

Politechnika Krakowska
Wydział Inżynierii Lądowej
Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych
Pracownia Konstrukcji Sprężonych

mgr inż. MARCIN DYBA

WPŁYW PARAMETRÓW TECHNOLOGICZNYCH NA
PRZYCZEPNOŚĆ BETONU WYSOKOWARTOŚCIOWEGO
DO STALOWYCH SPLOTÓW SPRĘŻAJĄCYCH

PRACA DOKTORSKA

Promotor:

dr hab. inż. Andrzej Seruga, prof. PK

Kraków, czerwiec 2014



Praca naukowa sfinansowana ze środków na naukę:
L-1/411/DS-M/2012 w latach 2012-2013,
L-1/282/DS-M/2013 w latach 2013-2014
jako projekt badawczy.

Stypendium

w ramach projektu „Doctus – Małopolskiego funduszu stypendialnego dla doktorantów”
współfinansowanego ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu
Społecznego, nr umowy ZS.4112-70/11, w latach 2011-2014.

*Autor składa serdeczne podziękowania
Promotorowi pracy
dr hab. inż. Andrzejowi Seruga, prof. PK
za poświęcony czas i cenne rady
udzielane podczas realizacji programu badań
i pisanie niniejszej pracy.*

WPLYW PARAMETRÓW TECHNOLOGICZNYCH NA PRZYCZEPNOŚĆ BETONU WYSOKOWARTOŚCIOWEGO DO STALOWYCH SPLOTÓW SPRĘŻAJĄCYCH

mgr inż. MARCIN DYBA

STRESZCZENIE

Projekt badawczy podejmuje zagadnienia wpływu parametrów technologicznych na przyczepność betonu wysokowartościowego (BWW) zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego do stalowych splotów sprężających $7\phi 5$ mm, w kontekście nośności strefy przyporowej zginanego elementu strunobetonowego. Analiza studialna strefy ścinania belek strunobetonowych wykazała zależność pomiędzy nośnością oraz najczęstszymi mechanizmami zniszczenia belek strunobetonowych a długością transmisji siły sprężającej element i przyczepnością betonu do splotów. Program badawczy realizowany był na dwóch mieszankach betonowych: zagęszczaną mechanicznie i samozagęszczalną oraz stalowych splotach $7\phi 5$ mm. Zmiennymi (parametrami technologicznymi) w projekcie były: (1) rodzaj mieszanki betonowej, (2) technologia zagęszczania mieszanki, (3) wpływ wytrzymałości betonu, (4) wpływ wieku betonu, (5) długość czynna przyczepności, (6) wysokość usytuowania zbrojenia na wysokości elementu próbnego, (7) brak naciągu lub uwzględnienie wstępnego naciągu splotów. Właściwości mechaniczne stwardniałych betonów badano doświadczalnie po 1, 2, 3, 7, 28 i 90 dniach od zabetonowania. Badania eksperymentalne przyczepności betonu do splotów $7\phi 5$ mm prowadzono po 1, 3, 7 i 28 dniach od wykonania elementów próbnych. Porównawczo wykonano badania przyczepności betonu do gładkich prętów $\phi 16$ mm ze stali zwykłej. Wyniki z badań doświadczalnych uzupełniono analizą numeryczną MES przyczepności betonu do zbrojenia. Przeprowadzone badania potwierdziły wpływ wymienionych parametrów technologicznych na przyczepność betonu do stalowych splotów. Wykonane analizy komputerowe potwierdziły zaistniałe mechanizmy niszczące przyczepność podczas badań doświadczalnych. Otrzymane rezultaty dobrej przyczepności betonu wysokowartościowego dla obu mieszanek dają obiecujące podstawy dla możliwości praktycznego zastosowania BWW (w tym betonów samozagęszczalnych) w prefabrykacji strunobetonowej w Polsce.

INFLUENCE OF TECHNOLOGICAL PARAMETERS ON CONCRETE-STEEL BOND BETWEEN HIGH-PERFORMANCE CONCRETE AND PRESTRESSING STRANDS

MSc. MARCIN DYBA

ABSTRACT

Research project deals with issues concerning the influence of technological parameters on concrete-steel bond between high-performance concrete (HPC) and prestressing strands in the context of support zone resistance of pretensioned concrete beams. Studies of shear experiments conducted on prestressed concrete beams, presented in the scientific literature of the subject, showed the relationship between the shear capacity, the most common mechanisms of support zone failure, the transfer length, and the bond characteristic of prestressing strands. The research program was carried out on two specific concrete mixtures: mechanically compacted and self-compacted fresh concrete. As a reinforcement $7\phi 5$ mm seven-wire steel strands were used. The purpose of this study was to investigate several factors influencing concrete-steel bond characteristic. Variables (technological parameters) in the tests were: (1) type of concrete mixture, (2) technology of compacting the mixture, (3) impact of concrete strength, (4) age of the concrete, (5) effective bond length, (6) reinforcement casting position (top strand effect), (7) initial tension force applied to strands. Mechanical parameters of hardened concrete were tested experimentally at 1, 2, 3, 7, 28 and 90 days of maturing concrete. Bond tests were performed after 1, 3, 7 and 28 days after casting elements. Supplementary bond tests were also performed for mild steel, smooth oval bars with diameter of $\phi 16$ mm. Experimental results were used as input data in finite element method (FEM) concrete-steel bond numerical analyzes. The purpose of these analyzes was to detail and refine understanding of results and tests. Tests proved significant influence of technological parameters mentioned above on concrete-strand bond. Performed computational analyzes confirmed the failure mechanisms observed during tests. Obtained results of concrete-steel bond between high-performance concrete and prestressing strands for both concrete mixtures are encouraging for the near future possibility of practical use HPC (including self-consolidating concrete) in fabrication in Poland.

SPIS ZAWARTOŚCI

1.	Wprowadzenie – geneza problemu.....	12
2.	Cel, tezy i zakres pracy.....	15
2.1.	Cel pracy.....	15
2.2.	Tezy pracy.....	16
2.3.	Zakres pracy.....	16
2.3.1.	Studium literaturowe.....	16
2.3.2.	Badania materiałowe.....	17
2.3.3.	Badania przyczepności.....	17
2.3.4.	Analizy numeryczne.....	17
2.4.	Program badań własnych.....	17
2.5.	Wykaz podstawowych zadań badawczych.....	18
2.6.	Opis badań.....	18
2.6.1.	Przyjęte mieszanki betonowe.....	18
2.6.2.	Badania właściwości mieszanek betonowych i betonów stwardniałych.....	19
2.6.3.	Badania mechanicznych właściwości splotów i prętów.....	19
2.6.4.	Laboratoryjne badania przyczepności betonu do stali zbrojeniowej.....	19
2.6.5.	Badania przyczepności betonu MES.....	20
3.	Nośność strefy przypodporowej strunobetonowych belek.....	21
3.1.	Badania ścinania belek strunobetonowych w Polsce.....	21
3.1.1.	Obraz zarysowania belek.....	22
3.1.2.	Nośność strefy przypodporowej na ścinanie – przebieg zniszczenia.....	23
3.1.3.	Wnioski z badań.....	24
3.2.	Badania na świecie – bazy danych dotyczących ścinania.....	25
3.3.	Zawartość bazy UTPCSDB.....	26
3.4.	Analiza własna bazy UTPCSDB-2011.....	29
3.4.1.	Próba do analizy własnej.....	30
3.4.2.	Mechanizmy zniszczenia przy ścinaniu.....	31
3.4.3.	Analiza mechanizmów zniszczenia dla próby.....	33
3.5.	Badania ścinania elementów strunobetonowych z BWW.....	34
3.5.1.	Rozwój metod projektowania.....	34
3.5.2.	Uwagi ogólne przy zastosowaniu BWW w strunobetonie.....	35
3.5.3.	Zachowanie się strunobetonowych belek z BWW – przegląd.....	35
3.5.4.	Czynniki determinujące nośność na ścinanie w strunobetonowych elementach – długość transmisji, przyczepność - przegląd.....	36
3.5.5.	Obawy dotyczące przyczepności betonów samozagęszczalnych do splotów siedmiodrutowych.....	42
3.5.6.	Próby rozwiązania problemu właściwego zakotwienia.....	43
3.5.7.	Podsumowanie.....	45
4.	BWW - beton wysokowartościowy.....	46
4.1.	Wprowadzenie do technologii betonu.....	46
4.2.	Współczesny podział betonów konstrukcyjnych.....	47
4.3.	Charakterystyka betonu wysokowartościowego.....	47
4.3.1.	Odróżnienie od betonu zwykłego.....	48
4.3.2.	Obszary zastosowania BWW.....	51

4.3.3.	Skład BWW	51
4.3.3.1.	Cement	51
4.3.3.2.	Kruszywo	51
4.3.3.3.	Woda	53
4.3.3.4.	Dodatki mineralne - mikrowypełniacze	53
4.3.3.5.	Domieszki upłynniające	54
4.4.	Beton wysokiej wytrzymałości HSC (BWW zagęszczany mechanicznie)	55
4.5.	Beton wysokiej wytrzymałości (wysokowartościowy) samozagęszczalny HSSCC.....	55
4.5.1.	Skład mieszanek samozagęszczalnych	56
4.5.2.	Badania mieszanek samozagęszczalnych	57
4.6.	Cechy mechaniczne BWW.....	60
4.6.1.	Wytrzymałość na ściskanie	60
4.6.2.	Wytrzymałość na rozciąganie	61
4.6.3.	Moduł sprężystości	63
4.7.	Reologia BWW	66
4.7.1.	Skurcz	66
4.7.2.	Pełzanie.....	67
4.7.3.	Trwałość BWW	68
5.	Zjawisko przyczepności	70
5.1.	Uwagi ogólne i podstawowe definicje.....	70
5.2.	Przyczepność betonu do stali zwykłej.....	71
5.3.	Strunobeton – mechanizm przyczepności	74
5.3.1.	Czynniki decydujące o przyczepności w strunobetonie.....	74
5.3.1.1.	Adhezja	74
5.3.1.2.	Mechanizm klina	75
5.3.1.3.	Mechanizm zazębiana	75
5.3.1.4.	Inne czynniki.....	76
5.3.2.	Znaczenie mechanizmów przyczepności dla transmisji siły sprężającej	79
5.3.3.	Druty gładkie	80
5.3.4.	Sploty siedmiodrutowe	81
5.4.	Modelowanie przyczepności	82
5.4.1.	Podstawowe prawo przyczepności.....	82
5.4.2.	Naprężenie przyczepności a przesuw.....	83
5.4.3.	Przyczepność a przesuw i naprężenie w stali.....	83
5.4.4.	Naprężenie przyczepności a skrępowanie betonu	84
5.4.5.	Współczynnik tarcia i wślizg cięgien.....	85
5.4.6.	Przyczepność a model pracy betonowej otuliny	85
5.4.7.	Transfer sprężenia	86
5.4.7.1.	Wpływ wytrzymałości betonu.....	86
5.4.7.2.	Wpływ otuliny i rozmieszczenia cięgien.....	87
5.4.7.3.	Wpływ geometrii cięgna	88
5.4.7.4.	Wpływ czasu – wieku betonu.....	88
5.4.7.5.	Wpływ początkowego naprężenia w stali	88
5.4.7.6.	Wślizg splotu przy czole elementu a długość zakotwienia	89
5.4.7.7.	Obszary wprowadzenia siły sprężającej.....	89
5.4.8.	Wpływ technologii wykonania	91

5.5.	Metody badań przyczepności betonu do stali.....	93
5.5.1.	Próba na zginanie „ <i>beam test</i> ”	93
5.5.2.	Próba na wyrywanie „ <i>pull-out test</i> ”	94
5.5.3.	Metoda nakładkowa „ <i>lap test</i> ”	95
5.5.4.	Metoda „ <i>embeded-rod test</i> ”	95
5.5.5.	Metoda badania przyczepności elementów sprężonych	95
5.5.6.	Porównanie przyczepności HSC i HSSCC do splotów	96
5.6.	Ujęcie normowe przyczepności splotów.....	98
5.6.1.	Naprężenie przyczepności według EC2.....	98
5.6.2.	Model Code 2010	99
5.6.3.	Normy amerykańskie (ACI i AASHTO).....	99
6.	Badania właściwości betonu i stali zbrojonej.....	100
6.1.	Kompozycja mieszanek BWW	100
6.1.1.	Woda.....	100
6.1.2.	Cement.....	100
6.1.3.	Kruszywo.....	101
6.1.4.	Mikrowypełniacz mineralny – pył krzemionkowy	102
6.1.5.	Domieszka upłynniająca - superplastyfikator	103
6.2.	Receptury mieszanek	103
6.2.1.	BWW zagęszczany wibracyjnie – receptura A (HSC)	103
6.2.2.	BWW samozagęszczalny – receptura B (HSSCC)	104
6.3.	Metodyka badań mieszanek i betonów	105
6.3.1.	Badania mieszanek	105
6.3.2.	Pobieranie próbek i badania betonów	105
6.3.3.	Badania parametrów betonu na wysokości elementów-świadków	106
6.4.	Wyniki dla betonu zagęszczanego mechanicznie – receptura A (HSC).....	108
6.4.1.	Konsystencja mieszanki.....	108
6.4.2.	Badania betonu HSC na próbkach normowych	108
6.4.3.	Badania betonu HSC w słupkach świadkach.....	109
6.4.3.1.	Badania w słupkach zagęszczanych w 3 warstwach A(*3).....	109
6.4.3.2.	Badania w słupkach zagęszczanych w 1 warstwie A(*1)	112
6.4.4.	Gęstość i temperatura betonu w słupkach na poszczególnych poziomach	114
6.5.	Wyniki dla betonu samozagęszczalnego – receptura B (HSSCC)	115
6.5.1.	Konsystencja mieszanki samozagęszczalnej	115
6.5.2.	Badania betonu HSSCC na próbkach normowych	116
6.5.3.	Badania betonu HSSCC w słupkach świadkach.....	118
6.6.	Analiza uzyskanych wytrzymałości betonów z badań	121
6.6.1.	Badania na próbkach normowych – porównanie HSC z HSSCC.....	121
6.6.2.	Porównanie wyników z badań na próbkach normowych z wynikami z badań na elementach pionowych	123
6.6.2.1.	Beton zagęszczany mechanicznie HSC.....	123
6.6.2.2.	Beton samozagęszczalny HSSCC	125
6.6.3.	Porównanie wyników z badań obu betonów na próbkach ciętych.....	126
6.7.	Pręty zbrojeniowe okrągłe gładkie.....	127
6.8.	Badania splotów siedmiodrutowych	129
6.8.1.	Pomiary geometryczne	130
6.8.2.	Badania cech mechanicznych	130

7.	Badania przyczepności.....	133
7.1.	Przyjęcie metody badawczej	133
7.2.	Charakterystyka elementów badawczych.....	134
7.2.1.	Rodzaje stosowanych elementów	134
7.2.2.	Uwzględnienie wstępnego naciągu splotów	136
7.3.	Technologia wykonania elementów badawczych	137
7.3.1.	Prace przygotowawcze.....	137
7.3.2.	Montaż toru naciągowego.....	139
7.3.3.	Betonowanie, pielęgnacja	141
7.4.	Technologia badania.....	142
7.4.1.	Przygotowanie badań.....	142
7.4.2.	Opis stanowiska badawczego.....	144
7.4.3.	Przebieg badań.....	145
7.4.4.	Mechanizmy utraty przyczepności.....	146
7.4.5.	Oznaczenie elementów	148
7.5.	Badania przyczepności betonu do prętów zbrojeniowych okrągłych gładkich o średnicy 16 mm.....	148
7.6.	Badania przyczepności betonu do splotów 7φ5 mm bez wstępnego naciągu.....	151
7.6.1.	Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach kostkowych.....	151
7.6.2.	Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków zagęszczanych w 3 warstwach – A(*3)	153
7.6.3.	Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków zagęszczanych w 1 warstwie – A(*1)	155
7.6.4.	Beton samozagęszczalny z receptury B (HSSCC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków B(*)	157
7.7.	Badania przyczepności betonu do splotów 7φ5 mm ze wstępnym naciągiem	159
7.7.1.	Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach kostkowych.....	159
7.7.2.	Beton z receptury B (HSSCC) – badania na próbkach kostkowych	161
8.	Analiza wyników badań doświadczalnych.....	164
8.1.	Założenia	164
8.2.	Obliczanie naprężenia przyczepności dla splotów	165
8.3.	Rozwój naprężenia przyczepności względem poślizgu.....	166
8.3.1.	Rozwój naprężenia przyczepności betonu do gładkich prętów φ16 mm	166
8.3.1.1.	Beton HSC (receptura A)	166
8.3.1.2.	Beton HSSCC (receptura B).....	167
8.3.1.3.	Wnioski dla przyczepności do gładkich prętów φ16 mm.....	168
8.3.2.	Rozwój przyczepności betonu do splotów 7φ5 mm bez wstępnego naciągu.....	168
8.3.2.1.	Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe typu I	168
8.3.2.2.	Beton HSC – próbki typu III zagęszczane w 3 warstwach A(*3)	169
8.3.2.3.	Beton HSC – próbki typu III zagęszczane w 1 warstwie A(*1).....	170
8.3.2.4.	Beton HSSCC – próbki typu III, receptura B(*)	170
8.3.2.5.	Wnioski dla przyczepności do splotów 7φ5 mm bez wstępnego naciągu	171
8.3.3.	Rozwój przyczepności betonu do splotów 7φ5 mm ze wstępnym naciągiem.....	171
8.3.3.1.	Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe sprężone typu I	172
8.3.3.2.	Beton HSSCC (receptura B) – próbki kostkowe sprężone typu I.....	172
8.3.3.3.	Wnioski dla przyczepności do splotów 7φ5 mm ze wstępnym naciągiem.....	173
8.3.4.	Porównanie przyczepności betonu HSC do prętów i splotów.....	173
8.3.5.	Porównanie przyczepności betonu HSSCC do prętów i splotów.....	175

