymałości na docisk. Badania *Niyogi* (1974) wykazały, że wraz ze zwiększaniem wymiarów elementów zmniejszeniu ulega wytrzymałość na docisk. Potwierdzeniem tego były badania zespołu *Ahmed et al.* (1998). Zaproponował on wzór (2.91) określający stosunek wytrzymałości na docisk mniejszego elementu q_S do większego elementu q_L dla danego współczynnika skali S między elementem mniejszym, a większym.

$$\frac{q_S}{q_L} = \frac{1}{S^{0.25}} \tag{2.91}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

2.11. WPŁYW WYSTĘPOWANIA OTWORU

W przypadku stref docisku w elementach kablobetonowych, w strefie tej występują otwory na kanały kablowe. Obecność tego otworu powoduje osłabienie tej strefy. Badania tego czynnika prowadził np. *Douglas i Trahair* (1960), którzy zaobserwowali redukcję nośności. W swoich badaniach *Zieliński i Rowe* (1963) oraz *Bonetti* (2005) wykazali, że pod powierzchnią docisku netto wytrzymałość betonu na docisk nie jest uzależniona od wielkości otworu.

2.12. WPŁYW SIŁ I NAPRĘŻEŃ TNĄCYCH

W literaturze nie znaleziono znaczących badań dotyczących wpływu sił i naprężeń tnących na wytrzymałość na docisk. Jedynie w normach *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008) i *Model Code 2010* (2012) znajdują się zapisy, aby w sytuacji gdy w strefie docisku występują znaczne siły tnące, zredukować nośność na docisk. Nie podaje się sposobu uwzględniania tego czynnika. Zagadnienie to jest stosunkowo trudne do przebadania w warunkach laboratoryjnych. Wpływ sił i naprężeń tnących może mieć miejsce w rzeczywistości, np. w strefach zakotwień płyt lub belek kablobetonowych opartych na innych głównych belkach w miejscach, gdzie występują duże siły tnące.

2.13. WPŁYW NIERÓWNOMIERNEGO OBCIĄŻENIA

Wpływ nierównomiernego obciążenia dociskiem nie był badany przez dużą liczbę badaczy. Polskie normy *PN-B-03264:1984* (1984), *PN-B-03264:1999* (1999) i *PN-B-03264:2002* (2002), uwzględniają ten wpływ poprzez współczynnik α_u, redukujący wartość q, obliczany według (2.92), gdzie σ_{dmin}, σ_{dmax} są minimalnymi i maksymalnymi wartościami naprężeń dociskowych.

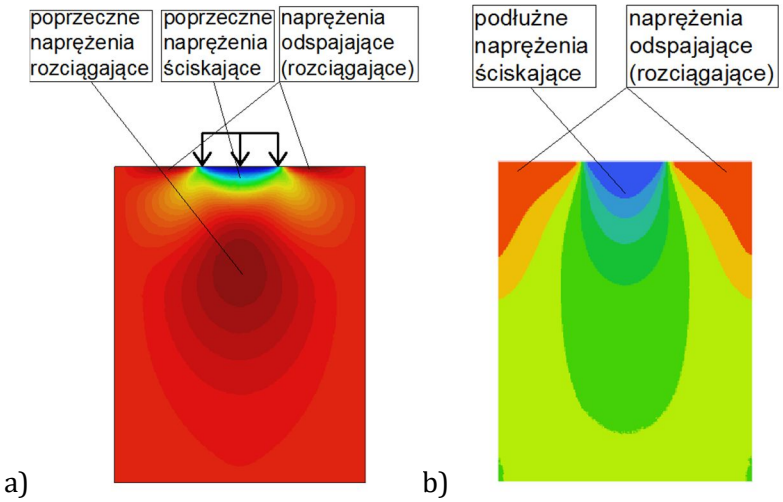
$$\alpha_u = \frac{1}{3}\left(2 + \frac{\sigma_{dmin}}{\sigma_{dmax}}\right) \tag{2.92}$$

2.14. STREFY ZAKOTWIENIA

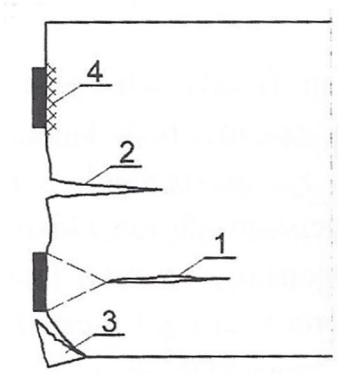
Głównym miejscem występowania docisku w praktyce budowlanej są strefy zakotwień w konstrukcjach kablobetonowych. Występowanie docisku w tej strefie związane jest z zasadą działania konstrukcji kablobetonowych. Cięgna sprężające w tych konstrukcjach wprowadzane są do wcześniej przygotowanych kanałów. Następnie cięgna sprężające są naciągane i stabilizowane w zakotwieniu. Zakotwienie z zamocowanym kablem, a wcześniej prasa naciągowa z naciąganym kablem, wprowadza znaczącą siłę do konstrukcji. Ze względu na mniejsze wymiary zakotwienia w porównaniu do przekroju elementu, siła ta wywołuje złożony stan naprężeń pod zakotwieniem. W najbliższym sąsiedztwie powierzchni docisku występują poprzeczne naprężenia ściskające, powodujące skrępowanie betonu i jego zwiększoną wytrzymałość, natomiast w większej odległości od czoła elementu zbliżonej do szerokości powierzchni docisku występują naprężenia rozciągające. Rysunek 2.22 przedstawia rozkład naprężeń. Naprężenia te mogą powodować rożne sposoby zniszczenia elementu (rys. 2.23). W przypadku występowania grupy zakotwień może również dojść do rozszczepienia betonu między zakotwieniami. Głównym sposobem zniszczenia na skutek samego docisku, czyli związanym z przekroczeniem wytrzymałości na docisk jest zmiażdżenie. Pozostałe sposoby zniszczenia są związane ze zbyt dużymi naprężeniami rozciągającymi. Na skutek wielu badań i analiz dotyczących stref zakotwień wprowadzono

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

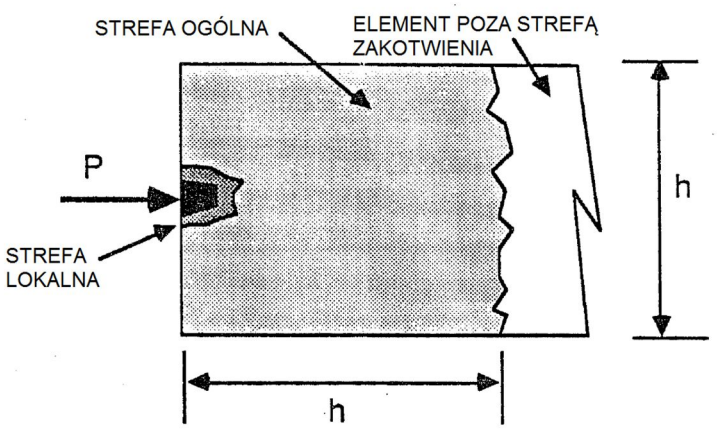
podział na strefę lokalną i ogólną (rys. 2.24) (*Breen et al.*, 1994). W Europie ważną pracą wskazującą na potrzebę rozdzielenia projektowania tych dwóch stref wskazał raport *Biuletyn CEB nr 181* (1987). W biuletynie tym dokonano przeglądu wiedzy zagadnień związanych ze strefami zakotwień konstrukcji kablobetonowych i strunobetonowych.



Rysunek 2.22 Naprężenia w elemencie poddanym dociskowi: a) poprzeczne, b) podłużne



Rysunek 2.23 Sposoby zniszczenia strefy zakotwień: 1– rozłupanie, 2 – rozszczepienie, 3 – odspojenie, 4 – zmiażdżenie *(Ajdukiewicz i Mames*, 2001)



Rysunek 2.24 Podział strefy zakotwienia na lokalną i ogólną (*Breen et al.*, 1994*)*

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

2.14.1. STREFA LOKALNA

Wymiary strefy lokalnej pokrywają się z większym wymiarem powierzchni docisku. Zasięg w głąb elementu również pokrywa się z tym wymiarem. W tej strefie znajduje się zakotwienie dostarczane przez producenta systemu sprężania lub stalowa płyta kotwiąca. Rozróżnia się dwa rodzaje zakotwień ze względu na sprężanie: czynne (w nich odbywa się naciąg cięgna) i bierne (cięgna są zamocowane w tym zakotwieniu przed sprężeniem, a naciąg nie odbywa się od ich strony). Istnieje wiele rodzajów zakotwień różnych producentów. Ich celem jest bezpieczne wprowadzenie siły sprężającej w konstrukcję.

Istnieją zakotwienia przeznaczone do konstrukcji mostowych na kable o dużej liczbie splotów, a także dla budownictwa ogólnego. Firmy wykonują również zakotwienia dla płaskich kabli wykorzystywanych w płytach sprężonych. Zakotwienia wykonywane są często z żeliwa, a w swojej budowie przypominają rurę z prostopadłymi pierścieniami służącymi do przekazywania docisku na beton.

Producenci podają zalecenia dotyczące zbrojenia dla poszczególnych zakotwień i parametrów betonu elementu budowlanego. Wynika to z wprowadzonych w Unii Europejskiej w 2002 wytycznych do europejskich aprobat technicznych dotyczących zestawów zakotwień i cięgien sprężających *ETAG nr 013* (2002). W tej instrukcji przedstawiono sposoby testowania elementów systemu sprężania. W celu badania sposobu przenoszenia sił na konstrukcje zaproponowano próbki przedstawione na rysunku 2.25, które bada się poprzez ściskanie osiowe. Próbka taka powinna mieć kształt pryzmatyczny o przekroju poprzecznym o wymiarach $a \cdot b$, których wielkość zależy od typu badanego cięgna i odpowiadającego mu zakotwienia oraz użytego betonu. Wartości a i b można przyjąć jako minimalne odstępy osiowe zakotwień cięgien „w kierunku x i y" (*ETAG nr 013*, 2002). Odległości x i y muszą być większe lub równe podwojonym odległościom od osi zakotwienia do krawędzi betonu i spełniać warunki (2.93) i (2.94) przy założeniu $x \leq y$. Próbka powinna mieć wysokość h równą co najmniej podwojonej długości dłuższego boku przekroju.

$$x \geq 0.85a \tag{2.93}$$

$$y \leq 1.15b \tag{2.94}$$

Zbrojenie nominalne powinno być rozmieszczone na wysokości równej co najmniej 0.5 h od dołu próbki, a zbrojenie krępujące działające przeciwko rozszczepieniu powinno być rozmieszczone w ilości zgodnej z propozycją do aprobaty. Zbrojenie podłużne nie może przekraczać 0.003 $a \cdot b$, a strzemiona nie powinny przekraczać warunku: gęstość masowa strzemion $\leq$ 50 kg stali / m^3 betonu. Takie zbrojenie nie jest uwzględniane w aprobacie. Otulina powinna wynosić 10 mm. Próbkę należy badać w skalibrowanym urządzeniu, a obciążenie powierzchni zakotwienia powinno odwzorowywać rzeczywistą pracę zakotwienia. Jako procedurę badania zalecono stopniowe zwiększenie obciążenia do poziomu 0.2 F_{pk}, 0.4 F_{pk}, 0.6 F_{pk}, i 0.8 F_{pk}. Następnie należy powolnie wykonać przynajmniej 10 cykli zmian od obciążenia 0.8 F_{pk} do 0.12 F_{pk}, które są górną i dolną granicą obciążenia (rys. 2.26). W próbkach należy badać odkształcenia pionowe i poziome oraz rozwarcie rys. „Szerokość rozwarcia rys W uznaje się za ustabilizowaną, gdy ich rozwarcie przy górnym obciążeniu odpowiada zależności (2.95), a odkształcenia podłużne i poprzeczne, gdy spełnione jest równanie (2.96). W ramach badań odkształcenia w obu kierunkach muszą

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

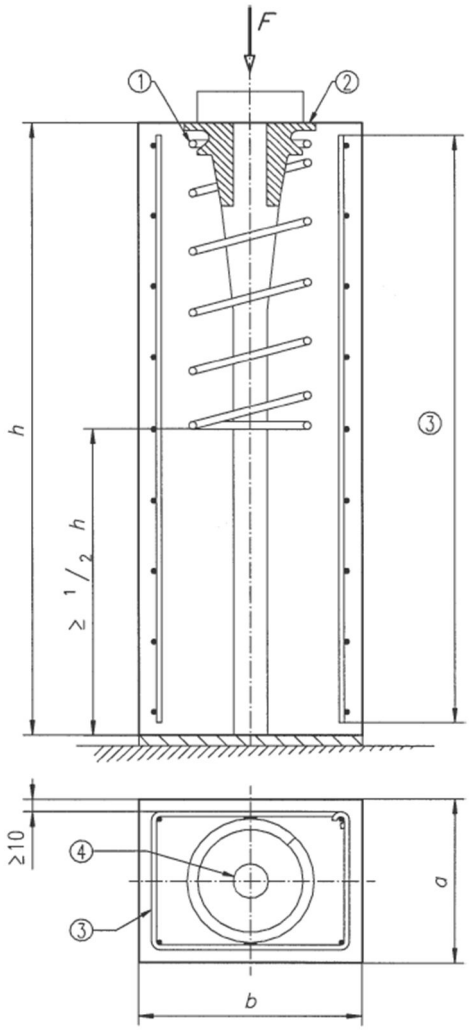
zostać ustabilizowane. Zarysowanie może zostać zaakceptowane, gdy maksymalna szerokość rysy:

- w chwili osiągnięcia po raz pierwszy maksymalnej siły wynoszącej 0.80 F_{pk} nie przekracza 0.15 mm,
- w chwili ostatniego osiągnięcia minimalnej siły wynoszącej 0.12 F_{pk} nie przekracza 0.15 mm,
- w chwili ostatniego osiągnięcia maksymalnej siły wynoszącej 0.80 F_{pk} nie przekracza 0.25 mm." (*ETAG nr 013*, 2002).

Należy również zapewnić, aby średnia wytrzymałość betonu na ściskanie na próbkach cylindrycznych w momencie sprężenia podana w aprobacie ($f_{cm,0}$), była większa od średniej wytrzymałości na ściskanie próbki w chwili przekazania siły ($f_{cm,e}$).

$$W_n - W_{n-4} \leq \frac{1}{3}(W_{n-4} - W_0),\ n \geq 10 \tag{2.95}$$

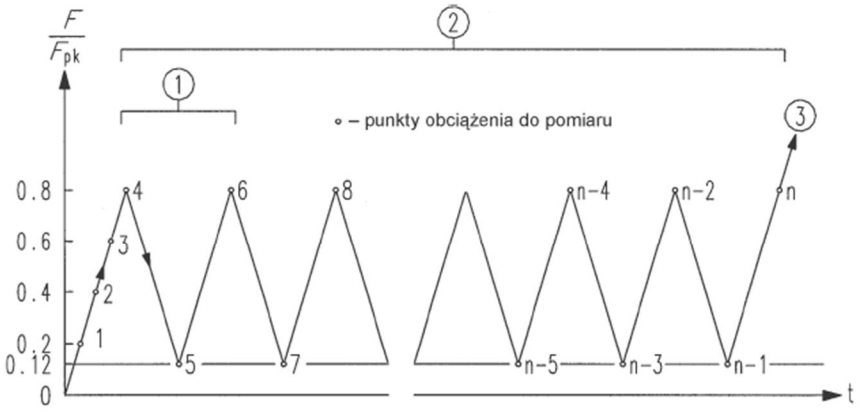
$$\varepsilon_n - \varepsilon_{n-4} \leq \frac{1}{3}(\varepsilon_{n-4} - \varepsilon_0),\quad n \geq 10 \tag{2.96}$$



Rys. B.3.1.1. *Próbka do badań przeniesienia siły (sprężającej)*
(1) Zbrojenie na rozszczepianie; (2) Elementy zakotwienia;
(3) Zbrojenie uzupełniające; (4) Pusty kanał kablowy

Rysunek 2.25 Próbki do badań przenoszenia siły sprężającej na konstrukcję *ETAG nr 013* (2002)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rys. B.3.1.2. *Procedura badania przeniesienia siły*
(1) 1 cykl; (2) nie mniej niż 10 cykli; (3) do zniszczenia

Rysunek 2.26 Procedura obciążenia zakotwienia według *ETAG nr 013* (2002)

W pracy *Cervenki i Ganza* (2014) wykonano porównanie zgodności wyników obliczeń metodą elementów skończonych z rezultatami badań doświadczalnych ośmiu elementów do badania lokalnej strefy zakotwień. Obliczenia z dużą dokładnością pokazały zachowanie na elementach z betonów o wytrzymałości na ściskanie od około 29 do 50 MPa. Średni stosunek wartości nośności z symulacji do uzyskanej w badaniach wynosił 1.010, a odchylenie standardowe wynosiło 0.038.

2.14.2. STREFA OGÓLNA

Strefa ogólna zakotwienia jest obszarem, gdzie występują stosunkowo duże naprężenia rozciągające. Poprawne projektowanie tej strefy polega na doborze odpowiedniej powierzchni zbrojenia, która przeniesie naprężenia rozciągające oraz ograniczy rozwarcie rys w tej strefie.

W drugiej połowie XX wieku powstało wiele modeli do obliczania wartości naprężeń i powierzchni zbrojenia w strefie ogólnej. Zagadnienie to było szczególnie związane z dociskiem dwuwymiarowym. Główne prace dotyczące rozciągania w tej strefie to:

- **model na podstawie teorii sprężystości**: *Guyon* (1953), *Douglas i Trahair* (1960), *Gergely, Sozen i Siess* (1963) i *Gergely i Sozen* (1967),
- **model oparte o równania równowagi**: *Lenschow i Sozen* (1965) i *Magnel* (1950),
- **badania fotoelastyczne**: *Christodoulides* (1956a, 1956b, 1957), *Tesar* (1932), *Rasheeduzzafar i Al-Saadoum* (1984) i *Eimer et al.* (1966),
- **MES**: *Hengpratheanee* (2004), *Koutsoukos* (1993), *Sanders* (1990), *Stone i Breen* (1981a), *Yettram i Robbins* (1971) i *Yong et al*(1987),
- **modele Strut-and-Tie**: *Burdet* (1990), *Ma et al.* (1999), *Mörsch* (1924), *Sanders i Breen* (1997) i *Schlaich i Schäfer* (1989),
- **model na podstawie badań eksperymentalnych:** *Zieliński i Rowe* (1963),
- **inne**: *Breen et al.* (1994), *Leonhardt* (1964), *Nawy* (1991), *Stone i Breen* (1981a, 1981b), *Stone et al.* (1981) i *Tawfiq i Robinson* (2008).

Na podstawie powyższych prac wyciągnięto wnioski dotyczące wpływu różnych czynników na zachowanie strefy zakotwienia (tab. 2.4).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Czynnik	Wpływ
wiele zakotwień (grupy zakotwień)	niekorzystny, pojawienie się naprężeń rozciągających między zakotwieniami (rozszczepienie)
mimośród zakotwienia	niekorzystny, wzrost naprężeń rozłupujących
zakotwienie pod kątem i krzywizna cięgna	niekorzystny, wzrost naprężeń rozłupujących
otwory	niekorzystny, zmniejszenie nośności elementu
rodzaj przekroju (prostokątny, teowy lub inny)	obserwuje się wpływ miejsca przyłożenia sił na rozkład naprężeń rozciągających w elemencie
siły ścinające i reakcje podporowe	redukcja naprężeń rozłupujących, możliwość odspojenia klina między miejscem przyłożenia reakcji (podporą), a dolną krawędzią zakotwienia

Tabela 2.4 Wpływ poszczególnych czynników na zachowanie ogólnej strefy zakotwienia

2.14.3. INTERAKCJA MIĘDZY STREFĄ OGÓLNĄ I LOKALNĄ

Ważnym zagadnieniem w obrębie strefy zakotwienia jest miejsce połączenia między strefą ogólną i lokalną. Do zniszczenia może dojść w sytuacji, gdy naprężenia tuż za końcem zbrojenia strefy lokalnej będą przekraczać wytrzymałość betonu na ściskanie (*Sanders*, 1990). Zagadnieniem tym zajmowali się *Kang et al.* (2006). *Bonetti* (2005) w swoich badaniach wykazał również, że elementy wzmacniane zbrojeniem krępującym na niecałej wysokości próbki poddanej dociskowi ulegały zniszczeniu przy mniejszej sile.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3. WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE BETONU WYSOKIEJ WYTRZYMAŁOŚCI

Beton wysokowartościowy to beton, którego poszczególne właściwości na skutek wprowadzenia odpowiednich składników mieszanki betonowej uległy znacznej poprawie. Betony tego typu są zazwyczaj betonami wysokiej wytrzymałości. Głównym czynnikiem poprawiającym parametry betonu jest zmniejszenie ilości wody w stosunku do zastosowanej ilości cementu. Możliwe jest to na skutek zastosowania specjalnych dodatków zwanych plastyfikatorami lub, gdy mają one bardziej efektywne działanie, superplastyfikatorami, które redukują zapotrzebowanie mieszanki na wodę przy zachowaniu odpowiedniej urabialności. Do produkcji takich betonów wykorzystuje się również inne dodatki.

Betony wysokiej wytrzymałości cechują się odmienną odkształcalnością w stosunku do betonów zwykłych. Przy ściskaniu zachowują się one w sposób liniowo-sprężysty do poziomu naprężeń równego około 85% f_c, natomiast przy osiągnięciu naprężeń równych wytrzymałości ulegają nagłemu zniszczeniu. W przypadku betonów zwykłych zakres odkształceń liniowych jest zdecydowanie mniejszy, a zniszczenie mniej gwałtowne. Posiadają one również w stosunku do wytrzymałości na ściskanie mniejszą wytrzymałość na rozciąganie. Te cechy BWW powodują, że elementy z tego betonu poddane dociskowi mogą zachowywać się, zwłaszcza przy zniszczeniu, w sposób odmienny niż elementy z betonu zwykłego.

Zagadnienia dotyczące betonów wysokiej wytrzymałości zostały obszernie opisane między innymi w pracach doktorskich na Politechnice Krakowskiej (*Dyba*, 2014; *Dybeł*, 2013).

Rodzaj	Wytrzymałość na ściskanie f_c [MPa]	Skład	Stosunek wodno-cementowy (W/C)
Beton zwykły	< 60	Kruszywo mineralne, cement, woda	> ok. 0.5
Beton wysokiej wytrzymałości	60 < f_c < ok. 120	Kruszywo mineralne (łamane), cement, woda, plastyfikator bądź superplastyfikator, czasami pył krzemionkowy.	0.5 ≥ W/C ≥ 0.25
Beton bardzo wysokiej wytrzymałości	Ok. 120 ≤ f_c ≤ 150	Kruszywo mineralne łamane, cement wysokiej klasy, woda, superplastyfikator polikarboksylowy, pył krzemionkowy lub metakaolinit,	≤ 0.25
Beton ultra wysokiej wytrzymałości	≥ 150	Piasek kwarcowy, mączka kwarcowa, cement wysokiej klasy, pył krzemionkowy, woda (ewentualnie włókna z tworzywa sztucznego lub stalowe)	≤ 0.25

Tabela 3.1 Podział betonów ze względu na wytrzymałość

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Ze względu wytrzymałość beton można podzielić na kilka rodzajów (tab. 3.1). Prócz osiąganymi wytrzymałościami różnią się one między sobą składem i innymi parametrami. Betony badane w tej pracy należą do betonów zwykłych (jeden rodzaj) i wysokiej wytrzymałości (2 rodzaje). W tym rozdziale zostaną opisane parametry mechaniczne betonu. Pewna część tych właściwości może mieć wpływ na wytrzymałość betonu na docisk.

3.1. WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE

3.1.1. WARTOŚĆ WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE

Wytrzymałość na ściskanie jest jednym z głównych parametrów mechanicznych betonu. Na podstawie jej wartości beton można zakwalifikować do odpowiedniej grupy. Betony wysokiej wytrzymałości posiadają wytrzymałość na ściskanie f_c wynoszącą co najmniej 60 MPa. Wzrost wytrzymałości na ściskanie związany jest z poprawą strefy stykowej między kruszywem a zaczynem cementowym. Poprawa tej strefy wynika przede wszystkim ze zmniejszenia ilości wody zarobowej w mieszance. Na skutek zmniejszenia ilości wody w strukturze betonu znajduje się mniej porów pogorszających strukturę materiału a szczególnie strefy stykowej. Zredukowanie ilości wody jest możliwe dzięki stosowaniu dodatków zwanych plastyfikatorami bądź superplastyfikatorami, które zmniejszają tarcie w mieszance betonowej. Co za tym idzie możliwe jest dzięki temu zmniejszenie ilości wody przy zachowaniu odpowiedniej urabialności mieszanki betonowej. Dzięki stosowaniu superplastyfikatorów jest możliwe zredukowanie współczynnika W/C nawet do wartości około 0.25. Kolejnym sposobem poprawy strefy stykowej jest zastosowanie odpowiedniego mikrowypełniacza. Jednym z najbardziej efektywnych jest pył krzemionkowy. W strefie stykowej cząstki pyłu krzemionkowego (które są mniejsze od ziaren cementu) wypełniają wolne przestrzenie oraz tworzą mocne kryształy uwodnionych krzemianów wapnia. Pył krzemionkowy znacząco może poprawiać wytrzymałość na ściskanie gdy jego masa stanowi do około 10 % masy cementu.

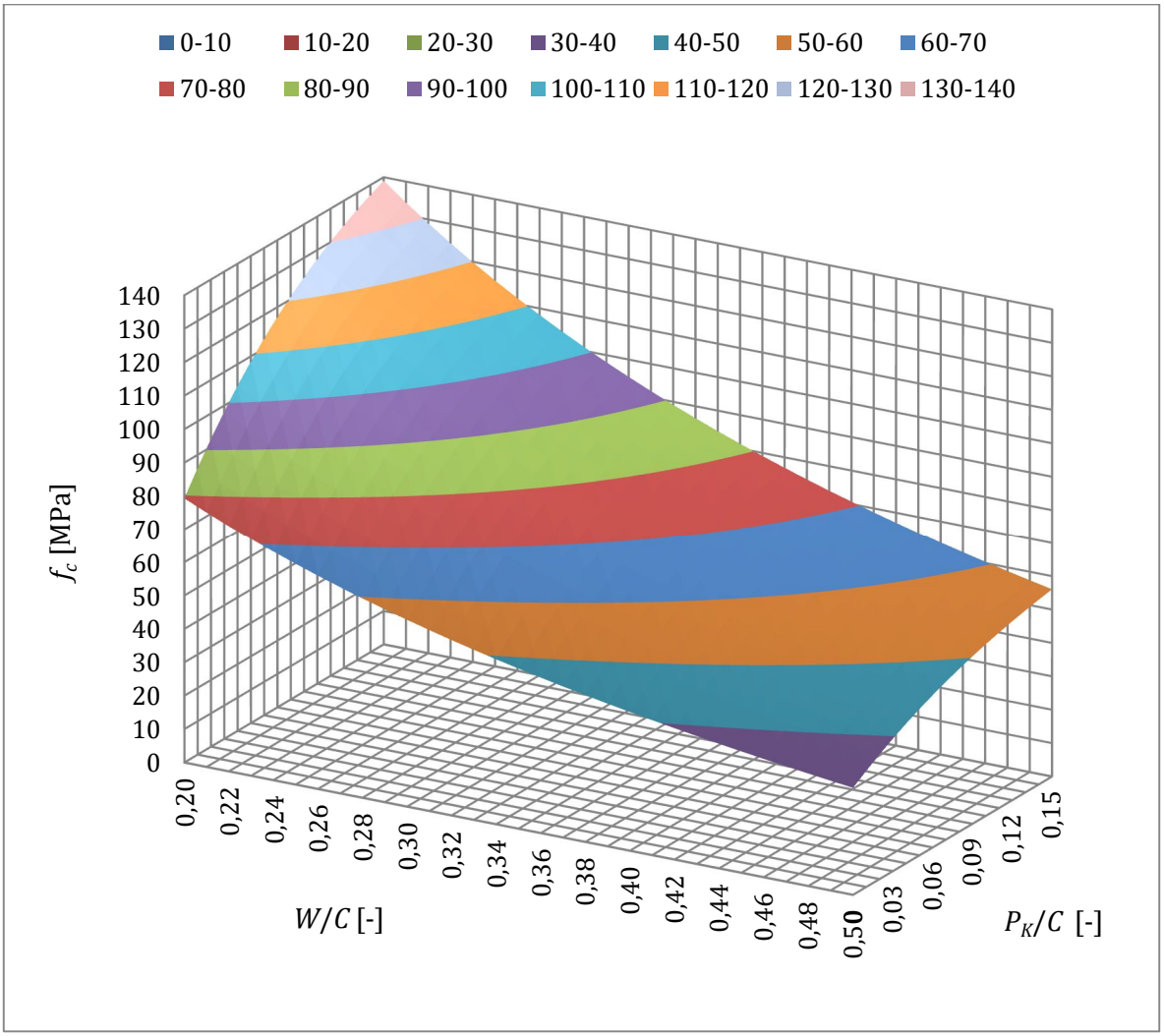
Wytrzymałość betonów wysokiej wytrzymałości mieści się w przedziale 60 MPa do 120 MPa i w głównej mierze zależy od stosunku W/C oraz stosunku masy pyłu krzemionkowego do masy cementu. Wzór na wytrzymałość na ściskanie f_{c28} (3.1) po 28 dniach zaproponował Larrard (*Dondelewski i Januszewski*, 2008).

$$f_{c28} = \frac{k_k \cdot f_{cem}}{\left(\frac{1+3.1\frac{W}{C}}{1.4-0.4\cdot e^{-11\frac{P_K}{C}}}\right)^2} \tag{3.1}$$

Gdzie: k_k to współczynnik zależny od rodzaju kruszywa (zazwyczaj przy kruszywie dobrej jakości między 4.9 i 5.2, f_{cem} to wytrzymałość cementu, P_K i C to odpowiednio masa pyłu krzemionkowego i cementu na metr sześcienny mieszanki betonowej.

Rysunek 3.1 przedstawia wykres wytrzymałości na ściskanie w zależności od stosunku W/C i P_K/C według wzoru (3.1) dla cementu o f_{cem} = 42.5 MPa i współczynniku k_k równym 4.9. Z poniższego wykresu można zauważyć, że betony wysokiej wytrzymałości mogą osiągać wytrzymałość na ściskanie dochodzącą do 150 MPa.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 3.1 Wykres f_c w zależności od stosunku W/C i P_K/C według Larrarda dla cementu o wytrzymałości 42.5 MPa

3.1.2. PRZYROST WYTRZYMAŁOŚCI BETONU NA ŚCISKANIE W CZASIE

Wytrzymałość betonu na ściskanie zależy od czasu jaki upłynął od jego wytworzenia. Głównie wykorzystywanym parametrem jest wytrzymałość 28-dniowego betonu. Oprócz wieku betonu ważnym czynnikiem wpływającym na przyrost wytrzymałości w czasie jest klasa cementu, który został wykorzystany w badaniach. Norma *Model Code 2010* (2012) podaje wzór (3.2) na wytrzymałość betonu na ściskanie, uwzględniający powyższe czynniki. Współczynnik $\beta_{cc}(t)$ jest współczynnikiem modyfikującym wartość wytrzymałości 28-dniowej, obliczanym ze wzoru (3.3). Wartości współczynnika s podano w tabeli 3.2, t natomiast jest wiekiem betonu. Rysunek 3.2 przedstawia wartość współczynnika $\beta_{cc}(t)$.

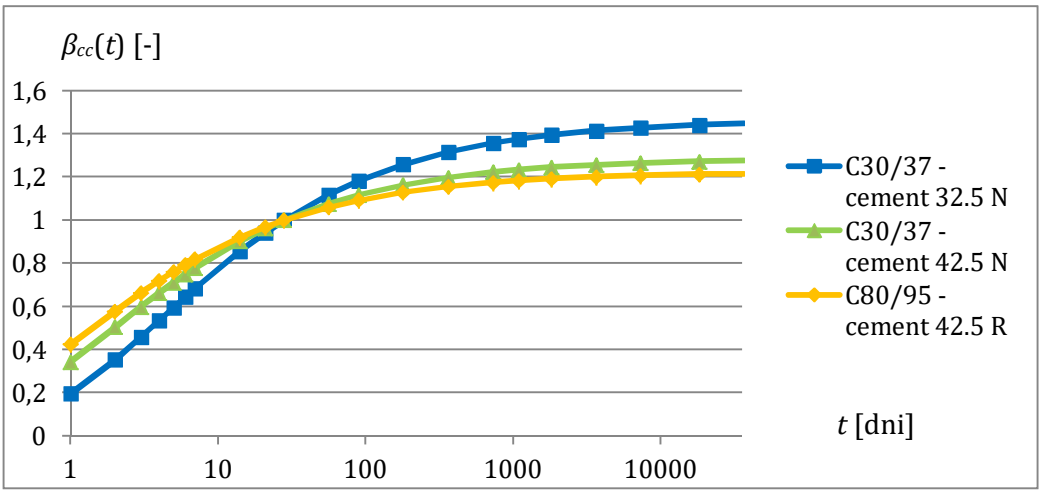
$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{3.2}$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s\cdot\left[1-\left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right]} \tag{3.3}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

f_{cm} [MPa]	Klasa wytrzymałości cementu	s [-]
≤ 60	32.5 N	0.38
	32.5 R, 42.5 N	0.25
	42.5 R, 52.5 N, 52.5 R	0.20
> 60	wszystkie klasy	0.20

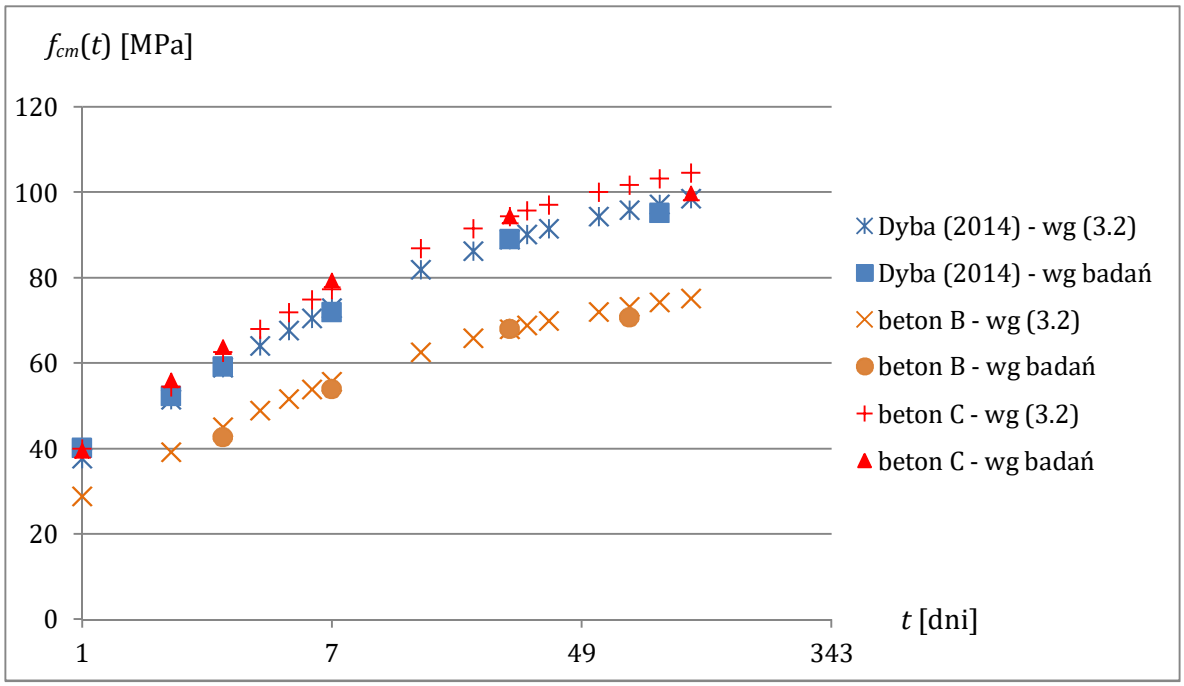
Tabela 3.2 Współczynnik *s* do wzoru (3.3) (*Model Code 2010*, 2012)



Rysunek 3.2 $\beta_{cc}(t)$ w zależności od rodzaju betonu i cementu

Z powyższych zapisów wynika, że betony wysokiej wytrzymałości bez względu na zastosowany cement mają podobny przyrost wytrzymałości w czasie. Przyrost ten jest mniejszy niż w przypadku betonów zwykłych.

Na rysunku 3.3 przedstawiono porównanie wyników przyrostu wytrzymałości na ściskanie betonu na podstawie badań betonów z pracy *Dyby* (2014) i betonów użytych w tej pracy z wynikami uzyskanymi na podstawie powyższych wzorów.



Rysunek 3.3 Porównanie przyrostu wytrzymałości betonu w czasie na podstawie badań i wzoru (3.2)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Bergner (1997) w swojej publikacji wykazał, że przyrost wytrzymałości zależy od stosunku W/C betonu. Na podstawie jego badań w *fib Bulletin 42* (2008) podano wartości współczynnika s do wzoru (3.3) dla różnych wartości stosunku W/C (tab. 3.3). Jak widać z poniższej tabeli wartości współczynnika s dla betonów powyżej 60 MPa, przy stosunku W/C = 0.40 wynoszą około 0.20. W *fib Bulletin 42* (2008) można znaleźć również informacje o wpływie dodatku pyłu krzemionkowego i rodzaju spoiwa (np. z dodatkiem pyłów lotnych). Ze względu jednak na zbyt małą poprawę uzyskiwanych rezultatów przy użyciu innych zależności w stosunku do wzoru (3.3) i komplikacje obliczeń, zalecono, aby współczynnik s nie ulegał zmianie.

W/C [-]	f_{c28} (wytrzymałość po 28 dniach) [MPa]	s [-]
0.25	96	0.165
0.30	83	0.144
0.35	77	0.165
0.45	61	0.243
0.60	55	0.277

Tabela 3.3 Wpływ W/C na współczynnik s do określania przyrostu wytrzymałości na ściskanie w czasie na podstawie badań *Bergnera* (1997) (*fib Bulletin 42,* 2008)

3.1.3. WPŁYW DŁUGOTRWAŁEGO OBCIĄŻENIA

Beton poddany długotrwałemu obciążeniu ściskającemu na skutek występowania mikrozniszczeń ulega zniszczeniu przy naprężeniu mniejszym niż wytrzymałość betonu na ściskanie przy obciążeniu krótkotrwałym. Norma *Model Code 2010* (2012) podaje wzór (3.4) na współczynnik $\beta_{c,sus}$ redukujący wytrzymałość na ściskanie, gdy obciążenie trwa więcej niż 20 minut, gdzie t_0 to wiek betonu w chwili obciążenia, a t to czas obciążenia. W komentarzu norma ta podaje informację, że dla betonów wysokiej wytrzymałości badania wykazują mniejszą redukcję wytrzymałości pod długotrwałym obciążeniem ściskającym niż beton zwykły. Jednak ze względu na małą liczbę badań należy w dalszym ciągu korzystać z zależności jak dla betonu zwykłego. Badaniami tego rodzaju zajmował się *Han i Walraven* (1993), w których pokazali, że wytrzymałość betonu na ściskanie dla BWW pod długotrwałym obciążeniem wynosi około 80%, gdy dla betonu zwykłego może ona sięgać tylko 60% f_c *(fib Bulletin 42,* 2008).

$$\beta_{c,sus}(t,t_0) = 0.96 - 0.12\{\ln[72(t-t_0)]\}^{1/4} \tag{3.4}$$

3.2. MODUŁ SPRĘŻYSTOŚCI I WSPÓŁCZYNNIK POISSONA

3.2.1. MODUŁ SPRĘŻYSTOŚCI

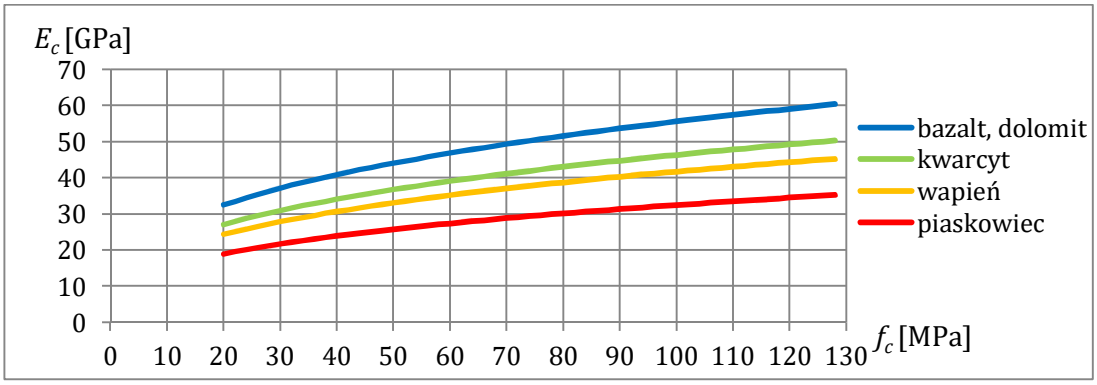
Moduł sprężystości betonu zależy od właściwości stwardniałej zaprawy cementowej i właściwości kruszywa użytego do wykonania betonu. W normie *Model Code 2010* (2012) i w *fib Bulletin 42* (2008) podano wzór (3.5) na moduł sprężystości E_{co}. W pracach tych znajdują się informacje, że wartość modułu zależy w tym wzorze od wytrzymałości betonu na ściskanie (ten czynnik związany jest z parametrami zaprawy cementowej) oraz współczynnika α_E, który zależy od rodzaju kruszywa. Wartość f_{cm} należy podać w MPa. α_E dla betonów na kruszywie kwarcytowym wynosi 1.0, bazaltowym lub dolomitowym 1.2,

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wapiennym 0.9, a na kruszywie z piaskowca 0.7. Wartość E_{ci} wynosi 21.5 GPa. W celu określenia modułu sprężystości dla betonu w wieku innym niż 28 dni *Model Code 2010* (2012) modyfikuje wartość E_{ci} mnożąc ją przez współczynnik β_E obliczany z (3.6). Na podstawie powyższych informacji można stwierdzić, że betony wysokiej wytrzymałości uzyskują wyższe wartości modułu sprężystości, a używane do ich określenia wzoru wykorzystywane również dla betonu zwykłego są poprawne. Wykresy (rys. 3.4) prezentują wartości modułu sprężystości w zależności od rodzaju użytego kruszywa i wytrzymałości betonu na ściskanie (*Model Code 2010,* 2012).

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \tag{3.5}$$

$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \tag{3.6}$$



Rysunek 3.4 Wykresy zależności modułu sprężystości betonu od jego wytrzymałości na ściskanie dla różnych rodzajów kruszywa według *Model Code 2010* (2012)

3.2.2. Współczynnik Poissona

Współczynnik Poissona dla BWW uzyskuje zbliżone wartości (między 0.14 i 0.26) jak dla betonu zwykłego. Większość norm zaleca przyjmowanie jego wartości równej 0.20. *Mertol* (2006) przeanalizował wyniki otrzymane z badań innych badaczy i zauważył również, że optymalną wartością jest 0.20.

3.3. Zależność naprężenie-odkształcenie i odkształcalność po osiągnięciu wytrzymałości na ściskanie

Betony wysokiej wytrzymałości ze względu na swoją strukturę inaczej pracują pod obciążeniem. Jak już zostało wspomniane, zachowują się w sposób liniowy w zdecydowanie większym zakresie niż betony zwykłe. Dla betonu *Model Code 2010* (2012) i *fib Bulletin 42* (2008) podają wartości odkształcenia przy osiągnięciu naprężeń równych wytrzymałości betonu na ściskanie (ε_{c1}). Różnią się one w nieznaczny sposób. Wzór (3.7) będący przekształceniem wzoru z tej normy służy do określenia naprężenia σ_c na podstawie odkształcenia ε_c przy ściskaniu. Bardzo podobny wzór wykorzystany jest w normie *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008). W tym wzorze k oblicza się z (3.8), a η z (3.9) natomiast wartości ε_{c1} podano w tabeli 2.8. W tabeli tej przedstawiono wartości na podstawie *Model Code 2010* (2012) i *fib Bulletin 42* (2008). Dla betonów o wytrzymałości około 110 MPa wartości te nieznacznie się różnią. W *fib Bulletin 42* (2008) podano wzór (3.10) pochodzący z publikacji (*Popovics*, 1973).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

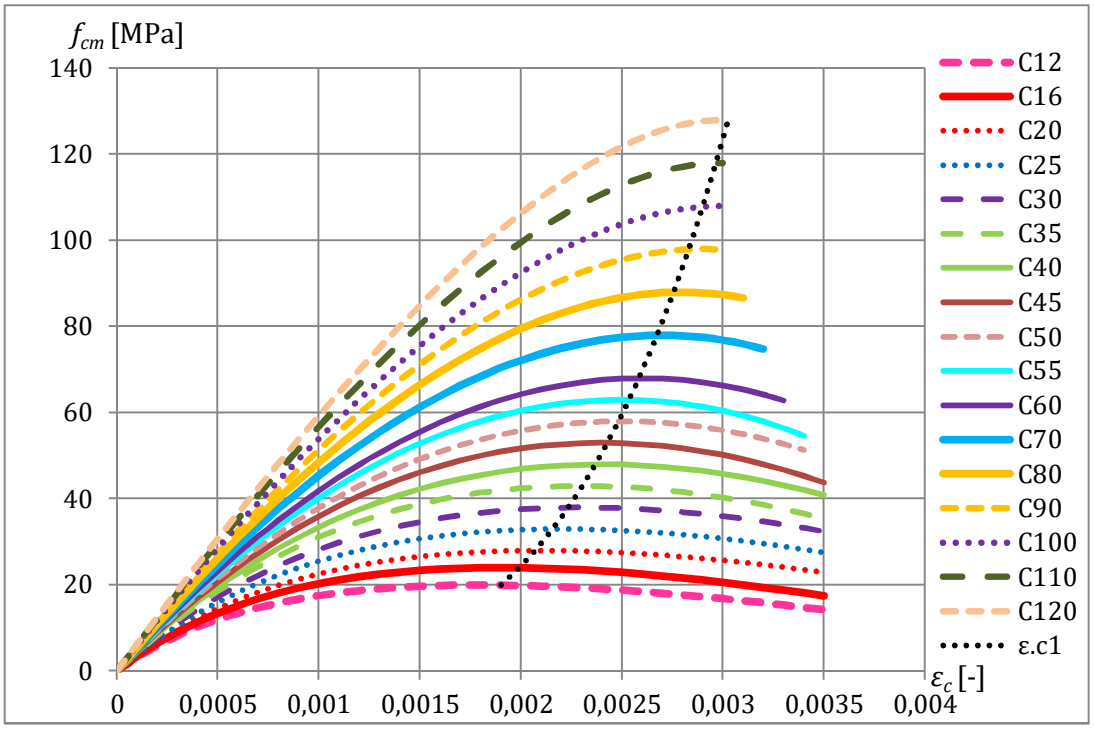
$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1+(k-2)\cdot\eta} \cdot f_{cm} \tag{3.7}$$

$$k = 1.05 E_{ci} |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \tag{3.8}$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \tag{3.9}$$

$$\varepsilon_{c1} = -1.60 \cdot (f_{cm}/10\ \text{MPa})^{0.25}/1000 \tag{3.10}$$

Beton po osiągnięciu naprężeń równych wytrzymałości na ściskanie i dalszym ściskaniu ulega zniszczeniu. Zaobserwowano, że parametrem dość dobrze opisującym to zagadnienie jest wartość w_c będąca krytycznym przemieszczeniem betonu, przy którym naprężenia w ściskanym betonie uzyskują wartość równą 0. Określenie dokładnej wartości w_c nie jest łatwe i może być uzyskane przy ściskaniu betonu przy założeniu stałego przyrostu przemieszczenia tłoka, a nie jak to zwykle bywa przy badaniach wytrzymałości betonu na ściskanie ze stałym przyrostem siły ściskającej. Dla betonów zwykłych wartość ta wynosi co najmniej 0.5 mm (van Mier, 1986). Wartość ta dla BWW może być mniejsza. W *Model Code 2010* (2012) i *fib Bulletin 42* (2008) znajduje się uwaga, że w_c nie jest wielkością tylko materiałową, ponieważ zależy od wielkości elementu. W tych samych publikacjach podano wynikającą w pewnym stopniu z wartości w_c wartość granicznego odkształcenia ε_{cu1} (inne określenie $\varepsilon_{c,lim}$). Wartości ε_{cu1} podano również w tabeli 3.4. Wartość odkształcenia ściskającego w tej tabeli podano jako dodatnią. Na rysunku 3.5 przedstawiono krzywe dla zależności naprężenie-odkształcenie dla różnych betonów na kruszywie bazaltowym. Krzywe uzyskano na podstawie zależności (3.7). Na podstawie poniższej tabeli i rysunku można zaobserwować, że betony wysokiej wytrzymałości ulegają całkowitemu zniszczeniu po osiągnięciu naprężeń równych wytrzymałości. Efekt ten jest bardziej widoczny wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie.



Rysunek 3.5 Zależność $\sigma_c(\varepsilon_c)$ dla betonów o różnej wytrzymałości w których kruszywo bazaltowe

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Klasa betonu	f_{cm} [MPa]	ε_{c1} wg *Model Code 2010* (2012) [-]	ε_{c1} wg *fib Bulletin 42* (2008) [-]	ε_{cu1} [-]
C12	20	0.00180	0.00190	0.0035
C16	24	0.00190	0.00199	0.0035
C20	28	0.00210	0.00207	0.0035
C25	33	0.00220	0.00216	0.0035
C30	38	0.00230	0.00223	0.0035
C35	43	0.00230	0.00230	0.0035
C40	48	0.00240	0.00237	0.0035
C45	53	0.00240	0.00243	0.0035
C50	58	0.00250	0.00248	0.0034
C55	63	0.00250	0.00253	0.0034
C60	68	0.00260	0.00258	0.0033
C70	78	0.00270	0.00267	0.0032
C80	88	0.00280	0.00276	0.0031
C90	98	0.00290	0.00283	0.0030
C100	108	0.00300	0.00290	0.0030
C110	118	0.00300	0.00297	0.0030
C120	128	0.00300	0.00303	0.0030

Tabela 3.4 Wartości ε_{c1} i ε_{cu1} w zależności od wytrzymałości betonu

3.4. ZACHOWANIE BETONU PRZY ROZCIĄGANIU I JEGO WYTRZYMAŁOŚĆ NA ROZCIĄGANIE

3.4.1. WARTOŚĆ WYTRZYMAŁOŚCI NA ROZCIĄGANIE

Wytrzymałość na rozciąganie betonu wysokiej wytrzymałości jest wyższa niż dla betonów zwykłych, jednak przyrost tej wytrzymałości wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie maleje. *Model Code 2010* (2012) wraz ze starszymi normami proponuje zmianę wzoru (3.11a) do określania wytrzymałości betonu na rozciąganie w zależności od f_c dla BWW na wzór (3.11b). Wynika to głównie z kruchości zaprawy cementowej, która ulega zniszczeniu w bardziej gwałtowny sposób. Również większy skurcz spowodowany wysychaniem może powodować wcześniejsze osłabienie struktury betonu *(fib Bulletin 42* 2008). Biuletyn ten podaje również inne wzory określające zależność f_{ctm} od f_{cm}. Wzór (3.12) daje najlepszą zgodność dla próbek rozciąganych osiowo nienaciętych w celu wymuszenia miejsca zniszczenia. Dobre wyniki podaje również wzór (2.13). We wzorach (3.11 – 3.13) f_{ck} i f_{cm} wprowadza się w MPa, a wynik również uzyskuje się w MPa. Porównanie tych wzorów przedstawiono na wykresie (rys. 3.6).

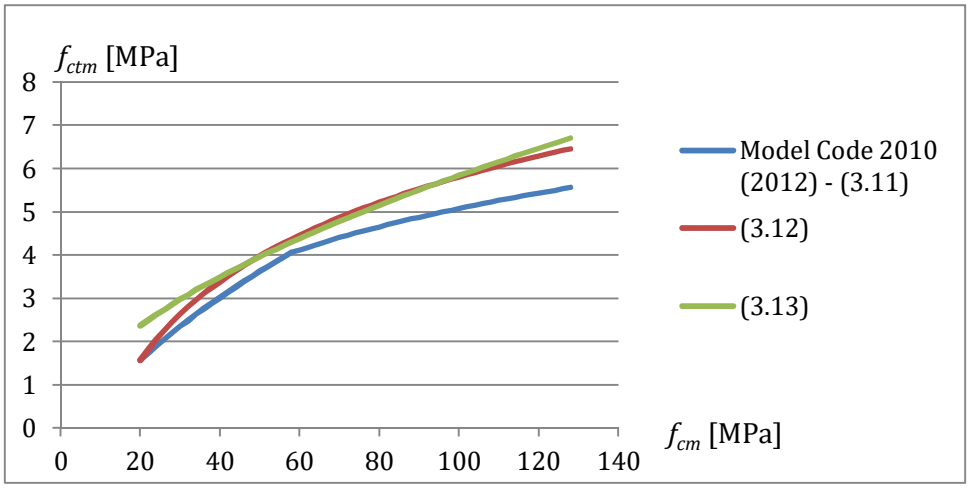
$$f_{ctm} = 0.30 {f_{ck}}^{2/3} \tag{3.11a}$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + f_{cm}/10) \tag{3.11b}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

$$f_{ctm} = 2.635 \cdot \ln(f_{cm}) - 6.322 \tag{3.12}$$

$$f_{ctm} = 1.61 \cdot (f_{cm}/10)^{0.56} \tag{3.13}$$



Rysunek 3.6 Zależność wytrzymałości na rozciąganie osiowe od wytrzymałości na ściskanie betonu według różnych wzorów

Wytrzymałość na rozciąganie może być badana na kilka sposobów: przy osiowym rozciąganiu, przy rozłupaniu oraz przy zginaniu. *Model Code 2010* (2012) podaje, że stosunek wytrzymałości na osiowe rozciąganie i wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupaniu w badaniach może bardzo się różnić. Przyjęto, że kompromisową wartością tego stosunku jest 1.0. W normie tej podano, że stosunek wytrzymałości na rozciąganie osiowe (f_{ctm}) do wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu ($f_{ctm,fl}$) zależy od wysokości badanej belki (h_b) i oblicza się ze wzoru (3.14). Podano również, że dla BWW wartość α_{fl} powinna być niższa (poprzez zamianę współczynnika 0.06 na niższy określany doświadczalnie).

$$\alpha_{fl} = \frac{0.06 h_b{}^{0.7}}{1 + 0.06 h_b{}^{0.7}} \tag{3.14}$$

3.4.2. PRZYROST WYTRZYMAŁOŚCI NA ROZCIĄGANIE W CZASIE

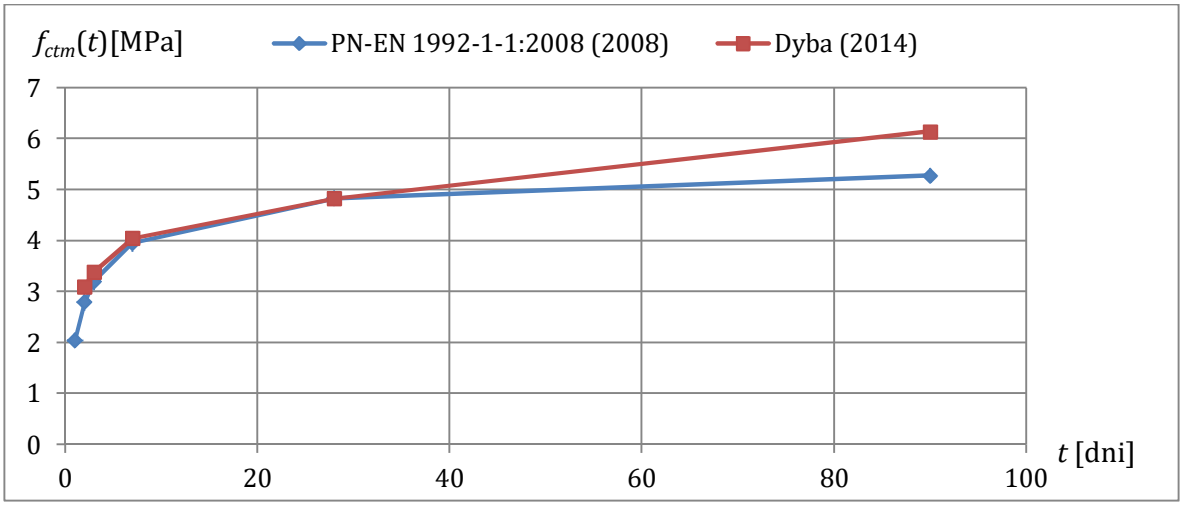
Przyrost (procentowy) wytrzymałości na rozciąganie w czasie jest w początkowym okresie (do 28 dni) taki sam jak wytrzymałości na ściskanie. W późniejszym okresie jest on wolniejszy. Opisuje to wzór (3.15) z *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008). Wartość współczynnika $\beta_{cc}(t)$ oblicza się z (3.3). Normy nie podają rozróżnienia ze względu na to czy beton jest wysokiej wytrzymałości czy nie. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie w dużej mierze zależy od skurczu i pielęgnacji betonu *(fib Bulletin 42* 2008). Na wykresie (rys. 3.7) przedstawiono porównanie rozwoju wytrzymałości na rozciąganie z wynikami uzyskanymi w pracy *Dyby* (2014) na betonie o wytrzymałości f_{cm} równej około 90 MPa, wykonanego z kruszywa bazaltowego.

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^{\alpha} \cdot f_{ctm} \tag{3.15a}$$

$$\alpha = 1 \qquad \text{dla } t < 28 \text{ dni} \tag{3.15b}$$

$$\alpha = 2/3 \text{ dla } t \geq 28 \text{ dni} \tag{3.15c}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 3.7 Porównanie przyrostu wytrzymałości według badań dla BWW i wzoru normowego

3.4.3. *Wpływ długotrwałego obciążenia*

Fib Bulletin 42 (2008) podaje, że na skutek długotrwałego działania naprężeń rozciągających wytrzymałość na rozciąganie należy zmniejszyć podstawową, czyli krótkotrwałą wartość (f_{ctm}) mnożąc ją przez 0.6 w przypadku betonu zwykłego lub 0.75 dla BWW (za (*Han i Walraven,* 1993)). Wynika to z faktu, że BWW przy większym wytężeniu zaczynają pojawiać się mikrorysy.

3.4.4. *Zachowanie betonu przy rozciąganiu*

Model Code 2010 (2012) dla opisania zachowania betonu rozciąganego podaje zasady z rozróżnieniem stanu zarysowania. W przypadku betonu niezarysowanego podaje zależność naprężenie (σ_{ct}) – odkształcenie (ε_{ct}) (3.16), a dla betonu zarysowanego zależność naprężenie (σ_{ct}) - rozwarcie rysy (w) (3.17). W poniższych wzorach E_{ci} jest stycznym modułem sprężystości, G_F energią pękania opisaną w punkcie 3.5, w_1 szerokością rozwarcia rysy przy naprężeniu równym 0.20 f_{ctm}, a w_c szerokością rozwarcia rysy przy naprężeniu równym 0 MPa. Zależności te nie różnią się między betonem zwykłym i BWW.

$$\sigma_{ct} = E_{ci}\varepsilon_{ct} \qquad \text{dla } \sigma_{ct} \le 0.9\, f_{ctm} \qquad (3.16a)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}\left(1 - 0.1 \cdot \frac{0.00015 - \varepsilon_{ct}}{0.00015 - 0.9 f_{ctm}/E_{ci}}\right) \qquad \text{dla } \sigma_{ct} > 0.9\, f_{ctm} \qquad (3.16b)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}\left(1 - 0.8 \cdot \frac{w}{w_c}\right) \qquad \text{dla } w \le w_1 \qquad (3.17a)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}\left(0.25 - 0.05 \cdot \frac{w}{w_c}\right) \qquad \text{dla } w_1 \le w \le w_c \qquad (3.17b)$$

$$w_1 = G_F / f_{ctm} \qquad (3.18)$$

$$w_c = 5 G_F / f_{ctm} \qquad (3.19)$$

3.5. Energia pękania przy rozciąganiu

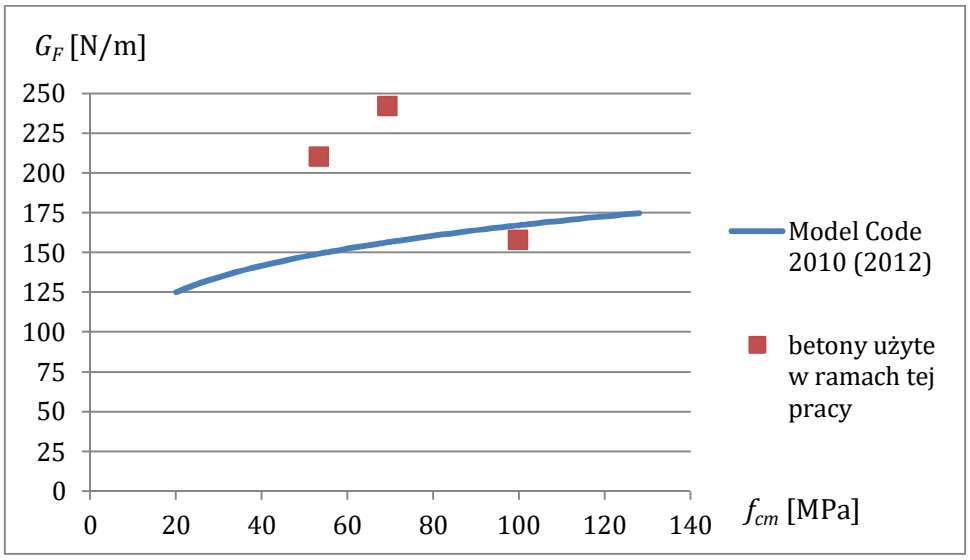
Energia pękania jest parametrem materiału związanym z zarysowaniem. Jest to „energia potrzebną do propagacji rysy przy rozciąganiu na jednostkę powierzchni" (*Model Code 2010* 2012). Jej wartość zależy przede wszystkim od właściwości zaprawy cementowej i maksymalnego ziarna kruszywa oraz wieku betonu (*fib Bulletin 42* (2008) za *(Wittmann et*

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

al., 1987)). *Hansen et al.* (1996) wskazali, że w przypadku BWW również widać wpływ powyższych czynników, jednak jest on bardziej zależny od rodzaju kruszywa i jego ilości niż od wielkości kruszywa (*fib Bulletin 42,* 2008). Energia pękania może być badana różnymi metodami, np. poprzez trójpunktowe zginanie naciętych belek lub przy rozciąganiu osiowym. W raporcie *RILEM TC 187-SOC* (2007) przedstawiono, że najbardziej wiarygodne wyniki daje badanie energii pękania przy osiowym rozciąganiu naciętych próbek. Badanie to musi być wykonane przy założeniu stałego przyrostu odkształcenia w strefie nacięcia próbki.

W *fib Bulletin 42* (2008) zestawiono wyniki zależności energii pękania od wytrzymałości betonu na ściskanie. Pokazują one, że dla betonów o wytrzymałości powyżej około 100 MPa pomimo wzrostu wytrzymałości na ściskanie wartości energii pękania nie zmienia się znacząco i zazwyczaj nie przekracza 200 N/m. *Model Code 2010* (2012) podaje wzór (3.20) na G_F (wynik uzyskuje się w N/m) w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cm}, którą należy podawać w nim w MPa. Zależność tę przedstawiono na wykresie (rys. 3.8).

$$G_F = 73 \cdot {f_{cm}}^{0.18} \tag{3.20}$$



Rysunek 3.8 Wykres zależności $G_F(f_{cm})$ według *Model Code 2010* (2012) wraz z wynikami energii pękania betonów użytych w ramach tej pracy

3.6. PEŁZANIE I SKURCZ

3.6.1. PEŁZANIE

Betony wysokiej wytrzymałości na skutek większej wytrzymałości i mniej porowatej struktury posiadają niższe wartości końcowego współczynnika pełzania od betonów zwykłych. Dla betonów o f_c powyżej 70 MPa wartość tego współczynnika nie przekracza 2.0, a dla betonu o f_c równym około 100 MPa jest mniejsza od 1.5 nawet przy wprowadzeniu obciążenia w pierwszym dniu po betonowaniu (*fib Bulletin 42* 2008). *Model Code 2010* (2012) zwraca uwagę, że pełzanie betonu wprost nie zależy od wytrzymałości betonu, a przede wszystkim od stopnia hydratacji betonu. Co za tym idzie „pełzanie betonu maleje wraz ze zmniejszeniem stosunku W/C, zmniejszeniem zawartości zaczynu cementowego, zwiększeniem sztywności kruszywa i stopnia hydratacji w chwili obciążenia" (*Model Code 2010*, 2012).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3.6.2. SKURCZ

Zjawisko skurczu w betonie z rozróżnieniem na beton zwykły i wysokiej wytrzymałości porównano w *fib Bulletin 42* (2008). Stwierdzono, że suma skurczu autogenicznego i skurczu od wysychania (czyli skurcz całkowity) w BWW jest niższa niż dla betonu zwykłego. Wynika to z faktu zdecydowanie mniejszego skurczu od wysychania w BWW niż w betonie zwykłym. BWW natomiast charakteryzuje się znacznie wyższym skurczem autogenicznym. Rozwój całkowitego skurczu w czasie jest podobny dla obu betonów. Jednak dla BWW nie zależy on znacząco od czynników zewnętrznych, podczas gdy dla betonu zwykłego zależy od wilgotności powietrza. Również wpływ takich jak rodzaj cementu i czas pielęgnacji na rozwój skurczu różni się między oboma rodzajami betonu.

W *Model Code 2010* (2012) podano nowy sposób obliczania skurczu uwzględniający zachowanie się betonów wysokiej wytrzymałości. Metoda ta powstała przy pracach nad *fib Bulletin 42* (2008).

W normie mostowej *PN-EN 1992-2:2010* (2010) również podano sposób obliczania odkształceń skurczowych. Zaproponowane w tej normie wzory dały możliwość uwzględnienia zastosowania pyły krzemionkowego w mieszance betonowej przy obliczaniu wartości skurczu od wysychania. Wzory te miały odmienne wyrażenia dla betonu zwykłego i BWW.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

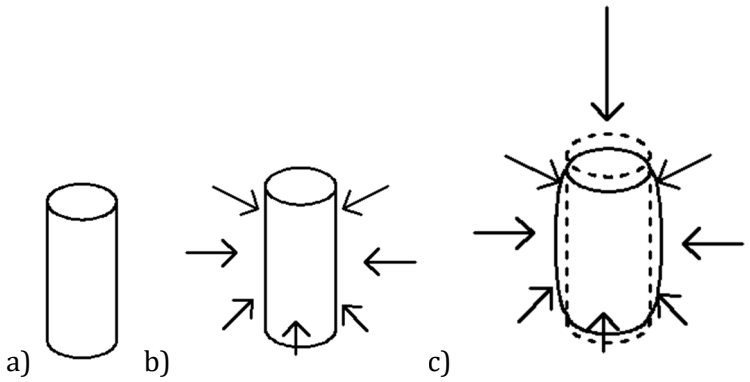
4. SKRĘPOWANIE BETONU OKRĄGŁYM STALOWYM ZBROJENIEM

4.1. SKRĘPOWANIE BETONU

Skrępowanie betonu polega przede wszystkim na ograniczeniu możliwości odkształcania się. Skrępowanie może być wprowadzone różnymi środkami lub też w niektórych przypadkach występuje ono samoistnie, jak ma to miejsce w przypadku działania otaczającego betonu w miejscu występowania docisku. W tej sytuacji nie zostają wprowadzone żadne inne środki mające na celu ograniczenie odkształceń poprzecznych. W większości przypadków w celu zmniejszenia możliwości poprzecznego odkształcania się materiału należy zastosować pewne dodatkowe zewnętrzne środki. Na skutek skrępowania w betonie (tak jak i w każdym innym materiale) występuje trójosiowy stan naprężeń (w przypadku jednostronnego skrępowania – dwuosiowy). W wyniku ograniczenia odkształceń poprzecznych materiału dochodzi do zwiększenia jego wytrzymałości. Istnieją dwa główne rodzaje skrępowania: czynne i bierne.

4.1.1. SKRĘPOWANIE CZYNNE

Skrępowanie czynne polega na przyłożeniu pewnego poprzecznego obciążenia z zewnątrz. Wartość tego obciążenia nie musi zależeć od osiowej siły działającej na beton. Przykładem takiego skrępowania jest przede wszystkim ciśnienie hydrostatyczne, przyłożone do elementu betonowego na powierzchniach bocznych. Skrępowanie takie może być również wprowadzone poprzez zastosowanie sprężenia poprzecznego elementów betonowych lub poprzez działanie sił zewnętrznych (np. z siłowników). Ten rodzaj skrępowania stosunkowo rzadko występuje w rzeczywistości. Wprowadza się go głównie w badaniach eksperymentalnych. Rysunek 4.1 przedstawia sposób działania skrępowania czynnego. Widać na nim, że w celu zadziałania skrępowania nie jest konieczne działanie obciążenia osiowego.



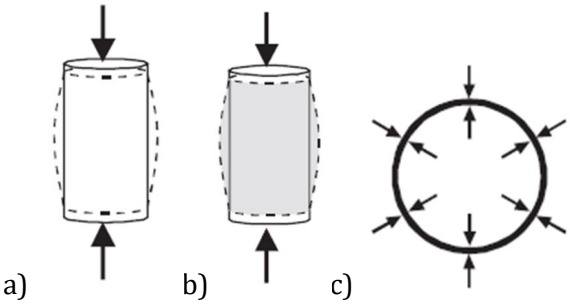
Rysunek 4.1 Zasada działania skrępowania czynnego: a) próbka nieskrępowana i nieobciążona, b) próbka skrępowana i nieobciążona, c) próbka skrępowana i obciążona

4.1.2. SKRĘPOWANIE BIERNE

Zdecydowanie częściej występującym w betonie rodzajem skrępowania jest skrępowanie bierne. Istotą tego skrępowania jest fakt, że występuje ono dopiero na skutek wystąpienia obciążenia prostopadłego do skrępowania. Skrępowanie takie uaktywnia się w chwili, gdy beton zostanie poddany obciążeniu i odkształci się poprzecznie. Rysunek 4.2 prezentuje chwilę aktywowania się skrępowania. Najbardziej znanym miejscem stosowania skrępowania biernego są słupy uzwojone zbrojeniem spiralnym lub rury stalowe w słupach

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

zespolonych wypełnione betonem, a także rury wykorzystywane w konstrukcjach niektórych mostów (rys. 4.3).

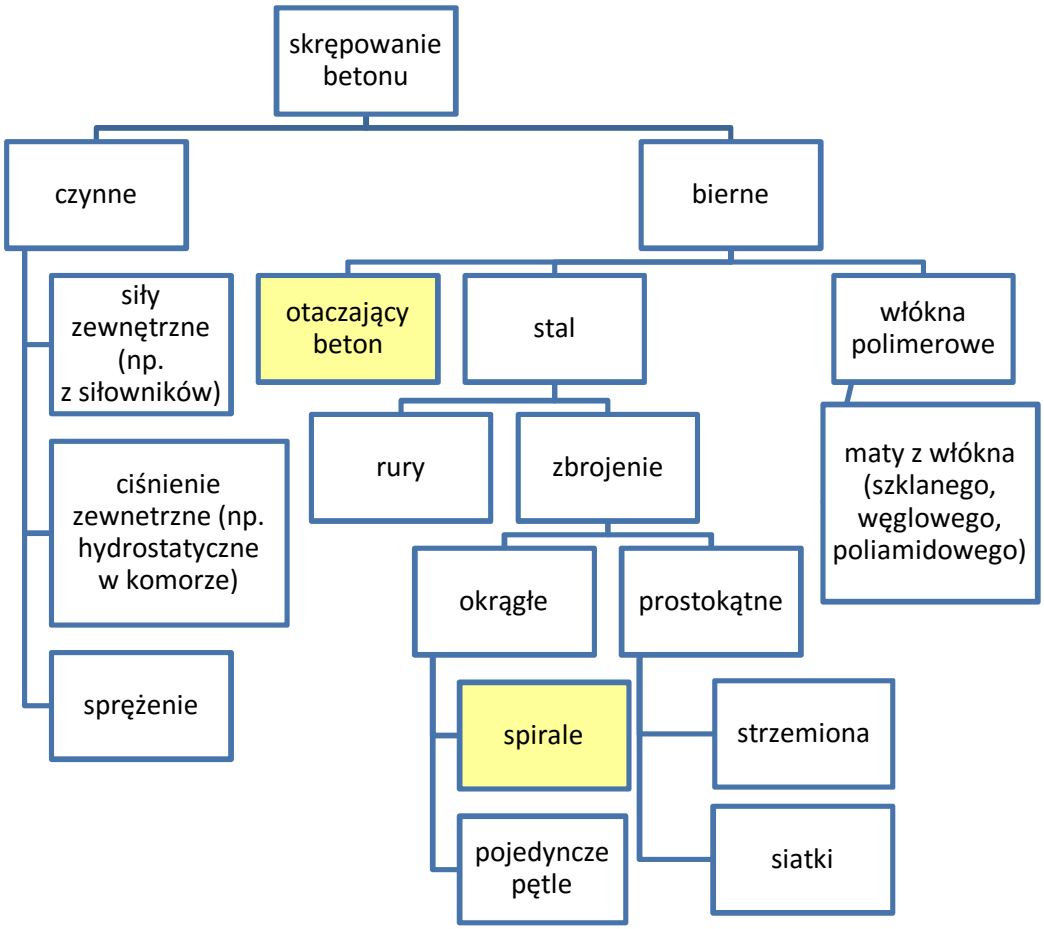


Rysunek 4.2 Zasada działania skrępowania a) beton nieskrępowany, b) beton skrępowany, c) naprężenia powstałe na skutek odkształcenia poprzecznego betonu (Harries i Kharel, 2003)

Rysunek 4.3 Most wykonany ze stalowych rur wypełnionych betonem (fot. John Morrison)

Beton w większości rzeczywistych sytuacji krępowany jest w sposób bierny. Istnieje wiele sposobów biernego krępowania betonu. Z zagadnieniem docisku opisywanym w tej pracy związane jest skrępowanie za pomocą stalowych spirali. Podział skrępowania ze względu na sposoby został przedstawiony na rys. 4.4. Dobrą zbiorczą publikacją dotyczącą skrępowania w słupach uzwojonych jest rozdział w komentarzu do normy *PN-B-03264:2002* (2002) (Korzeniowski, 2005).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 4.4 Podział sposobów skrępowania

4.2. NAJWAŻNIEJSZE MODELE I BADANIA BETONU SKRĘPOWANEGO ZBROJENIEM OKRĄGŁYM

4.2.1. CONSIDERE (1903)

Pierwsze badania dotyczące betonu skrępowanego spiralami wykonał *Considere* (1903). Zaobserwował on wzrost wytrzymałości betonu zbrojonego prętami podłużnymi (bez spirali) i fakt rozchodzenia się tego zbrojenia. W celu ograniczenia odkształceń poprzecznych zastosował spirale.

4.2.2. RICHART ET AL. (1298, 1929)

Kolejnymi znaczącymi pracami dotyczącymi skrępowania były raporty z badań *Richarta et al.* (1928, 1929). W tych eksperymentach przebadano krótkie słupy betonowe w trójosiowym stanie naprężeń na skutek wprowadzonego skrępowania przez ciśnienie hydrostatyczne lub też przy pomocy uzwojenia. Uzyskano wzór (4.1) na wytrzymałość betonu skrępowanego f_{cc}, gdzie f_{lat} to naprężenie krępujące:

$$f_{cc} = f'_c + 4.1 f_{lat} \tag{4.1}$$

4.2.3. IYENGAR ET AL. (1970)

Iyengar, Desayi i Reddy (1970) przeprowadzili badania betonu skrępowanego przy pomocy różnego typu zbrojenia. Stosowano spirale okrągłe i kwadratowe oraz strzemiona.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Uwzględniono rozstaw zbrojenia oraz różne granice plastyczności stali (f_y). Badania prowadzono na betonach o wytrzymałości od 17 do 37 MPa. Wytrzymałość betonu skrępowanego (f_{cc}) spiralą okrągłą według tej pracy podaje wzór (4.2), gdzie p_b jest stosunkiem objętości pręta krępującego do objętości betonu skrępowanego tym prętem, a p'_b jest stosunkiem p_b, gdy skok zbrojenia krępującego jest równy najmniejszemu wymiarowi poprzecznemu próbki. Stwierdzono również, że najefektywniej spośród przebadanych sposobów zbrojenia działa spirala okrągła.

$$f_{cc} = f_c + 2.30(p_b - p'_b)f_y \tag{4.2}$$

4.2.4. AHMAD I SHAH (1982A, 1982B)

W roku 1982 ukazała się duża liczba prac dotycząca skrępowania betonu za pomocą uzwojenia. *Ahmad i Shah* (1982a, 1982b) przeprowadzili badania na betonie zwykłym i lekkim, niezbrojonym podłużnie. Badano wpływ rozstawu zbrojenia poprzecznego (s) i granicy plastyczności zbrojenia. Efektywne naprężenie krępujące $f_{lat,eff}$ określano ze wzoru (4.3), a wytrzymałość betonu skrępowanego (f_{cc}) ze wzoru (4.5). We wzorze (4.4) d_{sp} to średnica pręta spirali, w (4.6) wartości f_c i $f_{lat,eff}$ należy podać w MPa.

$$f_{lat,eff} = \frac{\rho_s f_y}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{s}{1.25\, d_c}}\right) \tag{4.3}$$

$$\rho_s = \frac{\pi {d_{sp}}^2}{d_c s} \tag{4.4}$$

$$f_{cc} = f_{co} + k_1 f_{lat,eff} \tag{4.5}$$

$$k_1 = \frac{6.61}{\sqrt{f_c/6.895}}\left(\frac{f_{lat,eff}}{6.895}\right)^{0.04} \tag{4.6}$$

4.2.5. MARTINEZ ET AL. (1982, 1984)

Martinez, Nilson i Slate (1982, 1984) analizowali pracę słupów z BWW o wytrzymałości na ściskanie 82.75 MPa i betonu lekkiego o wytrzymałości 62 MPa. Sprawdzano wpływ powierzchni skrępowania i wielkości próbek. Badacze doszli do wniosku, że niebezpieczne jest stosowanie zależności takich, jak dla betonów zwykłych. Wytrzymałość BWW skrępowanego f_{cc} oblicza się ze wzoru (4.7).

$$f_{cc} = f_c + 4f_{lat}\left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \tag{4.7}$$

4.2.6. KANELLOPOULOS (1986)

Kanellopoulos (1986) zaproponował wzór (4.8) do obliczania naprężeń efektywnych krępujących dla betonu skrępowanego spiralą, gdzie ω_l oblicza się z (4.9) (*Kang et al.*, 2006).

$$f_{lat,eff} = \frac{\omega_l f_c}{1 - \frac{\pi\, s}{4 d_c}} \tag{4.8}$$

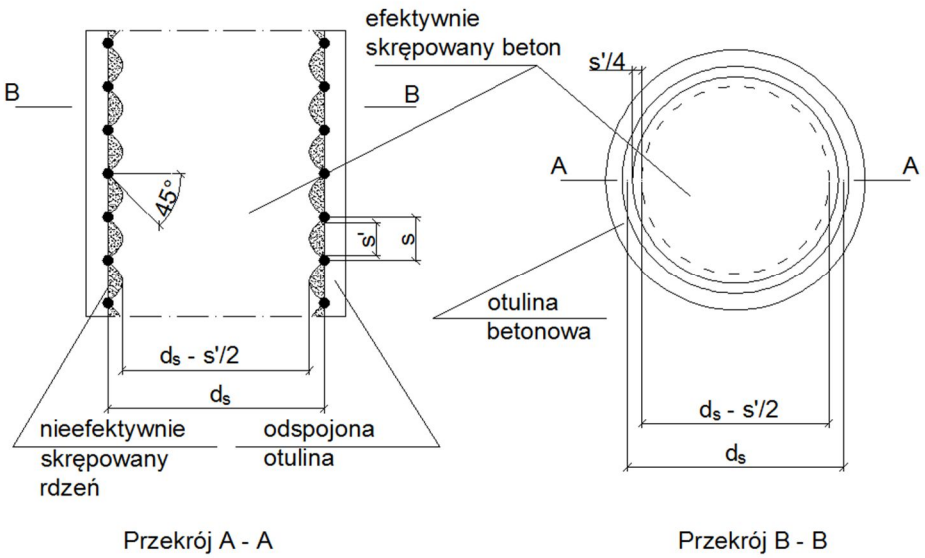
$$\omega_l = \frac{2A_s f_y}{s\, d_c f_c} \tag{4.9}$$

4.2.7. MANDER ET AL. (1988A, 1988B)

Mander et al. (1988a, 1988b) przeprowadzili bardzo obszerne analizy i badania słupów skrępowanych w celu utworzenia modelu betonu skrępowanego przy użyciu strzemion, okrągłych pętli i spirali. Przeanalizowano po raz drugi wpływ obciążenia cyklicznego. Zwrócono uwagę na mniejszą objętość betonu efektywnie skrępowanego w stosunku do

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

objętości rdzenia betonowego (rys. 4.5). Wytrzymałość betonu skrępowanego f_{cc} w tym modelu oblicza się ze wzoru (4.10). Prace te dotyczyły również słupów prostokątnych. Rysunek 4.5 opisuje wielkości użyte we wzorach.



Rysunek 4.5 Efektywny obszar skrępowany w słupie okrągłym (*Mander et al.* 1988b)

$$f_{cc} = f_c\left(-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94 f_{lat,eff}}{f_c}} - 2\frac{f_{lat,eff_l}'}{f_c}\right) \tag{4.10}$$

Gdzie:

$$f_{lat,eff} = f_l k_e \tag{4.11}$$

$$f_{lat} = \frac{1}{2}\rho_s f_y \quad \text{dla słupów okrągłych} \tag{4.12}$$

$$\rho_s = \frac{4A_s}{d_s s} \quad \text{dla słupów okrągłych} \tag{4.13}$$

$$k_e = \frac{\left(1-\frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1-\rho_{cc}} \quad \text{dla skrępowania okrągłymi osobnymi pętlami} \tag{4.14}$$

$$k_e = \frac{\left(1-\frac{s'}{2d_s}\right)}{1-\rho_{cc}} \quad \text{dla skrępowania okrągłą spiralą} \tag{4.15}$$

ρ_{cc} – stosunek pola powierzchni zbrojenia podłużnego do pola rdzenia przekroju,
s' – skok spirali (w świetle – według rys. 4.5),
d_s – wymiary słupa w osiach zbrojenia krępującego.

4.2.8. *Saatcioglu i Razvi*

W obecnej literaturze często spotyka się odniesienia do prac: *Razvi i Saatcioglu* (1994), *Razvi* (1995), *Saatcioglu i Razvi* (1992). Badacze ci badali wpływ: powierzchni, rozstawu i wytrzymałości zbrojenia krępującego, układu zbrojenia, kształtu i wielkości elementu oraz powierzchni zbrojenia podłużnego na nośność i odkształcalność słupów z betonu zwykłego i BWW (f_c od 40 do 130 MPa). Badali oni również słupy prostokątne.

4.2.9. *Sheikh i Toklacu (1993)*

Sheikh i Toklacu (1993) przebadali dwadzieścia siedem słupów uzwojonych ze zbrojeniem podłużnym. Zaobserwowali, że pętle i spirale są niemal tak samo efektywne, niezależnie od

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wielkości słupa. Wzrost wytrzymałości betonu na skutek skrępowania wynosi od 2.1 do 4.0 ciśnienia, jakie wywołuje zbrojenie. W słupach, które były mocno skrępowane spiralą następowało uplastycznienie stali, natomiast w słupach słabiej skrępowanych zjawisko to nie zachodziło.

4.2.10. EL-DASH I AHMAD (1995)

Model analityczny dla relacji naprężenie-odkształcenie w spiralnie skrępowanym betonie zwykłym i BWW został opracowany również przez *El-Dasha i Ahmada* (1995). Do obliczenia efektywnego naprężenia krępującego f_{lat} (4.16) użyto tego samego wzoru, co w pracy *Ahmada i Shaha* (1982b), natomiast wytrzymałość betonu skrępowanego f_{cc} obliczono według (4.17). W poniższych wzorach f_{co} to wytrzymałość betonu nieskrępowanego na ściskanie, a d_{sp} oznacza średnicę pręta spirali.

$$f_{lat} = 0.5\rho_s f_y \left(1 - \sqrt{\frac{s}{1.25 d_c}}\right) \tag{4.16}$$

$$f_{cc} = f_{co} + k_1 f_{lat} \tag{4.17}$$

$$k_1 = 5.1 \sqrt{\frac{f_{co}}{f_y}} \left(\frac{d_{sp}}{\rho_s}\right)^{0.25} \qquad (d_{sp} \text{ w mm}) \tag{4.18}$$

$$\rho_s = \frac{4A_s}{d_c s} \tag{4.19}$$

4.2.11. LIU I FOSTER (1998)

Liu i Foster (1998) opracowali własny model betonu skrępowanego dla metody elementów skończonych. Analiza tym modelem wykazała, że betony wysokiej wytrzymałości są mniej odkształcalne, a stal krępująca w elementach z takiego betonu nie ulega uplastycznieniu. Wyniki obliczeń autorzy porównali z badaniami na rzeczywistych próbkach i uzyskali dobrą zgodność.

4.2.12. RAZVI I SAATCIOGLU (1999)

Razvi i Saatcioglu (1999) zmodyfikowali swój dotychczasowy model do wykorzystania go dla betonów wysokiej wytrzymałości, a także dla skrępowania stalą o granicy plastyczności do 1400 MPa. W celu obliczenia naprężenia w stali zaproponowano wzór (4.22). Wytrzymałość betonu skrępowanego spiralnie f_{cc} oblicza się z (4.20). Poniższy model sprawdzany był dla obciążenia osiowego i mimośrodowego, a także przy wolnym i szybkim przyroście obciążenia.

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_{lat} \tag{4.20}$$

Gdzie:

$$k_1 = 6.7 (f_{lat})^{-0.17} \qquad (f_{lat} \text{ w MPa}) \tag{4.21}$$

$$f_s = E_s \left(0.0025 + 0.04 \sqrt[3]{\frac{k_2 \rho_s}{f'_{co}}}\right) \leq f_y \; (f_c \text{ w MPa}) \tag{4.22}$$

$$k_2 = 1 \tag{4.23}$$

$$f_{lat} = \frac{2A_s f_s}{d_c s} \tag{4.24}$$

4.2.13. GODYCKI-ĆWIRKO ET AL. (1999A, 1999B I 2001)

Zespół Godycki-Ćwirko, Korzeniowski i Nagrodzka-Godycka prowadził badania słupów uzwojonych. Przebadano 60 słupów o przekroju poprzecznym w kształcie koła o średnicy

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

205 mm. Słupy miały wysokości od 60 do 200 cm. Betony zastosowane w badaniach miały wytrzymałość na ściskanie z przedziału 25 do 45 MPa. Wyniki badań porównano z normą *PN-B-03264:1999* (1999). W pracy uwzględniono wpływ mimośrodu obciążenia (Korzeniowski, 2005).

4.2.14. ASSA ET AL. (2001)

Assa et al. (2001) opracowali model betonu skrępowanego spiralami. Model ten bazuje na współdziałaniu betonu ze stalową spiralą o granicy plastyczności 800 lub 1300 MPa. Pracę spirali scharakteryzowano na podstawie zależności bocznego naprężenia do bocznego odkształcenia. Wpływ na zachowanie betonu miała również wytrzymałość betonu przy jednoosiowym ściskaniu. Maksymalną wytrzymałość betonu skrępowanego f_{cc} oblicza się według wzoru (4.25). W tych wzorach f_s jest naprężeniem w stali zbrojeniowej, d_c to średnica rdzenia uzwojonego, ρ_s to gęstość zbrojenia krępującego, s to skok uzwojenia, a A_s to pole pręta spirali.

$$f_{cc} = f_c + 3.36 f_{lat} \tag{4.25}$$

$$f_{lat} = \frac{2A_s f_s}{d_c s} \tag{4.26}$$

4.2.15. PESSIKI ET AL. (2001)

Pessiki et al. (2001) przeprowadzili badania słupów z betonu o wytrzymałości na ściskanie 58.6 MPa, skrępowanych spiralami ze stali o różnych granicach plastyczności, w tym także ze stali wysokiej wytrzymałości (f_y = 738 MPa, 834 MPa, 965 MPa, 1276 MPa i 1345 MPa). Przedstawili oni również sposób projektowania słupów uzwojonych stalą wyższej wytrzymałości.

4.2.16. LÉGERON I PAULTRE (2003)

Légeron i Paultre (2003) opracowali nowy model betonów zwykłych i wysokiej wytrzymałości skrępowanych zbrojeniem ze stali o różnych granicach plastyczności. Wytrzymałość betonu skrępowanego na ściskanie f_{cc} oblicza się według relacji (4.27), a odkształcenia przy maksymalnych naprężeniach (ε_{cc}) ze wzoru(4.28). Zapisy w pracy dotyczą przede wszystkim elementów o prostokątnym przekroju poprzecznym. Na podstawie analogii powstały wzory (4.29 – 4.34) służące do obliczenia wielkości pomocniczych dla elementów o przekroju kołowym. Wartości k_e przyjmuje się według wzorów (4.33) i (4.34), ε_{co} to odkształcenie osiągane przy naprężeniach ściskających równych wytrzymałości betonu na ściskanie f_c, a f_s to naprężenie w stali spirali w chwili zniszczenia.

$$f_{cc} = f_c + 2.4(f_{lat,eff}/f_c)^{0.7} f_c \tag{4.27}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + 35(f_{lat,eff}/f_c)^{1.2} \varepsilon_{co} \tag{4.28}$$

$$f_{lat,eff} = k_e \frac{4A_s}{s d_c} f_s \tag{4.29}$$

$$f_s = \begin{cases} f_y \text{ jeżeli } \kappa \leq 10 \\ \frac{0.25 f_c}{\rho_{se}(\kappa - 10)} \geq 0.43 \varepsilon_{co} E_s \leq f_y \text{ jeżeli } \kappa > 10 \end{cases} \tag{4.30}$$

$$\rho_{se} = k_e \frac{4A_s}{s d_c} \tag{4.31}$$

$$\kappa = \frac{f_c}{\rho_{se} \varepsilon_{co} E_s} \tag{4.32}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

$$k_e = \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)^2 \quad \text{dla skrępowania okrągłymi pętlami} \quad (4.33)$$

$$k_e = \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \quad \text{dla skrępowania okrągłą spiralą} \quad (4.34)$$

4.2.17. BING ET AL. (2004)

Bing et al. (2004) przeprowadzili obszerne badania wpływu wytrzymałości na ściskanie betonu oraz wpływu granicy plastyczności stali na wytrzymałość betonu skrępowanego na ściskanie. Eksperymenty prowadzono na betonach o wytrzymałości od 35.2 do 82.5 MPa i stali o granicy plastyczności 430 MPa i 1300 MPa (stal wysokiej wytrzymałości – SWW). Wzory na wytrzymałość na ściskanie betonu skrępowanego dla poszczególnych rodzajów elementów podano poniżej (4.35 – 4.40). Wartość ciśnienia bocznego f_{lat} oblicza się tak jak w pracy *Mandera et al.* (1988b), a f_{co} oznacza wytrzymałość betonu nieskrępowanego na ściskanie.

$$f_{cc} = f_{co} + 5.5 f_{lat} \quad \text{- beton zwykły, stal zwykła} \quad (4.35)$$

$$f_{cc} = f_{co} + 4.0 f_{lat} \quad \text{- BWW, stal zwykła} \quad (4.36)$$

$$f_{cc} = f_{co} + 4.6 f_{lat} \quad \text{- beton zwykły, SWW, skrępowanie okrągłe} \quad (4.37)$$

$$f_{cc} = f_{co} + 2.7 f_{lat} \quad \text{- BWW, SWW, skrępowanie okrągłe} \quad (4.38)$$

$$f_{cc} = f_{co} + 2.1 f_{lat} \quad \text{- beton zwykły, SWW, skrępowanie prostokątne} \quad (4.39)$$

$$f_{cc} = f_{co} + 1.9 f_{lat} \quad \text{- BWW, SWW, skrępowanie prostokątne} \quad (4.40)$$

4.2.18. EL-FATTAH (2012)

El-Fattah (2012) w swojej pracy, oprócz skrępowania prętami zbrojeniowymi, przedstawił również dotychczasowe prace dotyczące betonu skrępowanego materiałami FRP, a także obszerniej prezentuje dokonania innych naukowców odnośnie pracy betonu w płaszczach stalowych oraz zachowaniu słupów obciążonych siłą osiową i momentami zginającymi w dwóch kierunkach. Stwierdza on, że model *Mandera et al.* (1988b) jest najbardziej odpowiedni do analizy i projektowania słupów betonowych o przekrojach okrągłych i prostokątnych. Analizuje on także za pomocą nieliniowego modelu pracę słupów o różnych przekrojach i o różnym sposobie skrępowania.

4.3. SKRĘPOWANIE BETONU W NORMACH

W poniższym podrozdziale zostaną przedstawione w skrótowy sposób zasady uwzględniania skrępowania w polskich i wybranych zagranicznych normach.

4.3.1. POLSKIE PRZEPISY BUDOWLANE

Pierwsze przepisy budowlane obowiązujące w Polsce znajdujące się w *Rozporządzeniu Ministra Robót Publicznych* (1929) zawierały w swoich zapisach informacje dotyczące uwzględnienia uzwojenia spiralą lub stalowymi pierścieniami. Zastosowanie tych elementów obliczeniowo zwiększało pole powierzchni przekroju słupa ściskanego. Podano również wymogi, które musi spełniać rozstaw uzwojenia i zbrojenie podłużne.

W normie *PN-B-195:1935* (1935) zostały powtórzone zapisy z rozporządzenia 1929 roku. Zmodyfikowano jedynie warunki konstrukcyjne przy kształtowaniu i uwzględnianiu zbrojenia w słupach uzwojonych.

Polska norma *PN-B-03260:1951* (1951) uwzględniała wpływ skrępowania spiralą w słupach okrągłych obciążonych osiową siłą ściskającą. W celu wyznaczenia obliczeniowej nośności

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

N_{Rd} słupa uzwojonego korzystano ze wzoru (4.41). Norma ta podaje również warunki dotyczące pola powierzchni oraz rozmieszczenia zbrojenia podłużnego.

$$N_{Rd} = (A_c + \beta_r' \cdot A_{sl} + 2.5\,\beta_u \cdot A_u) \cdot \sigma_{bd} \tag{4.41}$$

gdzie:

$\sigma_{bd} = f_{cd}/s'$ – dopuszczalne naprężenie ściskające betonu,
f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu według normy,
s' – współczynnik bezpieczeństwa (zazwyczaj $s' = 2.3$),
A_c – całkowity przekrój betonu,
$A_{core} = \frac{\pi\, {d_c}^2}{4}$ – przekrój poprzeczny rdzenia wewnątrz osi uzwojenia,
β_r' – stosunek granicy plastyczności stali zbrojenia podłużnego do obliczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie,
A_{sl} – całkowity przekrój zbrojenia podłużnego,
β_u – stosunek granicy plastyczności stali uzwojenia do obliczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie,
$A_u = \frac{\pi \cdot d_c \cdot A_S}{s}$ – pole przekroju zastępczego uzwojenia prętem o przekroju A_s.

W normie podano warunek, że uzwojenie może być uwzględniane, jeżeli stosunek długości wyboczeniowej l_0 do zewnętrznej średnicy słupa jest mniejszy lub równy 12. Dodatkowo norma wymaga, aby:

- $A_{sl} \geq 0.25 A_u$,
- $A_{core} + \beta_r' \cdot A_{sl} + 2.5\,\beta_u \cdot A_u \leq 1.5 \cdot (A_c + \beta_r' \cdot A_{sl})$,
- $s \leq 0.2 d_c$,
- $s \leq 4$ cm dla betonu marki mniejszej lub równej 140 (około 13.73 MPa),
- $s \leq 6$ cm dla betonu marki równej 170 (około 16.67 MPa),
- $s \leq 8$ cm dla betonu marki większej lub równej 200 (około 19.62 MPa).

Norma *PN-B-03260:1956* (1956) w zapisach odnośnie sposobu obliczania osiowo ściskanych słupów uzwojonych, a co za tym idzie sposób uwzględniania skrępowania spiralą, zmienia wartości współczynnika z 2.3 na 1.8 lub 2.0. Ujednolicono także maksymalny skok uzwojenia do 8 cm. Wprowadzono wymóg stosowania betonu o marce co najmniej 140 (około 13.73 MPa).

Norma *PN-B-03261:1958* (1958) dodała jedynie pewien warunek dotyczący powierzchni zbrojenia podłużnego w słupach uzwojonych.

W projekcie normy *PN-B-03264:1969* (1969) nastąpiły niewielkie zmiany dotyczące obliczania słupów uzwojonych. Nakazano zachowanie warunku (4.42):

$$N \leq 1.5 \cdot (f_{cd} \cdot A_c + f_d \cdot A_{sl}) \tag{4.42}$$

N – obliczeniowa siła osiowa działająca na słup,
f_d – obliczeniowa wytrzymałość stali na ściskanie.

W *PN-B-03264:1976* (1976) zredukowano wytrzymałość betonu do 90%. Wynikało to z uwzględnienia mimośrodu niezamierzonego. Skrępowanie można było uwzględniać tylko

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

dla słupów ściskanych osiowo. Wpływ na obliczenia miały również zapisy normy dotyczące określania parametrów materiałów.

Przepisy zawarte w *PN-B-03264:1984* (1984) wprowadziły nowe oznaczenia klas betonu wraz z nowymi wartościami parametrów wytrzymałościowych. W stosunku do przepisów dotyczących wymiarowania słupów uzwojonych norma nie wprowadziła zmian.

Norma *PN-B-03264:1999* (1999) w zagadnieniach dotyczących słupów uzwojonych w stosunku do normy *PN-B-03264:1984* (1984) redukuje jedynie wytrzymałość betonu na ściskanie współczynnikiem α = 0.85 wynikającym z uwzględnienia wpływu długotrwałego obciążenia.

Norma *PN-B-03264:2002* (2002) zwiększa możliwości uwzględniania uzwojenia, a co za tym idzie skrępowania w słupach żelbetowych. Uzwojenie można brać pod uwagę w obliczeniach nośności gdy całkowity mimośród $e_{tot} \leq 0.125\ d_c$ (średnica rdzenia betonowego), a skok spirali jest nie większy niż 0.2 d_c i 80 mm. W poprzednich normach uzwojenie uwzględniano jedynie w słupach obciążonych osiowo. W obliczeniach zamiast obliczeniowej wytrzymałości na ściskanie f_{cd} wprowadza się wartość $f_{core,cd}$ określoną we wzorze (4.43). W przypadku słupów smukłych należy uwzględniać wpływ smukłości. Przy określaniu obliczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji w przypadku elementów o polu przekroju mniejszym niż 0.09 m^2 norma redukuje tę wartość współczynnikiem α_{cc} (4.44). W przypadku słupów uzwojonych współczynnik ten wydaje się rozsądny ze względu na znaczący wpływ grubości otuliny w stosunku do wymiarów przekroju.

$$f_{core,cd} = f_{cd} + 2.3 f_{yd}^{*} \rho_{s,core} \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)\left(1 - \frac{8e_{tot}}{d_c}\right) \tag{4.43}$$

gdzie:

$\rho_{s,core} = \frac{A_{s,core}}{A_{core}}$,

$A_{s,core} = \pi \cdot d_c \frac{A_s}{s}$,

$A_{core} = \frac{\pi \cdot {d_c}^2}{4}$,

f^{*}_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności uzwojenia,

A_{st} – pole przekroju pręta spirali.

$$\alpha_{cc} = 0.85 \qquad \text{dla } 0.04\ \text{m}^2 \leq A_c \leq 0.09\ \text{m}^2 \tag{4.44a}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85 \cdot \sqrt{A_c / 0.04} \qquad \text{dla } A_c \leq 0.04\ \text{m}^2\ (A_c \text{ w m}^2) \tag{4.44b}$$

4.3.2. NORMA AMERYKAŃSKA

Norma amerykańska *ACI 318-14* (2014) w swoich zaleceniach nie zwiększa nośności na ściskanie słupów uzwojonych. We wzorze (4.45) podaje ona wartość graniczną nośności słupa uzwojonego ($P_{n,max}$), do której potrzebne jest obliczenie wartości P_o z (4.46). Wzory dotyczą również elementów obciążonych dodatkowo momentem zginającym. W poniższych wzorach A_g jest polem powierzchni brutto przekroju słupa, A_{st} polem przekroju zbrojenia podłużnego, a f'_c określoną (według tej normy) wytrzymałością betonu na ściskanie. Przedstawiono również wymagania co do powierzchni i sposobu zbrojenia słupów uzwojonych.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

$$P_{n,max} = 0.85P_o \tag{4.45}$$

$$P_o = 0.85f_c'\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st} \tag{4.46}$$

4.3.3. EUROKOD 2

Przepisy zawarte w *PN-EN 1992-1-1*:2008 (2008) nie przedstawiają sposobu obliczania słupów uzwojonych. Wprowadzają one jednak pojęcie betonu skrępowanego. Podane zostają wzory na charakterystyczną wytrzymałość betonu skrępowanego na ściskanie $f_{ck,c}$ (4.47 i 4.48) oraz odkształcenia graniczne (4.49 i 4.50). W założeniach przyjęto, że beton jest skrępowany równomiernie w każdym kierunku prostopadłym do działania siły. Wspomniane wyżej wartości zależą od naprężeń krępujących. Norma nie definiuje jednak sposobu określenia wartości tych naprężeń. Przedstawiona zależność pochodzi z pracy *Pilakoutas i Mortazavi* (1997), która dotyczy skrępowania matami FRP.

$$f_{ck,c} = f_{ck}\left(1.0 + 5.0\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \qquad \text{dla } \sigma_2 \le 0.05\, f_{ck} \tag{4.47}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}\left(1.125 + 2.50\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \qquad \text{dla } \sigma_2 > 0.05\, f_{ck} \tag{4.48}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}\left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2 \tag{4.49}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2\left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \tag{4.50}$$

gdzie:

σ_2 – naprężenie krępujące,
$\varepsilon_{c2,c}$ – odkształcenie betonu skrępowanego, przy którym według parabolicznej zależności naprężenie-odkształcenie, w betonie występują naprężenia równe wytrzymałości,
ε_{c2} – odkształcenie betonu, przy którym według parabolicznej zależności naprężenie-odkształcenie w betonie występują naprężenia równe wytrzymałości,
$\varepsilon_{cu2,c}$ – odkształcenie graniczne betonu skrępowanego,
ε_{cu2} – odkształcenie graniczne betonu nieskrępowanego.

4.3.4. MODEL CODE 2010 (2012)

Norma *Model Code 2010* (2012) w stosunku do normy EC2 (PN-EN 1992-1-1:2008, 2008) wprowadza możliwość stosowania betonów o wytrzymałości charakterystycznej f_{ck} równej 120 MPa. Podaje ona również zależności do określenia wytrzymałości betonu w wielokierunkowym stanie naprężeń. Model związany jest z pracą *Ottosena* (1977).

Model Code 2010 (2012) modyfikuje efektywną zależność naprężenie-odkształcenie. Beton skrępowany uzyskuje większą wytrzymałość i dzięki temu osiągane są większe odkształcenia graniczne. Założono brak zmiany innych parametrów mechanicznych. Wzory na naprężenie krępujące σ_2 w zależności od kształtu przekroju poprzecznego i rodzaju zbrojenia krępującego to (4.51 – 4.53).

$$\sigma_2 = \omega_c f_{cd}(1 - \frac{s_c}{d_c}) \qquad \text{dla przekroi okrągłych zbrojonych spiralą} \tag{4.51}$$

$$\sigma_2 = \omega_c f_{cd}(1 - \frac{s_c}{d_c})^2 \qquad \text{dla przekroi okrągłych zbrojonych pętlami} \tag{4.52}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

$$\sigma_2 = \omega_c f_{cd}(1-\frac{s_c}{a_c})(1-\frac{s_c}{b_c})(1-\frac{\sum {b_i}^2/6}{a_c b_c}) \quad \text{dla przekroi prostokątnych zbrojonych pętlami} \tag{4.53}$$

Gdzie:

$\omega_c = \frac{A_{sc} f_{yd}}{s_c d_c f_{cd}}$ dla wzorów (4.51 i 4.52),

$\omega_c = \min(\omega_y = \frac{A_{sy} f_{yd}}{a_c b_c f_{cd}}, \omega_z = \frac{A_{sz} f_{yd}}{b_c a_c f_{cd}})$ dla wzorów (4.53),

a_c, b_c – wymiary przekroju poprzecznego rdzenia skrępowanego w przekroju prostokątnym,

b_i – odległość między osiami prętów podłużnych przytrzymanych w narożach strzemion,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia,

s_c – rozstaw zbrojenia lub skok spirali,

A_{sc} – przekrój poprzeczny zbrojenia spiralą (podwojona powierzchnia pręta spirali),

A_{sx}, A_{sy} – suma pól przekrojów poprzecznych pręta ramion strzemienia w danym kierunku.

Na podstawie zapisów *Model Code 2010* (2012) uzyskuje się wzory na charakterystyczną wytrzymałość betonu skrępowanego (4.54) i jego krytyczne odkształcenia (4.55) i (4.56) (oznaczenia jak wyżej).

$$f_{ck,c} = \left(1 + 3.5(\frac{\sigma_2}{f_{ck}})^{\frac{3}{4}}\right) \cdot f_{ck} \tag{4.54}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}\left[1 + 5\left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} - 1\right)\right] \tag{4.55}$$

$$\varepsilon_{cu,2c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2\,\sigma_2/f_{ck} \tag{4.56}$$

Gdzie:

$\varepsilon_{cu2,c}$ – odkształcenie graniczne betonu skrępowanego,

ε_{cu2} – odkształcenie graniczne betonu nieskrępowanego.

4.4. WPŁYW GRANICY PLASTYCZNOŚCI, POWIERZCHNI I ROZSTAWU ZBROJENIA

Na wytrzymałość betonu skrępowanego ma wpływ wiele czynników. Jednym z najważniejszych jest zastosowane zbrojenie i jego parametry. Prace w podpunkcie 4.3 pokazują jak obliczeniowo uwzględniać rozstaw i średnicę skrępowanego zbrojenia w celu obliczenia wytrzymałości betonu skrępowanego.

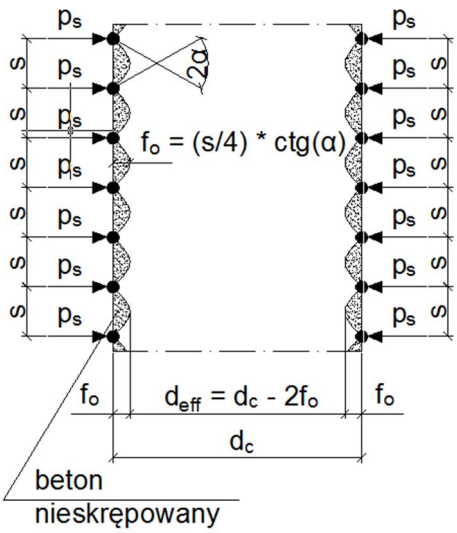
W betonie skrępowanym ze względu na miejscowe występowanie pręta spirali, beton nie jest skrępowany w całej swej objętości w jednakowym stopniu, jak ma to miejsce przy skrępowaniu poprzez stalową blachę lub maty FRP. Pomiędzy kolejnymi pętlami spirali występują miejsca gdzie beton podlega pełnemu skrępowaniu w większej odległości od pręta spirali. Uwzględnienie tego faktu można wprowadzić poprzez obliczenie efektywnej powierzchni przekroju rdzenia skrępowanego. Stosunek pola powierzchni efektywnego rdzenia betonu skrępowanego do pola powierzchni rdzenia można przedstawiać współczynnikiem redukcyjnym. W niniejszej pracy współczynnik ten określono parametrem *ξ*. *Menne* (1977) przedstawił możliwości obliczenia tego stosunku. Jako założenie przyjął, że kolejne zwoje spirali są podporami, z reakcją o wartości p_s wynikającą z siły występującej w pręcie spirali. Na pewnym obszarze pomiędzy kolejnymi pętlami, w pobliżu pobocznicy rdzenia znajduje się część betonu, która jest nieskrępowana.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Największa głębokość tej strefy jest w środku odległości miedzy kolejnymi pętlami. W celu obliczenia głębokości tej strefy używa się paraboli, która jest styczna w miejscu przecięcia z pętlami spirali do prostej, która wraz z prostą z kolejnej pętli tworzy między sobą kąt 2α (rys. 4.6). W celu obliczenia wartości współczynnika ξ przy przyjęciu parabolicznego obszaru nieskrępowanego, należy korzystać ze wzoru (4.57). Inny wariant współczynnika ξ redukującego pole powierzchni rdzenia podano we wzorze (4.58). Współczynnik ξ związany jest jak już wspomniano z redukcją powierzchni, jednak we wzorach podanych w różnych publikacjach wprowadza się go jako współczynnik modyfikujący naprężenia krępujące. W takiej sytuacji pole powierzchni rdzenia pozostawia się bez zmian. Wartość kąta α w zależności (4.57) mieści się w przedziale od 26.57° do 45° (Korzeniowski, 2005). Zazwyczaj przyjmowana jest wartość 26.57°, np. w pracy *Mandera et al.* (1988b) – wzór (4.14), a także w odniesieniu do zbrojenia osobnymi pętlami w *Model Code 2010* (2012) – wzór (4.52). Współczynnik ξ ze wzoru (4.58) używany jest (również w obu wyżej wspomnianych publikacjach) w odniesieniu do uzwojenia spiralą.

$$\eta = \frac{A_{eff}}{A_{core}} = \left(1 - \frac{s}{2d_c} \cdot \mathrm{ctg}(\alpha)\right)^2 \tag{4.57}$$

$$\eta = \frac{A_{eff}}{A_{core}} = 1 - \frac{s}{d_c} \tag{4.58}$$



Rysunek 4.6 Schemat pracy uzwojenia i obszaru efektywnego skrępowania

Iyengar et al. (1970) stwierdzili, że najefektywniejszym sposobem zbrojenia jest spirala. *Ahmad i Shah* (1982a, 1982b) stwierdzili, że gdy rozstaw lub skok zbrojenia przekracza 1.25 średnicy betonu skrępowanego, to skrępowanie jest nieefektywne. W przypadku elementów z betonu zwykłego zbrojonych stalą zwykłą przy osiągnięciu nośności stal zbrojenia ulega uplastycznieniu. Zwiększanie ilości zbrojenia krępującego ma wpływ przede wszystkim na odkształcalność betonu, a także, w nieco mniejszym stopniu na wytrzymałość (Montgomery, 1996). *Sheikh i Toklacu* (1993) zaobserwowali, że w słupach mocno zbrojonych, przed zniszczeniem dochodziło do uplastycznienia stali, natomiast w słupach o mniejszym stopniu zbrojenia zjawisko to nie zachodziło. Analiza MES *Liu i Fostera* (1998) wykazała, że stal zbrojeniowa nie ulega uplastycznieniu w słupach skrępowanych z betonu wysokiej wytrzymałości.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Razvi i Saatcioglu (1999) analizowali zachowanie się słupów skrępowanych stalą o granicy plastyczności do 1400 MPa. Stal taka nie zawsze ulegała uplastycznieniu przy osiągnięciu maksymalnej siły. *Bing et al.* (2004) podali wzory uwzględniające zastosowanie stali wysokiej wytrzymałości (4.37 – 4.40), które pokazują, że taka stal jest mniej efektywna.

4.5. WPŁYW WYTRZYMAŁOŚCI BETONU

Olszak (1960) na podstawie swojej teorii stwierdził, że wartość naprężenia krępującego zależy od współczynnika Poissona i modułu sprężystości. Im współczynnik Poissona wyższy, a moduł Younga niższy, tym wyższe naprężenia w stali spirali. Wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu obserwuje się wzrost modułu sprężystości, powoduje to spadek naprężenia krępującego (Korzeniowski, 2005).

Ahmad i Shah (1982a, 1982b) oraz *Montgomery* (1996) zauważyli, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu nieskrępowanego spada wpływ skrępowania. Również *Martinez et al.* (1982, 1984) stwierdzają, że stosowanie zależności proponowanych dla betonu zwykłego w stosunku do BWW jest niebezpieczne.

Montgomery (1996) zaobserwował fakt odspojenia się otuliny przy naprężeniach ściskających równych około 0.66 f_c przy badaniu BWW i 0.80 f_c przy badaniu betonu zwykłego. Beton wysokiej wytrzymałości skrępowany stalą jest mniej odkształcalny w stosunku do skrępowanego betonu zwykłego. We wspominanych już zależnościach w pracy *Binga et al.* (2004) widać klarownie, że stosowanie skrępowania w BWW nie jest tak efektywne jak w betonie zwykłym.

4.6. INNE SPOSOBY SKRĘPOWANIA

Innymi sposobami krępowania betonu jest stosowanie stalowych rur, które wypełniane są betonem. Obecnie bardzo częstym środkiem do krępowania betonu są maty z FRP. Stosowane są one zazwyczaj do wzmacniania istniejących konstrukcji. Najbardziej przekrojowe prace w tym zakresie przygotowali: *El-Fattah* (2012), *Hernández et al.* (2011) oraz *Ozbakkaloglu et al.* (2012)

Hernández et al. (2011) przedstawili zbiór około dwudziestu modeli do obliczania wytrzymałości na ściskanie oraz odkształceń. W tym artykule wzmocnienie matami FRP zostało przedstawione jako możliwość naprawy filarów mostowych.

Publikacja *Ozbakkaloglu et al.* (2012) prezentuje wzory dla osiemdziesięciu ośmiu modeli skrępowanego betonu, które w znacznej mierze odnoszą się do skrępowania matami FRP. Modele podzielono na dwie grupy, z których jedna przystosowana jest do projektowania, a druga do analizy pracy skrępowania.

4.7. INNE WPŁYWY

W literaturze można znaleźć wiele prac dotyczących wpływu różnych czynników na zachowanie się betonu skrępowanego. Prace te częstokroć poruszają następujące zagadnienia: momenty zginające i mimośrodowe obciążenie, szybkość przyłożenia obciążenia, cykliczne obciążenia, a także skrępowanie betonu lekkiego i fibrobetonu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

5. STUDIUM PARAMETRYCZNE DOCISKU NA PODSTAWIE DOTYCHCZASOWYCH BADAŃ

Rozdział ten poświęcony jest analizie parametrycznej docisku elementów niezbrojonych i zbrojonych. Analiza parametryczna, np. wytrzymałości betonu na ściskanie w odniesieniu do istniejących wzorów, została przedstawiona w drugim rozdziale. Celem tego rozdziału jest przeanalizowanie wyników badań wykonanych w przeszłości oraz zaproponowanie na podstawie tych eksperymentów wzorów do obliczania wytrzymałości na docisk. Analiza podzielona została na dwie części: pierwszą dotyczącą elementów niezbrojonych i drugą odnoszącą się do elementów zbrojonych. Dla elementów niezbrojonych została przeprowadzona analiza w pracy *Serugi i Sokala* (2015). Nie uwzględniała ona jednak faktu różnej liczby próbek w danych przedziałach wytrzymałości betonu na ściskanie. Do obliczeń wykorzystano program Microsoft Excel 2010 wraz z własnym kodem napisanym w języku Visual Basic.

5.1. ANALIZA ELEMENTÓW NIEZBROJONYCH

5.1.1. UWZGLĘDNIONE BADANIA

W obliczeniach uwzględniono łącznie 266 próbek. *Williams* (1979) przeprowadził analizę wyników badań elementów niezbrojonych poddanych dociskowi. Pewna część rezultatów wytrzymałości betonu na docisku użytych tej pracy pochodzi z jego opracowania. Tabela 5.1 przedstawia zestawienie próbek ujętych w analizie. W tej tabeli uwzględniono również badania innych autorów niż wziętych do analizy. Badania te nie zostały uwzględnione w analizie głównie ze względu na brak spełnienia warunku stosunku wysokości h do szerokości d próbek. W zbiorze uwzględnionych do analizy próbek znajdują się elementy przebadane przez większości badaczy wymienionych w punkcie 2.2. Uwzględnione próbki:

- nie są zbrojone,
- posiadają kwadratową, okrągłą bądź sześciokątną powierzchnię docisku,
- są obciążone osiowo (mimośród siły wynosi 0),
- wszystkie wymiary powierzchni docisku są mniejsze od odpowiadających wymiarów powierzchni przekroju,
- są wykonane z kruszywa zwykłego (nie z lekkiego i nie jako beton z proszków reaktywnych),
- posiadają stosunek wysokości h do szerokości d równy co najmniej 1.5,
- posiadają wysokość co najmniej 150 mm.

Tabela 5.1 w odniesieniu do badań autorów, których próbki wzięto pod uwagę w obliczeniach, podaje jedynie wytrzymałości na ściskanie i wartości R jedynie dla próbek użytych w tych obliczeniach. Próbki nieuwzględnione w tabeli w niektórych przypadkach mogły posiadać również wartości w większym przedziale R i f_c.

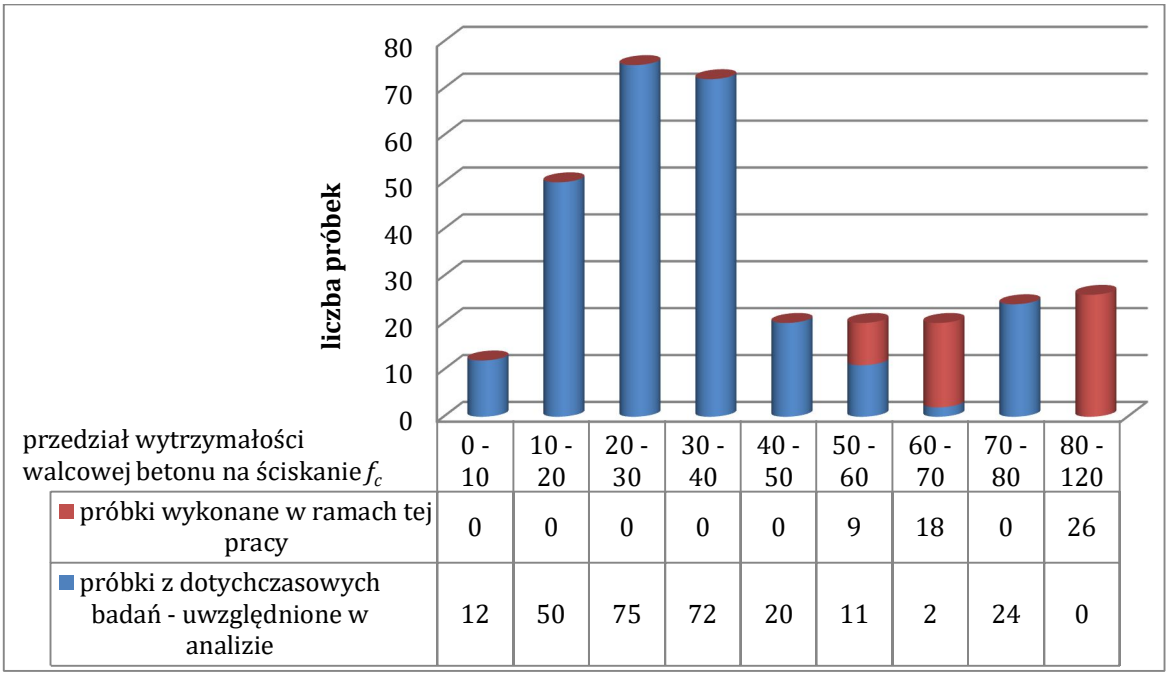
Na rysunku 5.1 przedstawiono liczbę analizowanych próbek (wraz z odniesieniem do próbek badanych w ramach tej pracy) w zależności od wytrzymałości na ściskanie f_c. Tabela 5.2 i wykres (rys. 5.2) przedstawia liczbę analizowanych próbek w różnych przedziałach wartości R i f_c.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Autor	Kształt próbek	Kształt powierzchni docisku	R [-]	f_c [MPa]	Liczba próbek o $h/d \geq 1.5$
Shelson (1957)	pryzma	kwadrat	1.4 - 13.6	6 - 63	11
Au i Baird (1960)	kostka	kwadrat	2 - 16	23 - 55	0
Middendorf (1960)	walec, pryzma	koło, kwadrat	1.3 - 28.4	2 - 40	25
Zieliński i Rowe (1963)	kostka, pryzma	kwadrat	2 - 10	46 - 50	4
Ciesielski i Ziobroń (1964)	walec	koło	2.9 i 7.1	22	0
Muguruma i Okamoto (1965)	pryzma, kostka	kwadrat	1.8-45	45	8
Badora i Putko (1967)	kostka	kwadrat	2 - 16	25	0
Hawkins (1968)	kostka	kwadrat	2.2 - 36	18 - 45	0
Haagsma (1969)	pryzma, kostka	kwadrat	2.8 - 25	25 - 26	0
Knauff (1969)	pryzma	kwadrat	2.1 - 144	14 - 40	57
Hyland i Chen (1970)	kostka	kwadrat	9 i 16	27 - 44	0
Niyogi (1973, 1974)	pryzma, kostka	kwadrat	4 - 64	10 - 27	40
Wurm i Daschner (1977)	pryzma	kwadrat	1.4 - 9	30	8
Williams (1979)	pryzma, kostka	kwadrat	1.5 - 234	27 - 63	14
Trinh (1985)	walec, pryzma	koło, kwadrat	2.6 - 10.2	35 i 48	6
Cai i Xue (1996)	pryzma	kwadrat	3.3 - 12.5	75	9
Ahmed et al. (1998)	pryzma	kwadrat	16	41	1
Bonetti (2005)	walec, pryzma, kostka	koło, kwadrat, sześciokąt	1.65 - 16	28 - 75	78
Bonetti et al. (2014)	pryzma	kwadrat	4	19 - 40	5

Tabela 5.1 Zestawienie elementów niezbrojonych uwzględnionych w analizie parametrycznej

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

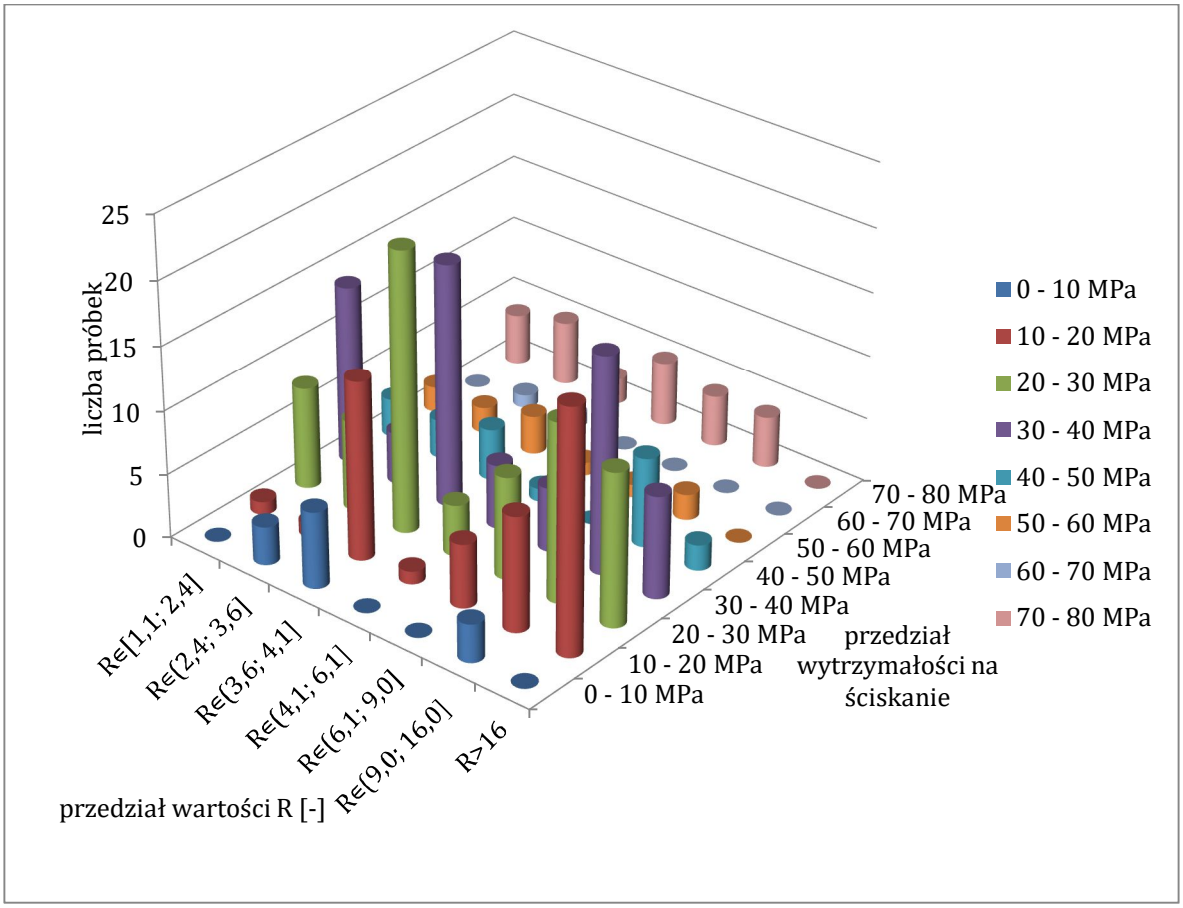


Rysunek 5.1 Liczba dostępnych wyników badań próbek niezbrojonych poddanych dociskowi w zależności od wytrzymałości na ściskanie betonu

f_c \ $R\in$	[1.1; 2.4]	(2.4; 3.6]	(3.6; 4.1]	(4.1; 6.1]	(6.1; 9.0]	(9.0; 16.0]	(16.0;∞)
0 - 10 MPa	0	3	6	0	0	3	0
10 - 20 MPa	1	1	14	1	5	9	19
20 - 30 MPa	8	7	22	4	8	14	12
30 - 40 MPa	14	4	19	5	5	17	8
40 - 50 MPa	3	3	4	1	0	7	2
50 - 60 MPa	2	2	3	1	1	2	0
60 - 70 MPa	0	1	1	0	0	0	0
70 - 80 MPa	4	5	2	5	4	4	0

Tabela 5.2 Liczba próbek w danym przedziale wytrzymałości na ściskanie i stosunku *R*

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 5.2 Wykres liczby analizowanych próbek w zależności od f_c i R

5.1.2. ZAŁOŻENIA ANALIZY

Analiza obliczeniowa została przeprowadzona w celu uzyskania najbardziej odpowiedniego wzoru na wytrzymałość na docisk. Kierowano się kryterium uzyskania najmniejszego przeciętnego względnego błędu dla wzorów (5.1) i (5.2). Błąd ten określa się wzorem (5.3), w którym q_{exp} jest wartością wytrzymałości uzyskaną w badaniach, n jest liczbą próbek w rozpatrywanym przedziale. Wzór (5.1) jest podobnym do używanego w *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008). We wzorze (5.2) uwzględniono wpływ zmniejszenia stosunku $q(f_c)/f_c$ wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Wartość wytrzymałości f_c należy podawać w MPa, a uzyskany rezultat będzie również w MPa. Przedziały wartości i skok współczynników od a do e podano w (tab. 5.3). W obliczeniach w celu znalezienia najbardziej odpowiednich wartości współczynników założono, że ich wartość będzie się zmieniać o 0.01 w danych przedziałach. Ze względu na różne metody określania wytrzymałości betonu na ściskanie w poszczególnych badaniach, na potrzeby analizy ustalono, że jeżeli wytrzymałość betonu na ściskanie była określana na elementach o stosunku wysokości do szerokości równym 1.0, to wartość tej wytrzymałości należy pomnożyć przez 0.85 w celu uzyskania prawdopodobnej wytrzymałości na walcach o h/d = 2.0. Analizę przeprowadzono na dwóch rodzajach przedziałów wartości R. Pierwszy rodzaj posiadał stałą lewą granicę R = 1.1, drugą stanowiły kolejne wybrane wartości. Drugi typ analizy wykonany był na kolejnych przedziałach wartości R.

$$q_{theo} = a \cdot R^b f_c \tag{5.1}$$

$$q_{theo} = c \cdot R^d {f_c}^e \tag{5.2}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Współczynnik	Przedział	Skok
a	[0.50; 3.00]	0.01
b	[0.10; 0.90]	0.01
c	[0.50; 3.00]	0.01
d	[0.10; 0.90]	0.01
e	[0.50; 1.10]	0.01

Tabela 5.3 Założenia do obliczenia współczynników *a* – *e* dla próbek niezbrojonych

Ze względu na nierównomierną liczbę wyników badań dla próbek o różnych wytrzymałościach betonu, a zwłaszcza małą liczbę próbek dla betonów o wytrzymałości f_c powyżej 50 MPa przeprowadzono również analizę z uwzględnieniem odpowiednich wag danych wyników w celu uzyskania wyników mniej zależnych od liczby próbek o danej wytrzymałości. Rezultaty podano w punkcie 5.1.4. Dodatkowo uwzględniono jeszcze wpływ liczby próbek w danych przedziałach wartości *R*. Tę analizę przeprowadzono dla wszystkich próbek bez żadnego podziału na przedziały f_c i *R*. Wyniki tej analizy przedstawiono w punkcie 5.1.5. Współczynniki wagowe ustalono na podstawie liczby próbek w danym przedziale f_c i *R* (rys. 5.1 i 5.2). Dane wagi przypisywano próbkom w poszczególnych przedziałach.

5.1.3. *Wyniki analizy bez uwzględnienia wpływu liczby próbek o danej wytrzymałości i stosunku R*

W tabelach od 5.4 do 5.7 przedstawiono wyniki analizy nieuwzględniającej wpływu liczby próbek o danej wytrzymałości f_c i danym stosunku *R*. Przy założeniu nie uwzględniania tego faktu uzyskano wartości współczynników do wzorów (5.1) i (5.2). Średnia wartość stosunku wartości obliczonej do eksperymentalnej mieści się w przedziale 0.93 do 0.99 w zależności od przedziału *R*. Przeciętny błąd względny mieścił się w przedziale od 7 do 20% również w zależności od przedziału *R*.

przedział *R*	1.1-2.4	1.1-3.6	1.1-4.1	1.1-6.1	1.1-9.0	1.1-16.0	wszystkie
liczba próbek	32	58	129	146	169	225	266
a	0.81	0.77	0.68	0.76	0.79	0.69	0.60
b	0.33	0.42	0.57	0.47	0.42	0.54	0.64
średni stosunek $q_{theo(5.1)}/q_{exp}$	0.95	0.95	0.95	0.96	0.94	0.94	0.96
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.1)	15%	16%	18%	17%	17%	18%	18%

Tabela 5.4 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.1) w przedziale *R* od 1.1 do konkretnej wartości

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

przedział R	1.1-2.4	2.4-3.6	3.6-4.1	4.1-6.1	6.1-9.0	9.0-16.0	>16.0
liczba próbek	32	26	71	17	23	56	41
a	0.81	0.94	1.31	0.5	1.54	0.50	0.50
b	0.33	0.24	0.10	0.66	0.10	0.68	0.70
średni stosunek $q_{theo(5.1)}/q_{exp}$	0.95	0.96	0.95	0.97	0.94	0.93	1.00
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.1)	15%	18%	18%	11%	13%	20%	11%

Tabela 5.5 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.1) w kolejnych przedziałach *R*

przedział R	1.1-2.4	1.1-3.6	1.1-4.1	1.1-6.1	1.1-9.0	1.1-16.0	wszystkie
liczba próbek	32	58	129	146	169	225	266
c	2.07	2.52	1.97	1.97	1.72	1.76	1.61
d	0.3	0.42	0.47	0.47	0.46	0.53	0.59
e	0.74	0.67	0.73	0.73	0.77	0.74	0.74
średni stosunek $q_{theo(5.2)}/q_{exp}$	0.93	0.96	0.98	0.99	0.98	0.97	0.97
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.2)	11%	10%	14%	13%	13%	14%	15%

Tabela 5.6 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.2) przedziale *R* od 1.1 do konkretnej wartości

przedział R	1.1-2.4	2.4-3.6	3.6-4.1	4.1-6.1	6.1-9.0	9.0-16.0	>16.0
liczba próbek	32	58	129	146	169	225	266
c	2.07	2.99	2.61	0.7	2.47	1.51	0.52
d	0.3	0.31	0.10	0.86	0.1	0.74	0.81
e	0.74	0.65	0.80	0.82	0.87	0.64	0.83
średni stosunek $q_{theo(5.2)}/q_{exp}$	0.93	0.95	0.99	0.99	0.97	0.97	0.97
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.2)	11%	8%	16%	7%	10%	15%	9%

Tabela 5.7 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.2) w kolejnych przedziałach *R*

5.1.4. WYNIKI ANALIZY Z UWZGLĘDNIENIEM WPŁYWU LICZBY PRÓBEK O DANEJ WYTRZYMAŁOŚCI I BEZ UWZGLĘDNIANIA WPŁYWU LICZBY PRÓBEK O DANYM STOSUNKU R

Tabele od 5.8 do 5.11 przedstawiają wyniki obliczeń mających na celu określenie najbardziej odpowiednich wzorów (5.1) i (5.2) przy założeniu uwzględnienia wpływu liczby próbek o danej wytrzymałości f_c. Średnia wartość stosunku wartości obliczonej do

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

uzyskanej w badaniach znajdowała się w przedziale od 0.83 do 0.97 dla wzoru (5.1) i od 0.94 do 1.04 dla (5.2). Przeciętny błąd względny mieścił się w przedziale od 11% do 22% i od 9% do 15% odpowiednio dla wzorów (5.1) i (5.2).

przedział R	1.1-2.4	1.1-3.6	1.1-4.1	1.1-6.1	1.1-9.0	1.1-16.0	wszystkie
liczba próbek	32	58	129	146	169	225	266
a	0.75	0.79	0.64	0.71	0.72	0.65	0.60
b	0.42	0.35	0.56	0.47	0.45	0.54	0.60
średni stosunek $q_{theo(5.1)}/q_{exp}$	0.93	0.92	0.88	0.89	0.89	0.89	0.89
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.1)	15%	16%	19%	18%	18%	19%	20%

Tabela 5.8 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.1) w przedziale *R* od 1.1 do konkretnej wartości

przedział R	1.1-2.4	2.4-3.6	3.6-4.1	4.1-6.1	6.1-9.0	9.0-16.0	>16.0
liczba próbek	32	26	71	17	23	56	41
a	0.75	0.50	1.19	0.50	1.43	0.50	0.50
b	0.42	0.83	0.10	0.66	0.10	0.64	0.69
średni stosunek $q_{theo(5.1)}/q_{exp}$	0.93	0.97	0.86	0.97	0.87	0.83	0.96
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.1)	15%	18%	20%	11%	14%	22%	12%

Tabela 5.9 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.1) w kolejnych przedziałach *R*

przedział R	1.1-2.4	1.1-3.6	1.1-4.1	1.1-6.1	1.1-9.0	1.1-16.0	wszystkie
liczba próbek	32	58	129	146	169	225	266
c	3.00	2.99	1.93	1.78	1.68	1.63	1.74
d	0.27	0.41	0.45	0.47	0.45	0.51	0.56
e	0.66	0.64	0.74	0.76	0.78	0.77	0.73
średni stosunek $q_{theo(5.2)}/q_{exp}$	1.00	1.02	0.97	0.99	0.98	0.97	0.96
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.2)	12%	12%	14%	13%	13%	15%	15%

Tabela 5.10 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.2) przedziale *R* od 1.1 do konkretnej wartości

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

przedział R	1.1-2.4	2.4-3.6	3.6-4.1	4.1-6.1	6.1-9.0	9.0-16.0	>16.0
liczba próbek	32	26	71	17	23	56	41
c	3.00	1.65	2.69	2.97	1.19	1.80	0.58
d	0.27	0.79	0.10	0.53	0.45	0.69	0.80
e	0.66	0.69	0.79	0.60	0.86	0.63	0.81
średni stosunek $q_{theo(5.2)}/q_{exp}$	1.00	1.02	0.99	1.04	0.94	0.98	0.98
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.2)	12%	9%	16%	10%	11%	15%	10%

Tabela 5.11 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.2) w kolejnych przedziałach *R*

5.1.5. WYNIKI ANALIZY Z UWZGLĘDNIENIEM WPŁYWU LICZBY PRÓBEK O DANEJ WYTRZYMAŁOŚCI I STOSUNKU R

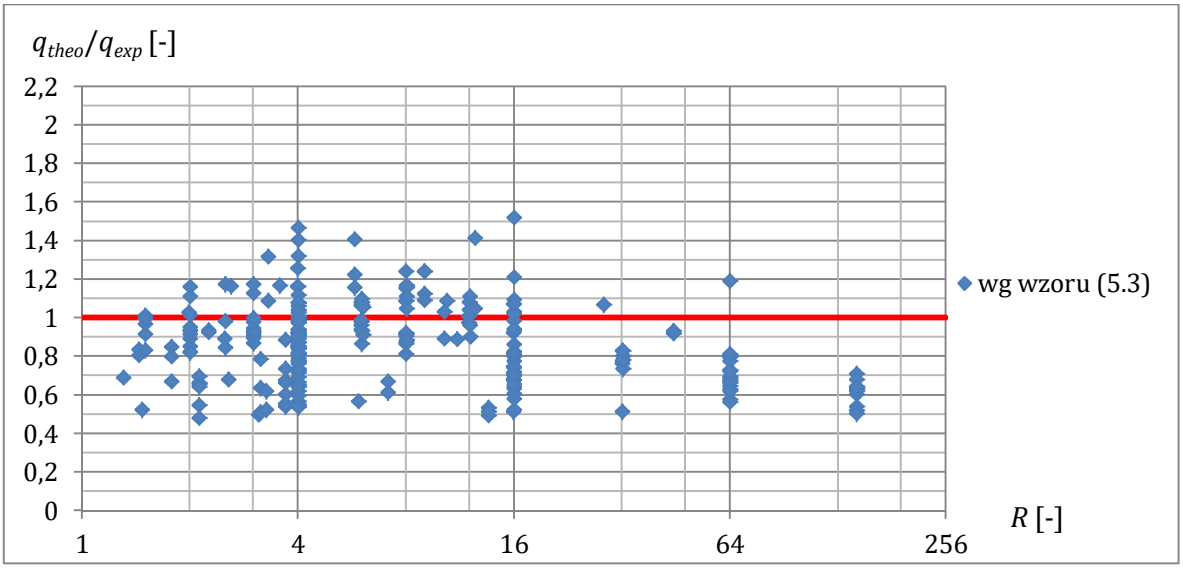
W analizie uwzględniającej wpływ nierównomiernej liczby próbek w poszczególnych przedziałach wytrzymałości na ściskanie i stosunku R uzyskano wzory (5.3) i (5.4), które najlepiej odpowiadają założeniom obliczeń i wzorom (5.1) i (5.2). We wzorze (5.4) wartość f_c należy podawać w MPa. Uzyskany wynik również będzie w MPa. Wzór (5.3) daje średni stosunek q_{theo}/q_{exp} równy 0.86, a przeciętny błąd wynosi 21%, dla wzoru (5.4) wartości te wynoszą odpowiednio 0.97 i 15%.

$$q_{theo} = 0.62 \cdot R^{b0.57} f_c \tag{5.3}$$

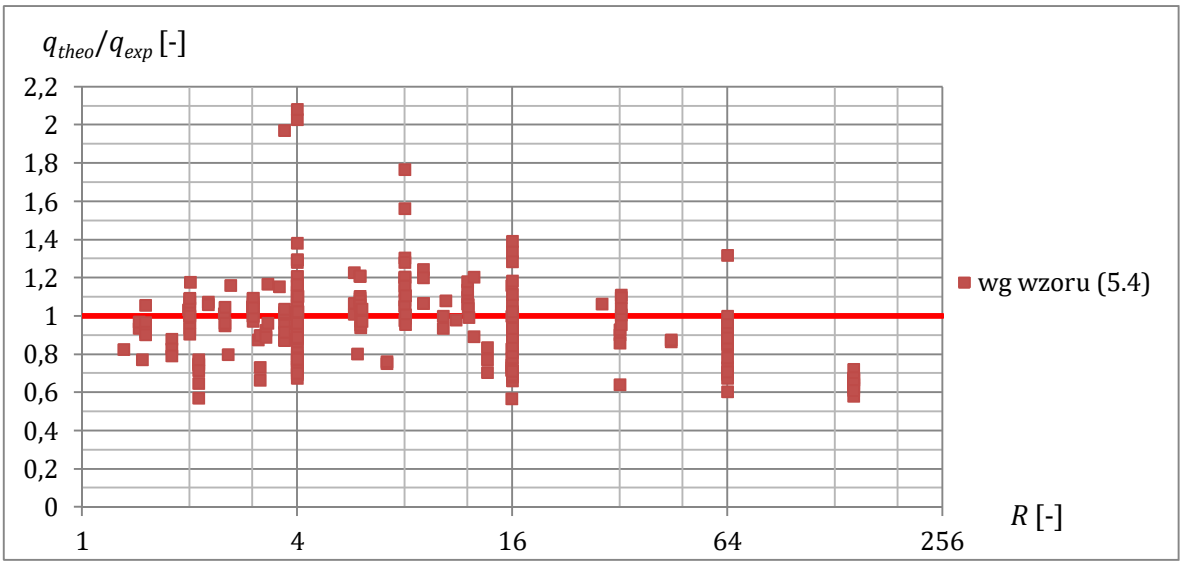
$$q_{theo} = 1.83 \cdot R^{0.54} {f_c}^{0.73} \tag{5.4}$$

Na wykresach (rys. 5.3 i 5.4) przedstawiono zależność stosunku q_{theo}/q_{exp} od wartości stosunku R dla poszczególnych wzorów na podstawie analizy bazy dotychczasowych badań. Wykresy (rys. 5.5 i 5.6) pokazują natomiast relację między stosunkiem q_{theo}/q_{exp}, a wytrzymałością betonu na ściskanie. Na rysunku 5.7 zaprezentowano wykresy zależności q/f_c dla wzorów (5.3) i (5.4) w porównaniu ze wzorami proponowanymi przez innych badaczy. Wykresy te przygotowano dla betonu o wytrzymałości 50 MPa. Wykres (rys. 5.8) pokazuje wartość wytrzymałości dla wzoru (5.3), a wykres (rys. 5.9) dla wzoru (5.4) w zależności od R i f_c.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

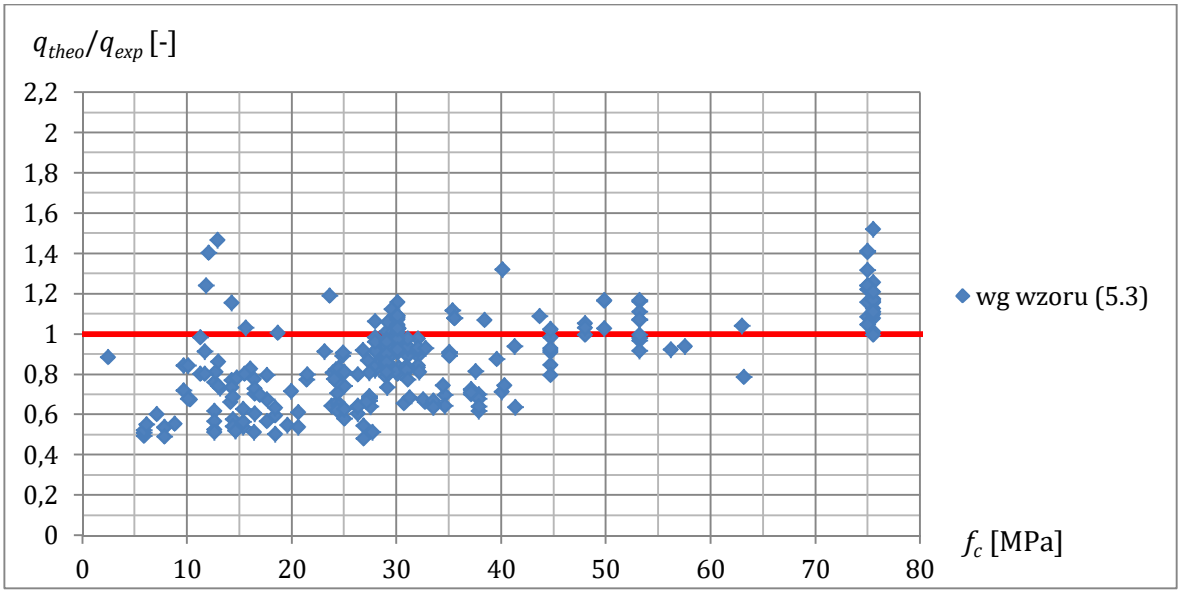


Rysunek 5.3 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla wzoru (5.3) w zależności od wartości R dla próbek z bazy dotychczasowych badań

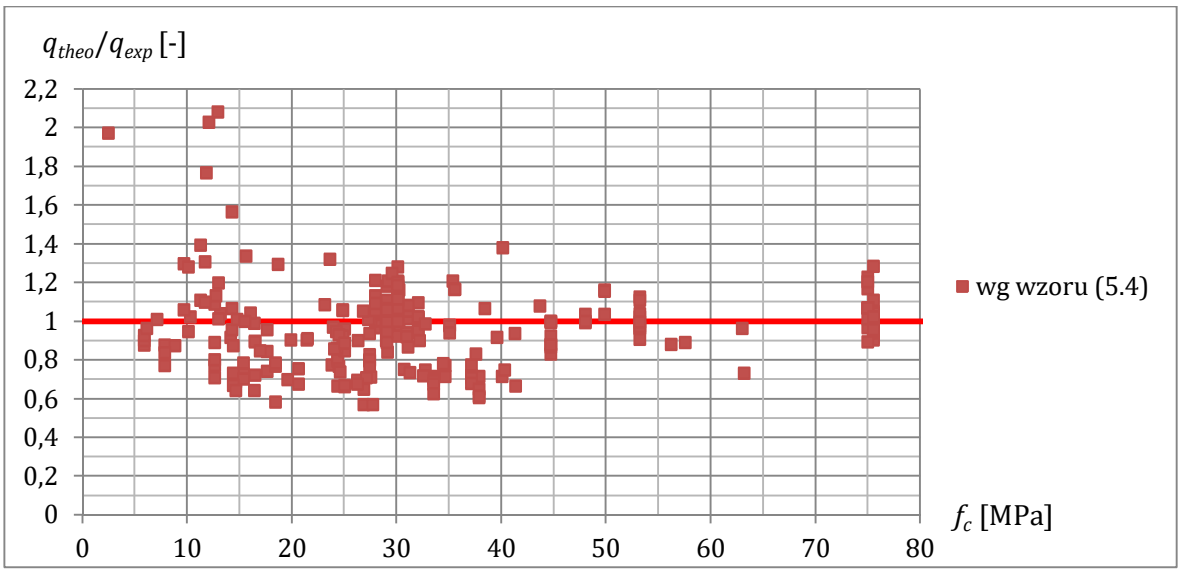


Rysunek 5.4 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla wzoru (5.4) w zależności od wartości R dla próbek z bazy dotychczasowych badań

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

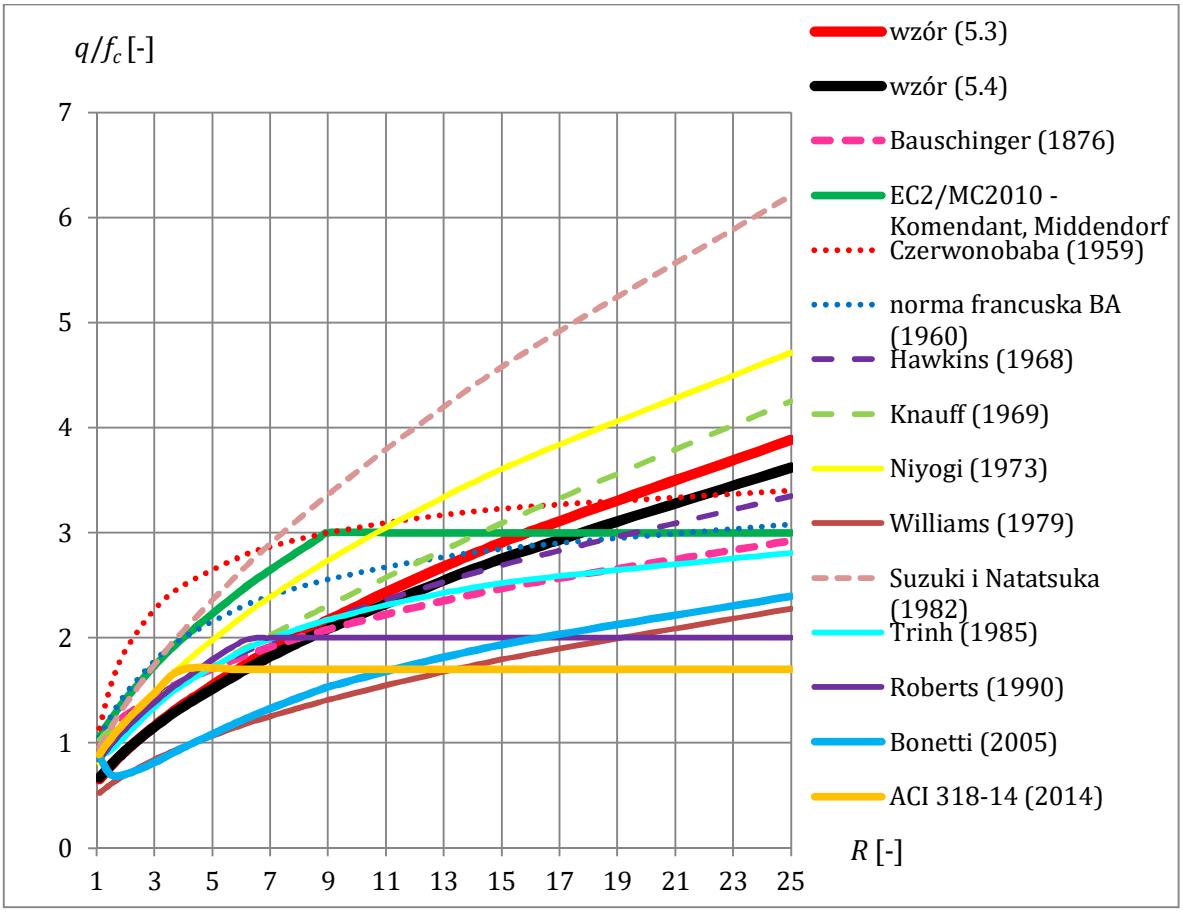


Rysunek 5.5 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla wzoru (5.3) w zależności od wytrzymałości na ściskanie f_c dla próbek z bazy dotychczasowych badań

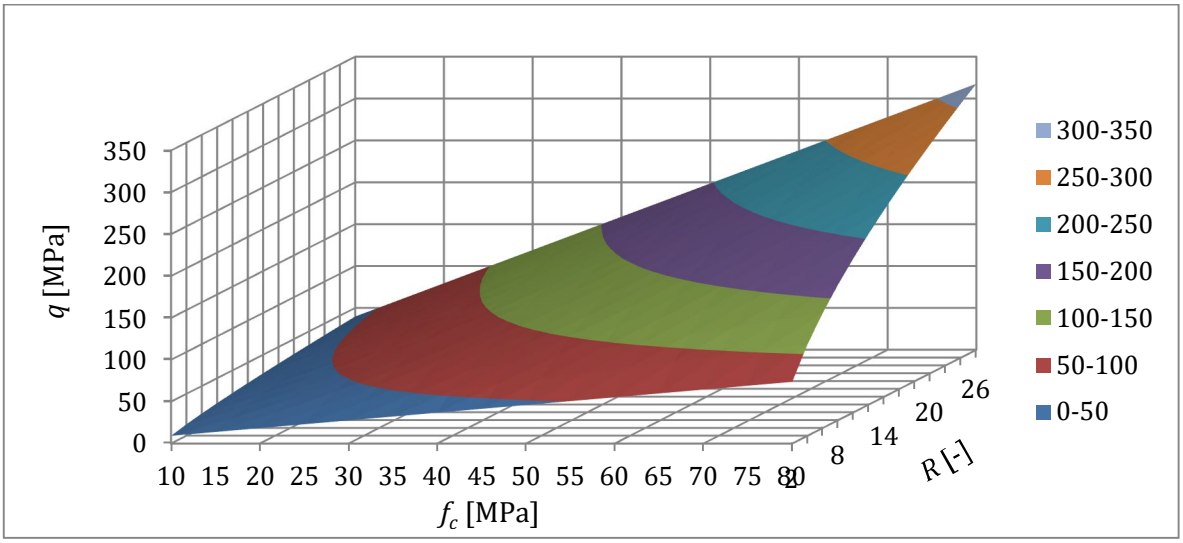


Rysunek 5.6 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla wzoru (5.4) w zależności od wytrzymałości na ściskanie f_c dla próbek z bazy dotychczasowych badań

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

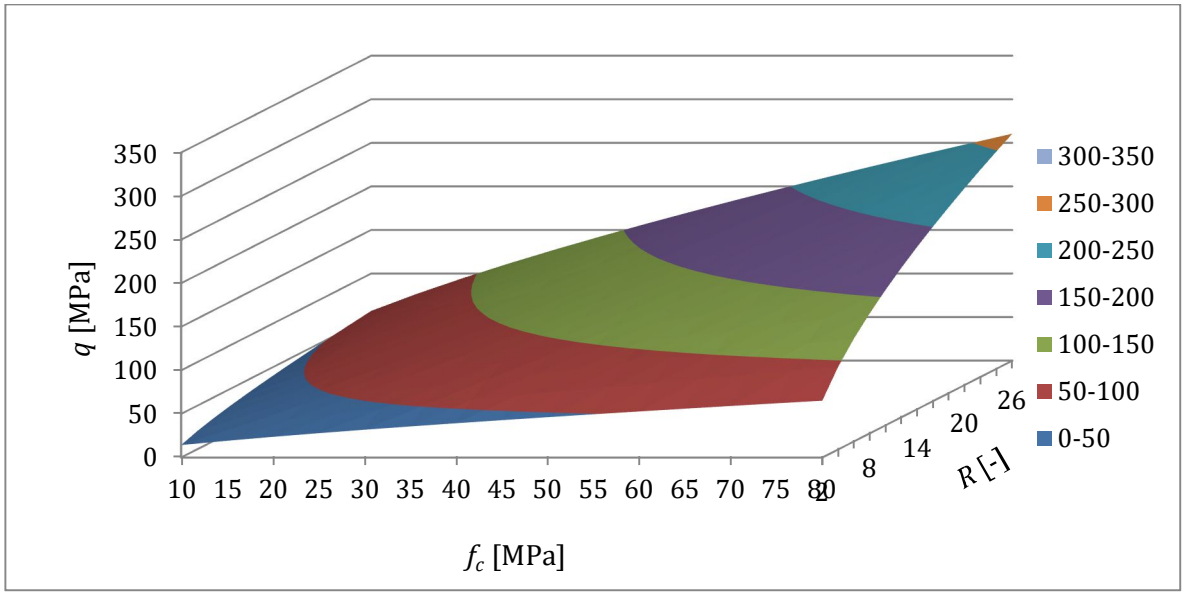


Rysunek 5.7 Wykres zależności $q/f_c(R)$ dla betonu niezbrojonego o wytrzymałości na ściskanie 50 MPa w przedziale R od 1 do 25 według wzorów (5.3) i (5.4) oraz wzorów innych autorów



Rysunek 5.8 Wykres wytrzymałości na docisk według wzoru (5.3) w zależności od wytrzymałości na ściskanie f_c i stosunku R

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

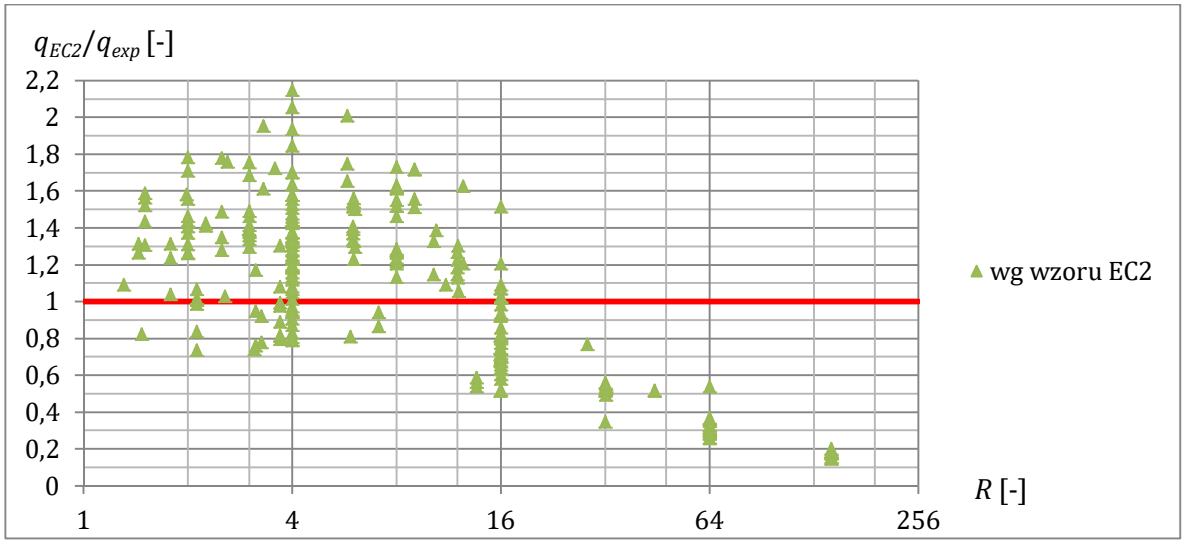


Rysunek 5.9 Wykres wytrzymałości na docisk według wzoru (5.4) w zależności od wytrzymałości na ściskanie f_c i stosunku R

5.1.6. *Porównanie wyników dotychczasowych badań z rezultatami uzyskanymi na podstawie wzoru z normy PN-EN 1992-1-1:2008*

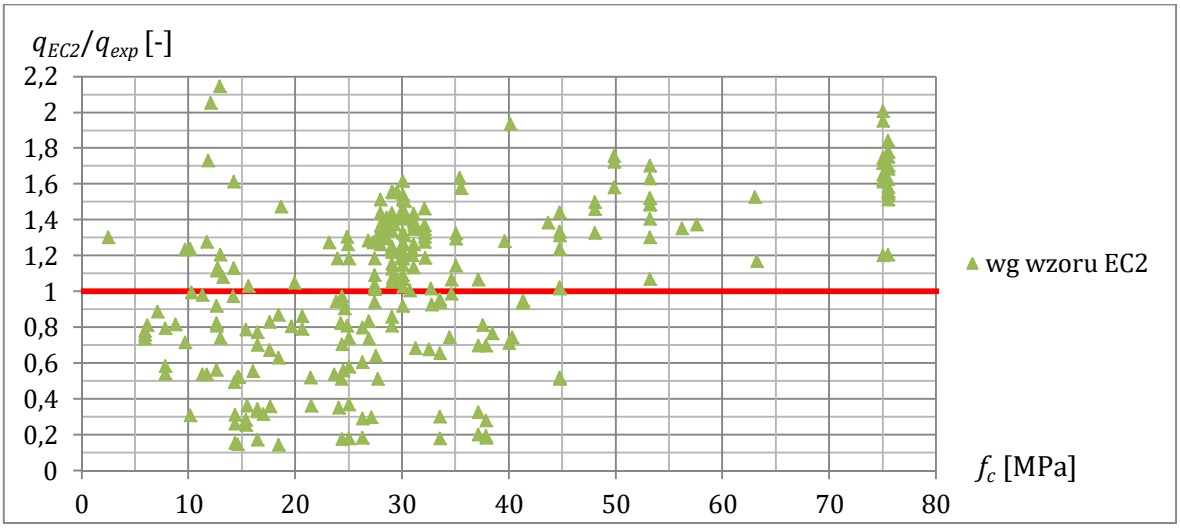
Dokonano analizy porównawczej wyników badań znajdujących się w bazie z rezultatami obliczonymi na podstawie wzoru (5.5) pochodzącego z normy *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008). Analiza wykazała, że średni stosunek wartości uzyskanej na podstawie tego wzoru do wartości wytrzymałości uzyskanej w badaniach wynosi 1.08, a przeciętny błąd wynosi 38%. Na rysunkach 5.10 i 5.11 przedstawiono wykres relacji q_{EC2}/q_{exp} w zależności o R i f_c (przy uwzględnieniu średniej wytrzymałości betonu na ściskanie).

$$q = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} f_c \leq 3 f_c \tag{5.5}$$



Rysunek 5.10 Wartość q_{EC2}/q_{exp} w zależności od wartości R dla próbek z bazy dotychczasowych badań

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 5.11 Wartość q_{EC2}/q_{exp} w zależności od wartości f_c dla próbek z bazy dotychczasowych badań

Wykonano również sprawdzenie dla ilu próbek przy uwzględnieniu: charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie oraz obliczeniowej wytrzymałości betonu z częściowym materiałowym współczynnikiem bezpieczeństwa równym 1.4 lub 1.5, wytrzymałość na docisk jest mniejsza niż uzyskana na podstawie wzoru normowego. W tych obliczeniach przyjęto, że charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie f_{ck} wynosi f_c – 8 MPa. Wyniki kalkulacji podano w tabeli 5.12.

Uwzględniana wartość wytrzymałości na ściskanie	Częściowy materiałowy współczynnik bezp. γ_C	Liczba próbek dla których wytrzymałość obliczona na podstawie wzoru jest większa od uzyskanej w badaniach	Łączna liczba próbek w analizie	Procent próbek dla których wytrzymałość obliczona na podstawie wzoru jest większa od uzyskanej w badaniach
Wytrzymałość średnia	-	162	266	60,9%
Wytrzymałość charakterystyczna	-	84		31.6%
Wytrzymałość obliczeniowa	1.4	21		7.9%
Wytrzymałość obliczeniowa	1.5	13		4.9%

Tabela 5.12 Liczba próbek o wyliczonej wytrzymałości na docisk mniejszej niż w badaniach eksperymentalnych

5.1.7. WNIOSKI Z ANALIZY ELEMENTÓW NIEZBROJONYCH

Na podstawie powyższej analizy można wyciągnąć następujące wnioski:

a. Przy użyciu wyników z dotychczasowych badań doświadczalnych, można uzyskać wzory podające z dużą poprawnością wyniki wytrzymałości na docisk. Dla najbardziej

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

optymalnych wzorów uwzględniających wszystkie badane próbki uzyskano przeciętny błąd w okolicy 15%, a średni stosunek wartości teoretycznej do doświadczalnej wynosił około 0.97.

b. Wzór (5.1) generalnie dawał większy przeciętny błąd niż wzór (5.2), a co za tym idzie korzystne we wzorach jest uwzględnienie faktu, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie maleje wartość stosunku q/f_c. Wartości współczynnika e we wzorze (5.2) (tab. 5.10 i tab. 5.11) oraz wykładnika przy wytrzymałości na ściskanie f_c we wzorze (5.4) ma wartość mniejszą niż 1. To pokazuje, że stosunek q/f_c maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie f_c.
c. Wzór (5.3) oraz wzór z normy *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008) nieuwzględniające wpływu wytrzymałości na ściskanie na q/f_c zdecydowanie gorzej podają wytrzymałość na docisk dla elementów z betonu wysokiej wytrzymałości. Uzyskane wartości są w znaczniej mierze zawyżone. Jest to szczególnie widoczne dla próbek o wytrzymałości f_c powyżej 70 MPa.
d. Obliczenia mające za zadanie uzyskanie najlepszych wartości w kolejnych przedziałach tj. (1.1; 3.6], (3.6,4.1] itd. wykazały, że wartości szukanych parametrów w poszczególnych przedziałach mogą się znacznie różnić między sobą. Wynika to przede wszystkim z faktu, że w danym przedziale występują próbki o zbliżonym R.
e. Ze względu na nierównomierną liczbę wyników badań dla próbek o poszczególnych wartościach stosunku R i wytrzymałości f_c, aby uzyskać wzory mogące lepiej określać wytrzymałość na docisk, należało uwzględniać w analizie (poprzez odpowiednie współczynniki) liczbę próbek w danym przedziale f_c i R.
f. Wyniki wytrzymałości na docisk dla tej samej wartości R mogą się znacznie różnić (nawet 2.5 krotnie). Możliwe, że w pewnym stopniu w niektórych badaniach nie zapobieżono pewnym czynnikom, które mogą obniżać wytrzymałość na docisk. Takim czynnikiem może być nierówność powierzchni podstawy próbki lub nierówność powierzchni docisku. Wpływ na te różnice może mieć również stosunkowo duża różnica między rzeczywistą wytrzymałością na ściskanie poszczególnej próbki a wytrzymałością próbki, na której była określana wytrzymałość na ściskanie.
g. Analiza wykazała, że norma europejska *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008) może podawać zawyżone wartości wytrzymałości na docisk. Spośród analizowanej bazy 21 lub 13 próbek (w zależności od użytego częściowego materiałowego współczynnika bezpieczeństwa) tj. 7.9 % lub 4.9% bazy miało nośność mniejszą niż to wynika z normowego wzoru na obliczeniową nośność na docisk.
h. Pośród dotychczasowych badań wykonano bardzo małą liczbę badań wytrzymałości na docisk dla betonu o wytrzymałości na ściskanie powyżej 50 MPa.

5.2. ANALIZA ELEMENTÓW ZBROJONYCH STALOWYMI SPIRALAMI.

5.2.1. UWZGLĘDNIONE BADANIA

Badania wytrzymałości na docisk elementów zbrojonych były w przeszłości wykonywane rzadziej niż elementów niezbrojonych. Z tego względu w analizie wzięto pod uwagę jedynie 130 próbek. W analizie nie została uwzględniona pewna liczba badań w znaczniej mierze wykonanych przez *Niyogi* (1975) głównie ze względu na zbyt mały stosunek h/d, który może znacząco wpłynąć na uzyskane rezultaty. Dotychczas znaczna część realizowanych badań docisku elementów zbrojonych wykonywana była również w pewnej mierze na elementach zbrojonych strzemionami lub siatkami. Te eksperymenty również nie zostały

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wzięte pod uwagę przy tworzeniu bazy wykorzystanej w tej pracy. Tabela 5.13 przedstawia podstawowe informacje na temat ujętych w analizie badaniach. W poniższym zbiorze uwzględniono elementy spełniające następujące założenia:

- są zbrojone spiralami,
- nie posiadają znaczących powierzchni dodatkowego zbrojenia w postaci strzemion lub siatek w obszarze występowania spirali,
- posiadają kwadratową, okrągłą bądź sześciokątną powierzchnię docisku,
- są obciążone osiowo (mimośród siły wynosi 0),
- wszystkie wymiary powierzchni docisku są mniejsze od odpowiadających wymiarów powierzchni przekroju,
- są wykonane z kruszywa zwykłego (nie z lekkiego i nie jako beton z proszków reaktywnych),
- posiadają stosunek wysokości h do szerokości d równy co najmniej 1.5,
- posiadają wysokość co najmniej 150 mm.

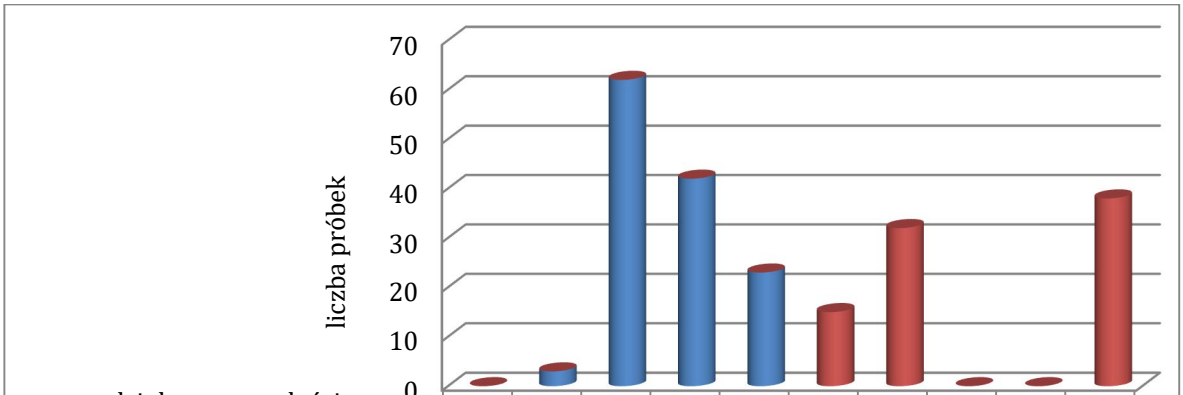
Autor	Kształt próbek	Kształt powierzchni docisku	R [-]	f_c [MPa]	ρ_s [%]	Liczba próbek o $h/d \geq 1.5$
Zieliński i Rowe (1963)	pryzma	kwadrat - zakotwienie	3.6 i 10.4	35 - 49	5.9	6
Knauff (1969)*	pryzma	Koło	2.1 i 16.0	27 - 40	1.7 – 5.7	24
Wurm i Daschner (1977)	pryzma	kwadrat	4.0 i 9.0	30	22 - 32	58
Roberts (1990)	pryzma	kwadrat	1.9 – 2.0	33.5	4.8	4
Bonetti (2005)	pryzma	kwadrat	4.0	40 - 45	2.6 – 5.2	14
Bonetti (2005)	pryzma	kwadrat - zakotwienie	2.3 - 5.3	29 i 36	1.1 i 1.7	3
Bonetti et al. (2014)	pryzma	kwadrat	4.0	18 - 33	1.9 – 8.1	21

* - występują elementy z dodatkowym nieznacznym zbrojeniem strzemionami

Tabela 5.13 Zestawienie badań uwzględnionych w analizie elementów zbrojonych

Wykres (rys. 5.12) przedstawia liczbę analizowanych próbek wraz z informacją o liczbie próbek przebadanych w ramach tej pracy. Na kolejnym wykresie (rys. 5.13) i w tabeli (tab. 5.14) ukazano liczbę analizowanych próbek o danym stosunku R w danym przedziale wytrzymałości na ściskanie. Natomiast wykres (rys. 5.14) obrazuje liczbę próbek w zależności od przedziału stopnia zbrojenia ρ_s i przedziału f_c.

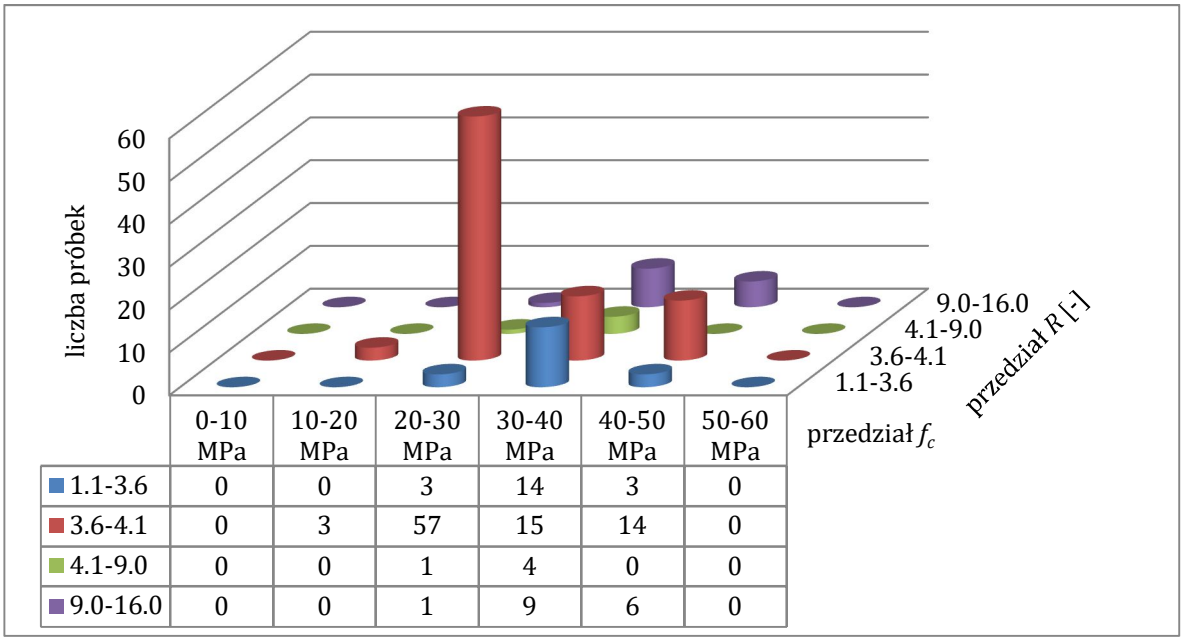
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



przedział wytrzymałości walcowej betonu f_c [MPa]	0 - 10	10 - 20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
próbki wykonane w ramach tej pracy	0	0	0	0	0	15	32	0	0	38
próbki z dotychczasowych badań - uwzględnione w analizie	0	3	62	42	23	0	0	0	0	0

Rysunek 5.12 Liczba dostępnych wyników badań próbek zbrojonych spiralą poddanych dociskowi

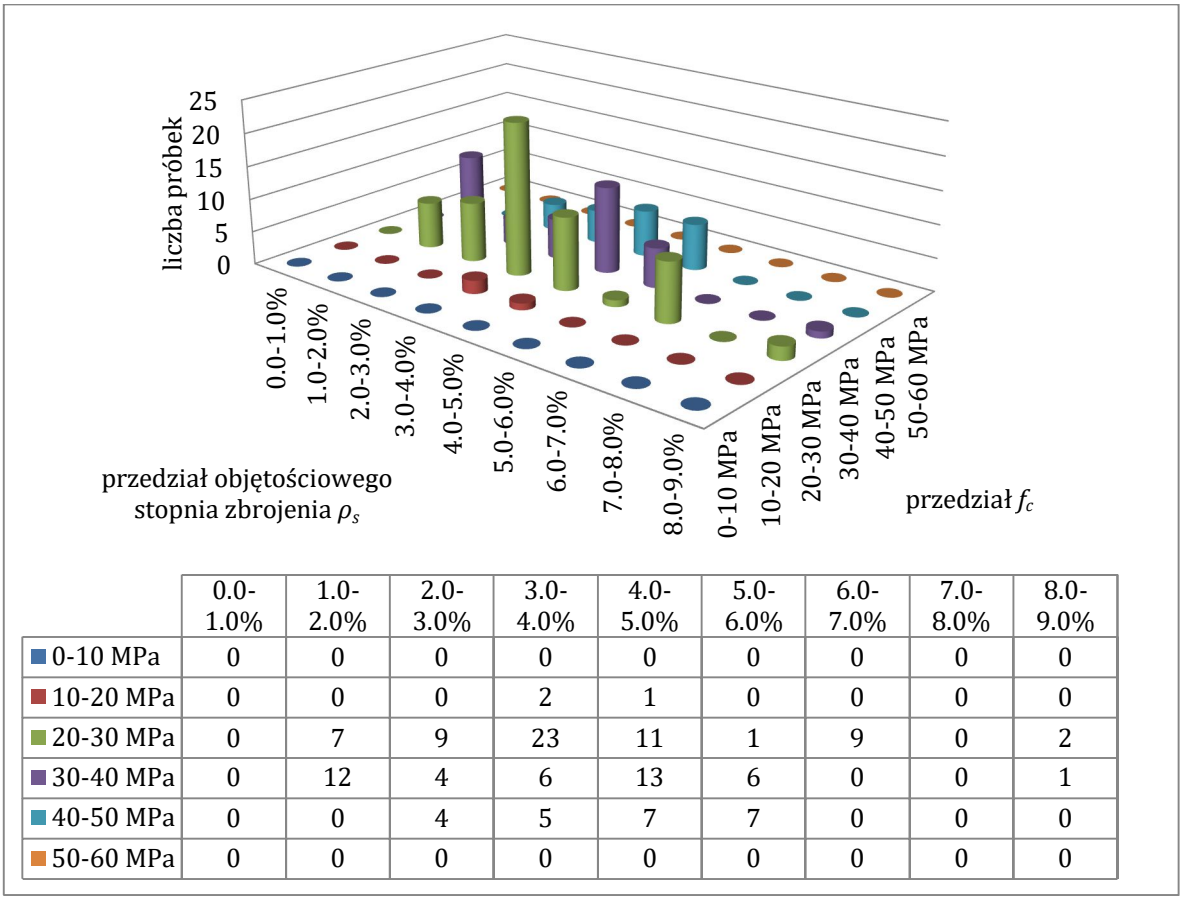
Dodatkowym celem analizy było ustalenie, jak należy dokładniej rozumieć sformułowania przedstawione w *Model Code 2010* (2012), dotyczące możliwości uwzględnienia skrępowania zbrojeniem spiralnym. Zapisy te nie podają jednoznacznego wzoru. Porównano również wyniki dotychczasowych badań z normą *PN-B-03264:2002* (2002).



	0-10 MPa	10-20 MPa	20-30 MPa	30-40 MPa	40-50 MPa	50-60 MPa
1.1-3.6	0	0	3	14	3	0
3.6-4.1	0	3	57	15	14	0
4.1-9.0	0	0	1	4	0	0
9.0-16.0	0	0	1	9	6	0

Rysunek 5.13 Wykres liczby analizowanych próbek w zależności od f_c i R

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



	0.0-1.0%	1.0-2.0%	2.0-3.0%	3.0-4.0%	4.0-5.0%	5.0-6.0%	6.0-7.0%	7.0-8.0%	8.0-9.0%
0-10 MPa	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10-20 MPa	0	0	0	2	1	0	0	0	0
20-30 MPa	0	7	9	23	11	1	9	0	2
30-40 MPa	0	12	4	6	13	6	0	0	1
40-50 MPa	0	0	4	5	7	7	0	0	0
50-60 MPa	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Rysunek 5.14 Wykres liczby analizowanych próbek w zależności od f_c i ρ_s

5.2.2. *ZAŁOŻENIA ANALIZY*

Podobnie jak dla próbek niezbrojonych obliczenia zostały wykonane w celu uzyskania najbardziej odpowiedniego wzoru na wytrzymałość na docisk. W analizie zaproponowano trzy postacie wzorów: (5.6), (5.7) i (5.8). Postać (5.6) została zaproponowana ze względu na swoją prostotę w zapisie, natomiast dwie kolejne umożliwiają lepsze uwzględnienie wpływu wytrzymałości f_c. Forma (5.7) i (5.8) zostały zaproponowane w celu określenia, która z nich może lepiej opisywać wytrzymałość na docisk. W normie *Model Code 2010* (2012) podano wzór do uwzględnienia skrępowania w ogólnym odniesieniu do betonu oraz informację o możliwości uwzględnienia wpływu tego skrępowania w przypadku obciążenia miejscowego. Nie przedstawiono jednak dokładnej informacji jaki powinno się przyjąć przy uwzględnieniu skrępowania miejsc obciążonych dociskiem.

Również w przypadku próbek zbrojonych kryterium, którym się kierowano było uzyskanie najmniejszego przeciętnego względnego błędu dla wzorów z szukanymi współczynnikami. We wzorach (5.7) i (5.8) wartość wytrzymałości f_c należy podawać w MPa. Uzyskany dzięki nim rezultat będzie także w MPa. Przedziały wartości i skok szukanych współczynników podano w tabeli 5.14.

$$q_{theo} = a \cdot R^b f_c + c \cdot \frac{\rho_s f_y}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \frac{A_{core}}{A_{c0}} \tag{5.6}$$

$$q_{theo} = a' \cdot R^{b'} {f_c}^{c'} + d' \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_y}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)}{f_c}\right)^{e'} f_c \cdot \frac{A_{core}}{A_{c0}} \tag{5.7}$$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

$$q_{theo} = R^{b'}\left(a'' + c'' \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_y}{2}\cdot\left(1-\frac{s}{d_c}\right)}{f_c}\right)^{d''}\right) f_c \tag{5.8}$$

Współczynnik	Przedział	Skok
a	[0.50; 1.20]	0.02
b	[0.20; 0.80]	0.02
c	[0.50; 5.10]	0.05
a'	[0.60; 3.00]	0.05
b'	[0.20; 0.80]	0.05
c'	[0.80; 1.10]	0.05
d'	[1.00; 4.10]	0.05
e'	[0.80; 1.20]	0.05
a''	[0.50; 1.30]	0.05
b''	[0.20; 0.80]	0.05
c''	[0.80; 5.10]	0.10
d''	[0.10; 1.50]	0.05

Tabela 5.14 Założenia do obliczenia współczynników dla próbek zbrojonych

Podobnie w punkcie 5.1., także i tutaj w celu ujednolicenia wartości wytrzymałości na ściskanie przyjęto, że gdy wytrzymałość na ściskanie była określana na próbkach o stosunku wysokości do szerokości równym 1 to wartości takie mnożono przez współczynnik 0.85. Tak uzyskaną wytrzymałość można uwzględniać w podobny sposób jak uzyskaną na próbkach o h/d = 2.0. Analiza została przeprowadzono również na dwóch rodzajach przedziałów wartości R: pierwszy rodzaj posiadał stałą lewą granicę R = 1.1, prawą stanowiły kolejne wybrane wartości, drugi rodzaj to kolejne niezachodzące na siebie przedziały stosunku R. Wyniki analizy nieuwzględniające nierównomiernej liczby próbek w przedziałach przedstawiono w punkcie 5.2.3.

Przeprowadzono również analizę uwzględniającą wpływ różnej liczby próbek w danych przedziałach: wytrzymałości f_c, stosunku R i objętościowego stopnia zbrojenia ρ_s. Dla każdej próbki ustalono odpowiednie współczynniki wagowe uwzględniające liczbę próbek w danym przedziale (rys. 5.13 i 5.14). Wyniki tych obliczeń podano w 5.2.4.