8.4.	Przyczepność pierwotna, wtórna i maksymalna.....	176
8.4.1.	Przyczepność betonu niesprężonego	176
8.4.1.1.	Beton HSC (receptura A) – pręty $\phi 16$ mm.....	176
8.4.1.2.	Beton HSSCC (receptura B) – pręty $\phi 16$ mm.....	176
8.4.1.3.	Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe typu I ze splotami $7\phi 5$ mm.....	177
8.4.1.4.	Beton HSC – próbki typu III ze splotami $7\phi 5$ mm zagęszczane w 3 warstwach, receptura A(*3)	178
8.4.1.5.	Beton HSC – próbki typu III ze splotami $7\phi 5$ mm zagęszczane w 1 warstwie, receptura A(*1)	178
8.4.1.6.	Beton HSSCC – próbki typu III ze splotami $7\phi 5$ mm, receptura B	179
8.4.2.	Przyczepność betonu sprężonego	180
8.4.2.1.	Beton HSC (receptura A) – próbki sprężone typu I ze splotami $7\phi 5$ mm.....	180
8.4.2.2.	Beton HSSCC (receptura B) – próbki sprężone typu I ze splotami $7\phi 5$ mm	180
8.4.3.	Wnioski dotyczące przyczepności pierwotnej, wtórnej i maksymalnej.....	181
8.5.	Przyczepność średnia z badań.....	181
8.5.1.	Przyczepność betonu do gładkich prętów $\phi 16$ mm.....	182
8.5.2.	Przyczepność betonu do splotów $7\phi 5$ mm bez wstępnego naciągu	183
8.5.3.	Przyczepność betonu do splotów $7\phi 5$ mm ze wstępnym naciągiem.....	185
8.5.4.	Wnioski dotyczące przyczepności średniej z badań	186
8.5.5.	Średnie naprężenie przyczepności przy poślizgu zbrojenia 0,1 mm.....	186
8.5.6.	Średnie naprężenie przyczepności przy maksymalnej sile wyciągającej.....	187
8.5.7.	Średnie naprężenie przyczepności przy poślizgu zbrojenia 10 mm.....	188
8.6.	Rozkład przyczepności na wysokości pionowych elementów	189
8.6.1.	Przyczepność średnia na wysokości elementów	189
8.6.1.1.	Elementy pionowe typu III z betonu HSC	190
8.6.1.2.	Elementy pionowe typu III z betonu HSSCC	192
8.6.2.	Wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na wysokości elementów, na przyczepność.....	193
8.6.2.1.	Elementy pionowe typu III z betonu HSC	194
8.6.2.2.	Elementy pionowe z betonu HSSCC	195
8.6.3.	Wpływ wytrzymałości betonu na rozciąganie na wysokości elementów, na przyczepność.....	197
8.6.3.1.	Elementy pionowe typu III z betonu HSC	197
8.6.3.2.	Elementy pionowe z betonu HSSCC	199
8.7.	Wpływ czynnej długości na naprężenia przyczepności	200
8.7.1.	Beton niesprężony – gładkie pręty $\phi 16$ mm	201
8.7.2.	Beton niesprężony – sploty $7\phi 5$ mm	202
8.7.2.1.	Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe typu I.....	202
8.7.2.2.	Beton HSC (receptura A) – elementy próbne pionowe typu III.....	203
8.7.2.3.	Beton HSSCC – próbki typu III, receptura B.....	205
8.7.3.	Przyczepność betonu sprężonego do splotów	206
8.7.3.1.	Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe sprężone typu I.....	206
8.7.3.2.	Beton HSSCC (receptura B) – próbki kostkowe sprężone typu I	207
8.7.4.	Podsumowanie.....	207
8.8.	Rozwój przyczepności względem wytrzymałości betonu	207
8.8.1.	Wpływ wytrzymałości na ściskanie na przyczepność betonu.....	207
8.8.2.	Wpływ wytrzymałości na rozciąganie osiowe na przyczepność betonu.....	209

9.	Analiza numeryczna MES przyczepności betonu do prętów i splotów	210
9.1.	Modelowanie MES przyczepności betonu – cel analiz	210
9.2.	Modelowanie przyczepności betonu do splotów sprężających – przegląd	211
9.3.	Aktualne możliwości modelowania przyczepności MES	215
9.3.1.	Model przyczepności <i>Cubic Function</i>	215
9.3.2.	Model przyczepności <i>Power Law</i>	216
9.3.3.	Model przyczepności <i>Multi-linear</i>	217
9.4.	Model materiału kontaktowego	217
9.5.	Analiza przyczepności MES – cel, założenia, modele materiałowe	218
9.5.1.	Beton	219
9.5.2.	Stal zbrojeniowa – pręt $\phi 16$ mm	220
9.5.3.	Stal sprężająca – splot siedmiodrutowy $7\phi 5$ mm	221
9.5.4.	Interfejs – materiał kontaktowy	221
9.6.	Badania numeryczne wyciągania gładkiego pręta $\phi 16$ mm z betonowej próbki	223
9.6.1.	Model do obliczeń numerycznych	223
9.6.2.	Opis modelu numerycznego	224
9.6.3.	Wyniki i analiza dla próbki 1-dniowej o długości czynnej 120 mm	225
9.6.4.	Podsumowanie	228
9.7.	Badania numeryczne wyciągania splotu $7\phi 5$ mm z betonowej próbki	229
9.7.1.	Model do obliczeń numerycznych	229
9.7.2.	Analiza modelu ze splotem $7\phi 5$ mm bez wstępnego naciągu	230
9.7.2.1.	Wyniki i analiza dla badań numerycznych próbki 1-dniowej	232
9.7.2.2.	Podsumowanie analizy dla splotu bez wstępnego naciągu	240
9.7.3.	Modelowanie badań przyczepności do splotu $7\phi 5$ mm ze wstępnym naciągiem	241
9.7.3.1.	Metoda pośrednia	241
9.7.3.2.	Metoda dokładna – trudności i ograniczenia	242
10.	Wnioski końcowe i podsumowanie	243
10.1.	Właściwości mechaniczne betonu wysokowartościowego na kruszywie bazaltowym zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego	243
10.1.1.	Badania betonów na próbkach normowych	243
10.1.2.	Badania na próbkach ciętych z pionowych słupków	244
10.2.	Naprężenie przyczepności BWW do gładkich prętów $\phi 16$ mm i splotów $7\phi 5$ mm	245
10.3.	Wpływ parametrów technologicznych na przyczepność	246
10.4.	Podsumowanie wyników badań doświadczalnych:	247
10.5.	Kierunki dalszych zadań badawczych	249
	Załącznik A. Rozwój parametrów mechanicznych betonu	250
A.1.	Beton zagęszczany mechanicznie – receptura A (HSC)	250
A.2.	Beton samozagęszczalny – receptura B (HSSCC)	251
	Załącznik B. Oznaczenia elementów próbnych do badań przyczepności	253
	Załącznik C. Wyniki badań przyczepności betonu do gładkich prętów zbrojeniowych okrągłych $\phi 16$ mm	255
C.1.	Beton z receptury A (HSC)	255
C.1.1.	Beton HSC – czynna długość 40 mm	255
C.1.2.	Beton HSC – czynna długość 80 mm	257
C.1.3.	Beton HSC – długość czynna 120 mm	259

C.2.	Beton z receptury B (HSSCC)	261
C.2.1.	Beton HSSCC – długość czynna 40 mm.....	262
C.2.2.	Beton HSSCC – długość czynna 80 mm.....	264
C.2.3.	Beton HSSCC – długość czynna 120 mm	266
Załącznik D. Wyniki badań przyczepności betonu do splotów 7φ5 mm bez wstępnego naciągu		268
D.1.	Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach kostkowych	268
D.1.2.	Beton HSC – długość czynna 80 mm	268
D.1.2.	Beton HSC – długość czynna 120 mm	270
D.2.	Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków zagęszczanych w 3 warstwach A(*3)	272
D.2.1.	Beton HSC, elementy A(*3) – długość czynna 40 mm	273
D.2.2.	Beton HSC, elementy A(*3) – długość czynna 80 mm	275
D.2.3.	Beton HSC, elementy A(*3) – długość czynna 120 mm	277
D.3.	Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków zagęszczanych w 1 warstwie A(*1)	279
D.3.1.	Beton HSC, elementy A(*1) – długość czynna 40 mm	279
D.3.2.	Beton HSC, elementy A(*1) – długość czynna 80 mm.....	281
D.3.3.	Beton HSC, elementy A(*1) – długość czynna 120 mm	283
D.4.	Beton z receptury B (HSSCC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków wykonanych z mieszanki betonowej samozagęszczalnej B(*)	285
D.4.1.	Beton HSSCC, elementy B(*) – długość czynna 40 mm.....	286
D.4.2.	Beton HSSCC, elementy B(*) – długość czynna 80 mm.....	288
D.4.3.	Beton HSSCC, elementy B(*) – długość czynna 120 mm.....	290
Załącznik E. Wyniki badań przyczepności betonu do splotów 7φ5 mm ze wstępnym naciągiem		292
E.1.	Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach kostkowych sprężonych	292
E.1.1.	Beton HSC – długość czynna 80 mm.....	293
E.1.2.	Beton HSC – długość czynna 120 mm.....	295
E.2.	Beton z receptury B (HSSCC) – badania na próbkach kostkowych sprężonych	297
Załącznik F. Średnie naprężenia przyczepności BWW do gładkich prętów φ16 mm i splotów 7φ5 mm.....		300
F.1.	Przyczepność BWW do gładkich prętów φ16 mm.....	300
F.1.1.	Beton HSC (receptura A)	300
F.1.2.	Beton HSSCC (receptura B).....	302
F.2.	Przyczepność BWW do splotów 7φ5 mm bez wstępnego naciągu	304
F.2.1.	Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe typu I	304
F.2.2.	Beton HSC – próbki typu III zagęszczane w 3 warstwach, receptura A(*3).....	306
F.2.3.	Beton HSC – próbki typu III zagęszczane w 1 warstwie, receptura A(*1)	308
F.2.4.	Beton HSSCC – próbki typu III, receptura B(*)	310
F.3.	Przyczepność BWW do splotów 7φ5 mm ze wstępnym naciągiem.....	312
F.3.1.	Beton HSC (receptura A) – próbki sprężone typu I.....	312
F.3.2.	Beton HSSCC (receptura B) – próbki kostkowe sprężone typu I.....	313
Bibliografia.....		315
Spis rysunków		327
Spis tablic		338

1.

Wprowadzenie – geneza problemu

Rozwój materiałów budowlanych i technologii betonu powoduje powstawanie coraz lepszych materiałów konstrukcyjnych. Rozwój konstrukcyjny i technologiczny opianowanych już zastosowań konstrukcji sprężonych polega głównie na wprowadzaniu nowych materiałów – betonów wysokowartościowych [8], betonów lekkich, nowych gatunków stali, a także ulepszonych systemów sprężania i rodzajów cięgien sprężających oraz efektywniejszych metod naciągu. Postęp w stosowaniu betonów coraz wyższych klas w konstrukcjach sprężonych jest dosyć powolny, aczkolwiek konsekwentny. O przyszłym rozpowszechnieniu betonów wysokowartościowych będzie w mniejszym stopniu decydować wytrzymałość na ściskanie, a w zasadniczym względy trwałości. Obecnie w zakresie cięgien sprężających i systemów sprężania dominują zdecydowanie sploty siedmiodrutowe ze stali o wytrzymałości na rozciąganie 1860 MPa, zarówno w strunobetonie i w kablobetonie. Do 1995 roku powszechnie stosowane były sploty $7\phi 4$ mm. Wprowadzenie w latach 90-tych ubiegłego stulecia do konstrukcji strunobetonowych splotów $7\phi 5$ mm, wiązało się z koniecznością opanowania problemów wynikających z przeniesienia znacznych sił ściskających i rozciągających przez element konstrukcyjny po zwolnieniu naciągu. Duże znaczenie w rozwiązaniu tego problemu miało opanowanie technologii betonu wysokiej wytrzymałości. W ostatnich latach pojawiły się na rynku sploty nowej generacji o wytrzymałości na rozciąganie 2000 MPa (Grade 300), a ich zastosowanie wiąże się z opanowaniem problemu przyczepności betonu do splotów i transmisją siły naciągowej. Zagadnienia te były przedmiotem kolejnych prac badawczych realizowanych w Stanach Zjednoczonych – Carrol [48], Loflin [129].

Betony nowej generacji, oprócz wysokiej wytrzymałości na ściskanie przejawiają również inne właściwości mechaniczne na podwyższonym poziomie. Termin betony nowej generacji obejmuje przede wszystkim betony wysokowartościowe (BWW). Są to betony cementowe najczęściej na kruszywie łamanym, modyfikowane dodatkami i domieszkami w celu eliminacji wad struktury. Są to betony, których specjalne podwyższone właściwości są projektowane do określonego zastosowania. Podstawowymi cechami wyróżniającymi BWW na tle betonów zwykłych są: dobra urabialność mieszanki, szczelność struktury, trwałość i przede wszystkim wytrzymałość na ściskanie wynosząca co najmniej 60 MPa po 28 dniach dojrzewania. W obrębie BWW wyróżnia się między innymi: betony wysokiej wytrzymałości na ściskanie (powyżej 60 MPa) i betony samozagęszczalne (które cechuje duża płynność mieszanki, pozwalająca na układanie i szczelne wypełnianie formy bez wibrowania, nawet przy złożonych kształtach elementów konstrukcyjnych z dużym stopniem zbrojenia nie dochodzi do rozsegregowania składników).

Aktualnie na rynku konstrukcji prefabrykowanych w Polsce produkuje się belki i dźwigary strunobetonowe sprężone splotami $7\phi 4$ mm oraz $7\phi 5$ mm z betonu klasy C50/60. Brak jest realizacji z betonu wysokowartościowego.

Z punktu widzenia prefabrykacji betonowej beton wysokowartościowy jest bardzo atrakcyjnym materiałem z uwagi na swoje wyjątkowe właściwości. Elementy tego typu już są produkowane, głównie w Stanach Zjednoczonych i Japonii, gdzie wykorzystanie BWW w tym betonu samozagęszczalnego jest coraz większe. W Polsce brak jest realizacji, tym niemniej istnieje zainteresowanie zakładów prefabrykacji tym materiałem. W Polsce brak jest wytycznych normowych dotyczących projektowania, a ponadto nie ma zbyt wielu opracowań mówiących o właściwościach mechanicznych BWW. W pracach Szwabowskiego i Gołaszewskiego [234] oraz Jasiczak i innych [105] przedstawione zostały podstawowe zagadnienia dotyczące projektowania BWW, niemniej jednak jak twierdzą autorzy brak jest znaczących danych doświadczalnych dotyczących rozwoju właściwości mechanicznych BWW w czasie.

W celu zaprojektowania przypodporowej strefy belki strunobetonowej trzeba wziąć pod uwagę nośność na ścinanie, ewentualne pojawienie się rys ukośnych i zakotwienie cięgien w strunobetonie oraz generowane przez cięgna, poprzeczne naprężenia rozciągające przy czole belki [157]. Warunkiem otrzymania poprawnego rozwiązania konstrukcyjnego prefabrykowanych elementów jest kompleksowe rozpoznanie na drodze badawczej i analitycznej właściwości betonów wysokowartościowych w przedziale od 90 do 100 MPa, ich współpracy ze stałą sprężającą oraz zachowania się elementu w chwili uzyskania stanu granicznego zarysowania i nośności. To zachowanie różni się zdecydowanie od relacji określonych dla betonów zwykłych z uwagi na kruche zniszczenie materiału. Właściwości materiałów w dużej mierze zależą od rodzaju zastosowanego kruszywa, stąd też w pracy badawczej problem ten jest należycie wyeksponowany. Nośność dźwigarów w strefie przypodporowej w dużym stopniu zależy od wyprofilowania trasy cięgna sprężającego [160].

W belkach i dźwigarach strunobetonowych, rozpoznanie rzeczywistej długości transmisji siły w splotach sprężających element, jest kluczowym zagadnieniem warunkującym określenie nośności elementu na ścinanie [74]. Długość transmisji zależy bowiem od parametrów wytrzymałościowych betonu, sposobu układania mieszanki betonowej (beton zagęszczany mechanicznie metodami wibracyjnymi oraz beton samozagęszczalny) i sposobu zwalniania naciągu. Zależy ona również od trasy cięgien sprężających. Aktualnie dominują rozwiązania w których trasa cięgna jest prostoliniowa. W zależności od rodzaju elementu i jego przeznaczenia praktykuje się cięgna wyłączane (z zakotwieniem wgłębnym). Występują również elementy z różnego rodzaju zakotwieniami na czołach (np. przy podkładach kolejowych). W ostatnich latach coraz częściej stosowane są rozwiązania w których cięgno sprężające jest załamane w strefie przypodporowej (odgięte do góry), co powoduje zwiększenie nośności elementu na ścinanie. Przebadanie tych czynników poprzedzone musi być jednoznacznym określeniem naprężenia przyczepności betonu BWW do splotów sprężających dla przypadku naciągu zerowego jak i 100 %.

Przy stosowaniu BWW w konstrukcjach sprężonych, a zwłaszcza strunobetonowych, pojawiły się obawy dotyczące przyczepności betonu wysokowartościowego w tym samozagęszczalnego do splotów siedmiodrutowych i długości transmisji siły sprężającej – Pozolo i Andrawes [202]. Problem ten jest przedmiotem badań doświadczalnych prowadzonych na belkach strunobetonowych w skali naturalnej w wielu ośrodkach naukowych na świecie (między innymi na Uniwersytecie Texas w Austin w Stanach Zjednoczonych).

Pierwsze w Polsce badania konstrukcyjnych elementów betonowych z betonu wysokiej wytrzymałości przeprowadzone były w latach 1997-1999 na Politechnice Łódzkiej – Kamińska [112]. Badania dotyczyły żelbetowych elementów prętowych wykonywanych z betonu o wytrzymałości $f_{c,cube} = 78,6 \div 93,2$ MPa. Badania pokazały, że odkształcalność betonu wysokiej wytrzymałości jest inna (wyższa) w elementach niż na próbkach normowych. W badaniach belek zarejestrowano graniczne odkształcenie w ściskanej strefie przy miażdżeniu betonu od 4,2 do 6,5 ‰, czyli około dwukrotnie wyższe niż na próbkach.

Projektowaniem strefy przypodporowej elementów strunobetonowych zajmowano się w Polsce w ostatnich latach na Politechnice Warszawskiej – Knauff i inni [117] oraz Białostockiej – Łapko i Baj [133], [134]. Opublikowane prace dotyczyły teoretycznego ujęcia wymiarowania na ścinanie elementów strunobetonowych w świetle aktualnie obowiązujących przepisów normowych EC 2 [195] i MC 2010 [150].

Zagadnienie przyczepności stalowego zbrojenia do betonów konstrukcyjnych modyfikowanych dodatkami podejmowane były w ostatnich latach w Polsce w ośrodkach: Wrocławskim, Warszawskim i Krakowskim. Owocem prac w pierwszym z nich jest monografia Pędziwiatra [180] ujmująca teoretyczne aspekty przyczepności betonu do zbrojenia stalowego w konstrukcjach żelbetowych. Na Politechnice Warszawskiej zrealizowano badania doświadczalne przyczepności betonów z dodatkiem popiołu lotnego fluidalnego do zbrojenia stalowego i niemetalicznych taśm i prętów – Mossakowski i Radomski [152]. Na Politechnice Krakowskiej zakończone projekty badawcze dotyczyły: wpływu składu betonów wysokowartościowych na przyczepność do stalowych prętów zbrojeniowych – Dybeł [76], przyczepności betonu do stali zbrojeniowej chronionej żywicą epoksydową – Seruga [218]. Badań przyczepności BWW do splotów ze stali sprężających, w tym pod naciągiem w Polsce jak dotąd nie realizowano. Z punktu prefabrykacji strunobetonowej jest to niezmiernie ważne, ponieważ specyfika właściwości betonów wykonywanych w Polsce i ich przyczepności jest inna niż za Atlantykiem choćby z uwagi na stosowane kruszywo. W celu prawidłowego określenia nośności prętowych elementów strunobetonowych podjęto temat badawczy.

2.

Cel, tezy i zakres pracy

Prefabrykowane sprężone elementy konstrukcyjne znajdują obecnie coraz szersze zastosowanie w budownictwie. Dźwigary i belki strunobetonowe produkowane przemysłowo cechuje wysoka jakość wykonania. W ostatnich latach w sektorze prefabrykacji betonowej rośnie zainteresowanie zastosowaniem betonów nowej generacji (betonów wysokowartościowych i samozagęszczalnych) przy wytwarzaniu elementów. Pomimo ciągłych badań i rozwoju metod obliczeniowych precyzja oszacowania empirycznego ich nośności na ścinanie nie może być zadowalająca. Z tego względu konieczne jest podejmowanie i kontynuowanie prac badawczych w omawianym zakresie.