5.2.3. WYNIKI ANALIZY BEZ UWZGLĘDNIENIA WPŁYWU LICZBY PRÓBEK O DANEJ WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE, STOSUNKU R I STOPNIU ZBROJENIA

W tabelach 5.15 do 5.20 podano współczynniki najlepiej pasujące do zaproponowanych wzorów (5.6), (5.7) i (5.8) będące rezultatem obliczeń. Podano odpowiadające im wartości przeciętnego względnego błędu i średniej wartości q_{theo}/q_{exp}.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

przedział R	1.1-3.6	1.1-4.1	1.1-9.0	wszystkie
liczba próbek	20	109	114	130
a	1.1	1.02	1.16	0.96
b	0.2	0.4	0.3	0.44
c	1.95	2.75	2.7	2.75
średni stosunek $q_{theo(5.6)}/q_{exp}$	0.95	1.01	1.01	1.01
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.6)	21%	12%	12%	12%

Tabela 5.15 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.6) w przedziale *R* od 1.1 do konkretnej wartości

przedział R	1.10-3.60	3.61-4.10	4.11-9.00	9.01-16.00
liczba próbek	20	89	5	16
a	1.10	0.62	0.54	0.50
b	0.20	0.78	0.78	0.68
c	1.95	2.65	1.50	2.75
średni stosunek $q_{theo(5.6)}/q_{exp}$	0.95	0.99	1.00	1.00
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.6)	21%	9%	2%	9%

Tabela 5.16 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.6) w kolejnych przedziałach *R*

przedział R	1.1-3.6	1.1-4.1	1.1-9.0	wszystkie
liczba próbek	20	109	114	130
a'	3.00	3.00	2.95	3.00
b'	0.20	0.50	0.30	0.50
c'	0.75	0.65	0.75	0.65
d'	1.15	2.40	2.55	2.35
e'	0.9	0.95	1.05	0.95
średni stosunek $q_{theo(5.7)}/q_{exp}$	0.99	0.99	1.01	1.00
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.7)	18%	11%	11%	11%

Tabela 5.17 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.7) w przedziale *R* od 1.1 do konkretnej wartości

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

przedział R	1.10-3.60	3.61-4.10	4.11-9.00	9.01-16.00
liczba próbek	20	89	5	16
a'	3.00	1.75	0.65	1.90
b'	0.20	0.65	0.75	0.75
c'	0.75	0.80	0.95	0.60
d'	1.15	2.45	1.40	2.40
e'	0.90	1.15	0.90	1.00
średni stosunek $q_{theo(5.7)}/q_{exp}$	0.97	1.07	0.95	1.00
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.7)	18%	11%	5%	8%

Tabela 5.18 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.7) w kolejnych przedziałach *R*

przedział R	1.1-3.6	1.1-4.1	1.1-9.0	wszystkie
liczba próbek	20	109	114	130
a''	0.65	0.70	0.90	0.90
b''	0.20	0.75	0.55	0.55
c''	0.80	2.10	2.80	2.80
d''	0.10	1.05	1.05	1.05
średni stosunek $q_{theo(5.8)}/q_{exp}$	0.91	1.01	1.02	1.02
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.8)	21%	13%	13%	13%

Tabela 5.19 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.8) w przedziale *R* od 1.1 do konkretnej wartości

przedział R	1.10-3.60	3.61-4.10	4.11-9.00	9.00-16.00
liczba próbek	20	89	5	16
a''	0.65	1.25	0.55	0.65
b''	0.20	0.35	0.75	0.75
c''	0.80	3.60	1.50	0.80
d''	0.10	1.05	0.90	1.45
średni stosunek $q_{theo(5.8)}/q_{exp}$	0.91	1.00	1.02	1.01
przeciętny błąd względny dla wzoru (5.8)	21%	8%	5%	17%

Tabela 5.20 Zestawienie wyników analizy dla wzoru (5.8) w kolejnych przedziałach *R*

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

5.2.4. *Wyniki analizy z uwzględnieniem wpływu liczby próbek o danej wytrzymałości na ściskanie, stosunku R i stopniu zbrojenia*

Obliczenia mające na celu ustalenie optymalnych współczynników dla wzorów (5.6), (5.7) i (5.8) z uwzględnieniem wpływu liczby próbek w danych przedziałach wytrzymałości, stosunku R i stopnia zbrojenia ρ_s przeprowadzono bez podziału na przedziały R (jak to miało miejsce w punkcie 5.2.3), a jedynie dla wszystkich próbek zbrojonych w bazie. Uzyskano następujące wzory (5.9), (5.10) i (5.11):

$$q_{theo} = 0.66 \cdot R^{0.6} f_c + 2.3 \cdot \frac{\rho_s f_y}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \frac{A_{core}}{A_{c0}} \tag{5.9}$$

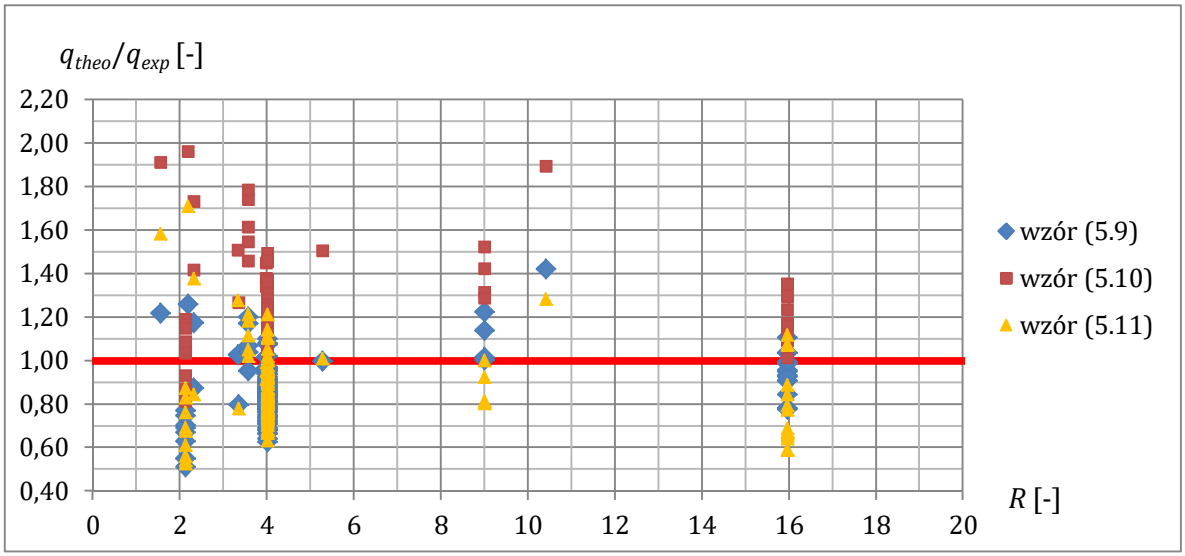
$$q_{theo} = 2.15 \cdot R^{0.5} {f_c}^{0.85} + 2.9 \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_y}{2}\left(1-\frac{s}{d_c}\right)}{f_c} \right)^{1.15} f_c \cdot \frac{A_{core}}{A_{c0}} \tag{5.10}$$

$$q_{theo} = R^{0.55} \left(0.6 + 3.4 \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_y}{2}\left(1-\frac{s}{d_c}\right)}{f_c} \right)^{1.05} \right) f_c \tag{5.11}$$

Tabela 5.21 podaje przeciętne wartości q_{theo}/q_{exp} i przeciętne błędy względne dla poszczególnych wzorów. Należy tu zwrócić uwagę, że choć tego wyniki nie pokazują przy zmianie kryterium dotyczącego minimalnego przeciętnego błędu względnego, istnieje możliwość zaproponowania wzorów, dla których średnia wartość q_{theo}/q_{exp} będzie bliższa 1.00. Odbędzie się to na niekorzyść nieznacznego zwiększenia przeciętnego błędu względnego. Na wykresach poniżej, przedstawiono wartości q_{theo}/q_{exp} w zależności od R (rys. 5.15), f_c (rys. 5.16) i ρ_s (rys. 5.17).

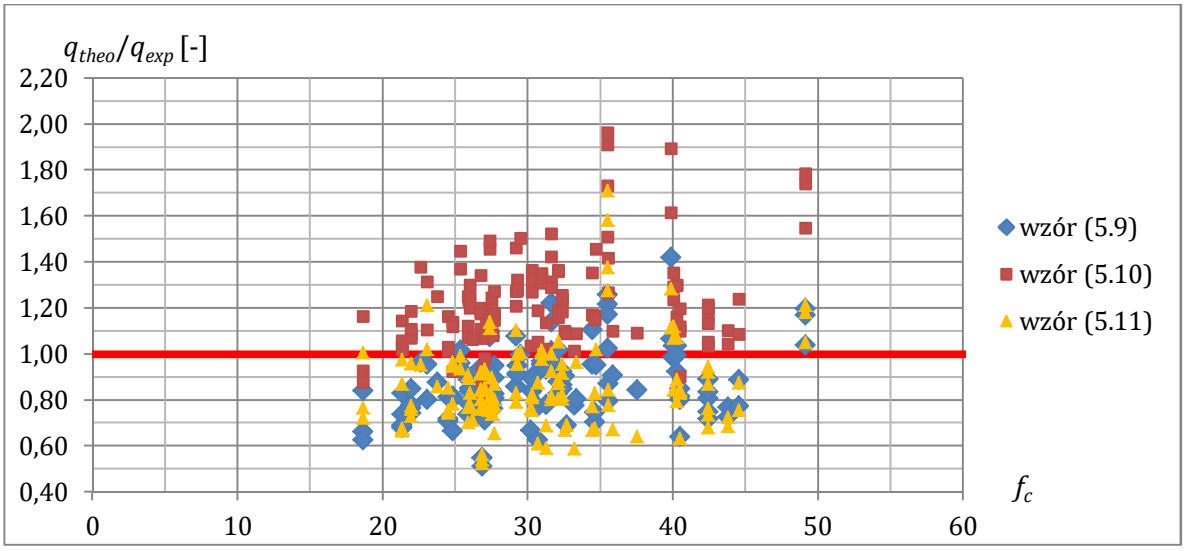
Wzór	Średnia wartość q_{theo}/q_{exp}	Przeciętny błąd względny
(5.9)	0.87	16.8%
(5.10)	0.90	14.1%
(5.11)	0.87	19.0%

Tabela 5.21 Średnie wartości q_{theo}/q_{exp} i przeciętnego błędu względnego dla poszczególnych wzorów

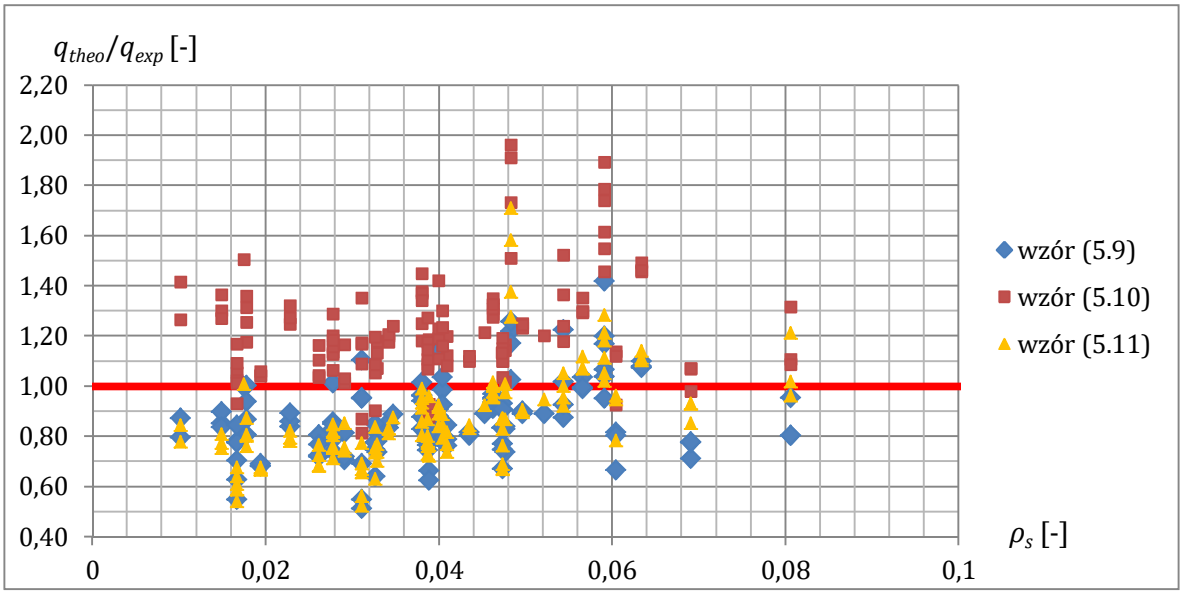


Rysunek 5.15 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla proponowanych wzorów w zależności od wartości R dla próbek zbrojonych z bazy dotychczasowych badań

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 5.16 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla proponowanych wzorów w zależności od wytrzymałości na ściskanie f_c dla próbek zbrojonych z bazy dotychczasowych badań

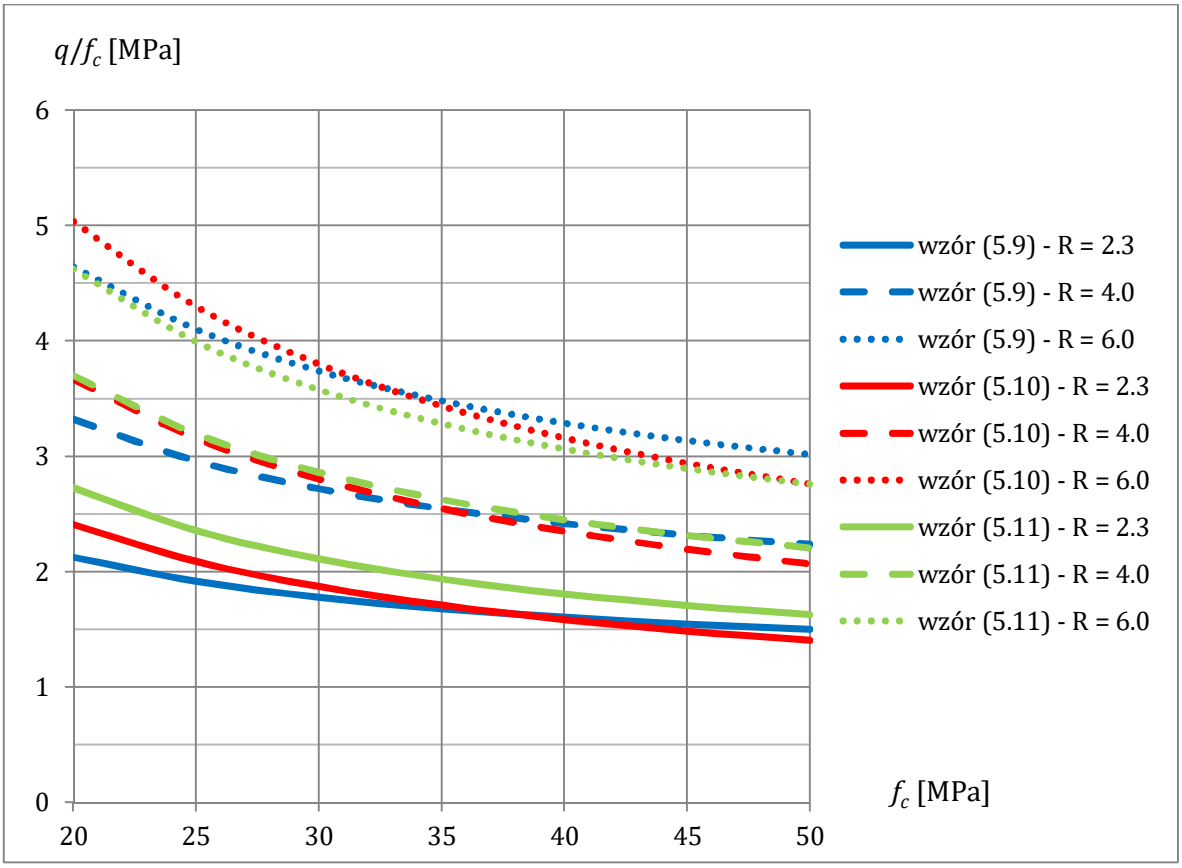


Rysunek 5.17 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla proponowanych wzorów w zależności od objętościowego stopnia zbrojenia dla próbek zbrojonych z bazy dotychczasowych badań

5.2.5. ANALIZA WPŁYWU WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA DOCISK

Wykonano obliczenia wpływu wytrzymałości na ściskanie na wytrzymałość na docisk na podstawie wzorów (5.6), (5.7) i (5.8) uzyskanych na podstawie analizy bazy elementów zbrojonych. Wykres (rys. 5.18) przedstawia wpływ wytrzymałości na ściskanie na wartość stosunku q/f_c dla różnych stosunków R. Wartość f_c została ograniczona do wartości 50 MPa ze względu na fakt, że w bazie znajdują się próbki z betonu o wytrzymałości na ściskanie nie przekraczającej 50 MPa. Obliczenia wykonano na przykładowych próbkach jak w punkcie 2.1.7: walec o średnicy 20 cm i wysokości 40 cm zbrojony spiralą z pręta Ø10 mm ze stali o f_y równym 500 MPa , skoku 50 mm, średnicy rdzenia 150 mm. Poniższe wykresy pokazują, że wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie stosunek q/f_c maleje.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

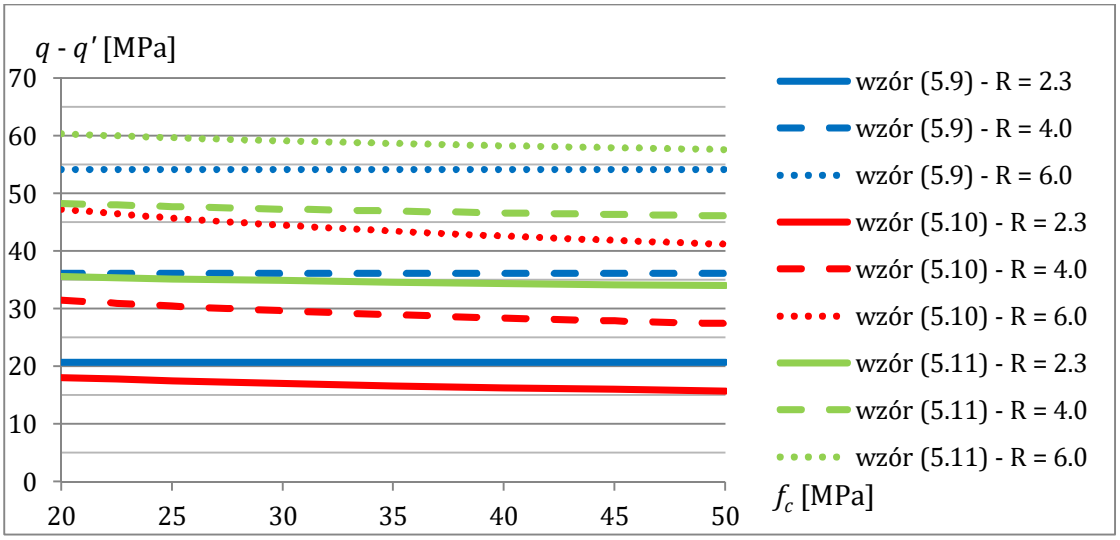


Rysunek 5.18 Wykres zależności q/f_c od wytrzymałości na ściskanie dla elementów zbrojonych (opis w tekście)

5.2.6. ANALIZA WPŁYWU ZBROJENIA NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA DOCISK

Wykonano analizę jaki wpływ na wytrzymałość na docisk ma zastosowanie spirali dla betonów o różnych wytrzymałościach na ściskanie. Obliczenia wykonano na danych takich samych jak w 5.2.5 na podstawie wzorów (5.9), (5.10) i (5.11). W celu porównania obliczono przyrost wytrzymałości na docisk elementu zbrojonego w stosunku do elementu bez zbrojenia. Wytrzymałość na docisk elementu niezbrojonego obliczona była na podstawie tych samych wzorów co dla elementów zbrojonych przy czym jako wartość ρ_s przyjmowano 0. Na wykresie (rys. 5.19) przedstawiono wartości różnicy wytrzymałości na docisk między elementem zbrojonym i niezbrojonym. Z wykresu wynika, że przyrost wytrzymałości na ściskanie nie powoduje wzrostu różnicy między wytrzymałością na docisk elementu zbrojonego i niezbrojonego.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 5.19 Przyrost wytrzymałości na docisk na skutek zastosowania zbrojenia w stosunku elementu niezbrojonego w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie

5.2.7. *Porównanie wyników dotychczasowych badań z rezultatami uzyskanymi na podstawie możliwych wzorów z Model Code 2010 i normy PN-B 03264:2002*

Przeprowadzono analizę możliwych interpretacji zaleceń *Model Code 2010* (2012). Norma ta nie podaje konkretnego wzoru na obliczenie wytrzymałości na docisk. Na podstawie jej zapisów można wyciągnąć wniosek, że wytrzymałość na docisk elementów zbrojonych (spiralami) może być obliczana przy użyciu wzoru (5.12) i (5.13). W przypadku uwzględnienia wartości obliczeniowych parametrów materiałowych wzory przyjmują postać (5.14) i (5.15). W normie *PN-B-03264:2002* (2002) zaproponowano wzór (5.16) – tutaj zapisany bez wpływu współczynników bezpieczeństwa. We wzorze tym k = 2, a q' oznacza wytrzymałość na docisk betonu niezbrojonego. Wpływ zbrojenia we wzorze (5.16) jest ograniczony warunkiem (5.17).

$$q = R^{0.5} f_c + 3.5 \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_y}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)}{f_c} \right)^{0.75} f_c \cdot \frac{A_{core}}{A_{c0}} \tag{5.12}$$

$$q = R^{0.5} \left(1 + 3.5 \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_y}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)}{f_c} \right)^{0.75} \right) f_c \tag{5.13}$$

$$q = R^{0.5} f_{cd} + 3.5 \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_{yd}}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)}{f_{ck}} \right)^{0.75} f_{cd} \cdot \frac{A_{core}}{A_{c0}} \tag{5.14}$$

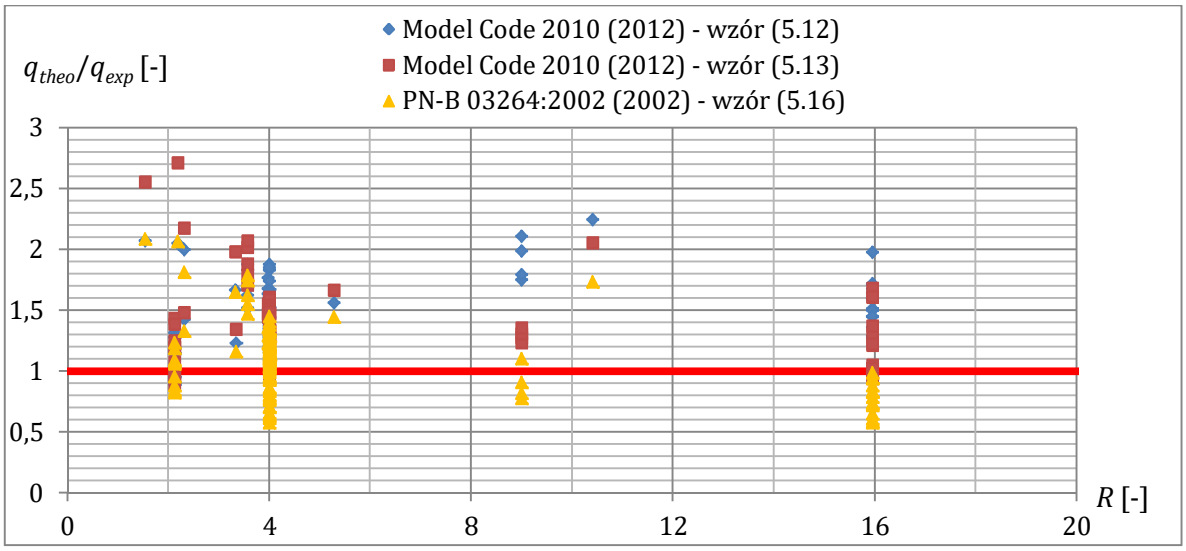
$$q = R^{0.5} \left(1 + 3.5 \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_{yd}}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)}{f_{ck}} \right)^{0.75} \right) f_{cd} \tag{5.15}$$

$$q = q' + k \cdot f_y \frac{\left(\pi \frac{d_c}{s} A_s\right)}{A_{c0}} \tag{5.16}$$

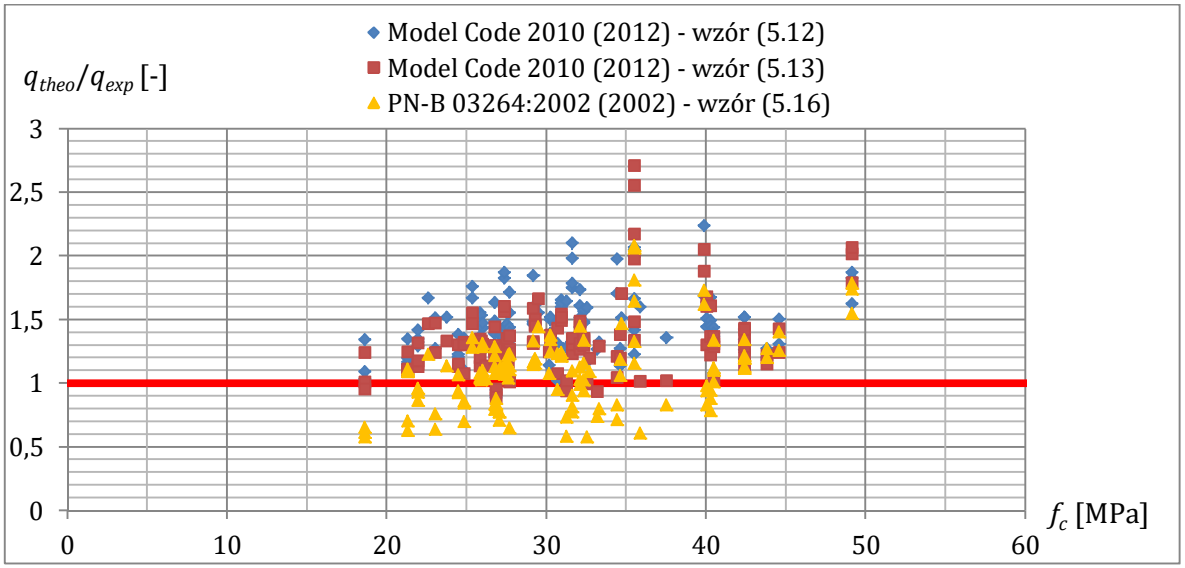
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

$$0.2 \leq k \cdot \frac{\left(\pi \frac{d_c}{s} A_s\right) f_y}{A_{co} \cdot q'} \leq 0.75 \qquad (5.17)$$

Wykonano obliczenia wytrzymałości na docisk na podstawie powyższych wzorów dla elementów znajdujących się w opracowanej bazie. Ze względu na brak możliwości określenia wartości obliczeniowej granicy plastyczności stali zbrojeniowej nie prowadzono porównania wytrzymałości w stosunku do wartości obliczeniowych. Wykresy poniżej przedstawiają stosunki q_{theo}/q_{exp} dla poszczególnych wzorów z norm w zależności od stosunku R (rys. 5.20), wytrzymałości na ściskanie f_c (rys. 5.21) i objętościowego stopnia zbrojenia ρ_s (rys. 5.22). Średnie wartości stosunku wartości wytrzymałości uzyskanej według wzoru normowego do wyniku uzyskanego w badaniu oraz wartość przeciętnego błędu podano w tabeli 5.22.

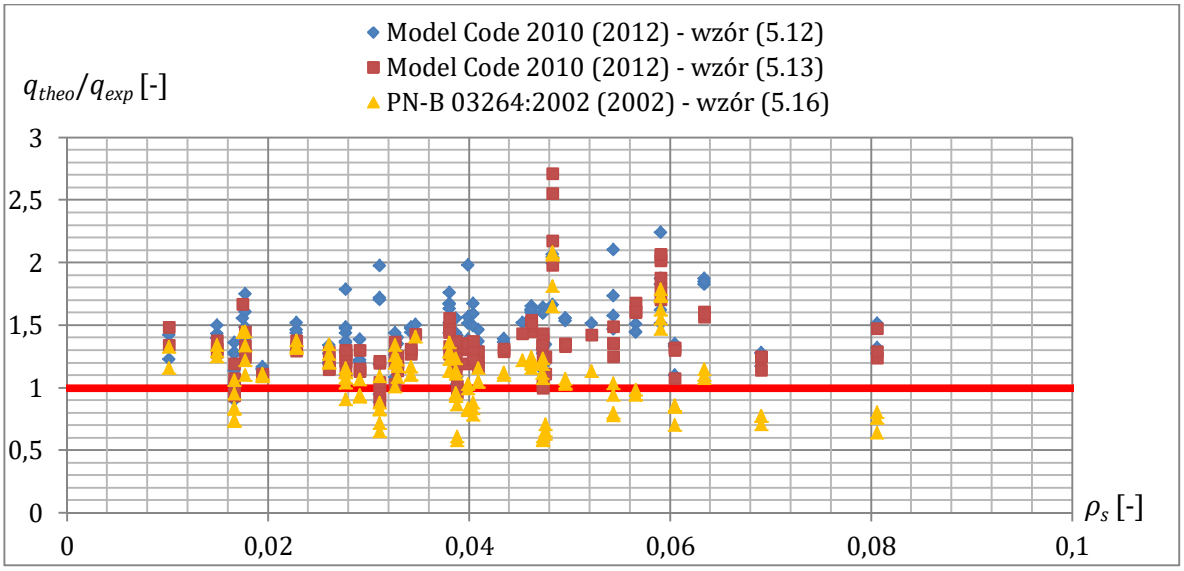


Rysunek 5.20 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla wzorów normowych w zależności od wartości R dla próbek zbrojonych z bazy dotychczasowych badań



Rysunek 5.21 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla wzorów normowych w zależności od objętościowego stopnia zbrojenia dla próbek zbrojonych z bazy dotychczasowych badań

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 5.22 Wartość q_{theo}/q_{exp} dla wzorów normowych w zależności od objętościowego stopnia zbrojenia dla próbek zbrojonych z bazy dotychczasowych badań

Norma	Wzór	Średnia wartość q_{theo}/q_{exp}	Przeciętny błąd względny
Model Code 2010 (2012)	(5.12)	1.46	46.8%
Model Code 2010 (2012)	(5.13)	1.34	34.7%
PN-B-03264:2002 (2002)	(5.16)	1.09	23.1%

Tabela 5.22 Średnie wartości q_{theo}/q_{exp} i przeciętnego błędu względnego dla wzorów normowych dla próbek zbrojonych znajdujących się w bazie dotychczasowych badań

Na podstawie powyższych wyników można stwierdzić, że norma *PN-B-03264:2002* (2002) podaje dokładniejsze wartości wytrzymałości niż *Model Code 2010* (2012) dla próbek w bazie dotychczasowych badań. Spośród możliwych interpretacji zapisów *Model Code 2010* (2012), bliższe rezultatom badań wyniki otrzymuje się przy użyciu wzoru (5.10). Jednak średni stosunek i przeciętny błąd tego wzoru są bardzo duże.

5.2.8. *Wnioski z analizy elementów zbrojonych*

Z powyższych wyników analizy bazy elementów zbrojonych można postawić następujące wnioski:

a. Wzrost wytrzymałości na ściskanie powoduje spadek stosunku q/f_c.
b. Uwzględnienie wpływu zastosowanego zbrojenia w sposób niezależny od wytrzymałości betonu (wzór 5.6), nie powoduje znacznie większego błędu niż uwzględnienie wpływu wytrzymałości betonu.
c. Baza dostępnych wyników badań jest mniejsza niż dla elementów niezbrojonych. Charakteryzuje się ona nierównomiernym rozkładem liczby próbek w poszczególnych przedziałach stosunku R.
d. Na podstawie analizy zaproponowanych wzorów uwzględniających wpływ liczby próbek w poszczególnych przedziałach wytrzymałości na ściskanie, stosunku R i objętościowego stopnia zbrojenia ρ_s przy wzroście wytrzymałości na ściskanie nie zaobserwowano wzrostu wartości różnicy wytrzymałości na docisk między elementem zbrojonym i niezbrojonym.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

e. Do tej pory badania docisku w elementach zbrojonych spiralą prowadzone były wyłącznie na betonie zwykłym.
f. Dla betonu zwykłego (do wytrzymałości na ściskanie 50 MPa) różnica między wytrzymałością betonu na docisk elementu zbrojonego spiralą a wytrzymałością na docisk elementu o identycznych parametrach, ale niezbrojonego, nieznacznie maleje.
g. Wzór (5.13) z *PN-B-03264:2002* (2002) stosunkowo dobrze opisuje wartość wytrzymałości na docisk.
h. Wzory (5.9) i (5.10) będące możliwymi interpretacjami zapisów w *Model Code 2010* (2012) podają zawyżoną wartość wytrzymałości na docisk w stosunku do wyników badań próbek znajdujących się w bazie. Średni stosunek q_{theo}/q_{exp} przekracza w obu przypadkach 1.34, a przeciętny błąd względny jest większy niż 34%. Bardziej korzystny wzór ma postać (5.10).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

6. WŁASNE BADANIA DOŚWIADCZALNE

Analizy przeprowadzone w poprzednich rozdziałach wskazują jednoznacznie na bardzo małą liczbę wyników badań doświadczalnych wytrzymałości na docisk dla elementów niezbrojonych z betonów wysokiej wytrzymałości oraz brak informacji na temat zachowania się elementów zbrojonych poddanych dociskowi. Wykazano również, że beton wysokiej wytrzymałości może zachowywać się w inny sposób przy poddaniu go obciążeniu ściskającemu na ograniczonej powierzchni. Na podstawie przeglądu literatury dotyczącej skrępowania betonu, można wyciągnąć przypuszczenie, że stal zbrojeniowa krępująca beton wysokiej wytrzymałości nie ulega uplastycznieniu przy obciążeniu powierzchni betonu dociskiem. W normach budowlanych brak jest odpowiednich wzorów do obliczenia nośności na docisk elementów z BWW posiadających zbrojeniem w tej strefie.

W celu zwiększenia wiedzy na temat powyższych zagadnień i ustalenia dokładniejszych zależności do określania wytrzymałości, a co za tym idzie nośności na docisk w elementach niezbrojonych i zbrojonych przeprowadzono badania elementów walcowych poddanych (miejscowemu) ściskaniu na ograniczonej powierzchni podstawy. Eksperymenty wykonano w Laboratorium Badawczym Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych na Politechnice Krakowskiej.

6.1. PROGRAM BADAŃ

Program badań mający na celu określenie zachowania się betonów wysokiej wytrzymałości poddanych dociskowi, ze szczególnym uwzględnieniem oznaczenia wytrzymałości na docisk i naprężeń w zbrojeniu spiralnym był następujący:

a. Wykonanie próbnych badań na dwóch elementach niezbrojonych i czterech zbrojonych poddanych dociskowi. Elementy wykonane były z betonu wysokiej wytrzymałości. Przeprowadzono dodatkowo badania wytrzymałości betonu na ściskanie oraz badanie wytrzymałości na rozciąganie stali zbrojeniowej. Uzyskana wytrzymałość na ściskanie w chwili badania wynosiła około 95 MPa.
b. Wykonanie głównych elementów badawczych z trzech rodzajów betonu o wytrzymałościach na ściskanie: około 50 MPa, około 70 MPa i 100 MPa. Próbki z betonu o wytrzymałości około 50 MPa miały kształt walca o średnicy 200 mm i wysokości 400 mm. Próbki te zostały wykonane głównie w celu nawiązania wyników badań do dotychczasowych badań docisku. Elementy z pozostałych dwóch betonów były wykonane jako walce o średnicy 200 mm i wysokości 400 mm lub o średnicy 252 mm i wysokości 504 mm. Takie wymiary zapewniały zachowanie stosunku $h/d \geq 2$. Elementy mogły być niezbrojone lub zbrojone spiralą. W przypadku elementów z betonu o f_c równej około 50 MPa średnica rdzenia spirali mogła mieć dwa rozmiary, natomiast pręt spirali miał zawsze 10 mm średnicy. Próbki z BWW posiadały różne wymiary: średnicy pręta spirali oraz średnicy rdzenia spirali.
c. Przygotowanie elementów do badań.
d. Przeprowadzenie badań niszczących próbek eksperymentalnych poddanych dociskowi w celu określenia zachowania się tych elementów pod obciążeniem.
e. Określenia parametrów mieszanki betonowej (konsystencji) oraz właściwości mechanicznych stali i betonu. Dla stwardniałego betonu przeprowadzono badania:

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

- wytrzymałości na ściskanie po około 28 dniach od betonowania, określanej na walcach,
- wytrzymałości na ściskanie w czasie wykonywania badań głównych elementów (określanej na walcach i kostkach),
- badanie modułu sprężystości wraz z określeniem krzywej naprężenie-odkształcenie dla betonu w trakcie trwania badań głównych,
- wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupaniu w czasie wykonywania badań głównych elementów (badanie wykonane na kostkach),
- wytrzymałości na rozciąganie osiowe i energii pękania w czasie wykonywanie badań głównych (badanie wykonane na walcach).

6.2. BADANIA WSTĘPNE

6.2.1. CELE BADAŃ WSTĘPNYCH

Główne cele badań wstępnych to:

- wstępne określenie zachowania BWW przy obciążeniu dociskiem,
- określenie wpływu wielkości powierzchni docisku na naprężenia i odkształcenia w kolejnych pętlach spirali, tak aby wyznaczyć optymalną liczbę czujników na kolejnych poziomach spirali,
- zaobserwowanie problemów wykonawczych i badawczych oraz znalezienie poprawnych rozwiązań, które mogłyby mieć zastosowanie w badaniach głównych.

6.2.2. UŻYTE MATERIAŁY

6.2.2.1. Beton

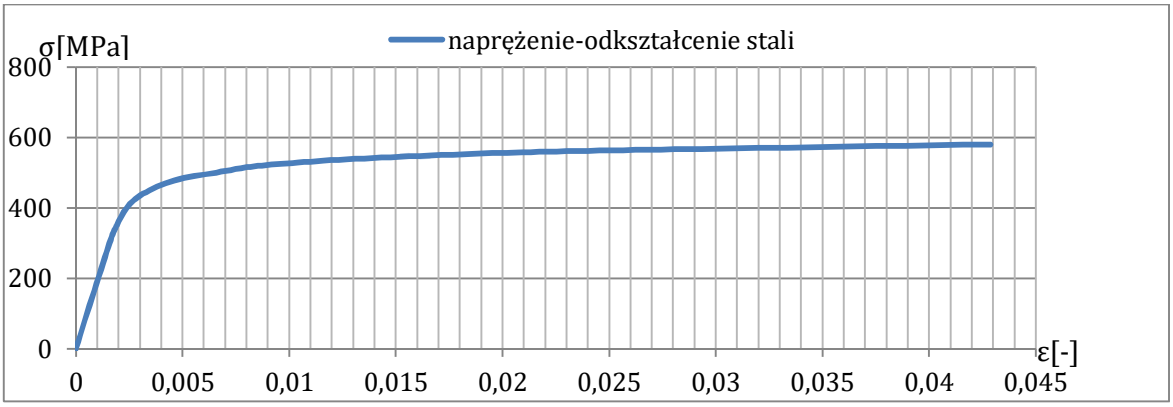
W elementach badanych w trakcie wstępnych testów użyto betonu, który w chwili badań osiągnął wytrzymałość na ściskanie wynoszącą 95 MPa. Receptura betonu oparta była na danych z pracy *Kozińskiego* (2011). Jednak podczas badania wytrzymałości na ściskanie próbki ulegały zniszczeniu w obszarze, w którym znajdowało się więcej zaprawy cementowej niż kruszywa grubego. Rozsegregowanie było widoczne na odłamkach betonu powstałych po przeprowadzeniu badania.

6.2.2.2. Stal zbrojeniowa

Spirale zastosowane w próbkach były ze stali A-IIIN gatunku B500B o średniej granicy plastyczności podanej przez producenta wynoszącej 542 MPa i wytrzymałości 631 MPa. Pręty miały średnice 10 mm. Spirale wykonane zostały na giętarce automatycznej, a następnie stabilizowane podłużnym prętem o średnicy 6 mm.

W celu sprawdzenia parametrów stali wykonano jej badania w maszynie Zwick-Roell Z1200. Stal posiadała umowną granicę plastyczności równą 478 MPa, wytrzymałość na rozciąganie 594 MPa i moduł Younga 191 GPa. Wartości te odbiegały od danych dostawcy stali. Rysunek 6.1 przedstawia wykres zależności naprężenie-odkształcenie tych prętów.

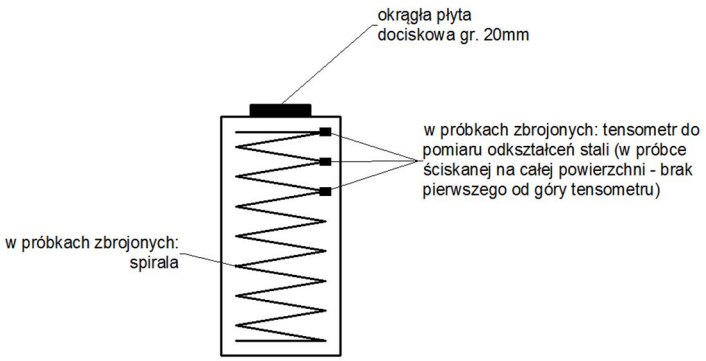
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 6.1 Zależność naprężenie-odkształcenie dla stali użytej w badaniach wstępnych

6.2.3. *ELEMENTY BADAWCZE*

W celu wstępnego określenia pracy elementów z BWW poddanych dociskowi przeprowadzono badania na 6 elementach walcowych o średnicy 200 mm i wysokości około 400 mm. Schemat próbek został przedstawiony na rysunku 6.2. Opis badanych elementów podano w tabeli 6.1. W elementach zbrojonych spirala była wykonana z pręta Ø10 mm, średnica rdzenia wynosiła 160 mm, a skok 50 mm. Opis oznaczenia 0-n-R-d.c nazw próbek próbek jest następujący: 0 – seria próbna, n – kolejny numer próbki, R – wartość stosunku R dla docisku, d_c – średnica rdzenia spirali.



Rysunek 6.2 Schemat próbki użytej w badaniach wstępnych

L. p.	Oznaczenie	R	D_0 [mm]	zbrojenie	Liczba czujników na spirali
1	0-1-2.3	2.3	132	nie	-
2	0-2-6.0	5.95	82	nie	-
3	0-3-1.0-160	1.0 (ściskanie)	200	tak	2
4	0-4-4.0-160	4.0	100	tak	3
5	0-5-2.3-160	2.3	132	tak	3
6	0-6-6.0-160	6.0	82	tak	3

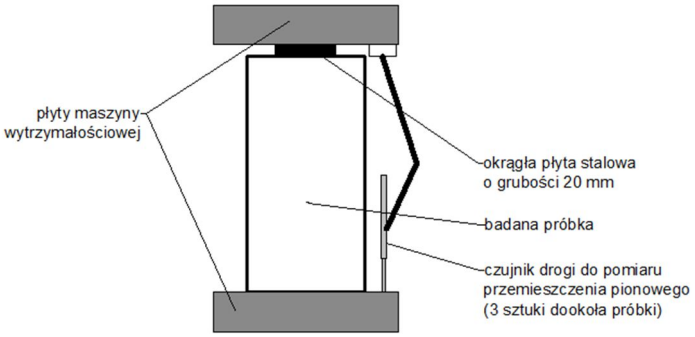
Tabela 6.1 Zestawienie elementów do badań wstępnych

6.2.4. *METODYKA BADAŃ*

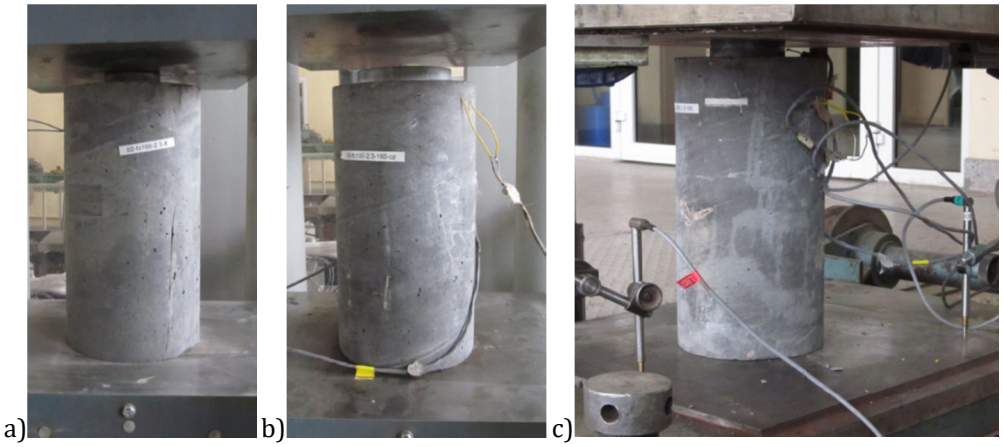
Wszystkie elementy badane były do zniszczenia. W przypadku elementów niezbrojonych sterowanie maszyną polegało na ustaleniu stałej prędkości wysunięcia tłoka, natomiast w elementach zbrojonych sterowanie odbywało się ze stałym przyrostem siły. Siła była przykładana z prędkością około 0.5 MPa/s. W trakcie badania aparatura dokonywała pomiaru wysunięcia tłoka lub przemieszczenia trawersu oraz odkształceń tensometrów

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

przyklejonych na pętlach spirali. Schemat stanowiska badawczego przedstawia rysunek 6.3. Dla elementów niezbrojonych pomiar wysunięcia tłoka mierzony był bezpośrednio w maszynie, natomiast dla elementów zbrojonych skrócenie próbki mierzone było za pomocą trzech czujników drogi. Zdjęcia (rys. 6.4) prezentują niektóre analizowane elementy na stanowisku badawczym.



Rysunek 6.3 Schemat stanowiska badawczego dla badań wstępnych



Rysunek 6.4 Walcowe elementy wstępne na stanowisku badawczym

6.2.5. WYNIKI BADAŃ WSTĘPNYCH

Tabela 6.2 przedstawia wyniki badań elementów, gdzie F_{Ru} to siła niszcząca, q to wytrzymałość na docisk, u to przemieszczenie tłoka, $F_{Ru\text{-}p1}$, $F_{Ru\text{-}p2}$, $F_{Ru\text{-}p3}$ to siła docisku w chwili zniszczenia czujnika (lub siła niszcząca element) tuż przed zniszczeniem tensometru mierzącego odkształcenia na kolejnych trzech pętlach spirali. $\sigma_{s.p1}$, $\sigma_{s.p2}$, $\sigma_{s.p3}$ to naprężenie w spirali w chwili występowania odpowiedniej siły $F_{Ru\text{-}pi}$ (naprężenie to liczone jest przy założeniu, że w chwili rozpoczęcia badania wynosi ono 0), q_{rys} to naprężenie pod powierzchnią docisku w chwili zarysowania, F_{rys} to siła rysująca, a $F_{Ru,theo}$ to nośność elementu obliczona według wzoru (6.1) dla próbek wszystkich elementów prócz 0-3-1.0-160 lub (6.2) dla 0-3-1.0-160, który był ściskany na całej powierzchni. Wykres (rys. 6.5) przedstawia zależność skrócenia elementu od naprężenia pod powierzchnią docisku, natomiast wykresy (rys. 6.6 do 6.9) przedstawiają wartości odkształceń w kolejnych pętlach spirali. Wartość $\varepsilon(f_y)$ jest wartością odkształcenia stali w chwili uplastycznienia. Podczas badania próbek 0-4- 4.0-160 i 0-6- 6.0-160 po osiągnieciu maksymalnej siły beton ulegał dalszemu miażdżeniu aż do momentu, gdy krążek dociskowy został całkowicie wciśnięty w beton (rys. 6.10). Próbka 0-1-2.3 nie posiadała typowego stożka pod powierzchnią docisku (rys. 6.11).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

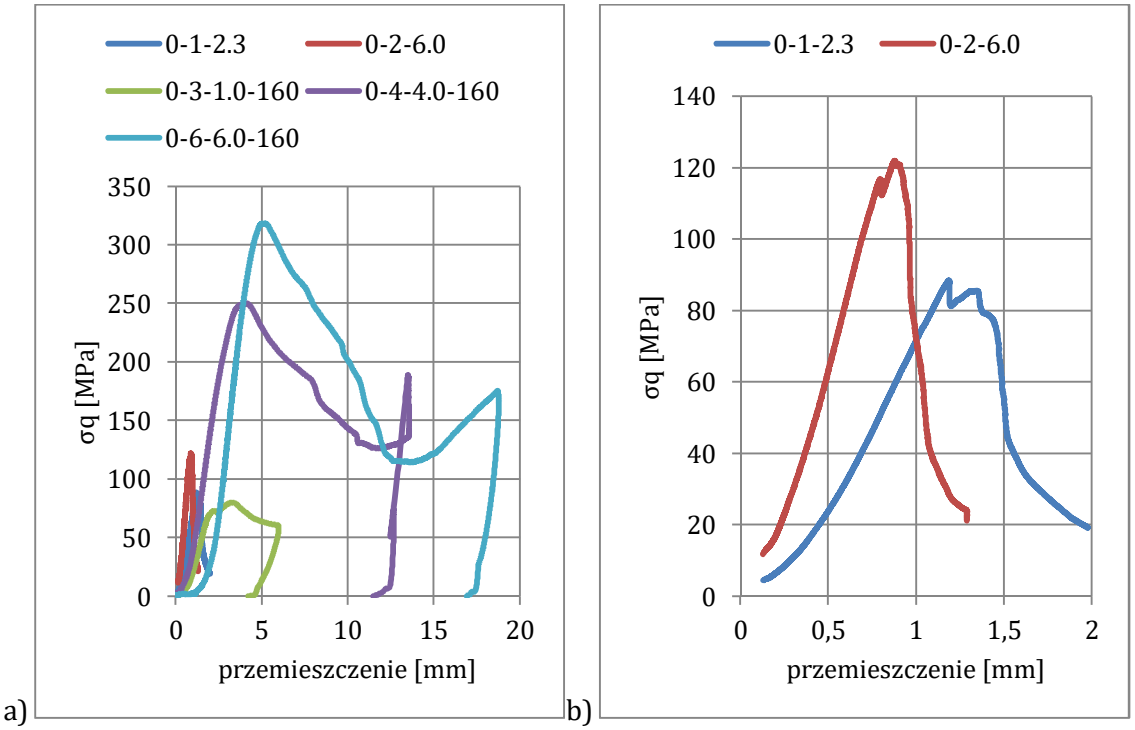
$$F_{Ru,theo} = 0.8\sqrt{R} \cdot f_c A_{c0} + 4 \cdot \frac{\rho_s f_y}{2}\left(1 - \frac{s}{d_c}\right) A_{core} \quad (6.1)$$

$$F_{Ru,theo} = f_c A_{core} + 4 \cdot \frac{\rho_s f_y}{2}\left(1 - \frac{s}{d_c}\right) A_{core} \quad (6.2)$$

Próbka	0-1-2.3	0-2-6.0	0-3-1.0-160	0-4-4.0-160	0-5-2.3-160	0-6 -6.0-160
f_c [MPa]	95	95	95	95	95	95
d [mm]	200	200	200	200	200	200
d_0 [mm]	132	82	200	100	132	82
R [-]	2.30	5.95	1.00	4.00	2.30	5.95
A_{c0} [mm^2]	13684.8	5281.0	31415.9	7854.0	13684.8	5281.0
F_{Ru} [kN]	1210.4	644.8	2510.8	1966.0	2368.8	1682.2
q [MPa]	88.5	122.1	79.9	250.3	173.1	318.5
q/f_c [-]	0.9	1.3	0.8	2.6	1.8	3.4
$u(F_{Ru})$ [mm]	1.184	0.750	3.319	4.046	-	5.123
$F_{Ru\text{-}p1}$	-	-	2510.8	1910.7*	2368.8	1682.2
$\sigma_{s.p1}$	-	-	-	480.6	460.4	431.1
$F_{Ru\text{-}p2}$	-	-	2510.8	1966.0	2303.3*	1682.2
$\sigma_{s.p2}$	-	-	265.5	469.0	420.0	433.0
$F_{Ru\text{-}p3}$	-	-	2150.5*	1966.0	1994.4*	1682.2
$\sigma_{s.p3}$	-	-	450.1	477.0	309.8	410.4
q_{rys}	-	-	60.8	-	-	-
F_{rys}	-	-	1922.5	-	-	-
$F_{Ru,theo}$	1575.8	978.9	2426.9	1710.6	2092.6	1495.7
$F_{Ru,theo}/F_{Ru}$	1.30	1.52	0.97	0.87	0.88	0.89

* - siła mniejsza niż siła niszcząca

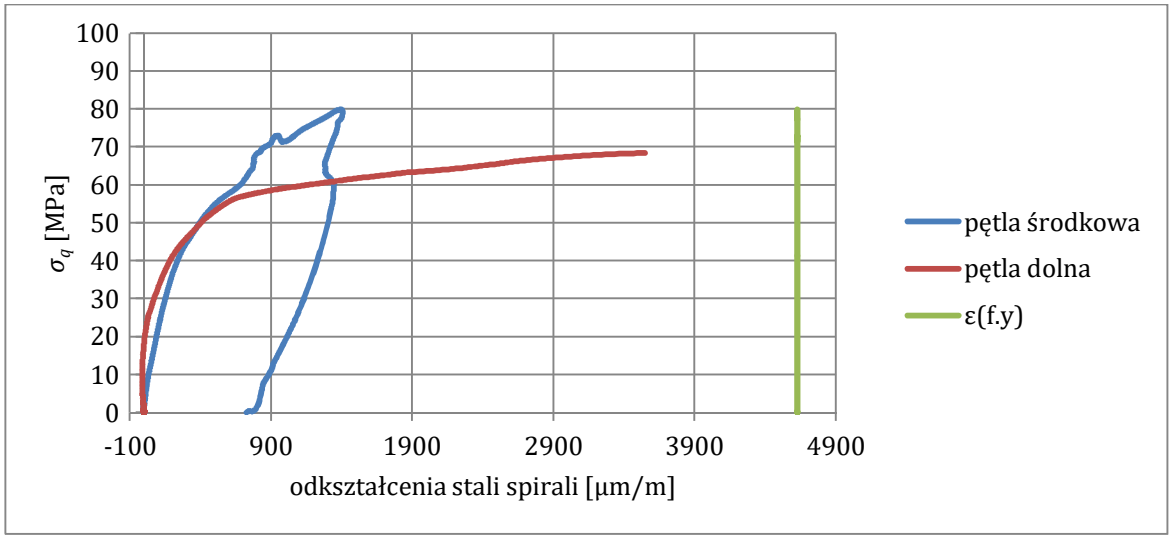
Tabela 6.2 Wyniki badań wstępnych



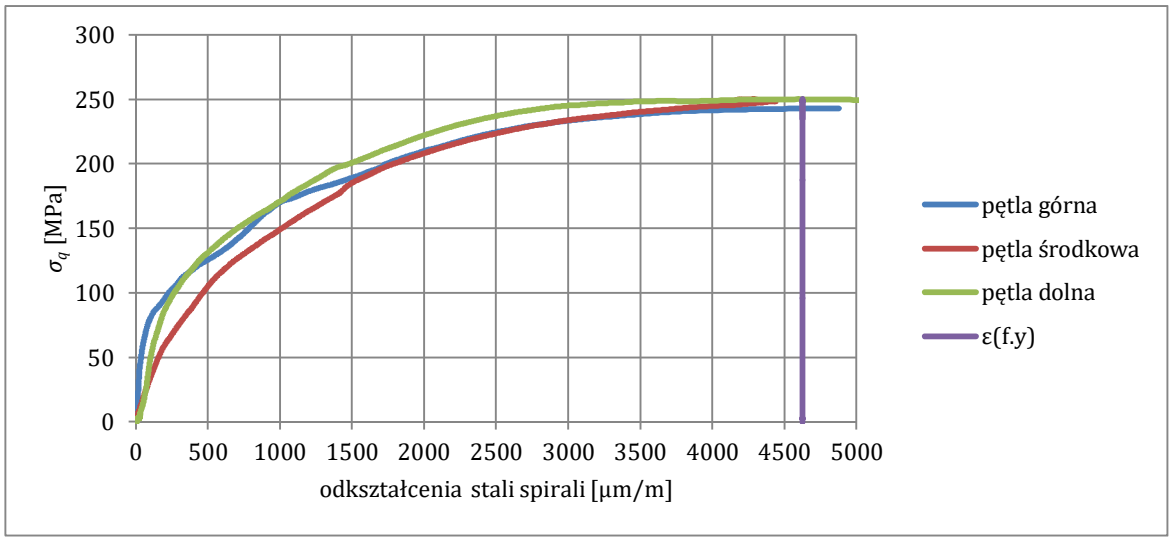
a) b)

Rysunek 6.5 Zależność skrócenia elementu i naprężenia pod powierzchnią docisku: a) dla wszystkich elementów poza 0-5-2.3-160, b) dla elementów niezbrojonych

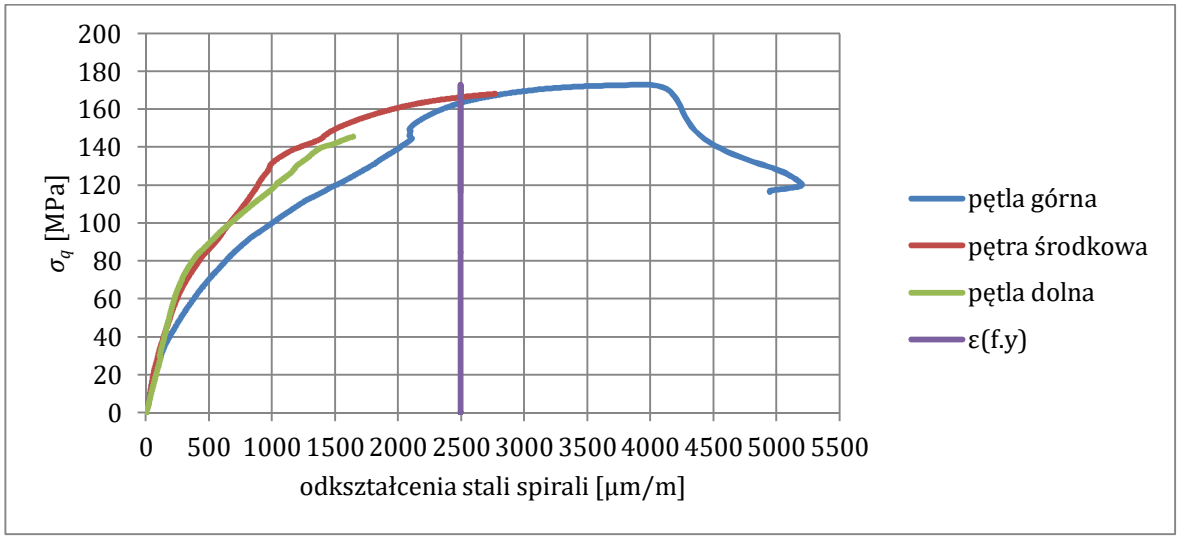
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 6.6 Zależność między naprężeniem pod powierzchnią docisku i odkształceniem w kolejnych pętlach spirali elementu 0-3-1.0-160

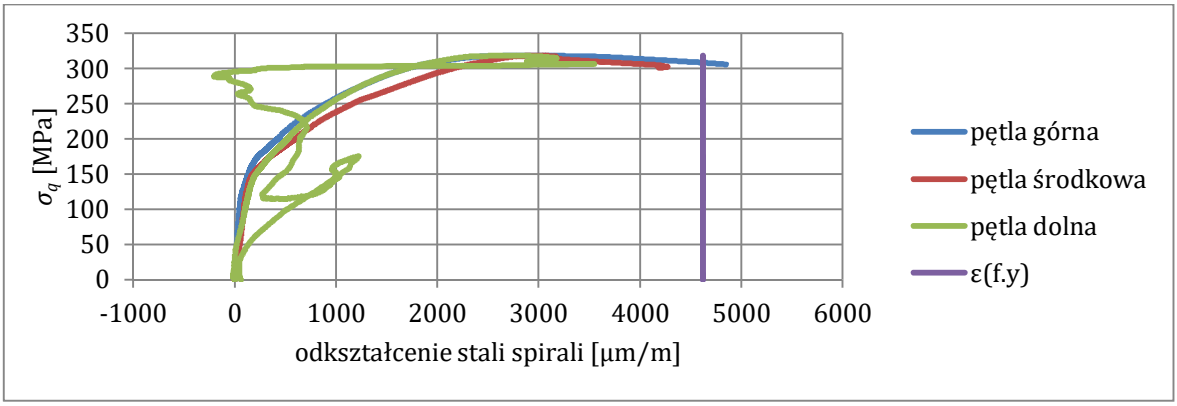


Rysunek 6.7 Zależność między naprężeniem pod powierzchnią docisku i odkształceniem w kolejnych pętlach spirali elementu 0-4-4.0-160



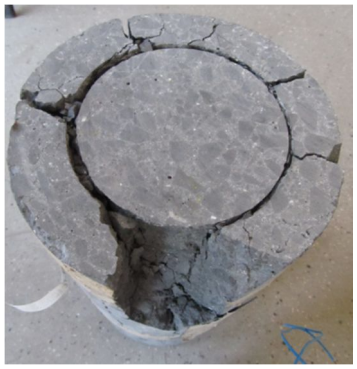
Rysunek 6.8 Zależność między naprężeniem pod powierzchnią docisku i odkształceniem w kolejnych pętlach spirali elementu 0-5 -2.3-160

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 6.9 Zależność między naprężeniem pod powierzchnią docisku i odkształceniem w kolejnych pętlach spirali elementu 0-6-6.0-160

Rysunek 6.10 Krążek dociskowy wciśnięty w próbkę



Rysunek 6.11 Brak typowego stożka w elemencie 0-1-2.3

6.2.6. *WNIOSKI Z BADAŃ WSTĘPNYCH*

Na podstawie badań wstępnych i uzyskanych z nich wyników można stwierdzić, że:

a. Wytrzymałość na docisk badanych elementów niezbrojonych z betonu o wytrzymałości na ściskanie około 95 MPa jest znacznie niższa od obliczonej przy pomocy wzorów dostępnych w literaturze.
b. W dwóch badanych elementach obciążanych stałą prędkością wysunięcia tłoka, dochodziło do dwuetapowego zniszczenia (rys. 6.5b).
c. Zbrojenie spiralne znacznie zwiększa wytrzymałość na docisk. Zastanawiający jest fakt uzyskiwania stosunkowo dużych wytrzymałości na docisk dla elementów zbrojonych. Może to wynikać z tego, że docisk przyłożony był do elementów w obszarze, w którym znajdowało się więcej kruszywa grubego niż zaprawy cementowej, co było efektem pewnego rozsegregowania się mieszanki betonowej.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

d. W niektórych elementach poddanych dociskowi naprężenia w pętlach spirali nie przekraczały granicy plastyczności stali w chwili osiągnięcia nośności na docisk.
e. W dalszych badaniach korzystne jest stosowanie tensometrów na trzech pętlach spirali.
f. W kolejnych eksperymentach należy poprawić połączenie tensometrów ze stalą spirali, aby uzyskiwać wyniki przy większym zakresie obciążenia.

6.3. BETON

6.3.1. UŻYTE RODZAJE BETONU I SKŁAD MIESZANEK BETONOWYCH

W ramach prowadzonych badań zostały użyte trzy rodzaje betonów:

- beton zwykły o wytrzymałości na ściskanie około 50 MPa – oznaczenie: beton A,
- BWW o wytrzymałości na ściskanie około 70 MPa – oznaczenie: beton B,
- BWW o wytrzymałości na ściskanie około 100 MPa – oznaczenie: beton C.

Wszystkie betony zostały wykonane z zastosowaniem kruszywa bazaltowego o wymiarze ziarna do 16 mm. Również we wszystkich typach betonu użyto cementu portlandzkiego CEM I 42.5 R. Projekt mieszanki betonu B został przygotowany dla pracy doktorskiej *Politalskiego* (2015). Skład mieszanek betonowych podano w tablicy 6.3. W przypadku betonu B zastosowano superplastyfikator MasterGlenium SKY 578 firmy BASF, a do betonu C dodano superplastyfikator Chryso Fluid Optima 292. W tablicy 6.4 podano klasy konsystencji mieszanki betonowej wraz z wartościami opadu stożka. Mimo stosunkowo dużej wartości opadu stożka dla mieszanki betonu C, charakteryzowała się ona dużą lepkością i wymagała użycia sprawnych wibratorów do zagęszczenia. Beton A wykonany był w mieszalniku znajdującym się na terenie Politechniki Krakowskiej, natomiast betony B i C zostały przygotowane przez wytwórnie betonu i przetransportowane do miejsca betonowania na Politechnice Krakowskiej.

Beton	A	B	C
Docelowa wytrzymałość na ściskanie w chwili przeprowadzania badań	50 MPa	70 MPa	100 MPa
Piasek 0-2 mm [kg/m^3]	693	660	643
Grys bazaltowy 2-8 mm [kg/m^3]	643	617	604
Grys bazaltowy 8-16 mm [kg/m^3]	643	720	700
Cement CEM I 42.5 R [kg/m^3]	360	390	465
Pył krzemionkowy – Silimic –Huta Łaziska [kg/m^3]	-	-	46.50 (10% m. cem.)
Woda zarobowa [kg/m^3]	180	142	114
Superplastyfikator [kg/m^3]	-	4.68 (1.2% m. cem.)	10.30 (2.0% m. cem.)
Opóźniacz wiązania Chryso Tard CHR [kg/m^3]	-	0.70 (0.18% m. cem.)	1.44 (0.30% m. cem.)
W/C	0.50	0.38*	0.26*
W/S	0.50	0.38*	0.24*

* z uwzględnieniem wody zawartej w superplastyfikatorze i opóźniaczu wiązania.

Tabela 6.3 Składy mieszanek betonów użytych w badaniach

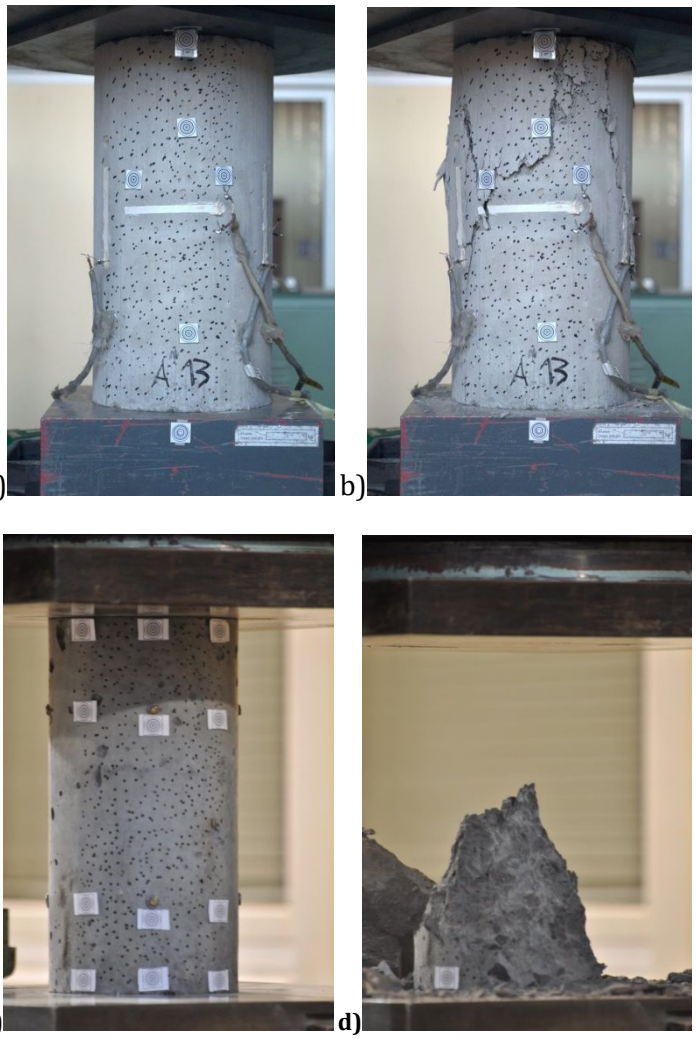
Mieszanka betonowa	A	B	C
Opad stożka	10 cm	10 cm	16 cm
Klasa konsystencji	S3	S3	S4

Tabela 6.4 Konsystencja mieszanek betonowych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

6.3.2. *WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE BETONÓW ZWIĄZANE ZE ŚCISKANIEM*

Betony użyte do wykonania elementów badawczych, zostały przetestowane w celu określenia właściwości mechanicznych. Większość badań została wykonana w okresie prowadzania eksperymentów na elementach głównych. Po około 28 dniach od betonowania sprawdzono jedynie wytrzymałość na ściskanie na próbkach walcowych $f_{c,28}$. W czasie prowadzenia eksperymentów na podstawowych elementach badawczych wykonano również testy mające na celu określenie wytrzymałości na ściskanie określanej na walcach (f_c) i kostkach ($f_{c,cube}$) oraz modułu sprężystości E_{cm}. Przy wyznaczaniu modułu sprężystości określono również zależność σ_c-ε_c dla poszczególnych betonów. Badania wytrzymałości na ściskanie wykonano zgodnie z odpowiednimi zaleceniami normowymi *PN-EN 12390-3:2011* (2011). Elementy walcowe miały średnicę 150 mm i wysokość 300 mm. Kostki natomiast były sześcianami o boku 150 mm. Zdjęcia (rys. 6.12) przedstawiają wybrane próbki podczas i po badaniu wytrzymałości na ściskanie.



Rysunek 6.12 Próbki poddane badaniu na ściskanie: a) próbka z betonu A w trakcie badania, b) po zniszczeniu, c) próbka z betonu C w trakcie badania, d) po badaniu

6.3.2.1. Wytrzymałość na ściskanie

Wartości poszczególnych wytrzymałości na ściskanie podano w tabeli 6.5. Na podstawie tych wyników można stwierdzić, że beton C charakteryzował się najgorszą jednorodnością.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Beton	A			B			C		
Parametr	$f_{c,28}$	f_c	$f_{c,cube}$	$f_{c,28}$	f_c	$f_{c,cube}$	$f_{c,28}$	f_c	$f_{c,cube}$
$\bar{x}$ [MPa]	53.05	53.41	56.59	68.05	69.39	74.67	94.50	99.84	96.15
n [szt.]	4	9	6	4	8	4	4	7	4
s [MPa]	1.34	1.84	3.38	2.82	2.67	2.88	2.99	6.71	12.61
v	2.5%	3.4%	6.0%	4.2%	3.8%	3.9%	3.2%	6.7%	13.1%

Tabela 6.5 Parametry rozkładu różnych wytrzymałości na ściskanie betonów zastosowanych w badaniach

6.3.2.2. Moduł sprężystości

Każdy z wykorzystanych betonów posiadał w swoim składzie kruszywo bazaltowe. Zastosowanie tego kruszywa miało znaczny wpływ na moduł sprężystości. Wartości tego modułu podano w tablicy 6.6 i porównano z wartościami $E_{cm(theo)}$ uzyskanymi na podstawie normowego wzoru (3.5). Porównanie to pokazuje, że wartości uzyskane według wzoru normowego najbardziej odbiegają dla najsłabszego z badanych betonów.

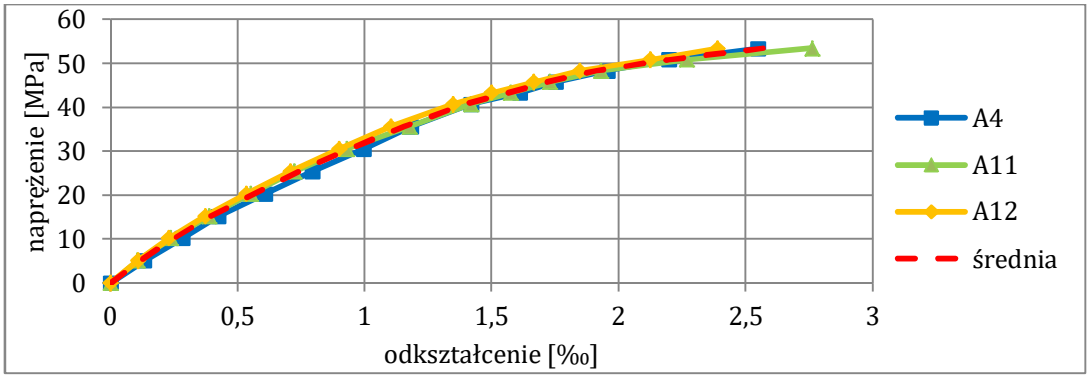
	Beton		
Parametr $E_{cm(exp)}$	A	B	C
$\bar{x}$ [GPa]	41.08	46.89	54.34
n [szt.]	4	4	3
s [GPa]	1.26	1.29	0.45
v	3.1%	2.7%	0.8%
$E_{cm(theo)}$ [GPa]	45.10	49.21	55.55
$E_{cm(theo)}/E_{cm(exp)}$ [-]	1.10	1.05	1.02

Tabela 6.6 Parametry rozkładu modułów sprężystości betonów zastosowanych w badaniach oraz wartości obliczone ze wzorów normowych

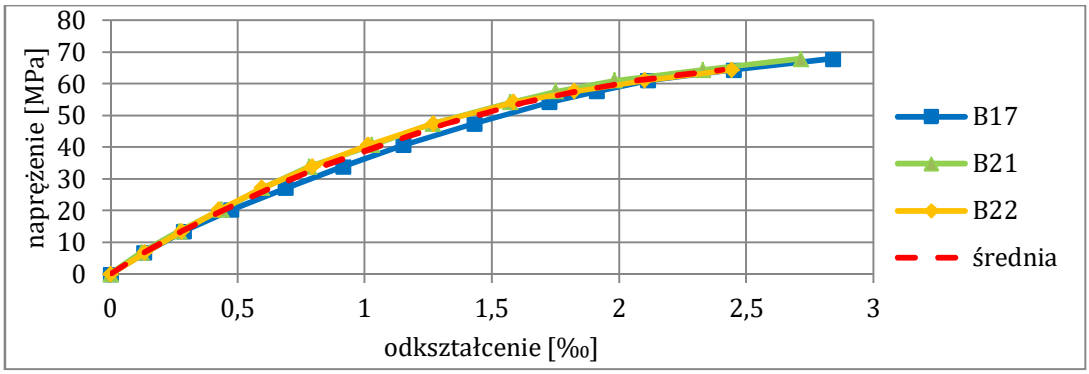
6.3.2.3. Zależność naprężenie-odkształcenie dla betonu podczas ściskania

Równolegle do wyznaczenia modułu sprężystości wykonano badanie z użyciem czujników nasadowych mające na celu określenie zależności naprężenie-odkształcenie dla poszczególnych betonów. Wykresy (rys. 6.13, 6.14 i 6.15) przedstawiają tę zależność kolejno dla betonu A (f_c = 53.41 MPa), B (f_c = 69.39 MPa) i C (f_c = 99.84 MPa) na bazie wyników poszczególnych próbek. Na podstawie tych krzywych przyjęto orientacyjne wartości odkształcenia (ε_{c1}) w chwili występowania naprężenia równego wytrzymałości na ściskanie (tab. 6.7). Rysunek 6.16 przedstawia zbiorczo tę zależność dla średnich wartości uzyskanych na poszczególnych betonach. Dodatkowo zaprezentowano na tym wykresie krzywe według zaleceń *Model Code 2010* (2012), z uwzględnieniem pozostałych danych z normy jak dla betonu o danym f_c (krzywe koloru zielonego) lub założeniem pozostałych danych zgodnie z rezultatami badań prowadzonych w ramach tej pracy (krzywe koloru niebieskiego). Na poniższych wykresach wyniki z badań doświadczalnych nie zostały przedstawione dla wartości bliskich f_c z powodu trudności z uzyskaniem pomiaru niedługo przed zniszczeniem próbki.

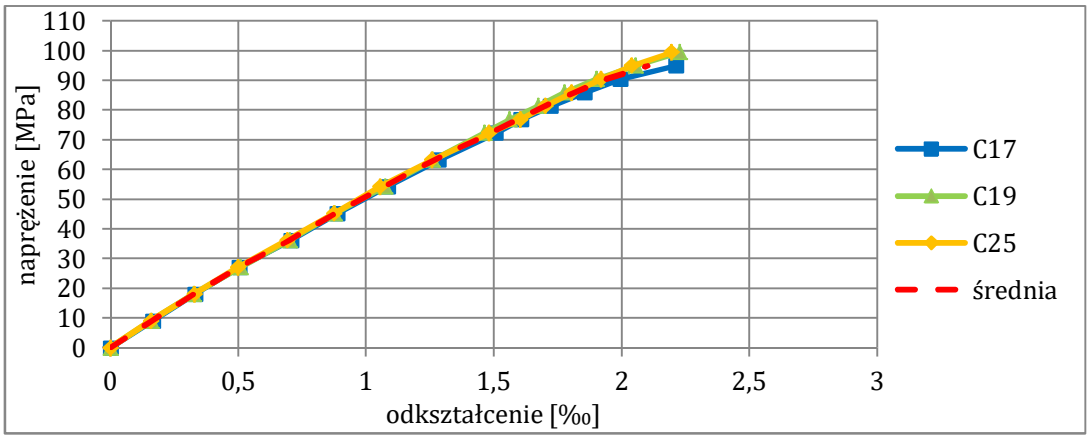
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 6.13 Zależność naprężenie-odkształcenie dla betonu A (f_c = 53.41 MPa) przy ściskaniu według badań próbek

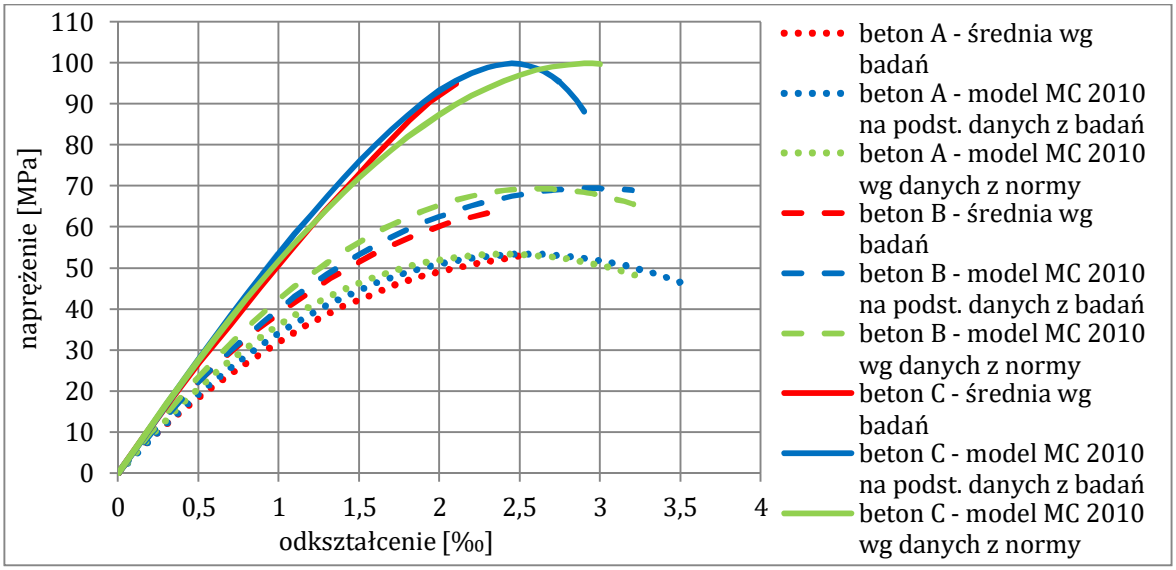


Rysunek 6.14 Zależność naprężenie-odkształcenie dla betonu B (f_c = 69.39 MPa) przy ściskaniu według badań próbek



Rysunek 6.15 Zależność naprężenie-odkształcenie dla betonu C (f_c = 99.84 MPa) przy ściskaniu według badań próbek

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



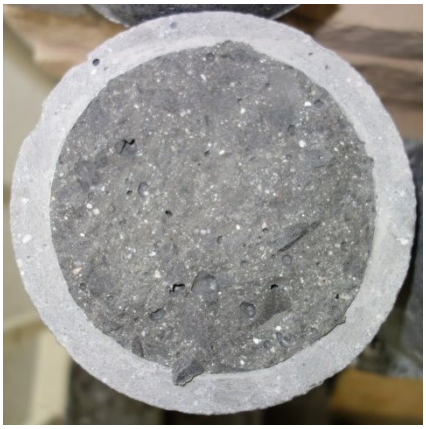
Rysunek 6.16 Zależność naprężenie-odkształcenie przy ściskaniu dla poszczególnych betonów z porównaniem do modeli normowych

Beton	A	B	C
f_c [MPa]	53.41	69.39	99.84
ε_{c1} [‰]	2.55	2.95	2.45

Tabela 6.7 Odkształcenie betonu przy naprężeniach równych wytrzymałości na ściskanie

6.3.3. WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE BETONÓW ZWIĄZANE Z ROZCIĄGANIEM

Betony użyte w eksperymentach zostały również przebadane w celu uzyskania informacji na temat zachowania przy rozciąganiu. Wytrzymałość na rozciąganie osiowe (f_{ct}), energię pękania przy rozciąganiu (G_F) określono według zaleceń *RILEM TC 187-SOC* (2007). Badanie to wykonano na walcach o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm z nacięciem w środku wysokości próbki. Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupaniu ($f_{ct,sp}$) określono na kostkach sześciennych o boku 150 mm. Powierzchnię zniszczenia na połowie rozciąganej próbki pokazano na rysunku 6.17.



Rysunek 6.17 Powierzchnia zniszczenia w próbce betonu poddanej rozciąganiu osiowemu

6.3.3.1. Wytrzymałość na rozciąganie

Poniżej (tab. 6.8) przedstawiono parametry rozkładu wartości wytrzymałości na rozciąganie osiowe oraz przy rozłupaniu. Oba badania przeprowadzono w okolicy terminu wykonywania badań na podstawowych elementach badawczych. Podano również stosunek

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

tych dwóch wartości, z którego wynika, że wartość wytrzymałości na rozciąganie określana tymi dwoma sposobami różni się od siebie.

Beton	A			B			C		
Parametr	f_{ct}	$f_{ct,sp}$	$\frac{f_{ct}}{f_{ct,sp}}$	f_{ct}	$f_{ct,sp}$	$\frac{f_{ct}}{f_{ct,sp}}$	f_{ct}	$f_{ct,sp}$	$\frac{f_{ct}}{f_{ct,sp}}$
$\bar{x}$	2.85 MPa	4.15 MPa	0.69	3.31 MPa	4.77 MPa	0.69	4.68 MPa	5.98 MPa	0.78
n [szt.]	3	6	-	3	4	-	3	4	-
s	0.30 MPa	0.48 MPa		0.44 MPa	0.52 MPa		0.39 MPa	0.54 MPa	
v	10.5%	11.6%		13.1%	11.0%		8.4%	9.0%	

Tabela 6.8 Parametry rozkładu wytrzymałości na rozciąganie badanych betonów

6.3.3.2. Odkształcenie betonu w chwili osiągnięcia naprężeń równych wytrzymałości na rozciąganie i energia pękania

Podczas badania wytrzymałości na rozciąganie osiowe prowadzono pomiar odkształceń w pobliżu nacięcia próbki walcowej, a także energii pękania. Wartość odkształcenia w chwili osiągnięcia naprężeń równych wytrzymałości na rozciąganie ($\varepsilon_{t.lim}$) przedstawiono w tabeli 6.9. Wyniki energii pękania z tych badań zostały porównane z wartościami obliczonymi na podstawie *Model Code 2010* (2012) na wykresie (rys. 3.8).

Beton	A		B		C	
Parametr	$\varepsilon_{t.lim}$	G_F	$\varepsilon_{t.lim}$	G_F	$\varepsilon_{t.lim}$	G_F
$\bar{x}$	0.239‰	210 N/m	0.266‰	242 N/m	0.293‰	158 N/m
n [szt.]	3	3	3	3	3	3
s	0.037‰	22.2 N/m	0.067‰	28.6 N/m	0.054‰	29.1 N/m
v	15.3%	10.6%	25.3%	11.8%	18.4%	18.4%

Tabela 6.9 Rozkład parametrów $\varepsilon_{t.lim}$ i G_F dla badanych betonów

6.3.4. PRZYBLIŻONE POMIARY SKURCZU BETONU

Wykonano również pomiary skurczu w beton użytego w elementach badawczych. Skurcz betonów A i B mierzono na beleczkach 100 x 100 x 500 mm. Część z nich była zabezpieczona folią przed utratą wilgoci, w części takie zabezpieczenia nie stosowano. Skurcz dla betonu C mierzony był za pomocą czujników strunowych, które zostały użyte do pomiaru odkształceń podczas badań głównych. Na podstawie tych pomiarów przyjęto przybliżoną wartość skurczu w elementach badawczych. Dokładne wyniki nie są tutaj przedstawiane są jedynie orientacyjne ze względu na trudność określenia wpływu zastosowanych szalunków tekturowych na odprowadzanie wilgoci. Przybliżone wartości skurczu w okresie badań elementów głównych przedstawiono w tabeli 6.10.

Beton	A	B	C
Skurcz [‰]	0.350	0.450	0.834

Tabela 6.10 Orientacyjny skurcz betonu w trakcie badań głównych elementów eksperymentalnych

6.4. STAL ZBROJENIOWA

W elementach badawczych wykorzystano spirale o trzech różnych średnica pręta. Każda spirala była dodatkowo wzmocniona podłużnie dwoma prętami ϕ6 ze stali AIII-N, które

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

były przyspawane do spirali. Celem było zapewnienie odpowiedniego skoku uzwojenia. W próbkach walcowych o średnicy 200 mm i wysokości 400 mm użyto jako zbrojenia pręta o jednej z dwóch średnic: 8 mm lub 10 mm. Spirala z pręta Ø8 mm miała średnicę rdzenia równą 162 mm, a z Ø10 mm – 151 mm lub 137 mm. W walcach o średnicy 252 mm i wysokości 504 mm średnica pręta wynosiła 12 mm a średnica rdzenia 196 mm. Końcowe odcinki skrajnych pętli spirali zostały przyspawane do wcześniejszego odcinka spirali w celu lepszego zakotwienia zbrojenia i uniemożliwienia przedwczesnego zniszczenia spirali podczas badania.

Dla tych prętów wykonano badania statyczne próby rozciągania według metody B normy *PN-EN ISO 6892-1:2010* (2010). Testy wykonano na maszynie Zwick-Roell Z1200. Siła rozciągająca mierzona była wbudowanym w maszynę siłomierzem. Przemieszczenie, a z nim odkształcenie były rejestrowana przy użyciu ekstensometru inkrementalnego skorelowanego z oprogramowaniem maszyny. Badane pręty miały długość 1000 mm, a baza pomiarowa wynosiła 200 mm. Obciążenie sterowane było do granicy plastyczności stałym przyrostem naprężenia wynoszącym 30 MPa/s, natomiast po jej przekroczeniu sterowanie automatycznie było zmieniane na stały przyrost odkształcenia równy 0.003·1/s. W zakresie półki plastycznej przyrost odkształcenia wynosił 0.001·1/s. Wartość modułu sprężystości mierzona była w zakresie od 50 do 300 MPa. Rysunek 6.18 przedstawia pręt w trakcie badania oraz po zniszczeniu. Wartości mechaniczny parametrów prętów poszczególnego rodzaju uzyskane na podstawie badań podano w tabeli 6.11. Wykres (rys. 6.19) przedstawia średnią zależność naprężenie-odkształcenie dla stali zbrojeniowej zastosowanej w elementach badawczych. Wartości naprężeń ograniczone są przez minimalną wytrzymałość pręta w grupie prętów o danej średnicy. Poniższe zależności wykorzystane zostały do modeli numerycznych.

a) b) c) d)

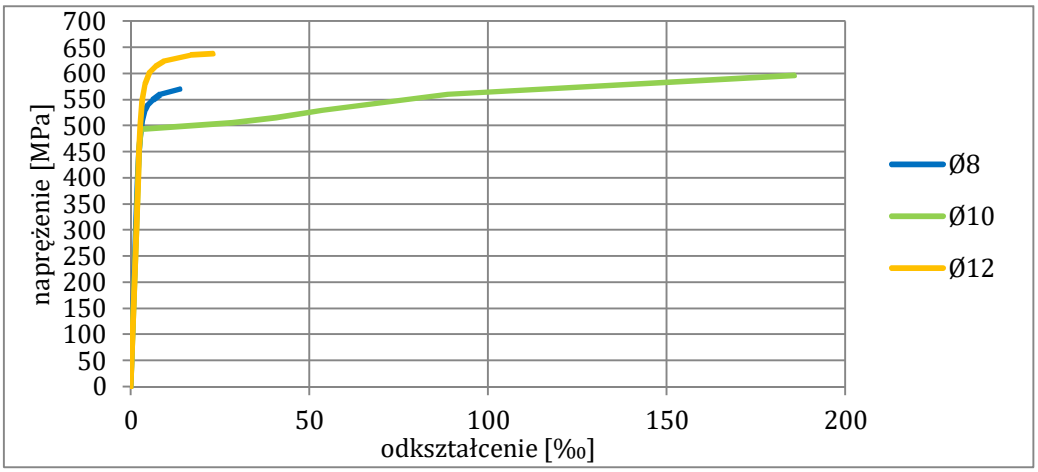
Rysunek 6.18 Badane pręty: a) pręt Ø10 mm podczas badania, b) po badaniu, c) po badaniu - zbliżenie, d) pręt Ø12 mm w trakcie badania

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Średnica pręta [mm]	Gatunek stali	Ilość próbek	f_y [MPa]	E_s [GPa]	R_m [MPa]
8	B500B	8	539.9	191.5	582.1
10	B500B	9	493.2	198.4	605.8
12	B500A	9	602.8	189.8*	641.9

* - wynik modułu sprężystości na podstawie wyników 5 próbek

Tabela 6.11 Wyniki badań mechanicznych stali zbrojeniowej



Rysunek 6.19 Wykresy zależności naprężenie-odkształcenie stali przy rozciąganiu (w ograniczonym zakresie)

6.5. CHARAKTERYSTYKA ELEMENTÓW BADAWCZYCH

W programie badań przewidziano wykonanie 49 rodzajów (uwzględniając sposób obciążenia) elementów, z czego 15 było niezbrojonych, a 34 zbrojone. Ustalono, że każdy rodzaj testowanych próbek zostanie wykonany w trzech egzemplarzach, w celu uzyskania pewnego obrazu statystycznego. Przy uwzględnieniu liczby egzemplarzy danego rodzaju, łącznie przebadano 155 próbek (w tym dwie dodatkowe pod długotrwałym obciążeniem), z czego 48 było niezbrojonych a 107 zbrojonych. Wszystkie wykonane próbki miały kształt walców: Ø200 x 400 mm (35 rodzajów badanych elementów) lub Ø252 x 504 mm (14 rodzajów). Większe walce zostały przygotowane tylko dla betonów B i C. W mniejszych walcach w celu zróżnicowania wpływu różnych czynników stosowano trzy rodzaje spirali:

- z pręta Ø10 mm o średnicy rdzenia 151 mm i skoku 52 mm,
- z pręta Ø10 mm o średnicy rdzenia 137 mm i skoku 52 mm,
- z pręta Ø8 mm o średnicy rdzenia 161 mm i skoku 51 mm (tylko dla elementów z betonu B i C).

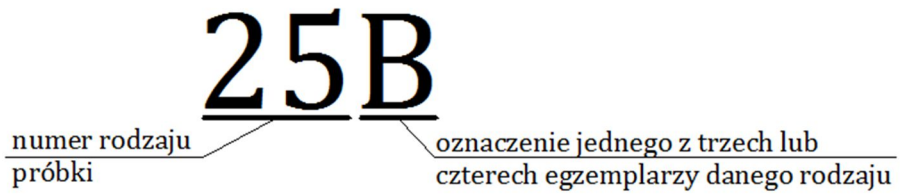
Jak widać, starano się założyć zbliżoną wartość skoku spirali. W próbkach walcowych Ø252 x 504 mm użyto jednego rodzaju spirali z pręta Ø12 mm o średnicy rdzenia 196 mm.

Czujniki zastosowane w lub na próbkach zostały opisane w punkcie 6.5.2.

W celu rozróżnienia próbek przyjęto dwa sposoby oznaczenia:

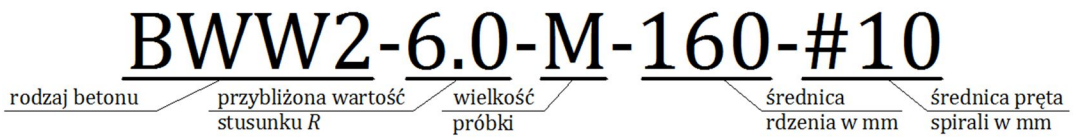
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

A. Numer rodzaju elementu z literowym oznaczeniem egzemplarza:



- numer rodzaju próbki: od 1 do 49
- oznaczenie egzemplarza: A, B, C lub D

B. Oznaczenie rodzaju elementu:



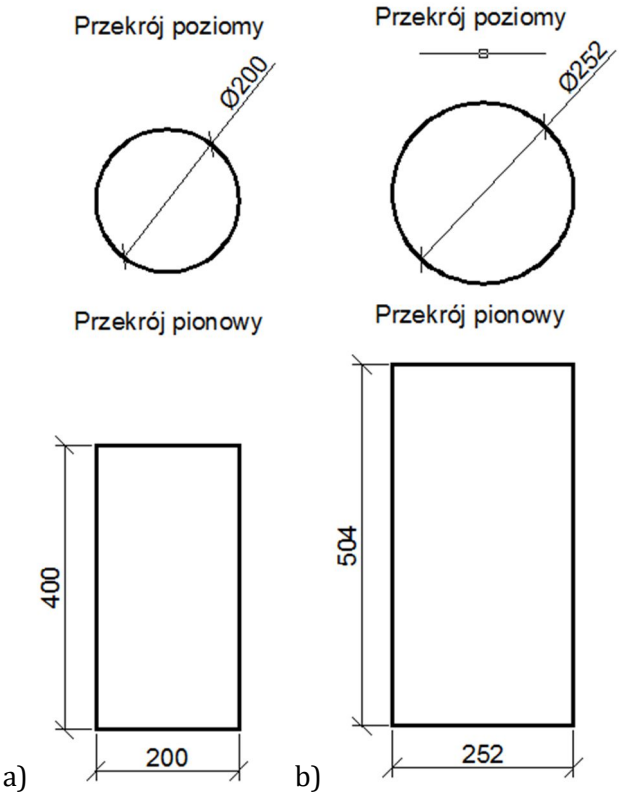
- Rodzaj betonu:
  - BZ – beton A – beton zwykły o wytrzymałości f_c około 50 MPa
  - BWW1 – beton B – beton wysokiej wytrzymałości f_c około 70 MPa
  - BWW2 – beton C – beton wysokiej wytrzymałości f_c około 100 MPa
- Przybliżona wartość stosunku R:
  - 1.0 (dla ściskania),
  - 2.3 dla walców Ø200 x 400 mm z krążkiem dociskowym o średnicy 132 mm (R = 2.30) oraz dla walców Ø252 x 504 mm z krążkiem dociskowym o średnicy 165 mm (R = 2.33),
  - 4.0 dla walców Ø200 x 400 mm z krążkiem dociskowym o średnicy 100 mm (R = 4.00) oraz dla walców Ø252 x 504 mm z krążkiem dociskowym o średnicy 125 mm (R = 4.06),
  - 6.0 dla walców Ø200 x 400 mm z krążkiem dociskowym o średnicy 82 mm (R = 5.94) oraz dla walców Ø252 x 504 mm z krążkiem dociskowym o średnicy 102.5 mm (R = 6.04).
- Wielkość próbki:
  - M – dla walców Ø200 x 400 mm,
  - L – dla walców Ø252 x 504 mm.
- Przybliżona średnica rdzenia w mm:
  - 160 – dla próbek ze spiralą z pręta Ø8 mm o rzeczywistej średnicy rdzenia 162 mm, dla próbek ze zbrojeniem z pręta Ø10 mm o rzeczywistej średnicy rdzenia 151 mm,
  - 135 – dla próbek ze spirala z pręta Ø10 mm o rzeczywistej średnicy rdzenia 137 mm,
  - 195 – dla walców Ø252 x 504 mm ze zbrojeniem z pręta Ø12 mm o rzeczywistej średnicy rdzenia 196 mm,
  - X – dla elementów niezbrojonych.
- Średnica pręta spirali w mm.

Zestawienie rodzajów elementów niezbrojonych wraz z ich podstawowymi danymi oraz liczbą egzemplarzy znajduje się w tabeli 6.12, a zbrojonych w tabeli 6.13. Na rysunku 6.20 przedstawiono schematy próbek niezbrojonych, a na rysunek 6.21 schematy próbek zbrojonych. Wysokość (długość) spirali w walcach Ø200 x 400 mm wynosiła około 350 mm, a walcach Ø252 x 504 mm około 450 mm.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Numer rodzaju	Oznaczenie	Liczba egz.	Beton	f_c	d	h	d_0	R
-	-	szt.	-	MPa	mm	mm	mm	-
1	BZ-2.3-M-X	3	A	53.41	200	400	132.0	2.30
2	BZ-4.0-M-X	3	A	53.41	200	400	100.0	4.00
3	BZ-6.0-M-X	3	A	53.41	200	400	82.0	5.94
4	BWW1-2.3-M-X	3	B	69.39	200	400	132.0	2.30
5	BWW1-4.0-M-X	3	B	69.39	200	400	100.0	4.00
6	BWW1-6.0-M-X	3	B	69.39	200	400	82.0	5.94
7	BWW2-2.3-M-X	4	C	99.84	200	400	132.0	2.30
8	BWW2-4.0-M-X	4	C	99.84	200	400	100.0	4.00
9	BWW2-6.0-M-X	4	C	99.84	200	400	82.0	5.94
36	BWW1-2.3-L-X	3	B	69.39	252	504	165.0	2.33
37	BWW1-4.0-L-X	3	B	69.39	252	504	125.0	4.06
38	BWW1-6.0-L-X	3	B	69.39	252	504	102.5	6.04
43	BWW2-2.3-L-X	4	C	99.84	252	504	165.0	2.33
44	BWW2-4.0-L-X	4	C	99.84	252	504	125.0	4.06
45	BWW2-6.0-L-X	4	C	99.84	252	504	102.5	6.04

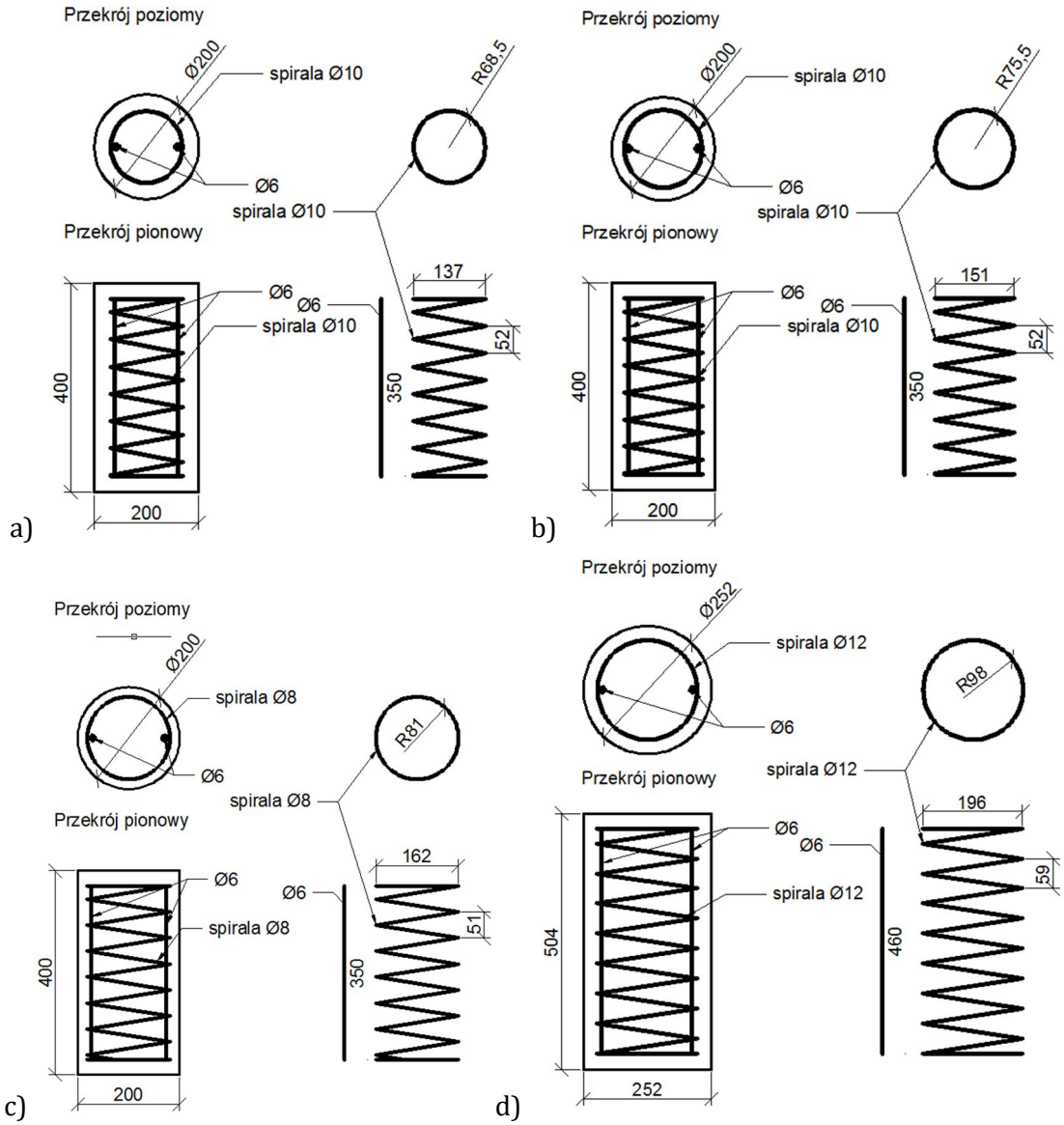
Tabela 6.12 Zestawienie rodzajów badanych elementów niezbrojonych



Rysunek 6.20 Przekroje próbek niezbrojonych: a) walec Ø200 x 400 mm, b) walec Ø252 x 504 mm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Dodatkowo przebadano próbki BWW2-6.0-M-135-#10 o oznaczeniu 27D oraz BWW2-2.3-L-195 o oznaczeniu 47D, które posiadały czujnik strunowy pod powierzchnią docisku. Podczas badania próbki 27D przy osiągnięciu poziomu 0.50, 0.65, 0.80 i 0.95, a przy testach próbki 47D na poziomie 0.50, 0.70 i 0.90 zaokrąglonej średniej wytrzymałości na docisk elementów odpowiednio rodzaju nr 27 i 47, obciążenie było utrzymywane na stałym poziomie przez 10 minut. Po upływie tego czasu obciążenie rosło dalej. Celem tego badania było wstępne określenie zachowania elementów z BWW poddanych dociskowi pod dłużej trwającym obciążeniem.



Rysunek 6.21 Przekroje badanych elementów zbrojonych:
a) próbka ze spiralą Ø10 mm, d_c = 137 mm, b) próbka ze spiralą Ø10 mm, d_c = 151 mm,
c) próbka ze spiralą Ø8 mm, d_c = 161 mm, d) walec zbrojony Ø252 x 504 mm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Numer rodzaju elementu	Oznaczenie rodzaju	Liczba egz.	Beton	f_c	d	h	Ø	d_c	s	f_y	d_{sp}	d_0	R
-	-	szt.	-	MPa	mm	mm	mm	mm	mm	MPa	mm	mm	-
10	BZ-1.0-M-160-#10	3	A	53.41	200	400	10	151	52	493.2	10	200.0	1.00
11	BZ-2.3-M-160-#10	3	A	53.41	200	400	10	151	52	493.2	10	132.0	2.30
12	BZ-4.0-M-160-#10	3	A	53.41	200	400	10	151	52	493.2	10	100.0	4.00
13	BZ-6.0-M-160-#10	3	A	53.41	200	400	10	151	52	493.2	10	82.0	5.94
14	BZ-4.0-M-135-#10	3	A	53.41	200	400	10	137	52	493.2	10	100.0	4.00
15	BZ-6.0-M-135-#10	3	A	53.41	200	400	10	137	52	493.2	10	82.0	5.94
16	BWW1-1.0-M-160-#10	3	B	69.39	200	400	10	151	52	493.2	10	200.0	1.00
17	BWW1-2.3-M-160-#10	3	B	69.39	200	400	10	151	52	493.2	10	132.0	2.30
18	BWW1-4.0-M-160-#10	3	B	69.39	200	400	10	151	52	493.2	10	100.0	4.00
19	BWW1-6.0-M-160-#10	3	B	69.39	200	400	10	151	52	493.2	10	82.0	5.94
20	BWW1-4.0-M-135-#10	3	B	69.39	200	400	10	137	52	493.2	10	100.0	4.00
21	BWW1-6.0-M-135-#10	3	B	69.39	200	400	10	137	52	493.2	10	82.0	5.94
22	BWW2-1.0-M-160-#10	3	C	99.84	200	400	10	151	52	493.2	10	200.0	1.00
23	BWW2-2.3-M-160-#10	3	C	99.84	200	400	10	151	52	493.2	10	132.0	2.30
24	BWW2-4.0-M-160-#10	3	C	99.84	200	400	10	151	52	493.2	10	100.0	4.00
25	BWW2-6.0-M-160-#10	3	C	99.84	200	400	10	151	52	493.2	10	82.0	5.94
26	BWW2-4.0-M-135-#10	3	C	99.84	200	400	10	137	52	493.2	10	100.0	4.00
27	BWW2-6.0-M-135-#10	3	C	99.84	200	400	10	137	52	493.2	10	82.0	5.94
28	BWW1-1.0-M-160-#8	3	B	69.39	200	400	8	162	51	539.9	8	200.0	1.00
29	BWW1-2.3-M-160-#8	3	B	69.39	200	400	8	162	51	539.9	8	132.0	2.30
30	BWW1-4.0-M-160-#8	3	B	69.39	200	400	8	162	51	539.9	8	100.0	4.00
31	BWW1-6.0-M-160-#8	3	B	69.39	200	400	8	162	51	539.9	8	82.0	5.94
32	BWW2-1.0-M-160-#8	3	C	99.84	200	400	8	162	51	539.9	8	200.0	1.00
33	BWW2-2.3-M-160-#8	3	C	99.84	200	400	8	162	51	539.9	8	132.0	2.30
34	BWW2-4.0-M-160-#8	3	C	99.84	200	400	8	162	51	539.9	8	100.0	4.00
35	BWW2-6.0-M-160-#8	3	C	99.84	200	400	8	162	51	539.9	8	82.0	5.94
39	BWW1-1.0-L-195	4	B	69.39	252	504	12	196	59	602.8	12	252.0	1.00
40	BWW1-2.3-L-195	2	B	69.39	252	504	12	196	59	602.8	12	165.0	2.33
41	BWW1-4.0-L-195	3	B	69.39	252	504	12	196	59	602.8	12	125.0	4.06
42	BWW1-6.0-L-195	3	B	69.39	252	504	12	196	59	602.8	12	102.5	6.04
46	BWW2-1.0-L-195	3	C	99.84	252	504	12	196	59	602.8	12	252.0	1.00
47	BWW2-2.3-L-195	3	C	99.84	252	504	12	196	59	602.8	12	165.0	2.33
48	BWW2-4.0-L-195	3	C	99.84	252	504	12	196	59	602.8	12	125.0	4.06
49	BWW2-6.0-L-195	3	C	99.84	252	504	12	196	59	602.8	12	102.5	6.04

Tabela 6.13 Zestawienie rodzajów badanych elementów zbrojonych

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

6.6. CZUJNIKI I POMIARY WYKORZYSTANE W ELEMENTACH BADAWCZYCH

W celu realizacji programu badawczego w elementach próbnych zastosowano różne czujniki. Użyto również wizyjnej metody pomiaru, w celu zobrazowania zachowania się betonu na pobocznicy walca.

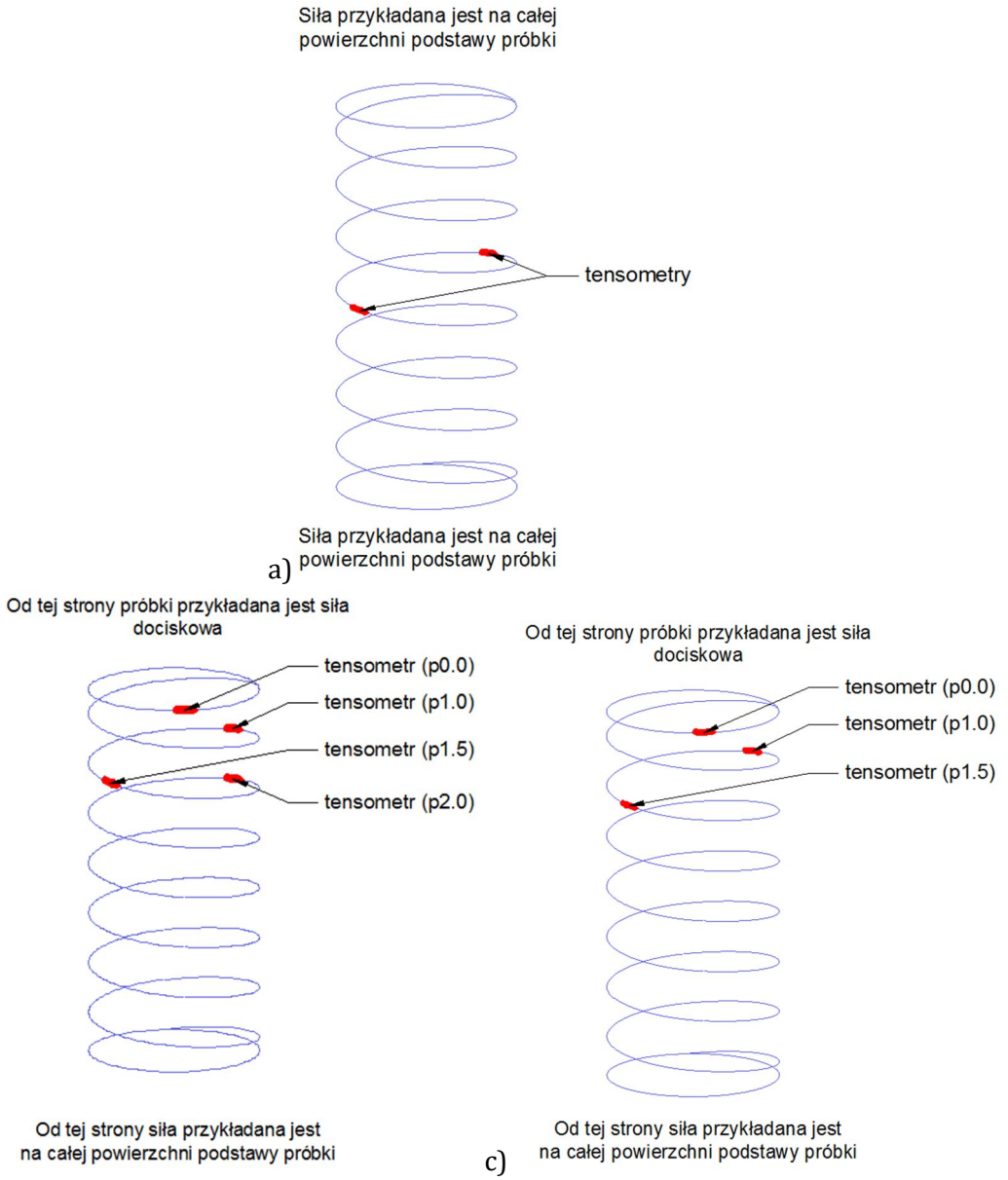
6.6.1. TENSOMETRY DO POMIARU ODKSZTAŁCEŃ STALI ZBROJENIOWEJ

Do pomiaru odkształceń stali spirali zostały użyte tensometry foliowe o bazie pomiarowej 5 mm i oporności około 120 Ω. Tensometry te zostały przyklejone na spirali w określonych miejscach. Dla próbek o *R* równym około 2.3 i 4.0 tensometry umieszczono w 4 miejscach:

A. na pierwszej od strony strefy docisku poziomej pętli spirali w odległości około ¼ obwodu pętli od miejsca spoiny między ostatnią pętlą spirali i poprzednią (miejsce to oznaczono jako p0.0),
B. od strony strefy docisku na pętli zaczynającej się po jednym skoku spirali w odległości 1/8 od początku tej pętli (oznaczenie – p1.0),
C. dalszej połowie obwodu (skoku) spirali (oznaczenie – p1.5),
D. po kolejnej połowie obwodu (skoku spirali) (oznaczenie – p2.0).

W próbkach o $R = 6$ zastosowano tylko 3 tensometry. Użyto je w tych samych miejscach co dla próbek o *R* wynoszącym 2.3 i 4.0 za wyjątkiem ostatniego tensometru. Elementy ściskanie ($R = 1.0$) posiadały jedynie dwa tensometry przyklejone po przeciwległych stronach pętli znajdującej się w środku wysokości. Wyjątkowo próbka 39D posiadała 4 tensometry w ustawieniu takim jak dla próbek o *R* równym 2.3 ze względu na to, że początkowo miała być badana jako próbka rodzaju nr 40. Rozmieszczenie tensometrów przedstawiono na rysunku 6.22. W tabeli 6.14 podano głębokości (od powierzchni podstawy), na których znajdowały się tensometry. Tensometry w celu zabezpieczenia przed wilgocią i uszkodzeniami mechanicznymi pokryto warstwą kleju na bazie żywicy epoksydowej (rys. 6.23). Tensometry w ustawieniach programu do rejestracji danych posiadały zakres do 10‰ (z wyjątkiem części próbek z betonu A), o ile wcześniej nie uległy zniszczeniu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

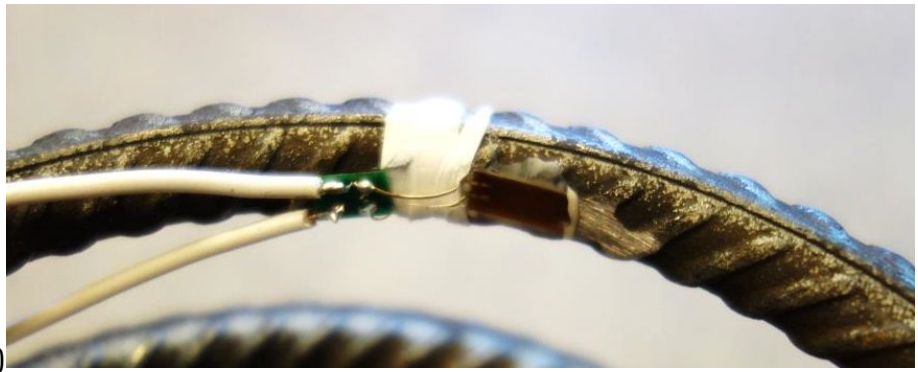


Rysunek 6.22 Rozmieszczenie tensometrów na spiralach w zależności od próbki: a) dla elementów ściskanych osiowo, b) dla elementów o *R* około 2.3 lub 4.0, c) dla elementów o *R* około 6.0

Tensometr	Walec Ø200 x 400 mm	Walec Ø252 x 504 mm
p0.0	3.0 cm	3.5 cm
p1.0	8.5 cm	10.0 cm
p1.5	11.0 cm	13.0 cm
p2.0	13.5 cm	16.0 cm

Tabela 6.14 Głębokość umiejscowienia tensometrów w próbkach od powierzchni, na której przyłożono siłę docisku

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

a) 

b)

Rysunek 6.23 Tensometr przyklejony do spirali: a) przed zabezpieczeniem, b) po zabezpieczeniu

6.6.2. DRUT ELEKTROOPOROWY DO POMIARU ODKSZTAŁCEŃ OBWODOWYCH I CHWILI ZARYSOWANIA

Na powierzchni rozformowanych próbek przed badaniami przyklejono drut z konstantanu, który wykorzystywany jest do produkcji tensometrów elektrooporowych papierowych. Drut umieszczono w odległości 70 mm dla walców Ø200 x 400 mm i 90 mm dla walców Ø252 x 504 mm od górnej podstawy, na której przykładano płytę dociskową. W obszarze tym przewidywano największe odkształcenia rozciągające. Drut ten miał średnicę 0.025 mm. Zadaniem tego drutu było mierzenie odkształcenia obwodowego na pobocznicy badanych próbek oraz sygnalizowanie zarysowania pobocznicy (poprzez przerwanie pomiaru występujące na skutek zerwania druta w pojawiającej się rysie). Odkształcenia w czujniku służyły również do oszacowania siły niszczącej na podstawie odkształceń przez porównanie ich z wartością $\varepsilon_{t.lim}$. Drucik umieszczony na próbce przedstawiono na rysunku 6.24. Miejsce jego lokalizacji odróżniało się na próbce na skutek zastosowania kleju, który sprawiał, że powierzchnia próbki błyszczała i była ciemniejsza w miejscu naniesienia kleju.

Obserwacja chwili zarysowania przy użyciu tej metody nie daje całkowitej pewności co do poprawności wyniku. Na kilku próbkach wykonano testy polegające na obserwacji makroskopowej próbki pod względem pojawienia się rys i sprawdzeniem czy w chwili, gdy drut zostanie zerwany widoczne było zarysowanie. Na sprawdzanych próbkach drut tensometryczny ulegał zerwaniu nim rysy były widoczne.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rysunek 6.24 Miejsce umieszczenia (czerwony prostokąt) drutu oporowego do pomiaru odkształceń obwodowych i chwili zarysowania

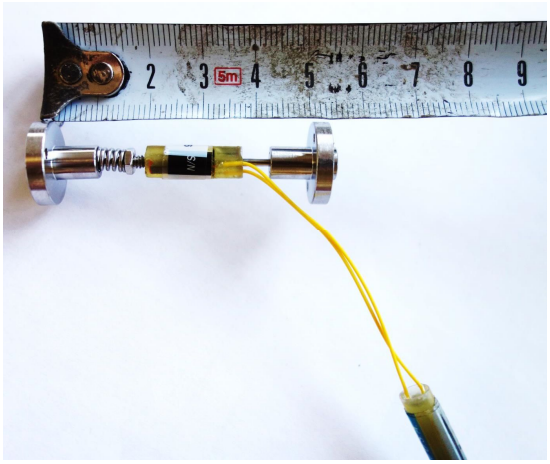
6.6.3. CZUJNIKI STRUNOWE

W 12 próbkach z betonu C (o wytrzymałości około 100 MPa) zastosowano czujniki strunowe (rys. 6.25) do pomiaru odkształceń podłużnych w niewielkiej odległości (około 20 - 70 mm) pod powierzchnią docisku. W miejscu tym prawdopodobnie uzyskują one maksymalne wartości. W dwóch próbkach ściskanych na całej powierzchni czujniki te umieszczono w środku wysokości elementu. W obu rodzajach elementów czujnik umieszczony był osiowo. Czujniki te posiadały zakres od 0 do 10000 μm/m, czyli do 10‰ i bazę 52 mm. Służyły one również do pomiaru temperatury. Wykorzystano je również do pomiaru odkształcenia od skurczu betonu. Pomiar za pomocą tych czujników przy zastosowanej aparaturze zbierającej wyniki mógł być prowadzony co 4 sekundy. Czujniki zostały zamocowane w szalunkach za pomocą druta stalowego (rys. 6.26). Elementy z zastosowanymi czujnikami to: 7A, 8A, 22C, 23A, 24C, 32A, 33B, 34B, 46B, 47C, 47D i 48C.

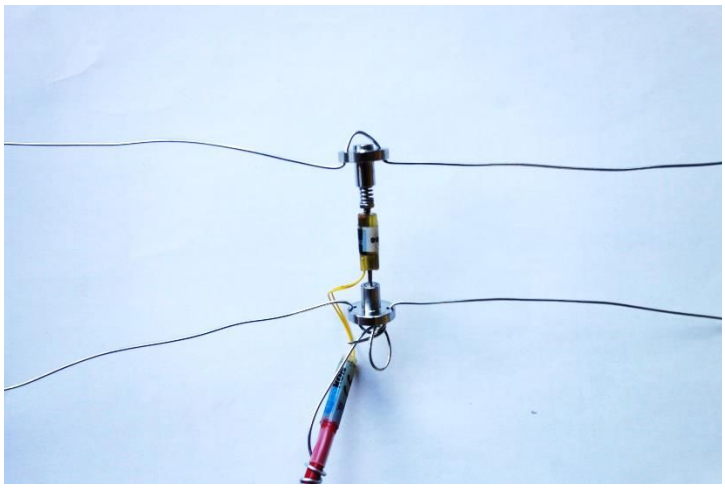
6.6.4. POMIARY WYKONYWANE PRZEZ MASZYNĘ WYTRZYMAŁOŚCIOWĄ

Pomiar siły i skrócenia (wysunięcia tłoka maszyny) prowadzony był automatycznie przez oprzyrządowanie maszyny wytrzymałościowej.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 6.25 Czujnik strunowy



Rysunek 6.26 Czujnik strunowy z drutem stalowym służącym do montażu

6.6.5. POMIARY METODĄ WIZYJNĄ

Do badania i obserwacji zachowania próbek wykorzystano nową opracowaną metodę pomiaru wizyjnego. Rezultaty uzyskano przy użyciu rozwijanego na Politechnice Krakowskiej przez Marcina Tekieli optycznego systemu pomiarowego o nazwie CivEng Vision. Badania docisku przyczyniły w dużej mierze do weryfikacji tego systemu. Zadaniem pomiaru było określenie przemieszczeń między punktami znajdującymi się wzdłuż pionowych linii (oznaczonych kolorem pomarańczowym na rysunku 6.24) biegnącymi od dwóch skrajnych znaczników. Dzięki uzyskanym wartościom przemieszczeń możliwe było obliczenie odkształceń. Odkształcenie to zaburzone było rysami powstającymi między oboma liniami. Pomiar prowadzono przy użyciu aparatów fotograficznych, które wykonywały zdjęcia z jednej strony elementu. Powierzchnia wymagała przygotowania poprzez naklejenie odpowiednich znaczników oraz utworzenia zróżnicowanej tekstury poprzez nałożenie drobnych kropek czarnego lakieru za pomocą sprayu na badanej powierzchni. Zdjęcia wykonywane były nie częściej niż raz na dwie sekundy choć w większości elementów zdjęcie wykonywane było raz na cztery sekundy. Zdjęcia zostały zsynchronizowane z odczytami pobieranymi z czujników i zapisywanymi w komputerze. Wyniki przemieszczeń i odkształceń oraz zarysowania uzyskano na podstawie obróbki cyfrowej zdjęć wraz z użyciem metody korelacji obrazów cyfrowych wykonanej przez Marcina Tekieli.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

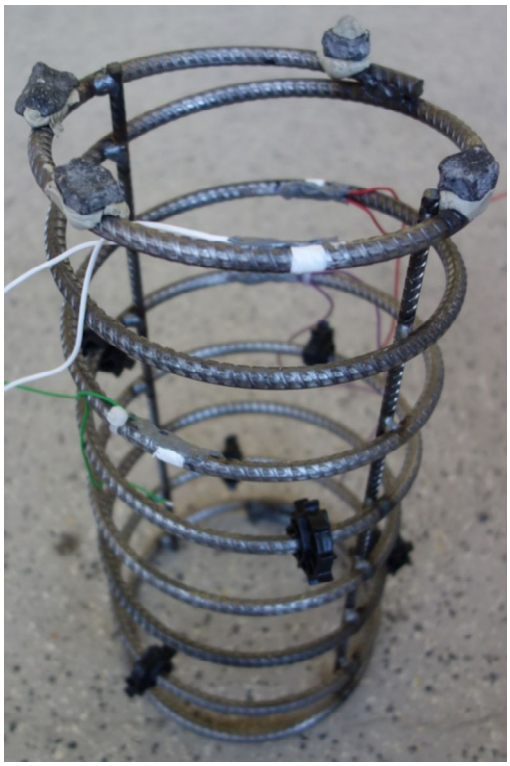
6.7. PRZYGOTOWANIE ELEMENTÓW

Przygotowanie elementów do badań doświadczalnych po pozyskaniu potrzebnych materiałów składało się z etapów opisanych w poniższych punktach.

6.7.1. PRZYGOTOWANIE ZBROJENIA

Na spiralach zastosowanych w badaniach, w wyznaczonych miejscach (patrz punkt 6.5.2.1) przyklejono foliowe tensometry elektrooporowe. Powierzchnię spirali przed tym odpowiednio przygotowano poprzez szlifowanie i oczyszczenie. Tensometry zostały przyklejone po wewnętrznej stronie spirali, aby dawały możliwość rejestracji pomiaru również po rozpoczęciu odpadania otuliny. Tensometry zabezpieczono klejem na bazie żywic epoksydowych (6.21). Dla poszczególnych miejsc tensometrów ustalono odrębne kolory kabli wychodzących z szalunku elementów.

Do spirali zamocowano po kilka krążków dystansowych służących do zapewnienia odpowiedniej otuliny zbrojenia (rys. 6.27a). Z kolei w celu zapewnienia odpowiedniej otuliny dla skrajnej pętli zbrojenia znajdującej się na spodzie szalunku przyklejono za pomocą masy epoksydowej kilka ziaren kruszywa bazaltowego (rys. 6.27a i b). Sposób taki redukował wpływ obecności krążka dystansowego w miejscu istotnym dla badanego zagadnienia, ponieważ strefa docisku znajdowała się w próbce od strony, która podczas betonowania znajdowała się na spodzie szalunku.

a)  b)

Rysunek 6.27 Dystanse zbrojenia a) na bokach spirali, b) na spodzie spirali

6.7.2. PRZYGOTOWANIE SZALUNKÓW

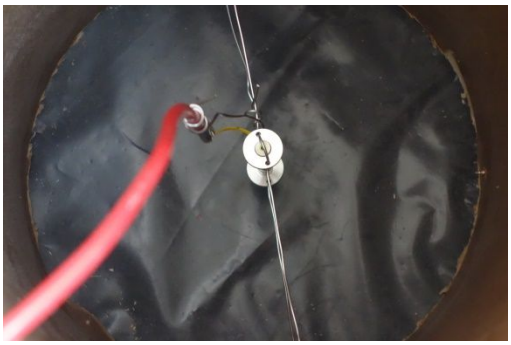
Szalunki na elementy wykonano z tekturowej rury, wykorzystywanej zazwyczaj jako szalunki do słupów okrągłych. Wnętrze rury wysmarowane było substancją zmniejszającą możliwość przyklejenia się tektury do próbki. Wykonano odpowiednie otwory umożliwiające wyprowadzenie kabli czujników z próbki. Jako podstawę szalunku

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

wykorzystano płytę OSB z umieszczoną od strony rury tekturowej warstwą folii budowlanej. Płytę i tekturę połączono za pomocą wkrętów i kątowników meblarskich, połączenie takie umożliwiało ustawienie kąta prostego między obiema częściami szalunku. Rury szalunkowe miały wysokość o około 20 mm większą od docelowej wysokości walców, ponieważ ze względu na nierówne wykończenie betonu naddatek ten był odcinany w trakcie dalszych przygotowań elementów.

6.7.3. UMIESZCZENIE CZUJNIKÓW STRUNOWYCH

W wybranych próbkach z betonu C zamocowano czujniki strunowe (rys. 6.28). Ustawienie do pionu wykonano przy użyciu dwóch napiętych drutów stalowych przechodzących przez wnętrze szalunku i związanych na zewnątrz.



Rysunek 6.28 Czujnik strunowy zamocowany w szalunku

6.7.4. BETONOWANIE I ROZFORMOWYWANIE PRÓBEK

Przygotowane szalunki zabetonowano. Beton A (o f_c równym w czasie badań 53.41 MPa) wykonano w węźle betoniarskim Laboratorium Badawczego Materiałów i Konstrukcji Budowlanych. Pozostałe dwie mieszanki przygotowano w węźle poza terenem Politechniki Krakowskiej i przetransportowano betonowozem do Laboratorium. Podczas betonowaniea dbano o to, aby nie uszkodzić czujników a zwłaszcza czujników strunowych. Próbki zawibrowano wibratorem buławowym. Następnie zabezpieczono ich górne powierzchnie folią. W początkowych dniach od betonowania górne powierzchnie elementów pielęgnowane były przez spryskiwanie wodą.

a) b)

Rysunek 6.29 Widok gotowych szalunków na elementy z betonu C: a) elementy podstawowe, b) próbki do badań materiałowych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

a) b)

Rysunek 6.30 Zabetonowane i zabezpieczone folią próbki z betonem B: a) elementy podstawowe, b) próbki do badań materiałowych

Próbki były rozformowywane po około tygodniu od betonowania. Kable wychodzące od czujników były zabezpieczane na czas transportu do zakładu kamieniarskiego (rys. 6.31).

Rysunek 6.31 Widok próbek z betonu A przygotowanych do transportu

6.7.5. PRZYGOTOWANIE PODSTAW WALCA DO BADANIA

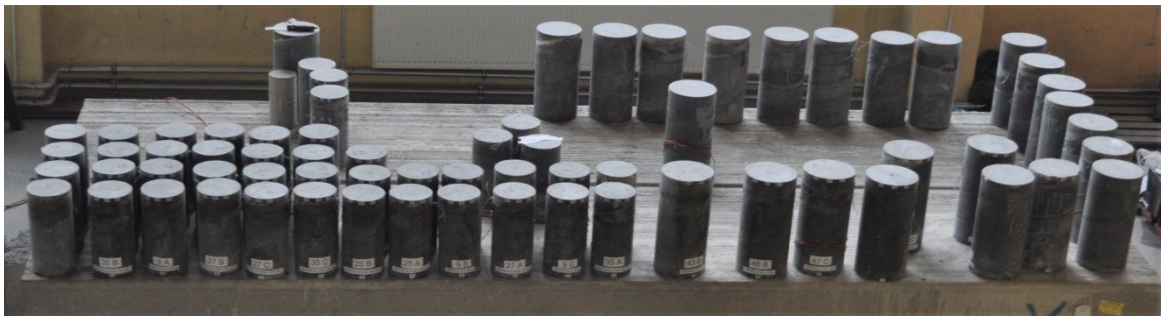
W celu zapewnienia równości podstawy walców, próbki przetransportowano do zakładu kamieniarskiego, w którym odcięto plaster grubości około 20 mm z górnej powierzchni próbki, która podczas betonowania była zacierana. Powierzchnia ta podczas badania znajdowała się na dole i była ściskana na całej powierzchni. Drugą powierzchnię, która stanowiła dno próbki, nie obcinano ze względu na to, że znajdująca się na płycie szalunku folia nie powodowała znacznych nierówności. Próbki po powrocie z zakładu kamieniarskiego szlifowano ręcznie lub przy użyciu szlifierki kątowej z obu stron, aby usunąć nierówności. Zostawienie tych nierówności mogłoby powodować przedwczesne zniszczenie, jak to miało miejsce w niektórych próbkach w podczas badań doświadczalnych (*Bonetti*, 2005).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

6.7.6. *PRZYGOTOWANIE PRÓBKI DO POMIARÓW WIZYJNYCH I KLEJENIE DRUTU ELEKTROOPOROWEGO*

Ostatnim etapem przygotowań było umieszczenie stosowanych oznaczeń na próbkach służących do pomiarów wizyjnych. Zastosowano pewne znaczniki oraz delikatnie spryskano badany obszar pobocznicy elementów lakierem w sprayu w celu zapewnienia wyraźniejszej tekstury na powierzchni betonu. W górnej części elementu umieszczono 3 znaczniki ze względu na większą istotność pomiaru w tym obszarze, a w dolnej jeden (rys. 6.32). Ze względu na dużą delikatność drutu elektrooporowego służącego do pomiaru odkształceń obwodowych, drut ten przyklejono w ostatniej fazie przygotowań. Przygotowane do badania próbki z betonu C pokazano na rysunku 6.33.

Rysunek 6.32 Próbka przygotowana do pomiaru wizyjnego



Rysunek 6.33 Widok próbek z betonu C przygotowanych do badań

6.8. METODYKA BADAŃ I STANOWISKO BADAWCZE

W przeszłości prowadzono badania wytrzymałości na wiele sposobów. Pod koniec XX wieku zaproponowano pewne zalecenia dotyczące sposobu badania stref zakotwień *ETAG 013* (2002). Oprócz tych zaleceń w XXI wieku badania docisku przyjęły pewien schemat związany głównie z wymiarami elementów, który miał za zadanie uniknięcie wpływu niektórych czynników, które w rzeczywistych konstrukcjach nie występują. Przede wszystkim ustalono, że stosunek wysokości h do wymiaru poprzecznego przekroju musi wynosić co najmniej 1.5 a najlepiej 2 lub więcej. W próbkach o mniejszych wartościach tego stosunku uzyskiwano wytrzymałości zależne od tego stosunku. Docisk powinien odbywać się przez sztywną płytę dociskową. Należy również zapewnić odpowiednie przygotowanie

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

(zazwyczaj dolnej) powierzchni, która ściskana jest na całej powierzchni, tak aby nie ulegała ona przedwczesnemu zniszczeniu na skutek występujących tam nierówności.

Takim sposobem przygotowania tej powierzchni może być zastosowanie cienkiej warstwy żywicy epoksydowej, która wyrównuje i poziomuje tę powierzchnię (*Bonetti*, 2005).

W dotychczasowych pracach pewna część badaczy analizowała odkształcenia na powierzchni betonu. Badania odkształceń stali wykonali jedynie (*Wurm & Daschner*, 1977; *Bonetti et al*., 2014). Obserwację chwili zarysowania wykonywano również głównie przez stopniowe przykładanie obciążenia i makroskopowe sprawdzanie powierzchni próbki. Badania docisku wykonywane były jako obciążenie cykliczne dla systemowych zakotwień bądź też w jednym cyklu do zniszczenia w przypadku typowych badań docisku. Sterowanie obciążeniem odbywało się ze stałym przyrostem siły. W celu uzyskania wartości naprężenia pod powierzchnią docisku dzielono działającą siłę przez powierzchnię docisku A_{c0} (wzór 6.3), a wytrzymałość obliczano z wzoru (6.4).

$$\sigma_q = \frac{F}{A_{c0}} \tag{6.3}$$

$$q = \frac{F_{Ru}}{A_{c0}} \tag{6.4}$$

Eksperymenty w ramach niniejszej pracy służyły również pomiarowi ciśnienia docisku przy którym dochodziło do zarysowanie na pobocznicy badanych elementów. Wartość tę ustalano na dwa sposoby:

- Jako ciśnienie docisku w chwili zerwania obwodowego drutu tensometrycznego – uzyskaną w ten sposób wartość naprężenia nazwano $q_{cr,\mathrm{w}}$.
- Jako ciśnienie docisku w chwili osiągnięcia w drucie tensometrycznym odkształcenia równego $\varepsilon_{t.lim}$ będącego odkształceniem w chwili osiągnięcia naprężenia rozciągającego równego wytrzymałości na rozciąganie osiowe. Określoną w ten sposób wartość oznaczono $q_{cr,\varepsilon}$.

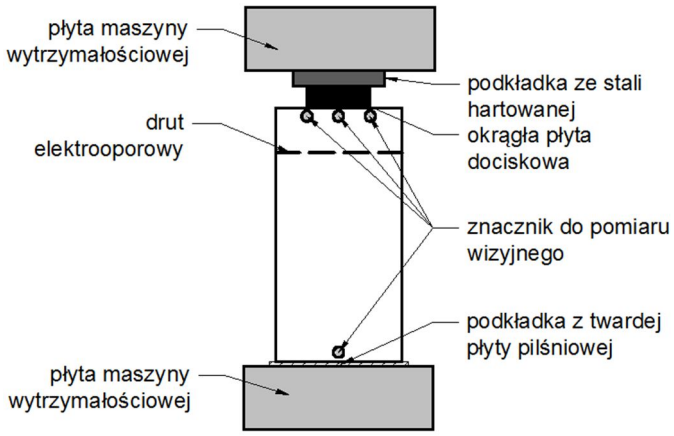
W badaniach prowadzonych w ramach tej pracy jak już wcześniej wspomniano próbki posiadały h/d równy 2. W celu uniknięcia przedwczesnego zniszczenia na skutek nierówności podstawy ich powierzchnie wyszlifowano, a między płytę maszyny wytrzymałościowej i powierzchnię podstawy ściskanej na całej powierzchni stosowano płytę z twardej pilśni w celu jeszcze bardziej równomiernego rozłożenia siły ściskającej.

Próbki z betonu A badane były po około 40 dniach od betonowania, z betonu B między 63 i 73 dniem, natomiast z betonu C między 95 i 113 dniem. Badania nie odbywały się we wcześniejszym terminie (np. po 28 dniach od betonowania) z powodu braku możliwości wykonania badań na wszystkich próbkach danego rodzaju, w krótkim czasie. Późniejszy czas badań powodował, że parametry betonu (zwłaszcza wytrzymałość) w trakcie badań nie zmieniały się znacząco.

Badania elementów prowadzono na maszynie Zwick-Roell Z6000 mogącej wywołać siłę do 6000 kN. Obciążenie przykładane było poprzez okrągłą stalową płytę dociskową. Dla elementów z betonu A płyta stalowa miała grubość 20 mm, natomiast dla betonu B i C, grubość płyty zależała od wartości *R*: dla *R* = 2.3 – 30 mm, dla *R* = 4.0 – 35 mm i dla *R* = 6.0 – 40 mm. Wynikało to z konieczności uniemożliwienia zbyt łatwego zniszczenia i zużycia

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

płyt dociskowych, które w przypadku stosunku R równego 6.0 osiągały naprężenia wynoszące 300 MPa. Dodatkowo w celu zabezpieczenia płyt maszyny wytrzymałościowej przed zniszczeniem stosowano podkładkę w formie okrągłej płyty ze stali hartowanej o większej średnicy niż średnica płyty dociskowej. Przed badaniem, próbkę, płytę dociskową oraz podkładkę centrowano w stosunku do płyt maszyny. Schemat stanowiska badawczego przedstawiono na rysunku 6.34. Widok stanowiska badawczego wraz z urządzeniami do pomiaru wizyjnego znajduje się na rysunku 6.35.



Rysunek 6.34 Schemat stanowiska badawczego

Sterowanie obciążeniem odbywało się ze stałym przyrostem ciśnienia na powierzchni docisku równym 0.6 MPa/s. Wartość ta została ustalona na podstawie zaleceń normy do badania wytrzymałości betonu na ściskanie. W elementach, w których zastosowano czujniki strunowe ze względu na ich stosunkowo rzadki odczyt (co 4 sekundy) przyrost ciśnienia wynosił 0.3 MPa/s. Siła początkowa wynosiła 5 kN. Dla tej sily wyzerowano wszystkie czujniki poza czujnikiem siły. Badanie było kończone w sytuacji, gdy (po uzyskaniu maksymalnej siły) następował spadek siły wynoszący:

- 3% dla elementów z betonu A, walców Ø200 x 400 mm z betonu B i niektórych walców Ø252 x 504 mm z betonu B,
- 30% dla pozostałych elementów (czyli głównie dla wykonanych z betonu C).

Pomiary z czujników w próbkach i na ich powierzchni zbierane były za pomocą wzmacniacza pomiarowego Spider 8 firmy HBM i zapisywane na komputerze. Maszyna wytrzymałościowa automatycznie przekazywała wartość działającej siły i przemieszczenia trawersy. Częstotliwość odczytu czujników wynosiła 10 Hz.

W badanych elementach jedną z głównych obserwowanych wielkości były odkształcenia stali na poszczególnych pętlach spirali. W wynikach badań podano zamiast wartości odkształceń, obliczone na podstawie krzywych materiałowych (rys. 6.19) wartości naprężeń. Wyznaczono dwie wartości naprężeń. Pierwsza z nich nie uwzględniała wpływu skurczu betonu, a zatem skrócenia spiral co powodowało, że spirala przed rozpoczęciem badań niszczących nie była ściskana, druga brała pod uwagę ten wpływ. W tym celu konieczne było oszacowanie wartości skurczu spirali. Wykonano to przy pomocy obliczeń MES, w których analizowano zachowanie się zbrojonego daną spiralą elementu poddanego skurczowi. Do tych obliczeń wykorzystano dane materiałowe użytych materiałów. Założenia modelu były takie same jak w głównej analizie MES prowadzonej w ramach tej pracy. Skurcz został zamodelowany jako wstępne odkształcenie (skrócenie) przyłożone na całej objętości

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

próbki i we wszystkich kierunkach. Wartość tego odkształcenia była równa skurczowi określonemu podczas badań materiałowych. Wartości tego skurczu podano w tabeli 6.10. Wyniki obliczeń podano w tabeli 6.15.

W niektórych elementach podczas testów dochodziło do przedwczesnego zniszczenia tensometrów. W takiej sytuacji po uzyskaniu wyników odkształceń wartości dla większych wartości wytężenia r ekstrapolowano funkcjami ze wzorów (6.5) i (6.6) . W sytuacji, gdy uzyskane według tego wzoru wartości odkształcenia od pewnego obciążenia mały (co nie było zgodne z rzeczywistością) obliczano odkształcenia za pomocą wzoru (6.6) zamiast (6.5). Ekstrapolację wykonywano na podstawie odkształceń uzyskanych z czujników w przedziale wytężenia elementu $[r_x - 0.25(1-r_x); r_x]$, gdzie r_x jest wartością wytężenia elementu, w którym nastąpiło zniszczenie danego czujnika. Podczas ekstrapolacji szukano współczynników a, b i c. Osobną ekstrapolację przeprowadzano dla każdego przedwcześnie zniszczonego czujnika. Wysoki stopień wielomianu wynikał z faktu, że odkształcenia przy wysokim wytężeniu zaczynają bardzo szybko rosnąć.

$$\varepsilon_s(r) = a \cdot r^8 + b \cdot r + c \tag{6.5}$$

$$\varepsilon_s(r) = a \cdot r^8 + b \tag{6.6}$$

Spirala	Ø8 mm d_c = 162 mm s = 51 mm	Ø10 mm d_c = 151 mm s = 52 mm	Ø10 mm d_c = 137 mm s = 52 mm	Ø12 mm d_c = 196 mm s = 59 mm
Beton A	-	0.326‰	0.325‰	-
Beton B	0.430‰	0.423‰	0.421‰	0.424‰
Beton C	0.802‰	0.790‰	0.787‰	0.791‰

Tabela 6.15 Odkształcenie ściskające w stali spirali w chwili rozpoczęcia badań w ‰ - wartości uzyskane na podstawie analizy MES

Rysunek 6.35 Stanowisko badawcze wraz z urządzeniami do pomiaru wizyjnego

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

7. WYNIKI WŁASNYCH BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

W niniejszym rozdziale zaprezentowano rezultaty badań doświadczalnych wykonanych w ramach pracy doktorskiej.

7.1. WYTRZYMAŁOŚCI NA DOCISK I OBCIĄŻENIE RYSUJĄCE

Podczas badań dla każdej próbki otrzymano niszczącą siłę F_{Ru}, na podstawie której określano wytrzymałość na docisk q. Starano się również ustalić przybliżoną wartość ciśnienia na powierzchni docisku powodującego zarysowanie bocznej powierzchni walców. Wartość tą uzyskiwano dwoma sposobami opisanymi w 6.8 i określono ją jako $q_{cr,w}$ i $q_{cr,\varepsilon}$ oraz porównano ze średnią wytrzymałością na docisk betonu w danego rodzaju próbkach.

7.1.1. ELEMENTY NIEZBROJONE

W tabeli 7.1 przedstawiono parametry rozkładu wytrzymałości na docisk przebadanych elementów niezbrojonych. Podano średnią maksymalną siłę niszczącą oraz średni stosunek q/f_c, a także parametry rozkładu wartości q.

7.1.2. ELEMENTY ZBROJONE

Tabela 7.2 prezentuje te same wielkości co w punkcie 7.1.1. w odniesieniu do elementów zbrojonych. Rezultaty dla próbek 27D i 47D poddanych dłużej trwającemu obciążeniu zamieszczono w tej samej tabeli w osobnych wierszach.

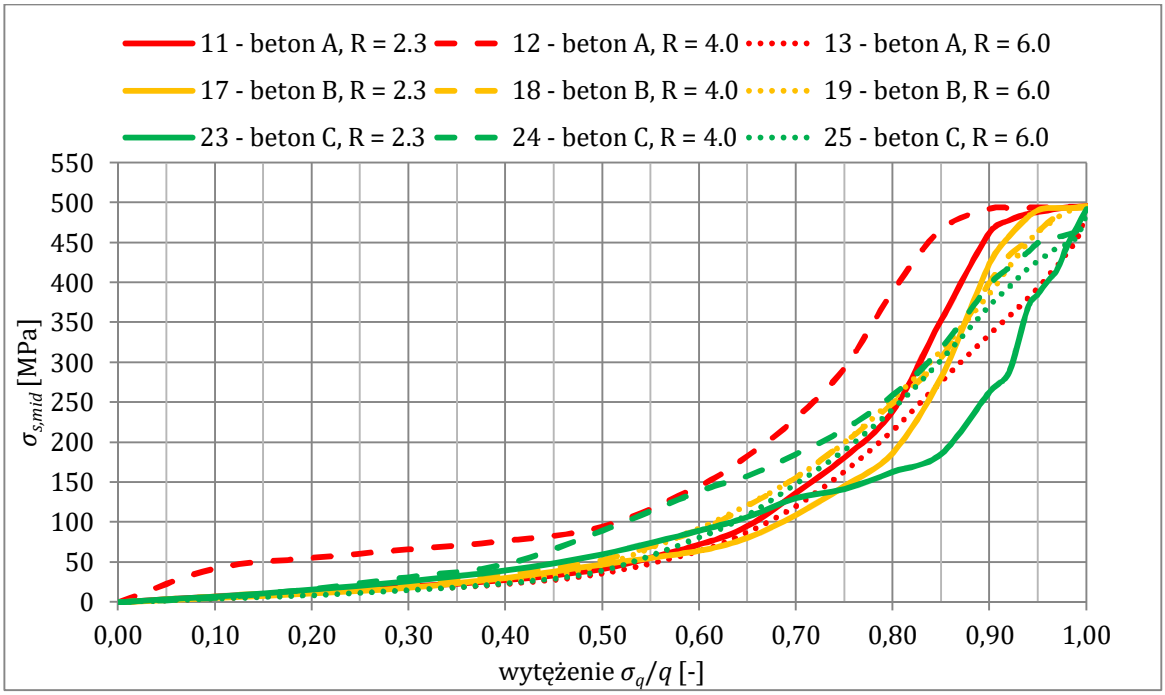
7.2. WYNIKI WARTOŚCI NAPRĘŻEŃ W STALI SPIRALI BADANYCH ELEMENTÓW

W trakcie badań uzyskano wartości odkształceń w różnych miejscach stali spirali. Na podstawie tych odkształceń i zależności naprężenie-odkształcenie dla stali zbrojeniowej uzyskanych w trakcie badań doświadczalnych określono naprężenia w stali. Wartości te obliczono na dwa sposoby: z uwzględnieniem i bez uwzględnienia wpływu skurczu betonu. Dodatnie wartości naprężenia oznaczają rozciąganie, a ujemne ściskanie.

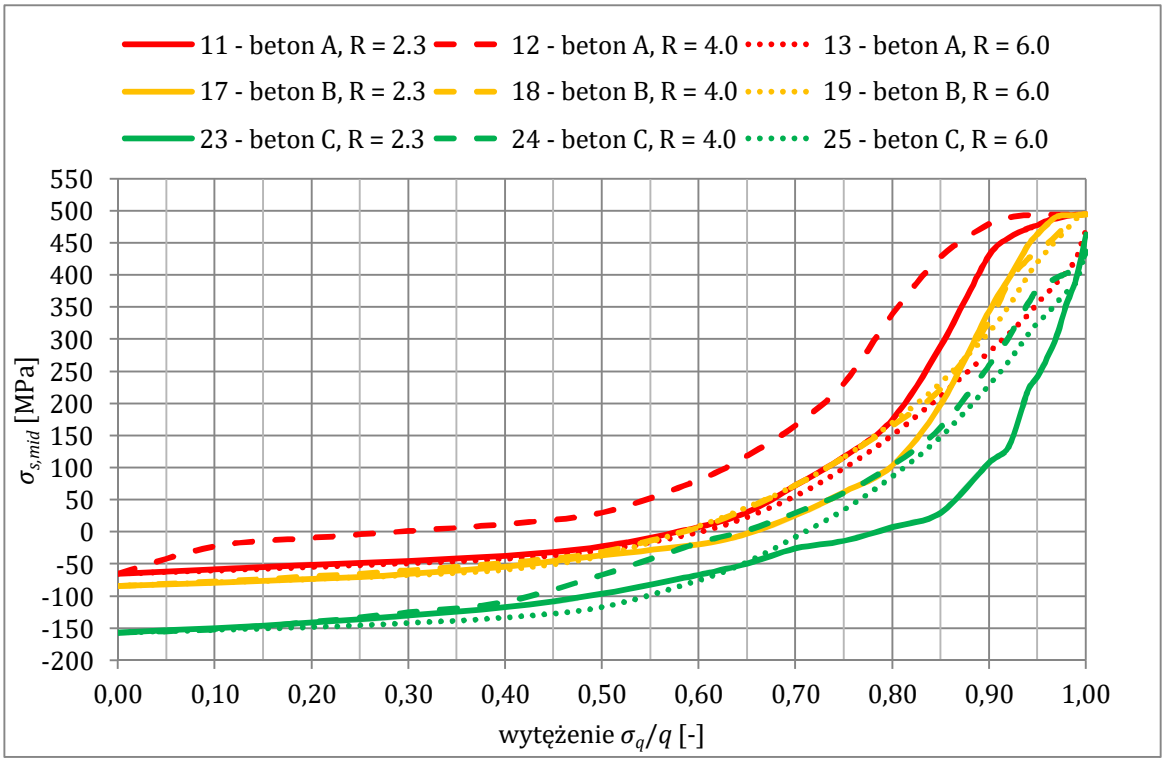
7.2.1. NAPRĘŻENIA NA POSZCZEGÓLNYCH PĘTLACH SPIRALI Z PRĘTA Ø10 MM O ŚREDNICY RDZENIA 151 MM I SKOKU 52 MM

Wartości naprężeń na poszczególnych pętlach spirali w chwili zniszczenia zaprezentowano dla próbek zbrojony spiralą z pręta Ø10 mm o średnicy rdzenia 151 mm i skoku 52 mm (tab. 7.3). Przedstawione wartości są wartościami uśrednionymi na podstawie wyników ze wszystkich egzemplarzy próbek danego rodzaju. Wykresy (rys. 7.1) i (rys. 7.2) przedstawiają średnie wartości ze średnich naprężeń stali zbrojeniowej dla miejsca p1.0 i p1.5 we wszystkich egzemplarzach danego rodzaju ($\sigma_{s,mid}$) w elementach ze spiralą z pręta Ø10 mm o średnicy rdzenia 151 mm i skoku 52 mm.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 7.1 Zależność uśrednionego naprężenia w stali spirali w miejscach p1.0 i p1.5 w zależności od stopnia wytężenia próbki dla elementów zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm o d_c = 151 mm, s = 52 mm, f_y = 493.2 MPa bez uwzględnienia wpływu skurczu betonu



Rysunek 7.2 Zależność uśrednionego naprężenia w stali spirali w miejscach p1.0 i p1.5 w zależności od stopnia wytężenia próbki dla elementów zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm o d_c = 151 mm, s = 52 mm, f_y = 493.2 MPa z uwzględnieniem wpływu skurczu betonu

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie rodzaju	Beton	f_c	d	d_0	R	n	F_{Ru}	$\bar{q}$	σ	v	$\frac{\bar{q}}{f_c}$	$\overline{q_{cr,w}}$	σ	v	$\frac{\overline{q_{cr,w}}}{\bar{q}}$	$\overline{q_{cr,\varepsilon}}$	σ	v	$\frac{\overline{q_{cr,\varepsilon}}}{\bar{q}}$
-	-	-	MPa	mm	mm	-	szt.	kN	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-
1	BZ-2.3-M-X	A	53.41	200	132.0	2.30	3	1049.8	76.72	3.87	5.0%	1.44	73.16	4.59	6.3%	0.95	65.17	4.25	6.5%	0.85
2	BZ-4.0-M-X	A	53.41	200	100.0	4.00	3	757.0	96.39	2.28	2.4%	1.80	85.35*	4.71	5.5%	0.89	84.29*	4.43	5.3%	0.88
3	BZ-6.0-M-X	A	53.41	200	82.0	5.95	3	596.5	112.95	3.37	3.0%	2.11	102.40	12.46	12.2%	0.91	102.01	12.65	12.4%	0.90
4	BWW1-2.3-M-X	B	69.39	200	132.0.	2.30	3	1254.2	91.65	1.10	1.2%	1.32	78.17	11.43	14.6%	0.85	76.59	11.85	15.5%	0.84
5	BWW1-4.0-M-X	B	69.39	200	100.0	4.00	3	850.1	108.24	5.47	5.1%	1.56	99.70	5.79	5.8%	0.92	90.84	12.45	13.7%	0.84
6	BWW1-6.0-M-X	B	69.39	200	82.0	5.95	3	684.4	129.60	2.44	1.9%	1.87	116.90	0.68	0.6%	0.90	116.45	1.10	0.9%	0.90
36	BWW1-2.3-L-X	B	69.39	252	165.0	2.33	3	1930.6	90.29	3.58	4.0%	1.30	65.34	17.00	26.0%	0.72	60.76	12.44	20.5%	0.67
37	BWW1-4.0-L-X	B	69.39	252	125.0	4.06	3	1358.3	110.69	5.81	5.2%	1.60	103.31	13.57	13.1%	0.93	90.07	34.21	38.0%	0.81
38	BWW1-6.0-L-X	B	69.39	252	102.5	6.04	3	1082.8	131.22	3.11	2.4%	1.89	124.91	8.79	7.0%	0.95	123.62	7.78	6.3%	0.94
7	BWW2-2.3-M-X	C	99.84	200	132.0	2.30	4	1655.1	120.94	11.04	9.1%	1.21	85.26	13.81	16.2%	0.71	79.56	11.71	14.7%	0.66
8	BWW2-4.0-M-X	C	99.84	200	100.0	4.00	4	1081.5	137.70	8.46	6.1%	1.38	123.09	12.22	9.9%	0.90	120.80	11.02	9.1%	0.88
9	BWW2-6.0-M-X	C	99.84	200	82.0	5.95	4	871.8	165.08	18.95	11.5%	1.65	162.57	19.02	11.7%	0.98	158.24	24.56	15.5%	0.96
43	BWW2-2.3-L-X	C	99.84	252	165.0	2.33	4	2480.9	116.02	6.53	5.6%	1.16	79.65	22.55	28.3%	0.68	77.92	20.95	26.9%	0.67
44	BWW2-4.0-L-X	C	99.84	252	125.0	4.06	4	1604.3	130.73	10.92	8.4%	1.31	111.77	17.42	15.6%	0.85	110.21	18.52	16.8%	0.84
45	BWW2-6.0-L-X	C	99.84	252	102.5	6.04	4	1381.5	167.42	4.96	3.0%	1.68	165.42*	6.81	4.1%	0.99	165.19*	7.05	4.3%	0.99

* Ciśnienie powodujące zarysowanie na pobocznicy określone tylko dla dwóch elementów

Tabela 7.1 Wytrzymałość na docisk betonu oraz ciśnienie powodujące zarysowanie na pobocznicy w elementach niezbrojonych przebadanych w ramach pracy

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie rozdzaju	Beton	f_c	d	d_0	R	f_y	d_c	s	d_{sp}	n	F_{Ru}	$\bar{q}$	σ	v	$\frac{\bar{q}}{f_c}$	$\overline{q_{cr,w}}$	σ	v	$\frac{\overline{q_{cr,w}}}{\bar{q}}$	$\overline{q_{cr,\varepsilon}}$	σ	v	$\frac{\overline{q_{cr,\varepsilon}}}{\bar{q}}$
-	-	-	MPa	mm	mm	-	MPa	mm	mm	mm	szt.	kN	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-
10	BZ-1.0-M-160-#10	A	53.41	200	200.0	1.00	493.2	151	52	10	3	1587.8	50.54	2.00	4.0%	0.95	50.14	1.70	3.4%	0.99	36.10	3.45	9.5%	0.72
11	BZ-2.3-M-160-#10	A	53.41	200	132.0	2.30	493.2	151	52	10	3	1567.8	114.57	1.86	1.6%	2.15	71.85*	2.13	3.0%	0.63	61.04*	3.14	5.1%	0.54
12	BZ-4.0-M-160-#10	A	53.41	200	100.0	4.00	493.2	151	52	10	2***	1313.9	167.29	2.61	1.6%	3.13	100.98	5.51	5.5%	0.60	86.65	9.31	10.7%	0.52
13	BZ-6.0-M-160-#10	A	53.41	200	82.0	5.95	493.2	151	52	10	3	1077.7	204.07	3.84	1.9%	3.82	132.00	7.92	6.0%	0.65	113.63	6.68	5.9%	0.56
14	BZ-4.0-M-135-#10	A	53.41	200	100.0	4.00	493.2	137	52	10	3	1126.1	143.38	12.23	8.5%	2.68	84.48	11.04	13.1%	0.59	77.15	5.06	6.6%	0.54
15	BZ-6.0-M-135-#10	A	53.41	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	3	1028.3	194.72	3.83	2.0%	3.65	130.22	5.42	4.2%	0.67	113.27	8.41	7.4%	0.58
16	BWW1-1.0-M-160-#10	B	69.39	200	200.0	1.00	493.2	151	52	10	3	2055.2	65.42	3.45	5.3%	0.94	62.15	8.61	13.8%	0.95	46.30	7.56	16.3%	0.71
17	BWW1-2.3-M-160-#10	B	69.39	200	132.0	2.30	493.2	151	52	10	3	1948.1	142.35	3.77	2.6%	2.05	72.40	20.44	28.2%	0.51	60.44	9.44	15.6%	0.42
18	BWW1-4.0-M-160-#10	B	69.39	200	100.0	4.00	493.2	151	52	10	3	1548.2	197.13	3.10	1.6%	2.84	132.90**	-	-	0.68	109.06**	-	-	0.56
19	BWW1-6.0-M-160-#10	B	69.39	200	82.0	5.95	493.2	151	52	10	3	1296.5	245.50	3.89	1.6%	3.54	151.30	9.89	6.5%	0.62	93.13	71.64	76.9%	0.38
20	BWW1-4.0-M-135-#10	B	69.39	200	100.0	4.00	493.2	137	52	10	3	1439.0	183.22	3.73	2.0%	2.64	100.80	14.78	14.7%	0.55	76.05	16.40	21.6%	0.42
21	BWW1-6.0-M-135-#10	B	69.39	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	3	1228.2	232.56	10.94	4.7%	3.35	140.32	21.42	15.3%	0.60	127.70	11.09	8.7%	0.55
28	BWW1-1.0-M-160-#8	B	69.39	200	200.0	1.00	539.9	162	51	8	3	2135.8	67.99	0.83	1.2%	0.98	67.02*	0.51	0.8%	0.99	48.50*	5.13	10.6%	0.72
29	BWW1-2.3-M-160-#8	B	69.39	200	132.0	2.30	539.9	162	51	8	3	1762.6	128.80	2.61	2.0%	1.86	91.11	11.90	13.1%	0.71	76.56	7.81	10.2%	0.60
30	BWW1-4.0-M-160-#8	B	69.39	200	100.0	4.00	539.9	162	51	8	3	1353.0	172.27	1.19	0.7%	2.48	125.26	10.03	8.0%	0.73	101.34	1.45	1.4%	0.59
31	BWW1-6.0-M-160-#8	B	69.39	200	82.0	5.95	539.9	162	51	8	3	1170.3	221.61	2.55	1.2%	3.19	152.18*	22.66	14.9%	0.69	130.16*	15.10	11.6%	0.59
39	BWW1-1.0-L-195	B	69.39	252	252.0	1.00	602.8	196	59	12	4	3372.2	67.61	2.27	3.4%	0.97	67.20	2.15	3.2%	0.99	49.34	2.38	4.8%	0.73
40	BWW1-2.3-L-195	B	69.39	252	165.0	2.33	602.8	196	59	12	2	3167.8	148.15	0.59	0.4%	2.13	88.58*	4.64	5.2%	0.60	74.00*	0.56	0.8%	0.50
41	BWW1-4.0-L-195	B	69.39	252	125.0	4.06	602.8	196	59	12	3	2474.0	201.60	3.38	1.7%	2.91	110.04	15.76	14.3%	0.55	99.54	8.77	8.8%	0.49
42	BWW1-6.0-L-195	B	69.39	252	102.5	6.04	602.8	196	59	12	3	2068.6	250.70	3.29	1.3%	3.61	138.20	10.90	7.9%	0.55	93.48	73.40	78.5%	0.37
22	BWW2-1.0-M-160-#10	C	99.84	200	200.0	1.00	493.2	151	52	10	3	2864.8	91.19	5.46	6.0%	0.91	87.86	2.74	3.1%	0.96	65.35	3.36	5.1%	0.72
23	BWW2-2.3-M-160-#10	C	99.84	200	132.0	2.30	493.2	151	52	10	3	2537.4	185.41	4.55	2.5%	1.86	111.61	19.24	17.2%	0.60	102.03	21.99	21.6%	0.55
24	BWW2-4.0-M-160-#10	C	99.84	200	100.0	4.00	493.2	151	52	10	3	2129.7	271.16	11.02	4.1%	2.72	123.61*	29.17	23.6%	0.45	114.15*	18.95	16.6%	0.42
25	BWW2-6.0-M-160-#10	C	99.84	200	82.0	5.95	493.2	151	52	10	3	1693.0	320.59	14.19	4.4%	3.21	213.43	30.48	14.3%	0.67	171.65	16.40	9.6%	0.53
26	BWW2-4.0-M-135-#10	C	99.84	200	100.0	4.00	493.2	137	52	10	3	1920.8	244.56	8.07	3.3%	2.45	162.67*	13.03	8.0%	0.66	137.59*	1.53	1.1%	0.56
27	BWW2-6.0-M-135-#10	C	99.84	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	3	1587.4	300.59	4.70	1.6%	3.01	184.68	33.31	18.0%	0.61	154.97	12.82	8.3%	0.52
27D	BWW2-6.0-M-135-#10	C	99.84	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	1	1505.3	285.04	-	-	2.85	184.01	-	-	0.65	181.96	-	-	0.64
32	BWW2-1.0-M-160-#8	C	99.84	200	200.0	1.00	539.9	162	51	8	3	3015.9	96.00	5.01	5.2%	0.96	92.58*	8.89	9.6%	0.98	70.87*	5.69	8.0%	0.75
33	BWW2-2.3-M-160-#8	C	99.84	200	132.0	2.30	539.9	162	51	8	3	2347.3	171.52	7.35	4.3%	1.72	99.68	20.52	20.6%	0.58	79.16	2.89	3.6%	0.46
34	BWW2-4.0-M-160-#8	C	99.84	200	100.0	4.00	539.9	162	51	8	3	1867.8	237.81	4.24	1.8%	2.38	132.87	12.67	9.5%	0.56	121.52	5.64	4.6%	0.51
35	BWW2-6.0-M-160-#8	C	99.84	200	82.0	5.95	539.9	162	51	8	3	1543.1	292.20	8.40	2.9%	2.93	198.43	24.89	12.5%	0.68	177.04	16.07	9.1%	0.61
46	BWW2-1.0-L-195	C	99.84	252	252.0	1.00	602.8	196	59	12	3	4410.3	88.43	5.06	5.7%	0.89	87.79	4.11	4.7%	0.99	55.10	22.54	40.9%	0.62
47	BWW2-2.3-L-195	C	99.84	252	165.0	2.33	602.8	196	59	12	3	3884.2	181.66	5.64	3.1%	1.82	75.89	15.21	20.0%	0.42	69.77	6.46	9.3%	0.38
47D	BWW2-2.3-L-195	C	99.84	252	165.0	2.33	602.8	196	59	12	1	4096.8	191.6	-	-	1.92	81.81	-	-	0.43	81.67	-	-	0.43
48	BWW2-4.0-L-195	C	99.84	252	125.0	4.06	602.8	196	59	12	3	3088.4	251.67	3.73	1.5%	2.52	152.62	36.47	23.9%	0.61	118.85	1.83	1.5%	0.47
49	BWW2-6.0-L-195	C	99.84	252	102.5	6.04	602.8	196	59	12	3	2616.1	317.04	7.84	2.5%	3.18	169.32	17.59	10.4%	0.53	166.85	14.91	8.9%	0.53

* Ciśnienie powodujące zarysowanie na pobocznicy określone tylko dla dwóch elementów,

** Ciśnienie powodujące zarysowanie na pobocznicy określone tylko dla jednego elementu

*** Trzeci egzemplarz (12A) został źle zabetonowany i posiadał ubytki betonu. Pomimo uzupełnienia pustek w powierzchni próbki zaprawą, wyniki wytrzymałości odbiegały widocznie od pozostałych.

Tabela 7.2 Wytrzymałość na docisk oraz ciśnienie powodujące zarysowanie na pobocznicy w elementach zbrojonych przebadanych w ramach pracy

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie rodzaju	Beton	f_c	d_0	R	n	Odkształcenia początkowe w stali	p0.0			p1.0			p1.5			p2.0		
								$\sigma_{s,p0.0}$	σ	v	$\sigma_{s,p1.0}$	σ	v	$\sigma_{s,p1.5}$	σ	v	$\sigma_{s,p2.0}$	σ	v
-	-	-	MPa	mm	-	szt.	‰	MPa	MPa	-	MPa	MPa	-	MPa	MPa	-	MPa	MPa	-
10	BZ-1.0-M-160-#10	A	53.41	200	1.00	3	-	266.3	46.0	17.3%	Wartość $\sigma_{s,p0.0}$ prezentuje średnią z wszystkich tensometrów użytych badaniach we wszystkich egzemplarzy próbki rodzaju 10.								
							0.326	202.3	46.1	22.8%									
11	BZ-2.3-M-160-#10	A	53.41	132	2.30	3	-	**493.7**	0.4	0.1%	**495.7**	0.7	0.1%	**494.8**	1.6	0.3%	**494.4**	0.6	0.1%
							0.326	**493.5**	0.4	0.1%	**495.5**	0.7	0.1%	**494.7**	1.6	0.3%	**494.2**	0.6	0.1%
12	BZ-4.0-M-160-#10	A	53.41	100	4.00	3		**499.8**	6.7	1.3%	**496.4**	1.7	0.3%	**495.9**	0.5	0.1%	**494.8**	0.6	0.1%
							0.326	**499.6**	6.7	1.3%	**496.2**	1.7	0.3%	**495.8**	0.5	0.1%	**494.6**	0.6	0.1%
13	BZ-6.0-M-160-#10	A	53.41	82	5.95	3	-	488.4	10.3	2.1%	**496.6**	2.9	0.6%	473.4	19.3	4.1%	-	-	-
							0.326	480.1	24.3	5.1%	**496.4**	2.9	0.6%	445.4	47.0	10.6%	-	-	-
16	BWW1-1.0-M-160-#10	B	69.39	200	1.00	3	-	263.5	47.1	17.9%	Wartość $\sigma_{s,p0.0}$ prezentuje średnią z wszystkich tensometrów użytych badaniach we wszystkich egzemplarzy próbki rodzaju 16.								
							0.423	180.4	47.1	26.1%									
17	BWW1-2.3-M-160-#10	B	69.39	132	2.30	3	-	**493.7**	0.1	0.0%	**494.5**	0.3	0.1%	**494.5**	0.4	0.1%	**495.2**	0.9	0.2%
							0.423	**493.5**	0.1	0.0%	**494.3**	0.3	0.1%	**494.3**	0.4	0.1%	**495.0**	0.9	0.2%
18	BWW1-4.0-M-160-#10	B	69.39	100	4.00	3	-	**494.7**	0.7	0.1%	**496.0**	0.4	0.1%	**495.0**	1.4	0.3%	473.7	36.4	7.7%
							0.423	**494.5**	0.7	0.1%	**495.8**	0.4	0.1%	**494.9**	1.4	0.3%	446.1	83.7	18.8%
19	BWW1-6.0-M-160-#10	B	69.39	82	5.95	3	-	**497.0**	0.6	0.1%	**495.3**	1.7	0.3%	**494.7**	1.3	0.3%	-	-	-
							0.423	**496.8**	0.6	0.1%	**495.1**	1.7	0.3%	**494.5**	1.3	0.3%	-	-	-
22	BWW2-1.0-M-160-#10	C	99.84	200	1.00	3	-	370.2	140.0	37.8%	Wartość $\sigma_{s,p0.0}$ prezentuje średnią z wszystkich tensometrów użytych badaniach we wszystkich egzemplarzy próbki rodzaju 22.								
							0.790	221.2	237.5	107.4%									
23	BWW2-2.3-M-160-#10	C	99.84	132	2.30	3	-	447.8	59.9	13.4%	**494.0**	0.6	0.1%	490.0	6.9	1.4%	**494.5**	1.0	0.2%
							0.790	346.7	120.3	34.7%	485.0	15.5	3.2%	442.3	57.9	13.1%	**494.1**	1.0	0.2%
24	BWW2-4.0-M-160-#10	C	99.84	100	4.00	3	-	**494.8**	1.9	0.4%	**495.2**	1.6	0.3%	463.9	39.8	8.6%	**495.6**	1.7	0.3%
							0.790	468.0	47.2	10.1%	**494.8**	1.6	0.3%	375.2	115.5	30.8%	**495.2**	1.7	0.3%
25	BWW2-6.0-M-160-#10	C	99.84	82	5.95	3	-	**494.5**	1.3	0.3%	**496.3**	0.6	0.1%	473.1	17.8	3.8%	-	-	-
							0.790	475.5	33.5	7.0%	**496.0**	0.6	0.1%	384.3	94.4	24.6%	-	-	-

Tabela 7.3 Naprężenia w poszczególnych miejscach spirali (Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, f_y = 493.2 MPa) w chwili osiągnięcia maksymalnej siły – wartości średnie na podstawie wszystkich egzemplarzy danego rodzaju. Wartości przekraczające granicę plastyczności - pogrubiona czcionka.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

7.2.2. UŚREDNIONE NAPRĘŻENIA W SPIRALACH ELEMENTÓW ZBROJONYCH

Na podstawie analizy literatury dotyczącej docisku i w celu określenia wpływu skrępowania obliczono dla wszystkich próbek poddanych dociskowi średnie naprężenia występujące w pętlach spirali w strefie docisku. Obliczono dwie wartości:

- $\sigma_{s,mid}$ – będącą średnią ze średnich naprężeń ze wszystkich egzemplarzy w miejscach p1.0 i p1.5,
- $\sigma_{s,tot}$ – będącą średnią ze średnich naprężeń ze wszystkich badanych miejsc.

Wartości te następnie zostały wykorzystane do określenia naprężenia krępującego. Wartość $\sigma_{s,mid}$ lepiej niż $\sigma_{s,tot}$ może pokazywać naprężenia w stali na poziomie występowania maksymalnego naprężenia rozciągającego w betonie pod powierzchnią docisku, ze względu na fakt pewnego zaburzenia wartości naprężeń $\sigma_{s,p0.0}$ z powodu występowania w tym miejscu (blisko powierzchni podstawy walca) naprężeń odspajających otulinę. Wartości tych uśrednionych naprężeń zestawiono w tabelach od numeru 7.4 do 7.7, z podziałem na rodzaj spirali:

- spirala z pręta Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm – (tab. 7.4),
- spirala z pręta Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm – (tab. 7.5),
- spirala z pręta Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm – (tab. 7.6),
- spirala z pręta Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm – (tab. 7.7).

Dla próbek ściskanych na całej powierzchni (R = 1.0) wartość $\sigma_{s,mid}$ i $\sigma_{s,tot}$ są sobie równe i są średnią ze wszystkich tensometrów we wszystkich egzemplarzach danego rodzaju. W odpowiednich tabelach zawarto również wyniki dla próbek 27D i 47D, które były badane pod dłużej trwającym obciążeniem.

7.3. WYBRANE WYNIKI POMIARU ODKSZTAŁCENIA DRUTEM ELEKTROOPOROWYM

Zaprezentowane poniżej tabele przedstawiają odkształcenia betonu pomierzone przy pomocy drutu elektrooporowego umieszczonego na walcach Ø200x400 mm. Drut umieszczony był na całym obwodzie w odległości 70 mm od górnej powierzchni próbki. Wyniki dla próbek niezbrojonych podaje tabela 7.8, a dla zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm o średnicy rdzenia 151 mm i skoku 52 mm tabela 7.9. Na rysunkach 7.3 i 7.4 pokazano wykresy uzyskane na podstawie wyników zaprezentowanych w tabelach 7.8 i 7.9.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie	Beton	f_c	d_0	R	n	Odkształcenia początkowe w stali	Wytężenie 95%								Wytężenie 100% - maksymalna siła							
								$\sigma_{s,mid}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,mid}}{f_y}$	$\sigma_{s,tot}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,tot}}{f_y}$	$\sigma_{s,mid}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,mid}}{f_y}$	$\sigma_{s,tot}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,tot}}{f_y}$
-	-	-	MPa	mm	-	szt.	‰	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-
10	BZ-1.0-M-160-#10	A	53.41	200	1.00	3	-	182.3	32.3	17.7%	0.37	182.3	32.3	17.7%	0.37	266.3	46.0	17.3%	0.54	266.3	46.0	17.3%	0.54
							0.326	118.3	32.4	27.3%	0.24	118.3	32.4	27.3%	0.24	202.3	46.1	22.8%	0.41	202.3	46.1	22.8%	0.41
11	BZ-2.3-M-160-#10	A	53.41	132	2.30	3	-	488.5	8.9	1.8%	0.99	482.9	16.4	3.4%	0.98	**495.3**	0.5	0.1%	1.00	**494.6**	0.4	0.1%	1.00
							0.326	478.3	19.6	4.1%	0.97	466.9	35.1	7.5%	0.95	**495.1**	0.5	0.1%	1.00	**494.5**	0.4	0.1%	1.00
12	BZ-4.0-M-160-#10	A	53.41	100	4.00	3		**494.0**	0.4	0.1%	1.00	490.8	5.9	1.2%	1.00	**496.2**	0.6	0.1%	1.01	**496.7**	2.1	0.4%	1.01
							0.326	**493.9**	0.4	0.1%	1.00	485.8	12.8	2.6%	0.98	**496.0**	0.6	0.1%	1.01	**496.6**	2.1	0.4%	1.01
13	BZ-6.0-M-160-#10	A	53.41	82	5.95	3	-	393.5	18.3	4.7%	0.80	417.3	24.6	5.9%	0.85	485.0	10.9	2.2%	0.98	486.1	8.3	1.7%	0.99
							0.326	356.7	23.3	6.5%	0.72	384.4	34.1	8.9%	0.78	470.9	24.7	5.2%	0.95	474.0	18.7	3.9%	0.96
16	BWW1-1.0-M-160-#10	B	69.39	200	1.00	3	-	140.7	39.9	28.4%	0.29	140.7	18.0	12.8%	0.29	263.5	47.1	17.9%	0.53	263.5	3.5	1.3%	0.53
							0.423	57.6	39.9	69.3%	0.12	57.6	18.0	31.3%	0.12	180.4	47.1	26.1%	0.37	180.4	3.5	2.0%	0.37
17	BWW1-2.3-M-160-#10	B	69.39	132	2.30	3	-	490.6	4.2	0.9%	0.99	490.5	2.3	0.5%	0.99	**494.5**	0.3	0.1%	1.00	**494.6**	0.5	0.1%	1.00
							0.423	464.5	10.7	2.3%	0.94	469.1	9.0	1.9%	0.95	**494.3**	0.3	0.1%	1.00	**494.4**	0.5	0.1%	1.00
18	BWW1-4.0-M-160-#10	B	69.39	100	4.00	3	-	464.2	26.8	5.8%	0.94	445.1	37.8	8.5%	0.90	**495.5**	0.7	0.1%	1.00	489.8	9.3	1.9%	0.99
							0.423	436.6	49.9	11.4%	0.89	405.7	56.9	14.0%	0.82	**495.3**	0.7	0.1%	1.00	482.8	21.1	4.4%	0.98
19	BWW1-6.0-M-160-#10	B	69.39	82	5.95	3	-	463.9	12.7	2.7%	0.94	474.1	8.5	1.8%	0.96	**495.0**	0.5	0.1%	1.00	**495.7**	0.4	0.1%	1.01
							0.423	420.6	13.1	3.1%	0.85	445.1	8.7	1.9%	0.90	**494.8**	0.5	0.1%	1.00	**495.5**	0.4	0.1%	1.00
22	BWW2-1.0-M-160-#10	C	99.84	200	1.00	3	-	304.6	154.4	50.7%	0.62	304.6	154.4	50.7%	0.62	370.2	140.0	37.8%	0.75	370.2	140.0	37.8%	0.75
							0.790	167.7	182.2	108.7%	0.34	167.7	182.2	108.7%	0.34	221.2	237.5	107.4%	0.45	221.2	237.5	107.4%	0.45
23	BWW2-2.3-M-160-#10	C	99.84	132	2.30	3	-	385.5	90.6	23.5%	0.78	372.3	96.9	26.0%	0.75	492.0	3.2	0.7%	1.00	481.6	16.6	3.4%	0.98
							0.790	242.5	101.5	41.9%	0.49	236.3	120.4	51.0%	0.48	463.6	28.6	6.2%	0.94	442.0	38.3	8.7%	0.90
24	BWW2-4.0-M-160-#10	C	99.84	100	4.00	3	-	450.0	53.2	11.8%	0.91	462.6	26.8	5.8%	0.94	479.5	19.3	4.0%	0.97	487.4	9.7	2.0%	0.99
							0.790	378.0	84.0	22.2%	0.77	401.1	40.1	10.0%	0.81	435.0	57.4	13.2%	0.88	458.3	38.6	8.4%	0.93
25	BWW2-6.0-M-160-#10	C	99.84	82	5.95	3	-	426.9	29.2	6.8%	0.87	431.0	31.6	7.3%	0.87	484.7	8.6	1.8%	0.98	488.0	5.4	1.1%	0.99
							0.790	326.1	38.1	11.7%	0.66	344.0	78.7	22.9%	0.70	440.1	46.9	10.7%	0.89	451.9	20.1	4.5%	0.92

Tabela 7.4 Uśrednione naprężenia w zbrojeniu w elementach ze spiralą z pręta Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, f_y = 493.2 MPa. Wartości przekraczające granicę plastyczności - pogrubiona czcionka.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie	Beton	f_c	d_0	R	n	Odkształcenia początkowe w stali	Wytężenie 95%								Wytężenie 100% - maksymalna siła							
								$\sigma_{s,mid}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,mid}}{f_y}$	$\sigma_{s,tot}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,tot}}{f_y}$	$\sigma_{s,mid}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,mid}}{f_y}$	$\sigma_{s,tot}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,tot}}{f_y}$
-	-	-	MPa	mm	-	szt.	‰	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-
14	BZ-4.0-M-135-#10	A	53.41	100	4.00	3		486.2	13.0	2.7%	0.99	433.6	41.7	9.6%	0.88	**495.2**	1.1	0.2%	1.00	479.6	21.2	4.4%	0.97
							0.325	468.9	33.6	7.2%	0.95	403.7	51.8	12.8%	0.82	**495.0**	1.1	0.2%	1.00	471.0	28.6	6.1%	0.95
15	BZ-6.0-M-135-#10	A	53.41	82	5.95	3	-	432.9	70.5	16.3%	0.88	453.4	46.9	10.3%	0.92	488.2	12.1	2.5%	0.99	490.6	7.9	1.6%	0.99
							0.325	403.0	86.6	21.5%	0.82	433.4	57.6	13.3%	0.88	478.3	28.9	6.0%	0.97	483.9	19.2	4.0%	0.98
20	BWW1-4.0-M-135-#10	B	69.39	100	4.00	3	-	489.1	7.5	1.5%	0.99	474.5	19.3	4.1%	0.96	**495.6**	1.2	0.2%	1.00	491.8	5.6	1.1%	1.00
							0.421	474.8	21.1	4.4%	0.96	450.3	21.3	4.7%	0.91	**495.4**	1.2	0.2%	1.00	485.2	16.7	3.4%	0.98
21	BWW1-6.0-M-135-#10	B	69.39	82	5.95	3	-	439.0	83.5	19.0%	0.89	457.7	55.9	12.2%	0.93	489.9	12.6	2.6%	0.99	492.7	8.3	1.7%	1.00
							0.421	415.6	101.2	24.3%	0.84	442.0	67.6	15.3%	0.90	477.5	33.7	7.1%	0.97	484.4	22.5	4.6%	0.98
26	BWW2-4.0-M-135-#10	C	99.84	100	4.00	3	-	443.7	46.0	10.4%	0.90	446.1	19.2	4.3%	0.90	**495.0**	0.6	0.1%	1.00	492.8	2.7	0.6%	1.00
							0.787	324.1	58.4	18.0%	0.66	339.3	37.8	11.1%	0.69	**494.6**	0.6	0.1%	1.00	482.8	19.4	4.0%	0.98
27	BWW2-6.0-M-135-#10	C	99.84	82	5.95	3	-	369.5	86.4	23.4%	0.75	417.7	43.3	10.4%	0.85	472.7	21.2	4.5%	0.96	481.2	14.1	2.9%	0.98
							0.787	233.1	99.7	42.8%	0.47	317.6	26.9	8.5%	0.64	407.5	75.7	18.6%	0.83	444.2	43.2	9.7%	0.90
27D	BWW2-6.0-M-135-#10	C	99.84	82	5.95	1	-	460.1	-	-	0.93	471.2	-	-	0.96	**494.2**	-	-	1.00	**494.2**	-	-	1.00
							0.787	383.3	-	-	0.78	411.0	-	-	0.83	491.7	-	-	1.00	492.4	-	-	1.00

Tabela 7.5 Uśrednione naprężenia w zbrojeniu w elementach ze spiralą z pręta Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm, f_y = 493.2 MPa. Wartości przekraczające granicę plastyczności - pogrubiona czcionka.