2.1. Cel pracy

Celem badań doświadczalnych prowadzonych w laboratorium Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej jest wskazanie możliwości praktycznego zastosowania betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego oraz splotów $7\phi 5$ mm ze stali sprężającej do produkcji elementów (dźwigarów) strunobetonowych.

Pierwszy etap badań (zakres niniejszej pracy) służy rozpoznaniu zjawiska przyczepności BWW do splotów siedmiodrutowych. Jest on przyczynkiem do kompleksowych badań elementów w skali rzeczywistej, a na podstawie uzyskanych wyników opracowania wytycznych dotyczących projektowania strefy przypodporowej belek strunobetonowych z uwzględnieniem rzeczywistej długości transmisji oraz wpływu długości transmisji (wpływu sprężenia) na nośność przekroju na ścinanie i zarysowanie ukośne, dla trasy cięgien prostej oraz trasy odgiętej.

2.2. Tezy pracy

I

Przyczepność betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do stalowych splotów siedmiodrutowych 7φ5 mm jest większa niż przyczepność betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego. Podstawowym czynnikiem wpływającym na przyczepność betonu jest jego wytrzymałość w chwili badania.

II

Na wartość naprężenia przyczepności betonu wysokowartościowego (wysokiej wytrzymałości) zagęszczanego mechanicznie do stalowych splotów 7φ5 mm mają wpływ:

- *warunki betonowania (usytuowanie splotu na wysokości elementu),*
- *technologia układania i zagęszczania mieszanki betonowej,*
- *rozkład wytrzymałości betonu na wysokości elementu.*

W przypadku betonu wysokowartościowego samozagęszczalnego czynniki te nie mają wpływu na przyczepność. Jej rozkład jest równomierny na wysokości.

III

Wstępny naciąg stalowych splotów 7φ5 mm przed zabetonowaniem skutkuje znaczącym wzrostem przyczepności betonu do splotu w porównaniu do przyczepności określonej dla elementów ze splotami betonowanymi przy zerowej sile naciągowej.

2.3. Zakres pracy

2.3.1. Studium literaturowe

Analiza wpływu przyczepności betonu do splotów i długości transmisji siły sprężającej na nośność strefy przypodporowej strunobetonowych elementów belkowych. Rozpoznanie najczęstszych przyczyn awarii, uszkodzenia i mechanizmów zniszczenia strunobetonowych elementów.

Omówienie mechanicznych właściwości betonów wysokowartościowych w tym samozagęszczalnych. Przedstawienie metod określania tych parametrów. Reologiczne cechy mieszanki samozagęszczalnej oraz sposoby jej identyfikowania i kwalifikowania.

Przedstawienie w oparciu o przeprowadzone badania doświadczalne i analizy dostępnych wyników otrzymanych z prac badawczych wykonanych w innych ośrodkach naukowych, mechanizmu przyczepności betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego do stalowych splotów siedmiodrutowych 7φ5 mm.

2.3.2. Badania materiałowe

Przeprowadzenie badań mających na celu określenie parametrów wytrzymałościowych betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego dla wytrzymałości na ściskanie w przedziale $90 \div 100$ MPa. Określenie na podstawie statycznej próby rozciągania, parametrów wytrzymałościowych splotów siedmiodrutowych okrągłych $7\phi 5$ mm ze stali sprężającej Y 1860 oraz gładkich prętów okrągłych $\phi 16$ mm ze stali zbrojeniowej klasy A-I (St3SX-b).

2.3.3. Badania przyczepności

Przeprowadzenie badań mających na celu określenie naprężeń przyczepności betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego do gładkich prętów $\phi 16$ mm ze stali zbrojeniowej klasy A-I (St3SX-b). Określenie naprężeń przyczepności betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego do siedmiodrutowych splotów $7\phi 5$ mm ze stali sprężającej Y 1860 w elementach próbnych ze splotem zabetonowanym bez wstępnego naciągu i ze wstępnym naciągiem.

2.3.4. Analizy numeryczne

Wykonanie modelu i analizy numerycznej MES rozkładu naprężenia i odkształcenia betonowej próbki podczas badania przyczepności BWW do pręta $\phi 16$ mm ze stali zbrojeniowej i stalowego splotu $7\phi 5$ mm. Interpretacja wyników.

2.4. Program badań własnych

Dostępne wyniki badań przyczepności betonów wysokowartościowych do stalowych splotów siedmiodrutowych $7\phi 5$ mm nie formułują jednoznacznie naprężenia przyczepności. Należy podkreślić, iż są one rezultatem badań doświadczalnych zrealizowanych na betonach wykonywanych głównie na kruszywach węglanowych, z którymi nie mamy do czynienia w prefabrykacji betonowej w Polsce. W naszym kraju dominują kruszywa żwirowe, a w przypadku konstrukcji strunobetonowych kruszywa łamane bazaltowe i granitowe. Z tego względu należy wykazać się powściągliwością przy bezkrytycznym przenoszeniu wniosków wynikających z tych badań na warunki polskie.

By jednoznacznie określić parametry przyczepności BWW w tym betonów samozagęszczalnych do splotów sprężających podjęto realizację tematu badawczego. W celu określenia i porównania wpływu długości czynnej oraz usytuowania splotu w elemencie, na zjawisko przyczepności i współpracy zachodzącej między betonem wysokowartościowym (BWW) i stalą sprężającą, przeprowadzono badania laboratoryjne w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej stosując się do zaleceń i specyfikacji RILEM [207]. W celach porównawczych zbadano przyczepność do prętów gładkich $\phi 16$ mm ze stali zwykłej.

Badania te miały na celu określenie ilościowych zmian przyczepności w wyniku zastosowania różnej długości współpracującej splotów i prętów z betonem, a także ocenienie wpływu warunków betonowania elementu i poziomu usytuowania splotów sprężających, na wytrzymałość betonu i rozwój przyczepności betonu wysokowartościowego do splotów 7φ5 mm. Istotne było również uwzględnienie wpływu wstępnego naciągu na wzrost naprężenia przyczepności. Dla celów poznawczych konieczne było określenie parametrów wytrzymałościowych zastosowanych materiałów konstrukcyjnych. W badaniach betonów wykorzystano próbki normowe oraz specjalnie zaprojektowane elementy próbne umożliwiające określanie cech wytrzymałościowych wraz ze wzrostem wysokości elementu. Prace prowadzono równolegle dla dwóch mieszanek betonowych: zagęszczanej wibracyjnie oraz samozagęszczalnej. Parametry, które zostały zróżnicowane w badaniach eksperymentalnych to: rodzaj mieszanki betonowej (dwie), wiek betonu w chwili badania (1, 3, 7 i 28 dni), rodzaj wkładki stalowej (splot 7φ5 mm i pręt gładki φ16 mm), długość czynna przyczepności (40, 80 i 120 mm), warunki przyczepności (wysokość usytuowania wkładki w elemencie), uwzględnienie wstępnego naciągu splotów lub jego brak.

2.5. Wykaz podstawowych zadań badawczych

Zadanie badawcze podzielone zostało na kilka zadań podstawowych:

- projekt dwóch mieszanek, dla betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego,
- badania właściwości mieszanek betonowych oraz parametrów mechanicznych betonów stwardniałych,
- badania cech mechanicznych splotów siedmiodrutowych 7φ5 mm z partii przeznaczonych do dalszych badań,
- badania cech mechanicznych prętów gładkich φ16 mm ze stali zwykłej,
- badania przyczepności BWW do prętów gładkich φ16 mm,
- badania przyczepności BWW do splotów siedmiodrutowych 7φ5 mm bez naciągu,
- badania przyczepności BWW do splotów siedmiodrutowych 7φ5 mm zabetonowanych pod naciągiem,
- analizy numeryczne MES przyczepności BWW do gładkich prętów φ16 mm,
- analizy numeryczne MES przyczepności BWW do splotów siedmiodrutowych 7φ5 mm.

2.6. Opis badań

2.6.1. Przyjęte mieszanki betonowe

Przyjęto założenie wykonania dwóch mieszanek dla BWW o średniej wytrzymałości na ściskanie wynoszącej 90÷100 MPa. Pierwsza mieszanka dotyczyła betonu zagęszczanego mechanicznie, a druga miała być samozagęszczalna. Materiałami wyjściowymi były: cement portlandzki klasy 42,5, piasek, kruszywo bazaltowe łamane o frakcjach 2/8 mm i 8/16 mm,

wypełniacz mineralny w postaci pyłu krzemionkowego oraz domieszka upłynniająca polimerowa. Podstawowym kryterium projektu mieszanek było uzyskanie porównywalnych wytrzymałości na ściskanie obu betonów. Przyjęto klasę konsystencji *S4* dla mieszanki zagęszczanej mechanicznie, i klasę rozplywu *SF2* dla mieszanki samozagęszczalnej. Projekt mieszanek realizowano doświadczalnie.

2.6.2. Badania właściwości mieszanek betonowych i betonów stwardniałych

Konsystencję mieszanek betonowych zagęszczanych mechanicznie badano przez pomiar opadu stożka (wartość opadu w cm), natomiast dla mieszanek samozagęszczalnych przez pomiar rozplywu końcowego i czasu rozplywu do średnicy 500 mm. Dla stwardniałych betonów określano wytrzymałość na:

- ściskanie osiowe,
- rozciąganie osiowe,
- rozciąganie przy rozłupywaniu,
- moduł sprężystości.

oraz rozwój tych właściwości w czasie dojrzewania do 90 dni. Badania prowadzono na próbkach sześciennych i walcowych. Ponadto badano cechy mechaniczne na specjalnie zaprojektowanych elementach próbnych umożliwiających określanie cech wytrzymałościowych wraz ze wzrostem wysokości betonowania.

2.6.3. Badania mechanicznych właściwości splotów i prętów

Określono krzywe naprężenie-odkształcenie dla splotów siedmiodrutowych $7\phi 5$ mm i gładkich prętów $\phi 16$ mm w statycznej próbie rozciągania stali.

2.6.4. Laboratoryjne badania przyczepności betonu do stali zbrojeniowej

Do badań przyczepności wykonywano elementy próbne w formach kostkowych, belkowych i słupkowych o wymiarach zapewniających otulenie 5 średnic zastosowanej wkładki stalowej według wytycznych RILEM [207]. Elementy belkowe i słupkowe przed badaniami były cięte na pojedyncze kostki. Wszystkie próbki betonowano prostopadle do usytuowania wkładki stalowej. W formach belkowych i słupkowych betonowano po 6 wkładek odpowiadających wymiarom pojedynczej formy kostkowej. Stosowane były 3 długości czynne przyczepności: 40, 80 i 120 mm, odpowiadające 2,5; 5 i 7,5 średnic przekroju pręta i splotu. Pozostała część wkładki stalowej była wyłączona i zabezpieczona przed kontaktem z betonem przez nałożoną osłonkę (tuleję) z rurki PCV. Przeprowadzono serię badań dla splotów bez naciągu na obu mieszankach betonowych oraz porównawczo dla prętów gładkich ze stali zwykłej. Przyczepność splotów badano również na próbkach kostkowych zabetonowanych przy wstępnym naciągu splotów $7\phi 5$ mm.

Na podstawie badań metodą *pull-out* określono zależność siła-poślizg przy wyciąganiu w maszynie wytrzymałościowej, graniczne naprężenia przyczepności oraz pierwotne naprężenia przyczepności.

2.6.5. Badania przyczepności betonu MES

Wykonano model numeryczny 3D pręta zabetonowanego w betonowej kostce oraz analogiczny dla splotu. Parametry mechaniczne materiałów do analizy założono na podstawie uzyskanych wyników z wykonanych uprzednio badań doświadczalnych.

Celem przeprowadzonych analiz było uzyskanie informacji na temat rozkładu naprężenia w zbrojeniu i najbliższej otulinie betonowej zbrojenia w chwili utraty przyczepności, rozkładu naprężenia i odkształcenia betonu wewnątrz betonowej kostki oraz obrazu zarysowania wewnętrznego. Model numeryczny pozwolił obserwować inicjację i rozwój wymienionych wielkości w funkcji wyciągnięcia zbrojenia – odwzorowując cały przebieg badania doświadczalnego.

3.

Nośność strefy przypodporowej strunobetonowych belek

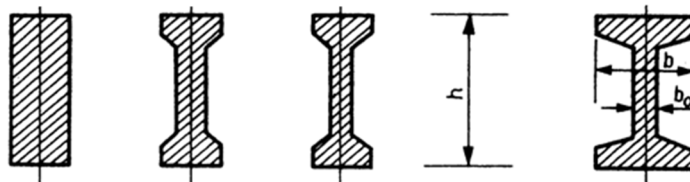
Największą liczbą badań strefy przypodporowej belkowych elementów strunobetonowych dysponują ośrodki naukowe w Stanach Zjednoczonych (miedzy innymi Uniwersytet Teksas w Austin – baza danych UTPCSDB). Badania na elementach w skali rzeczywistej prowadzone i gromadzone są tam nieustannie od lat 50-tych XX wieku. W Polsce największe tego typu badania przeprowadzone były w Instytucie Techniki Budowlanej w Warszawie w ramach wprowadzania konstrukcji strunobetonowych do prefabrykacji w naszym kraju w latach 60-tych ubiegłego wieku. Badania te walnie przyczyniły się do opracowania wytycznych i instrukcji projektowania elementów strunobetonowych [52].

3.1. Badania ścinania belek strunobetonowych w Polsce

Mianowski w pracy [143] zamieścił wyniki badań 130 belek strunobetonowych wykonanych z betonu zwykłego na kruszywie granitowym o wytrzymałości średniej $f_{cm} = 40\div 50$ MPa. Były to pierwsze badania strefy przypodporowej strunobetonowych elementów w Polsce. Nigdy potem nie prowadzono podobnych badań na tak dużej próbie i o tak szerokim zakresie. Typowe przekroje elementów poddanych badaniom niszczącym przedstawiono na rys. 3.1. Badania miały na celu zebranie informacji dotyczących powstawania i rozwoju rys ukośnych oraz ich wpływu na nośność graniczną przy ścinaniu.

Szczegółowej analizie poddano następujące zmienne parametry belek:

- czynnik określający smukłość belek – $\alpha = L/h$ (L – rozpiętość elementu),
- czynnik opisujący smukłość przekroju (od dwuteowych do prostokątnych) – $\beta = b/b_0$,
- stopień zbrojenia zwykłego,
- stopień sprężenia oraz liczbę cięgien sprężających (stopień rozproszenia),
- stopień zbrojenia na ścinanie.

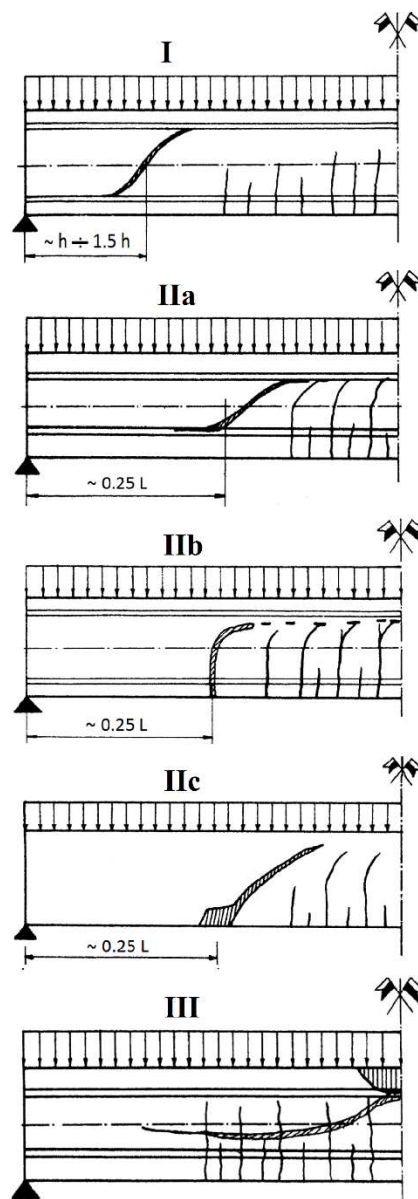


Rys. 3.1. Przekroje belek poddane badaniom [143]

3.1.1. Obraz zarysowania belek

Zaobserwowano następujące typy rys ukośnych (rys. 3.2):

- rodzaju I, powstają w przedziale dominującego wpływu siły poprzecznej,
- rodzaju II, tworzą się w przedziale połączonego działania siły poprzecznej i momentu zginającego,
 - rodzaju IIa, tworzące się tylko w środkach belek dwuteowych,
 - rodzaju IIb o kształcie zakrzywionym, inicjowane rysą prostopadłą,
 - rodzaju IIc, którym od początku towarzyszyły uszkodzenia betonu w strefie cięgien sprężających, charakterystyczne dla belek prostokątnych,
- rodzaju III, powstające w przekroju maksymalnego momentu zginającego, jako zjawisko wtórne w stadium miażdżenia betonu.



Rys. 3.2. Rysy ukośne rodzaju: I, IIa, IIb, IIc i III [143]

Wnioski z obserwacji rys typu I.

- Kierunek rysy nie zależy od długości belki.
- Kąt nachylenia rysy ukośnej w zależności od kształtu przekroju poprzecznego belki zmienia się od $\sim 18^\circ$ dla belek prostokątnych, do $\sim 28^\circ$ dla belek dwuteowych.
- Wartość średniego kąta nachylenia rysy ukośnej spada wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia na ścinanie belek.
- Wartość siły poprzecznej w chwili zarysowania rośnie wprost proporcjonalnie do stopnia zbrojenia belek.
- Wartość siły poprzecznej w chwili zarysowania ukośnego jest odwrotnie proporcjonalna do zależności stosunku długości i wysokości belki (L i h).

Wnioski z obserwacji rys typu II.

- We wszystkich belkach zarysowanie ma podobny przebieg i jest poprzedzone wystąpieniem rys prostopadłych (spowodowanych momentem zginającym).
- Średni kąt nachylenia rys wynosi $26 \div 30^\circ$.
- Początkowy odcinek rysy IIa występował w odległości $(0,18 \div 0,30) \cdot L$.
- Wpływ sprężenia na wzrost obciążenia rysującego nie jest znaczny.
- Zastosowanie cięgien sprężających o większych przekrojach poprzecznych sprzyja wcześniejszemu wystąpieniu rys ukośnych rodzaju II.
- Wpływ zbrojenia poprzecznego na przebieg początkowej fazy zarysowania ukośnego jest pomijalnie mały.

Wnioski z obserwacji rys typu III.

Rysy ukośne rodzaju III występują we wszystkich belkach prostokątnych oraz dwuteowych z pogrubionym środkiem o długości $L = 10 \cdot h$, bez strzemion. Rysy te są wtórnym zjawiskiem będącym następstwem zmiażdżenia strefy ściskanej.

3.1.2. Nośność strefy przyporowej na ścinanie – przebieg zniszczenia

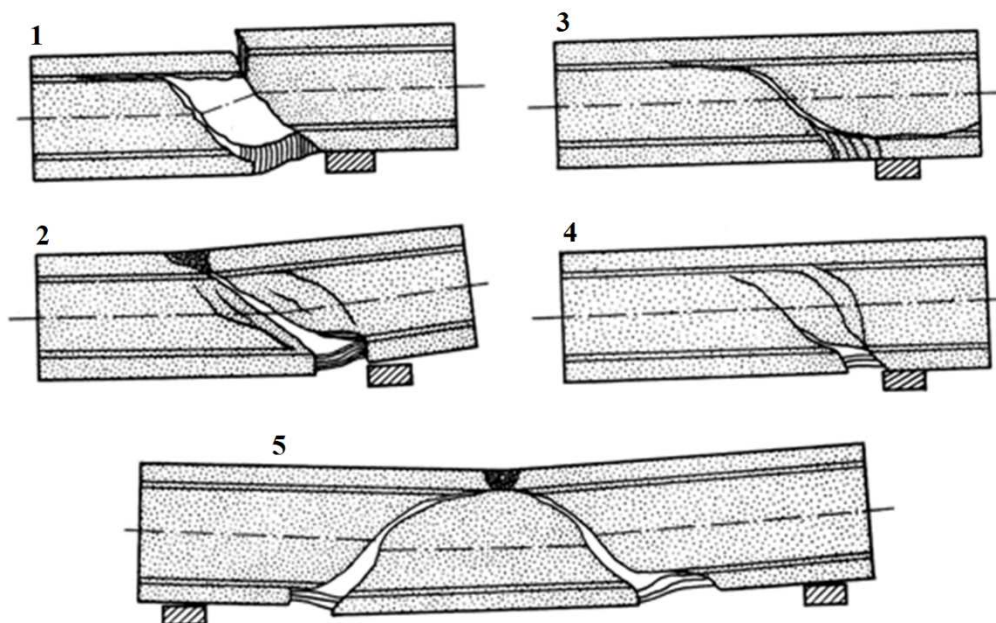
Zaobserwowano 5 powtarzających się schematów zniszczenia (rys. 3.3).

Obraz 1 zniszczenia występował we wszystkich belkach o smukłym przekroju dwuteowym bez strzemion.

Obraz 2 występował w belkach dwuteowych ze słabym zbrojeniem poprzecznym – efekt trzpienia, oraz w belkach bez strzemion o krępych przekrojach dwuteowych.

Obraz 3 zaobserwowano w belkach o dużej ilości zbrojenia na ścinanie. Strzemiona do końca nie zostały zerwane. Zniszczenie spowodowane było rozerwaniem połączenia środkowego – półka dolna przy jednoczesnym rozpadzie stopki dolnej.

Obraz 4 zbliżony był do obrazu 3 z tym, że końcowa faza zniszczenia poprzedzona była wystąpieniem szeregu rys ukośnych skierowanych względem siebie pod pewnym kątem. Ten schemat zniszczenia był obserwowany w belkach o bardzo silnym zbrojeniu poprzecznym.



Rys. 3.3. Schematy zniszczenia belek [143]

Obraz 5 występował w belkach bez strzemion na skutek rozprzestrzeniania się strefy miażdżenia betonu.

Cechą wspólną wszystkich 5 sposobów zniszczenia belek na ścinanie był rozpad dolnej półki na przedłużeniu rysy ukośnej. W przypadku długich belek obciążenie niszczące było praktycznie równe obciążeniu rysującemu, natomiast belki krótkie niszczyły się pod obciążeniem większym nawet o 20 %. Największy przyrost obciążeń od chwili powstania rysy ukośnej do chwili zniszczenia wynosił 0,4 do 0,5 obciążeń przy zarysowaniu. Stwierdzono, że graniczny, efektywny stopień zbrojenia na ścinanie wynosi około 0,8 %.

3.1.3. Wnioski z badań

- Zjawisko zarysowania ukośnego przebiega błyskawicznie i rysy ukośne osiągają prawie natychmiast całą swoją ostateczną długość.
- Wpływ momentu zginającego na powstawanie rys ukośnych jest bardzo istotny – część rys jest generowana właśnie przez ten moment.
- Praca belek strunobetonowych poddanych ścinaniu jest jakościowo inna od belek żelbetowych obciążonych siłą podłużną.
- Wpływ sprężenia na wartość obciążenia rysującego nie jest znaczny.
- Wpływ poprzecznego zbrojenia na przebieg początkowej fazy zarysowania ukośnego jest pomijalnie mały.

W kontekście aktualnego stanu wiedzy należałoby uzupełnić przedstawione wnioski o dwa dodatkowe. Pierwszy dotyczy opisu obrazów zniszczenia. Jeżeli cechą wspólną wszystkich sposobów zniszczenia był rozpad półki dolnej na przedłużeniu rysy ukośnej to znaczy, iż ewidentnie mamy do czynienia z zniszczeniem zakotwienia (przyczepności) cięgien. Utrata przyczepności cięgien jest tutaj zjawiskiem, co najmniej towarzyszącym utracie nośności.

Drugi wniosek dotyczy obrazów zarysowania. Jeżeli zastosowanie cięgien sprężających o większych przekrojach sprzyjało wcześniejszemu występowaniu rys ukośnych w porównaniu do takiej samej mocy cięgien o mniejszych przekrojach, to wskazuje, iż cięgna te nie były tak samo efektywnie zakotwione.

3.2. Badania na świecie – bazy danych dotyczących ścinania

W literaturze światowej istnieje bardzo duża liczba publikacji dotyczących zjawiska ścinania w konstrukcjach betonowych. Rozwój metod badawczych, materiałów i technologii oraz teorii konstrukcji powodował konieczność kontynuowania prac doświadczalnych. Nagromadzenie i rozproszenie wyników skłoniło wielu naukowców do opracowania baz danych z raportujących istniejące wyniki doświadczalne.

Pierwsze usystematyzowanie danych doświadczalnych w formie bazy danych zostało wykonane na potrzeby Komitetu Normalizacyjnego 326 American Concrete Institute w latach 60-tych dwudziestego wieku [5]. Baza ścinania z 1962 r. liczyła 194 badania elementów żelbetowych bez zbrojenia na ścinanie. Podobną bazę elementów ścinanych sprężonych wykonali w 1965 r. MacGregor i Hanson [136]. Podstawy projektowania na ścinanie elementów sprężonych w aktualnej normie ACI do dnia dzisiejszego opierają się na analizach bazy danych MacGregor i Hanson. W zakresie konstrukcji betonowych własne bazy badań ścinania elementów opracowywane są głównie w Stanach Zjednoczonych: Reineck i inni, 2003 r. (1007 elementów żelbetowych) [206], Brown i inni, 2006 r. (1200 elementów żelbetowych) [43], Collins i inni, 2008 r. (1849 elementów żelbetowych) [55]. Istnieje baza badań ścinania głębokich belek (belek-ścian) oraz modeli ST (*strut-and-tie*) w elementach żelbetowych autorstwa Birrcher i inni z 2009 r. licząca 868 elementów [40]. Bazy danych obejmują badania doświadczalne z całego świata, z największą liczbą badań z USA. W materiałach można znaleźć między innymi wytyczne normowe, wzory empiryczne, wyniki i wnioski z badań oraz ich analizę w świetle aktualnych metod projektowania według modeli norm ACI [4], AASHTO [1] i CSA [61]. Jedną z największych baz ścinania w konstrukcjach betonowych autorstwa Hawkins i Kuchma z 2007 r. obejmuje badania 1874 elementów, w tym 587 elementów sprężonych [91]. Dane te są wykorzystywane między innymi przez zespoły *ASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Archiwa te są niezwykle cenne, niemniej jednak nie są ściśle zorientowane na zjawiska występujące przy ścinaniu elementów sprężonych.

Naukowcy z Uniwersytetu Teksas w Austin zainicjowali wcześniejszymi tworzonymi bazami ścinania postanowili rozwinąć własną, która będzie skierowana na ścinanie w konstrukcjach sprężonych. Pierwsza baza UTPCSDB (*The University of Texas Prestressed Concrete Shear Database*), autorstwa Avendaño i Bayrak, która ukazała się w 2008 roku obejmowała badania 506 elementów z betonu sprężonego, zrealizowane głównie w USA [26]. Uaktualniona baza w 2011 roku obejmowała 1696 przebadanych elementów od 1954 roku, dostępnych w literaturze amerykańskiej i światowej [25]. W zakresie ścinania konstrukcji sprężonych jest to najpełniejsze opracowanie.

3.3. Zawartość bazy UTPCSDB

W tabelach 3.1, 3.2 i 3.3 wyszczególniona jest w kolejności alfabetycznej zawartość bazy z 2011 r: autor, rok w którym przeprowadzono badania, liczba elementów, skrócony opis – Nakamura [158].

Tabela 3.1.

Zawartość bazy UTPCSDB-2011 (1/3) [158]

Lp.	Autor	Rok	Liczba elementów [szt.]	Opis elementów
1	Alshegeir i Ramirez	1992	3	Dźwigary AASHTO typu I i II
2	Arthur	1965	55	-
3	Arthur i inni	1973	19	Belki obciążone równomiernie
4	Avendaño i Bayrak	2008	4	Dźwigary TxDOT, przekroje zespolone
5	Bennett i Balasooriya	1971	26	-
6	Bennett i Debaiky	1974	33	-
7	Bruce	1962	24	Przekroje zespolone
8	Bruggeling i inni	1978	9	-
9	Burgueño i Bendert	2007	4	Przekroje skrzynkowe, beton samozagęszczalny
10	Cederwall i inni	1974	33	-
11	Choulli i inni	2008	12	Beton samozagęszczalny
12	Cumming i inni	1998	4	Dźwigary MnDOT, przekroje zespolone
13	De Silva i inni	2006	7	-
14	Dill	2000	8	Dźwigary AASHTO typu II, przekroje zespolone, beton wysokowartościowy
15	Durrani i Robertson	1987	13	Sploty bez przyczepności
16	Dymond	2007	2	Dźwigary AASHTO/PCI BT-53, przekroje zespolone, beton lekki, beton samozagęszczalny
17	Elzanaty i inni	1987	34	-
18	Evans i Schumacher	1963	54	-
19	Funakoshi i Okamoto	1979	8	-
20	Funakoshi i Okamoto	1981	20	-
21	Funakoshi i inni	1982	40	-
22	Funakoshi i inni	1984	17	-
23	Gregor i Collins	1995	6	Belki obciążone równomiernie, belki ciągłe
24	Haines	2005	3	Dźwigary AASHTO/PCI BT-53, przekroje zespolone, beton lekki, beton samozagęszczalny
25	Hamada i inni	1999	6	Beton lekki
26	Hamilton III i inni	2009	11	-
27	Hanson i Hulsbos	1964	35	Belki obciążone równomiernie
28	Hanson i Hulsbos	1969	9	Dźwigary AASHTO typu III i IV, przekroje zespolone,
29	Hartman i inni	1988	10	Przekroje zespolone
30	Hawkins i Kuchma	2007	20	Belki obciążone równomiernie, przekroje zespolone

Tabela 3.2.

Zawartość bazy UTPCSDB-2011 (2/3) [158]

Lp.	Autor	Rok	Liczba elementów [szt.]	Opis elementów
30	Hawkins i Kuchma	2007	20	Belki obciążone równomiernie, przekroje zespolone
31	Hawkins i inni	1961	24	Belki ciągłe
32	Heckmann	2008	18	Dźwigary TxDOT
33	Hernandez	1958	38	Przekroje zespolone
34	Hicks	1958	21	-
35	Horibe i Uneda	1986	9	-
36	Hosoda i inni	2002	15	Elementy sprężone zewnętrznie
37	Hovell i inni	2010	32	Przekroje skrzynkowe, w kształcie litery U
38	Imano i inni	2001	6	-
39	Ito i inni	1996	6	Beton lekki
40	Ito i inni	1997	12	Elementy sprężone zewnętrznie, belki segmentowe
41	Kang i inni	1989	42	-
42	Kar	1969	47	Belki obciążone równomiernie
43	Kaufman i Ramirez	1987	6	Dźwigary AASHTO typu I i II
44	Kobayashi i Nieda	1991	15	-
45	Kondo i inni	1994	4	Elementy sprężone zewnętrznie
46	Kuroda i inni	2001	5	Obciążenia wybuchem
47	Labonte i Hamilton III	2005	12	Dźwigary AASHTO typu I i II, beton samozagęszczalny
48	Laskar i inni	2007	7	Dźwigary TxDOT
49	Lee i inni	2010	7	-
50	Lin	1955	4	Belki ciągłe
51	Lyngberg	1976	9	-
52	Ma i inni	2000	5	Przekroje zespolone
53	MacGregor i inni	1960a	22	-
54	MacGregor i inni	1960b	67	Przekroje zespolone, obciążenia ruchome
55	Magnel	1954	1	Belka ciągła
56	Mahgoub	1975	25	-
57	Maruyama i Rizkalla	1988	11	-
58	Mattock i Kaar	1961	15	Przekroje zespolone, belki ciągłe
59	Meyer	2002	18	Dźwigary AASHTO typu II, beton lekki
60	Mikata i inni	2001	3	-
61	Mitamura i inni	2001	3	Beton lekki, elementy sprężone zewnętrznie
62	Moayer i Regan	1974	34	-
63	Morice i Lewis	1955	28	Belki ciągłe
64	Muguruma i inni	1983	8	Belki ciągłe
65	Naito i inni	2005	6	Dźwigary PennDOT beton samozagęszczalny

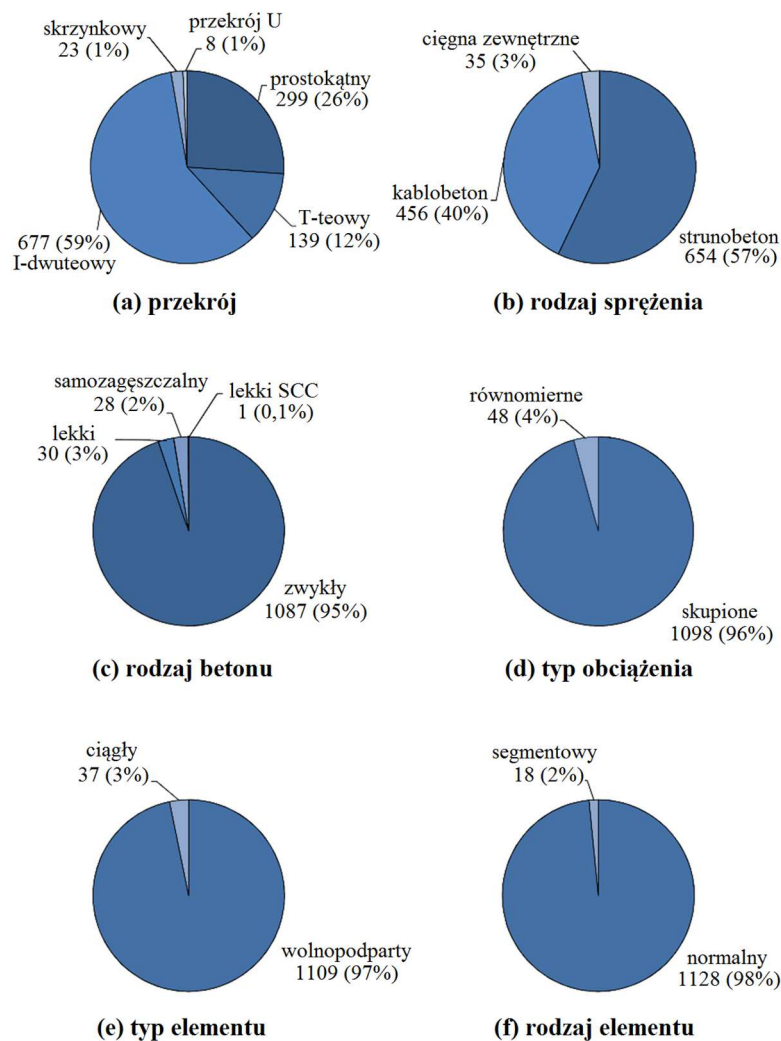
Zawartość bazy UTPCSDB-2011 (3/3) [158]

Lp.	Autor	Rok	Liczba elementów [szt.]	Opis elementów
66	Nakamura i inni	2009	2	Belki skorodowane
67	Nguyen i inni	2010	7	Elementy sprężone zewnętrznie, belki segmentowe
68	Niitsu i inni	1999	4	Elementy sprężone zewnętrznie
69	Nunnally	2005	3	Beton samozagęszczalny
70	Okada i inni	1980	18	-
71	Okada i Toyofuku	1982	28	-
72	Olsen i inni	1967	20	-
73	Public Works Reseach Institute	1995	25	-
74	Ramirez i inni	2000	4	Dźwigary AASHTO typu I, beton lekki
75	Ramirez i Aguilar	2005	4	Dźwigary AASHTO typu I
76	Rangan	1991	16	-
77	Raymond i inni	2005	6	Przekroje zespolone
78	Runzell i inni	2007	2	Dźwigary MnDOT, przekroje zespolone,
79	Sakurada i inni	2001	5	Beton lekki
80	Saqan i Frosch	2009	9	-
81	Sato i inni	1987	51	-
82	Sethunarayanan	1960	32	-
83	Shahawy i Batchelor	1996	40	Dźwigary AASHTO typu II, przekroje zespolone
84	Sivaleepuchth i inni	2009	4	Elementy sprężone zewnętrznie, belki segmentowe
85	Sivaleepunth i inni	2007	4	Elementy sprężone zewnętrznie
86	Sozen i inni	1959	99	-
87	Takagi i inni	2000	6	Elementy sprężone zewnętrznie
88	Tamura i inni	2001	4	Beton lekki
89	Tan i inni	1999	12	-
90	Tan i Mansur	1992	8	-
91	Tan i Ng	1998	7	Elementy sprężone zewnętrznie
92	Tawfiq	1995	12	Dźwigary AASHTO typu II, przekroje zespolone
93	Teng i inni	1998	21	-
94	Teoh i inni	2002	10	-
95	Toyofuku	1984	30	-
96	Wanatabe i inni	2003	12	Beton lekki
97	Xuan i inni	1998	6	-
98	Zekaria	1958	12	Belki ciągłe
99	Zwoyer i Siess	1954	34	-

Uwaga: W pozycjach 7, 53, 54 i 72 tabeli 3.1, 3.2 i 3.3 część próbek się powieliła w oryginalnych publikacjach. W tabeli podane są liczby po usunięciu zdublikowanych badań. Praca nad rozwojem bazy jest owocem wysiłków grupy naukowców – Birrcher i inni [40], Heckmann i Bayrack [93], Hovell i inni [96], Langefeld [123], Moore [151], Nakamura i inni [159].

3.4. Analiza własna bazy UTPCSDB-2011

Dla celów określenia najczęściej występujących modeli zniszczenia przy ścinaniu baza danych została przeszukana i przefiltrowana w trzech etapach. W etapie pierwszym z całkowitej liczby 1696 elementów usunięto w pierwszej kolejności te, które wykazywały mechanizm zniszczenia inny niż mający związek ze ścinaniem (zniszczenie od zginania, w wyniku utraty przyczepności, uszkodzenie łożyska), oraz nie pozwalały na analizę SGN ścinania elementu sprężonego (pominięto elementy z defektami wykonawczymi, poddane obciążeniom ruchomym, nie sprężone w czasie badania ścinania). W wyniku wstępnej analizy bazy do dalszych interpretacji pozostało 1146 przebadanych elementów (rys. 3.4).



Rys. 3.4. Charakterystyka elementów z bazy po I etapie

Po I etapie selekcji 59 % elementów z bazy miało przekrój dwuteowy typu I. 57 % stanowiły elementy strunobetonowe. 95 % elementów wykonanych było z betonu zwykłego. 96 % było poddanych siłom skupionym w czasie badań doświadczalnych. Zdecydowaną większość, bo aż 97 % stanowiły elementy jednoprzęsłowe swobodnie podparte. 98 % elementów było realizowanych w wersji monolitycznej.