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie	Beton	f_c	d_0	R	n	Odkształcenia początkowe w stali	Wytężenie 95%								Wytężenie 100% - maksymalna siła							
								$\sigma_{s,mid}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,mid}}{f_y}$	$\sigma_{s,tot}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,tot}}{f_y}$	$\sigma_{s,mid}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,mid}}{f_y}$	$\sigma_{s,tot}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,tot}}{f_y}$
-	-	-	MPa	mm	-	szt.	‰	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-
28	BWW1-1.0-M-160-#8	B	69.39	200	1.00	3		186.2	61.2	32.8%	0.34	186.2	61.2	32.8%	0.34	310.6	82.1	26.4%	0.58	331.9	27.2	8.2%	0.61
							0.430	95.1	61.2	64.3%	0.18	95.1	61.2	64.3%	0.18	216.9	77.2	35.6%	0.40	248.9	31.0	12.5%	0.46
29	BWW1-2.3-M-160-#8	B	69.39	132	2.30	3	-	421.5	21.7	5.1%	0.78	409.0	21.8	5.3%	0.76	537.4	12.7	2.4%	1.00	527.6	10.1	1.9%	0.98
							0.430	364.2	32.6	9.0%	0.67	343.3	29.5	8.6%	0.64	528.0	21.1	4.0%	0.98	514.0	16.5	3.2%	0.95
30	BWW1-4.0-M-160-#8	B	69.39	100	4.00	3	-	428.7	23.0	5.4%	0.79	396.3	20.9	5.3%	0.73	537.7	5.5	1.0%	1.00	518.5	7.9	1.5%	0.96
							0.430	370.6	38.2	10.3%	0.69	328.3	28.6	8.7%	0.61	530.7	8.2	1.5%	0.98	500.1	13.1	2.6%	0.93
31	BWW1-6.0-M-160-#8	B	69.39	82	5.95	3	-	466.0	3.1	0.7%	0.86	463.2	17.1	3.7%	0.86	526.7	9.8	1.9%	0.98	523.8	19.6	3.7%	0.97
							0.430	418.7	6.4	1.5%	0.78	414.6	21.8	5.3%	0.77	512.9	15.6	3.0%	0.95	507.7	31.4	6.2%	0.94
32	BWW2-1.0-M-160-#8	C	99.84	200	1.00	3	-	130.9	36.6	28.0%	0.24	130.9	36.6	28.0%	0.24	216.4	41.0	19.0%	0.40	216.4	41.0	19.0%	0.40
							0.802	-35.2	33.3	94.7%	-0.07	-35.2	33.3	94.7%	-0.07	46.4	41.0	88.3%	0.09	46.4	41.0	88.3%	0.09
33	BWW2-2.3-M-160-#8	C	99.84	132	2.30	3	-	400.8	87.4	21.8%	0.74	421.3	63.1	15.0%	0.78	493.2	47.2	9.6%	0.91	500.6	34.3	6.9%	0.93
							0.802	274.2	130.3	47.5%	0.51	301.6	99.1	32.9%	0.56	432.6	93.2	21.5%	0.80	442.2	68.5	15.5%	0.82
34	BWW2-4.0-M-160-#8	C	99.84	100	4.00	3	-	466.8	33.9	7.3%	0.86	453.3	40.5	8.9%	0.84	532.5	16.9	3.2%	0.99	524.3	20.9	4.0%	0.97
							0.802	364.6	64.1	17.6%	0.68	349.2	71.3	20.4%	0.65	508.4	38.0	7.5%	0.94	489.4	47.0	9.6%	0.91
35	BWW2-6.0-M-160-#8	C	99.84	82	5.95	3	-	434.4	116.9	26.9%	0.80	391.6	106.5	27.2%	0.73	504.5	65.2	12.9%	0.93	473.9	59.0	12.5%	0.88
							0.802	336.7	175.3	52.1%	0.62	275.1	151.3	55.0%	0.51	451.7	137.1	30.4%	0.84	407.5	130.5	32.0%	0.75

Tabela 7.6 Uśrednione naprężenia w zbrojeniu w elementach ze spiralą z pręta Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm, f_y = 539.9 MPa. Wartości przekraczające granicę plastyczności - pogrubiona czcionka.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie	Beton	f_c	d_0	R	n	Odkształcenia początkowe w stali	Wytężenie 95%								Wytężenie 100% - maksymalna siła							
								$\sigma_{s,mid}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,mid}}{f_y}$	$\sigma_{s,tot}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,tot}}{f_y}$	$\sigma_{s,mid}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,mid}}{f_y}$	$\sigma_{s,tot}$	σ	v	$\frac{\sigma_{s,tot}}{f_y}$
-	-	-	MPa	mm	-	szt.	‰	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-	MPa	MPa	-	-
39	BWW1-1.0-L-195	B	69.39	252	1.00	3		124.4	33.8	27.2%	0.21	124.4	33.8	27.2%	0.21	173.3	36.4	21.0%	0.29	173.3	36.4	21.0%	0.29
							0.424	44.3	33.8	76.5%	0.07	44.3	33.8	76.5%	0.07	93.2	36.4	39.1%	0.15	93.2	36.4	39.1%	0.15
40	BWW1-2.3- L-195	B	69.39	165	2.33	2	-	597.3	2.0	0.3%	0.99	573.1	19.5	3.4%	0.95	**620.5**	1.9	0.3%	1.03	**609.1**	2.6	0.4%	1.01
							0.424	589.4	1.5	0.3%	0.98	552.0	27.4	5.0%	0.92	**618.5**	2.4	0.4%	1.03	**603.4**	3.3	0.5%	1.00
41	BWW1-4.0- L-195	B	69.39	125	4.06	3	-	574.6	24.4	4.2%	0.95	567.6	14.8	2.6%	0.94	**620.1**	6.6	1.1%	1.03	**616.0**	2.4	0.4%	1.02
							0.424	553.0	37.1	6.7%	0.92	541.9	23.5	4.3%	0.90	**618.4**	7.8	1.3%	1.03	**613.5**	2.7	0.4%	1.02
42	BWW1-6.0- L-195	B	69.39	102.5	6.04	3	-	513.8	16.1	3.1%	0.85	538.2	7.7	1.4%	0.89	599.8	8.6	1.4%	1.00	586.1	32.0	5.5%	0.97
							0.424	470.0	18.7	4.0%	0.78	505.1	7.2	1.4%	0.84	591.6	14.2	2.4%	0.98	571.4	48.8	8.5%	0.95
46	BWW2-1.0- L-195	C	99.84	252	1.00	3	-	133.3	42.8	32.1%	0.22	133.3	42.8	32.1%	0.22	175.7	54.1	30.8%	0.29	175.7	54.1	30.8%	0.29
							0.791	-16.3	42.9	-263.5%	-0.03	-16.3	42.9	-263.5%	-0.03	26.1	54.2	207.4%	0.04	26.1	54.2	207.4%	0.04
47	BWW2-2.3- L-195	C	99.84	165	2.33	3	-	477.2	33.2	7.0%	0.79	486.0	12.4	2.5%	0.81	515.8	52.0	10.1%	0.86	533.9	26.8	5.0%	0.89
							0.791	381.3	56.1	14.7%	0.63	384.1	26.8	7.0%	0.64	443.5	63.2	14.3%	0.74	468.6	32.4	6.9%	0.78
47	BWW2-2.3- L-195	C	99.84	165	2.33	1	-	514.3	-	-	0.85	539.4	-	-	0.89	587.6	-	-	0.97	593.3	-	-	0.98
							0.791	412.4	-	-	0.68	455.8	-	-	0.76	563.3	-	-	0.93	572.8	-	-	0.95
48	BWW2-4.0- L-195	C	99.84	125	4.06	3	-	522.2	43.4	8.3%	0.87	524.0	28.5	5.4%	0.87	**612.0**	7.2	1.2%	1.02	**607.5**	4.2	0.7%	1.01
							0.791	427.2	84.8	19.8%	0.71	428.6	54.7	12.8%	0.71	**604.0**	12.6	2.1%	1.00	595.5	8.1	1.4%	0.99
49	BWW2-6.0- L-195	C	99.84	102.5	6.04	3	-	560.0	31.7	5.7%	0.93	546.4	24.8	4.5%	0.91	**614.4**	12.5	2.0%	1.02	**611.4**	9.8	1.6%	1.01
							0.791	505.3	56.3	11.1%	0.84	472.4	44.6	9.4%	0.78	**603.7**	24.4	4.0%	1.00	600.8	18.9	3.1%	1.00

Tabela 7.7 Uśrednione naprężenia w zbrojeniu w elementach ze spiralą z pręta Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm, f_y = 602.8 MPa. Wartości przekraczające granicę plastyczności - pogrubiona czcionka.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

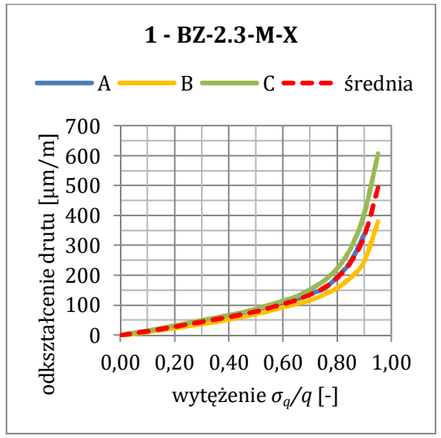
Oznaczenie	Nr egzemplarza	Beton	f_c	d_0	R	Wytężenie σ_q/q [-]															
						0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	0.99	1.00
-	-	-	MPa	mm	-	Odkształcenie w drucie elektrooporowym (wartość dodatnia oznacza rozciąganie) μm/m															
BZ-2.3-M-X	1A	A	53.41	132.0	2.30	0	14	30	46	63	80	104	120	139	156	195	248	339	-	-	-
	1B	A	53.41	132.0	2.30	0	11	23	38	52	70	94	105	116	135	159	193	249	380	-	-
	1C	A	53.41	132.0	2.30	0	15	32	50	67	88	115	130	153	182	224	293	409	608	-	-
	1 - średnia	A	53.41	132.0	2.30	0	13	28	45	61	79	104	118	136	158	193	245	332	494	-	-
BZ-4.0-M-X	2A	A	53.41	100.0	4.00	0	15	30	46	63	81	101	113	125	141	158	188	293	-	-	-
	2B	A	53.41	100.0	4.00	Brak pomiaru – drut uszkodzony															
	2C	A	53.41	100.0	4.00	0	11	24	36	50	65	83	95	107	125	155	207	-	-	-	-
	2 - średnia	A	53.41	100.0	4.00	0	13	27	41	56	73	92	104	116	133	156	197	293	-	-	-
BZ-6.0-M-X	3A	A	53.41	82.0	5.95	0	14	26	37	53	71	93	106	120	136	168	-	-	-	-	-
	3B	A	53.41	82.0	5.95	0	10	20	31	42	55	68	75	81	87	96	105	113	92	140	-
	3C	A	53.41	82.0	5.95	0	7	27	44	62	83	103	106	118	144	147	188	-	-	-	-
	3 - średnia	A	53.41	82.0	5.95	0	10	24	37	52	70	88	96	106	122	137	146	113	92	140	-
BWW1-2.3-M-X	4A	B	69.39	132.0	2.30	0	14	26	42	65	90	115	125	127	127	129	132	151	210	-	-
	4B	B	69.39	132.0	2.30	0	27	29	48	73	95	119	136	150	189	230	-	-	-	-	-
	4C	B	69.39	132.0	2.30	0	21	43	65	89	117	151	177	218	-	-	-	-	-	-	-
	4 - średnia	B	69.39	132.0	2.30	0	21	33	52	75	101	128	146	165	158	179	132	151	210	-	-
BWW1-4.0-M-X	5A	B	69.39	100.0	4.00	0	17	34	53	68	89	108	120	131	149	165	195	270	-	-	-
	5B	B	69.39	100.0	4.00	0	112	139	156	175	199	231	242	252	266	287	302	330	-	-	-
	5C	B	69.39	100.0	4.00	0	16	29	41	54	70	91	103	118	132	155	225	0	-	-	-
	5 - średnia	B	69.39	100.0	4.00	0	48	67	83	99	119	143	155	167	182	202	241	300	-	-	-
BWW1-6.0-M-X	6A	B	69.39	82.0	5.95	0	16	29	42	55	69	87	96	106	118	133	169	0	-	-	-
	6B	B	69.39	82.0	5.95	0	16	26	39	51	65	77	87	96	104	117	131	167	-	-	-
	6C	B	69.39	82.0	5.95	0	16	32	44	61	76	92	101	112	121	134	150	182	-	-	-
	6 - średnia	B	69.39	82.0	5.95	0	16	29	42	56	70	86	95	105	114	128	150	174	-	-	-
BWW2-2.3-M-X	7A	C	99.84	132.0	2.30	0	17	50	99	156	251	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	7B	C	99.84	132.0	2.30	0	6	41	82	117	140	257	394	578	-	-	-	-	-	-	-
	7C	C	99.84	132.0	2.30	0	22	43	63	83	103	129	146	174	225	-	-	-	-	-	-
	7D	C	99.84	132.0	2.30	0	22	43	77	103	137	174	200	238	291	-	-	-	-	-	-
	7 - średnia	C	99.84	132.0	2.30	0	17	44	80	115	158	187	247	330	258	-	-	-	-	-	-
BWW2-4.0-M-X	8A	C	99.84	100.0	4.00	0	18	34	49	67	86	107	118	132	-	-	-	-	-	-	-
	8B	C	99.84	100.0	4.00	0	34	38	39	56	81	96	106	117	129	148	169	197	-	-	-
	8C	C	99.84	100.0	4.00	0	15	33	52	71	90	107	114	123	130	140	150	168	-	-	-
	8D	C	99.84	100.0	4.00	0	11	23	42	56	75	96	106	111	117	125	136	219	321	-	-
	8 - średnia	C	99.84	100.0	4.00	0	19	32	45	62	83	101	111	121	125	138	152	195	321	-	-
BWW2-6.0-M-X	9A	C	99.84	82.0	5.95	0	2	12	19	35	42	52	56	61	69	78	88	101	118	-	-
	9B	C	99.84	82.0	5.95	0	19	37	51	64	79	92	98	106	114	125	135	148	174	-	-
	9C	C	99.84	82.0	5.95	0	25	44	62	82	102	123	134	143	157	168	181	196	216	246	-
	9D	C	99.84	82.0	5.95	0	12	25	38	48	62	74	78	75	80	82	86	86	58	39	22
	9 - średnia	C	99.84	82.0	5.95	0	15	30	42	57	71	85	91	96	105	113	122	133	141	143	22

Tabela 7.8 Odkształcenia w drucie elektrooporowym przyklejonym na niezbrojonych walcach Ø200 x 400 mm w zależności od wytężenia elementu

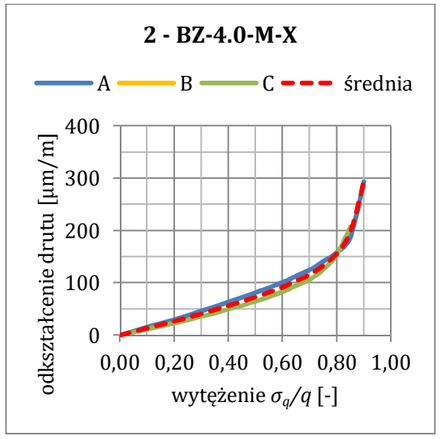
BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

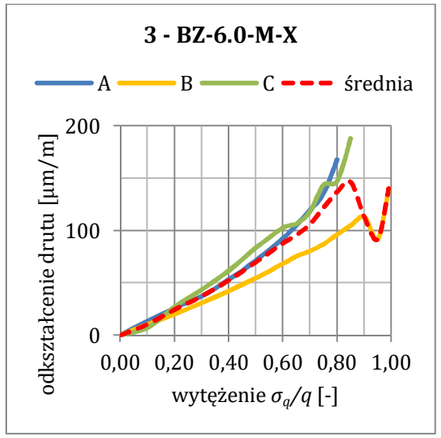
a)



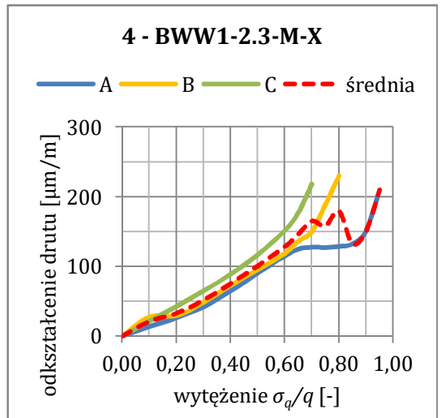
b)



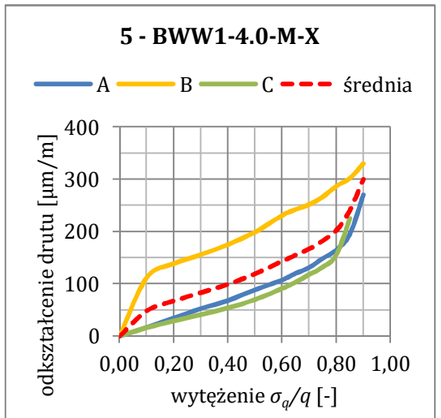
c)



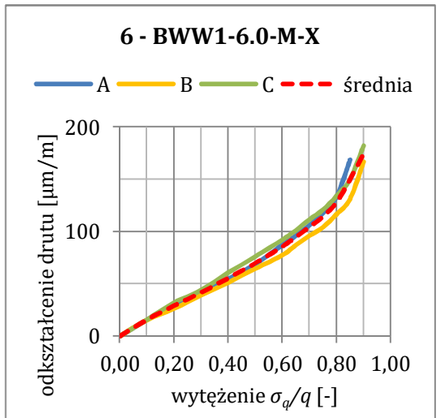
d)



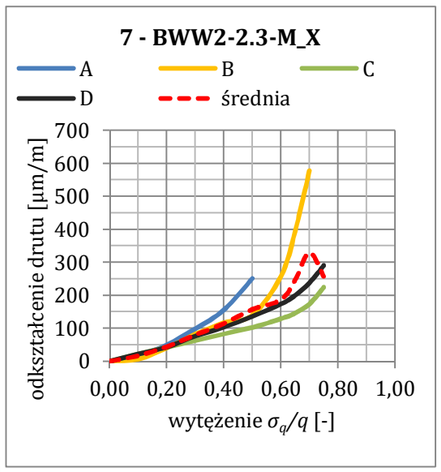
e)



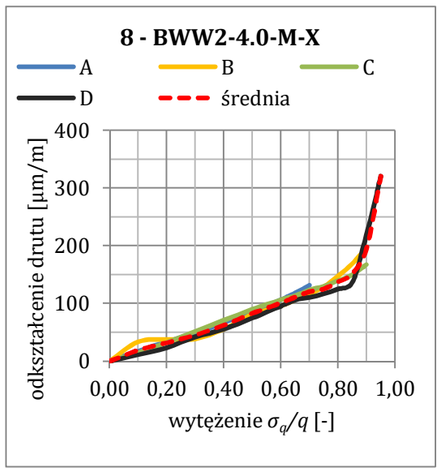
f)



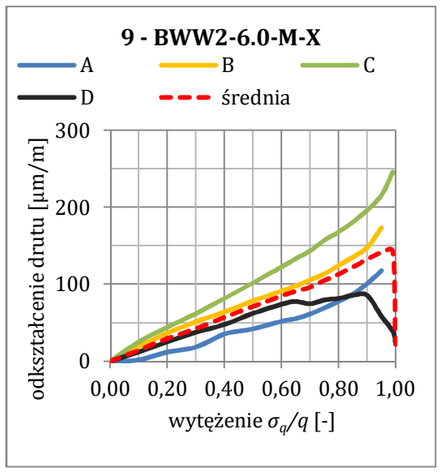
g)



h)



i)



Oznaczenie: A, B, C i D są egzemplarzami próbek danego rodzaju.

Rysunek 7.3 Odkształcenie drutu elektrooporowego na niezbrojonych elementach walcowych Ø200x400 mm. Numer rodzaju elementu a) 1, b) 2, c) 3, d) 4, e) 5, f) 6, g) 7, h) 8, i) 9

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

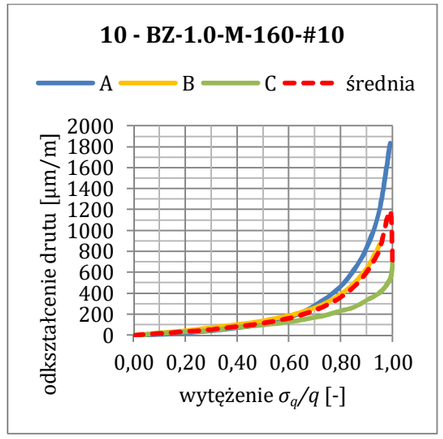
Oznaczenie rodzaju	Nr egzemplarza	Beton	f_c	d_0	R	Wytężenie σ_q/q [-]															
						0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	0.99	1.00
-	-	-	MPa	mm	-	Odkształcenie w drucie elektrooporowym (wartość dodatnia oznacza rozciąganie) µm/m															
BZ-1.0-M-160-#10	10A	A	53.41	200.0	1.00	0	8	24	45	70	108	172	218	283	366	467	621	840	1206	1836	-
	10B	A	53.41	200.0	1.00	0	21	44	71	102	139	189	222	263	319	393	496	639	870	-	-
	10C	A	53.41	200.0	1.00	0	17	33	46	78	99	128	148	170	198	233	268	335	407	538	701
	10 - średnia	A	53.41	200.0	1.00	0	15	34	54	83	115	163	196	239	294	365	462	604	828	1187	701
BZ-2.3-M-160-#10	11A	A	53.41	132.0	2.30	0	37	62	90	128	189	303	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	11B	A	53.41	132.0	2.30	0	36	62	91	132	212	454	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	11C	A	53.41	132.0	2.30	Brak pomiaru – drut uszkodzony															
	11 - średnia	A	53.41	132.0	2.30	0	37	62	90	130	200	378	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BZ-4.0-M-160-#10	12A	A	53.41	100.0	4.00	Brak pomiaru – drut uszkodzony															
	12B	A	53.41	100.0	4.00	0	43	69	98	147	265	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	12C	A	53.41	100.0	4.00	0	37	45	49	73	144	358	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	12 - średnia	A	53.41	100.0	4.00	0	40	57	73	110	205	358	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BZ-6.0-M-160-#10	13A	A	53.41	82.0	5.95	0	27	49	75	99	142	287	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13B	A	53.41	82.0	5.95	0	77	102	127	158	218	343	469	-	-	-	-	-	-	-	-
	13C	A	53.41	82.0	5.95	0	-4	27	56	88	152	312	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13 - średnia	A	53.41	82.0	5.95	0	33	59	86	115	171	314	469	-	-	-	-	-	-	-	-
BWW1-1.0-M-160-#10	16A	B	69.39	200.0	1.00	0	29	54	80	109	140	180	202	231	261	300	350	409	490	705	-
	16B	B	69.39	200.0	1.00	0	22	46	71	99	131	173	196	228	263	308	347	407	489	616	-
	16C	B	69.39	200.0	1.00	0	29	56	87	128	185	261	307	366	443	553	-	-	-	-	-
	16 - średnia	B	69.39	200.0	1.00	0	27	52	79	112	152	205	235	275	322	387	348	408	489	661	-
BWW1-2.3-M-160-#10	17A	B	69.39	132.0	2.30	0	52	85	135	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	17B	B	69.39	132.0	2.30	0	66	95	136	199	343	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	17C	B	69.39	132.0	2.30	0	34	69	115	211	356	719	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	17 - średnia	B	69.39	132.0	2.30	0	51	83	129	205	350	719	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BWW1-4.0-M-160-#10	18A	B	69.39	100.0	4.00	0	35	60	90	128	197	343	461	-	-	-	-	-	-	-	-
	18B	B	69.39	100.0	4.00	Brak pomiaru – drut uszkodzony															
	18C	B	69.39	100.0	4.00	Brak pomiaru – drut uszkodzony															
	18 - średnia	B	69.39	100.0	4.00	0	35	60	90	128	197	343	461	-	-	-	-	-	-	-	-
BWW1-6.0-M-160-#10	19A	B	69.39	82.0	5.95	0	18	38	65	102	184	365	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	19B	B	69.39	82.0	5.95	0	33	57	80	115	198	423	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	19C	B	69.39	82.0	5.95	0	886	4026	4664	4708	4816	Nieznany błąd podczas pomiaru									
	19 - średnia	B	69.39	82.0	5.95	0	26	48	72	108	191	394	Średnia tylko dla próbek 19A i 19B									
BWW2-1.0-M-160-#10	22A	C	99.84	200.0	1.00	0	23	51	85	121	163	213	240	271	308	353	410	484	578	736	-
	22B	C	99.84	200.0	1.00	0	13	35	65	104	151	211	248	289	334	388	452	532	664	-	-
	22C	C	99.84	200.0	1.00	0	32	69	105	143	184	230	255	283	316	356	402	465	-	-	-
	22 - średnia	C	99.84	200.0	1.00	0	23	52	85	122	166	218	248	281	319	365	421	494	621	736	-
BWW2-2.3-M-160-#10	23A	C	99.84	132.0	2.30	0	66	97	129	164	197	198	218	-	-	-	-	-	-	-	-
	23B	C	99.84	132.0	2.30	0	49	93	137	234	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	23C	C	99.84	132.0	2.30	0	31	55	72	102	175	381	591	-	-	-	-	-	-	-	-
	23 - średnia	C	99.84	132.0	2.30	0	49	82	113	167	186	290	404	-	-	-	-	-	-	-	-
BWW2-4.0-M-160-#10	24A	C	99.84	100.0	4.00	0	62	107	160	222	458	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	24B	C	99.84	100.0	4.00	Brak pomiaru – drut uszkodzony															
	24C	C	99.84	100.0	4.00	0	7	18	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	24 - średnia	C	99.84	100.0	4.00	0	34	63	130	222	458	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BWW2-6.0-M-160-#10	25A	C	99.84	82.0	5.95	0	41	66	93	106	146	373	485	850	-	-	-	-	-	-	-
	25B	C	99.84	82.0	5.95	0	61	126	173	228	279	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	25C	C	99.84	82.0	5.95	0	28	56	96	165	272	469	640	-	-	-	-	-	-	-	-
	25 - średnia	C	99.84	82.0	5.95	0	43	83	121	167	232	421	562	850	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 7.9 Odkształcenia w drucie elektrooporowym przyklejonym na walcach Ø200 x 400 mm zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm (d_c = 151 mm, s = 52 mm, f_y = 493.2 MPa) w zależności od wytężenia elementu

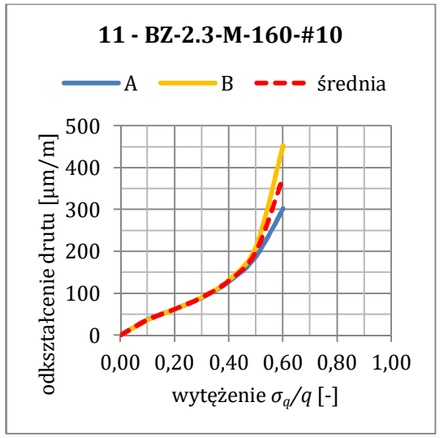
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

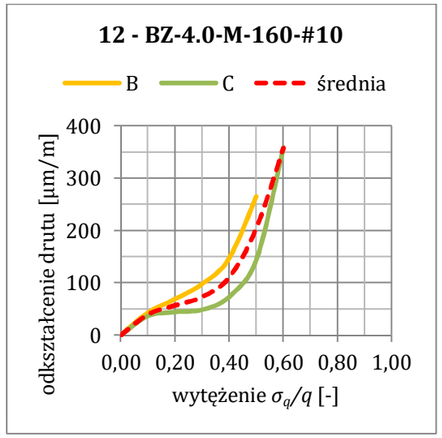
a)



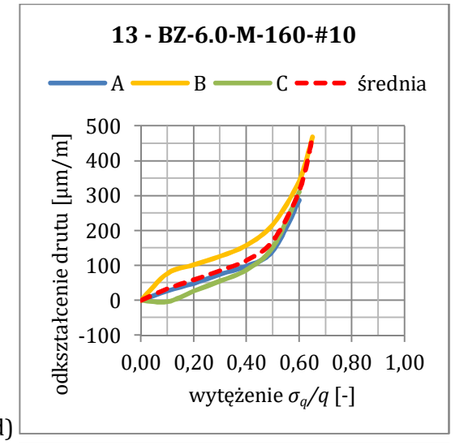
b)



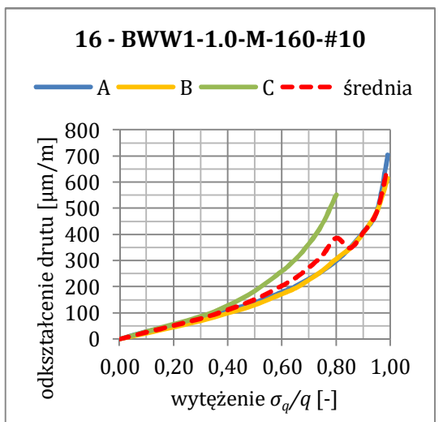
c)



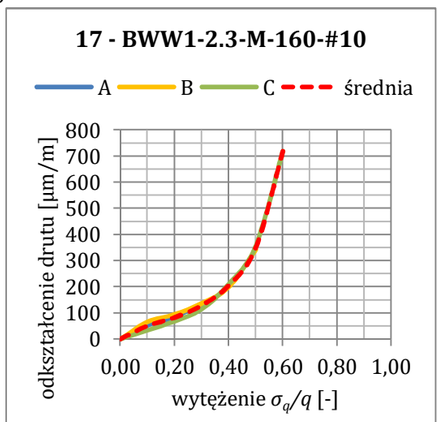
d)



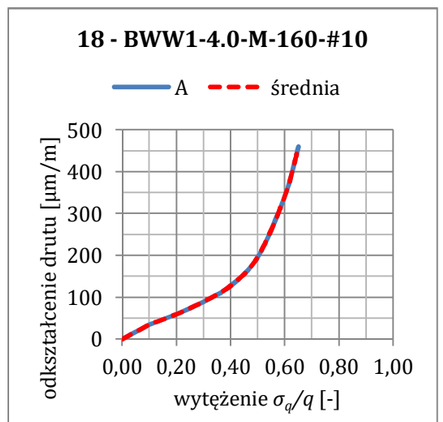
e)



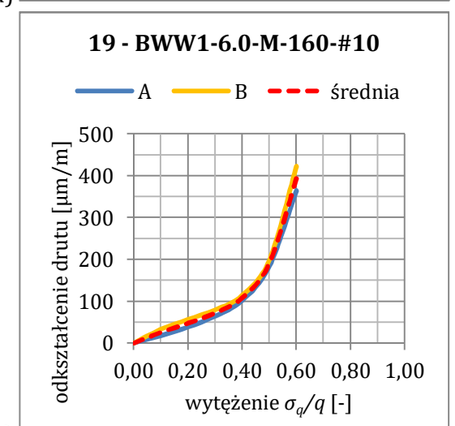
f)



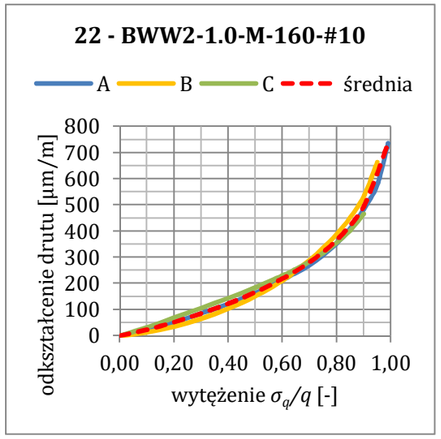
g)



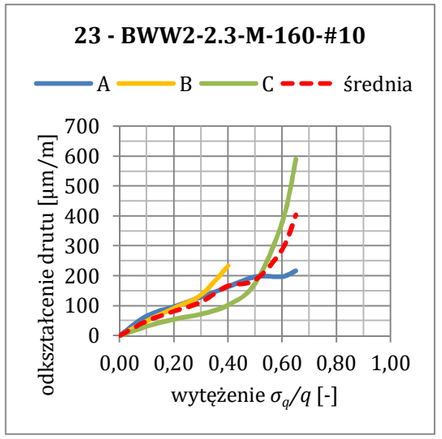
h)



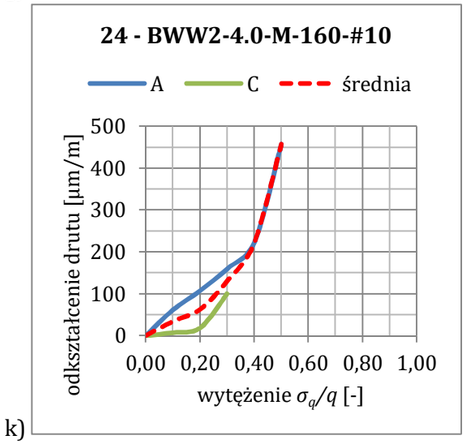
i)



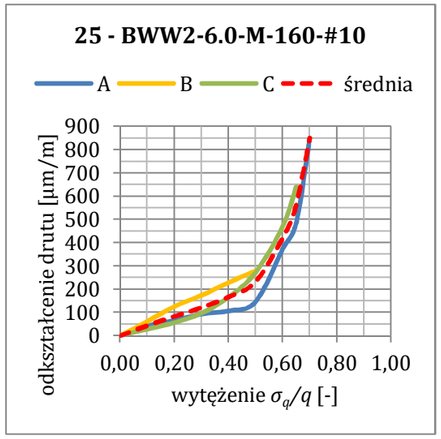
j)



k)



l)



Oznaczenie: A, B i C są egzemplarzami próbek danego rodzaju.

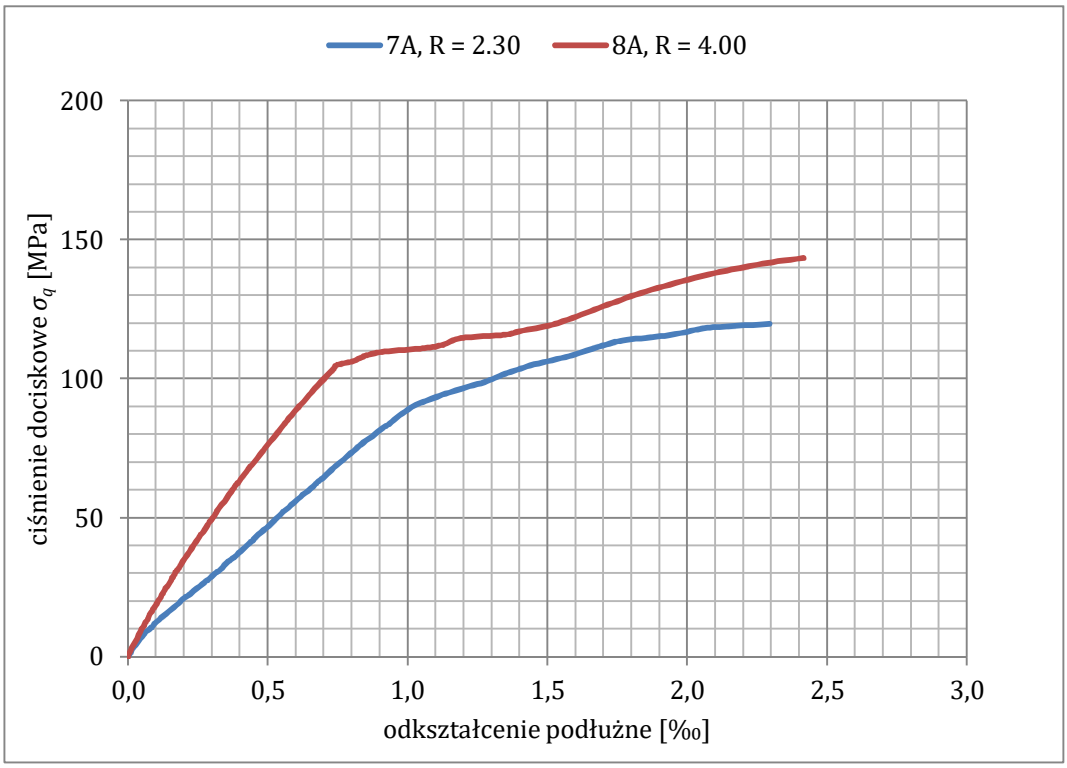
Rysunek 7.4 Odkształcenie drutu elektrooporowego na z elementach walcowych Ø200x400 mm zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, f_y = 493.2 MPa. Numer rodzaju elementu: a) 10, b) 11, c) 12, d)13, e) 16, f) 17, g) 18, h) 19, i) 22, j) 23, k) 24, l) 25

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

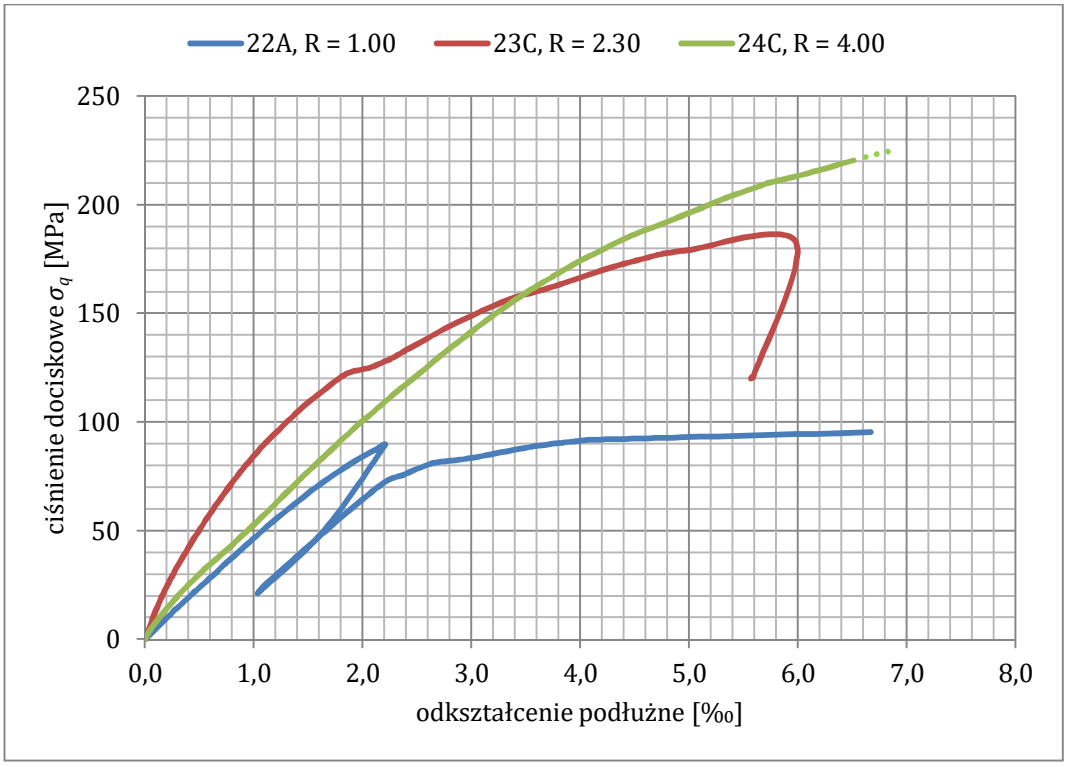
7.4. WYNIKI POMIARÓW ODKSZTAŁCEŃ POD POWIERZCHNIĄ DOCISKU

W trakcie badań, w 12 próbkach z betonu C o wytrzymałości na ściskanie w czasie testów równej około 100 MPa zastosowano czujniki strunowe mierzące odkształcenia podłużne na głębokości od 20 do 70 mm pod powierzchnią docisku. Badane z tymi czujnikami elementy były ściskane na całej powierzchni (R = 1.0) lub przez płyty dociskowe o R równym około 2.3 lub 4.0. Zależność ciśnienia dociskowego σ_q i odkształcenia uzyskanego na podstawie czujnika przedstawiono na kolejnych wykresach: elementy niezbrojone (rys. 7.5), elementy zbrojone spiralą z pręta Ø10 mm o d_c = 151 mm i s = 52 mm (rys. 7.6), elementy ze spiralą z pręta Ø8 mm o d_c = 162 mm i s = 51 mm (rys. 7.7) i dla zbrojonych walców Ø252 x 504 mm (rys. 7.8). Linią kropkowaną na wykresach z rysunków 7.6 i 7.8 oznaczono wartości odkształceń uzyskane z czujnika strunowego poza jego zakresem działania.

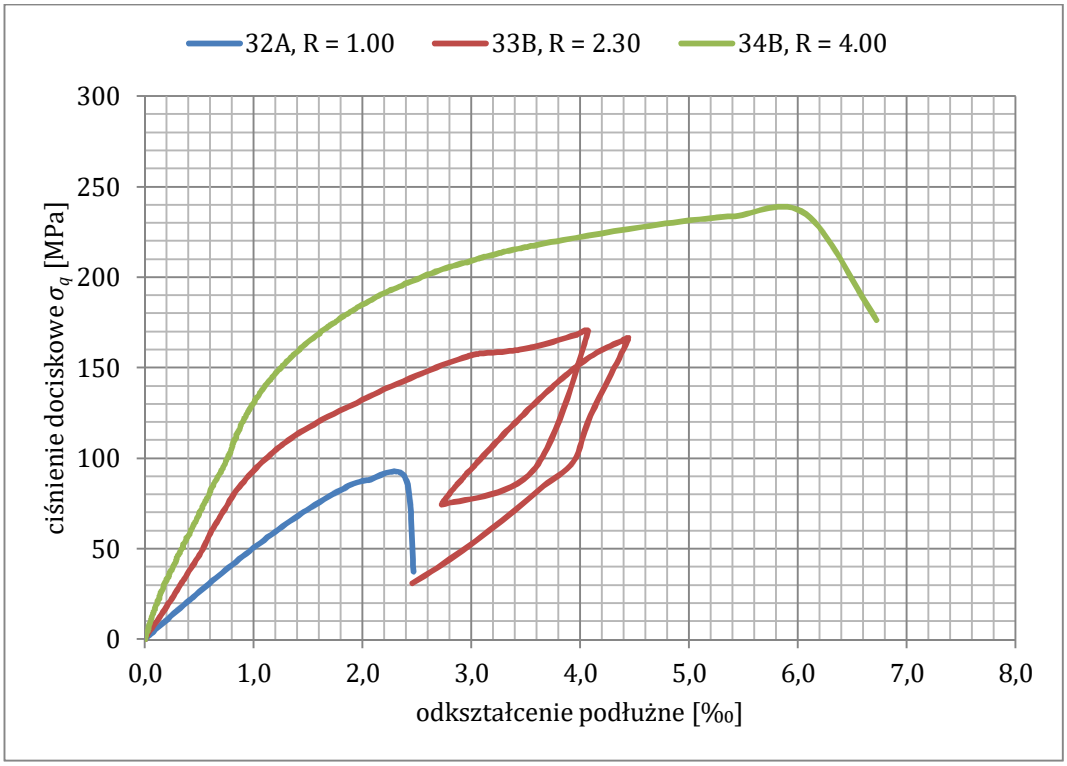


Rysunek 7.5 Zależność ciśnienia dociskowego σ_q i odkształcenia podłużnego pod powierzchnią docisku dla elementów niezbrojonych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

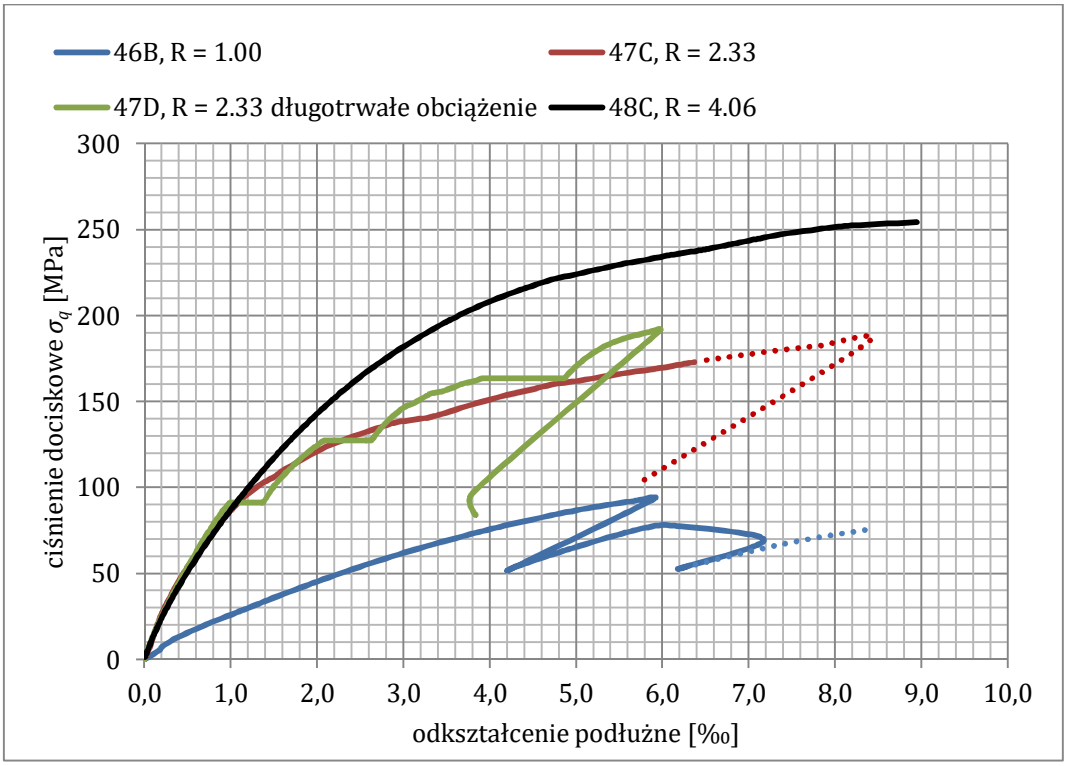


Rysunek 7.6 Zależność ciśnienia dociskowego σ_q i odkształcenia podłużnego pod powierzchnią docisku dla elementów zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm (d_c = 151 mm i s = 52 mm)



Rysunek 7.7 Zależność ciśnienia dociskowego σ_q i odkształcenia podłużnego pod powierzchnią docisku dla elementów zbrojonych spiralą z pręta Ø8 mm (d_c = 162 mm i s = 51 mm)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



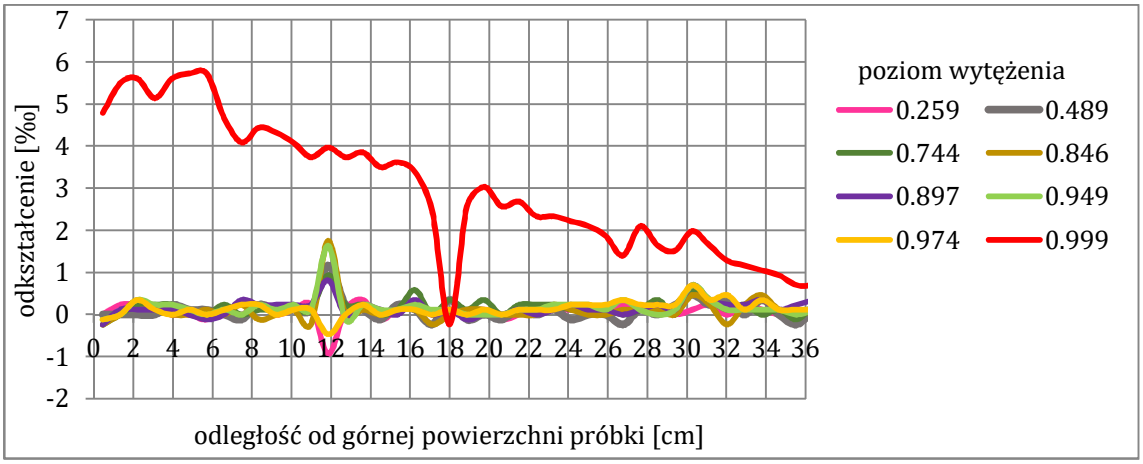
Rysunek 7.8 Zależność ciśnienia dociskowego σ_q i odkształcenia podłużnego pod powierzchnią docisku dla elementów walcowych Ø252 x 504mm zbrojonych spiralą z pręta Ø12 mm (d_c = 196 mm i s = 59 mm)

7.5. WYBRANE WYNIKI POMIARÓW WIZYJNYCH

W tym podpunkcie zostały zaprezentowane wyniki pomiarów wizyjnych dla próbek walcowych Ø200x400 mm niezbrojonych oraz zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm o średnicy rdzenia 151 mm i skoku 52 mm obciążonych dociskiem o stosunku R = 4.0. Zaprezentowane zostały wartości poziomego odkształcenia na badanej powierzchni walca w zależności od stopnia wytężenia elementu i odległości od górnej podstawy walca (rys. 7.10 – 7.15). Wartość odkształcenia obliczana była na zasadzie zmiany odległości między markerami (rys. 7.9) i nie uwzględniała zaburzeń wywołanych wpływem zarysowania.

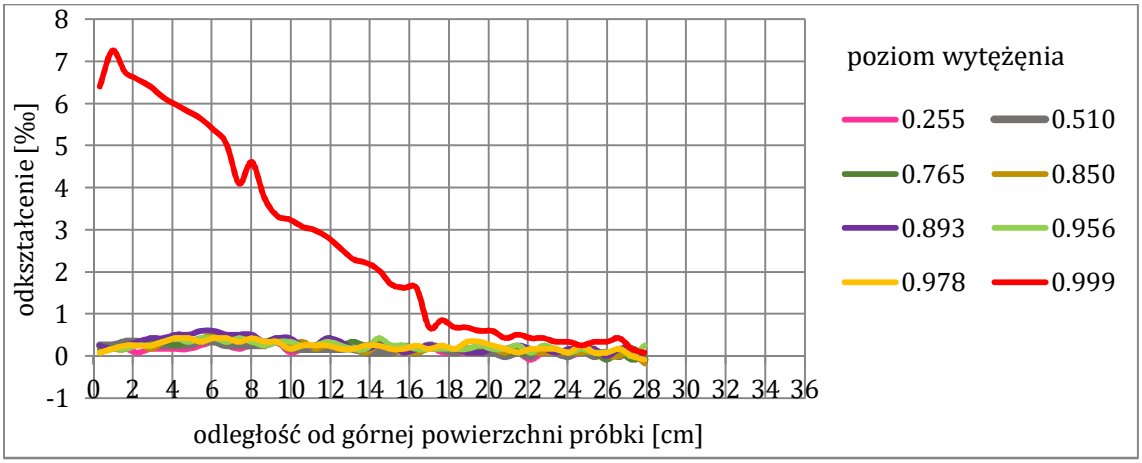
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rysunek 7.9 Próbka z nałożonymi w programie komputerowym znacznikami między, którymi mierzone były przemieszczenia

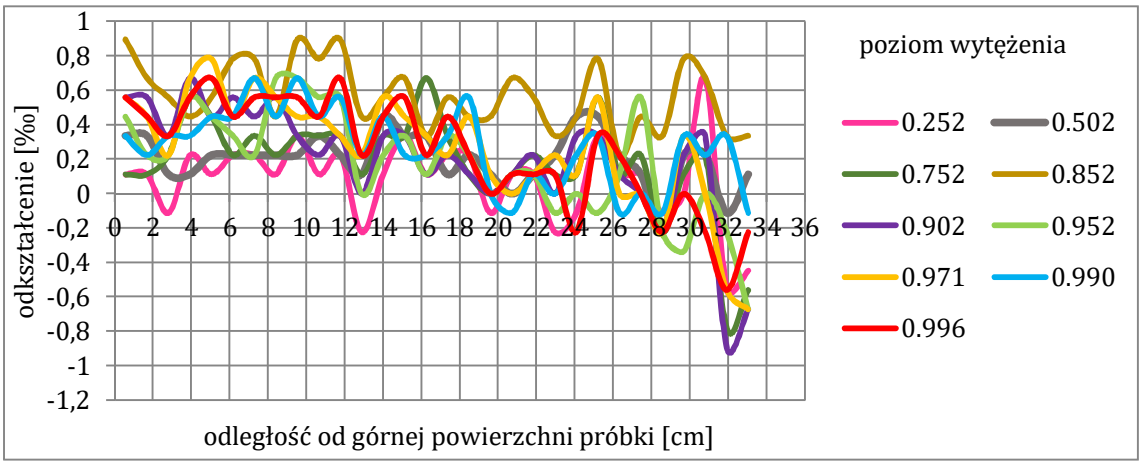


Rysunek 7.10 Odkształcenia na pobocznicy niezbrojonej próbki 2C z betonu A dla różnych wartości wytężenia

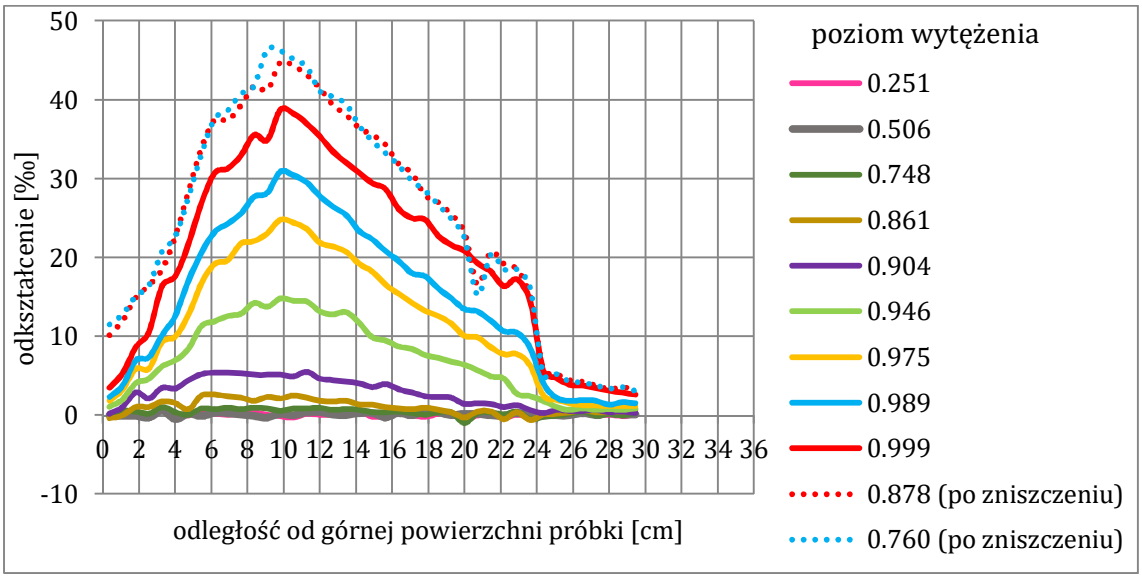
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 7.11 Odkształcenia na pobocznicy niezbrojonej próbki 5A z betonu B dla różnych wartości wytężenia

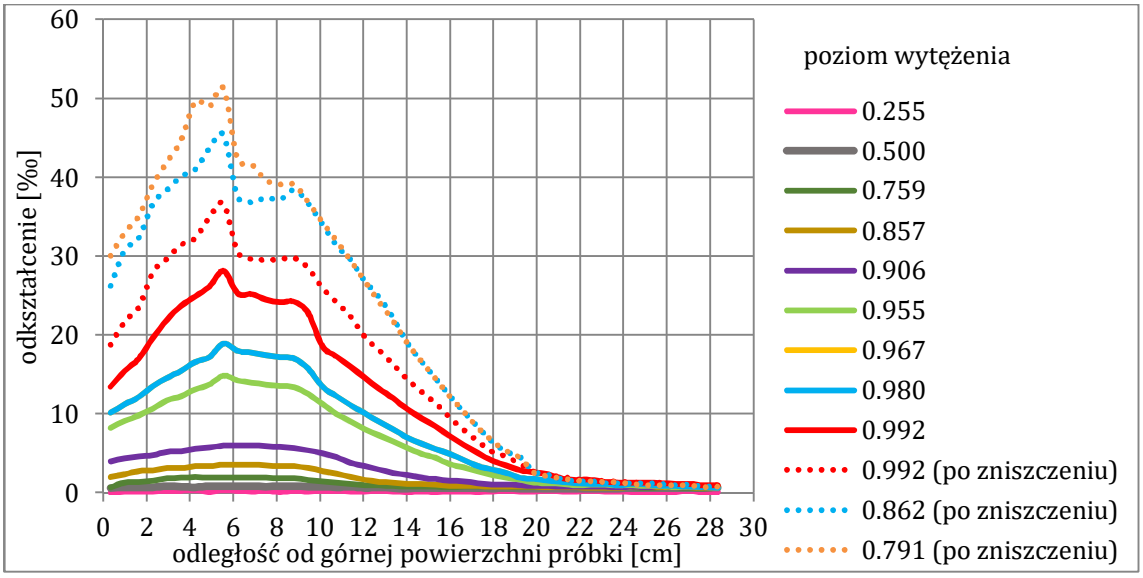


Rysunek 7.12 Odkształcenia na pobocznicy niezbrojonej próbki 8A z betonu C dla różnych wartości wytężenia

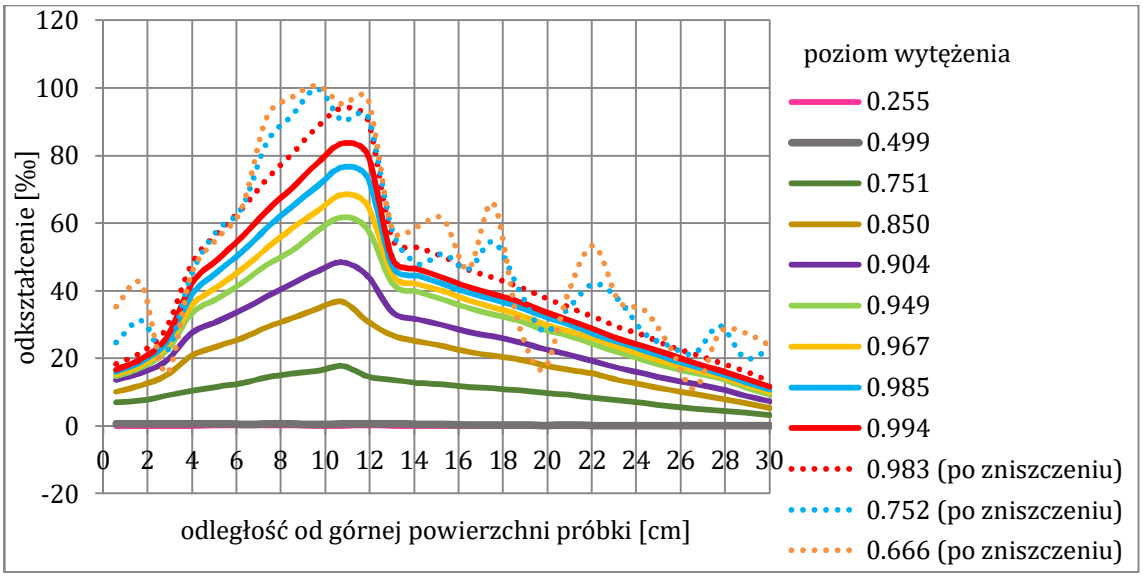


Rysunek 7.13 Odkształcenia na pobocznicy zbrojonej próbki 12C z betonu A dla różnych wartości wytężenia

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 7.14 Odkształcenia na pobocznicy zbrojonej próbki 18A z betonu B dla różnych wartości wytężenia



Rysunek 7.15 Odkształcenia na pobocznicy zbrojonej próbki 24B z betonu C dla różnych wartości wytężenia

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

W rozdziale tym przedstawiono analizę wyników badań doświadczalnych przeprowadzonych przez autora tej pracy. Analiza opiera się na wartościach uśrednionych, otrzymanych na podstawie badań wszystkich próbek danego rodzaju, a nie na wartościach uzyskanych jako wynik badania każdej pojedynczej próbki. Analizy związane z pomiarami podłużnych odkształceń betonu pod powierzchnią docisku oraz analizy wyników uzyskanych na podstawie pomiarów wizyjnych, wykonywane były na podstawie od kilku do kilkunastu wybranych próbek. Poszukiwanie najbardziej odpowiedniego wzoru do obliczenia wytrzymałości na docisk wykonane było na podstawie wyników uzyskanych dla wszystkich próbek oddzielnie.

8.1. WYTRZYMAŁOŚCI BETONU NA DOCISK

8.1.1. ELEMENTY NIEZBROJONE

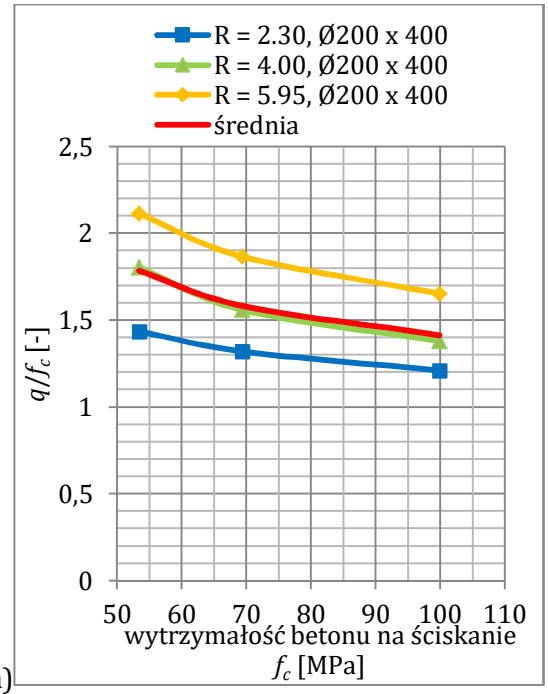
W przypadku elementów niezbrojonych głównymi czynnikami wpływającymi na wytrzymałość betonu na docisk są: wytrzymałość betonu na ściskanie i rozciąganie oraz wartość stosunku *R*. Te, jak i inne czynniki zostały opisane w rozdziale 2.

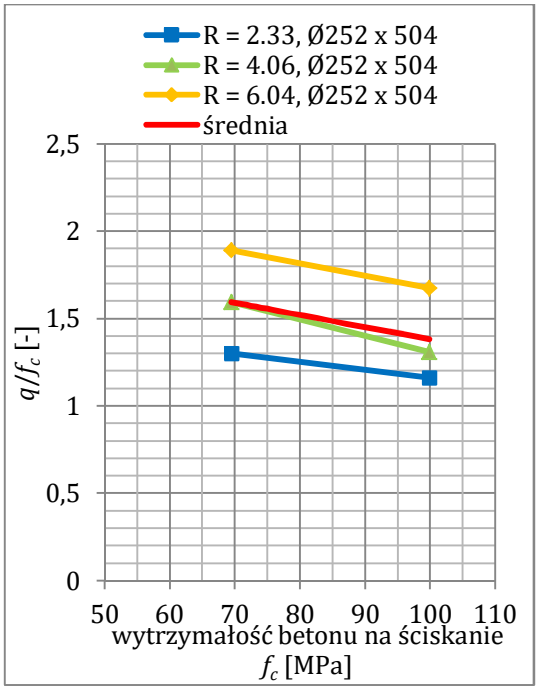
8.1.1.1. Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na ściskanie

Pierwszą tezą tej pracy było sformułowanie mówiące o tym, że stosunek wytrzymałości betonu na docisk do wytrzymałości na ściskanie maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie. Powyższa teza zawiera założenie, że pozostałe parametry elementu (przede wszystkim stosunek R) pozostają niezmienione. Wykonane badania pozwoliły na zobrazowanie tej zależności. Wykres (rys. 8.1a) przedstawia stosunek q/f_c w zależności od f_c dla przebadanych niezbrojonych walców Ø200 x 400, a wykres (rys. 8.1b) tę samą zależność dla walców Ø252 x 504 mm. Wartości dla tej zależności przedstawiono również w tabeli 8.1.

W literaturze często zakładano, że pośród betonów zwykłych stosunek q/f_c jest stały niezależnie od wytrzymałości na ściskanie. *Roberts* (1990) i norma *PN-EN 1992-2:2010* (2010) zalecają stosowanie współczynnika redukcyjnego dla BWW. W związku z tym, na podstawie badań przeprowadzonych przez autora tej pracy (rys. 8.2, tab. 8.2), obliczono wartość współczynnika χ redukującego wytrzymałość BWW na docisk (8.1). W tym wzorze $f_{c,BZ}$ oznacza wytrzymałość na ściskanie betonu zwykłego, a $q(f_{c,BZ})$ jest wytrzymałością na docisk tego samego betonu zwykłego. Na potrzeby tej pracy, jako parametry wytrzymałościowe betonu zwykłego zastosowano wartości uzyskane na podstawie badań materiałowych betonu A o f_c = 53.41 MPa. Beton A jest betonem znajdującym się blisko granicy między betonami zwykłymi i wysokiej wytrzymałości, stąd zasadne jest porównywanie tych stosunków przy użyciu tego rodzaju betonu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

a) 

b) 

Rysunek 8.1 Zależność stosunku q/f_c od wytrzymałości betonu na ściskanie f_c dla niezbrojonych walców: a) Ø200 x 400 mm, b) Ø252 x 504 mm

Beton	f_c [MPa]	Stosunek q/f_c dla walców Ø200 x 400			
		R = 2.30	R = 4.00	R = 5.95	średnia
A	53.41	1.44	1.80	2.11	1.79
B	69.39	1.32	1.56	1.87	1.58
C	99.84	1.21	1.38	1.65	1.41
Beton	f_c [MPa]	Stosunek q/f_c dla walców Ø252 x 504			
		R = 2.33	R = 4.06	R = 6.04	średnia
A	53.41	-	-	-	-
B	69.39	1.30	1.60	1.89	1.60
C	99.84	1.16	1.31	1.68	1.38

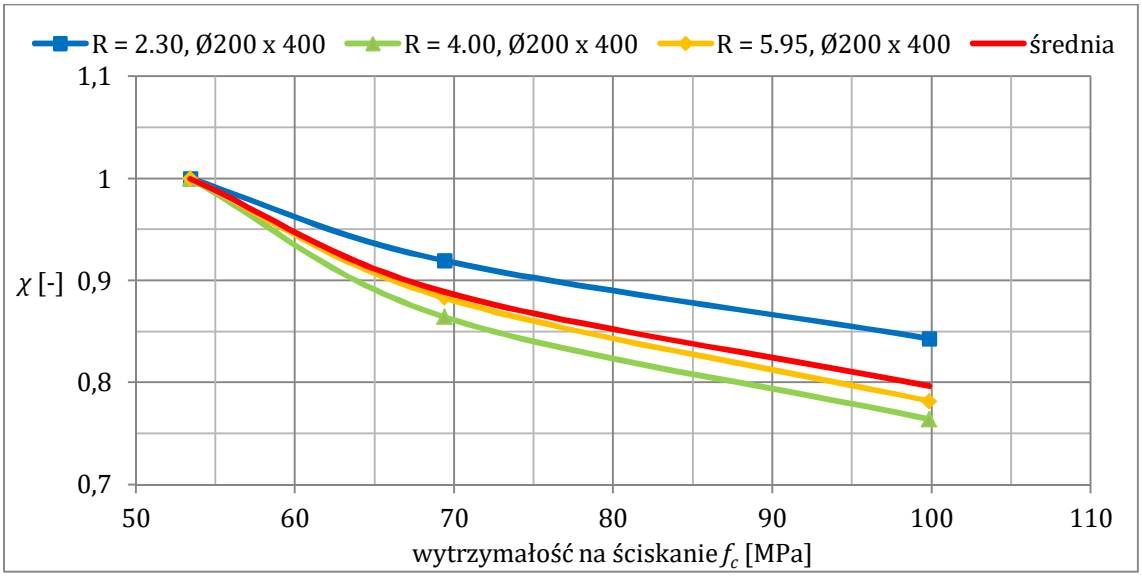
Tabela 8.1 Zależność stosunku q/f_c od wytrzymałości na ściskanie f_c dla elementów niezbrojonych

$$\chi = \frac{q(f_c)/f_c}{q(f_{c,BZ})/f_{c,BZ}} \tag{8.1}$$

Beton	f_c [MPa]	Wartość współczynnika χ [-]			
		R = 2.30, Ø200 x 400	R = 4.00, Ø200 x 400	R = 5.95, Ø200 x 400	średnia
A	53.41	1.00	1.00	1.00	1.00
B	69.39	0.92	0.86	0.88	0.89
C	99.84	0.84	0.76	0.78	0.80

Tabela 8.2 Wartość współczynnika χ dla betonu niezbrojonego na podstawie badań walców Ø200 x 400 mm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.2 Wykres wartości współczynnika χ w zależności o wytrzymałości betonu na ściskanie na podstawie badań elementów walcowych Ø200 x 400

Powyższe wykresy i tabele potwierdzają tezę nr 1 w odniesieniu do betonu niezbrojonego.

8.1.1.2. Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe

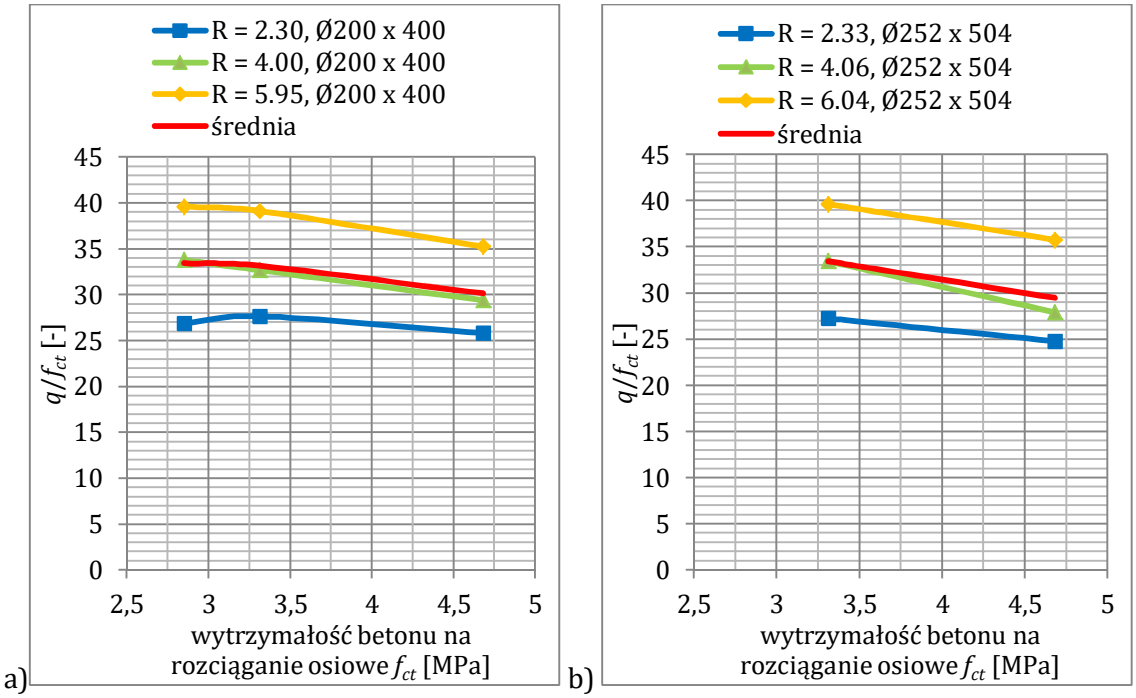
Rysunek 8.3 przedstawia wykresy zależności q/f_{ct} w zależności od tej f_{ct} dla elementów z betonu niezbrojonego. Uzyskane wartości q/f_{ct} zaprezentowano w tabeli 8.3. Analogicznie do wzoru χ, zaproponowano współczynnik χ_t (8.2), w którym $q(f_{ct,BZ})$ oznacza wytrzymałość na docisk betonu zwykłego (betonu A), a $f_{ct,BZ}$ wytrzymałość tego betonu na rozciąganie osiowe. Wykres współczynnika χ_t umieszczono na rysunku 8.4, a jego wartości umieszczono w tabeli 8.4.

$$\chi_t = \frac{q(f_{ct})/f_{ct}}{q(f_{ct,BZ})/f_{ct,BZ}} \tag{8.2}$$

Beton	f_{ct} [MPa]	Stosunek q/f_{ct} dla walców Ø200 x 400			
		R = 2.30	R = 4.00	R = 5.95	średnia
A	2.85	26.92	33.82	39.63	33.46
B	3.31	27.69	32.70	39.15	33.18
C	4.68	25.84	29.42	35.27	30.18
Beton	f_{ct} [MPa]	Stosunek q/f_{ct} dla walców Ø252 x 504			
		R = 2.33	R = 4.06	R = 6.04	średnia
A	2.85	-	-	-	-
B	3.31	27.28	33.44	39.64	33.45
C	4.68	24.79	27.93	35.77	29.50

Tabela 8.3 Stosunek q/f_{ct} od wytrzymałości na rozciąganie osiowe f_{ct} dla elementów niezbrojonych

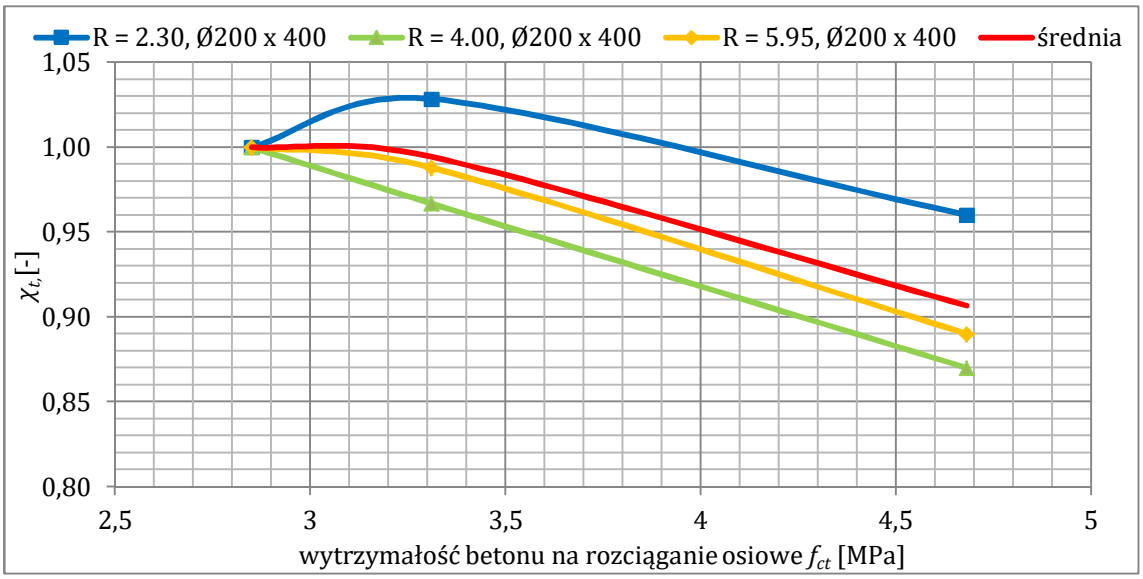
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.3 Zależność stosunku q/f_{ct} od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe dla niezbrojonych walców: a) Ø200 x 400 mm, b) Ø252 x 504 mm

Beton	f_{ct} [MPa]	Wartość współczynnika χ_t [-]			
		R = 2.30, Ø200 x 400	R = 4.00, Ø200 x 400	R = 5.95, Ø200 x 400	średnia
A	2.85	1.00	1.00	1.00	1.00
B	3.31	1.03	0.97	0.99	0.99
C	4.68	0.96	0.87	0.89	0.91

Tabela 8.4 Wartość współczynnika χ_t dla betonu niezbrojonego na podstawie badań walców Ø200 x 400 mm



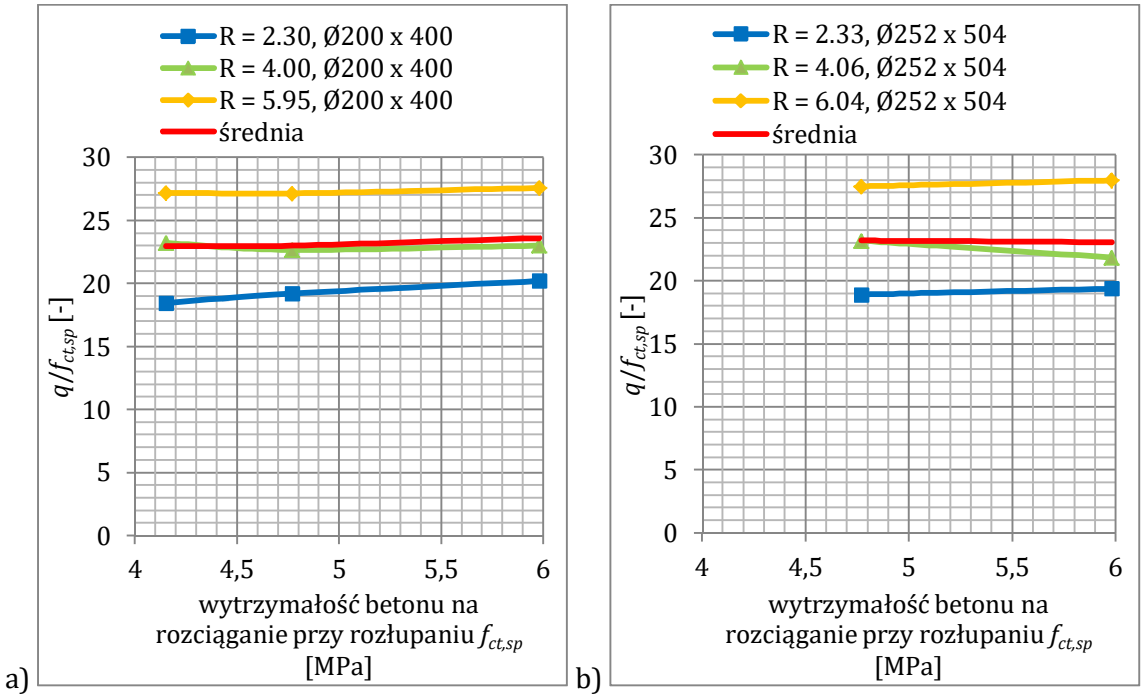
Rysunek 8.4 Wykres wartości współczynnika χ_t w zależności o wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe podstawie badań elementów walcowych Ø200 x 400

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8.1.1.3. *Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupaniu*

Poniżej przedstawiono wykresy (rys. 8.5) zależności $q/f_{ct,sp}$ od wytrzymałości betonu na rozłupanie dla betonu niezbrojonego. Wartości tego stosunku przedstawiono także w tabeli 8.5. Zaproponowano również wzór (8.3) na współczynnik $\chi_{t,sp}$ będący odpowiednikiem współczynnika χ w odniesieniu do wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupaniu. We wzorze (8.3) $q(f_{ct,spBZ})$ oznacza wytrzymałość na docisk betonu zwykłego (betonu A), a $f_{ct,spBZ}$ wytrzymałość tego betonu na rozciąganie przy rozłupaniu. Wartości $\chi_{t,sp}$ podano w tabeli 8.6, a wykres w zależności od $f_{ct,sp}$ zaprezentowano na rysunku 8.6.

$$\chi_{t,sp} = \frac{q(f_{ct,sp})/f_{ct,sp}}{q(f_{ct,spBZ})/f_{ct,spBZ}} \tag{8.3}$$

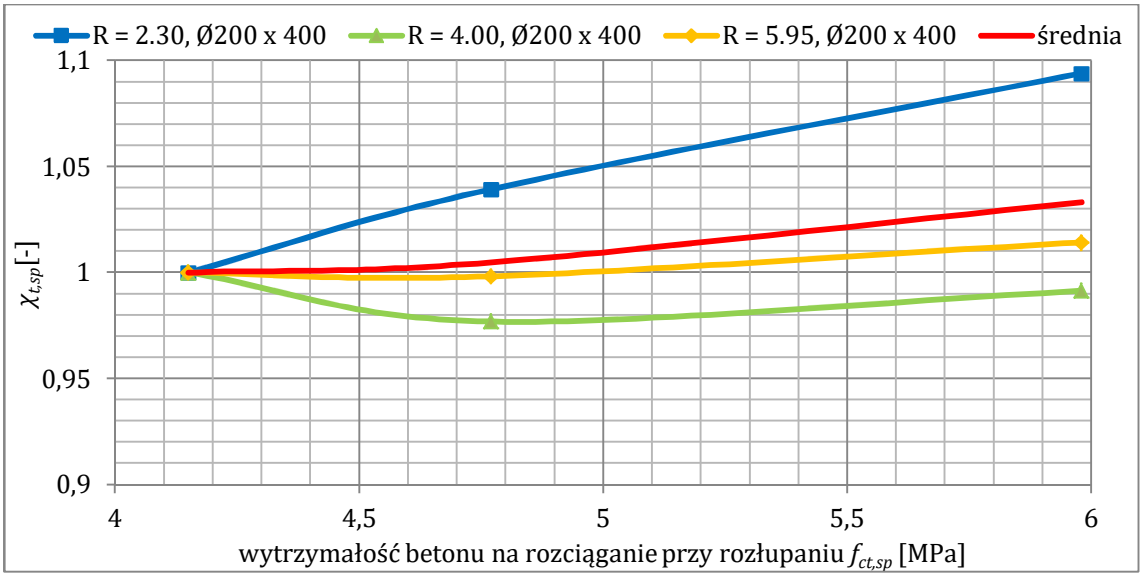


Rysunek 8.5 Zależność stosunku $q/f_{ct,sp}$ od wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupaniu dla niezbrojonych walców: a) Ø200 x 400 mm, b) Ø252 x 504 mm

Beton	$f_{ct,sp}$ [MPa]	Stosunek $q/f_{ct,sp}$ dla walców Ø200 x 400			
		R = 2.30	R = 4.00	R = 5.95	średnia
A	4.15	18.49	23.23	27.22	22.98
B	4.77	19.21	22.69	27.17	23.02
C	5.98	20.22	23.03	27.61	23.62
Beton	$f_{ct,sp}$ [MPa]	Stosunek $q/f_{ct,sp}$ dla walców Ø252 x 504			
		R = 2.33	R = 4.06	R = 6.04	średnia
A	4.15	-	-	-	-
B	4.77	18.93	23.20	27.51	23.21
C	5.98	19.40	21.86	28.00	23.09

Tabela 8.5 Zależność stosunku $q/f_{ct,sp}$ od wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupaniu $f_{ct,sp}$ dla elementów niezbrojonych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.6 Wykres wartości współczynnika $\chi_{t,sp}$ w zależności o wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupaniu na podstawie badań elementów walcowych Ø200 x 400

Beton	$f_{ct,sp}$ [MPa]	Wartość współczynnika $\chi_{t,sp}$ [-]			
		R = 2.30, Ø200 x 400	R = 4.00, Ø200 x 400	R = 5.95, Ø200 x 400	średnia
A	4.15	1.00	1.00	1.00	1.00
B	4.77	1.04	0.98	1.00	1.00
C	5.98	1.09	0.99	1.01	1.03

Tabela 8.6 Wartość współczynnika $\chi_{t,sp}$ dla betonu niezbrojonego na podstawie badań walców Ø200 x 400 mm

Wartość $\chi_{t,sp}$ (tab. 8.6) uzyskuje wartości bardziej zbliżone do 1.00 niż χ (tab. 8.2) i χ (tab. 8.4). Fakt ten wskazuje, że wytrzymałość na docisk jest bliższa do relacji liniowej, gdy w obliczeniach wykorzystuje się wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupaniu, określanej na próbkach 150 x 150 x 150 mm, niż w przypadku zastosowania wartości wytrzymałości na ściskanie lub rozciąganie osiowe.

8.1.1.4. Wpływ stosunku R

Zgodnie z założeniami, wytrzymałość na docisk rośnie wraz ze wzrostem wartości stosunku R (tab. 8.1, 8.3, 8.5 oraz rys. 8.1, 8.3 i 8.5). Jednak, jak wykazano (tab. 8.2, 8.4 i 8.6 oraz rys. 8.2, 8.4 i 8.6), wartość współczynnika χ i $\chi_{t,sp}$ jest wyraźnie większa dla elementów o R = 2.3 niż dla elementów o większej wartości R. Takie rezultaty mogą wynikać z tego, że w przypadku próbek o małych wartościach R (np. równe 2.3) naprężenia rozciągające są mniejsze niż przy większych wartościach R. Może to oznaczać, że w takich elementach beton w większym stopniu wykorzystuje wytrzymałość na ściskanie niż na rozciąganie. Elementy z betonu wysokiej wytrzymałości wraz z poprawą ich parametrów mechanicznych zyskują w większym stopniu na wytrzymałości na ściskanie niż na rozciąganie. Połączenie tych dwóch faktów może skutkować uzyskaniem powyższych wyników.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8.1.2. ELEMENTY ZBROJONE

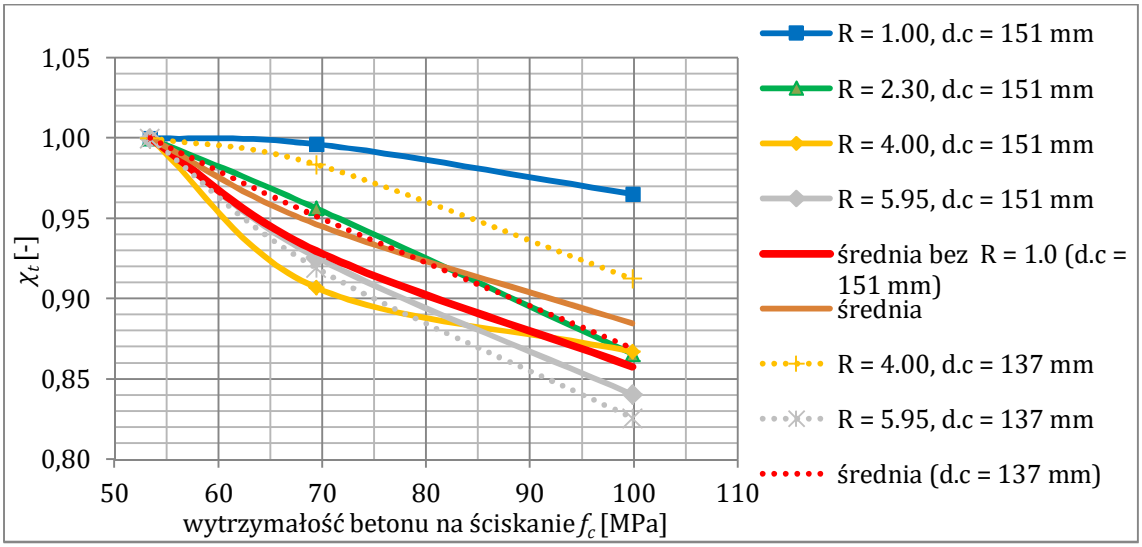
8.1.2.1. Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na ściskanie

W elementach zbrojonych, podobnie jak w przypadku elementów niezbrojonych, wytrzymałość betonu na ściskanie miała znaczny wpływ na wytrzymałość na docisk. **Tabela 8.10 i wykresy (rys. 8.10) przedstawiają stosunek q/f_c dla elementów zbrojonych różnymi spiralami w zależności od R i przy podziale na różne rodzaje betonów. Tabela ta i wykresy wykazują, że stosunek q/f_c maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie, co potwierdza tezę nr 1 niniejszej pracy.**

Dla elementów zbrojonych wykonano również obliczenia współczynnika χ. Wartości tego współczynnika w zależności od R dla próbek zbrojonych spiralami z pręta Ø10 mm (o d_c = 151 mm lub 137 mm) przedstawiono w tabeli 8.7 oraz na wykresie (rys. 8.7). Parametry betonu zwykłego przyjęto (podobnie, jak w podpunkcie 8.1.1.1.) na podstawie wyników betonu A. Porównując te rezultaty z wynikami dla elementów niezbrojonych z tabeli 8.2 można zauważyć, że w przypadku elementów zbrojonych współczynnik χ uzyskuje wartości bliższe 1.0, a to oznacza, że wpływ wytrzymałości na ściskanie na wartość stosunku q/f_c jest mniejszy dla elementów zbrojonych.

R [-]		1.00	2.30	4.00	5.95	Średnia bez R = 1.0	Średnia	4.00	5.95	Średnia
d_c [mm]		151	151	151	151	151	151	137	137	137
Beton	f_c [MPa]	χ [-]								
A	53.41	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	69.39	1.00	0.96	0.91	0.93	0.93	0.95	0.98	0.92	0.95
C	99.84	0.97	0.87	0.87	0.84	0.86	0.88	0.91	0.83	0.87

Tabela 8.7 Wartość współczynnika χ dla elementów zbrojonych spiralami z pręta Ø10 mm



Rysunek 8.7 Zależność współczynnika χ od wytrzymałości na ściskanie f_c dla elementów zbrojonych

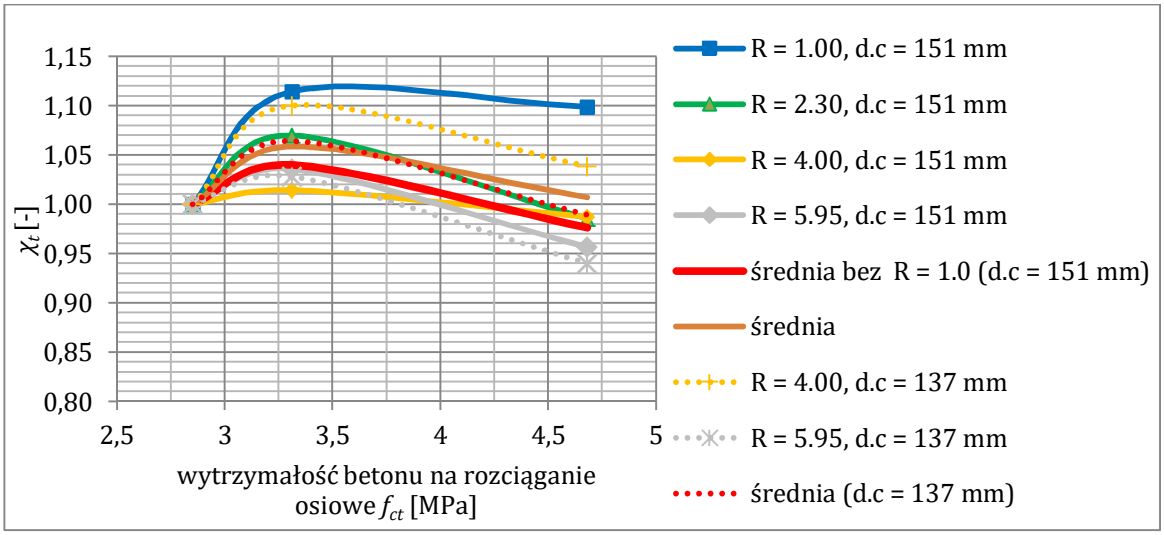
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8.1.2.2. *Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe*

Dla elementów zbrojonych obliczono stosunek wytrzymałości betonu na docisk do wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe, przedstawiony w tabeli 8.11 i na wykresach (rys. 8.11). Analogicznie jak współczynnik χ, obliczono wartości współczynnika χ_t, które zestawiono w tabeli 8.8 i zobrazowano na wykresie (rys. 8.8).

R [-]		1.00	2.30	4.00	5.95	Średnia bez R = 1.0	Średnia	4.00	5.95	Średnia
d_c [mm]		151	151	151	151	151	151	137	137	137
Beton	f_{ct} [MPa]	χ_t [-]								
A	2.85	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	3.31	1.11	1.07	1.01	1.04	1.04	1.06	1.10	1.03	1.06
C	4.68	1.10	0.99	0.99	0.96	0.98	1.01	1.04	0.94	0.99

Tabela 8.8 Wartość współczynnika χ_t dla elementów zbrojonych spiralami z pręta Ø10 mm



Rysunek 8.8 Zależność współczynnika χ_t od wytrzymałości na rozciąganie osiowe f_{ct}

8.1.2.3. *Zależność wytrzymałości betonu na docisk od wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupaniu*

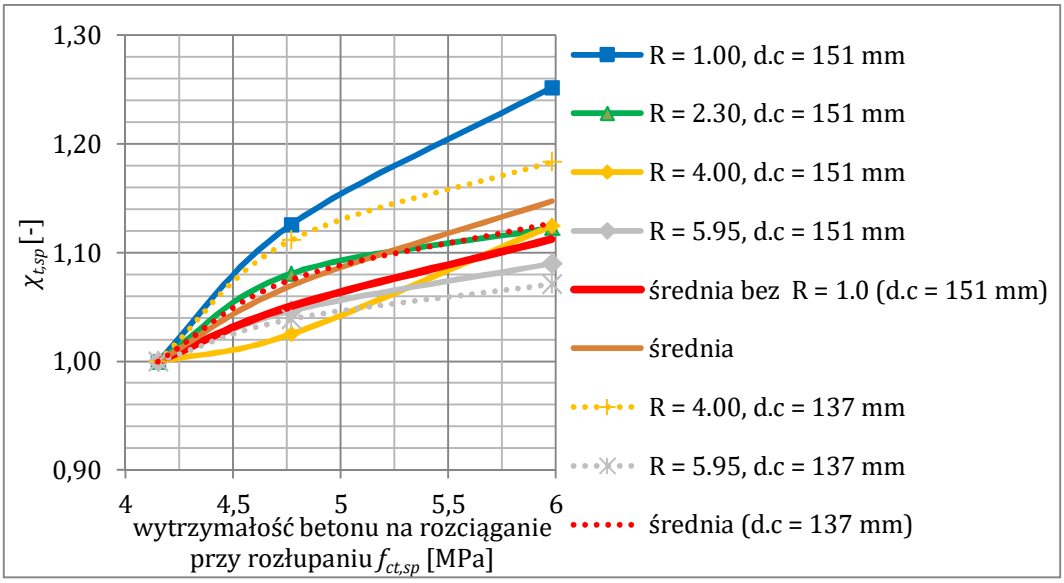
Podobnie jak dla elementów niezbrojonych, obliczono stosunek $q/f_{ct,sp}$ (tab. 8.12 i rys. 8.12), w celu określenia, względem której wartości wytrzymałości (f_c, f_{ct} czy $f_{ct,sp}$) wytrzymałość na docisk zachowuje się w sposób najbardziej zbliżony do liniowego. Obliczono również wartość współczynnika $\chi_{t,sp}$ (tab. 8.9 i rys. 8.9).

Na podstawie obliczonych wielkości q/f_c, q/f_{ct} i $q/f_{ct,sp}$ oraz χ, χ_t i $\chi_{t,sp}$ zaprezentowanych w tabelach podrozdziału 8.1.2 o elementach zbrojonych, można zaobserwować, że wytrzymałość na docisk zależy w sposób najbardziej zbliżony do liniowego w stosunku do wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

R [-]		1.00	2.30	4.00	5.95	Średnia bez R = 1.0	Średnia	4.00	5.95	Średnia
d_c [mm]		151	151	151	151	151	151	137	137	137
Beton	$f_{ct,sp}$ [MPa]	$\chi_{t,sp}$ [-]								
A	4.15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	4.77	1.13	1.08	1.03	1.05	1.05	1.07	1.11	1.04	1.08
C	5.98	1.25	1.12	1.12	1.09	1.11	1.15	1.18	1.07	1.13

Tabela 8.9 Wartość współczynnika $\chi_{t,sp}$ dla elementów zbrojonych spiralami z pręta Ø10 mm



Rysunek 8.9 Zależność współczynnika $\chi_{t,sp}$ od wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupaniu $f_{ct,sp}$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

		Spirala Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm						Spirala Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm			Spirala Ø8 mm, d_c = 163 mm, s = 52 mm						Spirala Ø12mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm					
	R	1.00	2.30	4.00	5.95	średnia bez R = 1.0	średnia	4.00	5.95	średnia	1.00	2.30	4.00	5.95	średnia bez R = 1.0	średnia	1.00	2.33	4.06	6.04	średnia bez R = 1.0	średnia
Beton	f_c [MPa]	q/f_c [-]																				
A	53.41	0.95	2.15	3.13	3.82	3.03	2.51	2.68	3.65	3.17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	69.39	0.94	2.05	2.84	3.54	2.81	2.34	2.64	3.35	3.00	0.98	1.86	2.48	3.19	2.51	2.13	0.97	2.13	2.91	3.61	2.88	2.41
C	99.84	0.91	1.86	2.72	3.21	2.59	2.17	2.45	3.01	2.73	0.96	1.72	2.38	2.93	2.34	2.00	0.89	1.82	2.52	3.18	2.51	2.10

Tabela 8.10 Wartość stosunku q/f_c w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie, wielkości elementu, rodzaju spirali oraz wartości R

		Spirala Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm						Spirala Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm			Spirala Ø8 mm, d_c = 163 mm, s = 52 mm						Spirala Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm					
	R	1.00	2.30	4.00	5.95	średnia bez R = 1.0	średnia	4.00	5.95	średnia	1.00	2.30	4.00	5.95	średnia bez R = 1.0	średnia	1.00	2.33	4.06	6.04	średnia bez R = 1.0	średnia
Beton	f_{ct} [MPa]	q/f_{ct} [-]																				
A	2.85	17.73	40.20	58.70	71.60	56.83	47.06	50.31	68.32	59.32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	3.31	19.76	43.01	59.56	74.17	58.91	49.12	55.35	70.26	62.81	20.54	38.91	52.05	66.95	52.64	44.61	20.43	44.76	60.91	75.74	60.47	50.46
C	4.68	19.48	39.62	57.94	68.50	55.35	46.39	52.26	64.23	58.24	20.51	36.65	50.81	62.44	49.97	42.60	18.89	38.82	53.77	67.74	53.44	44.81

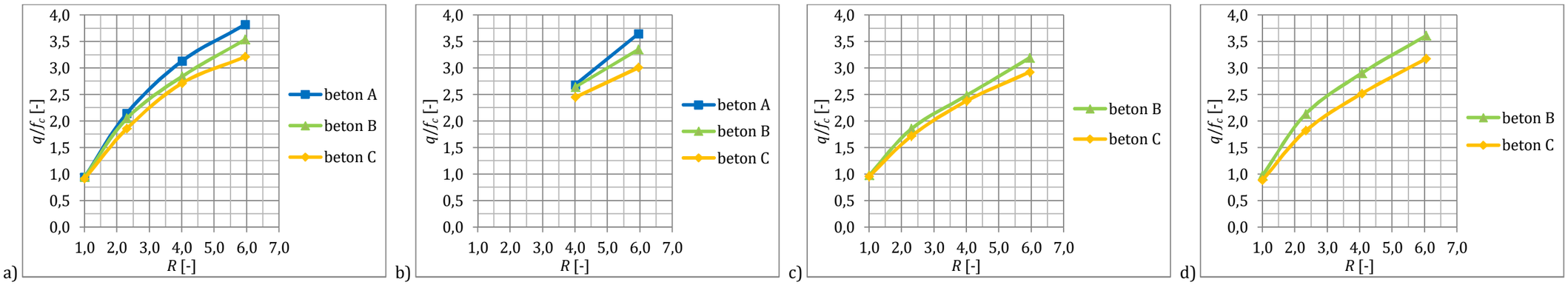
Tabela 8.11 Wartość stosunku q/f_{ct} w zależności od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe, wielkości elementu, rodzaju spirali oraz wartości R

		Spirala Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm						Spirala Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm			Spirala Ø8 mm, d_c = 163 mm, s = 52 mm						Spirala Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm					
	R	1.00	2.30	4.00	5.95	średnia bez R = 1.0	średnia	4.00	5.95	średnia	1.00	2.30	4.00	5.95	średnia bez R = 1.0	średnia	1.00	2.33	4.06	6.04	średnia bez R = 1.0	średnia
Beton	$f_{ct,sp}$ [MPa]	q/f_{ct} [-]																				
A	4.15	12.18	27.61	40.31	49.17	39.03	32.32	34.55	46.92	40.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B	4.77	13.71	29.84	41.33	51.47	40.88	34.09	38.41	48.75	43.58	14.25	27.00	36.12	46.46	36.53	30.96	14.17	31.06	42.26	52.56	41.96	35.01
C	5.98	15.25	31.01	45.34	53.61	43.32	36.30	40.90	50.27	45.58	16.05	28.68	39.77	48.86	39.10	33.34	14.79	30.38	42.08	53.02	41.83	35.07

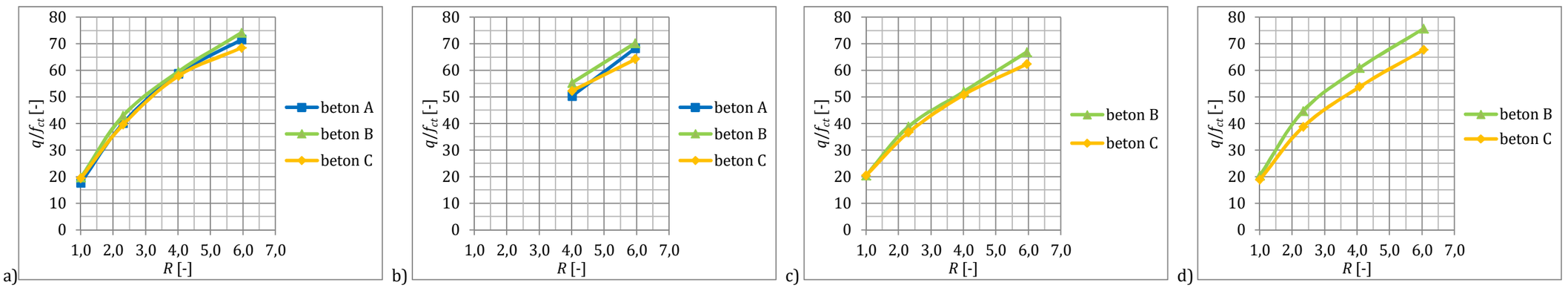
Tabela 8.12 Wartość stosunku $q/f_{ct,sp}$ w zależności od wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupaniu, wielkości elementu, rodzaju spirali oraz wartości R

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

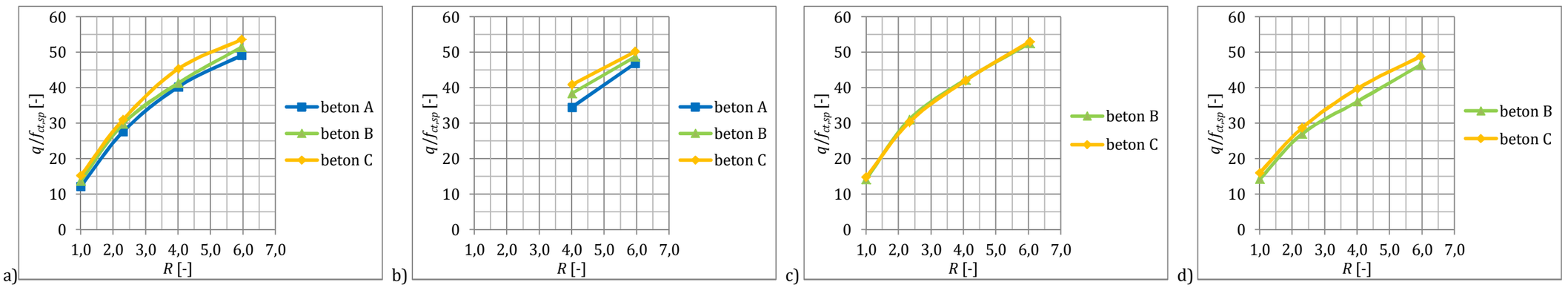
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.10 Stosunek q/f_c w zależności od R dla przebadanych betonów w elementach zbrojonych różnymi spiralami:
a) z pręta Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, b) z pręta Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm, c) z pręta Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm, d) z pręta Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm



Rysunek 8.11 Stosunek q/f_{ct} w zależności od R dla przebadanych betonów w elementach zbrojonych różnymi spiralami:
a) z pręta Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, b) z pręta Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm, c) z pręta Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm, d) z pręta Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm



Rysunek 8.12 Stosunek $q/f_{ct,sp}$ w zależności od R dla przebadanych betonów w elementach zbrojonych różnymi spiralami:
a) z pręta Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, b) z pręta Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm, c) z pręta Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm, d) z pręta Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8.1.2.4. Wpływ stosunku R

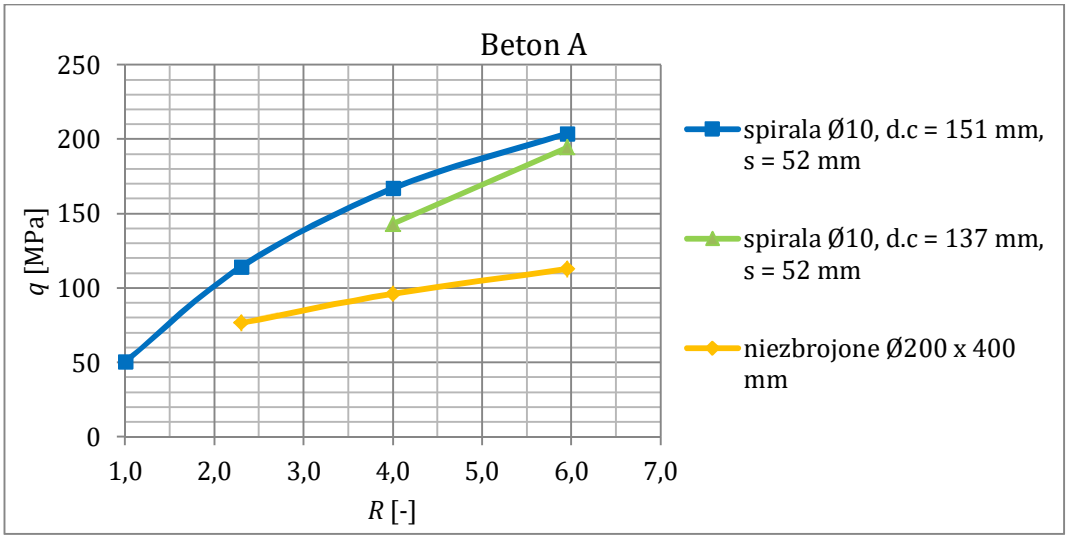
Wytrzymałość betonu na docisk w elementach zbrojonych rośnie wraz ze wzrostem stosunku *R*, czyli przy zmniejszaniu powierzchni docisku w stosunku do powierzchni przekroju. Wzrost wytrzymałości wynika z możliwości zmniejszenia powierzchni docisku oraz nie powoduje wzrostu nośności na docisk. Wynika to z faktu, że przyrost wytrzymałości nie rekompensuje wpływu zmniejszenia powierzchni docisku.

Oczywistym jest, że zbrojenie zwiększa wytrzymałość na docisk. Wpływ zbrojenia zależy od objętościowego stopnia zbrojenia, średnicy spirali, skoku spirali oraz parametrów wytrzymałościowych betonu. Wtórnym czynnikiem są wartości naprężeń, które osiąga stal spirali krępująca strefę docisku w chwili zniszczenia. Analizę tych naprężeń przeprowadzono w punkcie 8.2. W tabeli 8.13 podano stosunek wytrzymałości na docisk betonu zbrojonego do niezbrojonego przy zastosowaniu różnych rodzajów spirali. Na wykresach (rys. 8.13, 8.14 i 8.15) przedstawiono wartości wytrzymałości przebadanych próbek zbrojonych różnymi spiralami i niezbrojonych w zależności od *R* dla poszczególnych betonów.

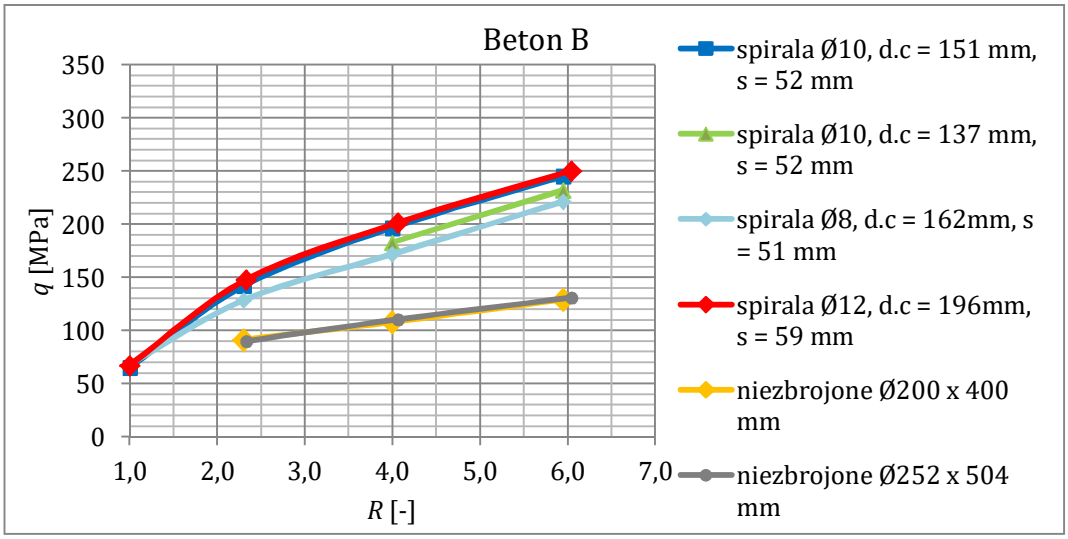
Walce Ø200x 400 zbrojone spiralą Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm			
Beton	A	B	C
R = 2.30	1.49	1.55	1.53
R = 4.00	1.74	1.82	1.97
R = 5.95	1.81	1.89	1.94
Walce Ø200x 400 zbrojone spiralą Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm			
Beton	A	B	C
R = 4.00	1.49	1.69	1.78
R = 5.95	1.72	1.79	1.82
Walce Ø200x 400 zbrojone spiralą Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm			
Beton	A	B	C
R = 2.30	-	1.41	1.42
R = 4.00	-	1.59	1.73
R = 5.95	-	1.71	1.77
Walce Ø252x 504 zbrojone spiralą Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm			
Beton	A	B	C
R = 2.33	-	1.64	1.57
R = 4.06	-	1.82	1.93
R = 6.04	-	1.91	1.89

Tabela 8.13 Stosunek wytrzymałości na docisk betonu zbrojonego do wytrzymałości na docisk betonu niezbrojonego przy zastosowaniu różnych spirali

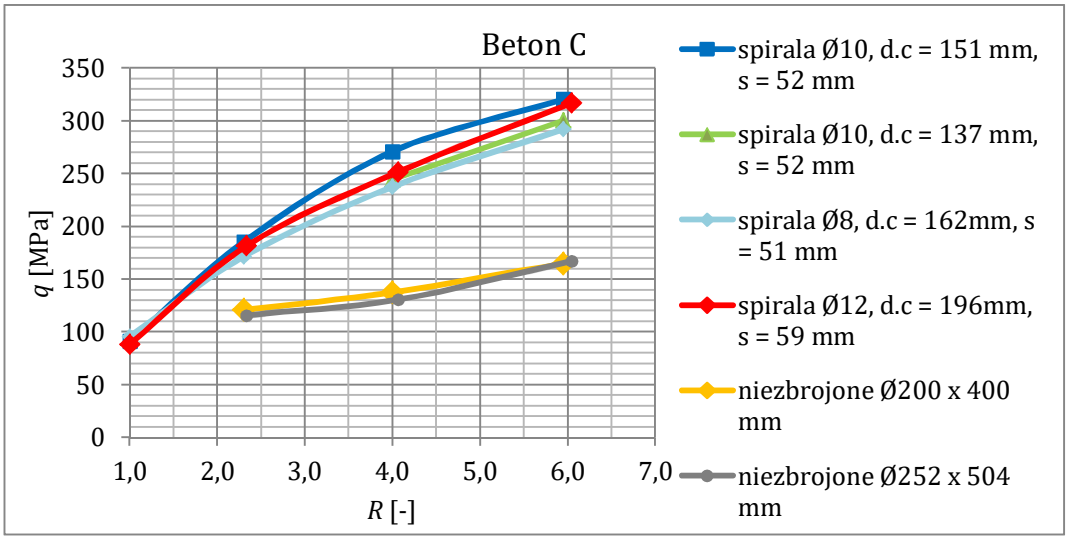
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.13 Zależność wytrzymałości betonu na docisk dla elementów z betonu A (f_c = 53.41 MPa)



Rysunek 8.14 Zależność wytrzymałości betonu na docisk dla elementów z betonu B (f_c = 69.39 MPa)



Rysunek 8.15 Zależność wytrzymałości betonu na docisk dla elementów z betonu C (f_c = 99.84 MPa)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Na podstawie tych danych można zaobserwować następujące zjawiska oraz wyciągnąć niżej wymienione wnioski:

Obserwacja i wniosek nr 1:
Beton zbrojony spiralami uzyskuje większą wytrzymałość na docisk niż beton niezbrojony. Może ona być nawet większa o 90% (tab. 8.13). Zbrojenie znacząco zwiększa wytrzymałość betonu na docisk.

Uzasadnienie obserwacji i wniosku nr 1:
Zbrojenie umożliwia przeniesienie poprzecznych naprężeń rozciągających pod powierzchnią docisku. Opóźnia ono również zniszczenie betonu na skutek osiągnięcia zbyt dużych odkształceń podłużnych.

Obserwacja i wniosek nr 2:
Stosunek wytrzymałości na docisk betonu zbrojonego do niezbrojonego dla danego rodzaju betonu (A, B i C) rośnie wraz ze wzrostem stosunku *R.*

Uzasadnienie obserwacji i wniosku nr 2:
Wraz ze wzrostem R rośnie wartość poprzecznych naprężeń rozciągających pod powierzchnią docisku. Beton niezbrojony ulega przez to zniszczeniu przy mniejszej sile niż w przypadku elementów niezbrojonych o mniejszym R. Wprowadzenie zbrojenia powoduje możliwość przejęcia większych poprzecznych naprężeń rozciągających. Przez to w pewnym stopniu wartość omawianego stosunku rośnie wraz ze wzrostem R.

Obserwacja i wniosek nr 3:
Stosunek wytrzymałości na docisk betonu zbrojonego do niezbrojonego dla elementów z zastosowaniem spirali danego rodzaju rośnie wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie.

Uzasadnienie obserwacji i wniosku nr 3:
Powyższa obserwacja wynika w dużej mierze faktu, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie wytrzymałość na rozciąganie betonu nie rośnie proporcjonalnie, a w mniejszym stopniu. Pośród elementów niezbrojonych obciążonych dociskiem o tym samym stosunku R elementy o większej wytrzymałości na ściskanie ulegają zniszczeniu przy mniejszej wartości stosunku σ_q/f_c, niż elementy z betonu o mniejszej wytrzymałości. Wynika to z faktu, że poprzeczne naprężenia rozciągające odpowiadające danej wartości σ_q/f_c powodują zniszczenie w elemencie niezbrojonym. Zastosowanie zbrojenia znacznie zniweluje ten deficyt wynikający z niedoboru wytrzymałości na rozciąganie.

Obserwacja i wniosek nr 4:
Zbrojenie w postaci spirali z pręta Ø10 mm o d_c = 151 mm i skoku s = 52 mm, (ρ_s = 0.040) w porównaniu do spirali z pręta Ø10 mm o d_c = 137 mm i skoku s = 52 mm (ρ_s = 0.044) pozwoliło uzyskać, pomimo mniejszego objętościowego stopnia zbrojenia, większą wytrzymałość na docisk (dla elementów o tym samym R i f_c). Dodatkowo, różnica wytrzymałości na docisk między elementami z tymi dwoma rodzajami spirali malała wraz ze wzrostem R. Oprócz objętościowego stopnia zbrojenia istotnym czynnikiem jest stosunek pola powierzchni przekroju poprzecznego rdzenia do pola powierzchni docisku.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Uzasadnienie obserwacji i wniosku nr 4:
Powyższe najprawdopodobniej wynika z faktu, iż pole powierzchni rdzenia betonowego w stosunku do pola powierzchni docisku w próbce ze spiralą o d_c = 137 mm było na tyle małe, że niwelowało wpływ większej gęstości zbrojenia.

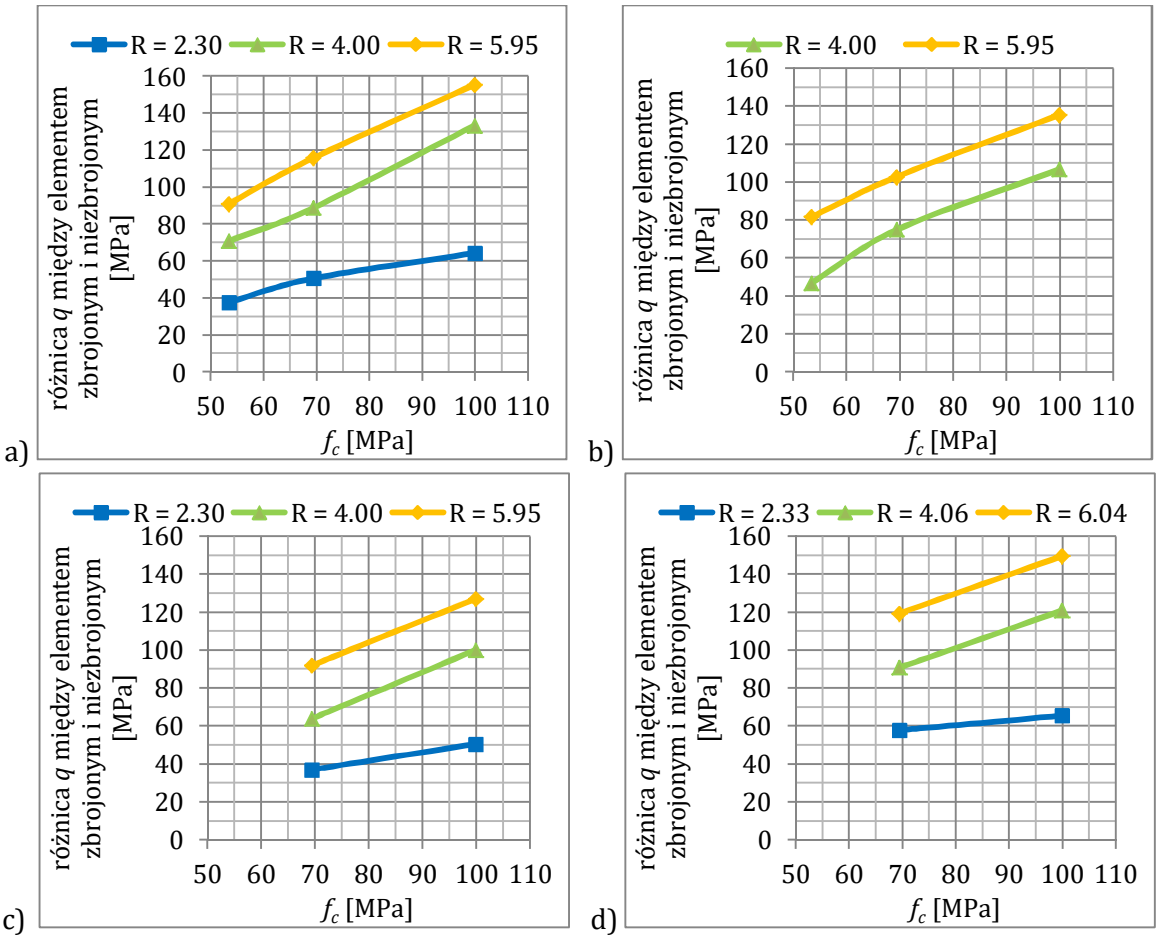
Obserwacja i wniosek nr 5:
Przyrosty wytrzymałości na docisk betonu wysokiej wytrzymałości zbrojonego spiralą Ø8 mm o d_c = 162 mm i skoku s = 51 mm (ρ_s = 0.024) i spiralą Ø10 o d_c = 151 mm i skoku s = 52 mm (ρ_s = 0.040) nie różnią się między sobą w takim stopniu, jakby mogło to wynikać ze objętościowego stopnia zbrojenia ρ_s (rys. 8.14 i 8.15). Różnica tych przyrostów (między dwoma stopniami zbrojenia) maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Nasuwa się wniosek, że przyrost wytrzymałości na docisk w elementach z betonów wysokiej wytrzymałości nie jest proporcjonalny do powierzchni zbrojenia (objętościowego stopnia zbrojenia ρ_s). Wpływ ρ_s maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie.

Uzasadnienie obserwacji i wniosku nr 5:
Betony wysokiej wytrzymałości poddane dociskowi mogą ulegać zniszczeniu przed osiągnieciem przez naprężenia w stalowej spirali granicy plastyczności. Zbrojenie w elementach z BWW poprawia w znacznej mierze zachowanie rozciąganego betonu zarysowanego oraz go wzmacnia. Zarysowany beton posiada jednak mniejszą wytrzymałość na ściskanie. Redukcja wytrzymałości na ściskanie na skutek zarysowania rośnie wraz ze wzrostem podstawowej wytrzymałości betonu na ściskanie. W związku z tym nawet nieznaczne zbrojenie (ale o odpowiedniej średnicy spirali i skoku) może znacznie poprawić wytrzymałość BWW na docisk. Zwiększanie powierzchni zbrojenia powyżej pewnej wartości ρ_s (trudnej do określenia ze względu na zbyt małą liczbę przebadanych w tej pracy elementów o różnych wartościach ρ_s) może jednak przynosić tylko niewielki przyrost wytrzymałości na docisk.

8.1.2.5. Wpływ zastosowania zbrojenia – różnica wytrzymałości na docisk między betonem zbrojonym i niezbrojonym

Wykresy (rys. 8.16) przedstawiają różnicę (przyrost) wytrzymałości na docisk między elementem zbrojonym a elementem niezbrojonym w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie, rodzaju zastosowanej spirali oraz stosunku R. **Na podstawie tych wyników można zaobserwować, że różnica (przyrost) wytrzymałości na docisk, a w związku z tym nośności na docisk elementu zbrojonego i niezbrojonego, obciążanych przez powierzchnię docisku o tej tym samym polu, rośnie wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Potwierdza to tym samym tezę numer 4.** Wyniki te zaprzeczają również regułom podanym w niektórych wzorach np. (2.83) (*Roberts*, 1990) lub (2.85) (*PN-B-03264:2002*, 2002), które wskazują, że różnica nośności na docisk między elementem zbrojonym i niezbrojonym nie zależy od wytrzymałości betonu na ściskanie. Rezultaty te negują również zalecenie *Knauffa* (1969), które sugeruje, aby nie uwzględniać wpływu zbrojenia w elementach z betonów o wytrzymałości na ściskanie powyżej około 45 MPa (wzór 2.82). Uzasadnienie powyższej obserwacji jest potwierdzeniem wniosku i obserwacji nr 2 podanym w punkcie 8.1.2.4.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.16 Różnica wytrzymałości betonu na docisk między elementem zbrojonym a niezbrojonym w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie dla elementów poddanych dociskowi o danym stosunku *R* przy zastosowaniu spirali: a) z pręta Ø10, d_c = 151 mm, *s* = 52 mm, b) z pręta Ø10, d_c = 137 mm, *s* = 52 mm, c) z pręta Ø8, d_c = 162 mm, *s* = 51 mm, d) z pręta Ø12, d_c = 196 mm, *s* = 59 mm

8.1.2.6. Wpływ średnicy rdzenia spirali

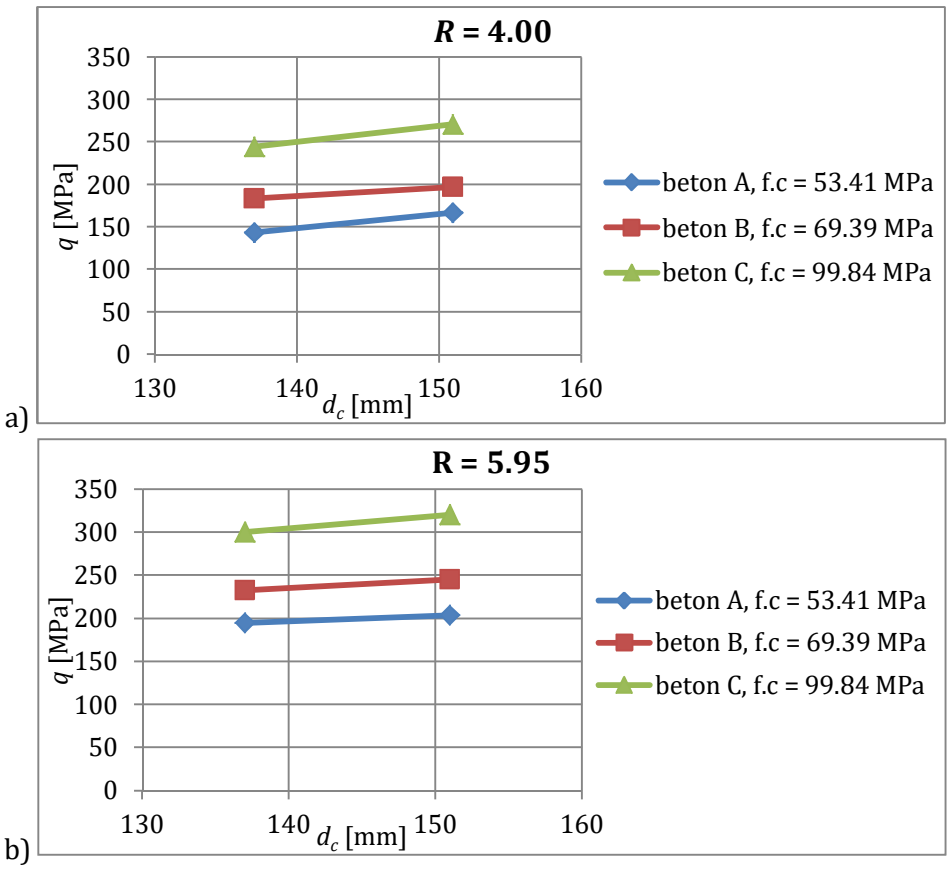
W badaniach analizowano wpływ średnicy rdzenia spirali (rdzenia betonowego) na wytrzymałość betonu na docisk. Wstępne parametryczne analizy numeryczne (podrozdział 9.2) miały na celu sprawdzenie wpływu średnicy spirali na wytrzymałość betonu na docisk przy utrzymaniu pozostałych parametrów (poza wytrzyma

łością na ściskanie) bez zmian. Na podstawie wyników badań uzyskano wykresy (rys. 8.17) porównujące wytrzymałość na docisk betonu elementów zbrojonych spiralami z pręta Ø10 mm i skoku 52 mm o dwóch średnicach rdzenia betonowego d_c: 137 mm i 151 mm. Z tych wykresów można wyciągnąć następujący wniosek. **Dla każdego rodzaju betonu i dla każdej wartości *R* wytrzymałość betonu na docisk była większa w próbce ze spiralą o średnicy rdzenia (d_c) równej 151 mm niż gdy d_c wynosiło 137 mm.**

Wyniki te zaprzeczyły tezie numer 3, mówiącej, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie korzystniejsze jest stosowanie spirali o mniejszej średnicy rdzenia. Wynikać to może z faktu, że średnica spirali równa 137 mm jest zbyt mała w stosunku do średnicy pola docisku. Spadek wytrzymałości betonu zbrojonego

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

spiralą przy wzroście średnicy rdzenia może występować przy większych wymiarach średnicy d_c niż rozpatrywane w badaniu.



Rysunek 8.17 Zależność q od średnicy rdzenia d_c dla próbek: a) o R = 4.00, b) o R = 5.95

8.2. ZARYSOWANIE POBOCZNICY WALCA I ODKSZTAŁCENIA MIERZONE DRUTEM ELEKTROOPOROWYM

Na podstawie wyników badań przedstawionych w punkcie 7.1 przeprowadzono analizę wartości ciśnienia docisku powodującego zarysowanie w zależności od rodzaju betonu, stosunku R i rodzaju spirali. W analizie używano dwóch orientacyjnych wartości ciśnienia docisku powodującego zarysowanie: $q_{cr,w}$ i $q_{cr,\varepsilon}$. Pierwsza wartość jest obciążeniem (ciśnieniem) w chwili zerwania drutu elektrooporowego przyklejonego na pobocznicy walca, a druga jest wartością ciśnienia docisku w chwili, gdy obciążenie powoduje powstanie odkształcenia równego $\varepsilon_{t,lim}$, podanego w tabeli 6.9. Na wykresach w celu rozróżnienia wartości $q_{cr,w}$ i $q_{cr,\varepsilon}$ w legendzie dodano odpowiednio „(drut)" i „(ε)". Zadaniem pracy nie jest porównanie poprawności tych metod pomiaru.

8.2.1. STOSUNEK OBCIĄŻENIA RYSUJĄCEGO DO OBCIĄŻENIA NISZCZĄCEGO

Na wykresie (rys. 8.18) przedstawiono zależność q_{cr}/q względem wytrzymałości betonu na ściskanie dla różnych wartości stosunku R i różnych rozmiarów elementów niezbrojonych. Wykres (rys. 8.19) ilustruje tę samą zależność z dodatkowym rozróżnieniem na rodzaj zastosowanej spirali.

Na podstawie obserwacji poniższych wykresów można wyciągnąć następujące wnioski:

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Obserwacja nr 1:
Elementy niezbrojone ulegają zarysowaniu przy wytężeniu powyżej 60%. W większości przypadków do zarysowania dochodzi powyżej 75% (za wyjątkiem próbek z BWW o R równym około 2.30). Wytężenie w chwili zarysowania jest znacznie większe niż w przypadku elementów zbrojonych, gdzie do zarysowania dochodzi głównie przy wytężeniu pomiędzy 40 – 70% obciążenia niszczącego.

Wniosek nr 1:
Elementy niezbrojone na docisk ulegają zarysowaniu przy stosunkowo dużym wytężeniu (większym niż elementy zbrojone). Sygnalizacja utraty nośności jest zatem zdecydowanie słabsza niż w przypadku elementów zbrojonych.

Uzasadnienie wniosku nr 1:
Elementy niezbrojone od chwili zarysowania nie posiadają takiego zapasu wytrzymałości jak elementy zbrojone, w których spirala jest w stanie krępować beton i pozwala na przeniesienie znacznie większego obciążenia.

Obserwacja nr 2:
Elementy niezbrojone z BWW o R równym około 2.3 (por. obserwację nr 1) uległy zarysowaniu przy niższym wytężeniu niż elementy o większym R. Elementy z BWW o R równym około 6.0 ulegają zarysowaniu przy wytężeniu około 95%.

Wniosek nr 2:
Wytężenie (procentowe), przy którym dochodzi do zarysowania elementów o R powyżej około 5 rośnie wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie, a dla elementów o R poniżej około 3 maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie.

Uzasadnienie wniosku nr 2:
W elementach z betonu obciążonych dociskiem o dużym R (powyżej około 5) obciążenie ściskające jest w stanie rozchodzić się na stosunkowo dużą powierzchnię przekroju w stosunku do powierzchni docisku, a naprężenia rozciągające skupione są głównie w osi elementu w niedużej odległości od niej. Powierzchnia boczna nie ulega szybko zarysowaniu. Przy wzroście obciążenia, gdy wewnętrzna rysa dojdzie do powierzchni walca, następuje szybka utrata nośności. Beton wysokiej wytrzymałości wraz ze wzrostem wytrzymałości zachowuje się w sposób jeszcze bardziej gwałtowny. W elementach o małym R zachodzi odmienna sytuacja, niż ma to miejsce w przypadku większych wartości R. Obciążenie dociskowe na dużej powierzchni szybko powoduje spękanie zewnętrznej powierzchni betonu. Pod powierzchnią docisku w chwili zarysowania powierzchni bocznej nie występują zbyt duże poprzeczne naprężenia rozciągające. Klin pod powierzchnią docisku formuje się dopiero w końcowej fazie obciążenia tuż przed zniszczeniem. W próbce niezbrojonej, testowanej w trakcie badań próbnych, klin nie powstał (rys. 6.11). Zmiany te wynikają głównie ze zmiany stosunku f_t/f_c wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie.

Obserwacja nr 3:
Wyniki wartości wytężenia w chwili zarysowania, uzyskane dwoma metodami (na podstawie zerwania drutu lub odkształceń mierzonych przez niego), najbardziej różnią się między sobą dla elementów o R = 1.0.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

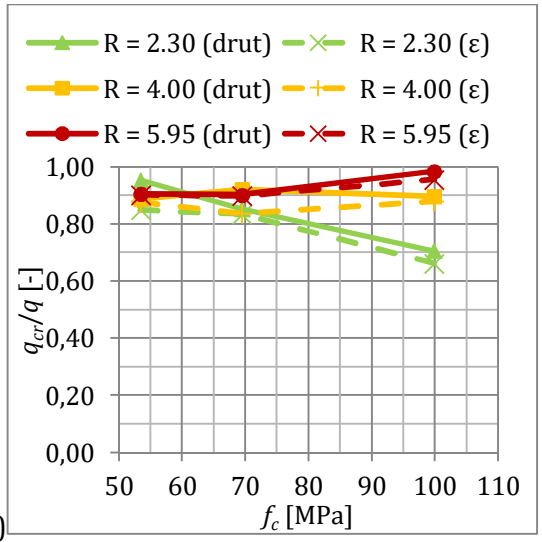
Wniosek nr 3:
Dla elementów o R = 1.0 istnieje znaczna rozbieżność między wynikami uzyskanymi w chwili zarysowania dwoma metodami pomiaru.

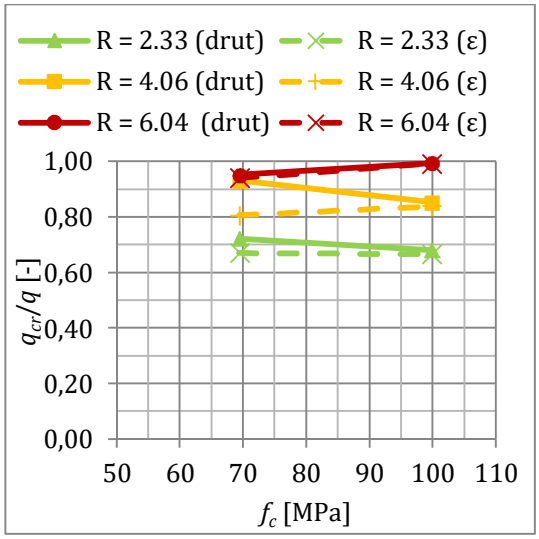
Uzasadnienie do wniosku nr 3:
Prawdopodobnie w elementach o R = 1.0, w początkowej fazie mikrorysy nie powodują rysy zrywającej drut. Jednak suma tych mikrorys powoduje zwiększenie odkształcenia obwodowego.

Obserwacja nr 4:
Elementy zbrojone poddane dociskowi (R > 1) w większości przypadków ulegają zarysowaniu przy wytężeniu w przedziale 45 – 75 %. W przypadku takich próbek (przy uwzględnieniu średnich wartości) do zarysowania nie dochodziło później niż przy wytężeniu równym 80%.

Wniosek nr 4
Elementy zbrojone w stosunku do obciążenia rysującego posiadają zapas nośności wynoszący około 1.3 do 2.2 obciążenia rysującego.

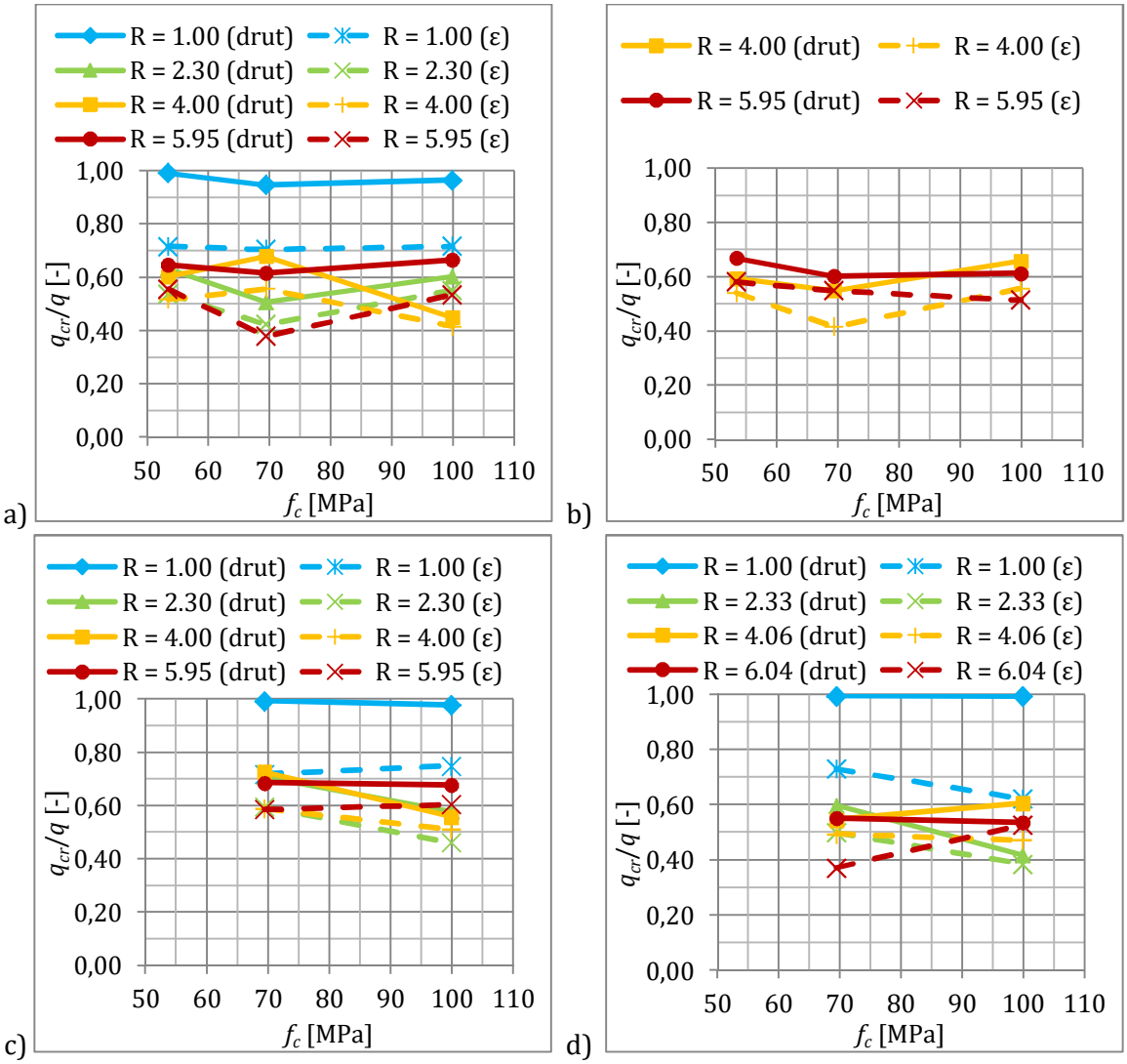
Uzasadnienie wniosku nr 4:
Wynika to z samego faktu zastosowania spirali, która uniemożliwia nagłe zniszczenie próbki poprzez przejmowanie krępowania betonu i przejmowanie naprężeń rozciągających w betonie.

a)


b)


Rysunek 8.18 Zależność q_{cr}/q od f_c dla różnych wartości R dla elementów niezbrojonych: a) Ø200 x 400 mm, b) Ø252 x 504 mm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

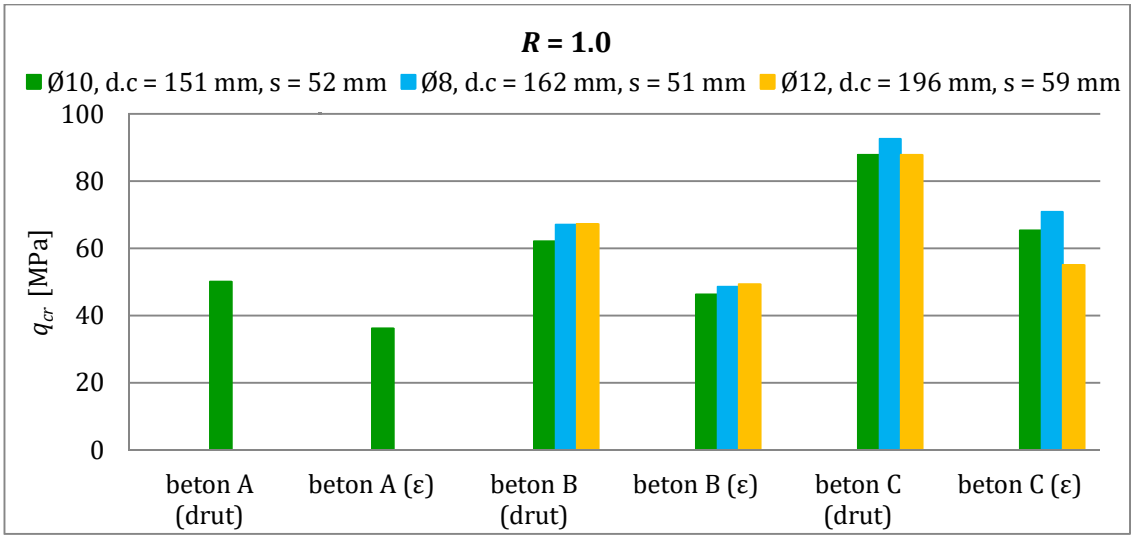


Rysunek 8.19 Zależność q_{cr}/q od f_c dla różnych wartości R dla elementów zbrojonych spiralą: a) Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, b) Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm, c) Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm, d) Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm

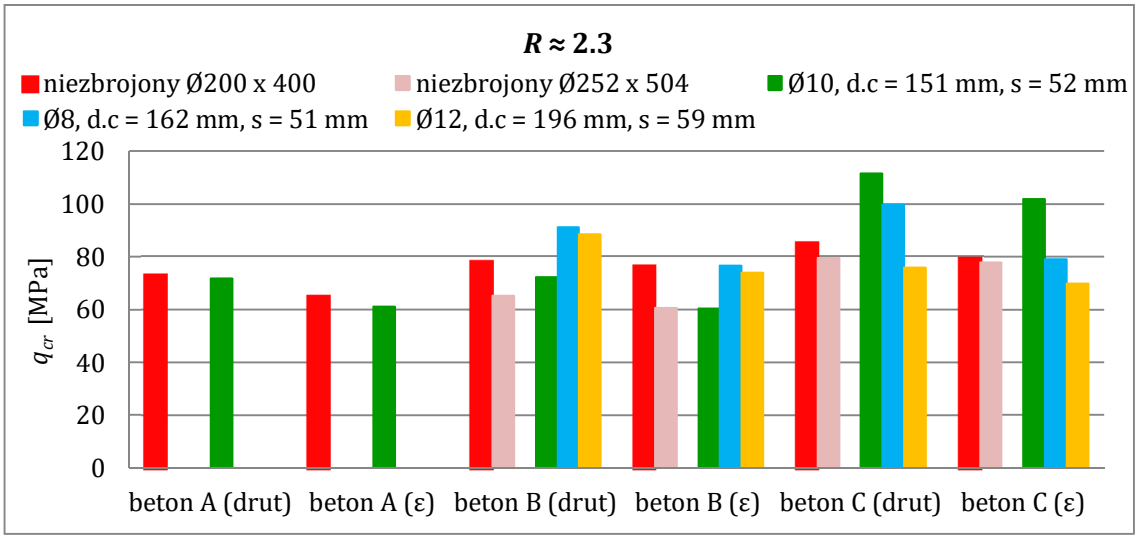
8.2.2. WPŁYW ZASTOSOWANEGO ZBROJENIA NA WARTOŚĆ OBCIĄŻENIA RYSUJĄCEGO

Zbrojenie w strefie docisku prócz wpływu na wytrzymałość może mieć wpływ na wartość obciążenia powodującego zarysowanie. Na wykresach (rys. 8.20 – 8.23) przedstawiono wartości obciążenia rysującego dla elementów w zależności od rodzaju betonu, rodzaju zbrojenia i wartości R.

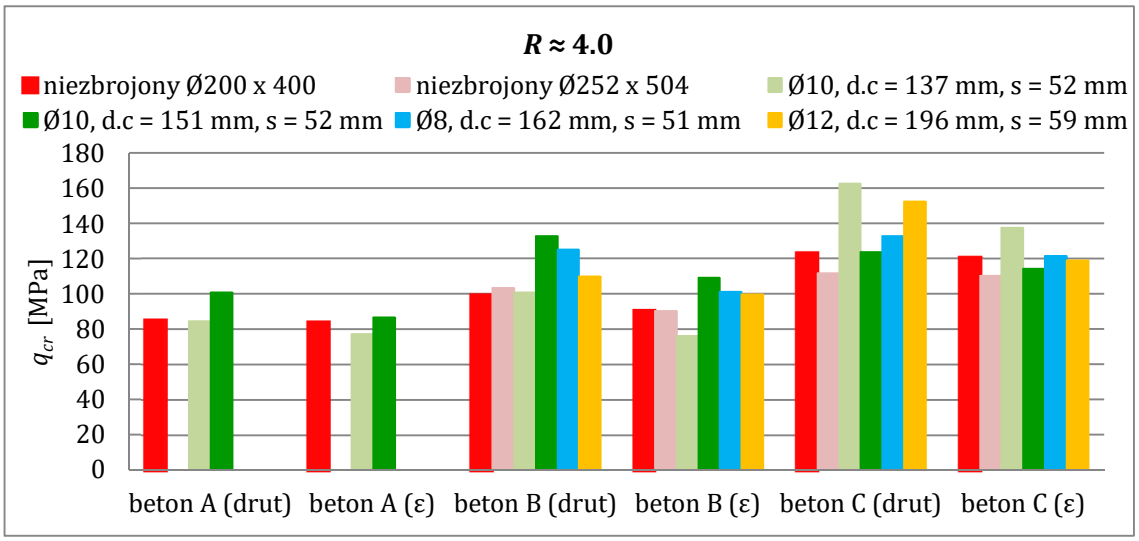
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.20 Zależność q_{cr} od rodzaju zbrojenia i betonu dla elementów o $R = 1.0$

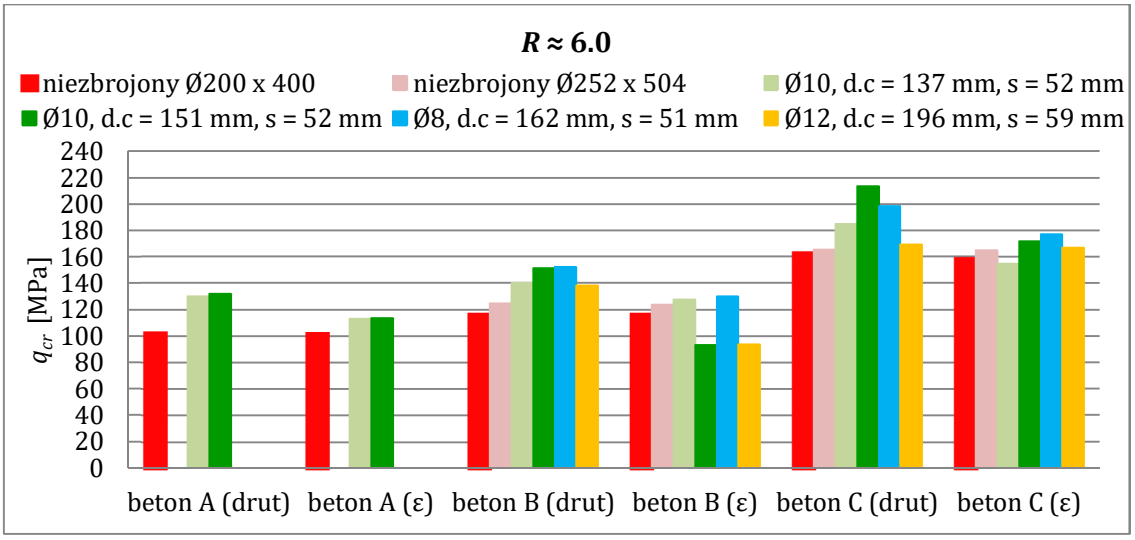


Rysunek 8.21 Zależność q_{cr} od wielkości elementu, rodzaju zbrojenia i betonu dla elementów o $R \approx 2.3$



Rysunek 8.22 Zależność q_{cr} od wielkości elementu, rodzaju zbrojenia i betonu dla elementów o $R \approx 4.0$

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.23 Zależność q_{cr} od wielkości elementu, rodzaju zbrojenia i betonu dla elementów o $R \approx 6.0$

Na podstawie wykresów znajdujących się powyżej i informacji materiałowych można przedstawić następujące wnioski:

Obserwacja i wniosek nr 1:
Wartość obciążenia powodującego zarysowanie rośnie wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu (dotyczy to również BWW).

Uzasadnienie wniosku nr 1:
Wartość obciążenia potrzebnego do zarysowania pobocznicy walca rośnie ze względu na większą wytrzymałość na rozciąganie betonu, która związana jest z zarysowaniem betonu.

Obserwacja nr 2:
Dla próbek ściskanych przez całą powierzchnię podstawy obciążenie rysujące zmienia się nieznacznie w zależności od rodzaju spirali.

Wniosek nr 2:
W elementach ściskanych na całej powierzchni podstawy wartość obciążenia rysującego nie zależy od rodzaju spirali.

Uzasadnienie wniosku nr 2:
Zarysowanie elementów ściskanych o R = 1.0 w znacznej mierze wynika z odłupywania otuliny. W przypadku takich elementów średnica spirali jest wyraźnie mniejsza od średnicy przekroju poprzecznego elementu, a zbrojenie nie jest w stanie znacząco zredukować zarysowania na pobocznicy walca.

Obserwacja nr 3:
Elementy z betonu A i B o R = 4.0 (d_0 = 100 mm) zbrojone spiralą z pręta Ø10 mm i średnicy rdzenia d_c = 137 mm ulegają zarysowaniu przy podobnym ciśnieniu docisku jak elementy niezbrojone (też o R = 4.0). W elementach o $R \approx 6.0$ (d_0 = 82 mm) wyżej wspomniana spirala powoduje wzrost q_{cr}. W betonie zjawisko C to nie zachodzi.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Wniosek nr 3:
Spirala o zbyt małej średnicy rdzenia w stosunku do średnicy elementu i zbyt małej średnicy rdzenia w odniesieniu do średnicy powierzchni docisku nie powoduje zwiększenia ciśnienia docisku będącego przyczyną zarysowania powierzchni bocznej elementu.

Uzasadnienie wniosku nr 3:
Spirala o zbyt małej średnicy rdzenia w stosunku do średnicy pola docisku i średnicy pola przekroju poprzecznego nie jest w stanie przenieść naprężeń rozciągających powstających blisko powierzchni bocznej walca. Trudno jednoznacznie stwierdzić dlaczego sytuacja ta nie zachodzi w betonie C o f_c równym około 100 MPa.

Obserwacja nr 4:
Elementy zbrojone spiralami: Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm; Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm; Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm nie wykazują znacznych różnic w wartości q_{cr}.

Wniosek nr 4:
Do zwiększenia obciążenia rysującego wystarczająca jest obecność spirali o rozsądnych parametrach (np. zalecanych normą) oraz o odpowiedniej średnicy w stosunku do wymiaru poprzecznego elementu. Objętościowy stopień zbrojenia nie wpływa znacząco na wartość q_{cr}.

Uzasadnienie wniosku nr 4:
Wniosek ten wynika w dużej mierze z faktu, że zbrojenie w postaci spirali jest skrępowaniem biernym. Jest ono w stanie zwiększyć obciążenie potrzebne do zarysowania. Zwiększanie zbrojenia powyżej pewnej wartości (stosunkowo niedużej, ale trudnej do określenia ze względu na zbyt małą liczbę próbek o różnych wartościach ρ_s w przeprowadzonych badaniach), nie daje możliwości przeciwdziałania naprężeniom (odkształceniom) obwodowym w takim stopniu, aby uniemożliwić zarysowanie. Skrępowanie czynne (i jego zwiększanie) w tej strefie mogłoby zwiększać wartość q_{cr} bardziej efektywnie.

8.2.3. ODKSZTAŁCENIA MIERZONE DRUTEM ELEKTROOPOROWYM
Na podstawie wyników zaprezentowanych w tabeli 7.8 i 7.9 oraz na wykresach (rys. 7.3 i 7.4) prezentujących wartości odkształceń mierzonych drutem elektrooporowym w próbkach Ø200 x 400 mm niezbrojonych i zbrojonych spiralą Ø10 mm o średnicy rdzenia równej 151 mm i skoku 52 mm można zauważyć, że elementy zbrojone w chwili zerwania drutu przeciętnie uzyskują mniejsze odkształcenia (około 0.24‰) niż elementy zbrojone (około 0.56‰). Obserwując kształt wykresów dla elementów niezbrojonych (rys. 7.3) można zauważyć, że zwiększony przyrost odkształcenia występuje na odcinku końcowym wykresu o długości około 15% wartości σ_q/q, przy której dochodzi do zerwania drutu. W przypadku elementów zbrojonych (rys. 7.4) długość tego odcinka jest dłuższa i sięga około 25-30%.

Obie powyższe obserwacje wynikają prawdopodobnie z faktu obecności zbrojenia, które krępuje beton i pozwala przenieść pewne obwodowe naprężenia rozciągające. Możliwe, że rysy powstałe na powierzchni betonu w elemencie zbrojonym przy wzroście obciążenia posiadają na tyle małe rozwarcie, iż nie powodują zerwania drutu elektrooporowego. Wykresy dla elementów niezbrojonych (rys. 7.3) w swoim kształcie podobne są do łamanej

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

opisanej wzorem (3.16) zaproponowanej w *Model Code 2010* (2012) do opisu zachowania betonu rozciąganego. Nie obserwuje się istotnych różnic w kształcie krzywych pomiędzy różnymi betonami.

8.3. NAPRĘŻENIA W STALI SPIRALI

8.3.1. WPŁYW WYTRZYMAŁOŚCI BETONU NA ŚCISKANIE

Na rysunkach 8.24 przedstawiono zależności uśrednionego naprężenia $\sigma_{s,mid}$ występującego w pętli spirali od wytrzymałości na ściskanie w chwili utraty nośności przez element. W celu porównania zachowania elementów w końcowej fazie badania, na rysunkach 8.25 zaprezentowano tę samą zależność, ale w chwili występowania wytężenia równego 95% siły niszczącej. Na tych wykresach porównano wartości naprężeń przy uwzględnieniu wpływu skurczu betonu w czasie od betonowania do badania. Wykresy uwzględniające ten wpływ opisane zostały za pomocą oznaczenia „(shr)" (zaproponowany przez autora na cele niniejszej pracy skrót angielskiego „*shrinkage*" – *tłum.* skurcz), a linia łącząca poszczególne wartości jest linią przerywaną.

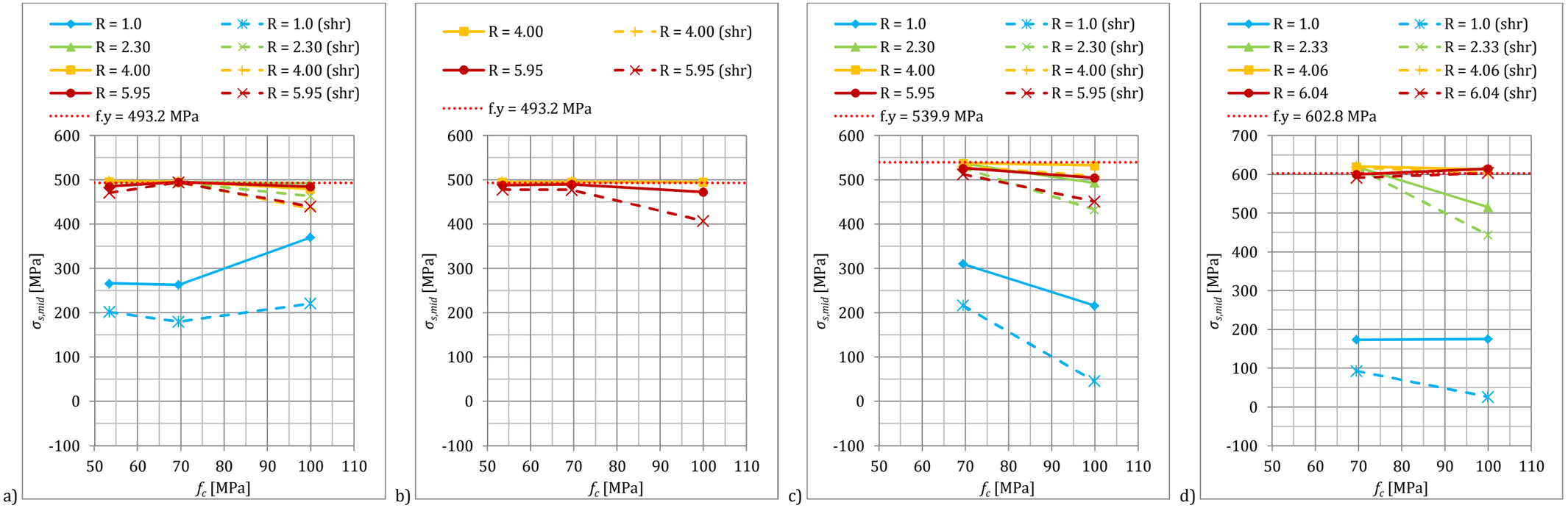
Główna obserwacja na podstawie poniższych wykresów dotyczy betonów wysokiej wytrzymałości. W chwili występowania obciążenia niszczącego uśrednione naprężenia w pętlach spirali $\sigma_{s,mid}$ w większości badanych próbek poddanych dociskowi ($R > 1.0$) maleją, gdy elementy wykonane są z betonu o wyższej wytrzymałości na ściskanie. Wyjątek stanowią tutaj próbki rodzaju nr 49 (beton C, zbrojenie spiralą Ø12 mm, d_c =196 mm, s = 59 mm, R = 6.04). Uwzględnienie wpływu skurczu betonu na naprężenia w stali zbrojeniowej pokazuje, że wpływ wzrostu wartości f_c jest jeszcze większy. **Obserwacja ta w znaczącym stopniu potwierdza tezę nr 2. W związku z powyższym można postawić wniosek, że dla BWW wzrost wytrzymałości na ściskanie w znaczącej większości przypadków powoduje redukcję naprężeń rozciągających w zbrojeniu spiralnym.** Powyższa teza nie dotyczy betonów zwykłych. Nie zaobserwowano istotnych różnic wartości naprężeń między betonem A i B.

Uzasadnieniem powyższej obserwacji może być fakt, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie rośnie wartość modułu sprężystości. Wzrost jego wartości powoduje, jak to potwierdził *Olszak* (1960) (za: (*Korzeniowski*, 2005)) zmniejszenie wartości naprężenia krępującego w słupach uzwojonych. Wpływ ten jest znacznie większy w przypadku BWW, ponieważ betony te utrzymują przy większym zakresie obciążenia wyższe wartości siecznego modułu sprężystości niż ma to miejsce w betonie zwykłym. Efektem utrzymywania znacznych wartości modułu sprężystości jest również fakt, że przyrost naprężenia rozciągającego w elementach poddanych dociskowi jest największy w końcowej fazie obciążenia (przy wytężeniu od 90 – 100%) (rys. 7.1 i 7.2).

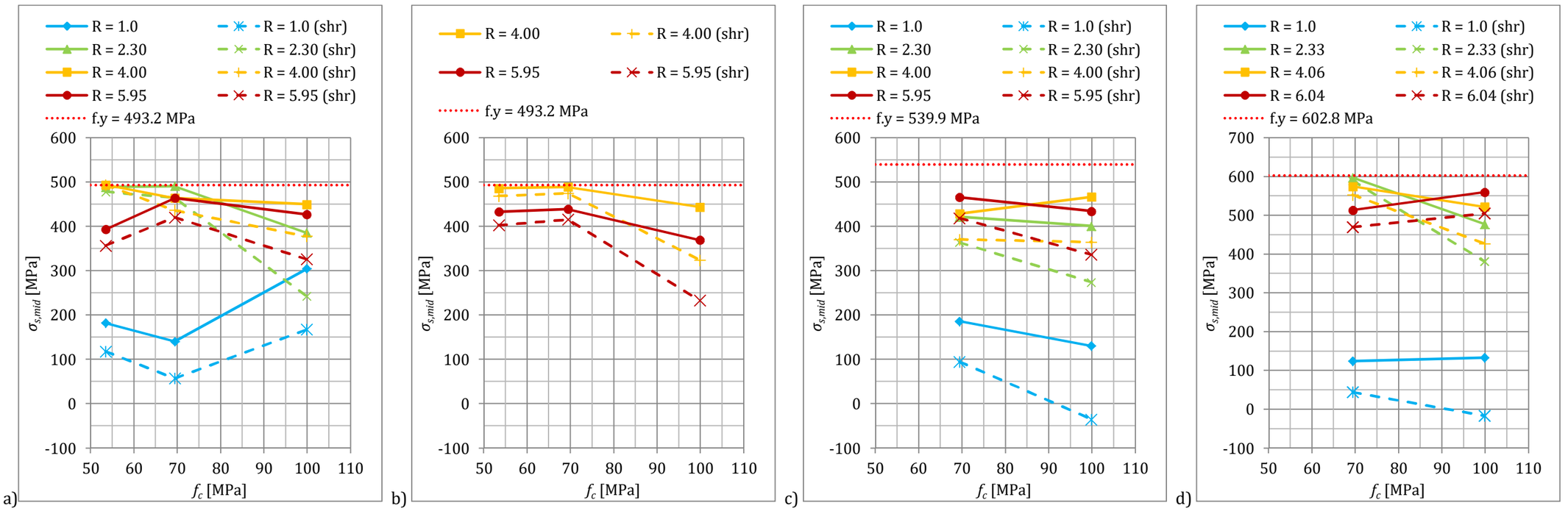
Odnośnie do wartości naprężeń $\sigma_{s,mid}$ w elementach z betonu A można odnotować, że osiągają one granicę plastyczności przy wytężeniu około 90%, natomiast w elementach z betonu B, a do uplastycznienia dochodzi później (rys. 7.1 i 7.2). Dodatkowo porównanie rysunków 8.24 i 8.25 dla betonu B pokazuje, że między wytężeniem 95% i 100% maksymalnego obciążenia dochodzi do znacznego przyrostu naprężeń. W tym przedziale wytężenia przyrost naprężeń dla betonu C też jest duży.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.24 Zależność uśrednionego naprężenia $\sigma_{s,mid}$ od wytrzymałości betonu na ściskanie f_c w chwili osiągnięcia przez beton wytrzymałości na docisk (wytężenie 100%) w elementach (poddanych dociskowi o różnych wartościach stosunku R) zbrojonych spiralami: a) z pręta Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, b) z pręta Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm, c) z pręta Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm, d) z pręta Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm. (shr) oznacza uwzględnienie skruczu betonu.



Rysunek 8.25 Zależność uśrednionego naprężenia $\sigma_{s,mid}$ od wytrzymałości betonu na ściskanie f_c przy wytężeniu równym 95% obciążenia niszczącego w elementach (poddanych dociskowi o różnych wartościach stosunku R) zbrojonych spiralami: a) z pręta Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, b) z pręta Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm, c) z pręta Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm, d) z pręta Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm. (shr) oznacza uwzględnienie skruczu betonu.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

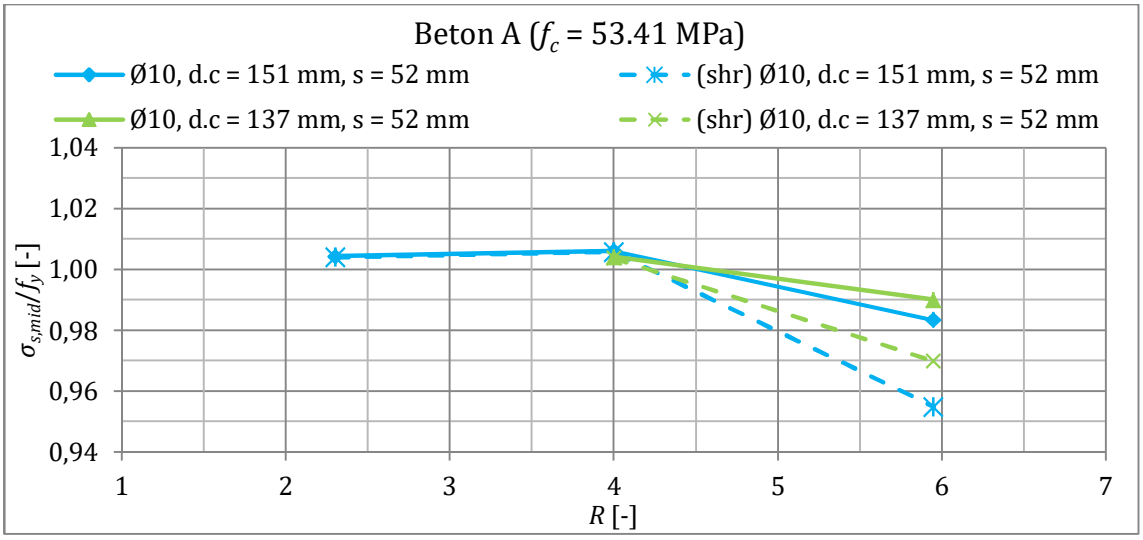
8.3.2. *WPŁYW INNYCH CZYNNIKÓW ZWIĄZANYCH ZE ZBROJENIEM*

Wykresy (rys. 8.26 - 8.28) prezentują jak w przypadku poszczególnych betonów stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ zmieniał się w zależności od R i rodzaju spirali. Wykresy te przedstawiają wartości stosunku $\sigma_{s,mid}/f_y$ z uwzględnieniem wpływu skurczu betonu (oznaczenie „(shr)") jak i bez uwzględnienia tego wpływu. W tabeli 8.14 uzyskane wartości przedstawiono odpowiednio uporządkowane.

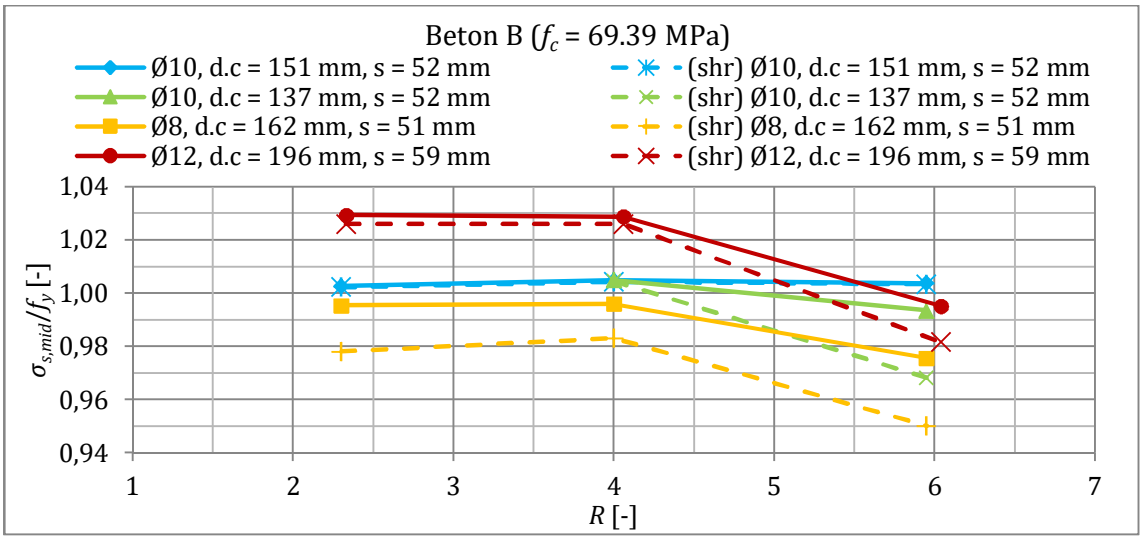
	Stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ w chwili zniszczenia											
	Beton	A			B			C				
	f_c	53.41 MPa			69.39 MPa			99.84 MPa				
	R (wartość przybliżona)	2.3	4.0	6.0	2.3	4.0	6.0	2.3	4.0	6.0	f_y [MPa]	ρ_s [%]
Spirala	Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm	1.00	1.01	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97	0.98	493.2	4.0
	(shr) Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm	1.00	1.01	0.95	1.00	1.00	1.00	0.94	0.88	0.89	493.2	4.0
	Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm	-	1.00	0.99	-	1.00	0.99	-	1.00	0.96	493.2	4.4
	(shr) Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm	-	1.00	0.97	-	1.00	0.97	-	1.00	0.83	493.2	4.4
	Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm	-	-	-	1.00	1.00	0.98	0.91	0.99	0.93	539.9	2.4
	(shr) Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm	-	-	-	0.98	0.98	0.95	0.80	0.94	0.84	539.9	2.4
	Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm	-	-	-	1.03	1.03	1.00	0.86	1.02	1.02	602.8	3.9
	(shr) Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm	-	-	-	1.03	1.03	0.98	0.74	1.00	1.00	602.8	3.9
	średnia	1.00	1.01	0.99	1.01	1.01	0.99	0.92	0.99	0.97		
	(shr) średnia	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	0.98	0.83	0.96	0.89		
	średnia dla betonu	1.00			1.00			0.96				
	(shr) średnia dla betonu	0.99			0.99			0.89				

Tabela 8.14 Stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ w chwili zniszczenia w zależności od R dla różnych rodzajów betonu i spirali

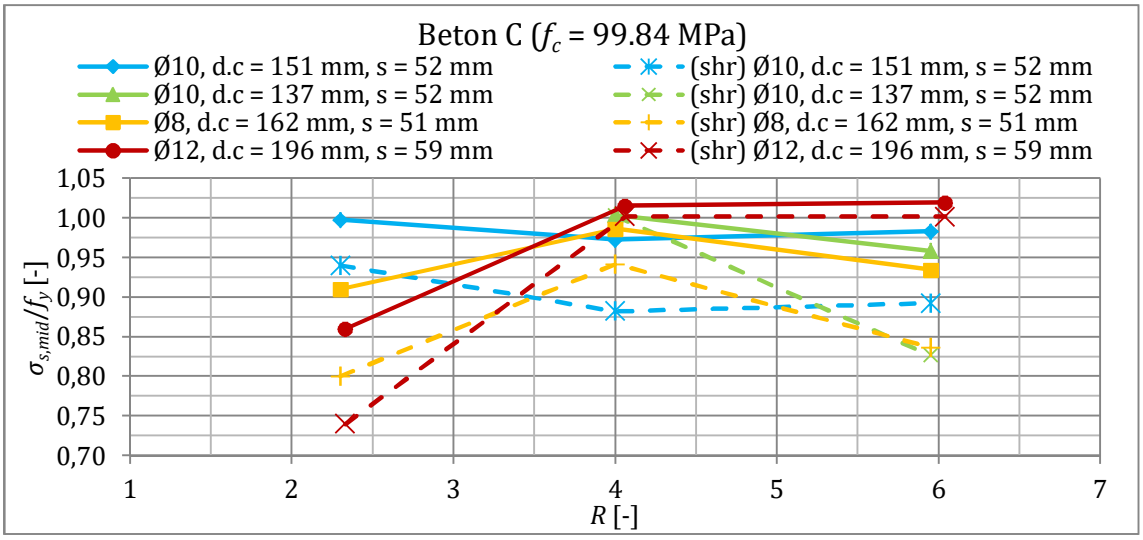
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.26 Stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ w zależności od R dla elementów z betonu A zbrojonych różnymi spiralami



Rysunek 8.27 Stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ w zależności od R dla elementów z betonu B zbrojonych różnymi spiralami



Rysunek 8.28 Stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ w zależności od R dla elementów z betonu C zbrojonych różnymi spiralami

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8.3.2.1. Wpływ stosunku R

Czynnikiem wpływającym na naprężenia w stali spirali był również stosunek R. Na podstawie powyższych wykresów i tabel nie można jednoznacznie stwierdzić jaki jest wpływ R na naprężenia rozciągające w pętlach spirali w chwili zniszczenia elementu. Dla elementów z betonu A o R równym około 6.0 zaobserwowano, że naprężenia $\sigma_{s,mid}$ nie osiągają granicy plastyczności, natomiast w elementach o R równym około 2.3 i 4.0 naprężenia te osiągały granicę plastyczności. W przypadku betonu B mniejsze wartości $\sigma_{s,mid}/f_y$ osiągane były również przez elementy poddane dociskowi o R wynoszącym w przybliżeniu 6.0 (poza elementami zbrojonymi spiralą Ø10 mm o d_c równym 151 mm i s wynoszącym 52 mm.

W elementach z betonu C najmniejsze wartości $\sigma_{s,mid}/f_y$ w chwili osiągnięcia siły niszczącej występowały przede wszystkim dla próbek o R równym około 2.30 ($\sigma_{s,mid}$ = 0.92 f_y – bez uwzględnienia uzwojenia i $\sigma_{s,mid}$ = 0.83 f_y). Próbka rodzaju 23 (R = 2.3, zbrojona spiralą: Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm) prawdopodobnie ze względu na rodzaj stali (która posiada półkę plastyczną zaczynającą się przy stosunkowo niedużym odkształceniu wynoszącym około 2.7‰) w chwili zniszczenia jest bliska uplastycznieniu.

Obliczono średnie stosunki $\sigma_{s,mid}/f_y$ dla każdego betonu dla każdego R oraz średnią uśrednionych wartości tego stosunku dla poszczególnych wartości R. W przypadku betonu A i B wartość uśrednionej średniej wynosi 1.00 lub 0.99, w zależności od tego czy uwzględnia się wpływ skurczu betonu. W betonie C wynosi ona 0.96 przy braku uwzględniania skurczu lub 0.89 przy uwzględnieniu jego wpływu.

8.3.2.2. Wpływ średnicy rdzenia spirali

Na podstawie porównania wyników (tab. 8.14) wartości $\sigma_{s,mid}/f_y$ dla stali zbrojeniowej o granicy plastyczności f_y równej 493.2 MPa o różnych średnicach rdzenia można zauważyć:

- dla elementów z betonu A i B o R równym 4.0 stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ jest niemal taki sam niezależnie od średnicy rdzenia spirali,
- dla elementów z betonu A i B o R równym 5.95 widać nieznacznie większe różnice wartości stosunku $\sigma_{s,mid}/f_y$, przy czym spirala o d_c równym 137 mm nie ulegała uplastycznieniu,
- w elementach z betonu C o R równym 4.0 spirala o d_c wynoszącym 151 mm nie ulegała uplastycznieniu, a o d_c = 137 mm osiągała granicę plastyczności,
- w elementach z betonu C o R = 5.95 żadna z obu wyżej wymienionych spirali nie ulegała uplastycznieniu, ale stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ był mniejszy dla spirali o d_c = 137 mm.

8.3.2.3. Wpływ stopnia zbrojenia

Elementy badane w ramach tej pracy posiadały objętościowy stopień zbrojenia (ρ_s) wynoszący między 2.4% do 4.5%. Nie zaobserwowano wyraźnych trendów w różnicach w wartościach naprężeń uzyskiwanych w elementach o odmiennych wartościach ρ_s. Największe różnice można było zaobserwować między stosunkiem $\sigma_{s,mid}/f_y$ dla elementów z betonu C obciążonych dociskiem o R równym około 6. Dla elementów zbrojonych spiralą z pręta Ø8 mm stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ wynosił 0.84 (przy uwzględnieniu skurczu), a dla elementu ze spiralą Ø12 mm wartość tego stosunku wynosiła 1.00 (również przy uwzględnieniu skurczu). Jednak dla elementów o pozostałych wartościach R stosunek $\sigma_{s,mid}/f_y$ dla obu tych spirali był zbliżony.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8.3.3. ANALIZA ZALEŻNOŚCI NAPRĘŻENIA W ZBROJENIU SPIRALNYM OD WYTĘŻENIA DLA ELEMENTÓW ZBROJONYCH SPIRALĄ Z PRĘTA Ø10 MM O ŚREDNICY RDZENIA RÓWNEJ 151 MM

8.3.3.1. Analiza naprężenia uśrednionego

W punkcie 7.2.1 na wykresach (rys. 7.1 i 7.2) przedstawiono wartości uśrednionego naprężenia $\sigma_{s,mid}$ w zależności od stopnia wytężenia próbki (wartości σ_q/q) dla elementów zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm o d_c = 151 mm i s = 52 mm. Wartości na poszczególnych pętlach spirali umieszczono w tabeli 7.3. Na podstawie tych wykresów można wyciągnąć przedstawione poniżej wnioski. Nie odnoszą się one do naprężeń w poszczególnych pętlach spirali, ale do wartości uśrednionej, czyli $\sigma_{s,mid}$.

Obserwacja nr 1:

Bez uwzględnienia wpływu skurczu betonu na naprężenia w stali największy przyrost naprężeń występuje w następujących przedziałach wytężenia: 0.75 – 0.90 dla betonu A, 0.80 – 0.90 dla betonu B i 0.85 – 0.95 dla betonu C. W przypadku uwzględnienia wpływu skurczu betonu przedziały mieszczą się w granicach: 0.80 – 0.90 dla betonu A, 0.85 – 0.95 dla betonu B i 0.90 – 1.00 dla betonu C.

Wniosek nr 1:

Wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie coraz większy przyrost naprężeń w stali zbrojeniowej spirali występuje przy coraz większym wytężeniu.

Uzasadnienie obserwacji i wniosku nr 1:

Na ten stan rzeczy wpływ mają dwa czynniki: 1) wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie rośnie moduł sprężystości oraz 2) betony o wyższej wytrzymałości na ściskanie mogą w większym zakresie pracować w sposób zbliżony do liniowego. Podłużne zarysowanie betonu na skutek ściskania w betonie występuje w betonach o większej wytrzymałości przy większym wytężeniu niż ma to miejsce w betonie zwykłym. Zarysowanie takie jest jednym z głównych czynników powodujących zwiększone wytężenie stali zbrojeniowej krępującej beton. Niezbrojone betony wysokiej wytrzymałości podczas ściskania do bardzo wysokiego wytężenia pozostają niezarysowane na swojej powierzchni.

Obserwacja nr 2:

W większości przypadków przy braku uwzględniania wpływu skurczu do uplastycznienia dochodziło przy wytężeniu 0.90 dla elementów z betonu A, 0.95 dla próbek z betonu B i blisko 1.00 dla elementów z betonu C. Przy uwzględnieniu skurczu betonu wytężenie przy uplastycznieniu wynosiło około 0.95 dla próbek betonu A oraz 0.98 dla elementów betonu B. Spirale w elementach z betonu C nie ulegały uplastycznieniu.

Wniosek nr 2:

Wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie uplastycznienie stali zbrojeniowej krępującej strefę docisku występuje przy większym wytężeniu elementu.

Uzasadnienie obserwacji i wniosku nr 2:

Uzasadnienie tej obserwacji jest ten sam czynnik co w przypadku obserwacji i wniosku nr 1.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Obserwacja nr 3:
W wariancie uwzględniającym wpływ skurczu naprężania w stali spirali na początku badania są naprężeniami ściskającymi. Ich wartość zależy od rodzaju betonu. Stal osiąga naprężenia rozciągające w okolicach następujących wartości wytężenia: 0.50 spirali w elementach z betonu A, 0.60 w przypadku betonu B i 0.72 dla spirali w próbkach z betonu C.

Wniosek nr 3:
Przy uwzględnieniu wpływu skurczu wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu naprężenia rozciągające stal zbrojeniową osiągane są podczas badania przy coraz większym wytężeniu. Poniżej tego wytężenia stal zbrojeniowa jest ściskana.

Uzasadnienie obserwacji i wniosku nr 3:
Powyższe zjawisko jest efektem wartości skurczu betonu. W badanych betonach wartość skurczu rosła wraz z wytrzymałością betonu na ściskanie. Skurcz ten wywoływał większe naprężenia ściskające występujące w stali na początku badania.

8.3.3.2. Analiza naprężenia na poszczególnych pętlach spirali
Na podstawie tabeli 7.3, w której przedstawiono wartości naprężeń w poszczególnych miejscach spirali z pręta Ø10 mm o d_c = 151 mm i s = 52 mm, można zaobserwować, że w przypadku betonu A w chwili zniszczenia stal ulega uplastycznieniu we wszystkich punktach pomiarowych w próbkach o R równym 2.3 i 4.0. Przy elementach poddanych dociskowi o R równym 5.95 stal nie ulega uplastycznieniu na w miejscu p0.0 i p1.5.

W elementach z betonu B zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm o d_c = 151 mm w chwili zniszczenia zaobserwowano uplastycznienie spirali we wszystkich punktach pomiarowych niezależnie od stosunku R w danej próbce. Wyjątek stanowiło miejsce p2.0 w elementach o R = 4.0.

Spirala w próbkach z betonu C ulegała uplastycznieniu przy większym wytężeniu lub było ono osiągane po zniszczeniu. Spirala w miejscu p1.0 i p2.0 prawie zawsze ulegała uplastycznieniu. W miejscu p1.5 występowały mniejsze wartości naprężeń, niż w p1.0 i p2.0, mimo że punkt p1.5 znajduje się na wysokości pomiędzy miejscem p1.0 i p2.0, a w stosunku do osi próbki po przeciwnej stronie (rys. 6.22). Trudno jednoznacznie stwierdzić przyczynę takiej sytuacji.

8.4. ODKSZTAŁCENIA POD POWIERZCHNIĄ DOCISKU W BETONIE O WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE 100 MPA
W tabeli 8.15 przedstawiono wartości odkształcenia w chwili zniszczenia elementu (lub zniszczenia czujnika). Na podstawie tej tabeli i wykresów (rys. 7.5 – 7.8) można zaobserwować, co następuje:

Obserwacja nr 1:
Wartość odkształcenia odkształcenia pod powierzchnią docisku ε_{cq} (a w elementach ściskanych w środku wysokości), uzyskiwała większą wartość przy wzroście stosunku R.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Wniosek nr 1:

Wzrost stosunku R powoduje wzrost maksymalnego odkształcenia podłużnego pod powierzchnią docisku.

R	Rodzaj spirali:		Brak	Ø10 mm d_c = 152 mm s = 51 mm	Ø8 mm d_c = 161 mm s = 52 mm	Ø12 mm d_c = 196 mm s = 59 mm	
	ρ_s		-	4.0%	2.4%	3.9%	
1.0	Nr	-	-	22C	32A	46B	
	R	-		1.00	1.00	1.00	
	F_{Ru}	kN	-	3033.1	2834.2	4692.0	
	q	MPa	-	96.55	90.21	94.07	
	P	kN		2995.2	2809.2	4661.76	
	σ_q	MPa	-	95.34	89.42	93.47	
	σ_q/q	-	-	0.99	0.99	0.99	
	ε_{cq}	‰	-	6.668	2.389	5.900	
2.3	Nr	-	7A	23C	33B	47C	47D
	R	-	2.30	2.30	2.30	2.33	2,33
	F_{Ru}	kN	1654.6	2491.9	2334.7	3981.1	4096,8
	q	MPa	120.91	182.09	170.61	186.19	191,6
	P	kN	1639.7	2504.6	2271.6	3956.9	4094,6
	σ_q	MPa	119.82	183.02	165.99	185.05	191,50
	σ_q/q	-	0.99	1.00	0.97	0.99	1,00
	ε_{cq}	‰	2.293	5.977	4.438	8.389	5.970
4.0	Nr	-	8A	24C	34B	48C	
	R	-	4.00	4.00	4.00	4.06	
	F_{Ru}	kN	1131.8	2066.9	1846.3	3122.2	
	q	MPa	144.11	263.16	235.08	254.42	
	P	kN	1127.0	1767.6	1845.8	3122.2	
	σ_q	MPa	143.50	225.06	235.02	254.42	
	σ_q/q	-	1.00	0.86	1.00	1.00	
	ε_{cq}	‰	2.416	6.875	6.069	8.942	

Tabela 8.15 Zestawienie maksymalnych odkształceń uzyskanych z czujników strunowych podczas badań poszczególnych próbek

Uzasadnienie wniosku nr 1:

Wraz ze wzrostem R rośnie objętość betonu, który krępuje strefę docisku. W przypadku elementów niezbrojonych wpływ ten jest niewielki. Jednak przy zastosowaniu zbrojenia spiralą stalową, jest ona w stanie przenosić większe naprężenia rozciągające, z czego wynika, że zwiększa się odkształcalność podłużna betonu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Uwagi do obserwacji i wniosku nr 1:
Wartość odkształcenia uzyskana w próbce 22C wynika w dużej mierze z faktu, że w próbce tej, przy wytężeniu około 92% obciążenia niszczącego, na skutek działających sił nastąpiło pewnego rodzaju tąpnięcie. W następstwie tego zdarzenia miał miejsce znaczny spadek siły, po czym jednak maszyna wytrzymałościowa zaczęła ponownie zwiększać siłę. Przy ponownym obciążeniu znaczną część siły w próbce przenosił uzwojony rdzeń, który zaczął się mocno odkształcać w kierunku podłużnym i poprzecznym, a w końcowej fazie nastąpiło odspojenie otuliny. Próbka została obciążona większą siłą niż przy pierwszym obciążeniu. Uzyskała również znacznie większe odkształcenia (rys. 7.6). W przypadku próbki 32A również wystąpiło nagłe zniszczenie elementu na skutek odspojenia otuliny. Zgodnie z programem badawczym ustawionym w maszynie, nie kontynuowała ona obciążenia. W tym przypadku odkształcenie było znacznie mniejsze niż w przypadku pozostałych próbek.

Obserwacja nr 2:
Pośród elementów obciążonych dociskiem o danym stosunku R największą wartość ε_{cq} uzyskiwały próbki zbrojone spiralą z pręta Ø10 mm o d_c = 151 mm i s = 52 mm oraz z pręta Ø12 mm o d_c = 196 mm i s = 59 mm, a najmniejszą próbki zbrojone spiralą z pręta Ø8 mm.

Wniosek nr 2:
Wartość odkształcenia ε_{cq} rośnie wraz z objętościowym stopniem zbrojenia na docisk.

Uzasadnienie obserwacji i wniosku nr 2:
W elementach o większym stopniu zbrojenia na docisk stal mocniej krępuje beton. Wraz ze wzrostem skrępowania betonu rośnie jego odkształcalność. Podobna sytuacja ma miejsce w przypadku słupów skrępowanych uzwojeniem. Zwiększenie powierzchni zbrojenia zdecydowanie poprawia odkształcalność słupów.

8.5. ODKSZTAŁCENIA OBWODOWE NA POBOCZNICY WALCA POMIERZONE METODĄ WIZYJNĄ

Po przeprowadzeniu analizy obrazu i uzyskaniu wykresów odkształceń obwodowych na powierzchni elementów (rys. 7.10 – 7.15), główną obserwacją jest fakt, że metoda ta nie spełnia swojego zadania w przypadku elementów niezbrojonych. Na podstawie wykresów dla elementów niezbrojonych (rys. 7.10) nie można określić wartości odkształceń przed zarysowaniem elementu, a w sytuacji gdy rysa nie przechodzi pomiędzy liniami utworzonymi przez znaczniki, wyniki nie są wystarczająco dokładne do chwili zniszczenia.

Po przeprowadzeniu analizy metody pomiarowej można zasadnie wnioskować, że odkształcenia betonu rozciąganego niezarysowanego (0.15‰) są za małe w stosunku do możliwości pomiarowych metody. Bardzo istotnym utrudnieniem w pomiarze jest wpływ zakrzywienia powierzchni walca. Przy użyciu tej metody analizy obrazu maksymalna dokładność pomiaru wynosi 0.1 piksela. Pomiary wykonane z taką dokładnością mogą zawierać pewne błędy. Na wykonanych zdjęciach odległość między analizowanymi liniami znaczników wynosiła około 1000 pikseli, co daje możliwość wykrycia odkształcenia równego 0.1 pikseli/1000pikseli czyli 0.1‰. Porównując jednak możliwości tej metody z przemieszczeniami trawersy maszyny wytrzymałościowej, wydaje się możliwe zastosowanie jej do pomiaru skrócenia elementu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Przemieszczenia poziome betonu po zarysowaniu znacznie rosną. W przypadku próbek zbrojonych przyrost obciążenia nie powoduje szybkiej utraty nośności, ale powoduje szybki przyrost odkształceń tak pionowych, jak i poziomych. Użyta metoda wizyjna pozwala określić wartości tych odkształceń. Oczywiście wartości odkształcenia w elementach zbrojonych (rys. 7.13 – 7.15) nie uwzględniają wartości rozwarcia rys. Rysy traktowane są jak przemieszczenie, które wpływa na odległość między obiema liniami markerów i zwiększa wartość odkształcenia.

Wykresy (rys. 7.13 – 7.15) prezentują wartości zmierzonego odkształcenia które, jak można było się spodziewać, w początkowym odcinku od powierzchni górnej próbki rośnie, by w odległości równej około średnicy pola powierzchni docisku osiągnąć maksymalną wartość, a następnie maleć. Łatwo również zaobserwować, że w elementach zbrojonych odkształcenia zaczynają zdecydowanie rosnąć od poziomu około 60% siły niszczącej, czyli od chwili zarysowania.

Zaprezentowane wyniki i analiza pomiarów wizyjnych miały na celu przedstawienie pewnych możliwości tej metody pomiarowej, ale także pokazać jej ograniczenia.

8.6. MECHANIZM ZNISZCZENIA

Sposób zniszczenia elementów badanych w ramach niniejszej pracy zależał w głównej mierze od tego czy dany element posiadał zbrojenia czy też nie. W poniższych podpunktach zostały przedstawione mechanizmy zniszczenia różnych elementów.

8.6.1. ELEMENTY NIEZBROJONE

Proces zniszczenia elementów zbrojonych przebiegał następująco:

a) Początek badania.
b) Praca elementu niezarysowanego.
c) Zarysowanie na górnej i bocznej powierzchni elementu (rys. 8.30b).
d) Ewentualne odpryskiwanie pobocznicy walca (rys. 8.30c).
e) Zniszczenie (rys. 8.30d).

W trakcie badań nie zaobserwowano siły, przy której następowało zarysowanie górnej powierzchni elementu, gdzie przyłożona była płyta dociskowa. Do zarysowania pobocznicy elementów zazwyczaj dochodziło przy wytężeniu wynoszącym co najmniej 85% siły niszczącej. Niedługo przed zniszczeniem w strefie docisku wytwarzał się klin betonowy w kształcie zbliżonym do stożka. W próbkach z betonu A następowało wgniecenie klina i jeszcze mocniejsze zarysowanie powierzchni górnej i bocznej (rys. 8. 29).

W elementach wykonanych z betonu B i C często dochodziło do gwałtownego zniszczenia. W betonie, pod klinem w osi próbki występowały bardzo duże naprężenia rozciągające, które nie mogły być przejęte przez beton znajdujący się w dalszej od powierzchni docisku oraz bliższej do pobocznicy części elementu. W większości sytuacji, na skutek rozłupania przez powstały klin próbki rozpadały się na 3 lub 4 duże kawałki (plus klin) (rys. 8.30 i 8.31c).

W ostatniej fazie obciążenia (wytężenie 95 – 100%) następowało przyspieszenie w przyroście przemieszczenia trawersy maszyny wytrzymałościowej. (Wyniki przemieszczenia trawersy nie były prezentowane w tej pracy ze względu na wpływ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

podkładek z płyty pilśniowej. Wartość tego przemieszczenia nie była równoważna ze skróceniem elementu podczas badania).

a) b)

Rysunek 8.29 Zarysowanie powierzchni górnej elementów z betonu A: a) element o *R* = 2.3, b) element o *R* = 4.0

W ostatniej fazie obciążenia (wytężenie 95 – 100%) następowało przyspieszenie w przyroście przemieszczenia trawersy maszyny wytrzymałościowej. (Wyniki przemieszczenia trawersy nie były prezentowane w tej pracy ze względu na wpływ podkładek z płyty pilśniowej. Wartość tego przemieszczenia nie była równoważna ze skróceniem elementu podczas badania).

W niektórych przypadkach w chwili osiągnięcia nośności z elementu odpadał pojedynczy większy kawałek betonu, a klin pozostawał na swoim miejscu połączony z pozostałą częścią próbki (8.31b). Siła po tym zniszczeniu znacząco spadała do 0 kN. Powyższa sytuacja wynikała prawdopodobnie z tego, że wpływ tarcia i miejscowo większej wytrzymałości betonu na rozciąganie nie pozwalał na dalszą degradację próbki. Ponowne przyłożenie pewnej siły powodowałoby szybkie oderwanie klina.