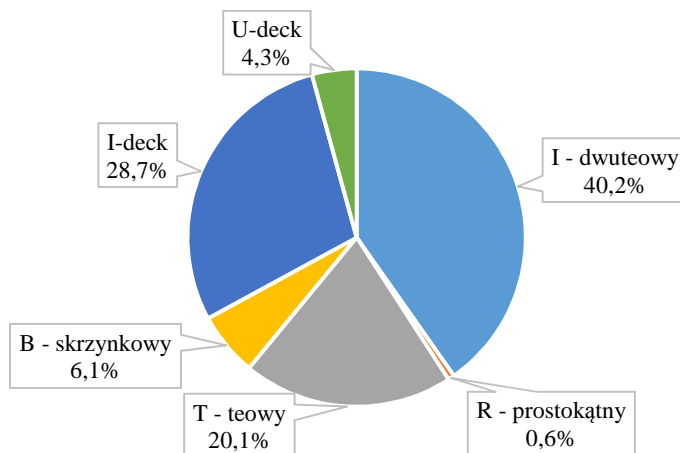
W etapie drugim z próby odrzucono elementy wykonane:

- z betonu o wytrzymałości na ściskanie niższej niż 27,6 MPa (400·psi),
- z betonu innego niż zwykły (lekki, samozagęszczalny, itp.),
- o wysokości przekroju niższej niż 305 mm (12 cali),
- o smukłości ścinania mniejszej niż 2,0 (dla elementów poddanych obciążeniom skupionym wyeliminowano te o małych smukłościach ścinania ponieważ metoda ST jest poza zakresem pracy),
- miały mniejszy stopień zbrojenia poprzecznego niż definiuje norma ACI,
- belki ciągłe,
- elementy segmentowo-sprężane,
- elementy sprężone ciągniami zewnętrznymi.

Pewną liczbę odrzuconych danych stanowiły elementy wykonane latach 50-tych i 60-tych ubiegłego wieku, które nie mają przełożenia na obecnie projektowane. Powodem rozbieżności są przede wszystkim kwestie wytrzymałościowe betonu oraz wymiary przekroju poprzecznego. Po drugim etapie selekcji pozostawiono 223 elementy. W etapie trzecim rozróżniono elementy na strunobetonowe i kablobetonowe.

3.4.1. Próba do analizy własnej

Analizie szczegółowej poddano 164 belki. Na rysunkach 3.5 i 3.6 oraz w tabeli 3.4 przedstawiona jest charakterystyka liczebności przekrojów oraz sposobu obciążenia analizowanych elementów w sposób szczegółowy.

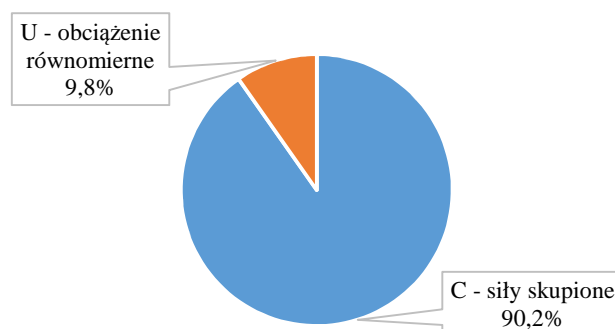


Rys. 3.5. Przekroje elementów z bazy poddanych analizie po III etapie

Tabela 3.4.

Liczebność poszczególnych przekrojów do analizy

Rodzaj przekroju	B skrzynkowy	I dwuteowy	I-deck (płyta wsp.)	R prostokątny	T teowy	U-deck (płyta wsp.)
n [szt.]	10	66	47	1	33	7
n/n_c [%]	6,1	40,2	28,7	0,6	20,1	4,3



Rys. 3.6. Sposób obciążenia elementów

Po III etapie selekcji 40,2 % strunobetonowych elementów ma przekrój dwuteowy typu I, a aż 20,1 % teowy. Sporą liczbę stanowią elementy badane przy udziale dodatkowego betonu w strefie ściskanej, bo aż 28,7 % stanowią elementy dwuteowe i 4,3 % elementy o przekroju w kształcie litery U badane przy współpracy z płytą górną. Większość elementów z próby badana była pod obciążeniem skupionym (148 ze 164 elementów).

3.4.2. Mechanizmy zniszczenia przy ścinaniu

Wyróżnić można kilka typów zniszczenia pod obciążeniem w strefie przypodporowej elementu strunobetonowego:

- od ścinania „S”,
- od ścinania przy współdziałaniu zginania „SF”,
- od zmiężdżenia betonu w cienkich środnikach belek „WC”,
- od zmiężdżenia betonu „SC”,
- od uplastycznienia zbrojenia poprzecznego „ST”,
- zniszczenie przy poziomym ścięciu (rozszerzeniu) – rozerwaniu połączenia środnika z półką dolną „HS”,
- przy zniszczeniu strefy zakotwienia cięgien „AD”.

Mechanizm niszczący był kwalifikowany do ścinania gdy nie można było stwierdzić żadnego z pozostałych. Drugi mechanizm występował przy utracie nośności na ścinanie po poprzednim rozwarciu i otwieraniu się rys prostopadłych od zginania (rys. 3.7). Mechanizm trzeci najczęściej występował w cienkich środnikach belek dwuteowych typu I, skrzynkowych,

teowych oraz w kształcie litery U. Utrata nośności na ścinanie zachodziła w wyniku zmiżdżenia ściskanego krzyżulca betonowego w środku (rys. 3.8). Elementy ulegały zniszczeniu również w wyniku zmiżdżenia ściskanego betonu przy ścinaniu. Zmiżdżenie to mogło występować w strefie ściskanej półki górnej, w krzyżulcach ściskanych lub jednocześnie w obu strefach (rys. 3.9). Część elementów traciła nośność po uplastycznieniu zbrojenia poprzecznego na ścinanie (rys. 3.10). Poziome ścięcie na górnej krawędzi dolejk półki i środknika charakteryzowało elementy silnie sprężone o dużych wymiarach przekroju. Następowoło rozerwanie połączenia środknika z półką. Ten rodzaj zniszczenia obejmował elementy, w których występowało ono samodzielnie, a także w interakcji z innymi mechanizmami. Zarysowanie poziome jest obserwowane i badane w elementach strunobetonowych od początku istnienia konstrukcji prefabrykowanych [137]. Zniszczenie strefy zakotwienia obejmowało wślizg cięgien, utratę przyczepności betonu do cięgien, ograniczenie możliwości transmisji siły. Mechanizm ten zachodził w elementach zawsze łącznie z innym typem zniszczenia. Najczęściej pojawiał się razem z ścięciem poziomym – rozerwaniem połączenia półki dolnej i środknika (rys. 3.11).



Rys. 3.7. Zniszczenie od ścinania przy współudziale zginania [96]



Rys. 3.8. Zniszczenie od zmiżdżenia betonu w środkniku belki [123]



Rys. 3.9. Zniszczenie od zmiżdżenia betonu [92]



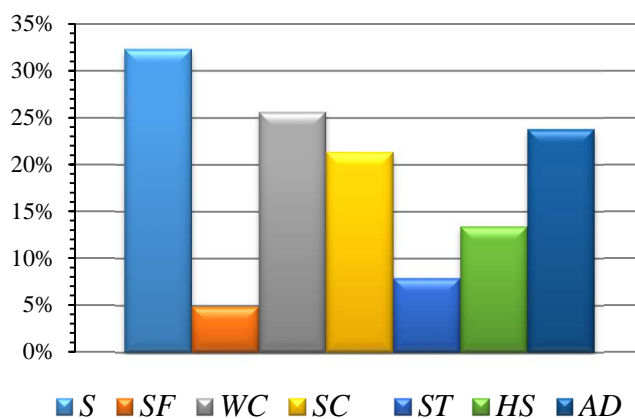
Rys. 3.10. Zniszczenie od uplastycznienia zbrojenia poprzecznego [92]



Rys. 3.11. Zniszczenie od rozerwania połączenia środka z dolną półką przy zniszczeniu strefy zakotwienia cięgien [96]

3.4.3. Analiza mechanizmów zniszczenia dla próby

Dla próby 164 elementów po III etapie określono najczęstsze mechanizmy zniszczenia. Wyniki analizy przedstawiono na rys. 3.12 i w tabeli 3.5.



Rys. 3.12. Procentowa częstość występowania danego typu zniszczenia

Tabela 3.5.

Mechanizmy zniszczenia w analizowanej grupie elementów

Rodzaj zniszczenia	<i>S</i>	<i>SF</i>	<i>WC</i>	<i>SC</i>	<i>ST</i>	<i>HS</i>	<i>AD</i>
<i>n</i> [szt.]	53	8	42	35	13	22	39
<i>n/n_c</i> [%]	32,3	4,9	25,6	21,3	7,9	13,4	23,8

Na wstępie interpretacji uzyskanych rezultatów analizy należy zaznaczyć, iż tabela obejmuje wszystkie typy zniszczenia, jakie zaistniały dla elementów z próby. Dla pewnej liczby elementów wystąpiły więcej niż jeden mechanizmy zniszczenia. Dla tych elementów do tabeli zostały wprowadzone wszystkie stwierdzone mechanizmy zniszczenia.

Najczęstszym typem zniszczenia było ścinanie – wystąpiło w 53 z 164 elementów, stanowi to 32,3 % liczebności próby. Drugim najczęstszym powodem utraty nośności było zmiżdżenie ściskanych krzyżulców betonowych w środkach belek. Wystąpiło ono w 42 elementach, co odpowiada 25,6 % badań. Ten typ zniszczenia jest typowy dla belek ze smukłymi środkami, a ta grupa była najliczniejsza. W związku z tym można było się spodziewać tego typu zachowania. Najrzadziej, bo tylko dla 8 elementów (4,9 % z badanej grupy) do zniszczenia doszło przy współdziałaniu zginania. Analiza dotyczyła elementów o stosunkowo dużych sztywnościach przekroju poprzecznego.

Co jest bardzo niepokojące – dla sporej liczby elementów utracie nośności na ścinanie towarzyszyło, bądź było głównym powodem zniszczenia, trwałe uszkodzenie strefy zakotwienia cięgien. Zjawisko to wstąpiło dla 39 przeanalizowanych elementów. Fakt ten wymaga podkreślenia, ponieważ dotyczył 23,8 % analizowanych elementów strunobetonowych (co 4-tej belki). Zaobserwowano znaczne wartości niekontrolowanego wślizgu splotów w elementach, utratę przyczepności splotów w związku z odspojeniem otuliny, zarysowanie podłużne i poprzeczne strefy transmisji i wreszcie przesunięcie i wydłużenie strefy transmisji.

Poprawne zakotwienie cięgien – analiza strefy transmisji siły sprężającej i przyczepności cięgien jest kluczowym zagadnieniem decydującym o nośności elementu w stanie granicznym.

3.5. Badania ścinania elementów strunobetonowych z BWW

3.5.1. Rozwój metod projektowania

Od początku istnienia konstrukcji betonowych do dnia dzisiejszego zjawisko ścinania elementów prętowych nie doczekało się ścisłego podejścia teoretycznego [73]. Nowe badania powodują mnożenie się sposobów (teorii) wymiarowania. Obecnie często naukowcy skupiają się na rozwoju metod empirycznych i analizie wpływu na nośność wybranych parametrów, na przykład krytycznej ilości zbrojenia poprzecznego [249], wysokości użytecznej przekroju [228], deformacji konstrukcji poddanej ścinaniu [252], czy wpływu powstałego zarysowania [253]. Metod obliczania nośności na ścinanie konstrukcji żelbetowych jest bardzo dużo. Najbardziej aktualne podejścia metodyczne powstały po roku 1980-tym. Metoda ogólna (*General Method*) Collins i inni [54] została opublikowana w 1996 roku. Zmodyfikowana teoria pól ściskanych MCFT z 1986 roku (*Modified Compression Field Theory*) Vecchio i Collins [251] i jej dalsze modyfikacje: DSFM z 2000 roku (*Disturbed Stress Field Model*) Vecchio [250] oraz SMCTF z 2006 roku (*Simplified Modified Compression Field Theory*) Bentz i inni [38] są obecnie implementowane do norm projektowych, między innymi MC 2010 [150] i ACI [4]. Do konstrukcji sprężonych w tym strunobetonowych metody te są adaptowane z modyfikacjami

wynikającymi ze specyfiki konstrukcji. W 1999 roku Shahawy i Chun [224] zaproponowali zupełnie nowe i odrębne podejście do wymiarowania stref przypodporowych elementów sprężonych – *Tied Arch Model*. Ich metoda unifikuje podejście obliczeniowe dla konstrukcji sprężonych. W 2010 roku Laskar i inni [97], [125] zaproponowali kolejną metodę empiryczną wymiarowania konstrukcji sprężonych na ścinanie – *UH Method*. Metoda jest wynikiem prac studialnych i badań własnych elementów sprężonych prowadzonych na Uniwersytecie w Houston. Zaproponowane równania również są w pełni empiryczne.

3.5.2. Uwagi ogólne przy zastosowaniu BWW w strunobetonie

Nie ma zbyt wielu opracowań ściśle traktujących zagadnienie ścinania w elementach strunobetonowych z BWW. Dostępne publikacje podejmują zagadnienie ścinania w elementach z BWW [110], [141], [254], lub zajmują się wpływem ogólnym BWW na nośność elementu [212]. Kompleksowe ściśle tematyczne prace [114], [135], [167], [204] to pojedyncze wyjątki. Większą liczbę prac podejmuje zjawisko ścinania w elementach kablobetonowych [78], [88], [90] lub żelbetowych niesprężonych [95]. Większość podejmuje zagadnienie w nawiązaniu do długości transmisji w elementach z betonu wysokiej wytrzymałości [33], [34], lub długości transmisji i dyspersji w elementach z betonu samozagęszczalnego wysokiej wytrzymałości [202]. Istnieje również liczna grupa prac odnoszących się do ścinania w strunobetonie [211], poczynając od rozważania zjawiska przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości [130] i betonu samozagęszczalnego [51], [154] do cięgien – splotów siedmiodrutowych. Kluczowym zagadnieniem definiowanym przez autorów jest dokładne rozpoznanie zjawiska przyczepności oraz transmisji siły sprężającej w nowym materiale jakim jest beton wysokowartościowy. Biorąc pod uwagę najczęstsze mechanizmy zniszczenia w strefie przypodporowej strunobetonowych elementów, kwestie przyczepności i transmisji siły sprężającej na beton nabierają pierwszorzędного znaczenia poznawczego i inżynierskiego.

3.5.3. Zachowanie się strunobetonowych belek z BWW – przegląd

Jedne z pierwszych badań zachowania się strunobetonowych elementów wykonanych z betonu wysokiej wytrzymałości prowadzili Roller i Russell [209] oraz Roller i inni [208] na początku lat 90-tych ubiegłego wieku. Badane były teowe belki mostowe przez okres 18-tu miesięcy. Badacze stwierdzili zgodność parametrów mechanicznych z obliczeniami. Przeszacowaną wielkością była wytrzymałość na rozciąganie betonu. Wartości ugięć korespondowały z zakładanymi. Straty siły sprężającej były niższe niż określone analitycznie, również ich przyrost w czasie następował wolniej.

Wpływ zastosowania betonu wysokiej wytrzymałości na konstruowanie sprężonych dźwigarów strunobetonowych podjął Russell [212] w 1994 roku. W swojej pracy wskazał zalety zastosowania betonu wysokiej wytrzymałości dla konstrukcji mostowych (większe rozpiętości dźwigarów, smuklejsze przekroje, większy rozstaw dźwigarów w konstrukcji oraz możliwość stosowania splotów 15,2 mm (0,6 cala) w rozstawie 50 mm (2 cale). Wszystkie te czynniki powinny przełożyć się na zmniejszenie kosztów budowy obiektów.

Wprowadzenie betonu wysokiej wytrzymałości (betonu wysokowartościowego) poprzedzone musi być rozpoznaniem teoretycznym mechanicznych właściwości betonu. Hueste i inni [98] wskazują na konieczność rozpoznania wpływu podwyższonych właściwości na zachowanie się elementów sprężonych. Z punktu widzenia nośności istotne jest założenie i określenie rzeczywistych wartości współczynników obliczeniowych, rozkładu zależności naprężenie-odkształcenie w przekroju oraz zachowania reologicznego belek. Ozbakkaloglu i Saatcioglu [172] oraz Bae i Bayrak [28] jeszcze bardziej szczegółowo uwagę kierują na przyjęcie właściwej relacji naprężenie-odkształcenie przekroju w stanie granicznym.

Sun i inni [233] analizowali rozwój zarysowania ukośnego w strefie przypodporowej wywołanego ścinaniem i zginaniem w dźwigarach teowych mostowych z betonu wysokiej wytrzymałości. Stwierdzili oni, iż rysy niszczące od ścinania przy współdziałaniu zginania mogą rozwijać się w środkach dużych belek pod kątami większymi niż 60 deg, co sugeruje, że ilość wprowadzonego zbrojenia poprzecznego zalecanego przez normy jest przeszacowana. Aven-daño i Bayrak [25] oraz Lee i Hwang [126] proponują wprowadzenie granicznych wartości projektowych zbrojenia poprzecznego do konstrukcji strunobetonowych.

W zakresie ścinania elementów betonowych z betonu wysokiej wytrzymałości pierwsze opracowanie Vecchio i innych [254] pojawiło się w 1994 roku. Zbadano 12 płytowych elementów żelbetowych z betonu o wytrzymałości na ściskanie 55 MPa (próbki cylindryczne). Zaobserwowany model zniszczenia polegał na zmiążdżeniu betonu ściskanego po uplastycznieniu zbrojenia poprzecznego (na ścinanie), a przed uplastycznieniem zbrojenia podłużnego.

3.5.4. Czynniki determinujące nośność na ścinanie w strunobetonowych elementach – długość transmisji, przyczepność - przegląd

Od początku lat 80-tych XX wieku programy badawcze w wielu ośrodkach na świecie koncentrowały się na stworzeniu uniwersalnych i wiarygodnych wytycznych do projektowania na ścinanie konstrukcji strunobetonowych. Przeprowadzane badania konsekwentnie wykazywały związek między zniszczeniem na skutek ścinania i zakotwienia cięgien. W rzeczywistości, modele zniszczenia są trudne do odróżnienia i mechanizmy zniszczenia definiowano jako zniszczenie w wyniku działania sił poprzecznych (ściananie/przyczepność). Co istotne, zarejestrowane przypadki utraty nośności w wyniku ścinania / utraty przyczepności w zakotwieniu były nagłe, gwałtowne. W przypadku rzeczywistych konstrukcji zniszczenie tego typu mogłoby mieć katastrofalne skutki.