W przypadku próbek z betonu C (f_c około 100 MPa) o R równym około 6, do zarysowania dochodziło przy wytężeniu bliskim 100% siły niszczącej. Powstały klin ulegał wgnieceniu (<1.0 mm) w próbkę. Wgniecenie to było podobne do pewnego rodzaju tąpnięcia, a siła z maszyny spadała do 0 kN. W niektórych przypadkach pojawiały się wyraźnie rysy na pobocznicy, ale nie dochodziło do podziału elementu na kilka części (rys. 8.29).

Odmiennym przypadkiem utraty nośności było oderwanie się znacznej części pobocznicy walca (rys. 8.31a).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rysunek 8.30 Badanie próbki na różnych etapach obciążenia: a) przyrost obciążenia - element niezarysowany, b) zarysowanie elementu, c) częściowe odspojenie pobocznicy walca – chwila tuż przed zniszczeniem, d) zniszczenie elementu, e) element po zniszczeniu (klin utworzony pod powierzchnią docisku wisi na przewodzie do czujnika strunowego)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

a) b)

c)

Rysunek 8.31 Element z betonu C a) z odspojoną częścią pobocznicy, b) z nieoderwanym klinem, c) po zniszczeniu w kilku kawałkach

Rysunek 8.32 Element z betonu C po osiągnięciu maksymalnej siły. Próbka, która nie uległa rozpadowi na kilka kawałków

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8.6.2. ELEMENTY ZBROJONE

8.6.2.1. Elementy poddane dociskowi

W przebiegu badania elementów zbrojonych poddanych dociskowi można wyróżnić następujące etapy:

a) Początek badania.
b) Praca elementu niezarysowanego.
c) Zarysowanie elementu na powierzchni bocznej i górnej; praca elementu ze stosunkowo niedużym rozwarciem rys (około 65% maksymalnej siły).
d) Wzrost szerokości rozwarcia rys i liczby rys na górnej i bocznej powierzchni elementu dookoła powierzchni docisku (wytężenie około 90% maksymalnej siły).
e) Ewentualne uplastycznienie stali.
f) Ewentualne odspojenie otuliny bocznej lub górnej.
g) Zniszczenie.

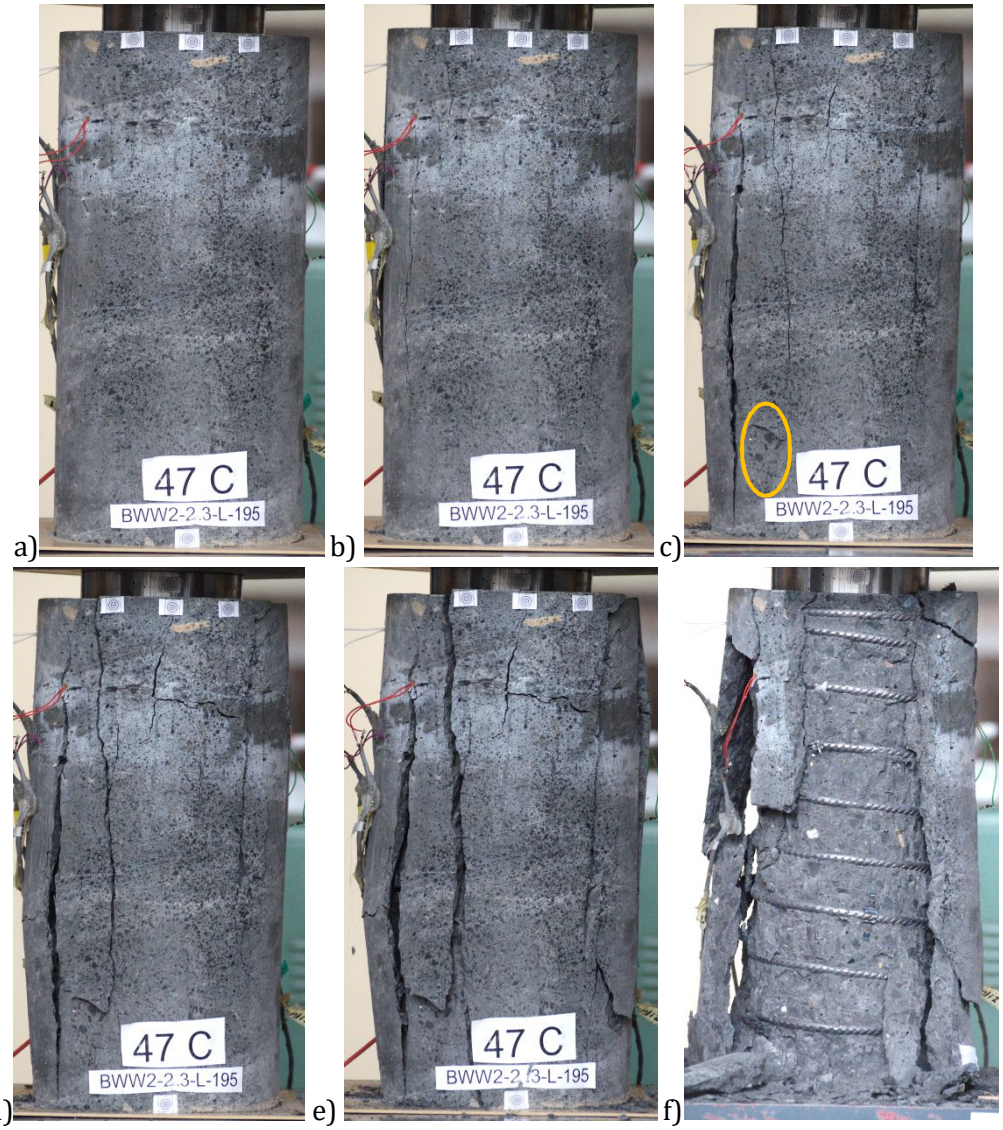
Elementy zbrojone, jak wykazano wcześniej (patrz 8.2.1), ulegają zarysowaniu przy mniejszym stopniu wytężenia próbki (około 65%). Wartość ciśnienia dociskowego, w zależności od rodzaju spirali zazwyczaj wzrastała (pkt. 8.2.2). Na skutek wciskania płyty dociskowej, beton w strefie docisku zaczynał coraz mocniej odkształcać się w kierunku podłużnym. Skutkiem tego były również rosnące odkształcenia poprzeczne powodujące rozciąganie w stali spirali. Po przekroczeniu pewnej wartości odkształcenia podłużnego, następował stosunkowo gwałtowny przyrost odkształcenia poprzecznego, który zbliża wartość odkształceń w stali do wartości odpowiadających granicy plastyczności. W elementach z betonu A i B zazwyczaj dochodziło do uplastycznienia. Na powierzchni pobocznicy, w rozstawie co około 60-100 mm pojawiały się liczne podłużne (pionowe) zarysowania (rys. 8.33d). Następnie na zarysowanej pionowo pobocznicy walca, w odległości od górnej (obciążonej dociskiem) podstawy równej około 70 mm dla elementów Ø200 x 400 mm lub 10 cm dla Ø252 x 500 mm pojawiały się poziome rysy.

W przypadku betonu C dodatkowo często dochodziło do odspojenia otuliny na części lub całej wysokości elementu (rys. 8.33f). W niektórych elementach odspojenie to miało charakter eksplozyjny. W ostatniej fazie pracy elementów z betonu C, można było przyjąć, że pracuje jedynie uzwojony rdzeń, natomiast otulina jest odspojona. W elementach z betonu A i B, otulina nie odpadała w takim stopniu, jak w przypadku próbek z betonu C. Zazwyczaj nie odspajała się gwałtownie.

Porównując wygląd próbek po badaniu (rys. 8.34 i 8.35) wydaje się, że współpraca otuliny zależała w znacznej mierze od wartości R. W elementach z betonu A i B współpraca otuliny z rdzeniem mogła rosnąć wraz z ze wzrostem stosunku R. W przypadku wartości około 2.3 i 4.0 otulina prawdopodobnie nie pracowała razem z rdzeniem w końcowej fazie, natomiast gdy R wynosiło około 6, współpraca między otuliną i rdzeniem wzrastała. W pewnych przypadkach, w elementach z BWW o f_c równym około 100 MPa, dochodziło do sytuacji, w której fragmenty otuliny odpryskiwały w większej odległości od strefy docisku, np. blisko dolnej powierzchni próbki (rys. 8.33c – obszar zaznaczony elipsą). Zauważono również, że od pewnej odległości od podstawy walca, na której umieszczona jest płyta dociskowa, grubość otuliny, która została odspojona maleje (8.36). W przypadku wszystkich próbek zbrojonych na górnej powierzchni próbki wokół powierzchni docisku powstawało

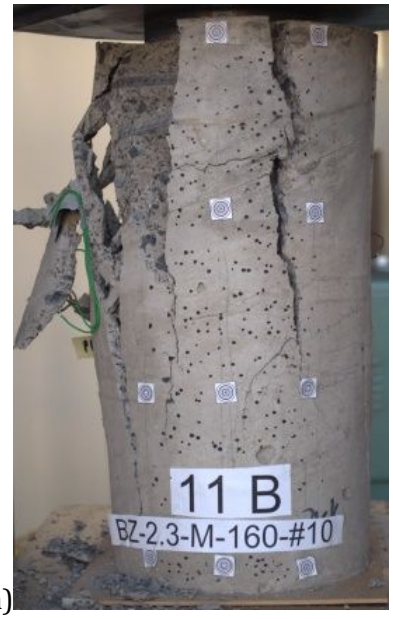
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

promieniste zarysowanie. Klin pod powierzchnią docisku ulegał wciśnięciu w betonowy rdzeń.

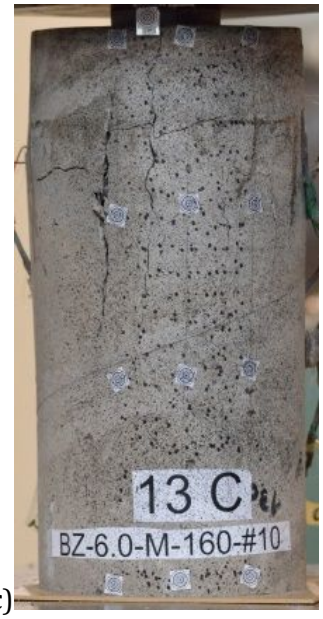


Rysunek 8.33 Próbka zbrojona z betonu C podczas badania: a) faza niezarysowana, b) zarysowanie pionowe na pobocznicy, c) zarysowanie poziome na pobocznicy i częściowe odspojenie otuliny, d) powiększenie zarysowania, e) próbka chwilę przed całkowitym odspojeniem otuliny i zniszczeniem, f) element po osiągnięciu nośności i całkowitym odspojeniu otuliny

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

a) 

b)

c) 

Rysunek 8.34 Zniszczone elementy zbrojone z betonu A: a) 11B (*R* = 2.30), b) 12B (*R* = 4.00), c) 13C (*R* = 5.95)

a)

b)

c)

Rysunek 8.35 Zniszczone elementy zbrojone z betonu B: a) 17A (*R* = 2.30), b) 18A (*R* = 4.00), c) 19B (*R* = 5.95)

W niektórych próbkach, dla których koniec badania zdefiniowany był jako 30% spadek działającej siły (patrz punkt 6.8), dochodziło do sytuacji, w których podczas pierwszego obciążenia następował gwałtowny spadek siły przy jednoczesnym mocnym uszkodzeniu elementu, a następnie próbka była obciążana ponownie. Żadna z badanych w ten sposób próbek poza elementem nr 22C (*R* = 1.0), nie była w stanie przenieść obciążenia większego niż przy pierwszym obciążeniu.

Należy zwrócić uwagę na fakt, że podczas badań w żadnym elemencie nie doszło do zerwania stali zbrojeniowej spirali. Dotyczy to również sytuacji, gdy obciążenie po osiągnięciu jednego maksimum, ulegało zmniejszeniu i po pewnym czasie wzrastało ponownie.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Rysunek 8.36 Zmienna na wysokości grubość odspajanej otuliny w przykładowej próbce z betonu C

8.6.2.2. Elementy poddane ściskaniu na całej powierzchni

W większości przypadków podczas badania spiralnie zbrojonych elementów ściskanych dochodziło do nagłej utraty nośności. Elementy zbrojone przez długi zakres obciążenia (do około 95%) nie sygnalizowały w żaden sposób utraty nośności. W pewnej chwili, przy maksymalnej sile następowało gwałtowane zniszczenie, podczas którego otulina była uszkodzona oraz w niektórych przypadkach miało miejsce jej odspojenie (rys. 8.37). Ze względu na niewielkie pole przekroju elementu oraz umieszczenie spirali z zachowaniem pewnej (około 20 mm) otuliny, zbrojenie nie było w stanie szybko przejąć znacznego naprężenia ściskającego, które wzrosło w elemencie po destrukcji otuliny. W niektórych przypadkach, po znacznym spadku obciążenia, element był obciążany po raz drugi (rys. 8.37d). Jedynie próbka 22C uzyskała większą nośność przy drugim obciążeniu niż przy pierwszym.

Rysunek 8.37 Zniszczone próbki poddane ściskaniu na całej powierzchni: a) 10B (beton A), b) 28A (beton B), c) 22C (beton C) – po pierwszym obciążeniu, d) 22C – po drugim obciążeniu

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

8.7. PROPOZYCJA WZORÓW DO OBLICZANIA WYTRZYMAŁOŚCI NA DOCISK

8.7.1. ZAŁOŻENIA DLA WZORÓW

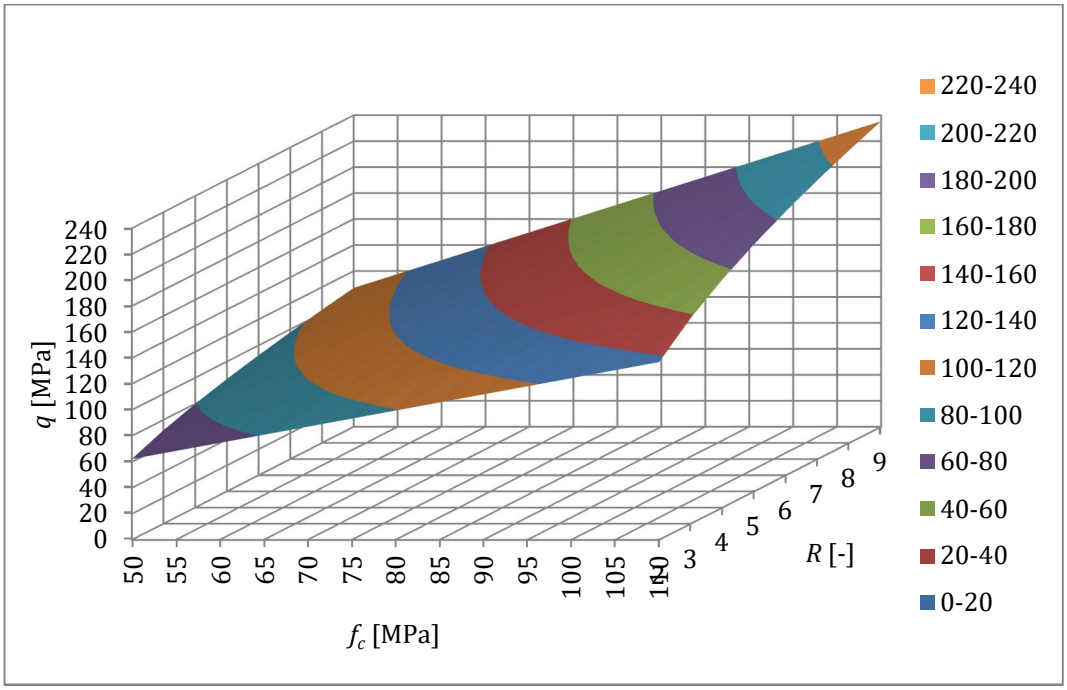
Celem przedstawienia propozycji wzorów do obliczania wytrzymałości, a co za tym idzie nośności elementów z betonów wysokiej wytrzymałości na docisk, na podstawie wyników badań wszystkich egzemplarzy próbek (poza próbkami 27D i 47D, które były poddane obciążeniu długotrwałemu) przebadanych w ramach tej pracy przeprowadzono obliczenia analogiczne do wykonanych w rozdziale 5. Założenia analizy są identyczne z opisanymi w punktach 5.1.2 i 5.2.2, odpowiednio dla elementów niezbrojonych i zbrojonych. Analizy uwzględniają, podobnie jak w punkcie 5.1.5 i 5.2.4, liczbę elementów o danej wytrzymałości betonu na ściskanie, danej wartości stosunku R i ρ_s. Pomimo tego, że wytrzymałość na docisk zależy „bardziej" liniowo od wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe niż na ściskanie, aby zachować większe podobieństwo do wzorów normowych, w zaproponowanych wzorach jako parametr betonu przyjęto wartości wytrzymałości na ściskanie.

8.7.2. WZORY DLA ELEMENTÓW NIEZBROJONYCH

Obliczenia zostały wykonane przy użyciu własnego programu napisanego w języku VBA, a następnie zastosowanego do analizy danych w programie Microsoft Excel 2010. Wzory uzyskane w analizie mają następujące formy (8.4) i (8.5):

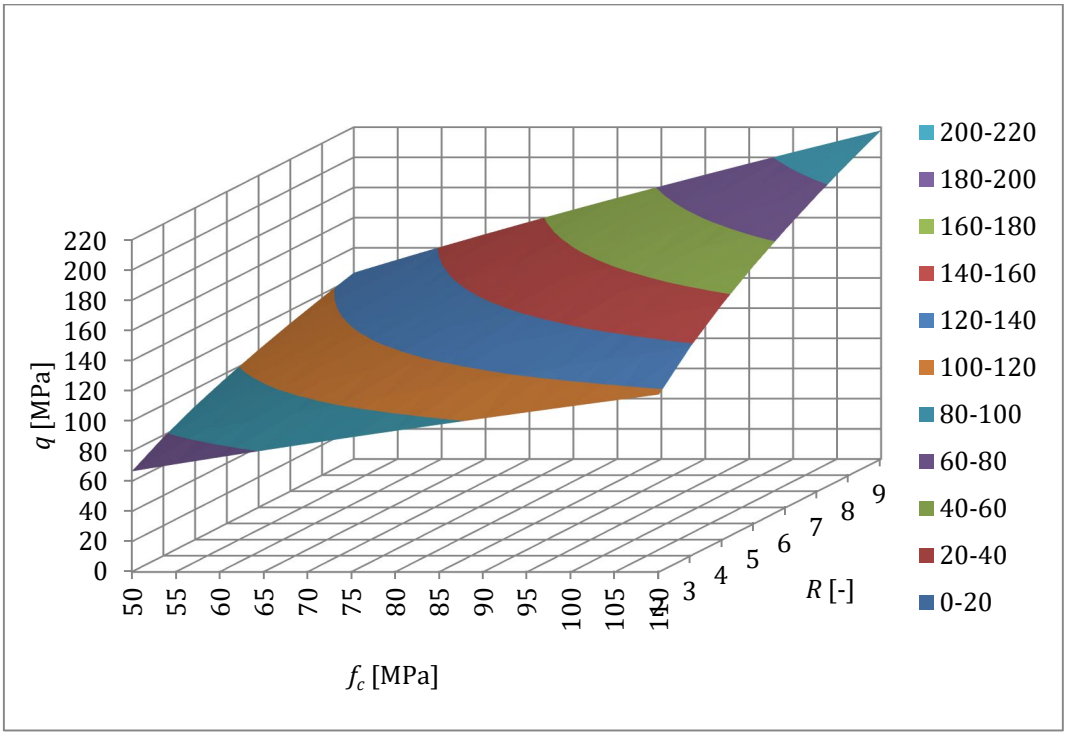
$$q_{theo} = 0.97R^{0.36}f_c \tag{8.4}$$

$$q_{theo} = 3.0R^{0.41}{f_c}^{0.72} \tag{8.5}$$



Rysunek 8.38 Wytrzymałość betonu na docisk w zależności od f_c i R na podstawie wzoru (8.4)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

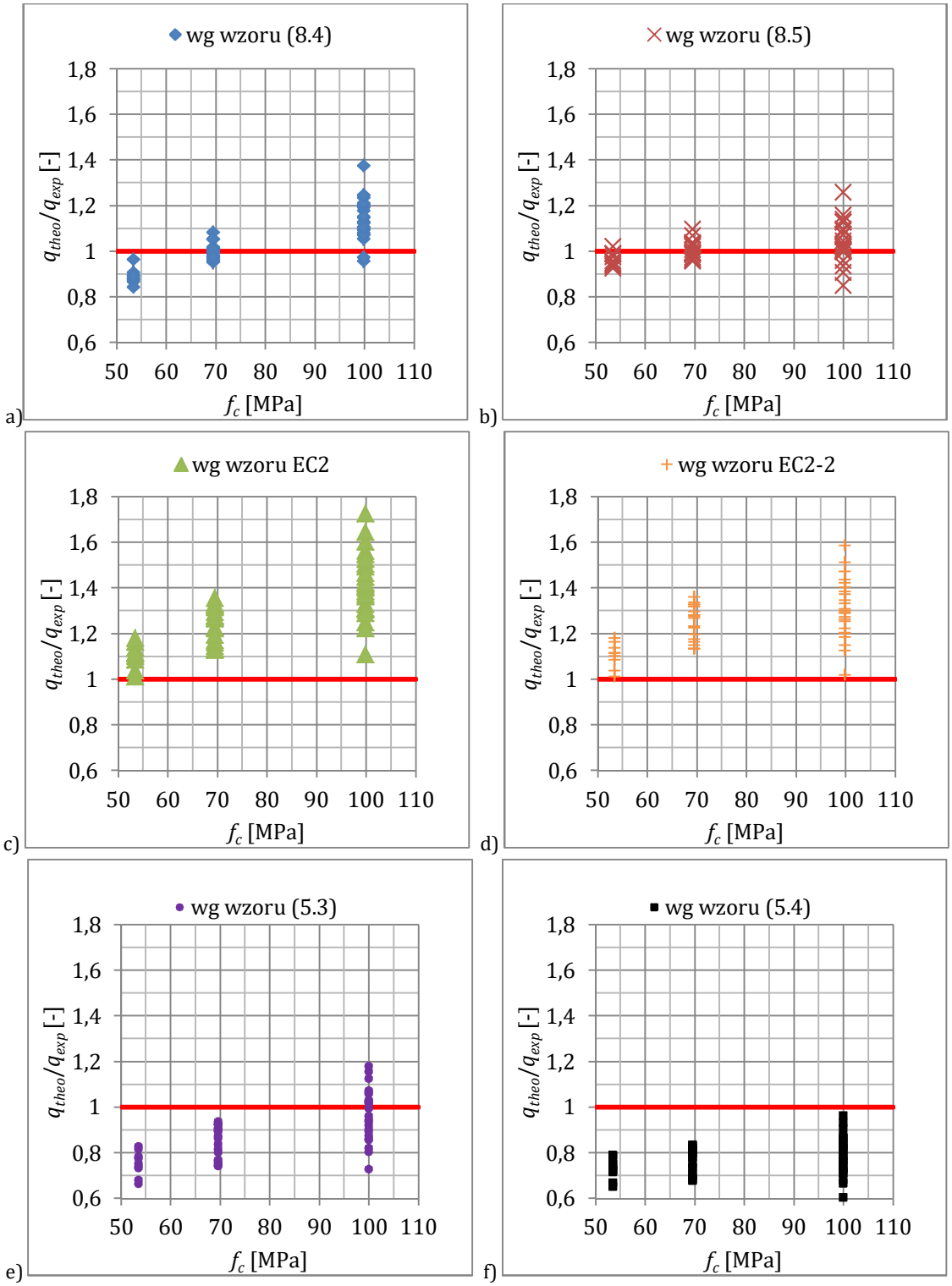


Rysunek 8.39 Wytrzymałość betonu na docisk w zależności od f_c i R na podstawie wzoru (8.5)

Wykresy (rys. 8.38 i 8.39) przedstawiają wartości wytrzymałości betonu na docisk uzyskane na podstawie tych wzorów. Przeciętny błąd wzorów (8.4) i (8.5) wynosił odpowiednio 10% i 5%, a średni stosunek wartości $q_{theo}/q_{\exp}$ 1.05 i 1.02. W przypadku betonów wysokiej wytrzymałości, zgodnie z przewidywaniami, wzór (8.5) podaje lepsze wyniki ze względu na możliwość lepszego dopasowania do wpływu wytrzymałości betonu na ściskanie.

Na wykresach (rys. 8.40) przedstawiono porównanie wyników uzyskanych na podstawie różnych wzorów (w tym także zaproponowanych w rozdziale 5) z wynikami badań eksperymentalnych, w zależności od wartości wytrzymałości betonu na ściskanie. Wartości przeciętnego błędu i średniego stosunku q_{theo}/q_{exp} podano w tabeli 8.16.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.40 Stosunek q_{theo}/q_{exp} w zależności od f_c na podstawie obliczeń przy użyciu różnych wzorów: a) (8.4), b) (8.5), c) według *PN-EN 1992-1-1:2008* (2008), d)według *PN-EN 1992-2:2010* (2010) (zapis dla łożysk mostowych) e) (5.3), f) (5.4)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Wzór	Średni stosunek q_{theo}/q_{exp}	Przeciętny błąd
(8.4)	1.05	9.8%
(8.5)	1.02	5.0%
EC2 (2.77)	1.30	30.5%
EC2-2 (2.78)	1.25	25.2%
(5.3)	0.89	14.0%
(5.4)	0.77	22.7%

Tabela 8.16 Średni stosunek q_{theo}/q_{exp} i przeciętna wartość błędu dla wzorów do obliczania wytrzymałości betonu na docisk w elementach niezbrojonych na docisk

Na podstawie analizy powyższych wykresów i wzorów można ponownie stwierdzić, że stosunek q/f_c maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Dla betonów przebadanych w ramach niniejszej pracy, zaprezentowane wzory uzyskują najlepszą dokładność. Wzory pochodzące z rozdziału 5 zaniżają wytrzymałość betonu na docisk, natomiast propozycje obowiązujących norm europejskich podają zawyżone wartości wytrzymałości na docisk. W przypadku kalkulacji obliczeniowej nośności na docisk i użyciu częściowego materiałowego współczynnika bezpieczeństwa dla betonu γ_C równego 1.5, według wzoru (2.77) 7 próbek uzyskało większą niż w badaniu obliczeniową wytrzymałość na docisk, a według wzoru (2.78) większą wytrzymałość obliczeniową uzyskały 2 próbki. Stanowi to 13.7% i 3.9% badanych elementów. W sytuacji stosowania współczynnika γ_C równego 1.4 jest to odpowiednio 14 i 6 elementów – 27.5% i 11.8% liczby próbek. Analiza ta wskazuje, że normowe wzory nie określają wystarczająco poprawnie wytrzymałości na docisk.

8.7.3. WZORY DLA ELEMENTÓW ZBROJONYCH

Na podstawie przeprowadzonych analiz uzyskano trzy wzory (8.6 – 8.8) służące do obliczania wytrzymałości betonu na docisk. Na wykresach (rys. 8.41) przedstawiono stosunek q_{theo}/q_{exp} w zależności od f_c, uzyskany na podstawie różnych wzorów użytych w niniejszej rozprawie. Pochodzą one z toku badań i analiz przeprowadzonych przez autora: (5.9 – 5.11), (8.6 – 8.8) lub są wzorami z norm: (5.12), (5.13) i (5.16). W tabeli 8.17 przedstawiono wartości średniego stosunku q_{theo}/q_{exp} oraz przeciętnego błędu dla poszczególnych wzorów.

$$q_{theo} = 1.06 \cdot R^{0.42} f_c + 3.8 \cdot \frac{\rho_s f_y}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \frac{A_{core}}{A_{c0}} \tag{8.6}$$

$$q_{theo} = 1.65 \cdot R^{0.5} {f_c}^{0.9} + 3.6 \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_y}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)}{f_c} \right)^{1.15} f_c \cdot \frac{A_{core}}{A_{c0}} \tag{8.7}$$

$$q_{theo} = R^{0.55} \left(0.95 + 3.3 \cdot \frac{\frac{\rho_s f_y}{2} \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right)}{f_c} \right) f_c \tag{8.8}$$

Zaprezentowane wyniki (tab. 8.17) i (rys. 8.41) wykazują, że zaproponowane wzory (8.6 – 8.8) mogą służyć do obliczania wytrzymałości na docisk betonu wysokiej wytrzymałości w elementach ze zbrojeniem na docisk w postaci spirali. Wzory uzyskane na podstawie bazy elementów zbrojonych sporządzonej i analizowanej w ramach rozdziału 5, a zawierającej wyniki badań innych badaczy, zaniżają wytrzymałość betonu na docisk

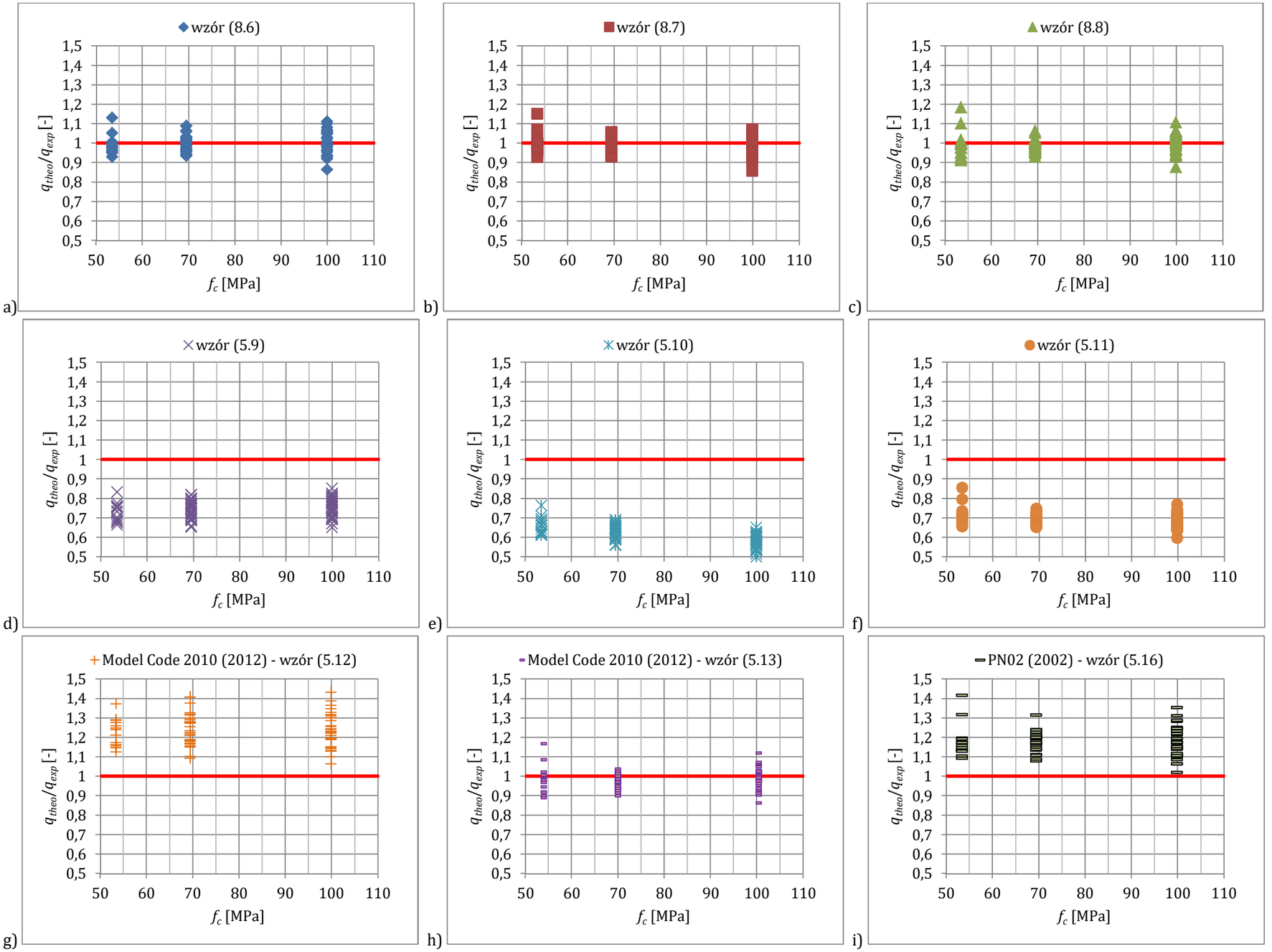
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

uzyskaną w elementach przebadanych w tej pracy. Należy pamiętać jednak, że wspomniana baza dotyczy jedynie elementów z betonu o wytrzymałości na ściskanie poniżej 50 MPa (co wynika z braku publikacji badań na elementach z BWW). Spośród wzorów normowych wytrzymałość na docisk BWW najlepiej oblicza wzór (5.13) z normy *Model Code 2010* (2012).

Wzór	Średni stosunek q_{theo}/q_{exp}	Przeciętny błąd
(8.6)	1.00	3.8%
(8.7)	0.99	3.4%
(8.9)	1.00	3.6%
(5.9)	0.75	25.5%
(5.10)	0.61	38.5%
(5.11)	0.69	30.5%
Model Code 2010 (5.12)	1.23	23.4%
Model Code 2010 (5.13)	0.98	4.3%
PN-B 03264:2002 (2002) (5.16)	1.18	18.1%

Tabela 8.17 Średni stosunek q_{theo}/q_{exp} i przeciętna wartość błędu dla wzorów do obliczania wytrzymałości betonu na docisk w elementach zbrojonych na docisk

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 8.41 Stosunek q_{theo}/q_{exp} w zależności od f_c na podstawie obliczeń przy użyciu różnych wzorów: a) (8.6), b) (8.7), c) (8.8), d) (5.9), e) (5.10), f) (5.11), g) według *Model Code 2010* (2012) (5.12), h) według *Model Code 2010* (2012) (5.13), i) według *PN-B 03254:2002* (2002) (5.16)

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

9. ANALIZA NUMERYCZNA MES

W ramach tej pracy została wykonana analiza numeryczna metodą elementów skończonych próbek poddanych dociskowi. Miała ona na celu sprawdzenie możliwości modelowania zagadnienia docisku przy użyciu komputerowych metod obliczeniowych. Obliczenia takie mogą być również wykorzystane przy projektowaniu. W odniesieniu do elementów z betonu zwykłego warto wspomnieć pracę *Cervenki i Ganza* (2014), w której porównano wyniki badań elementów z fabrycznymi zakotwieniami kabli sprężających obciążonych dociskiem z rezultatami odpowiednich modeli numerycznych.

Główna część obliczeń numerycznych przeprowadzonych w ramach tej pracy poświęcona jest ustaleniu i sprawdzeniu pewnych założeń dla modelu do obliczenia nośności elementów na docisk. W celu tej weryfikacji wykonano modele próbek odpowiadających elementom, które były analizowane w badaniach doświadczalnych. W początkowej fazie pracy nad modelem wykonano analizę parametryczną MES elementów poddanych dociskowi. Opis tej analizy znajduje się w punkcie 9.2.

9.1. ZAŁOŻENIA GŁÓWNEJ ANALIZY MES

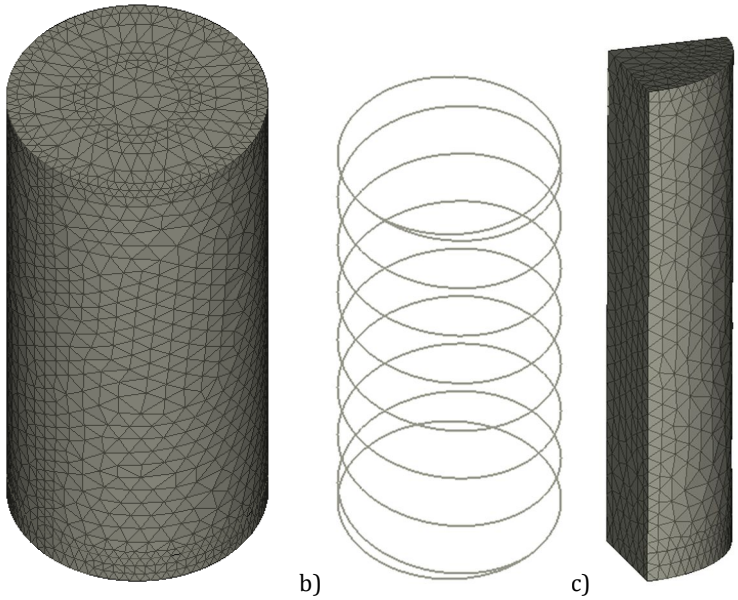
Obliczenia numeryczne przeprowadzono w programie ATENA (wersja 5) firmy Cervenka Consulting. Elementy analizowane w testach eksperymentalnych zostały zamodelowane jako próbki trójwymiarowe. Modele do obliczeń przygotowane zostały w programie GiD, a następnie wyeksportowane do programu ATENA. Model obliczeniowy uwzględniał geometryczną nieliniowość, co oznacza, że w kolejnych etapach obciążenia uwzględniano odkształcenie próbki z poprzednich etapów obciążenia.

9.1.1. PODSTAWOWE ZAŁOŻENIA MODELU OBLICZENIOWEGO

9.1.1.1. Kształt próbek

Model badanych próbek w przypadku elementów zbrojonych miał kształt walca (rys. 9.1a). Elementy niezbrojone modelowane były jako ćwiartki walca (rys. 9.1c). Zastosowanie takiego uproszczenia było możliwe ze względu na osiową symetrię badanych próbek. Takie rozwiązanie redukowało liczbę elementów skończonych. Pomimo możliwości modelowania wycinka walca, model ćwiartki był wygodniejszy do przygotowania. Użycie takiego uproszczonego modelu nie było możliwe w próbkach zbrojonych ze względu na obecność spirali, która nie posiada osi symetrii. W modelu uwzględniano również obecność okrągłej stalowej płyty, na której stały próbki. Zbrojenie spiralne zamodelowano postaci spirali z pręta o odpowiedniej średnicy (rys. 9.1b). Dodatkowo, pomiędzy betonową próbką i stalową spiralą znajdowała się warstwa kontaktowa. Elementy walcowe Ø252 x 504 mm dla uproszczenia modelowano o wysokości 500 mm.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



a) b) c)

Rysunek 9.1 Zastosowane modele próbek: a) cały walec z stalową płytą podstawy (elementy zbrojone), b) spirala, c) ćwiartka walca z odpowiednią dolną płytą stalową (elementy niezbrojone)

9.1.1.2. Elementy skończone i siatkowanie

Przygotowane próbki zostały podzielone na elementy skończone. Do zamodelowania betonowego walca i stalowej płyty użyto elementów czworościennych i sześciennych. Spirala była modelowana elementami liniowymi, a strefa kontaktu trójkątami.

Wielkość użytych elementów, czyli rozmiar siatki, zależała od wielkości badanej próbki. W przypadku walców Ø200 x 400 mm, elementy skończone miały rozmiar 16 mm. Wymiar ten wynikał z wymiaru maksymalnego ziarna kruszywa zastosowanego w użytym betonie. W próbkach Ø252 x 504 mm przyjęto elementy o wielkości 20 mm. Dodatkowo sprawdzono zbieżność modelu (dla walców Ø252 x 504 mm) przy różnych wielkościach elementów skończonych i zaobserwowano, że wartości wytrzymałości na docisk uzyskane przy siatkowaniu elementami 16 i 20 mm są bardzo małe. Program GiD automatycznie zmniejszał rozmiar elementów w miejscach, w których utrzymanie podstawowego rozmiaru powodowałoby pojawienie się elementów o niepoprawnym rozwarciu kątów wewnętrznych w elementach skończonych.

Przy takich parametrach siatkowania liczba elementów skończonych w pojedynczym pełnym walcu modelu wynosiła około 35000 – 40000, co dawało około 8000 węzłów. W niezbrojonych ćwiartkach walców liczba elementów wynosiła około 9000, co dawało około 2000 węzłów. Liczba węzłów i elementów ze względu na wielkość i skalę elementów skończonych nie różniła się znacznie między walcami Ø200 x 400 mm i Ø252 x 504 mm. Można powiedzieć, że walce Ø200 x 400 mm zostały przeskalowane w przybliżeniu do wymiaru większych walców, w taki sam sposób jak elementy skończone w nich użyte (współczynnik skali wynosił 20/16, czyli 1.25).

9.1.1.3. Model obciążenia powierzchni docisku

Podczas przygotowania ostatecznego modelu próbowano w różny sposób zamodelować obciążenie na powierzchni docisku znajdującej się na górnej powierzchni elementu. Testowane modele to m. in.:

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

A. Bezpośrednie obciążenie pionowym ciśnieniem określonej powierzchni docisku.
B. Obciążenie powierzchni docisku poprzez stalową płytę dociskową (która była obciążona pionowym ciśnieniem), sztywno połączoną z powierzchnią docisku. Taki model wykorzystano w analizie parametrycznej wykonanej w punkcie 6.2.
C. Podobnie jak w punkcie B, jednak z możliwością swobodnego przesuwu płyty stalowej.
D. Podobnie jak w punkcie B i C, z zamodelowaniem interfejsu między płytą stalową i betonem.

Sprawdzano również możliwość obciążenia na podstawie ustalonego (rosnącego) przemieszczenia węzłów powierzchni docisku lub płyty dociskowej. W pracy nie przedstawiono wyników porównania powyższych modeli połączenia i obciążenia. W przypadkach B – D, uzyskiwano większe wartości niż przy modelu A. Ten model został użyty do obliczeń ostatecznych.

9.1.1.4. Obciążenie i jego przyrosty

Powierzchnię docisku obciążono równomiernym ciśnieniem, które powodowało ściskanie pod powierzchnią docisku. Podczas obliczeń wartość obciążenia rosła w kolejnych krokach. Podstawowy rozmiar kroku obciążenia wynosił 2 MPa. W modelu został zastosowany mechanizm obliczeniowy Arc-Length służący do prowadzenia obliczeń również po osiągnięciu maksymalnej siły, czyli w tak zwanej fazie pokrytycznej. W uproszczeniu zasada jego działania polega na przełączeniu sterowania obciążeniem ze stałego przyrostu ciśnienia na sterowanie przyrostem przemieszczenia obciążanej powierzchni. Wykorzystywany w programie ATENA stosunek obciążenia do przemieszczenia dla metody Arc-Length wynosił 0.2.

9.1.1.5. Modelowanie skurczu betonu

Beton w okresie między betonowaniem a badaniami ulegał skurczowi. W obliczeniach numerycznych uwzględniono zatem również wpływ skurczu na zachowanie elementów. Skurcz ten w dużej mierze wpływał na wartość naprężeń w stalowej spirali w początkowej fazie badania. Odkształcenia skurczowe zostały wprowadzone jako wstępne odkształcenie (zmniejszenie) objętości betonu. Odkształcenie to zostało wprowadzone w 20 krokach, w których wzrastała jego wartość. Wartość tego odkształcenia została przyjęta na podstawie badań skurczu, których wyniki zamieszczono w tabeli 6.10. Przeprowadzono obliczenia obciążenia skurczem w celu określenia odkształcenia stali zbrojeniowej w rzeczywistych próbkach betonowych testowanych w badaniach doświadczalnych.

9.1.1.6. Kryteria zgodności modelu

Obciążenie przykładane było w krokach. Dla każdego kroku prowadzone były obliczenia metodą elementów skończonych. W przypadku nieuzyskania zgodności kryteriów (tab. 9.1) wykonywane były kolejne iteracje obliczeń. Maksymalna liczba iteracji w jednym kroku wynosiła 60. W przypadku braku zgodności po 60 iteracjach przechodzono do kolejnego kroku. Gdy w danej iteracji lub kroku uzyskiwano błędy przekraczające wartości podane w tabeli 9.2, następował koniec analizy. W celu przyspieszenia obliczeń wykorzystywano metodę Line Search.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Kryterium	Rodzaj	Wymagana wartość
błąd przemieszczenia	względny	≤0.005
błąd resztkowy	względny	≤0.005
błąd resztkowy	bezwzględny	≤0.005
błąd energii	względny	≤0.00005

Tabela 9.1 Kryteria zgodności dla analizy MES

Kryterium	Rodzaj	Graniczna wartość dla kroku	Graniczna wartość dla iteracji
błąd przemieszczenia	względny	10	1000
błąd resztkowy	względny	10	1000
błąd resztkowy	bezwzględny	10	1000
błąd energii	względny	100	100000

Tabela 9.2 Kryteria zakończenia obliczeń

9.1.1.7. Główne wielkości uzyskiwane na podstawie obliczeń

Przeprowadzone obliczenia pozwoliły na uzyskanie wielu różnych wartości domyślnie dostępnych w programie. Należały do nich w różnych wariantach: odkształcenia, naprężenia, przemieszczenia, szerokość rozwarcia rys oraz wiele innych. Jednak dla każdego kroku obliczeń wyciągano następujące wielkości:

- łączna reakcja na całej podstawie badanego modelu,
- siła obciążająca próbkę,
- wartość naprężeń w spirali, w miejscach pokrywających się z umieszczenia tensometrów w badaniach doświadczalnych oraz na innych pętlach spirali (w odległości połowy jednego zwoju),
- maksymalne rozwarcie rysy na górnej powierzchni górnej podstawy walca sąsiadującej z powierzchnią docisku,
- maksymalne rozwarcie rysy na powierzchni bocznej walca,
- średnie przemieszczenie powierzchni docisku,
- odkształcenie podłużne betonu w osi elementu w odległości od 20 do 70 mm (uśrednionego na tym odcinku) pod powierzchnią docisku.

9.1.2. MODELE MATERIAŁU

9.1.2.1. Modele betonu

Do zamodelowania betonu w analizowanych próbkach wykorzystano model *CC3DNonLinCementitious2* opracowany na potrzeby programu ATENA. Dokładny opis modelu znajduje się w „ATENA Program Documentation – Theory" (*Cervenka et al.*, 2013). Model ten wykorzystuje teorie dotyczące pękania dla zagadnień związanych z rozciąganiem oraz teorię plastyczności dla betonu ściskanego. Pozwala on modelować następujące zachowania betonu: rozciąganie, zarysowanie, ściskanie i miażdżenie. Model ten uwzględnia wpływ skrępowania oraz wpływ zarysowania na wytrzymałość betonu na ściskanie.

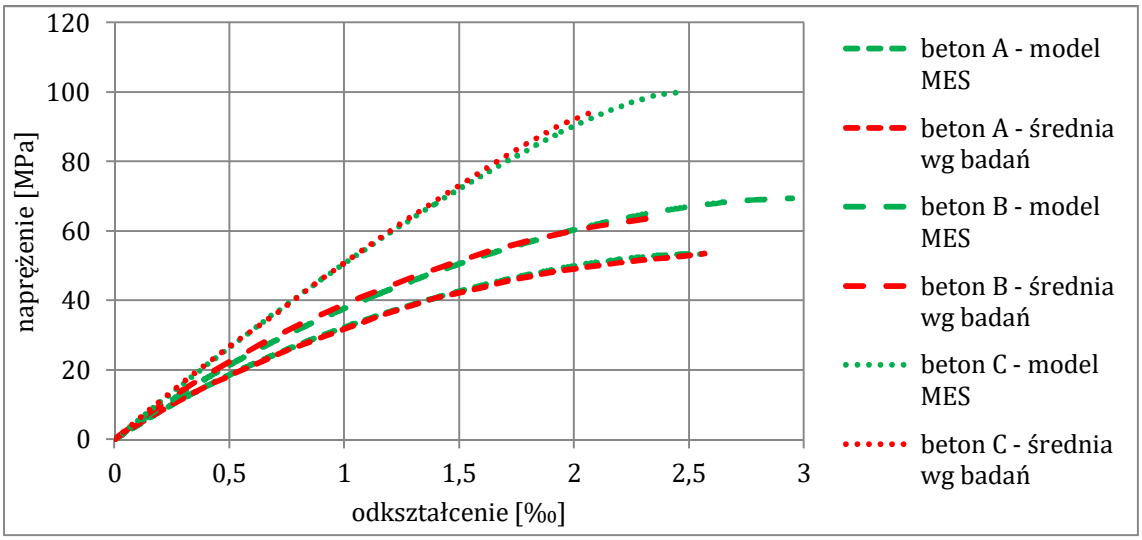
Do analizy numerycznej wykorzystano dane materiałowe betonu uzyskane na podstawie własnych badań materiałowych. W tabeli 9.3 przedstawiono parametry materiałowe użyte w analizie. Niektóre wartości w tej tabeli podano jako ujemne. Wynikało to ze sposobu znakowania użytego w programie do analizy MES. Na wykresie (rys. 9.2) porównano zależności naprężenie – odkształcenie dla analizowanych betonów na podstawie badań i modelu użytego w obliczeniach MES. Wykres ten przedstawia jedynie wartości przed

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

osiągnięciem naprężeń równych wytrzymałości betonu na ściskanie. Do opisu zachowania pokrytycznego betonu zastosowano model zaproponowany przez *van Miera* (1986).

Parametr (oznaczenie używane w programie ATENA)	Beton	A	B	C
f_c	MPa	-53.41	-69.39	-99.84
E_{cm}	GPa	41.082	46.891	54.341
ε_{cp} – odkształcenie plastyczne przy naprężeniach ściskających równych f_c ($\varepsilon_{cp} = \varepsilon_{c1} - f_c/E_{cm}$)	‰	-1.25	-1.47	-0.61
Współczynnik Poissona (μ)	-	0.20	0.20	0.20
Maksymalny rozmiar kruszywa	mm	16	16	16
f_{ct} (f_t)	MPa	2.85	3.31	4.68
G_F	N/m	210	242	158
f_{c0} - naprężenie ściskające, przy którym beton przestaje odkształcać się liniowo	MPa	-7.125	-8.275	-11.7
współczynnik redukujący wytrzymałość betonu na ściskanie ze względu na zarysowanie	-	0.479	0.433	0.379
Krytyczne przemieszczenie betonu w trakcie zniszczenia (w_d)	mm	0.5	0.5	0.5
Współczynnik związany modelem plastycznym betonu β - zalecana wartość $\beta \geq 0.00$	-	0.00	0.05	0.25
Wielkość związana za modelem (e) - wartości zalecane 0.52 dla betonu zwykłego, 0.51 dla BWW	-	0.52	0.51	0.51
Współczynnik rozszerzalności termicznej (α)	1/°C	1.2e-5	1.2e-5	1.2e-5
Gęstość (ρ)	kg/m³	2570	2600	2600

Tabela 9.3 Parametry materiałowe betonów użyte w analizie MES



Rysunek 9.2 Zależność naprężenie - odkształcenie dla betonu ściskanego według badań i modelu użytego w analizie MES

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Podczas przygotowań ostatecznego modelu zaobserwowano stosunkowo duży wpływ wartości współczynnika β związanego z płynięciem plastycznym. Zwiększanie go powodowało przyrost uzyskiwanych wartości wytrzymałości na docisk.

9.1.2.2. Model stali zbrojeniowej

Stal zbrojeniowa spirali została zamodelowana jako zatopiona („embedded") w elementach skończonych betonowego walca. Przyjęto pełną przyczepność między zbrojeniem i otaczającym betonem. Do opisu zachowania stali użyto parametrów uzyskanych w badaniach doświadczalnych materiałów zastosowanych w ramach tej pracy (patrz tab. 6.11 i rys. 6.19).

9.1.2.3. Model stali płyty znajdującej się pod badaną próbką i kontaktu między oboma elementami

Stal płyty, na której znajduje się analizowana próbka zamodelowano jako materiał sprężysty o module sprężystości równym 200 GPa. Dla interfejsu między oboma elementami przyjęto model materiału o parametrach przedstawionych w tabeli 9.4. Wartości te zostały przyjęte na podstawie zaleceń do programu ATENA.

Parametr	Jednostka	Wartość
Sztywność normalna	MN/m^3	1.0e8
Sztywność na ścinanie	MN/m^3	1.0e3
Kohezja	MPa	40
Współczynnik tarcia	-	0.3
Wytrzymałość na rozciąganie	MPa	40
Minimalna sztywność normalna	MN/m^3	1.0e3
Minimalna sztywność przy ścinaniu	MN/m^3	1.0e3

Tabela 9.4 Parametry materiału kontaktowego między próbką betonową a płytą stalową

9.2. WSTĘPNA PARAMETRYCZNA ANALIZA MES

We wstępnych etapach tej pracy została wykonana parametryczna analiza docisku w elementach zbrojonych i niezbrojonych. Rezultaty przeprowadzonych obliczeń były jednym z czynników, które wpłynęły na postawienie tez zawartych w tej pracy.

9.2.1. ZAŁOŻENIA

Analizie poddano próbki zbrojone i niezbrojone wykonane z betonów o wytrzymałościach na ściskanie równych 28, 48, 68, 88, 108 i 128 MPa. Założono, że analizowany beton wykonany jest na kruszywie bazaltowym. Podane parametry zostały ustalone na podstawie zaleceń normy *Model Code 2010* (2012). Podstawowe parametry mechaniczne betonu przedstawiono w tabeli 9.5. Głównymi analizowanymi czynnikami była wytrzymałość betonu na ściskanie f_c i stosunek R (2.3, 4.0, 6.0, 9.0 i 16.0). W próbkach zbrojonych analizowany był wpływ zastosowania spirali. Zmiennymi parametrami spirali były: średnica pręta spirali i średnica spirali. Analizę przeprowadzono w programie ATENA przy użyciu modelu *CC3DNonLinCementitious2*.

W przypadku obliczeń elementów niezbrojonych analizowano ćwiartkę walca. Elementy skończone miały rozmiar 13 mm.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Próbki zbrojone były modelowane jako całe walce. Rozmiar elementów w strefie docisku wynosił 16 mm, a w miejscach bardziej odległych od strefy docisku wielkość elementów wzrastała do 18.5 mm. Powierzchnia docisku oraz podstawa walca, na której przykładano docisk wraz z pobocznicą (gdzie stosowano siatkę wewnętrzną o rozmiarze 16 mm) była dzielona przy użyciu siatki o rozmiarze 10 mm. W obliczeniach założono użycie stali o granicy plastyczności równej 540 MPa. Skok spirali w próbkach zbrojonych wynosił zawsze 50 mm.

Obciążenie w próbkach przykładane było poprzez stalową płytę umieszczoną na powierzchni docisku. Stalową płytę dociskową w modelu połączono sztywno (bez możliwości przesuwu) na powierzchni docisku z próbką betonową.

Walcowa wytrzymałość betonu na ściskanie f_c [MPa]	28	48	68	88	95	108	128
Moduł sprężystości E_{cm} [MPa]	36364	43521	48879	53266	54642	57029	60352
Współczynnik Poissona [-]	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Wytrzymałość na rozciąganie osiowe f_t [MPa]	2.21	3.51	4.35	4.84	4.98	5.23	5.56
Wartość naprężenia, od którego beton przestaje zachowywać się liniowo przy ściskaniu f_{co} [MPa]	11.2	22.1	36.1	53.7	60.3	73.4	108.0
Energia pękania przy rozciąganiu [N/mm]	0.133	0.147	0.156	0.163	0.166	0.170	0.175
Odkształcenia, przy których beton osiąga naprężenia równe granicy wytrzymałości [‰]	2.10	2.40	2.70	2.80	2.85	3.00	3.00
Współczynnik redukujący wytrzymałość betonu zarysowanego na ściskanie [-]	0.55	0.50	0.44	0.40	0.39	0.37	0.35

Tabela 9.5 Parametry mechaniczne betonu użyte we wstępnej parametrycznej analizie MES

9.2.2. WYNIKI

W tabelach od 9.6 do 9.11 przedstawiono wyniki analizy parametrycznej przy użyciu metody elementów skończonych. W tabelach tych q_{MES} oznacza wytrzymałość betonu na docisk uzyskaną w obliczeniach numerycznych, q_{theo} wartość obliczoną na podstawie wzoru (6.1) na nośność na docisk, σ_{p1}, σ_{p2} i σ_{p3} prezentują wartości naprężeń w stali odpowiednio na pierwszej pętli, po około 1.125 skoku spirali i 2.125 skoku spirali w chwili wystąpienia maksymalnej siły docisku. q' to wartość wytrzymałości elementu niezbrojonego, natomiast q_{dod} oznacza wartość przyrostu wytrzymałości na skutek zastosowania zbrojenia. Wartość ε_{cq} podaje średnią wartość odkształcenia podłużnego w osi badanej próbki na głębokości od 20 do 70 mm pod powierzchnią docisku w chwili osiągnięcia siły niszczącej.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

d_{sp} [mm]	d_c [mm]	R [-]	q_{MES} [MPa]	σ_{p1} [MPa]	σ_{p2} [MPa]	σ_{p3} [MPa]	ε_{cq} [‰]	q_{theo} [MPa]	$\frac{q_{theo}}{q_{MES}}$ [-]	q' [MPa]	q_{dod} [MPa]
-	-	2.3	43.9	-	-	-	3.51	34.0	0.77	43.9	0.0
8	160	2.3	78.9	511	531	512	9.25	52.1	0.66	43.9	35.0
10	135	2.3	76.0	392	498	476	6.28	55.8	0.73	43.9	32.2
10	160	2.3	92.9	503	534	521	9.72	62.3	0.67	43.9	49.0
12	160	2.3	107.6	495	536	525	10.41	74.7	0.69	43.9	63.7
-	-	4	59.6	-	-	-	3.71	44.8	0.75	59.6	0.0
8	160	4	107.4	513	523	405	11.14	68.7	0.64	59.6	47.8
10	110	4	91.3	301	311	212	4.98	65.2	0.71	59.6	31.7
10	135	4	117.8	510	509	418	10.62	73.6	0.62	59.6	58.2
10	160	4	127.6	505	512	425	12.20	82.1	0.64	59.6	68.0
12	160	4	148.4	509	519	440	14.16	98.5	0.66	59.6	88.9
-	-	6	74.1	-	-	-	4.24	54.9	0.74	74.1	0.0
8	160	6	126.3	470	475	273	10.87	84.1	0.67	74.1	52.2
10	85	6	99.7	244	245	158	4.76	69.4	0.70	74.1	25.6
10	110	6	127.3	493	453	305	9.48	79.8	0.63	74.1	53.2
10	135	6	148.1	498	452	274	11.45	90.2	0.61	74.1	74.0
10	160	6	148.6	436	447	262	11.79	100.6	0.68	74.1	74.5
12	160	6	168.8	414	429	264	13.65	120.7	0.72	74.1	94.7
-	-	9	95.4	-	-	-	4.68	67.2	0.70	95.4	0.0
8	160	9	159.5	385	424	219	12.25	103	0.65	95.4	64.1
10	135	9	183.2	383	356	193	12.32	110.5	0.6	95.4	87.7
10	160	9	185.1	371	398	202	14.40	123.2	0.67	95.4	89.6
12	160	9	207.6	330	352	185	15.08	147.8	0.71	95.4	112.1
-	-	16	130.1	-	-	-	5.49	89.6	0.69	130.1	0.0
8	160	16	210	322	273	118	14.17	137.4	0.65	130.1	79.9
10	135	16	246	317	263	119	13.39	147.3	0.60	130.1	115.9
10	160	16	239	301	251	110	15.67	164.2	0.69	130.1	108.9
12	160	16	261.6	251	208	97	15.28	197.1	0.75	130.1	131.5

Tabela 9.6 Wyniki parametrycznej analizy MES dla betonu klasy C20 o średniej wytrzymałości na ściskanie 28 MPa

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

d_{sp} [mm]	d_c [mm]	R [-]	q_{MES} [MPa]	σ_{p1} [MPa]	σ_{p2} [MPa]	σ_{p3} [MPa]	ε_{cq} [‰]	q_{theo} [MPa]	$\frac{q_{theo}}{q_{MES}}$ [-]	q' [MPa]	q_{dod} [MPa]
-	-	2.3	72.6	-	-	-	3.99	58.2	0.8	72.6	0.0
8	160	2.3	112.7	518	529	478	9.87	76.3	0.68	72.6	40.1
10	135	2.3	102.6	384	408	330	5.03	80.1	0.78	72.6	30.0
10	160	2.3	130.2	516	531	507	10.46	86.5	0.66	72.6	57.6
12	160	2.3	148.7	513	534	516	12.39	99.0	0.67	72.6	76.1
-	-	4	96.6	-	-	-	3.80	76.8	0.80	96.6	0.0
8	160	4	145.6	494	516	335	9.81	100.7	0.69	96.6	49.0
10	110	4	129.1	289	256	166	4.54	97.2	0.75	96.6	32.5
10	135	4	161.9	519	508	369	11.02	105.6	0.65	96.6	65.3
10	160	4	175.3	503	517	380	11.88	114.1	0.65	96.6	78.7
12	160	4	202.9	507	508	411	13.44	130.5	0.64	96.6	106.3
-	-	6	118.5	-	-	-	3.99	94.1	0.79	118.5	0.0
8	160	6	169.4	455	465	279	9.28	123.3	0.73	118.5	50.9
10	85	6	148.7	214	204	118	3.93	108.6	0.73	118.5	30.3
10	110	6	177.2	306	278	157	5.56	119	0.67	118.5	58.7
10	135	6	206.6	490	448	234	10.38	129.4	0.63	118.5	88.1
10	160	6	203.7	462	479	275	11.40	139.8	0.69	118.5	85.2
12	160	6	236.2	448	451	261	12.80	159.9	0.68	118.5	117.7
-	-	9	153.4	-	-	-	4.46	115.2	0.75	153.4	0.0
8	160	9	219.7	390	405	241	11.09	151.0	0.69	153.4	66.3
10	135	9	263.4	401	400	205	11.89	158.5	0.6	153.4	110.0
10	160	9	256.2	380	429	235	13.05	171.2	0.67	153.4	102.8
12	160	9	293.3	367	397	203	14.61	195.8	0.67	153.4	139.9
-	-	16	209.7	-	-	-	5.50	153.6	0.73	209.7	0.0
8	160	16	299.9	325	274	130	13.13	201.4	0.67	209.7	90.2
10	135	16	359.1	362	313	140	14.49	211.3	0.59	209.7	149.3
10	160	16	341.5	329	278	129	15.36	228.2	0.67	209.7	131.8
12	160	16	382.7	313	261	119	16.98	261.1	0.68	209.7	173.0

Tabela 9.7 Wyniki parametrycznej analizy MES dla betonu klasy C40 o średniej wytrzymałości na ściskanie 48 MPa

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

d_{sp} [mm]	d_c [mm]	R [-]	q_{MES} [MPa]	σ_{p1} [MPa]	σ_{p2} [MPa]	σ_{p3} [MPa]	ε_{cq} [‰]	q_{theo} [MPa]	$\frac{q_{theo}}{q_{MES}}$ [-]	q' [MPa]	q_{dod} [MPa]
-	-	2.3	97.9	-	-	-	4.19	82.5	0.84	97.9	0.0
8	160	2.3	140.7	523	527	462	9.75	100.6	0.71	97.9	42.9
10	135	2.3	130.2	359	349	266	4.65	104.4	0.8	97.9	32.3
10	160	2.3	165.7	524	530	495	11.04	110.8	0.67	97.9	67.8
12	160	2.3	188.0	515	528	500	11.00	123.3	0.66	97.9	90.1
-	-	4	127.3	-	-	-	3.60	108.8	0.85	127.3	0.0
8	160	4	173.8	443	471	274	7.97	132.7	0.76	127.3	46.5
10	110	4	162.0	225	202	122	3.73	129.2	0.80	127.3	34.7
10	135	4	200.1	499	500	318	9.90	137.6	0.69	127.3	72.8
10	160	4	210.8	500	518	364	10.95	146.1	0.69	127.3	83.5
12	160	4	249.2	494	500	362	12.16	162.5	0.65	127.3	121.9
-	-	6	156.1	-	-	-	3.73	133.3	0.85	156.1	0.0
8	160	6	207.4	404	396	244	7.81	162.5	0.78	156.1	51.3
10	85	6	192.1	198	185	107	3.68	147.8	0.77	156.1	36
10	110	6	227.6	318	287	153	5.72	158.2	0.69	156.1	71.5
10	135	6	254.1	487	470	259	9.45	168.6	0.66	156.1	97.9
10	160	6	242.0	435	458	276	9.51	179.0	0.74	156.1	85.9
12	160	6	285.5	444	471	280	12.06	199.1	0.70	156.1	129.4
-	-	9	201.9	-	-	-	4.50	163.2	0.81	201.9	0.0
8	160	9	270.6	379	382	256	10.49	199.0	0.74	201.9	68.7
10	135	9	325.1	420	437	244	11.82	206.5	0.64	201.9	123.2
10	160	9	310.9	373	412	255	11.92	219.2	0.71	201.9	109
12	160	9	356.3	361	417	237	13.49	243.8	0.68	201.9	154.4
-	-	16	278.8	-	-	-	5.34	217.6	0.78	278.8	0.0
8	160	16	378.5	293	263	134	11.72	265.4	0.70	278.8	99.7
10	135	16	449.2	371	340	164	14.58	275.3	0.61	278.8	170.3
10	160	16	424.4	325	290	147	14.68	292.2	0.69	278.8	145.6
12	160	16	476.8	323	286	141	16.64	325.1	0.68	278.8	198.0

Tabela 9.8 Wyniki parametrycznej analizy MES dla betonu klasy C60 o średniej wytrzymałości na ściskanie 68 MPa

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

d_{sp} [mm]	d_c [mm]	R [-]	q_{MES} [MPa]	σ_{p1} [MPa]	σ_{p2} [MPa]	σ_{p3} [MPa]	ε_{cq} [‰]	q_{theo} [MPa]	$\frac{q_{theo}}{q_{MES}}$ [-]	q' [MPa]	q_{dod} [MPa]
-	-	2.3	118.6	-	-	-	3.77	106.8	0.90	118.6	0.0
8	160	2.3	159.8	513	519	442	8.70	124.9	0.78	118.6	41.2
10	135	2.3	153.0	305	285	208	4.18	128.6	0.84	118.6	34.4
10	160	2.3	194.2	510	516	461	9.93	135.1	0.70	118.6	75.6
12	160	2.3	223.6	507	515	471	10.42	147.5	0.66	118.6	105.0
-	-	4	152.9	-	-	-	3.19	140.8	0.92	152.9	0.0
8	160	4	202.3	415	439	271	7.55	164.7	0.81	152.9	49.4
10	110	4	192.4	217	203	122	3.72	161.2	0.84	152.9	39.5
10	135	4	233.2	385	426	223	6.94	169.6	0.73	152.9	80.3
10	160	4	232.6	464	512	341	9.54	178.1	0.77	152.9	79.7
12	160	4	281.7	486	503	360	11.29	194.5	0.69	152.9	128.8
-	-	6	186.3	-	-	-	3.51	172.4	0.93	186.3	0.0
8	160	6	242.3	339	332	209	6.93	201.7	0.83	186.3	56.0
10	85	6	229.8	199	195	115	3.83	187.0	0.81	186.3	43.5
10	110	6	272.4	321	294	158	5.73	197.4	0.72	186.3	86.1
10	135	6	290.1	468	449	258	8.39	207.8	0.72	186.3	103.8
10	160	6	275.4	398	409	256	8.29	218.2	0.79	186.3	89.1
12	160	6	321.2	426	466	283	10.36	238.3	0.74	186.3	134.9
-	-	9	243.8	-	-	-	4.29	211.2	0.87	243.8	0.0
8	160	9	317.2	330	325	223	9.19	247.0	0.78	243.8	73.5
10	135	9	373.6	401	415	242	10.80	254.5	0.68	243.8	129.9
10	160	9	358.2	349	368	247	10.81	267.2	0.75	243.8	114.4
12	160	9	405.2	348	399	248	12.44	291.8	0.72	243.8	161.4
-	-	16	339.0	-	-	-	5.19	281.6	0.83	339	0.0
8	160	16	448.9	264	250	135	10.89	329.4	0.73	339	109.9
10	135	16	524.0	338	323	165	13.17	339.3	0.65	339	184.9
10	160	16	498.8	292	272	145	13.07	356.2	0.71	339	159.7
12	160	16	550.7	290	266	139	14.64	389.1	0.71	339	211.6

Tabela 9.9 Wyniki parametrycznej analizy MES dla betonu klasy C80 o średniej wytrzymałości na ściskanie 88 MPa

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

d_{sp} [mm]	d_c [mm]	R [-]	q_{MES} [MPa]	σ_{p1} [MPa]	σ_{p2} [MPa]	σ_{p3} [MPa]	ε_{cq} [‰]	q_{theo} [MPa]	$\frac{q_{theo}}{q_{MES}}$ [-]	q' [MPa]	q_{dod} [MPa]
-	-	2.3	136.6	-	-	-	3.35	131.0	0.96	136.6	0.0
8	160	2.3	176.9	417	412	216	6.82	149.1	0.84	136.6	40.3
10	135	2.3	171.8	253	227	147	3.69	152.9	0.89	136.6	35.1
10	160	2.3	215.9	503	508	434	9.21	159.3	0.74	136.6	79.3
12	160	2.3	254.8	492	508	447	9.89	171.8	0.67	136.6	118.2
-	-	4	176.2	-	-	-	3.17	172.8	0.98	176.2	0.0
8	160	4	231.1	384	404	253	7.34	196.7	0.85	176.2	54.8
10	110	4	221.2	210	209	115	3.69	193.2	0.87	176.2	44.9
10	135	4	264.7	383	418	234	6.91	201.6	0.76	176.2	88.4
10	160	4	261.1	388	428	260	7.73	210.1	0.80	176.2	84.9
12	160	4	305.4	470	506	358	10.49	226.5	0.74	176.2	129.1
-	-	6	214.5	-	-	-	3.45	211.6	0.99	214.5	0.0
8	160	6	277.6	355	351	233	7.28	240.9	0.87	214.5	63.1
10	85	6	264.2	194	198	118	3.79	226.2	0.86	214.5	49.7
10	110	6	313.2	326	298	168	5.88	236.6	0.76	214.5	98.7
10	135	6	326.2	449	430	257	8.00	247.0	0.76	214.5	111.7
10	160	6	310.9	344	357	225	7.58	257.3	0.83	214.5	96.4
12	160	6	356.6	435	483	312	10.69	277.5	0.78	214.5	142.1
-	-	9	282.4	-	-	-	4.22	259.2	0.92	282.4	0.0
8	160	9	363.2	304	306	215	8.75	295.0	0.81	282.4	80.8
10	135	9	424.2	404	418	254	10.87	302.5	0.71	282.4	141.8
10	160	9	407.2	349	370	260	10.88	315.2	0.77	282.4	124.8
12	160	9	454.5	320	358	236	11.40	339.8	0.75	282.4	172.1
-	-	16	396.4	-	-	-	5.21	345.6	0.87	396.4	0.0
8	160	16	515.1	244	244	137	10.44	393.4	0.76	396.4	118.6
10	135	16	595.9	326	320	172	12.86	403.3	0.68	396.4	199.5
10	160	16	568.1	284	273	152	12.92	420.2	0.74	396.4	171.7
12	160	16	623.9	275	260	141	14.04	453.1	0.73	396.4	227.4

Tabela 9.10 Wyniki parametrycznej analizy MES dla betonu klasy C100 o średniej wytrzymałości na ściskanie 108 MPa

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

d_{sp} [mm]	d_c [mm]	R [-]	q_{MES} [MPa]	σ_{p1} [MPa]	σ_{p2} [MPa]	σ_{p3} [MPa]	ε_{cq} [‰]	q_{theo} [MPa]	$\frac{q_{theo}}{q_{MES}}$ [-]	q' [MPa]	q_{dod} [MPa]
-	-	2.3	154.0	-	-	-	3.14	155.3	1.01	154	0.0
8	160	2.3	195.8	400	404	236	6.75	173.4	0.89	154	41.8
10	135	2.3	191.8	283	242	155	4.03	177.2	0.92	154	37.8
10	160	2.3	233.5	501	521	471	8.99	183.6	0.79	154	79.5
12	160	2.3	278.6	485	498	419	9.26	196.1	0.70	154	124.7
-	-	4	198.3	-	-	-	2.94	204.8	1.03	198.3	0.0
8	160	4	257.1	397	422	281	7.67	228.7	0.89	198.3	58.8
10	110	4	249.5	213	209	113	3.80	225.2	0.90	198.3	51.2
10	135	4	294.3	393	433	271	7.18	233.6	0.79	198.3	96.0
10	160	4	288.8	399	437	285	7.97	242.1	0.84	198.3	90.5
12	160	4	327.5	453	497	353	10.05	258.5	0.79	198.3	129.2
-	-	6	243.2	-	-	-	3.32	250.8	1.03	243.2	0.0
8	160	6	309.4	347	341	231	7.18	280.1	0.91	243.2	66.3
10	85	6	295.5	184	188	112	3.65	265.4	0.90	243.2	52.4
10	110	6	351.6	325	295	171	5.92	275.8	0.78	243.2	108.4
10	135	6	361.5	456	426	263	8.14	286.1	0.79	243.2	118.3
10	160	6	345.5	364	372	244	8.00	296.5	0.86	243.2	102.3
12	160	6	391.2	400	422	270	9.57	316.7	0.81	243.2	148
-	-	9	317.4	-	-	-	4.13	307.2	0.97	317.4	0.0
8	160	9	406.4	309	327	243	9.34	343.0	0.84	317.4	89.0
10	135	9	469.9	412	421	267	11.5	350.5	0.75	317.4	152.5
10	160	9	450.8	344	365	262	11.22	363.2	0.81	317.4	133.4
12	160	9	501.2	308	337	228	11.43	387.8	0.77	317.4	183.8
-	-	16	449.4	-	-	-	5.26	409.6	0.91	449.4	0.0
8	160	16	574.8	233	240	140	10.39	457.4	0.80	449.4	125.4
10	135	16	651.6	293	297	163	12.25	467.3	0.72	449.4	202.2
10	160	16	624.3	252	249	143	12.21	484.2	0.78	449.4	174.9
12	160	16	674.9	226	220	124	12.38	517.1	0.77	449.4	225.5

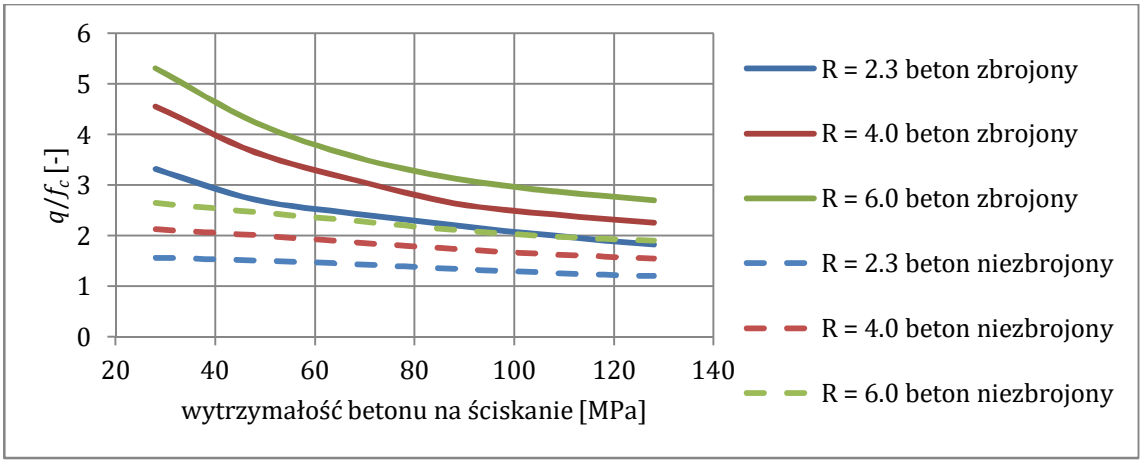
Tabela 9.11 Wyniki parametrycznej analizy MES dla betonu klasy C120 o średniej wytrzymałości na ściskanie 128 MPa

9.2.3. WNIOSKI

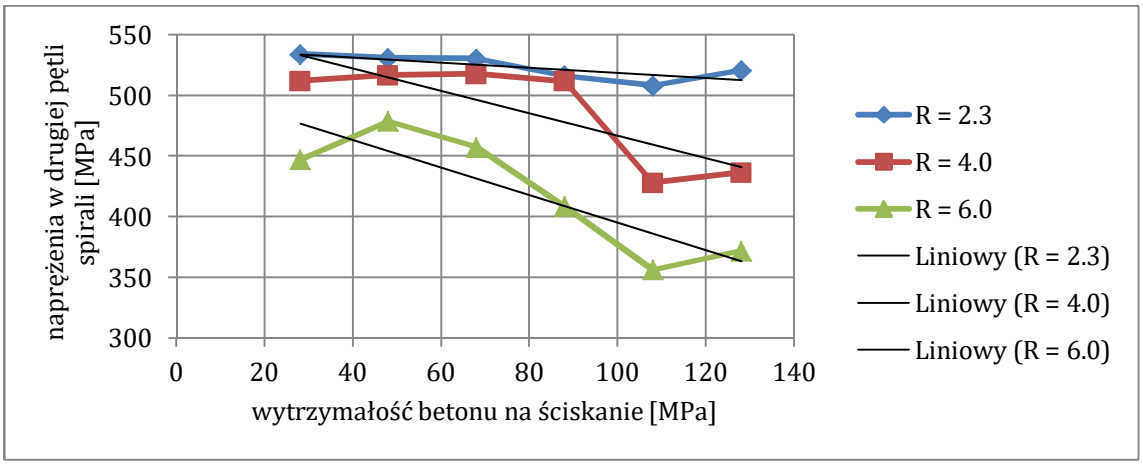
Na podstawie powyższych wyników obliczeń można wyciągnąć wnioski, które pozwoliły postawić tezy niniejszej rozprawy doktorskiej. Na wykresie (rys. 9.3) przedstawiono relację stosunku wytrzymałości betonu na docisk elementów niezbrojonych i zbrojonych spiralą Ø10 mm o średnicy 160 mm do wytrzymałości na ściskanie w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie. Wykres ten pokazuje, że stosunek q/f_c maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie.

Wykres (rys 9.4) pokazuje natomiast, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie w stali spirali w chwili zniszczenia wartość naprężeń rozciągających maleje i może osiągać wartości dużo mniejsze niż granica plastyczności.

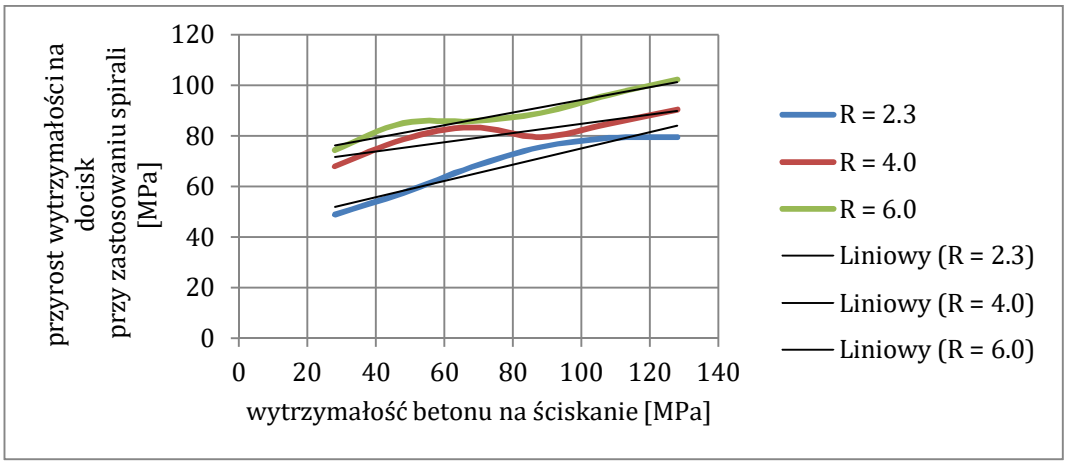
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 9.3 Wykres stosunku wytrzymałości na docisk i wytrzymałości na ściskanie w zależności od wytrzymałości na ściskanie według analizy parametrycznej MES



Rysunek 9.4 Zależność naprężeń w stali spirali (w odległości około 1 skoku spirali od górnej pętli spirali) w chwili osiągnięcia nośności na docisk od wytrzymałości betonu na ściskanie

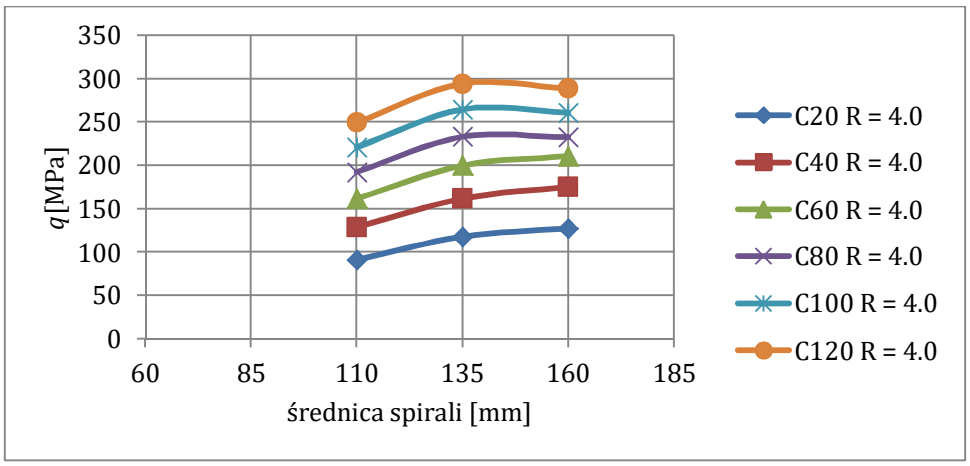


Rysunek 9.5 Przyrost wytrzymałości na docisk ze względu na zastosowanie spirali #10 o średnicy 160 mm w stosunku do wytrzymałości na docisk elementu niezbrojonego w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie

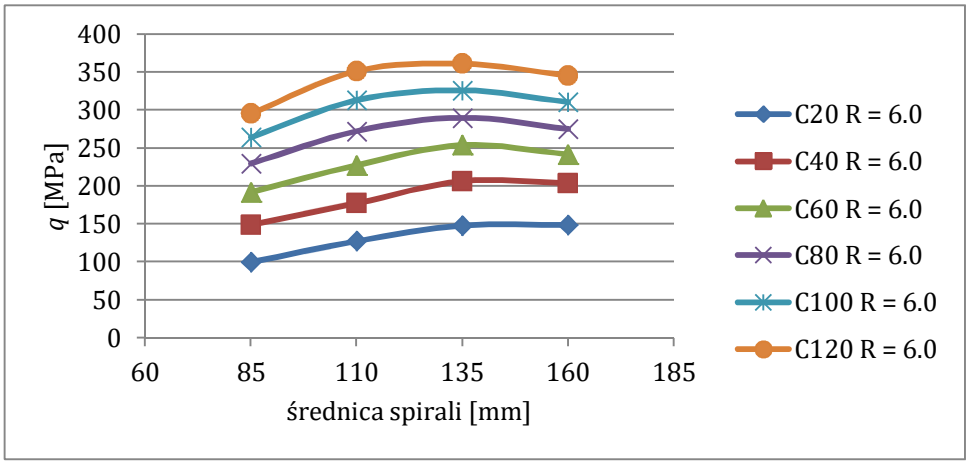
Analiza parametryczna wykazała również, że wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie powoduje zwiększenie przyrostu wytrzymałości na skutek zastosowania zbrojenia spiralnego. Obserwacja różni się od wielu założeń normowych dotyczących skrępowania betonu ściskanego, które mówią, że przyrost ten jest stały (*PN-B-03264:2002*, 2002) lub

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

maleje (*PN-EN 1992-1-1:2008*, 2008) wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Możliwe, że wynika to z faktu występowania większych naprężeń rozciągających przy docisku niż ma to miejsce przy ściskaniu jednoosiowym. Zależność tę prezentuje wykres na rysunku 9.5.



Rysunek 9.6 Zależność wytrzymałości na docisk od średnicy zastosowanej spirali z pręta #10 dla różnych betonów dla elementów poddanych dociskowi o *R* = 4.0



Rysunek 9.7 Zależność wytrzymałości na docisk od średnicy zastosowanej spirali z pręta #10 dla różnych betonów dla elementów poddanych dociskowi o *R* = 6.0

Analiza wpływu zastosowanej średnicy rdzenia spirali wskazuje, że istnieje optymalna wartość średnicy rdzenia. Przy danej powierzchni docisku (tym samym *R*) jest ona mniejsza dla betonów wysokiej wytrzymałości. Powyższy fakt przedstawiają wykresy (rys. 9.6 i 9.7).

Wyniki w tabelach 9.6 do 9.11 wskazują również, że wartość odkształcenia podłużnego ε_{cq} pod powierzchnią docisku rośnie wraz ze wzrostem wartości stosunku *R* przy zachowaniu takich samych pozostałych parametrów. Obserwuje się również spadek wartości ε_{cq} przy zmianie betonu elementu na beton o większej wytrzymałości na ściskanie. Wynika to z faktu, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu odkształcenia betonu skrępowanego w chwili zniszczenia maleją.

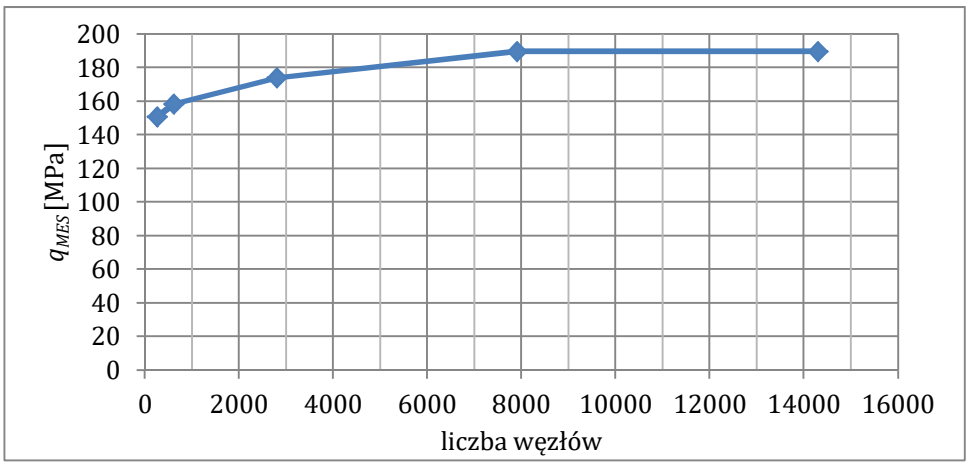
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

9.3. ZBIEŻNOŚĆ MODELU MES

W celu przeprowadzenia analizy zbieżności uzyskiwanych wyników MES przeprowadzono obliczenia na elemencie rodzaju 47. Element ten to walec Ø252 x 500 mm z betonu C obciążony dociskiem o R równym 2.33. Posiada on zbrojenie w postaci spirali z pręta Ø12 mm o d_c równym 196 mm i skoku wynoszącym 59 mm. Obliczenia wykonano na modelach siatkowanych 5 rozmiarami elementów skończonych. Na podstawie rezultatów obliczeń uzyskano wartości wytrzymałości na docisk dla modeli posiadających różne rozmiary elementów skończonych (tab. 9.12). Rysunek 9.8 przedstawia wykres zależności uzyskanej wartości q_{MES} od liczby węzłów w modelu.

Rozmiar elementów skończonych [mm]	100	60	30	20	16
Liczba liniowych elementów skończonych	93	128	355	523	673
Liczba przestrzennych elementów skończonych	453	1727	11085	36485	69797
Łączna liczba elementów skończonych	546	1855	11440	37008	70470
Liczba węzłów	259	613	2811	7913	14300
q_{MES} [MPa]	150.78	158.39	174.07	189.65	189.74
q_{exp} [MPa]	181.66				
Różnica w stosunku do wyniku dla modelu z elementów 16 mm	20.53%	16.52%	8.26%	0.05%	-

Tabela 9.12 Wyniki analizy MES dla próbki nr 47 przy różnych wielkościach elementów skończonych



Rysunek 9.8 Wykres zależności q_{MES} od liczby węzłów w modelu MES dla próbki nr 47

Na podstawie tych wyników stwierdzono, że model jest zbieżny. Różnica wytrzymałości na docisk uzyskana w modelach o wymiarach elementów 20 mm i 16 mm jest bardzo mała i wynosi 0.05%. Takie wyniki pokazują, że wystarczające jest użycie elementów o rozmiarze 20 mm dla walców Ø252 x 500 mm i elementów o rozmiarze 16 mm dla walców Ø200 x 400 mm.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

9.4. WYNIKI WYTRZYMAŁOŚCI NA DOCISK I ICH PORÓWNANIE Z WYNIKAMI BADAŃ EKSPERYMENTALNYCH

Na podstawie przeprowadzonej głównej analizy numerycznej elementów odpowiadających próbkom przebadanym w rzeczywistości uzyskano wyniki nośności i wytrzymałości betonu na docisk. W przypadku elementów o R = 1.0 otrzymano nośność na ściskanie elementów skrępowanych. Rezultaty analiz i porównanie ich z wynikami średnimi dla poszczególnych próbek wykorzystanych w badaniach laboratoryjnych zostały przedstawione w kolejnych tabelach: beton A – tabela 9.13, beton B – tabela 9.14, beton C – tabela 9.15.

Wyniki te wskazują, że przygotowane modele dobrze określają wytrzymałość betonu na docisk. Dla wszystkich betonów średni stosunek mieścił się w przedziale od 0.997 do 0.999, a w przypadku nieuwzględniania elementów poddanych ściskaniu na całej powierzchni górnej podstawy znajdował się on w przedziale od 0.985 do 0.986. Przeciętna wartość błędu wynosiła nie więcej niż 8.5%. Biorąc pod uwagę wszystkie próbki z wszystkich trzech rodzajów betonu, łącznie uzyskano średnią wartość q_{MES}/q_{exp} równą 0.998 i przeciętny względny błąd wynoszący 6.7%. Największy względny błąd wartości uzyskanej na podstawie analizy MES i średniej wytrzymałości dla danego rodzaju próbek wynosił 17.3%. Dotyczył on niezbrojonych próbek Ø200 x 400 poddanych dociskowi o R = 5.95.

Porównanie obliczonych wartości wytrzymałości betonu na docisk, podobnie jak w przypadku badań eksperymentalnych wskazuje na spadek stosunku q/f_c wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie, przy zachowaniu pozostałych właściwości elementów bez zmian.

9.5. WYNIKI NAPRĘŻEŃ W STALI SPIRALI W CHWILI ZNISZCZENIA I ICH PORÓWNANIE Z WYNIKAMI BADAŃ EKSPERYMENTALNYCH

W tabeli 9.16 zestawiono wartości naprężeń $\sigma_{s,mid}$ będące średnimi naprężeniami z miejsca p1.0 i p1.5 w chwili wystąpienia obciążenia niszczącego. W tej tabeli jako $\sigma_{s,mid,MES}$ oznaczano wynik naprężenia $\sigma_{s,mid}$ na podstawie obliczeń MES, a $\sigma_{s,mid,exp}$ to wartość otrzymana w eksperymentach. Wartości te porównano między sobą. Średni stosunek wartości z obliczeń MES do wartości uzyskanych w badaniach doświadczalnych dla wszystkich rodzajów próbek wynosił 0.918, a przeciętny błąd względny miał wartość 22.1%. Brak uwzględnienia próbek o R = 1.0 pozwalał na otrzymanie średniej wartości powyższego stosunku równej 0.967 oraz przeciętnego błędu wynoszącego 11.5%. Jak widać, wartości tego naprężenia są mniej zgodne badaniami niż wartości wytrzymałości betonu na docisk zaprezentowane w punkcie 9.4.

Według tabeli 9.16 można zauważyć, że naprężenia $\sigma_{s,mid}$ osiągały wartość równą granicy plastyczności tylko w przypadku próbki o nr 33. Odmiennie niż w przypadku badań doświadczalnych, można zauważyć pewną tendencję do wzrostu naprężeń $\sigma_{s,mid,MES}$ wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Dodatkowo można zaobserwować, że stosunek $\sigma_{s,mid,MES}/\sigma_{s,mid,exp}$ dla betonu A wynosił 0.763, dla betonu B 0.842, a dla betonu C 1.059, co oznacza, że obliczenia MES zaniżały wartość dla betonów A i B, a zawyżały dla betonu C. W przypadku próbek obciążonych dociskiem, wartość naprężenia $\sigma_{s,mid,MES}$ w chwili zniszczenia maleje wraz ze wzrostem stosunku R.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie rodzaju elementu	f_c	d	d_0	R	f_y	d_c	s	d_{sp}	q_{MES}	q_{exp}	q_{MES}/f_c	$F_{Ru,MES}$	$F_{Ru,exp}$	q_{MES}/q_{exp}	Błąd względny	Średnie q_{MES}/q_{exp} dla danej grupy próbek	Przeciętny błąd dla danej grupy próbek
-	-	MPa	mm	mm	-	MPa	mm	mm	mm	MPa	MPa	-	kN	kN	-	-	-	-
1	BZ-2.3-M-X	53.41	200	132.0	2.30	-	-	-	-	67.29	76.72	1.26	920.9	1049.8	0.877	12,3%	0.911	0.089
2	BZ-4.0-M-X	53.41	200	100.0	4.00	-	-	-	-	82.92	96.39	1.55	651.3	757.0	0.860	14,0%		
3	BZ-6.0-M-X	53.41	200	82.0	5.95	-	-	-	-	112.36	112.95	2.10	593.4	596.5	0.995	0,5%		
10	BZ-1.0-M-160-#10	53.41	200	200.0	1.00	493.2	151	52	10	55.13	50.54	1.03	1732.1	1587.8	1.091	9,1%	1.040	4.9%
11	BZ-2.3-M-160-#10	53.41	200	132.0	2.30	493.2	151	52	10	126.73	114.57	2.37	1734.3	1567.8	1.106	10,6%		
12	BZ-4.0-M-160-#10	53.41	200	100.0	4.00	493.2	151	52	10	166.31	167.29	3.11	1306.2	1313.9	0.994	0,6%		
13	BZ-6.0-M-160-#10	53.41	200	82.0	5.95	493.2	151	52	10	200.28	204.07	3.75	1057.7	1077.7	0.981	1,9%		
14	BZ-4.0-M-135-#10	53.41	200	100.0	4.00	493.2	137	52	10	153.49	143.38	2.87	1205.5	1126.1	1.071	7,1%		
15	BZ-6.0-M-135-#10	53.41	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	194.47	194.72	3.64	1027.0	1028.3	0.999	0,1%		
												Średnia			0.997	6.2%		
												Średnia bez próbek o R = 1.00			0.985	5.9%		

Tabela 9.13 Wyniki wartości wytrzymałości betonu A na docisk uzyskane w analizie MES wraz z porównaniem do rezultatów badań eksperymentalnych

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie rodzaju elementu	f_c	d	d_0	R	f_y	d_c	s	d_{sp}	q_{MES}	q_{exp}	q_{MES}/f_c	$F_{Ru,MES}$	$F_{Ru,exp}$	q_{MES}/q_{exp}	Błąd względny	Średnie q_{MES}/q_{exp} dla danej grupy próbek	Przeciętny błąd dla danej grupy próbek
-	-	MPa	mm	mm	-	MPa	mm	mm	mm	MPa	MPa	-	kN	kN	-	-	-	-
4	BWW1-2.3-M-X	69.39	200	132.0	2.30	-	-	-	-	84.90	91.65	1.22	1161.9	1254.2	0.926	7.4%	0.991	5.3%
5	BWW1-4.0-M-X	69.39	200	100.0	4.00	-	-	-	-	103.18	108.24	1.49	810.3	850.1	0.953	4.7%		
6	BWW1-6.0-M-X	69.39	200	82.0	5.95	-	-	-	-	139.43	129.60	2.01	736.3	684.4	1.076	7.6%		
36	BWW1-2.3-L-X	69.39	252	165.0	2.33	-	-	-	-	84.57	90.29	1.22	1808.3	1930.6	0.937	6.3%		
37	BWW1-4.0-L-X	69.39	252	125.0	4.06	-	-	-	-	110.62	110.69	1.59	1357.5	1358.3	0.999	0.1%		
38	BWW1-6.0-L-X	69.39	252	102.5	6.04	-	-	-	-	138.47	131.22	2.00	1142.6	1082.8	1.055	5.5%		
16	BWW1-1.0-M-160-#10	69.39	200	200.0	1.00	493.2	151	52	10	70.56	65.42	1.02	2216.7	2055.2	1.079	7.9%	1.000	5.4%
17	BWW1-2.3-M-160-#10	69.39	200	132.0	2.30	493.2	151	52	10	152.95	142.35	2.20	2093.0	1948.1	1.074	7.4%		
18	BWW1-4.0-M-160-#10	69.39	200	100.0	4.00	493.2	151	52	10	197.71	197.13	2.85	1552.8	1548.2	1.003	0.3%		
19	BWW1-6.0-M-160-#10	69.39	200	82.0	5.95	493.2	151	52	10	236.33	245.50	3.41	1248.1	1296.5	0.963	3.7%		
20	BWW1-4.0-M-135-#10	69.39	200	100.0	4.00	493.2	137	52	10	184.89	183.22	2.66	1452.1	1439.0	1.009	0.9%		
21	BWW1-6.0-M-135-#10	69.39	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	232.77	232.56	3.35	1229.3	1228.2	1.001	0.1%		
28	BWW1-1.0-M-160-#8	69.39	200	200.0	1.00	539.9	162	51	8	72.15	67.99	1.04	2266.7	2135.8	1.061	6.1%		
29	BWW1-2.3-M-160-#8	69.39	200	132.0	2.30	539.9	162	51	8	132.47	128.80	1.91	1812.8	1762.6	1.028	2.8%		
30	BWW1-4.0-M-160-#8	69.39	200	100.0	4.00	539.9	162	51	8	160.18	172.27	2.31	1258.1	1353.0	0.930	7.0%		
31	BWW1-6.0-M-160-#8	69.39	200	82.0	5.95	539.9	162	51	8	194.01	221.61	2.80	1024.5	1170.3	0.875	12.5%		
39	BWW1-1.0-L-195	69.39	252	252.0	1.00	602.8	196	59	12	71.80	67.61	1.03	3581.1	3372.2	1.062	6.2%		
40	BWW1-2.3-L-195	69.39	252	165.0	2.33	602.8	196	59	12	157.73	148.15	2.27	3372.8	3167.8	1.065	6.5%		
41	BWW1-4.0-L-195	69.39	252	125.0	4.06	602.8	196	59	12	194.90	201.60	2.81	2391.8	2474.0	0.967	3.3%		
42	BWW1-6.0-L-195	69.39	252	102.5	6.04	602.8	196	59	12	222.32	250.70	3.20	1834.5	2068.6	0.887	11.3%		
												Średnia			0.998	5.4%		
												Średnia bez próbek o R = 1.00			0.985	5.1%		

Tabela 9.14 Wyniki wartości wytrzymałości betonu B na docisk uzyskane w analizie MES wraz z porównaniem do rezultatów badań eksperymentalnych

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie rodzaju elementu	f_c	d	d_0	R	f_y	d_c	s	d_{sp}	q_{MES}	q_{exp}	q_{MES}/f_c	$F_{Ru,MES}$	$F_{Ru,exp}$	q_{MES}/q_{exp}	Błąd względny	Średnie q_{MES}/q_{exp} dla danej grupy próbek	Przeciętny błąd dla danej grupy próbek
-	-	MPa	mm	mm	-	MPa	mm	mm	mm	MPa	MPa	-	kN	kN	-	-	-	-
7	BWW2-2.3-M-X	99.84	200	132.0	2.30	-	-	-	-	122.09	120.94	1.22	1670.8	1655.1	1.009	0.9%	1.088	8.8%
8	BWW2-4.0-M-X	99.84	200	100.0	4.00	-	-	-	-	143.49	137.70	1.44	1127.0	1081.5	1.042	4.2%		
9	BWW2-6.0-M-X	99.84	200	82.0	5.95	-	-	-	-	193.63	165.08	1.94	1022.5	871.8	1.173	17.3%		
43	BWW2-2.3-L-X	99.84	252	165.0	2.33	-	-	-	-	119.42	116.02	1.20	2553.5	2480.9	1.029	2.9%		
44	BWW2-4.0-L-X	99.84	252	125.0	4.06	-	-	-	-	151.18	130.73	1.51	1855.2	1604.3	1.156	15.6%		
45	BWW2-6.0-L-X	99.84	252	102.5	6.04	-	-	-	-	187.35	167.42	1.88	1545.9	1381.5	1.119	11.9%		
22	BWW2-1.0-M-160-#10	99.84	200	200.0	1.00	493.2	151	52	10	96.11	91.19	0.96	3019.3	2864.8	1.054	5.4%	0.960	8.0%
23	BWW2-2.3-M-160-#10	99.84	200	132.0	2.30	493.2	151	52	10	189.50	185.41	1.90	2593.3	2537.4	1.022	2.2%		
24	BWW2-4.0-M-160-#10	99.84	200	100.0	4.00	493.2	151	52	10	240.16	271.16	2.41	1886.2	2129.7	0.886	11.4%		
25	BWW2-6.0-M-160-#10	99.84	200	82.0	5.95	493.2	151	52	10	295.51	320.59	2.96	1560.6	1693.0	0.922	7.8%		
26	BWW2-4.0-M-135-#10	99.84	200	100.0	4.00	493.2	137	52	10	229.70	244.56	2.30	1804.0	1920.8	0.939	6.1%		
27	BWW2-6.0-M-135-#10	99.84	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	291.28	300.59	2.92	1538.3	1587.4	0.969	3.1%		
32	BWW2-1.0-M-160-#8	99.84	200	200.0	1.00	539.9	162	51	8	101.06	96.00	1.01	3174.9	3015.9	1.053	5.3%		
33	BWW2-2.3-M-160-#8	99.84	200	132.0	2.30	539.9	162	51	8	165.63	171.52	1.66	2266.6	2347.3	0.966	3.4%		
34	BWW2-4.0-M-160-#8	99.84	200	100.0	4.00	539.9	162	51	8	202.47	237.81	2.03	1590.2	1867.8	0.851	14.9%		
35	BWW2-6.0-M-160-#8	99.84	200	82.0	5.95	539.9	162	51	8	248.56	292.20	2.49	1312.6	1543.1	0.851	14.9%		
46	BWW2-1.0-L-195	99.84	252	252.0	1.00	602.8	196	59	12	98.10	88.43	0.98	4893.1	4410.3	1.109	10.9%		
47	BWW2-2.3-L-195	99.84	252	165.0	2.33	602.8	196	59	12	189.74	181.66	1.90	4055.2	3884.2	1.045	4.5%		
48	BWW2-4.0-L-195	99.84	252	125.0	4.06	602.8	196	59	12	228.32	251.67	2.29	2801.9	3088.4	0.907	9.3%		
49	BWW2-6.0-L-195	99.84	252	102.5	6.04	602.8	196	59	12	276.22	317.04	2.77	2279.3	2616.1	0.871	12.9%		
												Średnia			0.999	8.2%		
												Średnia bez próbek o R = 1.00			0.986	8.4%		

Tabela 9.15 Wyniki wartości wytrzymałości betonu C na docisk uzyskane w analizie MES wraz z porównaniem do rezultatów badań eksperymentalnych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Nr rodzaju elementu	Oznaczenie rodzaju elementu	Beton	f_c	d	d_0	R	f_y	d_c	s	d_{sp}	$\sigma_{s,mid,MES}$	$\sigma_{s,mid,MES}/f_y$	$\sigma_{s,mid,exp}$	$\frac{\sigma_{s,mid,MES}}{\sigma_{s,mid,exp}}$	Błąd	Średni stosunek $\frac{\sigma_{s,mid,MES}}{\sigma_{s,mid,exp}}$ dla danej grupy próbek	Przeciętny błąd dla danej grupy próbek bez próbek o R = 1.0	Średni stosunek $\frac{\sigma_{s,mid,MES}}{\sigma_{s,mid,exp}}$ dla danej grupy próbek bez próbek o R = 1.0	Przeciętny błąd dla danej grupy próbek bez próbek o R = 1.0
-	-	-	MPa	mm	mm	-	MPa	mm	mm	mm	MPa	-	MPa	-	-	-	-	-	-
10	BZ-1.0-M-160-#10	A	53.41	200	200.0	1.00	493.2	151	52	10	65.8	0.13	202.3	0.325	67.5%	0.763	23.7%	0.851	14.9%
11	BZ-2.3-M-160-#10	A	53.41	200	132.0	2.30	493.2	151	52	10	485.3	0.98	495.1	0.980	2.0%				
12	BZ-4.0-M-160-#10	A	53.41	200	100.0	4.00	493.2	151	52	10	455.8	0.92	496.0	0.919	8.1%				
13	BZ-6.0-M-160-#10	A	53.41	200	82.0	5.95	493.2	151	52	10	420.6	0.85	470.9	0.893	10.7%				
14	BZ-4.0-M-135-#10	A	53.41	200	100.0	4.00	493.2	137	52	10	368.5	0.75	495.0	0.744	25.6%				
15	BZ-6.0-M-135-#10	A	53.41	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	343.5	0.70	478.3	0.718	28.2%				
16	BWW1-1.0-M-160-#10	B	69.39	200	200.0	1.00	493.2	151	52	10	76.6	0.16	180.4	0.425	57.5%	0.842	16.0%	0.915	8.8%
17	BWW1-2.3-M-160-#10	B	69.39	200	132.0	2.30	493.2	151	52	10	489.8	0.99	494.3	0.991	0.9%				
18	BWW1-4.0-M-160-#10	B	69.39	200	100.0	4.00	493.2	151	52	10	471.4	0.96	495.3	0.952	4.8%				
19	BWW1-6.0-M-160-#10	B	69.39	200	82.0	5.95	493.2	151	52	10	453.2	0.92	494.8	0.916	8.4%				
20	BWW1-4.0-M-135-#10	B	69.39	200	100.0	4.00	493.2	137	52	10	398.7	0.81	495.4	0.805	19.5%				
21	BWW1-6.0-M-135-#10	B	69.39	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	386.0	0.78	477.5	0.808	19.2%				
28	BWW1-1.0-M-160-#8	B	69.39	200	200.0	1.00	539.9	162	51	8	98.1	0.18	216.9	0.452	54.8%				
29	BWW1-2.3-M-160-#8	B	69.39	200	132.0	2.30	539.9	162	51	8	535.5	0.99	528.0	1.014	1.4%				
30	BWW1-4.0-M-160-#8	B	69.39	200	100.0	4.00	539.9	162	51	8	520.0	0.96	530.7	0.980	2.0%				
31	BWW1-6.0-M-160-#8	B	69.39	200	82.0	5.95	539.9	162	51	8	430.0	0.80	512.9	0.838	16.2%				
39	BWW1-1.0-L-195	B	69.39	252	252.0	1.00	602.8	196	59	12	78.8	0.13	93.2	0.845	15.5%				
40	BWW1-2.3-L-195	B	69.39	252	165.0	2.33	602.8	196	59	12	590.2	0.98	618.5	0.954	4.6%				
41	BWW1-4.0-L-195	B	69.39	252	125.0	4.06	602.8	196	59	12	560.3	0.93	618.4	0.906	9.4%				
42	BWW1-6.0-L-195	B	69.39	252	102.5	6.04	602.8	196	59	12	533.2	0.88	591.6	0.901	9.9%				
22	BWW2-1.0-M-160-#10	C	99.84	200	200.0	1.00	493.2	151	52	10	2.5	0.01	221.2	0.011	98.9%	1.059	27.5%	1.072	12.7%
23	BWW2-2.3-M-160-#10	C	99.84	200	132.0	2.30	493.2	151	52	10	491.1	1.00	463.6	1.059	5.9%				
24	BWW2-4.0-M-160-#10	C	99.84	200	100.0	4.00	493.2	151	52	10	491.1	1.00	435.0	1.129	12.9%				
25	BWW2-6.0-M-160-#10	C	99.84	200	82.0	5.95	493.2	151	52	10	486.2	0.99	440.1	1.105	10.5%				
26	BWW2-4.0-M-135-#10	C	99.84	200	100.0	4.00	493.2	137	52	10	431.7	0.88	494.6	0.873	12.7%				
27	BWW2-6.0-M-135-#10	C	99.84	200	82.0	5.95	493.2	137	52	10	440.7	0.89	407.5	1.081	8.1%				
32	BWW2-1.0-M-160-#8	C	99.84	200	200.0	1.00	539.9	162	51	8	104.3	0.19	46.4	2.249	124.9%				
33	BWW2-2.3-M-160-#8	C	99.84	200	132.0	2.30	539.9	162	51	8	546.9	1.01	432.6	1.264	26.4%				
34	BWW2-4.0-M-160-#8	C	99.84	200	100.0	4.00	539.9	162	51	8	522.2	0.97	508.4	1.027	2.7%				
35	BWW2-6.0-M-160-#8	C	99.84	200	82.0	5.95	539.9	162	51	8	501.8	0.93	451.7	1.111	11.1%				
46	BWW2-1.0-L-195	C	99.84	252	252.0	1.00	602.8	196	59	12	20.3	0.03	26.1	0.779	22.1%				
47	BWW2-2.3-L-195	C	99.84	252	165.0	2.33	602.8	196	59	12	583.1	0.97	443.5	1.315	31.5%				
48	BWW2-4.0-L-195	C	99.84	252	125.0	4.06	602.8	196	59	12	563.9	0.94	604.0	0.934	6.6%				
49	BWW2-6.0-L-195	C	99.84	252	102.5	6.04	602.8	196	59	12	539.1	0.89	603.7	0.893	10.7%				
											Średnia			0.918	22.1%				
											Średnia bez próbek o R = 1.00			0.967	11.5%				

Tabela 9.16 Wartości uśrednionego naprężenia $\sigma_{s,mid}$ w chwili zniszczenia uzyskane na podstawie analizy MES wraz z porównaniem z rezultatami z badań doświadczalnych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

9.6. WYNIKI ODKSZTAŁCEŃ PODŁUŻNYCH POD POWIERZCHNIĄ DOCISKU I ICH PORÓWNANIE Z WYNIKAMI BADAŃ EKSPERYMENTALNYCH

Podczas badań eksperymentalnych w kilkunastu elementach z betonu C dokonano pomiaru podłużnych odkształceń betonu w osi próbki pod powierzchnią docisku (ε_{cq}), a w przypadku próbek ściskanych na całej powierzchni pomiar prowadzony był w środku wysokości elementu. W analizie numerycznej dokonano obliczenia tych odkształceń w tych samych miejscach. Otrzymane wartości przedstawiono i porównano (tab. 9.17, 9.18 i rys. 9.9) z wartościami eksperymentalnymi (oznaczenie na wykresach i tabelach „exp").

Na podstawie poniższych wyników widać stosunkowo duże rozbieżności pomiędzy wartościami uzyskanymi w obliczeniach MES i w badaniach doświadczalnych. Rozbieżności te mogą wynikać także z możliwości pomiarowych czujników, a dokładniej z czasu upływającego pomiędzy kolejnymi odczytami. Odstęp czasowy wynosił co najmniej 4 sekundy, a jak zauważono w trakcie badań, przyrost deformacji przed samym zniszczeniem był bardzo szybki.

Trendy wyników w znacznej mierze zostały zachowane. Wyniki analizy numerycznej wskazują, że wzrost wytrzymałości betonu powoduje spadek wartości odkształcenia ε_{cq} w chwili zniszczenia. Wyjątkiem są tutaj próbki o R = 1.00. Trudno stwierdzić przyczynę występowania tego wyjątku. Przyczyną spadku wartości ε_{cq} przy wzroście f_c jest prawdopodobnie możliwość osiągania mniejszych odkształceń w chwili zniszczenia. Beton o wyższej wytrzymałości na ściskanie ulega całkowitej degradacji w sposób bardziej gwałtowny niż beton o niższej wytrzymałości i nie jest w stanie osiągnąć większych odkształceń.

Wzrost wartości R z 2.3 do 4.0 powoduje zazwyczaj wzrost ε_{cq}. Wynika to z faktu większego skrępowania betonu przez sąsiadujący beton. Wzrost R z wartości 4 do 6 powodował wzrost ε_{cq} głównie w przypadku elementów zbrojonych spiralami o większym objętościowym stopniu zbrojenia. W przypadku braku zbrojenia lub małego stopnia zbrojenia, wzrost R z 4 do 6 nie powodował wzrostu ε_{cq}. Mogło to wynikać z braku wpływu skrępowania otaczającym betonem na skutek wcześniejszej utraty nośności ze względu na większe naprężenia rozciągające pod powierzchnią docisku.

Niezbrojone walce Ø200x 400 mm					
Beton	A	B	C	C (exp)	MES/EXP
R = 2.30	3.68	4.74	4.08	2.29	1.78
R = 4.00	5.67	5.53	4.65	2.42	1.93
R = 5.95	5.46	5.42	4.67	-	-
Niezbrojone walce Ø252 x 504 mm					
Beton	A	B	C	C (exp)	MES/EXP
R = 2.33	-	4.31	3.73	-	-
R = 4.06	-	4.97	4.26	-	-
R = 6.04	-	5.26	4.35	-	-

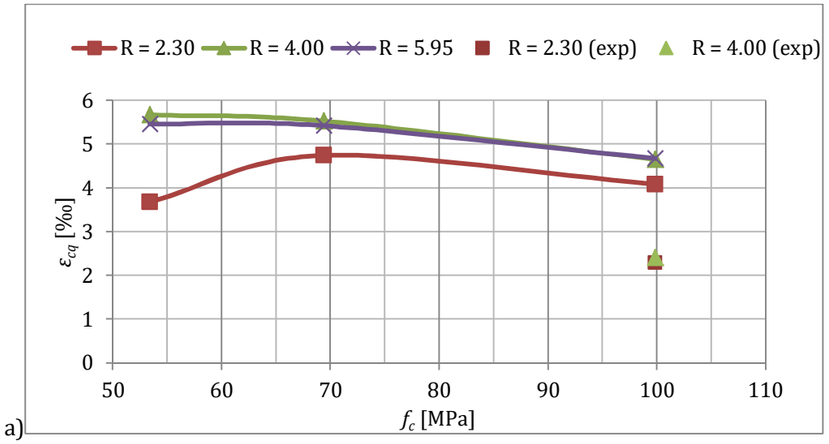
Tabela 9.17 Wartość odkształcenia ε_{cq} w chwili zniszczenia uzyskana w analizie MES dla elementów niezbrojonych i jej porównanie z wynikami badań doświadczalnych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

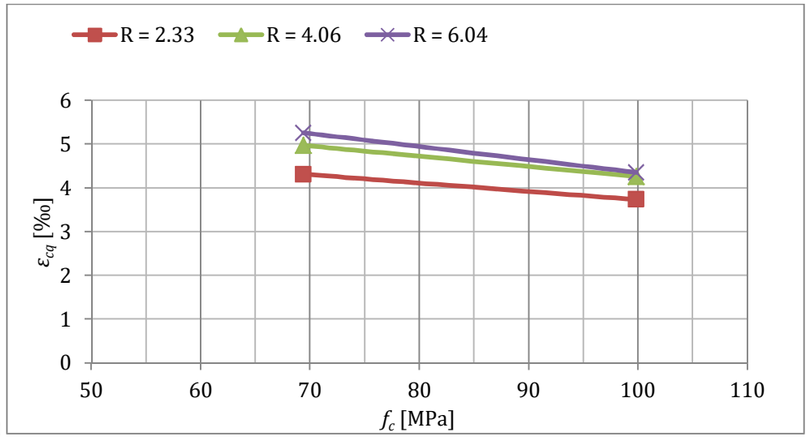
Walce Ø200x 400 mm zbrojone spirala Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm					
Beton	A	B	C	C (exp)	MES/EXP
R = 1.00	2.68	3.07	3.16	6.67	0.47
R = 2.30	12.88	12.33	9.51	5.98	1.59
R = 4.00	16.04	15.16	10.85	6.88	1.58
R = 5.95	19.99	17.70	13.21	-	-
Walce Ø200x 400 mm zbrojone spirala Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm					
Beton	A	B	C	C (exp)	MES/EXP
R = 4.00	11.96	11.47	8.56	-	-
R = 5.95	16.37	14.92	11.98	-	-
Walce Ø200x 400 mm zbrojone spirala Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm					
Beton	A	B	C	C (exp)	MES/EXP
R = 1.00	-	3.22	3.89	2.39	1.63
R = 2.30	-	13.67	10.82	4.44	2.44
R = 4.00	-	14.64	9.87	6.07	1.63
R = 5.95	-	13.45	11.55	-	-
Walce Ø252x 504 mm zbrojone spirala Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm					
Beton	A	B	C	C (exp)	MES/EXP
R = 1.00	-	3.14	3.29	5.90	0.56
R = 2.33	-	12.79	9.50	8.39	1.13
R = 4.06	-	16.58	10.31	8.94	1.15
R = 6.04	-	17.56	11.82	-	-

Tabela 9.18 Wartość odkształcenia ε_{cq} w chwili zniszczenia uzyskana w analizie MES dla elementów zbrojonych i jej porównanie z wynikami badań doświadczalnych

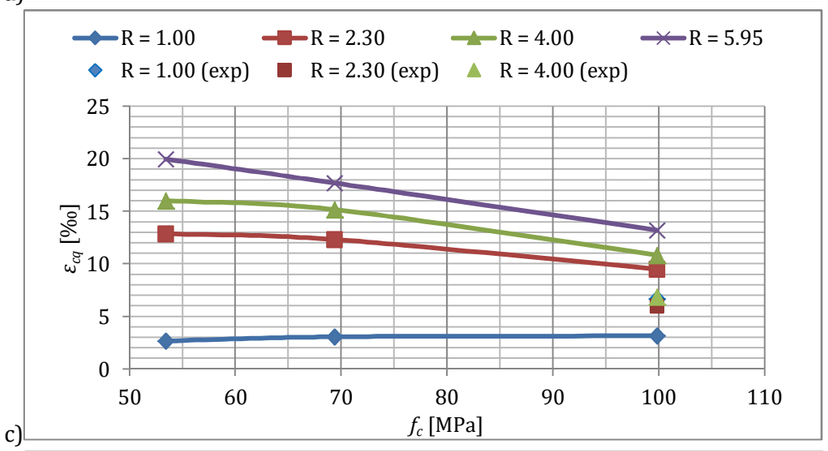
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



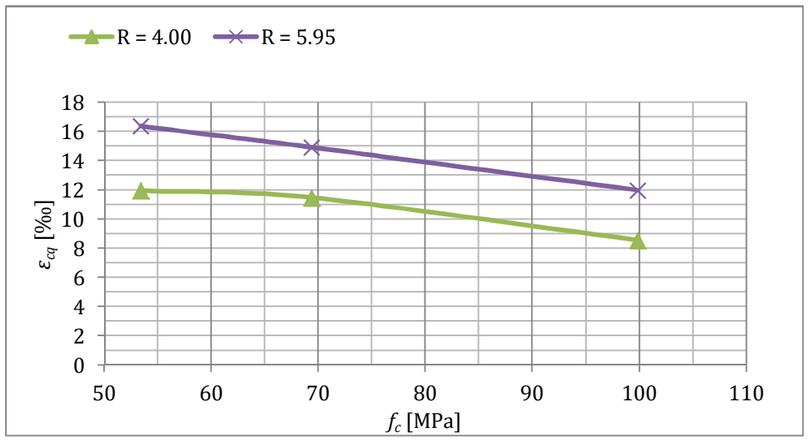
a)



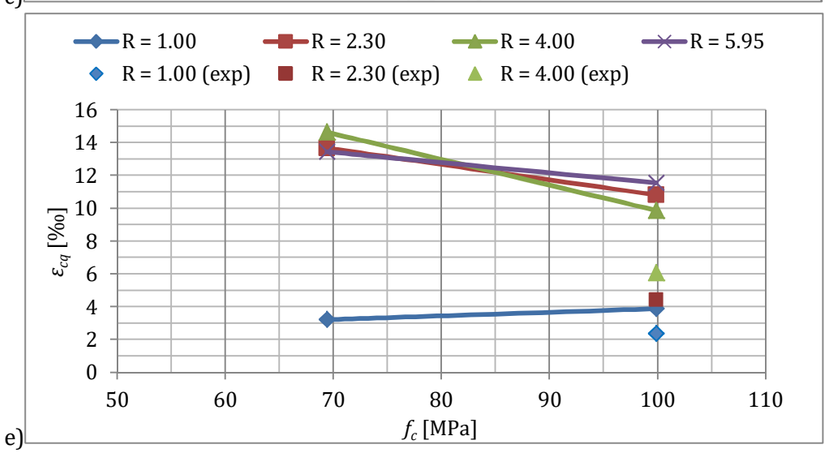
b)



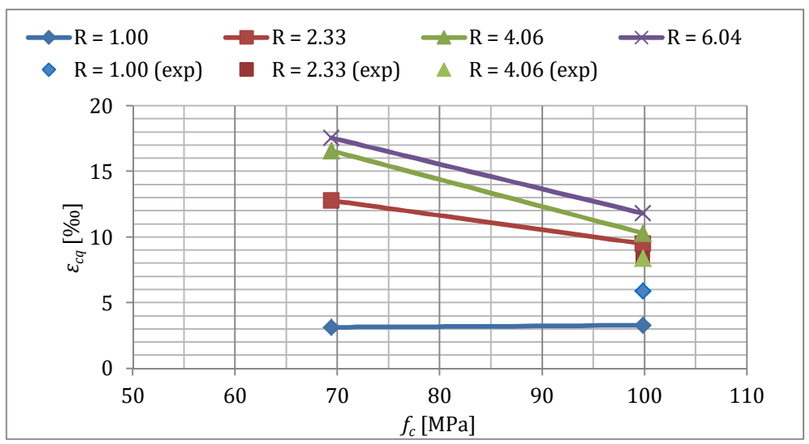
c)



d)



e)



f)

Rysunek 9.9 Wartość odkształcenia podłużnego betonu (ε_{cq}) pod powierzchnią docisku w chwili zniszczenia uzyskana w analizie numerycznej w zależności od f_c i R oraz porównanie z wartościami uzyskanymi w badaniach doświadczalnych dla różnych rodzajów próbek: a) walce niezbrojone Ø200 x 400 mm, b) walce niezbrojone Ø252 x 504 mm, c) elementy zbrojone spiralą z pręta Ø10 mm, d_c = 151 mm, s = 52 mm, d) elementy zbrojone spiralą z pręta Ø10 mm, d_c = 137 mm, s = 52 mm, e) elementy zbrojone spiralą z pręta Ø8 mm, d_c = 162 mm, s = 51 mm, f) elementy zbrojone spiralą z pręta Ø12 mm, d_c = 196 mm, s = 59 mm

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

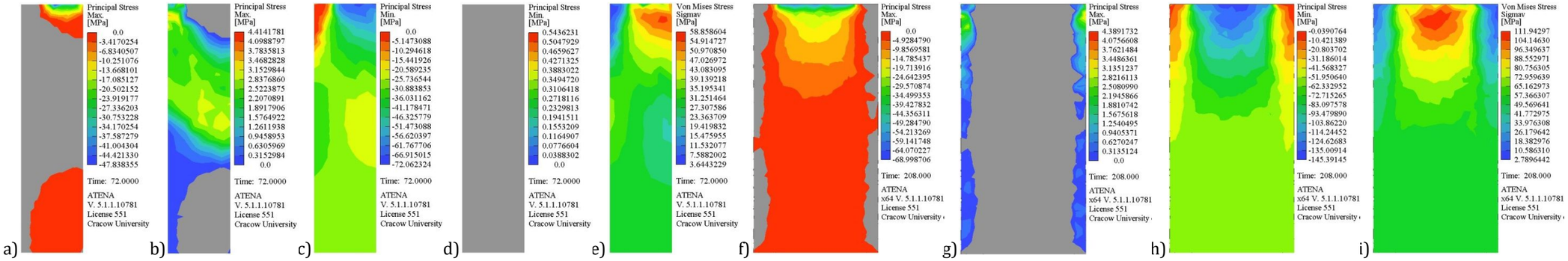
9.7. WYNIKI MAKSYMALNYCH I MINIMALNYCH NAPRĘŻEŃ GŁÓWNYCH I NAPRĘŻEŃ VON MISESA

Na rysunkach 9.10 – 9.18 przedstawiono mapy naprężeń w przekrojach podłużnych elementów niezbrojonych i zbrojonych spiralą z pręta Ø10 mm o d_c =151 mm i skoku 52 mm, w chwili przy sile bliskiej zniszczeniu (ze względu na dużą objętość danych wyników, program obliczeniowy został tak ustawiony, że wyniki dla wszystkich elementów były zapisywane w co drugim kroku dla elementów niezbrojonych i w co czwartym dla elementów zbrojonych). Wartości dodatnie oznaczają rozciąganie a ujemne ściskanie. W elementach zbrojonych nie przedstawiono mapy z wartościami minimalnego naprężenia głównego rozciągającego, ponieważ było ono nieznaczące i występowało głównie poza analizowanym przekrojem. Maksymalne naprężenie główne związane jest przede wszystkim ze skrępowaniem betonu - naprężenia działające w płaszczyźnie poziomej, a minimalne z naprężeniami podłużnymi w elemencie. Przedstawiono również naprężenia uzyskane na podstawie hipotezy wytężeniowej von Misesa.

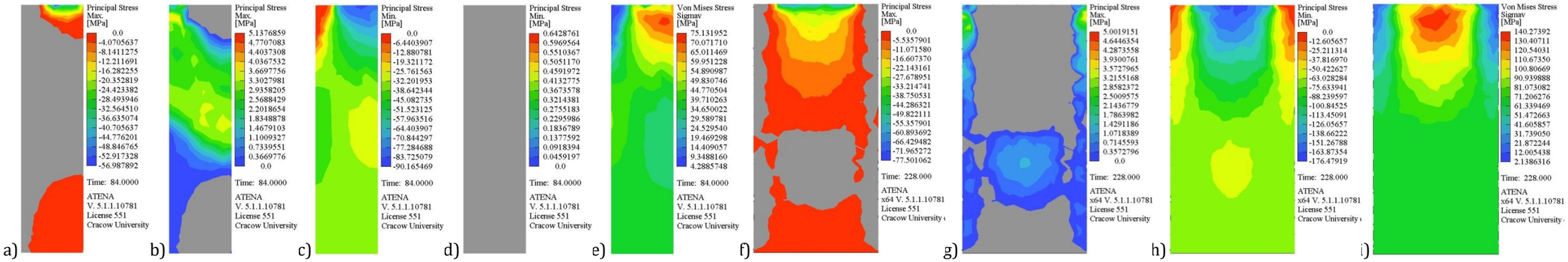
Główne różnice w rozkładzie naprężeń między elementami z różnych betonów można przede wszystkim zaobserwować w odniesieniu do elementów o R = 2.3. Skrępowanie spiralą powoduje występowanie naprężeń ściskających na całej wysokości elementu z betonu A. Wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie obszar, na którym naprężenia są ściskające maleje (rys. 9.10f, 9.11f, 9.12f). W elemencie z betonu B rozciągany jest obszar znajdujący się wewnątrz spirali w odległości równej od 0.50 do 0.75 wysokości elementu od powierzchni docisku, a elemencie z betonu C ściskany jest beton głównie pod powierzchnią docisku do głębokości równej około 0.4 wysokości elementu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

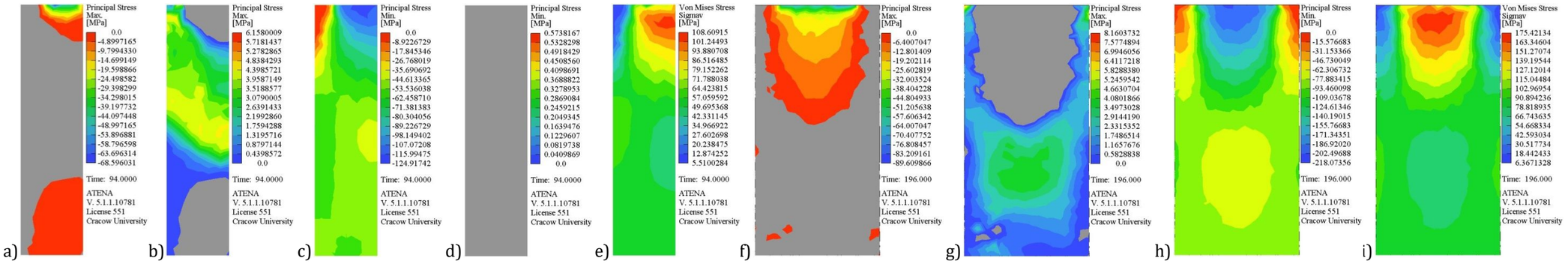
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 9.10 Naprężenia w przekroju podłużnym elementów: rodzaju nr 1 (a – e) i rodzaju nr 11 (f – i) – beton A, R = 2.3 - (ozn. „C" – ściskanie, „T" – rozciąganie): a) $\sigma_{max1.C}$, b) $\sigma_{max1.T}$ c) $\sigma_{min1.C}$, d) $\sigma_{min1.T}$, e) σ_{v1}, f) $\sigma_{max11.C}$, g) $\sigma_{max11.T}$, h) $\sigma_{min11.C}$, i) σ_{v11}



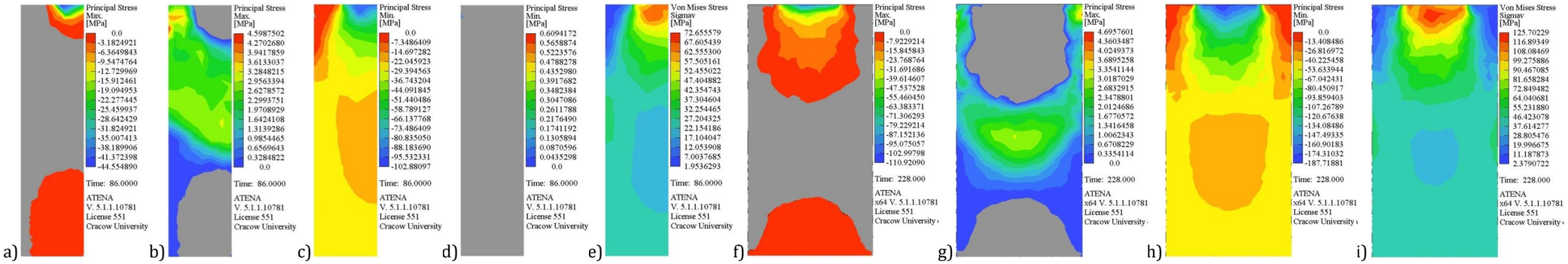
Rysunek 9.11 Naprężenia w przekroju podłużnym elementów: rodzaju nr 4 (a – e) i rodzaju nr 17 (f – i) – beton B, R = 2.3 - (ozn. „C" – ściskanie, „T" – rozciąganie): a) $\sigma_{max4.C}$, b) $\sigma_{max4.T}$ c) $\sigma_{min4.C}$, d) $\sigma_{min4.T}$, e) σ_{v4}, f) $\sigma_{max17.C}$, g) $\sigma_{max17.T}$, h) $\sigma_{min17.C}$, i) σ_{v17}



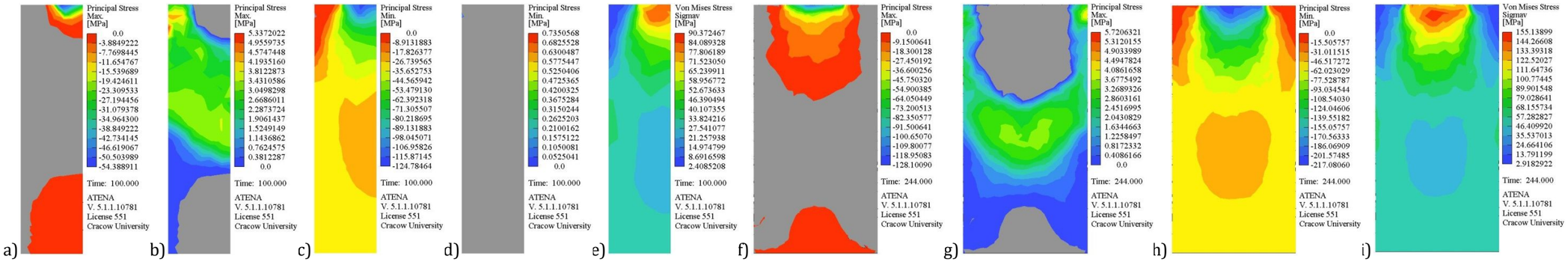
Rysunek 9.12 Naprężenia w przekroju podłużnym elementów: rodzaju nr 7 (a – e) i rodzaju nr 23 (f – i) – beton C, R = 2.3 - (ozn. „C" – ściskanie, „T" – rozciąganie): a) $\sigma_{max7.C}$, b) $\sigma_{max7.T}$ c) $\sigma_{min7.C}$, d) $\sigma_{min7.T}$, e) σ_{v7}, f) $\sigma_{max23.C}$, g) $\sigma_{max23.T}$, h) $\sigma_{min23.C}$, i) σ_{v23}

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

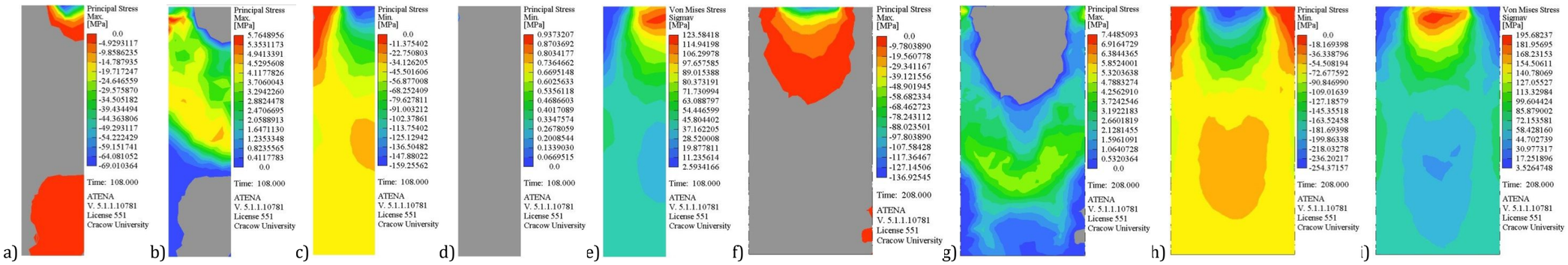
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 9.13 Naprężenia w przekroju podłużnym elementów: rodzaju nr 2 (a – e) i rodzaju nr 12 (f – i) – beton A, $R = 4.0$ - (ozn. „C" – ściskanie, „T" – rozciąganie): a) $\sigma_{max2.C}$, b) $\sigma_{max2.T}$ c) $\sigma_{min2.C}$, d) $\sigma_{min2.T}$, e) σ_{v2}, f) $\sigma_{max12.C}$, g) $\sigma_{max12.T}$, h) $\sigma_{min12.C}$, i) σ_{v12}



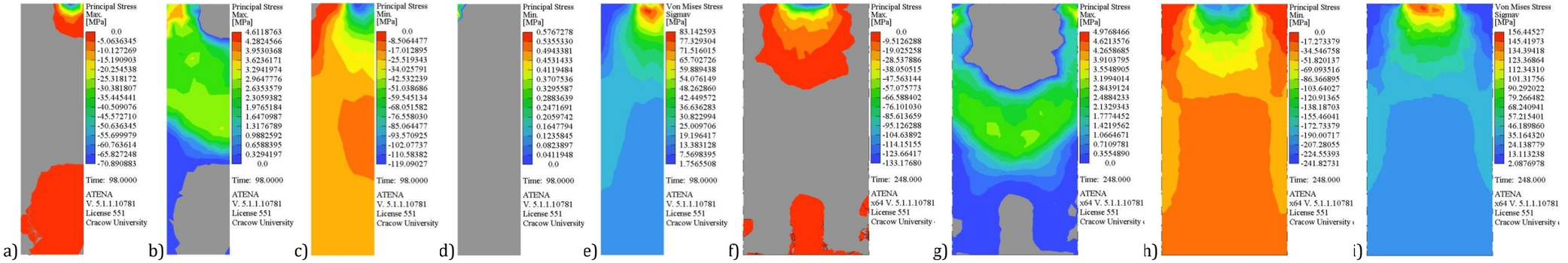
Rysunek 9.14 Naprężenia w przekroju podłużnym elementów: rodzaju nr 5 (a – e) i rodzaju nr 18 (f – i) – beton B, $R = 4.0$ - (ozn. „C" – ściskanie, „T" – rozciąganie): a) $\sigma_{max5.C}$, b) $\sigma_{max5.T}$ c) $\sigma_{min5.C}$, d) $\sigma_{min5.T}$, e) σ_{v5}, f) $\sigma_{max18.C}$, g) $\sigma_{max18.T}$, h) $\sigma_{min18.C}$, i) σ_{v18}



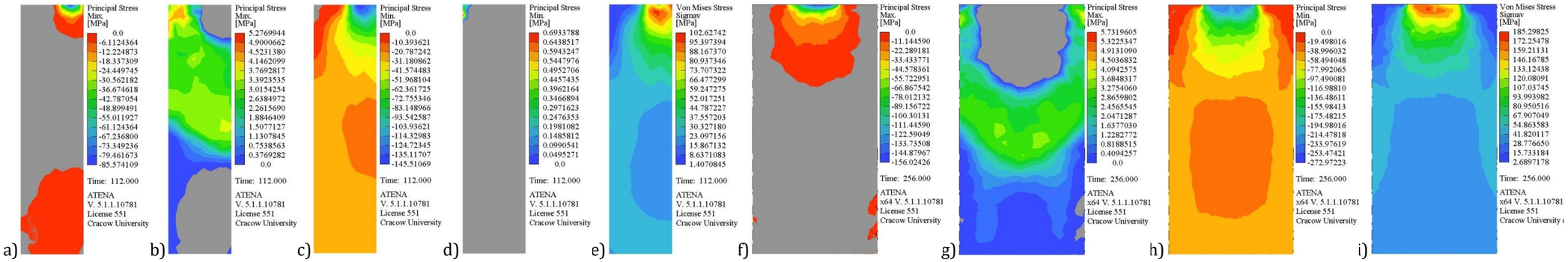
Rysunek 9.15 Naprężenia w przekroju podłużnym elementów: rodzaju nr 8 (a – e) i rodzaju nr 24 (f – i) – beton C, $R = 4.0$ - (ozn. „C" – ściskanie, „T" – rozciąganie): a) $\sigma_{max8.C}$, b) $\sigma_{max8.T}$ c) $\sigma_{min8.C}$, d) $\sigma_{min8.T}$, e) σ_{v8}, f) $\sigma_{max24.C}$, g) $\sigma_{max24.T}$, h) $\sigma_{min24.C}$, i) σ_{v24}

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

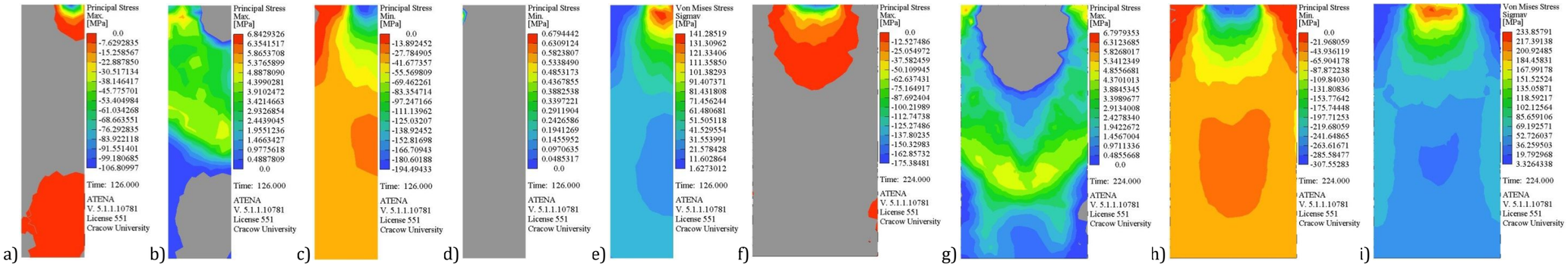
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ



Rysunek 9.16 Naprężenia w przekroju podłużnym elementów: rodzaju nr 3 (a – e) i rodzaju nr 13 (f – i) – beton A, R = 5.95 - (ozn. „C" – ściskanie, „T" – rozciąganie): a) $\sigma_{max3.C}$, b) $\sigma_{max3.T}$ c) $\sigma_{min3.C}$, d) $\sigma_{min3.T}$, e) σ_{v3}, f) $\sigma_{max13.C}$, g) $\sigma_{max13.T}$, h) $\sigma_{min13.C}$, i) σ_{v13}



Rysunek 9.17 Naprężenia w przekroju podłużnym elementów: rodzaju nr 6 (a – e) i rodzaju nr 19 (f – i) – beton B, R = 5.95 - (ozn. „C" – ściskanie, „T" – rozciąganie): a) $\sigma_{max6.C}$, b) $\sigma_{max6.T}$ c) $\sigma_{min6.C}$, d) $\sigma_{min6.T}$, e) σ_{v6}, f) $\sigma_{max19.C}$, g) $\sigma_{max19.T}$, h) $\sigma_{min19.C}$, i) σ_{v19}



Rysunek 9.18 Naprężenia w przekroju podłużnym elementów: rodzaju nr 9 (a – e) i rodzaju nr 25 (f – i) – beton C, R = 5.95 - (ozn. „C" – ściskanie, „T" – rozciąganie): a) $\sigma_{max9.C}$, b) $\sigma_{max9.T}$ c) $\sigma_{min9.C}$, d) $\sigma_{min9.T}$, e) σ_{v9}, f) $\sigma_{max25.C}$, g) $\sigma_{max25.T}$, h) $\sigma_{min25.C}$, i) σ_{v25}

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

10. PODSUMOWANIE I WNIOSKI KOŃCOWE

10.1. WNIOSKI

10.1.1. WPŁYW PARAMETRÓW WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH BETONU NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA DOCISK

Na podstawie przeprowadzonych analiz obliczeniowych i badań sformułowano następujące wnioski dotyczące wpływu parametrów mechanicznych na wytrzymałość betonu na docisk:

A. Stosunek wytrzymałości betonu niezbrojonego na docisk do wytrzymałości betonu na ściskanie q/f_c w elementach o tych samych parametrach, ale wykonanych z różnych betonów, maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Stosunek q/f_c dla betonu niezbrojonego o wytrzymałości na ściskanie około 70 MPa zmniejsza się o około 11% w stosunku do wartości q/f_c dla betonu zwykłego o wytrzymałości na ściskanie około 53 MPa. Dla betonu o wytrzymałości f_c około 100 MPa spadek wartości q/f_c wynosi 20% w stosunku do q/f_c dla betonu zwykłego ($f_c \approx 53$ MPa).

B. Stosunek wytrzymałości betonu zbrojonego na docisk do wytrzymałości betonu na ściskanie q/f_c maleje również wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Spadek stosunku q/f_c dla betonu o wytrzymałości na ściskanie 70 MPa w stosunku do betonu zwykłego o $f_c = 53$ MPa wynosi 5%, natomiast dla betonu o wytrzymałości na ściskanie równej 100 MPa wynosi 13%.

C. Redukcja wartości q/f_c w pewnym stopniu zależy od wartości stosunku R. Dla elementów o stosunkowo małej wartości $R = 2.3$ redukcja ta jest mniejsza o kilka punktów procentowych niż dla elementów obciążonych dociskiem o większym R. Związane jest to z większym wpływem wytrzymałości betonu na ściskanie i mniejszym wpływem wytrzymałości na rozciąganie w próbkach o małych wartościach R. Widoczne jest to bardziej dla elementów niezbrojonych.

D. Wytrzymałość betonu na docisk zmienia się w sposób bardziej zbliżony do liniowego w relacji do wytrzymałości betonu na rozciąganie niż w relacji do wytrzymałości na ściskanie. Powyższe stwierdzenie dotyczy zarówno betonu zbrojonego, jak i niezbrojonego.

E. Powyższe spostrzeżenia dotyczą betonów wykonanych na kruszywie bazaltowym i cemencie portlandzkim.

10.1.2. WPŁYW ZASTOSOWANIA ZBROJENIA W POSTACI SPIRALI NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA DOCISK

Zbrojenie spiralą, jak podkreśla wielu autorów dotychczasowych publikacji, jest najbardziej efektywnym sposobem zbrojenia strefy zakotwień i docisku. Analizując wyniki przeprowadzonych badań elementów niezbrojonych i zbrojonych spiralą można wyciągnąć następujące wnioski:

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

A. Zastosowanie spirali powoduje znaczne zwiększenie wytrzymałości betonu na docisk. Wytrzymałość na docisk przez zastosowanie spirali wzrasta nawet o 90% w zależności od rodzaju zastosowanej spirali, rodzaju betonu i stosunku *R*.

B. Wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie rośnie wartość różnicy wytrzymałości betonu na docisk w elemencie zbrojonym i obciążonym w ten sam sposób elementem niezbrojonym. Również stosunek wytrzymałości betonu na docisk w elemencie zbrojonym do wytrzymałości na docisk w elemencie niezbrojonym rośnie wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie. Wynika to głównie z faktu, że przyrost wytrzymałości betonu na rozciąganie nie jest proporcjonalny do przyrostu wytrzymałości na ściskanie. Zbrojenie zmniejsza wpływ tego niedoboru wytrzymałości na rozciąganie.

C. Wraz ze wzrostem stosunku *R* zastosowanie zbrojenia powoduje zwiększenie stosunku wytrzymałości betonu na docisk w elementach zbrojonych na docisk do wytrzymałości na docisk w elementach niezbrojonych. Uzasadnieniem tego jest krępujące działanie spirali, która przejmuje rosnące wraz ze wzrostem stosunku *R* poprzeczne naprężenia rozciągające.

D. Zastosowanie spirali o mniejszej średnicy rdzenia (137 mm) w betonach wysokiej wytrzymałości nie powoduje uzyskania większej wytrzymałości na docisk niż w przypadku zastosowania spirali o rdzeniu 151 mm. Elementy ze wszystkich rodzajów betonu zbrojone spiralą o średnicy rdzenia równej 151 mm uzyskiwały większą wytrzymałość na docisk niż odpowiednie elementy ze spiralą d_c = 137 mm. Powyższy wniosek zaprzecza tezie nr 3.

10.1.3. Wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na naprężenia w stalowej spirali podczas badania elementów na docisk

W ramach badań wytrzymałości betonu na docisk, dokonywano pomiaru odkształcenia stalowej spirali w pobliżu strefy docisku. W pracy wartość odkształcenia została przeliczona na naprężenia. Przy określaniu wartości naprężeń w stali zbrojeniowej zastosowano dwa podejścia. Pierwsze nie uwzględniało wpływu skurczu betonu powstałego w czasie między betonowaniem a badaniem elementów, drugie brało pod uwagę ten wpływ. Uwzględnienie wpływu skurczu powoduje zmianę wartości obliczonych naprężeń w różnych miejscach spirali. Na podstawie analizy wartości naprężeń w spirali znajdującej się w strefie docisku wyciągnięto następujące wnioski:

A. W chwili zniszczenia średnie naprężenia w spirali w miejscach po dwóch obiegach i po dwóch i pół obiegu pętli spirali (około 70 – 110 mm w walcach Ø200 x 400 mm i około 80 – 13 mm w walcach Ø252 x 504 mm od powierzchni przyłożenia docisku) w elementach z betonów o wytrzymałości około 53 i 70 MPa były równe 99% granicy plastyczności stali przy uwzględnieniu skurczu i równe granicy plastyczności, gdy skurczu nie brano pod uwagę. Natomiast w przypadku betonu o f_c równym 100 MPa naprężenia te wynosiły około 89% granicy plastyczności przy uwzględnieniu wpływu skurczu i 96% bez uwzględnienia skurczu. Pokazuje to zatem, że stal spirali w elementach z BWW nie zawsze ulega uplastycznieniu.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

B. Do uplastycznienia, (o ile uplastycznienie występowało) dochodziło przy różnym stopniu wytężenia materiału. Głównym czynnikiem wpływającym na stopień wytężenia w chwili uplastycznienia, który analizowano, była wytrzymałość betonu na ściskanie. Zauważono, że w elementach z betonu zwykłego o f_c równym około 53 MPa występowało ono przy wytężeniu równym około 90%. Wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie procentowa wartość wytężenia rosła.

10.1.4. ZARYSOWANIE POWIERZCHNI BOCZNEJ ELEMENTÓW PODDANYCH DOCISKOWI

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz wyciągnięto wnioski dotyczące zarysowania powierzchni boczny elementów poddanych dociskowi:

A. W przypadku elementów niezbrojonych do zarysowania dochodzi zazwyczaj przy wytężeniu powyżej 70% siły niszczącej. Wartość wytężenia przy zarysowaniu w znacznej mierze zależy od wytrzymałości betonu i stosunku *R*. W betonach niezbrojonych o wysokiej wytrzymałości na ściskanie wytężenie przy zarysowaniu rośnie wraz ze wzrostem stosunku *R* i dla elementów obciążonych dociskiem o *R* równym 6 jest bliskie 100% siły niszczącej. Natomiast w elementach o małych wartościach *R* do zarysowania dochodzi przy mniejszym procentowym wytężeniu niż w przypadku betonów o mniejszej wytrzymałości na ściskanie.

B. W elementach zbrojonych w chwili zarysowania bocznej powierzchni wytężenie wynosi między 45 a 75%. Zarysowanie przy takim stopniu wytężenia w rzeczywistych konstrukcjach stosunkowo wcześnie informuje o dużym wytężeniu materiału. Elementy zbrojone przed zniszczeniem posiadały na swojej pobocznicy wyraźne rysy. Trudno jednoznacznie zaobserwować wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na poziom wytężenia w chwili zarysowania.

C. Wraz ze stosowaniem betonów o coraz wyższej wytrzymałości na ściskanie rośnie obciążenia powodująca zarysowanie. Przyczyną tego jest fakt, że wraz ze wzrostem wytrzymałości betonu na ściskanie rośnie zazwyczaj wytrzymałość na rozciąganie.

D. Zastosowanie zbrojenia w postaci spirali zwiększa wartość obciążenia, które powoduje zarysowanie elementu. Na wartość tego obciążenia znacząco wpływa nie tyle objętościowy stopień zbrojenia, ile średnica rdzenia spirali. W sytuacji, gdy jest ona za mała w stosunku do pola docisku, może nie prowadzić do wzrostu wartości obciążenia powodującego zarysowanie.

E. Zastosowanie drutu elektrooporowego wykorzystywanego w produkcji tensometrów jest skuteczną metodą badania chwili zarysowania powierzchni betonu, dającą satysfakcjonujące rezultaty. Drut ten pozwala na wychwycenie pojawienia się rys niezauważalnych gołym okiem.

10.1.5. POZOSTAŁE WNIOSKI

Inne wnioski, które można przedstawić na podstawie przeprowadzonej pracy i analiz:

A. Analiza dotychczasowych badań elementów poddanych dociskowi wykazała, że wzory proponowane w normie europejskiej mogą w niektórych przypadkach niebezpiecznie zawyżać wartość nośności na docisk. Dotychczasowe badania wytrzymałości betonu na docisk dotyczą w głównej mierze betonu zwykłego. Praca

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

ta w znacznym stopniu uzupełnia wiedzę w zakresie betonów wysokiej wytrzymałości.

B. Zastosowana w badaniach eksperymentalnych metoda pomiaru wizyjnego daje duże możliwości do analizy przemieszczeń. Posiada ona jednak także pewne ograniczenia. Jednym z nich jest trudność w pomiarach dokonywanych na powierzchniach walcowych, kolejnym jest mniejsza dokładność w przypadku obserwacji betonu rozciąganego. Metoda ta pozwala jednak na pomiar odkształceń i zarysowania betonu zarysowanego.

10.2. PODSUMOWANIE ANALIZY NUMERYCZNEJ

Przeprowadzona nieliniową metodą elementów skończonych analiza numeryczna pokazała możliwości użytego modelu. Obliczenia wykazały, że model ten pozwala dobrze określić wytrzymałość betonu na docisk. Należy zwrócić uwagę, że zagadnienie docisku jest pod względem teoretycznym zagadnieniem bardzo złożonym, głównie ze względu na trójosiowy stan naprężeń. Pomimo tego, średnia wartość stosunku wytrzymałości na docisk uzyskana w analizie numerycznej do otrzymanej w badaniach doświadczalnych wynosiła 0.998, a przeciętny błąd wynosił 6.7%.

W zastosowanym modelu betonu występowała duża liczba parametrów betonu, które mogą być wyznaczone w badaniach materiałowych. Model ten posiada jednak pewne współczynniki związane m. in. z teorią plastyczności (m. in. β), dla których ustalenie poprawnej wartości jest trudne. W trakcie przygotowywania tej pracy wartość β ustalono na podstawie testowania modelu z różnymi wartościami tego parametru. Oprócz ogólnego założenia ($\beta \geq 0.0$) zaobserwowano, że wraz ze wzrostem wytrzymałości f_c należy zwiększać wartość β.

Wykonane porównanie wartości naprężeń w stalowej spirali w chwili zniszczenia elementów, otrzymanych z analizy numerycznej i badań doświadczalnych wykazało różnicę, która średnio wynosiła 11.5% dla próbek poddanych dociskowi i 22.1% w przypadku uwzględnienia dodatkowo próbek obciążonych siłą ściskającą na całej powierzchni podstawy.

Wyniki analizy odkształceń podłużnych betonu pod powierzchnią docisku w znaczniej mierze różnią się od wartości uzyskanych za pomocą czujników strunowych umieszczonych w elementach doświadczalnych. Rozbieżności te mogą wynikać z możliwości pomiarowych czujnika strunowego, z którego pomiar nie mógł być odczytywany częściej niż co 4 sekundy. Należy zauważyć również, że w betonie przy obciążeniu bliskim sile niszczącej dochodziło do bardzo szybkiego przyrostu odkształceń. Zmiany te w połączeniu z ograniczeniami czujnika mogły zaburzać uzyskaną wartość odkształcenia.

Uzyskane wyniki analizy pozwalają na kontynuowanie pracy nad tym modelem. Należałoby przeprowadzić kolejne testy na modelach dotyczących bardziej złożonych elementów i konstrukcji.

10.3. PROPOZYCJE WZORÓW DO OBLICZANIA WYTRZYMAŁOŚCI NA DOCISK

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz można zaproponować wzory do obliczania wytrzymałości na docisk betonu wysokiej wytrzymałości. Dla elementów niezbrojonych

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

sugerowane wzory mają postać (10.1). We wzorze tym wartość f_c należy podać w MPa, a otrzymany wynik również jest przedstawiony w MPa. Dla elementów zbrojonych wytrzymałość na docisk może być określana na podstawie wzoru (10.2) lub (10.3). We wzorze (10.2) wartość f_c przy potędze 0.9 powinna być podana w MPa.

Analiza przebadanych próbek za pomocą wzoru (10.4), będącego możliwą interpretacją zapisu pochodzącego z normy *Model Code 2010* (2012) wykazała, że wzór ten może być również wykorzystywany do obliczania wytrzymałości na docisk zbrojonych elementów z betonów wysokiej wytrzymałości.

$$q = 3.0R^{0.41}{f_c}^{0.72} \tag{10.1}$$

$$q = 1.65 \cdot R^{0.5}{f_c}^{0.9} + 3.6 \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_y}{2}\cdot\left(1-\frac{s}{d_c}\right)}{f_c}\right)^{1.15} f_c \cdot \frac{A_{core}}{A_{c0}} \tag{10.2}$$

$$q = R^{0.55}\left(0.95 + 3.3 \cdot \frac{\frac{\rho_s f_y}{2}\cdot\left(1-\frac{s}{d_c}\right)}{f_c}\right) f_c \tag{10.3}$$

$$q = R^{0.5}\left(1 + 3.5 \cdot \left(\frac{\frac{\rho_s f_y}{2}\cdot\left(1-\frac{s}{d_c}\right)}{f_c}\right)^{0.75}\right) f_c \tag{10.4}$$

10.4. OBSZARY I KIERUNKI DALSZYCH BADAŃ

Zawarte w tej dysertacji badania i analizy pozwoliły rozszerzyć wiedzę w obszarze związanym z pracą elementów z betonów wysokiej wytrzymałości poddanych obciążeniu ściskającemu działającemu na ograniczonej powierzchni. Mając jednak na względzie ograniczenia tej pracy, należy wskazać zagadnienia, które wymagają dalszego poznania.

Przeprowadzone badania zostały wykonane na betonach przygotowanych przy użyciu kruszywa bazaltowego. Betony na kruszywie bazaltowym posiadają wyższy niż betony na innych kruszywach moduł sprężystości. W tej sytuacji należy przeprowadzić badania wytrzymałości na docisk na betonach wykonanych z innych kruszyw.

Wykorzystane w eksperymentach betony obejmują swoim zakresem wytrzymałości na ściskanie między 50 a 100 MPa. Przy obecnym rozwoju technologii betonu otrzymywane są betonu o wytrzymałości ponad 120 MPa oraz betony z proszków reaktywnych (RPC) o wytrzymałościach na ściskanie sięgających ponad 200 MPa. Odnośnie do betonów na kruszywie zwykłym, nie ma obecnie prac dotyczących docisku w elementach z betonu o f_c większym niż 100 MPa. Badania na RPC opisano w publikacji przygotowanej przez *Zhou et al.* (2013). Wykonane w ramach tych badań elementy nie posiadały zbrojenia na docisk. Zagadnienie docisku w betonach o f_c większym od 100 MPa na kruszywie zwykłym lub betonach z proszków reaktywnych zbrojonych stalowym zbrojeniem wydaje się interesujące do przeanalizowania. Betony użyte do badań wykonanych w ramach tej pracy posiadały stosunkowo niską wytrzymałość na rozciąganie osiowe. Wydaje się pożyteczne wykonanie podobnych badań na betonach o odmiennych recepturach. Umożliwiłoby to zweryfikowanie wpływu wytrzymałości betonu na rozciąganie na wytrzymałość na docisk.

BPK BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

W strefie zakotwień kabli sprężających wykorzystuje się zakotwienia przygotowane przez firmy produkujące systemy zakotwień. Ważnym obszarem dalszych badań jest sprawdzenie zachowania się systemowych zakotwień w elementach wykonanych z betonów o wytrzymałości około 100 MPa. Taka weryfikacja dałaby możliwość bardziej świadomego projektowania tych stref. Do zbrojenia lokalnych stref zakotwień oprócz spirali wykorzystuje się strzemiona i pręty wygięte w kształt zbliżony do siatki. W dalszych badaniach warto przeanalizować wpływ stosowania różnych rodzajów zbrojenia na wytrzymałość betonu wysokiej wytrzymałości na docisk.

Ze względu na ograniczenie liczby badanych elementów w ramach tej dysertacji należałoby również przeprowadzić większą liczbę badań wpływu różnych stopni zbrojenia na zachowanie elementów poddanych dociskowi. Celem takich badań byłoby także określenie minimalnego stopnia zbrojenia, które zapewnia znaczny przyrost wytrzymałości w elementach z BWW poddanych dociskowi.

Wpływ obecności otworu podłużnego na kanał kablowy w dotychczasowych pracach badany był jedynie dla betonów zwykłych. W znacznym stopniu wydaje się rozsądne sprawdzenie tego wpływu w elementach z BWW. Uwzględnienie go może również nastąpić w testach systemów zakotwień kabli sprężających dla elementów wykonanych z betonów wysokowartościowych.

W pracy przebadano dwie próbki poddane stopniowemu obciążeniu, podczas którego na każdym stopniu obciążenie było utrzymywane 10 minut. Ze względu na długotrwały charakter obciążenia dociskiem w strefie zakotwień interesujące byłyby badania betonu poddanego długotrwałemu dociskowi.

Autor pracy zauważa również potrzebę analizy wytrzymałości BWW na docisk w sytuacji występowania kilku obciążeń dociskowych w niedużej odległości od siebie. Taka analiza byłaby trudna do przeprowadzenia w warunkach laboratoryjnych, jednak stosunkowo łatwo można by ją było wykonać przy użyciu metody elementów skończonych.

Użyty w pracy model numeryczny wykazał satysfakcjonującą zgodność uzyskanych rezultatów wartości wytrzymałości na docisk. Większe rozbieżności zaobserwowano w wynikach wartości naprężeń w stali spirali. Z tego względu należałoby pracować nad dalszymi modyfikacjami w modelowaniu docisku w betonie.

Głównym brakiem zaobserwowanym w zapisach dotyczących docisku obecnym w aktualnych normach są niewystarczające informacje odnośnie do wpływu znacznych naprężeń tnących w strefie docisku. Dotyczy to zarówno betonu zwykłego, jak i betonu wysokiej wytrzymałości. Dodatkowo, normy nie wskazują, jak należy analizować sytuację, w której strefa docisku lub też zakotwienia jest rozciągana poprzecznie przez oddziaływania nie wynikające z działania siły dociskowej. Sytuacja taka może mieć miejsce na przykład w stropach kablobetonowych sprężonych dwukierunkowo, w których strefy zakotwień mogą znajdować się w miejscu występowania dużych momentów zginających, działających w płaszczyźnie prostopadłej do analizowanej siły dociskowej. Zagadnienia te są również bardzo trudne do analizy w warunkach laboratoryjnych, a prowadzenie badań nad nimi w konstrukcjach rzeczywistych jest projektem bardzo kosztownym. Dobrą alternatywą wydaje się w tym przypadku analiza numeryczna.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

LITERATURA

Poniższy spis literatury zawiera 158 pozycji.

AASHTO. (2012). *LRFD Bridge Design Specifications*.

ACI Committee 318. (2002). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*.

ACI Committee 318. (2014). *Building code requirements for structural concrete*. *American Concrete Institute*.

Ahmad, S. H., & Shah, S. P. (1982a). Complete Triaxial Stress-Strain Curves for Concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, *108*(4), 728–742.

Ahmad, S. H., & Shah, S. P. (1982b). Stress-strain curves of concrete confined by spiral reinforcement. *ACI Journal*, *79*(6), 484–490.

Ahmed, T., Burley, E., & Rigden, S. (1998). Bearing capacity of plain and reinfroced concrete loaded over a limited area. *ACI Structural Journal*, *95*(3), 330–342.

Ajdukiewicz, A., & Mames, J. (2001). *Betonowe konstrukcje sprężone*. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej.

Alga. (-). *Alga Cable T15 - Technical Data Sheet*.

Assa, B., Nishiyama, M., & Watanabe, F. (2001). New approach for modeling confined concrete 1: Circular columns. *ASCE Journal of Structural Engineering*, *127*(7), 743–750.

Au, T., & Baird, D. L. (1960). Capacity of concrete blocks. *ACI Journal Proceedings*, *56*(9).

BA. (1960). *BA 1960 Régles pour le calcul et l'exécetion des constructions en béton armé*.

Badora, T., & Putko, H. (1967). Wytrzymałość na docisk miejscowy betonów wysokich marek na kruszywie "Knurów." *Inżynieria i Budownictwo*, (10), 401–406.

Bauschinger. (1876). *Mitteliungen*.

BBR VT. (2011). *Europejska Aprobata Techniczna - ETA-06/0165 - System kabli sprężających bez przyczepności zawierający 01, 02 i 04 sploty*.

BBR VT. (2013). *European Technical Approval ETA-06/0147 BBR VT CONA CMI - Bonded Post-tensioning System with 04 to 31 Strands*.

BBV. (2011). *Europejska Aprobata Techniczna - ETA-05/0202 - System Wewnętrznego Sprężania Betonu BBV L3 - BBV L31*.

Bergner, H. (1997). Rissbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton. *Deutscher Ausschuss Fur Stahlbeton*, *Heft 482*.

Bing, L., Park, R., & Brungardt, P. (2004). Confining reinforcement for high-strenth concrete columns. *ACI Structural Journal*, *101*(3), 314–324.

Bleich, F. (1923). Der gerade Stab mit Rechteckquerschnitt als ebenes Problem. *Der Bauingenieur*, *1*(10).

Bonetti, R. A. (2005). *Ultimate Strength of the Local Zone in Load Transfer Tests*. Virginia Polytechnic Institute and State University.

Bonetti, R., Roberts-Wollmann, C. L., & Santos, J. T. (2014). Bearing strength of confined concrete. *ACI Structural Journal*, *111*(6), 1317–1327. http://doi.org/10.14359/51687163

Breen, J. E. (1994). *Anchorage Zone Reinforcement for Post-Tensioned Concrete Girders, NCHRP Report 356*. Waszyngton.

Burdet, O. L. (1990). *Analysis and design of anchorage zones in post-tensioned concrete bridges*. University of Texas at Austin.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Cai, S.-H., & Xue, L.-H. (1996). Bearing strength of high strength concrete blocks. In *International Symposium on the Utilization of High Strength High Performance Concrete* (str. 1243–1250).

CEB. (1987). *Bulletin D'Information No. 181 "Anchorage Zones of Prestressed Concrete Members" State-of-the-Art Report*.

Cervenka, V., & Ganz, H. R. (2014). Validation of post-tensioning anchorage zones by laboratory testing and numerical simulation. *Structural Concrete*, *15*(2), 258–268. http://doi.org/10.1002/suco.201300038

Cervenka, V., Jendele, L., & Cervenka, J. (2013). *ATENA Program Documentation – Theory*.

Chen, W. F., & Drucker, D. C. (1969). Bearing capacity of concrete blocks or rock. *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, *95*(4).

Choi, M.-C., & Ibell, T. J. (2004). Behavior of Fiber-Reinforced Polymer-Reinforced Anchorage Zones for Post-Tensioned Concrete Structures. *ACI Structural Journal*, *101*(5), 625–632.

Christodoulides, S. P. (1956a). A photoelastic Investigation of Prestressed Concrete Anchorages. *Civil Engineering and Public Work Review*, *1*(603), 994–997.

Christodoulides, S. P. (1956b). The distribution of Stresses Around the End Anchorages of Prestressed Concrete Beams, Comparison of Results Obtained Photoelastically with Strain Gauge Measurements and Theoretical Solutions. *IABSE Memoirs*, *16*, 55–70.

Christodoulides, S. P. (1957). Three-Dimensional Investigation of the Stresses in the End Anchorage Blocks of a Prestress Concrete Gantry Beam. *The Structural Engineer*, *35*(9), 349–356.

Ciesielski, J., & Ziobroń, W. (1964). Wytrzymałość na docisk w strefie zakotwień konstrukcji kablobetonowych. In *X Konferencja Krynicka* (str. 133–136). Krynica.

Considere, A. (1903). *Experimental Researches on Reinforced Concrete*. Nowy Jork: McGraw Publishing Company.

Czerwonobaba, W. A. (1959). Issledowanije seprotiwlenija betona, armirowannowo sietkami smiatju. *Akad. Stroit. I Arch.*

DEAL. (2013). *European Technical Approval - ETA-08/0012 - Tensacciai Post-tensioning system*.

Dondelewski, H., & Januszewski, M. (2008). *Betony cementowe - zagadnienia wybrane*. Warszawa: Wydawnictwa Naukowo-Techniczne.

Douglas, D. J., & Trahair, N. S. (1960). An Examination of the Stresses in the Anchorage Zone of a Post-Tensioned Prestressed Concrete Beam. *Magazine of Concrete Research*, *12*(34), 9–18.

Drucker, D. C., & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, *10*(2), 157–165.

Dyba, M. (2014). *Wpływ parametrów technologicznych na przyczepność betonu wysokowartościowego do stalowych splotów sprężających*. Politechnika Krakowska.

Dybeł, P. (2013). *Wpływ składu i właściwości betonów wysokowartościowych na przyczepność do stalowych prętów zbrojeniowych*. Politechnika Krakowska.

Egeberg, J. L. (1968). *A Finite Element Investigation of the Anchorage Zones of Prestressed Concrete Beams - Report No. 363*.

Eimer, C., Doroszkiewicz, R., Michalski, B., & Szulc, J. (1966). Anchorage zone in P.C. elements in the light of photoelastic investigations on reinforced models. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, *2*.

El-Dash, K. M., & Ahmad, S. H. (1995). A model for stress-strain relationship of spirally confined normal and high-strength cncrete columns. *Magazine of Concrete Research*, *47*(171), 177–184.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

El-Fattah. (2012). *Behavior of concrete columns under various confinement effects*. Kansas State University.

ETAG. (2002). *ETAG 013: Wytyczne do europejskich aprobat technicznych - zestawy zakotwień i cięgien do sprężania konstrukcji*.

Fib. (2012). *Model Code 2010*. *fib Bulletin 65.Federation Internationale du Beton, Lausanne.* (Final draf, Vol. 1). Lozana: FIB. http://doi.org/10.1007/s13398-014-0173-7.2

Freyssinet. (2013). *Europejska Aprobata Techniczna - ETA 06/0226 - System Sprężania Freyssinet*.

Gergely, P., & Sozen, M. A. (1967). Design for Anchorage Zone Reinforcement in Prestressed Concrete Beams. *PCI Journal*, *12*(2), 63–75.

Gergely, P., Sozen, M. A., & Siess, C. P. (1963). The Effect of Reinforcement on Anchorage Zone Cracks in Prestressed Concrete Members. *Civil Engineering Structural Research Series*, *271*.

Godycki-Ćwirko, T., Korzeniowski, P., & Nagrodzka-Godycka, K. (1999a). O skuteczności uzwojenia w słupach żelbetowych. *Inżynieria i Budownictwo*, (12).

Godycki-Ćwirko, T., Korzeniowski, P., & Nagrodzka-Godycka, K. (1999b). Żelbetowe słupy o przekroju kołowym w świetle badań i teorii. In *XLV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTB*. Krynica.

Godycki-Ćwirko, T., Korzeniowski, P., & Nagrodzka-Godycka, K. (2001). Propozycja zmian metod wymiarowania żelbetowych słupów uzwojonych w ujęciu normy PN-B-03264:1999. In *XLVII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZiTB*. Krynica.

Guyon, Y. (1951). Contraintes dans les pièces prismatiques soumises à des forces appliquées sur leurs bases au valsinage de ces bases. *Mémoires de l'Association Internationale Des Ponts et Charpentes*.

Guyon, Y. (1953). *Prestressed Concrete*. John Wiley and Sons, Inc.

Haagsma, T. (1969). *De bezwijkbelasting van ongewapende betonprisma's onderworpen aan geconcentreedrde drukkrachten. (The ultimate strength of unreinforced concrete specimens subjected to concentrated load).* Technische Hogeschool Delft.

Han, N., & Walraven, J. C. (1993). Sustained loading effects in high strength concrete. In *Proceedings High-Strength Concrete 1993* (str. 1076–1083). Lillehammer.

Hansen, E. A., Leive, M., Rodriguez, J., & Cather, R. (1996). Mechanical Properties of High Strength Concrete - Influence of test Conditions, Specimens and Constituents. In *Proceedings of Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength / High Performance Concrete* (str. 187–196).

Harries, K. A., & Kharel, G. (2003). Experimental investigation of the behavior of variably confined concrete. *Cement and Concrete Research*, *33*, 873–880.

Hawkins, N. M. (1968). The bearing strength of concrete loaded through rigid plates. *Magazine of Concrete Research*, *20*(62), 31–40.

Hawkins, N. M. (1970). The bearing strength of concrete for strip loadings. *Magazine of Concrete Research*, *22*(71), 87–97.

Hengpratheanee, S. (2004). *Linear and nonlinear finite element analyses of anchorage zones in post-tensioned concrete structures*. Virginia Polytechnic Institute and State University.

Hernández, H., Jara, J. M., & Jara, M. (2011). Revision of constitutive models for repairing bridge columns with fiber polymers. *International Journal of Engineering, Science and Technology*, *3*(4), 48–64.

Hyland, M. W., & Chen, W.-F. (1970). Bearing Capacity of Concrete Blocks. *ACI Journal Proceedings*, *67*(3), 228–236.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Iyengar, K. T. (1960). *Der Spannungszustand in einem elastischen Halbstreifen und seine technischen Anwendungen*.

Iyengar, K. T. (1962). Two-Dimensional Theories of Anchorage Zone Stresses in Post-Tensioned Prestressed Beams. *ACI Journal Proceedings*, *59*(10), 1443–1466.

Iyengar, K. T., Desayi, P., & Reddy, K. N. (1970). Stress Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders. *Magazine of Concrete Research*, *22*(72), 173–184.

Kanellopoulos, A. (1986). *Zum unelastischen Verhalten und Bruch von Stahlbeton*.

Kang, W.-H., You, Y.-M., Oh, S.-H., & Lee, S.-W. (2006). A Mechanical Model of the End Anchorage Zone of Prestressed Concrete Members. *International Journal of Concrete Strctures and Materials*, *18*(1E), 35–41.

Knauff, M. (1969). *Obliczanie elementów z betonu ze względu na docisk*. Politechnika Warszawska.

Komendant, A. E. (1952). *Prestressed Concrete Structures*. McGraw-Hill Book Company.

Korzeniowski, P. (2005). Słupy uzwojone. In B. Lewicki (Ed.), *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002* (str. 219–241). Warszawa: Instytut Techniki Budowlanej.

Koutsoukos, D. P. (1993). *Finite Element Analysis of Anchorage zones in Reinforced Concrete Structures Using a Damage Model*. University of Texas at Austin.

Koziński, K. (2011). *Nośność i odkształcalność dwukierunkowo mimośrodowo ściskaych smukłych słupów żelbetowych z betonów wysokiej wytrzymałości*. Politechnika Krakowska.

Kriz, L. R., & Raths, C. H. (1963). Connections in precast concrete structures - bearing strength of column head. *PCI Journal*, *8*(6).

Kuś, S., & Wilczyński, R. (1968). Obliczanie konstrukcji z betonu na docisk. *Inżynieria i Budownictwo*, (6).

Légeron, F., & Paultre, P. (2003). Uniaxial confinement model for normal and high-strength concrete columns. *ASCE Journal of Structural Engineering*, *129*(2), 241–252.

Lenschow, R., & Sozen, M. A. (1965). Practical Analysis of the Anchorage Zone Problem in Prestressed Concrete Beams. *ACI Journal Proceedings*, *62*(11), 1421–1440.

Leonhardt, F. (1964). *Prestressed Concrete - Design and Construction*.

Liu, J., & Foster, S. J. (1998). Finite-Element Model for Confined Concrete Columns. *ASCE Journal of Structural Engineering*, *124*(9), 1011–1017.

Ma, Z., Saleh, M. A., & Tardos, M. K. (1999). Optimized Post-tensioning Anchorage in prestressed Concrete I-Beams. *PCI Journal*, (2).

Magnel, G. (1949). Design of the Prestressed Concrete Beams. *Concrete and Constructional Engineering*.

Magnel, G. (1950). *Prestressed Concrete*. Londyn: Concrete Publication Ltd.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988a). Observed stress-strain behavior of confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, *114*(8), 1827–1849.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988b). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, *114*(8), 1804–1826.

Martinez, S., Nilson, A. H., & Slate, F. O. (1982). *Reinforced high-strength concrete columns - Research Report 82-10*.

Martinez, S., Nilson, A. H., & Slate, F. O. (1984). Spirally reinforced High-Strength Concrete Columns. *ACI Journal Proceedings*, *81*(5), 431–442.

Menne, B. (1977). Zur Traglast der ausmittig gedrückten Stütze mit Umschnürungsbewehrung. *Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton*, (285).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Mertol, C. (2006). *Behavior of high-strength concrete members subjected to combined flexure and axial compression loadings*. North Carolina State University.

Middendorf, K. H. (1960). Anchorage Bearing Stresses in Post-Tensioned Concrete. *ACI Journal Proceedings*, *56*(11), 580–584.

Montgomery, D. L. (1996). *Behavior of spirally reinforced high strength concrete columns under axial loading*. University of Toronto.

Mörsch. (1924). *No Title*.

Muguruma, H., & Okamoto, S. (1965). Study on Bearing Capacity of Concrete. In *The 8th Japan Congress on Testing Materials, Non-metallic Materials*.

Müller, H. (Ed.). (2008). *Constitutive Modelling of High Strength Steel*. FIB.

Nawy, E. (1991). Stresses and End Cracks in Anchorage Zones of Post-Tensioned. In D. E. Grierson (Ed.), *Progress in Structural Engineering* (str. 229–256).

Niyogi, S. K. (1973). Bearing Strength of Concrete - Geometric Variations. *ASCE Structural Division Journal*, *99*(7), 1417–1490.

Niyogi, S. K. (1974). Bearing strength of concrete support, mix size effect. *ASCE Structural Division Journal*, *100*(8).

Niyogi, S. K. (1975). Bearing Strength of Reinforced Concrete Blocks. *ASCE Structural Division Journal*, *101*(5), 1125–1137.

Olszak, W. (1960). Zagadnienia teorii elementów uzwojonych Cz. 1 i 2. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, *2*.

Ottosen, N. S. (1977). A Failure Criterion of Concrete. *ASCE Jorunal of Engineering Mechanics*, *103*(4), 527–535.

Ozbakkaloglu, T., Lim, J. C., & Vincent, T. (2012). FRP-confined concrete in circular sections: Review and assessment of stress-strain models. *Engineering Structures*.

Pająk, Z., & Starosolski, W. (2005). Docisk. In *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002* (str. 39–53).

Pessiki, S., Graybeal, B., & Mudlock, M. (2001). Proposed Design of High Strength Spiral Reinforcement in Compression Members. *ACI Structural Journal*, *98*(6), 799–810.

Pilakoutas, K., & Mortazavi, A. (1997). Ductility through externaly confinement of RC member with FRP. In *Proceeding of the Third International Symposium: Non metallic (FRP) reinforcement for Concrete Structures* (str. 225–232). Sapporo.

Planas, J. (2007). *Experimental Determination of the Stress-Crack Opening Curve for Concrete in Tension*.

PN-B-03260:1951. (1951). *PN-B-03260:1951 – Konstrukcje żelbetowe – Obliczenia statyczne i projektowanie*. PKN.

PN-B-03260:1956. (1956). *PN-B-03260:1956 – Konstrukcje żelbetowe – Obliczenia statyczne i projektowanie*. PKN.

PN-B-03261:1958. (1958). *PN-B-03261:1958 – Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe – Obliczenia statyczne i projektowanie*. PKN.

PN-B-03264:1969. (1969). *PN-B-03264:1969 – Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statycznie projektowanie (projekt)*. PKN.

PN-B-03264:1976. (1976). *PN-B-03264:1976 - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statycznie projektowanie*. PKN.

PN-B-03264:1984. (1984). *PN-B-03264:1984 - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statycznie projektowanie*.

PN-B-03264:1999. (1999). *PN-B-03264:1999 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie*. PKN.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

PN-B-03264:2002. (2002). *PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Obliczenia statyczne i projektowanie*. PKN.

PN-B-03320:1957. (1957). *PN-B-03320:1957 – Konstrukcje z betonu sprężonego – Obliczenia statyczne i projektowanie*. PKN.

PN-B-03320:1966. (1966). *PN-B-03320:1966 – Konstrukcje z betonu sprężonego – Obliczenia statyczne i projektowanie*. PKN.

PN-B-195:1935. (1935). *PN-B 195:1935 Obliczanie i projektowanie konstrukcyj betonowych i żelbetowych*.

PN-EN 12390-3:2011. (2011). *PN-EN 12390-3:2011 Badania betonu - Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.*

PN-EN 1992-1-1:2008. (2008). *PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.

PN-EN 1992-2:2010. (2010). *PN-EN 1992-2:2010, Eurokod 2, Projektowanie konstrukcji z betonu, Cz.ęść 2: Mosty z betonu, Obliczenia i reguły konstrukcyjne*. PKN.

PN-EN ISO 6892-1:2010. (2010). *Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metody badań w temperaturze pokojowej*. Warszawa: PKN.

PN-S-10042:1991. (1991). *PN-S-10042:1991 Obiekty mostowe – Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone – Projektowanie*. PKN.

Politalski, W. (2015). *Przyrost naprężeń w wewnętrznych cięgnach bez przyczepności w betonowych, sprężonych elementach zginanych*. Politechnika Krakowska.

Popovics, S. (1973). A Numerical Approach to the complete Stress-Strain Curve of Concrete. *Cement and Concrete Research*, *3*, 1973.

Ramaswamy, G. S., & Goel, H. (1957). Stresses in End Blocks of Prestressed Beams by Lattice Analogy. In *Proceeding of World Conference on Prestressed Concrete* (str. 23.1–23.4).

Rasheeduzzafar, I. M. A., & Al-Saadoum, S. S. (1984). A Photoelastic Investigation of Anchorage Bearing Stresses. *Magazine of Concrete Research*, *36*(127), 81–91.

Razvi, S. R. (1995). *Confinement of Normal and High-Strength Concrete Columns*.

Razvi, S. R., & Saatcioglu, M. (1994). Strength and deformability of confined high-strength concrete columns. *ACI Structural Journal*, *91*(6), 678–687.

Razvi, S. R., & Saatcioglu, M. (1999). Confinement model for high-strength concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, *125*, 281–289.

Richart, F. E., Brandtzaeg, A., & Brown, R. L. (1928). *A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses - Research Beulletin No. 185*.

Richart, F. E., Brandtzaeg, A., & Brown, R. L. (1929). *The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression - Research Bulletin No. 190*.

Roberts, C. (1990). *Behavior and Design of the Local Anchorage Zone in Post-Tensioned Concrete*. University of Texas at Austin.

Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 18 czerwca 1929 r. zawierające przepisy o granicy wytrzymałości materiałów i konstrukcyj budowlanych (1929).

Saatcioglu, M., & Razvi, S. (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of the Structural Engineering*, *118*(6), 1590–1607.

Sanders, D. (1990). Design and behavior of anchorage zones in post-tensioned concrete members.

Sanders, D. H., & Breen, J. E. (1997). Post-tensioned anchorage zones with single straight concentric anchorages. *ACI Structural Journal*, *94*(2), 146–158.

Schlaich, J., & Schäfer, K. (1989). Konstruieren im Stahlbeton Versuche uber Teilflaechenbelastung von Normalbeton. *Betonkalender*, 563–715.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Seruga, A., & Sokal, P. (2015). Studium parametryczne wytrzymałości betonu na docisk na podstawie dotychczasowych badań. In *Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone*. Kraków.

Sheikh, S. A., & Toklacu, M. T. (1993). Reinforced concrete columns confined by circular spirals and hoops. *ACI Structural Journal*, *90*(5), 542–553.

Shelson, W. (1957). Bearing Capacity of Concrete. *ACI Journal Proceedings*, *54*(5().

Starosolski, W., & Zybura, A. (1975). Nośność elementów z betonu żwirowego i łupkoporytowego przy obciążeniach pasmowych. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, *21*(3).

Stone, W. C., & Breen, J. E. (1981a). *Behavior of Post-Tensioned Girder Anchorage Zones - Report 208-2*.

Stone, W. C., & Breen, J. E. (1981b). *Design of Post-Tensioned Girder Anchorage Zones - Report 208-3F*.

Stone, W. C., Paes-Filho, W., & Breen, J. E. (1981). *Analyses of Post Tensioned Girder Anchorage Zones, Report 208-1*.

Tawfiq, K., & Robinson, B. (2008). *Post-Tensioned Bridge Girder Anchorage Zone Enhancement with Fiber Reinforced Concrete (FRC)*.

Taylor, S. J. (1968). Anchorage Bearing Stresses. In *Conference on Prestressed Concrete Pressure Vessel*. Londyn: The Institution of Civil Engineers.

Tesar, M. (1932). Détermination expérimentale des tensions dans les extrémités des pièces prismatiques munies d'une semi-articulation. *IABSE Memoirs*, *1*, 497–526.

Trinh, J. (1985). Résistance du béton aux forces concenters. *Annales*, *Béton 234*.

van Mier, J. G. M. (1986). Multiaxial strain-softening of concrete - Part II: Load-histories. *Materials and Structures*, *19*(3), 190–200. http://doi.org/10.1007/BF02472035

VSL. (2011). *European Technical Approval - ETA-06/0006 - VSL Post-Tensioning System*.

Williams, A. (1979). *The Bearing Capacity of Concrete Loaded Over a Limited Area - Technical Report 526*.

Wittmann, F. H., Roelfstra, P. E., Mihashi, H., Huang, Y.-Y., Zhang, X., & Nomura, K. (1987). Influence of age at loading, water-cement ratio and rate of loading on fracture energy of concrete. *Materials and Structures*, *20*, 103–110.

Wong, K. K. (1986). *Shear strength and bearing capacity of reinforced concrete deep beams*. The University of Leeds.

Wurm, P., & Daschner, F. (1977). Versuche über Teilflaechenbelastung von Normalbeton. *Deutscher Ausschuss Fur Stahlbeton*, *286*.

Yettram, A. L., & Robbins, K. (1971). Anchorage zone stresses in post-tensioned uniform members with eccentric and multiple anchorages. *Magazine of Concrete Research*, *22*(73), 209–218.

Yong, Y. K., Gadugbeka, C., & Nawy, E. (1987). Anchorage Zone Stresses of Post-Tensioned Prestressed Beams Subjected to Shear Forces. *ASCE Structural Division Journal*, *113*(8), 1789–1805.

Zhou, W., Hu, H., & Zheng, W. (2013). Bearing capacity of reactive powder concrete reinforced by steel fibers. *Construction and Building Materials*, *48*, 1179–1186.

Zieliński, J. L., & Rowe, R. E. (1963). Projektowanie strefy zakotwień elementów kablobetonowych w świetle doświadczeń. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, *9*(1), 3–51.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