W latach 90-tych zagadnienia: nośności na ścinanie, przyczepności splotu na długości transmisji i długości zakotwienia stały się przedmiotem nowych programów badawczych z uwagi na pojawienie się betonów nowej generacji. W badaniach długości transmisji, przeprowadzonych między innymi w Tennessee (UTK) [63], na Florydzie (FDOT) [222] i Teksasie (TXDOT) [46] użyto dwuteowych belek. W wielu z nich, zaobserwowano gwałtowne i katastrofalne zniszczenia elementów, które były bezpośrednim skutkiem zniszczenia przyczepności wynikającego z zarysowania od ścinania środnika. Te przypadki utraty nośności zostały opisane, jako zniszczenie na skutek utraty przyczepności w zakotwieniu (przy ścinaniu) i ściśle

pasowały do tych spowodowanych ścinaniem / utratą przyczepności, które obserwowano podczas badania nośności na ścinanie. Wyniki te wskazują znaczenie długości transmisji dla bezpiecznego konstruowania belek strunobetonowych. W związku z tym, wyrażenie na długość transmisji musi być skonstruowane zachowawczo i obejmować dużą liczbę danych, aby zapobiec nieoczekiwanym awariom. Nie mniej ważne jest wyznaczenie kryteriów, które pozwoliłyby na kontrolę i ograniczenie występowania skrajnych wartości długości transmisji. W pierwszej kolejności należy przyjąć adekwatną metodę pomiaru długości transmisji w elemencie, poprawnie odwzorowującą rzeczywistość [175], [176].

Jak podają Cousins i inni [56] podstawowym parametrem wpływającym w dużym stopniu na zmianę długości transmisji jest średnica splotu. Wszystkie inne zmienne, np. zbrojenie strefy zakotwienia, rozstaw splotów, wyłączenie splotów na długości, wpływały na długości transmisji splotu w mniejszym stopniu. Autorzy pomijają wytrzymałość betonu przy szacowaniu długości transmisji. Shahawy i inni [226] sugerują, że długość transmisji można przewidzieć. Dla splotów o średnicy 12,7 mm (0,5 cala) szacują długości transmisji równe około 0,83 m (32,5 cala), natomiast dla splotów 15,2 mm (0,6 cala) odpowiednio około 0,99 m (39 cali). Powyższe wartości są również zalecane przez Bucknera [45] w jego ostatnim podsumowaniu badań przyczepności splotu. Podane wartości są mniejsze niż uzyskane dla dużego procentu zmierzonych długości transmisji przez Tabatabai i Dickson [239].

Biorąc pod uwagę nagły i gwałtowny charakter uszkodzeń, które mogą wynikać ze zniszczenia zakotwienia splotu, wydaje się, że należy zalecić wyrażenie, które szacuje średnią wartość długości transmisji. Właściwe byłoby wybrać wartość lub wyrażenie, które stanowi górną granicę dla większego odsetka wyników badań. Po pierwsze, to wyrażenie przekracza długości zmierzone dla większości próbek, co jest ważne, kiedy długość transmisji dotyczy przekazania siły sprężającej. Jak konsekwentnie wskazują badania długości transmisji, skuteczne zakotwienie splotu zależy od tego czy uniknie się zarysowania w strefie transmisji siły sprężającej lub w jej pobliżu. Dlatego nienaruszona strefa transmisji jest niezbędna do przekazania sprężenia.

Podstawowymi kryteriami, które pozwalają na kontrolę zniszczenia zakotwienia splotu są interakcje między uszkodzeniem zakotwienia a zarysowaniem, które propaguje w lub w pobliżu strefy transmisji splotu sprężającego prowadząc do zniszczenia zakotwienia. Brak uznania znaczenia interakcji pomiędzy zarysowaniem i przyczepnością doprowadziła do mocno zachowawczych zaleceń dotyczących długości transmisji sformułowanych przez Shahawy i Chun [225] oraz Buckner'a [45]. Wyniki wskazują, że zbrojenie krępujące lub zbrojenie poprzeczne nie pracuje do momentu (chwili) wystąpienia rys podczas przekazania siły sprężającej. Zaleca się, projektowanie dodatkowego zbrojenia w strefie zakotwienia, aby zapobiec utracie zakotwienia na skutek powstania rys rozłupujących, które mogą wystąpić podczas sprężania.

Badania przeprowadzone na w 1994 roku Uniwersytetach w Oklahomie, w Austin (Teksas) oraz w Stresscon Corporation w Colorado Springs [44] dowodzą, że długości transmisji dla niektórych rodzajów splotów, mogą być znacznie krótsze niż długości transmisji zmierzone w badaniu wślizgu końca splotu.

Na Florydzie (FDOT) przeprowadzono trzy niezależne badania zakotwienia splotów [223]. Były to badania siedemnastu dźwigarów AASHTO typu II z płytą zespoloną, siedmiu pełnych i kanałowych płyt i serii symulującej słupy osadzone w monolitycznym betonowym oczepie. Pomierzone długości transmisji w słupach były krótsze niż w dźwigarach (podobne wyniki opublikowano w pracy [122]). Stwierdzono, że próbki wycięte z istniejących słupów mogą mieć znacznie krótsze długości transmisji niż typowo wstępujące w słupach sprężonych.

Badania przeprowadzone na Purdue University [2] w 1993 roku obejmowały pełnowymiarowe dźwigary mostowe i belki skrzynkowe ze splotami o pełnej przyczepności i wyłączonymi ze współpracy z betonem. Dźwigary zostały zespolone z płytą wylaną na miejscu. Próbki ze splotami o pełnej przyczepności były obciążane do chwili zniszczenia na długości czynnej przekraczającej długość zakotwienia obliczoną za pomocą aktualnych równań norm ACI [4] i AASHTO [1]. Dla długości czynnej wynoszącej około 1,2 razy długość zakotwienia, próbka uległa zniszczeniu przy 2/3 do 3/4 wykorzystania przewidywanej nośności. Tylko z długością czynną równą 1,8 razy obliczoną długością zakotwienia, nośność projektowana została osiągnięta. Doprowadziło to do następującego wniosku: projektowanie na zginanie i ścinanie strunobetonowych belek ze splotami o pełnej i niepełnej przyczepności, poprzez kontrolę nośności na zginanie, na czym opierają się aktualne przepisy norm ACI i AASHTO jest właściwe, pod warunkiem, że sploty o pełnej przyczepności w elemencie będą mieć długość czynną wynoszącą, co najmniej $1,7 \cdot L_d$. To zalecenie oparte jest na wynikach uzyskanych dla belek ze splotami o pełnej przyczepności jako dolna granica. Wartość $1,7 \cdot L_d$ jest zgodna z wynikami w badaniu FDOT [223], [226].

Na podstawie badań 22 próbek prostopadłościennych z pojedynczymi splotami, naukowcy z Uniwersytetu McGill [147] zaproponowali wyrażenie na długość zakotwienia zależne od wytrzymałości betonu na ściskanie. Wzór występuje w podobnej formie w bieżących normach ACI i AASHTO. Zaproponowane równanie jest ważne przy zastosowaniu metody stopniowego zwalniania naciągu (zgodnie z badaniami McGill). Badania McGill podają jasne dowody na to, że sploty mają lepszą przyczepność w elementach z betonu o wysokiej wytrzymałości niż w podobnych elementach z betonu zwykłego. Toczące się obecnie badania będą źródłem danych, które dadzą lepszą bazę do oceny wyrażenia McGill. Dopóki nie dysponuje się większą liczbą danych, równanie McGill University nie jest zalecane do celów projektowych.

Program badawczy realizowany na Uniwersytecie w Teksasie (UTA) [213] polegał na badaniach długości zakotwienia 19 belek dwuteowych. Elementy próbne często wykazały wstępny poślizg w zakotwieniu zachodzący jednocześnie z zarysowaniem w wyniku działania sił ścinających. Naukowcy UTA zaobserwowali, że powstanie sieci zarysowań na skutek ścinania ma konsekwentnie udział w uszkodzeniach elementów w strefie zakotwienia. Wskazali

wątpliwość, czy rysy od ścinania powodują poślizg czy na odwrót. W ogólności poślizg w zakotwieniu występuje przed nagłym zniszczeniem elementu na skutek ścinania. Bez względu na to, czy w schemacie zniszczenia jest ścinanie/przyczepność, czy przyczepność/ścinanie, zniszczenie jest nagłe i niepożądane, wobec tego powinno się mu zapobiegać poprzez przyjęcie bezpiecznych kryteriów projektowych.

Hanson i Kaar [89] zaobserwowali odmienne zachowanie elementów próbnych przy zniszczeniu niż naukowcy z UTA. W programie badawczym doszło do zniszczenia zakotwienia przy mniejszym obciążeniu, niż projektowana nośność i bez zarysowania na długości transmisji. Jako jeden przykład, można przytoczyć próbki 3÷10 z badań. Próbki osiągnęły maksymalnie tylko 90 % nośności, a ponadto zaobserwowano ich zniszczenie przy 77 % ich pełnej nominalnej nośności. Zmierzona długość transmisji wynosiła 0,66 m (26 cali). Najbliższe pęknięcie znajdowało się około 1,5 m (5 stóp) od końca elementu, w odległości około dwa razy większej niż długość transmisji.

W badaniach Myers i inni [156] z 2012 roku, przyrost wytrzymałości na ściskanie skutkowało mniejszą długością transmisji w elemencie. W przekrojach wysokich długość transmisji dla splotów dolnych miała tendencję wzrostową od 1 do 28 dnia od zabetonowania próbek. Znaczny przyrost nastąpił pomiędzy 1 a 4 dniem od uformowania belek. Ponadto, większy przyrost długości transmisji w czasie zaobserwowano dla dźwigarów z betonu o normalnej wytrzymałości na ściskanie niż w przypadku elementów z betonu o wysokiej wytrzymałości. Co więcej, większy przyrost długości transmisji w czasie zaobserwowano dla próbek z betonu zagęszczanego mechanicznie (tradycyjnego) niż w przypadku elementów z betonu samozagęszczalnego. Dla splotów górnych nie udało się określić spójnej charakterystyki zmiany długości transmisji w czasie. Generalnie równania podawane przez normę ACI [4] okazały się konserwatywne w porównaniu z rezultatami badań.

Logan [130] w 2004 roku badał długość transmisji w strunobetonowych dźwigarach z betonu samozagęszczalnego. Wartość długości transmisji pomierzona na 7 z 8 końców dźwigarów okazała się mniejsza od wartości przewidywanych przez normy ACI [4] i AASHTO [1]. Tylko w jednej lokalizacji pomiarowej długość transmisji okazała się wyższa od wartości $50 \cdot d_b$ (50 średnic cięgna) o około 30 % oraz od wartości $60 \cdot d_b$ o 8,3 %. W tym miejscu beton posiadał najniższą wytrzymałość w całej grupie próbek zaś sprzężenie przekazano tam w sposób gwałtowny (przez odcięcie splotów). Długość transmisji nie była powiązana z lokalizacją belki w czasie betonowania. Nie zaobserwowano również korelacji pomiędzy wartością długości transmisji a typem dźwigara. Średnia długość transmisji uzyskana w badaniu stanowiła 86 % z wartości długości transmisji podawanej przez ACI [4] przy projektowaniu z uwagi na ścinanie, 72 % z wartości sugerowanej przez AASHTO [1] przy obliczaniu ścinania.

Larson i inni [124] w 2007 roku określali długość transmisji doświadczalnie metodą *end slip*. Po 18 dniach od uformowania próbek, generalnie pozostawała ona w zgodności z wartościami ustalonymi zgodnie z wytycznymi norm ACI [4] oraz AASHTO [1]. Średnia długość transmisji w chwili przekazania sprzężenia, określona doświadczalnie różniła się jednak w zależności od rodzaju przekroju do 30 %. Dla wszystkich wykonanych rodzajów próbek

(z grup SSB, TSB i TB) zaobserwowano przyrost długości transmisji pomiędzy 1 a 18 dniem od przekazania sprężenia. Dla próbek ze splotami ulokowanymi 50 mm (2 cale) powyżej spodu elementu, przyrost długości transmisji wyniósł w tym czasie od 10 % do 20 %. W elementach próbnych z cięgnami ulokowanymi 0,56 m (22 cale) poniżej górnej powierzchni, przyrost wyniósł 100 %. Generalnie dla próbek wykonanych z betonu samozagęszczalnego nie zaobserwowano istotnego przyrostu długości transmisji w okresie pomiędzy 18 a 90 dniem od zwolnienia naciągu. Analiza badań przeprowadzonych na zlecenie KDOT [124] wykazała, że obecne wytyczne normowe dotyczące określania długości transmisji mogą być stosowane dalej. Ponadto, z analizy raportu wynika, że należy przeprowadzić szersze badania mające na celu ocenę wpływu objętości betonu nad oraz pod splotem, na długość transmisji siły naciągu. Obecnie zakłada się, że ciśnienie wywierane przez beton znajdujący się nad splotem skutkuje mniejszą długością transmisji niż w przypadku elementów o mniejszej objętości betonu nad cięgnem.

Badania przedstawione w raporcie Labonte i Hamilton [121] z 2005 roku, wskazują na brak znaczących różnic pomiędzy wartością długości transmisji pomierzoną w dźwigarach wykonanych zarówno z betonu samozagęszczalnego jak i z betonu tradycyjnego. Bez względu na rodzaj betonu większą wartość długości transmisji uzyskano w lokalizacjach, w których przekazanie siły naciągu nastąpiło w sposób nagły niż w przypadku miejsc, w których sprężenie przekazano stopniowo. Pomimo tego zjawiska, wszystkie pomierzone wartości długości transmisji okazały się mniejsze od wartości przewidywanych przez normy ACI [4] oraz AASHTO [1].

W 2004 roku Girgis i Tuan [84] prowadzili badania długości transmisji w belkach strunobetonowych z betonu zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego. Analiza treści przedstawionych w raporcie [85], a także w pracy [84], wykazała, że pomierzona długość transmisji w belkach wykonanych z betonu samozagęszczalnego była większa, niż w korespondujących z nimi elementach z betonu tradycyjnego, w niektórych przypadkach nawet o 50 %. Badania wykazały, że w przypadku splotów o średnicy 15,2 mm (0,6 cala) wytrzymałość na przyczepność betonu samozagęszczalnego do splotów we wstępnym okresie dojrzewania betonu była mniejsza niż w przypadku próbek z betonu tradycyjnego. Niska wartość wytrzymałości na przyczepność przełożyła się na odpowiednio większe wartości długości transmisji. Dla elementów z betonu samozagęszczalnego uzyskano większą wytrzymałość na przyczepność po 28 dniach od zabetonowania niż w przypadku próbek z betonu tradycyjnego co może przekładać się odpowiednio na krótszą wartość długość zakotwienia. W raporcie [85] podano uproszczone zalecenia do określania długości transmisji w dźwigarach strunobetonowych wykonanych z betonu samozagęszczalnego.

W badaniach przeprowadzonych przez Russell i Burns [214] na Uniwersytecie Texas w Austin w 1996 roku uwzględniono szeroką gamę zmiennych badawczych obejmujących rozstaw splotów, sposób zakotwienia cięgien, sąsiedztwo zbrojenia obwodowego, liczbę splotów w elemencie badawczym, oraz wymiary i kształt przekroju poprzecznego. W elementach badawczych zmierzono długości transmisji splotów o średnicach 12,7 i 15,2 mm (0,5 i 0,6 cala). Ogólnie, wyniki badań wskazują, że charakter kształtowania się długości transmisji splotów

o średnicy 12,7 mm jest bardzo podobny do zachowania długości transmisji w splotach 15,2 mm. Okazało się ponadto, że średnie zmierzone długości transmisji nie są precyzyjnie obliczane za pomocą przepisów norm ACI [4] oraz AASHTO [1] dla obu rozmiarów splotów. Wyniki te jasno wskazują, że sploty o średnicy 15,2 mm mogą być bezpiecznie stosowane w elementach strunobetonowych przy rozstawie 50 mm (2 cale). Należy zaznaczyć jednak, że zakres, w jakim zawierają się zmierzone długości transmisji wyraźnie wskazuje, że znaczna część wyników przekracza aktualne zalecenia konstrukcyjne $50 \cdot d_b$. Dlatego też, aby wprowadzić lepiej odzwierciedlający rzeczywisty poziom bezpieczeństwa, autorzy sugerują zwiększenie długości transmisji o 1/6.

Wpływ na nośność strefy przypodporowej i długość transmisji siły sprężającej ma również zbrojenie poprzeczne tej strefy w elemencie strunobetonowym. Szczegółowo zagadnieniem tym zajmowali się między innymi Tuan i inni [245] w 2004 roku. Kryterium minimalnego zbrojenia podejmowane było już wielokrotnie, między innymi przez Ozcebe i innych [173].

Obecnie zagadnienie długości transmisji jest wciąż tematem prac badawczych. Oh i inni [169] w 2014 na podstawie własnych badań doświadczalnych oraz analiz z wykorzystaniem narzędzi numerycznych MES zaproponowali równania określające rzeczywistą długość transmisji w strunobetonowych belkach. Ich wzory uwzględniają naprężenia przyczepności, wytrzymałość na ściskanie betonu i grubość otuliny cięgien oraz stopień sprężenia.

W 1993 roku Balázs [30] zaproponował określanie długości transmisji jako funkcji wartości wślizgu cięgien i początkowego sprężenia. Po blisko 20-tu latach rozwoju naukowego problem jest wciąż aktualny. W 2012 roku ElBatanouny i Ziehl [77], jako kolejni badacze podjęli się badań długości transmisji. Szczególną uwagę poświęcili w badaniach przekrojom skrępowanym, długości transmisji i dyspersji oraz określaniu naprężenia poślizgu. Ponad program badań doświadczalnych przeprowadzili również badania numeryczne MES. Stwierdzili iż, w przekrojach skrępowanych występuje wpływ skrępowania betonu na wzrost naprężenia przyczepności oraz na skrócenie długości transmisji i dyspersji. Powoduje to również zmniejszenie wślizgu początkowego cięgien. Na podstawie wniosków zaproponowali równanie na długość transmisji i dyspersji w przekrojach skrępowanych.

Program badań dotyczący długości transmisji i dyspersji w dźwigarach strunobetonowych sprężonych splotami 15,2 mm (0,6 cala) z betonu wysokiej wytrzymałości zrealizowany został w 2002 roku – Kahn i inni [111]. Autorzy skupili się na betonie klasy od 70 do 100 MPa i splotach $7\phi 5$ mm. Długość transmisji zmierzona była przez wślizg cięgna na końcu elementu i pomiar odkształcenia powierzchni betonu wzdłuż trasy cięgna. Wyznaczone długości transmisji i dyspersji były krótsze niż wyliczone analitycznie na podstawie norm ACI i AASHTO. Z uwagi na zapewnienie odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa badacze nie sugerowali korekty współczynników normowych dla betonów o wyższych wytrzymałościach (do 100 MPa).

Od kilku lat w prefabrykacji stosuje się sploty 15,2 mm (0,6 cala) do sprężania. Prace: Barnes i Burns [32] z 1999 r., Dill [70] z 2000 r., Kose i Burkett [118] z 2005 r. oraz Marti-Vargas i inni [139] z 2006 i 2007 roku [138] potwierdzają możliwość zastosowania i efektywnego kotwienia dużych splotów w betonach konstrukcyjnych. Możliwe jest uzyskanie dobrego

zakotwienia i osiągnięcie zadowalającej długości transferu siły dla stosowanego coraz częściej podstawowego rozstawu 50 mm (2 cale). Najaktualniejsze sposoby obliczeniowego wyznaczania wartości długości transmisji, dyspersji są przedstawione w wymienionych pracach.

Badania długości transmisji w kontekście nośności granicznej strunobetonowych belek z betonu samozagęszczalnego podejmowano w wielu ośrodkach z uwagi na szczególną atrakcyjność tego materiału dla prefabrykacji strunobetonowej. W pracach między innymi: Staton i inni [230] z 2009 roku, Girgis i Tuan [85] z 2005 roku jest to temat przewodni. Autorzy wskazują na dobrą przyczepność splotów 15,2 mm (0,6 cala) do betonu samozagęszczalnego. Sploty te mogą być dopuszczone do produkcji masowej w rozstawie 50 mm (2 cali). Zaproponowane zostały równania na długość transmisji w elementach z betonu samozagęszczalnego.

Meyer i Kahn [142] w 2004 roku badali długość transmisji i zakotwienia splotów 15,2 mm (0,6 cala) i potwierdzili możliwość ich skutecznego stosowania w strunobetonowych dźwigarach wykonanych z lekkiego betonu wysokiej wytrzymałości.

Badania doświadczalne długości transmisji siły sprężającej w płytowych elementach strunobetonowych wykonywanych z betonu wysokiej wytrzymałości są obecnie prowadzone między innymi na Politechnice Krakowskiej [219].

3.5.5. Obawy dotyczące przyczepności betonów samozagęszczalnych do splotów siedmiodrutowych

Aby konstrukcja wstępnie sprężona bezpiecznie przenosiła naprężenia wywołane od obciążeń zewnętrznych, beton i zbrojenie muszą być ze sobą odpowiednio zespolone. Współpraca betonu i stali sprężającej jest możliwa dzięki następującym czynnikom:

- jednakowej (lub bardzo zbliżonej) rozszerzalności termicznej stali i betonu,
- przyczepności, dzięki której zachodzi równość odkształceń betonu ε_c i stali ε_s na powierzchni styku ($\varepsilon_c = \varepsilon_s$).

Beton samozagęszczalny jest coraz bardziej popularny w prefabrykacji elementów żelbetowych i sprężonych. Pojawiły się jednakże obawy odnośnie jakości przyczepności, długości transmisji i długości zakotwienia splotów sprężających oraz stali zbrojeniowej do tego rodzaju betonu. Ponadto nie ma żadnych wytycznych dotyczących stosowania betonów samozagęszczalnych. W programie badawczym przeprowadzonym na Uniwersytecie Lincolna w Nebrasce [85] dokonano przeglądu literatury obejmującej zagadnienie przyczepności oraz zbadano przyczepność splotów sprężających do betonu samozagęszczalnego i zmierzono długości transmisji splotów. Aby określić przyczepność splotów sprężających o średnicy 15,2 mm (0,6 cala) do SCC wykonano badanie *pull-out* wg procedury Moustafa. Przy użyciu czujników mechanicznych typu Demec zmierzono długości transmisji w trzech dźwigarach mostowych zrobionych z SCC. Badania *pull-out* przeprowadzono również na 41 elementach, w których wykorzystano pręty zbrojeniowe ze stali zwykłej o średnicach 12,7 mm, 19,5 mm i 25,4 mm oraz sploty sprężające o średnicy 15,2 mm. Wszystkie badania przeprowadzono przy użyciu elementów próbnych z betonu zwykłego i samozagęszczalnego. Rezultaty wykazały, że przyczepność betonu

samozagęszczalnego do stali zbrojeniowej oraz długość transmisji jest odpowiednia, jednakże stosowanie domieszek modyfikujących lepkość w mieszankach samozagęszczalnych może negatywnie wpłynąć na jego wczesną wytrzymałość na ściskanie i przyczepność do splotów sprężających.

Obawy związane z właściwościami przyczepności między betonem samozagęszczalnym i stalą sprężającą we wczesnym okresie dojrzewania betonu stały się czynnikiem ograniczającym użycie SCC w elementach strunobetonowych. Celem badań zespołu Pozolo i Andrawes [202] z 2011 roku było zbadanie długości transmisji stalowych splotów o średnicy 12,7 mm (0,5 cala) w pełnowymiarowych, wylanych z betonu samozagęszczalnego dźwigarach skrzynkowych i dwuteowych. Przeprowadzili oni badania pull-out stalowych splotów zakotwionych w bloczkach z betonu zwykłego i samozagęszczalnego. Wykonali także pomiary długości transmisji w dwóch dźwigarach skrzynkowych i dwóch dźwigarach dwuteowych po 1, 3, 7, 14 i 28 dniach od betonowania. Wyniki, które uzyskali porównali z aktualnymi normami projektowymi i długościami transmisji obliczonymi przez wyrażenia analityczne zaproponowane przez innych badaczy. Znormalizowane nieliniowe obciążenia przy poślizgu były niższe w betonie samozagęszczalnym niż zwykłym we wszystkich badaniach, z wyjątkiem tych przeprowadzonych 1 dzień po betonowaniu. Po 28 dniach, znormalizowane średnie nieliniowe obciążenie przy poślizgu w betonie samozagęszczalnym było o 4 % niższe niż w zwykłym. Znormalizowane średnie szczytowe obciążenia były wyższe w betonie samozagęszczalnym niż w betonie zwykłym we wszystkich przeprowadzonych badaniach z wyjątkiem badań przeprowadzonych 7 dni po betonowaniu elementów. Po 28 dniach, znormalizowane średnie szczytowe obciążenie w próbie *pull-out* dla betonu samozagęszczalnego było 6 % wyższe niż dla betonu zwykłego. Doświadczalne długości transmisji na siedmiu z ośmiu końców belek były krótsze niż wymagane przez normy ACI [4] oraz AASHTO [1] maksymalne długości transmisji. Według przeprowadzonego porównania, eksperymentalne długości transmisji pokazały lepsze dopasowanie do wartości obliczonych w których brano pod uwagę początkowe naprężenie sprężające i wytrzymałość betonu na ściskanie, niż tych opartych na efektywnym naprężeniu sprężającym lub nie biorących pod uwagę wytrzymałości betonu na ściskanie.

3.5.6. Próby rozwiązania problemu właściwego zakotwienia

W jednoprzęsłowych betonowych elementach prefabrykowanych poddanych ścinaniu schemat kratownicowy, w bezpośrednim sąsiedztwie podpory, może kształtować się tylko jeżeli zbrojenie podłużne jest odpowiednio zakotwione – pas rozciągany jest wtedy zdolny przenosić siłę rozciągającą. Warunek ten dotyczy belek żelbetowych i sprężonych, strunobetonowych i kablobetonowych. W kablobetonie problem w większości przypadków jest rozwiązany poprzez zakotwienie kabli na czole elementu. W konstrukcjach żelbetowych i strunobetonowych zbyt krótka długość zakotwienia prowadzi do wysuwania zbrojenia stalowego (prętów zbrojeniowych lub splotów sprężających) pod obciążeniem ścinającym, a w konsekwencji do zniszczenia elementu w strefie przypodporowej.

W elementach żelbetowych nieciągłych Thompson i inni [243], [244] zaproponowali i badali zakotwienia z blachy na czołach prętów zbrojeniowych. W zależności od wymiarów i grubości blachy takie rozwiązanie okazywało się mniej lub bardziej skuteczne na zwiększenie nośności strefy.

Próby wzmocnienia strefy zakotwienia cięgien w strunobetonowych elementach realizowano głównie na Uniwersytecie Floryda. Shahawy i Chun [225] zaproponowali ulepszenie zakotwienia splotów sprężających i wzmocnienie strefy przypodporowej strunobetonowych belek przez zastosowanie mechanicznego zakotwienia szczękowego splotów na końcu elementu. Testowane były różne sposoby realizacji zakotwienia. Badany był wpływ takich rozwiązań na zachowanie się na ścinanie belek. Stwierdzono, że zakotwienie splotów na końcach elementu ma zasadniczy wpływ na poprawę nośności na ścinanie, zginanie i zmniejszenie ugięć elementów. Zbrojenie poprzeczne nie może zostać jednak zbyt ograniczone z uwagi na pojawienie się strefy kotwienia, dodatkowo należy przewidzieć również zbrojenie tej strefy, które zwykle nie występuje w konstrukcjach strunobetonowych. Proponowane rozwiązanie eliminuje problem utraty przyczepności oraz zniszczenia strefy przypodporowej elementów w wyniku ścinania i zniszczenia strefy transmisji.

Lybas i inni [132] w 2003 roku analizowali wpływ podobnych rozwiązań zakotwienia splotów na końcach strunobetonowych elementów na ich nośność na ścinanie. W programie badawczym badane były wariantowe rozwiązania zakotwienia szczękowego z tulejami lub blachami oporowymi zabetonowanymi w elemencie lub osadzonymi na jego czole. Innym sposobem poprawy zakotwienia splotów było wprowadzenie spiralnych drutów na splotach w strefie transmisji siły. Rozwiązanie ostatnie było szczególnie uprzywilejowane do zastosowania. Po zabetonowaniu elementów stwierdzono wyraźnie wyższą nośność na ścinanie tych elementów w porównaniu do elementów typowych.

Noppakunwijai i inni analizowali natomiast inne rozwiązanie zakotwienia. By uzyskać prawidłowe zakotwienia zbrojenia sprężającego na końcach prefabrykatów strunobetonowych w pasie rozciągającym kratownicy zastępczej, sploty wypuszczano poza czoła elementów i przeginano, a następnie zabetonowywano z zagięciem pod kątem 90° [166]. Rozwiązanie jest znakomite z punktu widzenia ukształtowania analogii kratownicowej. Zapewnia wymaganą długość zakotwienia splotów sprężających element i pozwala uzyskiwać wyższe nośności na ścinanie co zostało potwierdzone eksperymentalnie.

Proponowane rozwiązania powodują wyższe zużycie materiałów i większy nakład pracy w porównaniu z elementami produkowanymi w sposób klasyczny w zakładach prefabrykacji. Z drugiej strony przekładają się na bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji – co jest najważniejszym kryterium i wymogiem projektowania obiektów budowlanych w świetle Prawa Budowlanego. Warto również zwrócić uwagę na wady rozwiązań i ograniczenia często uniemożliwiające ich stosowanie.

Niestety przy zastosowaniu kotwienia splotów pojawia się problem zmieszczenia (gęstego ulokowania) zakotwień szczękowych na czole elementu lub w jego strefie podporowej.

Taka lokalizacja może wpływać na zbrojenie konstrukcyjne oraz elementy kotwiące prefabrykat w konstrukcji. Problemów tych nie da się uniknąć również przy odginaniu splotów. Otwartym jest pytanie jak wykonywać zakotwienia w elementach betonowanych w sposób ciągły na torach naciągowych. Nie rozwiązany pozostaje problem wzmacniania istniejących dźwigarów strunobetonowych.

3.5.7. Podsumowanie

W związku z faktem pojawienia się BWW nie ma dostatecznej liczby badań na podstawie której można by opracować wytyczne do projektowania strefy przypodporowej. Badania wykonane na strunobetonowych elementach z BWW w Stanach Zjednoczonych nie mogą być wprost przełożone na warunki polskie. BWW wykonywane za oceanem są realizowane na innych kruszywach (głównie węglanowych) niedostępnych w Polsce. Konstrukcje strunobetonowe w Polsce wykonuje się na kruszywach bazaltowych i granitowych. W świetle tych zmiennych należy przeprowadzić badania porównawcze elementów. Badania belek muszą być poprzedzone doświadczalnym rozpoznaniem długości transmisji siły sprężającej oraz naprężenia przyczepności, które jak wykazano są czynnikami decydującymi o nośności strefy przypodporowej [74]. Przedstawiona w niniejszym rozdziale analiza badań doświadczalnych pozwala wyciągnąć podstawowy wniosek, że autorzy pomijają w swych rozważaniach wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie oraz efekt pełzania betonu, który ma znaczący wpływ na zmianę długości transmisji w czasie od 1 do 28 dnia. Nie można bowiem w tych samych badaniach stwierdzić, że widać znaczny wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na spadek transmisji po 28 dniach dojrzewania betonu a jednocześnie, że ta sama długość transmisji po 28 dniach jest większa niż w chwili zwolnienia naciągu. Odczuwa się powszechny brak odróżnienia analizowanych wyników od rodzaju kruszywa modułu sprężystości betonu, co ma istotny wpływ na przyrost odkształceń pełzania betonu. Z tego powodu w 2012 roku na Politechnice Krakowskiej podjęto badania podstawowe przyczepności betonu do splotów siedmiodrutowych, w ramach tematu badawczego Zakładu Konstrukcji Sprężonych, „Nośność strefy przypodporowej w elementach sprężonych strunobetonowych z betonu wysokiej wytrzymałości”. Badano przyczepność betonu wysokiej wytrzymałości klasy 90 MPa oraz samozagęszczalnego klasy 90 MPa, do siedmiodrutowych splotów okrągłych $7\phi 5$ mm ze stali sprężającej klasy Y 1860.

4.

BWW - beton wysokowartościowy

4.1. Wprowadzenie do technologii betonu

Beton konstrukcyjny (kamień sztuczny) jest materiałem kompozytowym wieloskładnikowym powstałym po stwardnieniu mieszanki betonowej [237]. Składa się z matrycy (zaczynu cementowego) oraz inkluzji (ziaren kruszywa). Właściwości mechaniczne betonu zależą od wielu czynników, podstawowymi są: jakość zaczynu cementowego, stosunek wodno-cementowy, rodzaj zastosowanego kruszywa grubego i drobnego, dobór stosu okruszowego kruszywa [196]. Twardnienie betonu to proces długotrwały, (który nigdy nie ustaje) rozpoczyna się po kilku godzinach od zmieszania składników. Badania wytrzymałości betonu na ściskanie i pozostałych cech mechanicznych przeprowadza się po 28 dniach. Na ogół przyjmuje się, że beton osiąga wtedy 90% swojej pełnej wytrzymałości.

W stwardniałym betonie wyróżniamy cztery fazy:

- stałą (ziarna kruszywa),
- koloidalną (ziarna cementu – początkowo wchodzące łącznie z wodą w skład koloidalnej zawiesiny, a następnie w skład szkieletu krystalicznego),
- ciekłą (wodę – chemicznie nie związaną, wypełniającą pory),
- gazową (pęcherzyki powietrza i pary wodnej w porach).

Struktura wielofazowa betonu nie jest stała. W zależności od między innymi warunków cieplno-wilgotnościowych, przemianom ulega zwłaszcza faza koloidalna w krystaliczną. Każda z faz wpływa w różnym stopniu na właściwości stwardniałego betonu. Faza stała decyduje o właściwościach mechanicznych (wytrzymałość i odkształcalność). Istotny wpływ na właściwości mechaniczne, mają także: warunki cieplno-wilgotnościowe procesu hydratacji oraz zastosowane zabiegi pielęgnacyjne w całym procesie twardnienia. Pozostałe fazy mają drugorzędny wpływ na właściwości mechaniczne, natomiast decydują o właściwościach fizycznych (nasiąkliwość, wodoszczelność, mrozoodporność, ognioodporność) i reologicznych (zjawisko skurczu i pęcznienia).

4.2. Współczesny podział betonów konstrukcyjnych

W obrębie betonu konstrukcyjnego można wydzielić kilka rodzajów betonów [9]:

- Zwykłe. Są to betony cementowe wykonywane na bazie kruszywa mineralnego. Gęstość pozorna mieszanki wynosi powyżej 2000 kg/m^3 (najczęściej około $2400 \div 2450 \text{ kg/m}^3$), a wytrzymałość na ściskanie od 20 do 50 (60) MPa.
- BWW – wysokowartościowe. Są to betony cementowe na kruszywach łamanych o wytrzymałości na ściskanie od 60 do 100 MPa. Początkowo były nazywane betonami wysokiej wytrzymałości z uwagi na główną cechę. Istotą BWW są także inne cechy na wysokim poziomie: trwałość, szczelność, odporność na ścieranie. Parametry tych betonów są uzyskiwane dzięki modyfikacji składu i stosowaniu dodatków i domieszek chemicznych.
 - * Samozagęszczalne. Jest to odmiana BWW silnie upłynniona [198]. Urabialność mieszanki pozwala na układanie mieszanki w formie bez konieczności zagęszczania. Betony samozagęszczalne charakteryzują się zwiększoną zawartością frakcji drobnych (pyłowych i piaskowych) w strukturze.
- Bardzo wysokowartościowe. Zaliczamy do nich betony o wytrzymałości do 150 MPa. Wymagają składników wysokiej jakości do wytwarzania. Ich produkcja odbywa się według ogólnych zasad technologicznych jak wszystkich betonów konstrukcyjnych.
- Włóknobeton wysokowartościowy. Jest to BWW z dodatkiem chaotycznie rozproszonego zbrojenia w postaci włókien metalowych, węglowych, polipropylenowych lub innych, o długości rzędu $20 \div 30 \text{ mm}$ i przekroju poprzecznym do 1 mm^2 .
- Ultra wysokowartościowe. Są to najnowszej generacji materiały na bazie cementów. Ich skład jest znacząco różny od pozostałych. Składnikiem koniecznym jest zbrojenie rozproszone. Betony te charakteryzują wytrzymałości powyżej 150 MPa. Podział BUWW opiera się na składzie mieszanki – wyróżniamy: betony z proszków reaktywnych, włókno-kompozyty, kompozyty SIFCON (Ductal).

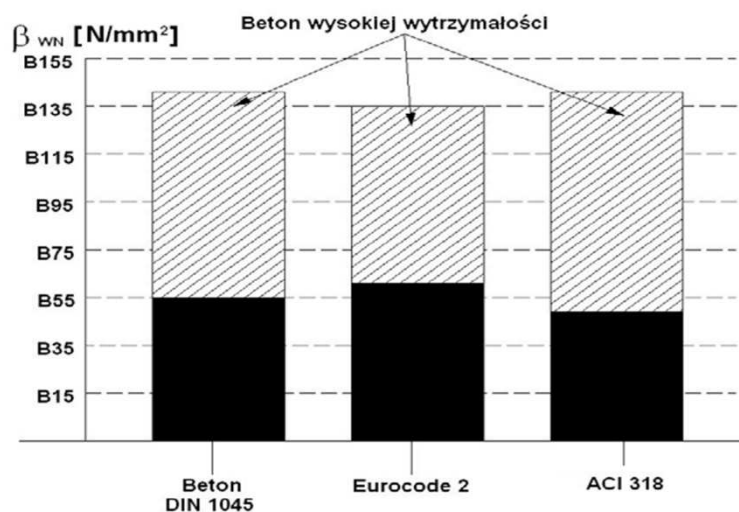
4.3. Charakterystyka betonu wysokowartościowego

Beton wysokiej wytrzymałości (HSC – *high strength concrete*) coraz powszechniej zwany jest betonem wysokowartościowym – BWW (HPC – *high performance concrete*) [9]. Prócz wyższej wytrzymałości charakteryzują go również inne cechy na wysokim poziomie (trwałość, szczelność, odporność na ścieranie) [105]. Obecnie BWW znajduje coraz szersze zastosowanie w budownictwie [10].

Beton wysokowartościowy jest powszechnie klasyfikowany w Polsce na podstawie charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie na kostkach $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}$ powyżej 60 MPa po 28 dniach dojrzewania [197]. Jest to granica umowna i nie jest stała dla BWW we wszystkich krajach. W Polsce przyjęło się, iż zakres BWW obejmuje betony od 60 do 100 MPa.

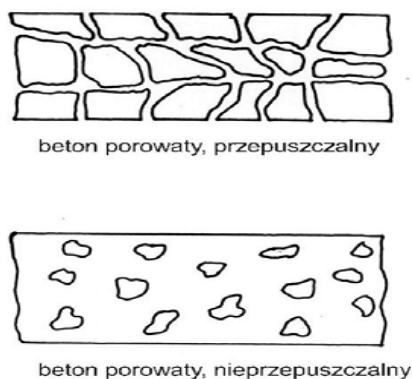
4.3.1. Odróżnienie od betonu zwykłego

Różnica pomiędzy betonem zwykłym i wysokowartościowym odnosi się nie tylko do uzyskiwanych cech wytrzymałościowych. Pod pojęciem beton wysokowartościowy, należy rozumieć beton cementowy na kruszywie naturalnym z odpowiednimi dodatkami i domieszkami [238]. W efekcie modyfikacji składu uzyskuje się kompozyt o ustabilizowanych na wysokim poziomie właściwościach [145]: dobrej urabialności świeżej mieszanki betonowej, zachowanej przez okres minimum 1 godziny od zmieszania, dużej wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach (rys. 4.1), dużej trwałości (związanej ze szczelnością uzyskiwanej struktury materiału po stwardnieniu).

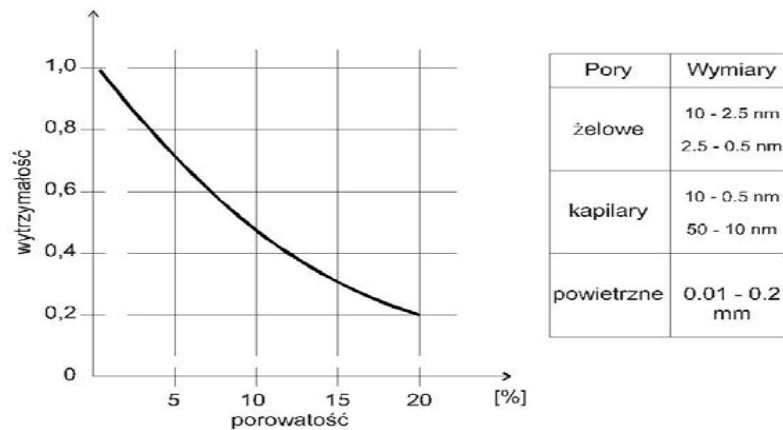


Rys. 4.1. Kryteria wytrzymałościowe dla betonów według różnych norm [145]

W betonach cementowych w wyniku hydratacji zaczynu cementowego oraz procesów produkcji (mieszanie, podawanie) powstają pory. Wyróżnia się trzy rodzaje porów: żelowe, kapilary i powietrze. Stwardniały beton jest materiałem porowatym, przepuszczalnym bądź nie przepuszczalnym (rys. 4.2). Duża liczba porów w objętości betonu wpływa niekorzystnie na właściwości mechaniczne (rys. 4.3). Występowanie porów otwartych dodatkowo pogarsza sytuację.



Rys. 4.2. Struktura stwardniałego betonu [104]



Rys. 4.3. Porowatość betonu i jej związek z wytrzymałością [37]

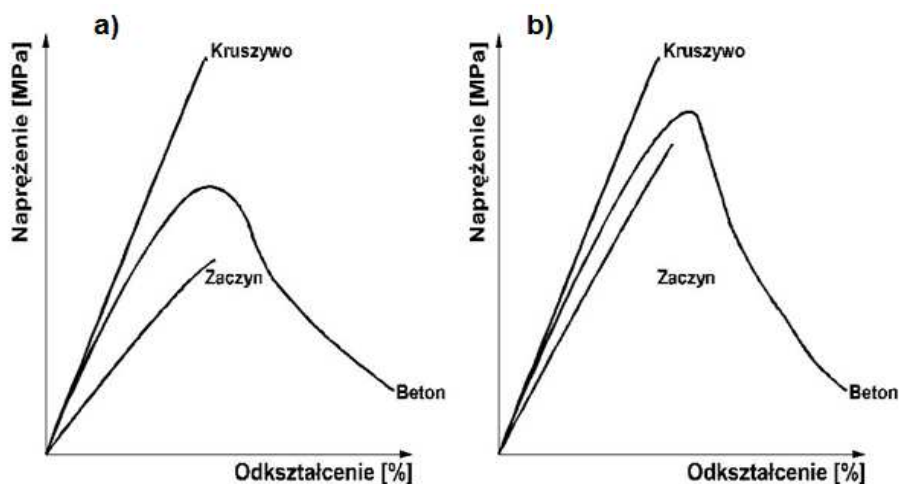
Wysokie wytrzymałości oraz inne mechaniczne właściwości betonów wysokowartościowych wynikają z ich zaprojektowanej struktury. Matryca BWW jest zagęszczona, o wysokiej wytrzymałości, dobrze związana z powierzchnią kruszywa grubego. Duża jednorodność struktury materiału, brak lokalnych defektów i osłabień w postaci porów powietrznych po wolnej wodzie i brak rys skurczowych zasadniczo zmienia zachowanie BWW w porównaniu z betonami zwykłymi. W betonach cementowych wytrzymałość na ściskanie kruszywa i zaprawy jest większa niż wytrzymałość wykonanego z nich betonu [104]. Można zaobserwować prawidłowość, że im mniejsza jest różnica między odkształcalnością i wytrzymałością matrycy (zaczynu) oraz inkluzji (kruszywa), tym większa jest wytrzymałość betonu. Istotą powstania betonów wysokiej wytrzymałości (wysokowartościowych) była zmiana relacji z równania 4.1 (wzmocnienie najsłabszego ogniwa i zbliżenie wytrzymałości zaczynu do wytrzymałości kruszywa).

$$f_k > f_z > f_b \quad (4.1)$$

gdzie:

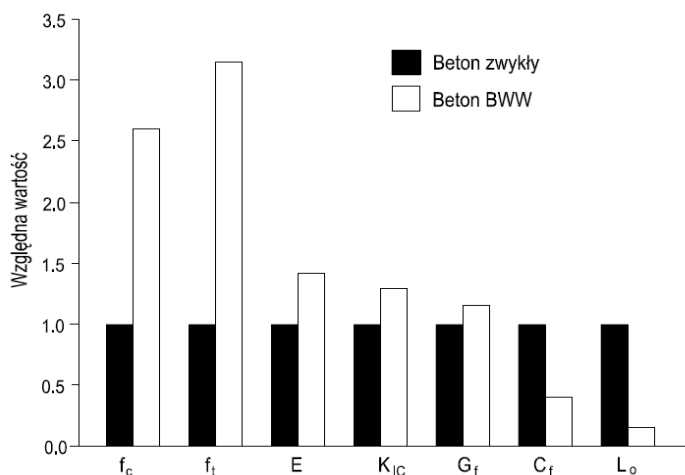
- f_k - wytrzymałość na ściskanie kruszywa [MPa],
- f_z - wytrzymałość na ściskanie zaprawy [MPa],
- f_b - wytrzymałość na ściskanie betonu [MPa],

W betonach cementowych zniszczenie przebiega przez najsłabszy element struktury betonu, którym jest strefa stykowa między ziarnami kruszywa grubego i zaczynem cementowym. W betonach nowej generacji strefa stykowa może być ulepszona dzięki zastosowaniu: kruszywa szorstkiego (łamanego), kruszywa aktywnego wapiennego, zmniejszeniu wskaźnika cementowo-wodnego (superplastyfikatory), dodatków pucolanowych (reakcja pucolanowa – pył krzemionkowy), cementu portlandzkiego wyższej klasy. Zmiana składu betonu w połączeniu z działaniem pyłu krzemionkowego poprawiają mikrostrukturę strefy stykowej oraz gotowego betonu. Szczelna mikrostruktura oraz dużo lepsze właściwości mechaniczne zmieniają mechanizm zniszczenia betonów wysokowartościowych. Dla zobrazowania omówionych różnic na rys. 4.4 zamieszczono zależności naprężenie-odkształcenie w kruszywie, zaczynie i betonie.



Rys. 4.4. Przykłady wykresów σ - ϵ dla zaczynu cementowego, kruszywa i betonu:
a) beton zwykły; b) BWW [120]

Różne moduły odkształcenia zaczynu i kruszywa przyczyniają się do powstawania koncentracji naprężeń w warstwie kontaktowej i rozwoju wewnętrznych mikrorys pod niewielkimi obciążeniami. Z tego powodu na tych wykresach obserwujemy odkształcenia quasi-plastyczne betonu. O wiele mniejsza różnica sztywności zaczynu i kruszywa w betonach wysokowartościowych w porównaniu do betonów zwykłych zwiększa jednorodność rozkładu naprężeń w materiale i redukuje ich koncentracje. Bezpośrednio przekłada się to na ograniczenie tworzenia się mikrorys. W efekcie końcowym powoduje bardziej gwałtowne pękanie próbek betonów wysokowartościowych przy zniszczeniu. Dla betonów zwykłych wartość średnich naprężeń, przy których powstają mikrorysy wynosi około 40÷50 % wytrzymałości, a w betonach wysokowartościowych może osiągać poziom 70÷80 % naprężeń maksymalnych. W rezultacie betony BWW są bardziej kruche niż betony zwykłe [119].



Rys. 4.5. Porównanie wybranych właściwości mechanicznych betonów zwykłych i BWW [119], gdzie: f_c – wytrzymałość na ściskanie, f_t – wytrzymałość na rozciąganie, E – moduł odkształcalności podłużnej, K_{IC} – współczynnik intensywności naprężeń, G_f – energia pękania, C_f i L_0 – parametry określające rozmiary strefy mikrozarysowania wokół czubka rysy.

4.3.2. Obszary zastosowania BWW

BWW z uwagi na swoje unikalne właściwości może być stosowany wszędzie tam gdzie beton zwykły jest niewystarczający [10]. Do tej pory BWW był wykorzystywany między innymi przy budowie obiektów wysokich [11], mostów [212], nawierzchni drogowych. Beton wysokiej wytrzymałości jest stosowany w prefabrykacji żelbetowej i sprężonej. Aspekty konstrukcyjne i ekonomiczne skłaniają do zastosowania w budownictwie podziemnym [62]. Istnieje zainteresowanie BWW samozagęszczalnym w środowisku zakładów prefabrykacji [140]. Pojedyncze realizacje już miały miejsce głównie w Stanach Zjednoczonych [41]. BWW może być również z powodzeniem stosowany dla typowych do tej pory obszarów zarezerwowanych dla betonu zwykłego [81]. Takie realizacje są często opłacalne z uwagi na mniejsze zużycie materiału i zwiększenie trwałości.

Zainteresowanie, jak i liczba zastosowań są powodowane najczęściej dzięki takim cechom BWW jak: wysoka wytrzymałość, szybki przyrost wytrzymałości wczesnej, wysoka trwałość oraz możliwość układania mieszanki bez konieczności wibrowania (dla samozagęszczalnego).

Zaawansowane są prace badawcze naukowców ze Stanów Zjednoczonych i Kanady w zakresie modeli materiałowych betonu wysokiej wytrzymałości do wymiarowania przekrojowego elementów żelbetowych [28], [172] i sprężonych [98]. Jednym z nielicznych normatywów podejmującym projektowanie z BWW są wytyczne z Singapuru [36].

4.3.3. Skład BWW

4.3.3.1. Cement

Wysoka wartość współczynnika wodno-cementowego w betonach wysokowartościowych narzuca zwiększenie zawartości cementu w recepturze. W większości przypadków stosuje się 450÷550 kg cementu na 1 m³ mieszanki [238]. Wysoką zawartość cementu w składzie betonów wysokowartościowych można lekko zredukować stosując mikrowypełniacze mineralne. Optymalna ilość cementu jest ściśle związana z zapewnieniem odpowiedniej odległości między ziarnami grubego kruszywa. Zarówno do betonów zwykłych, jak i do wysokowartościowych wykorzystuje się cementy portlandzkie z tą różnicą, że w przypadku BWW wymagane są cementy wysokiej jakości o regularnym składzie i drobno zmielone [83]. Najczęściej stosowane są cementy z grupy CEM I o klasie jakości 42,5 lub 52,5, a przypadku konieczności uzyskania wysokiej wczesnej wytrzymałości można stosować cementy szybkotwardniejące.

4.3.3.2. Kruszywo

Kruszywo jest podstawowym składnikiem każdego betonu. Kruszywa do betonów wysokowartościowych muszą spełniać podwyższone wymagania dotyczące jakości i uziarnienia. O jakości kruszywa decyduje materiał skalny z którego jest wytworzone oraz kształt i przyczepność ziaren. Stos okruchowy kruszywa przekłada się na wytrzymałość i właściwości reologiczne betonu i świeżej mieszanki.

Mechanizm zniszczenia zachodzący w betonach wysokowartościowych sprawia, że o wytrzymałości betonu decydować może wytrzymałość zastosowanego kruszywa. Z tego powodu zalecane jest stosowanie kruszyw ze skał magmowych charakteryzujących się wysoką wytrzymałością na ściskanie i niską odkształcalnością. Jedną z najistotniejszych własności charakteryzujących kruszywo jest przyczepność powierzchni jego ziaren do zaczynu cementowego. Kształt stosowanych ziaren ma na nią pierwszorzędne znaczenie [7]. W przypadku kruszyw łamanych powinien być w zbliżony do graniastostupów o wyraźnych, ostrych kształtach, natomiast kruszywa naturalne powinny mieć kształt zaokrąglony, zbliżony do kuli. Dla obu rodzajów kruszyw są to ziarna najbardziej odpowiednie ze względu na mały stosunek powierzchni do objętości. W efekcie minimalizuje to zużycie cementu na pokrycie ziaren. Nieodpowiednio dobrane kruszywo może mieć bardzo zły wpływ na szczelne ułożenie mieszanki betonowej – podczas zagęszczania pod ziarnami płaskimi i wydłużonymi mogą tworzyć się soczewki wodne, zatem musimy ograniczać obecność kruszyw o takich kształtach. Dopuszczalne jest stosowanie kruszyw żwirowych oraz naturalnych, jednak ich przyczepność do zaczynu może być niezadowalająca. Mając na uwadze maksymalne rozwinięcie powierzchni właściwej ziaren w celu zwiększenia ich mechanicznej przyczepności do zaczynu, najefektywniejsze jest zastosowanie kruszyw łamanych. Kruszywa naturalne i otoczkowe zapewniają lepszą urabialność mieszanki betonowej, a także ze względu na mniejszą powierzchnię właściwą wymagają mniejszej ilości cementu.

Wielkość ziaren przyjętego kruszywa przekłada się na uzyskiwane wytrzymałości betonu. Im mniejszy jest maksymalny wymiar ziarna oraz drobniejszy stos okrucowy, tym możliwe są do uzyskania wyższe wytrzymałości betonu. W betonach do klasy 75 MPa największe ziarna nie powinny być większe niż 20÷28 mm, do klasy 100 MPa mniejsze niż 10÷20 mm, natomiast przy klasach do 150 MPa mniejsze niż 10÷14 mm. Wytyczne amerykańskie [6] zalecają kruszywa do betonów o wytrzymałości z przedziału 65÷85 MPa o maksymalnym wymiarze do 25 mm, natomiast do betonów powyżej 85 MPa o maksymalnym wymiarze ziarna 10÷13 mm.

Wskazane jest stosowanie piasku i kruszywa grubego tego samego rodzaju. Uziarnienie kruszywa drobnego (piasku) ma również znaczenie dla otrzymywanych parametrów mechanicznych betonu. Im uziarnienie piasku będzie większe tym uzyskiwane wytrzymałości betonu będą proporcjonalnie większe. W miarę zwiększania zawartości piasku należy zwiększać ilość cementu w mieszance. Wskaźnik uziarnienia piasku (suma ułamkowa wagowych odsiewów na sitach normowych) powinien zawierać się w przedziale 2,8÷3,2, co zapewnia odpowiedni udział grubszych frakcji [161].

W Polsce najczęściej stosuje się łamane kruszywo bazaltowe lub granitowe z uwagi na dostępność oraz piasek rzeczny. Zastosowane kruszywo grube i drobne powinno zapewnić możliwie małą jamistość stosu okrucowego oraz wykazujące absorpcję mniejszą niż 3 % .

4.3.3.3. Woda

Do betonów wysokowartościowych stosuje się te same wymagania odnośnie wody jak do betonów zwykłych. Woda nie powinna zawierać olejów i tłuszczów, detergentów, być wolna od zanieczyszczeń chemicznych (chlorki, siarczany, alkalia, cukry, fosforany, azotany, ołów i cynk), bez barwy (dopuszczalnie bladożółta lub jaśniejsza), zapachu i smaku (zapach i smak wody pitnej), nie tworzyć zawiesin (wyjątek stanowi woda odzyskana z procesów produkcji betonu) i nie zawierać substancji humusowych, o kwasowości $pH > 4$.

4.3.3.4. Dodatki mineralne - mikrowypełniacze

Zastosowanie dodatków i domieszek do betonów modyfikowanych jest czynnikiem najbardziej różnicującym ich budowę wewnętrzną od betonu zwykłego. Wśród dodatków pylastych możemy wyróżnić: pył krzemionkowy, popioły lotne, granulowany żużel wielkopiecowy i mączkę wapienną, pył z łusek ryżowych, pył szklany, popiół wulkaniczny, mączkę ceglana. Początkowo składniki te były tylko i wyłącznie traktowane jako substytuty cementu, a ich stosowanie uzasadnione było kwestiami ekonomicznymi i ekologicznymi.

Najpowszechniej stosowanym dodatkiem mineralnym do betonów wysokowartościowych jest pył krzemionkowy. Pył jest ubocznym produktem procesu hutniczego produkcji metalicznego krzemu lub jego stopów. Składa się z drobnych, kulistych cząstek amorficznej (bezpостaciowej) aktywnej krzemionki (95 %). Powierzchnia właściwa pyłu stosowanego do betonu powinna wynosić co najmniej 15 000 m²/kg [165]. Średnia cząstka ma wymiar 0,2 μm, natomiast większość cząstek jest mniejszych niż 0,1 μm. Ilość stosowanego dodatku pyłu powinna wynosić 5÷10 % masy cementu [259]. Większe ilości sprzyjają korozji zbrojenia.

Pył krzemionkowy z uwagi na bardzo dużą powierzchnię właściwą pokaźnie wpływa na wzrost zapotrzebowania na wodę. Z tego powodu do betonów wysokowartościowych dodaje się domieszki chemiczne uplastyczniające (superplastyfikatory). Mieszanka betonowa z dodatkiem pyłu staje się bardziej spoista. Przy większej zawartości pyłu, wykazuje tendencje do przylegania do ścian urządzeń transportowych i szalunków. Z drugiej strony dodatek pyłu krzemionkowego zapobiega segregacji składników (powierzchniowe oddawanie mleczka wapiennego praktycznie nie występuje) i możliwe jest podawanie mieszanki betonowej z dosyć dużych wysokości. Zaczyn cementowy z dodatkiem mikrokrzemionki nie sedymentuje. Potwierdzony jest bardzo korzystny wpływ na zwiększenie właściwości mechanicznych betonu dzięki uszczelnieniu struktury. Niewielkie rozmiary cząstek i reaktywność pucolanowa zagęszcza i uszczelnia strefę styku kruszywa i zaczynu cementowego bezpostaciowymi produktami krzemianowej hydratacji alitu i belitu (powstanie fazy *C-S-H*). Następuje wzrost wytrzymałości na ściskanie betonu i wzrost wartości modułu sprężystości betonu [165]. Szczególnej uwadze zasługuje pozytywny wpływ dodatku pyłu krzemionkowego na trwałość betonu. Beton z dodatkiem jest bardziej szczelny, mniej nasiąkliwy, ma podwyższoną odporność na agresję chemiczną. Wprowadzenie do składu pyłu krzemionkowego zwiększa stopień hydratacji cementu,

a tym samym ilość wydzielanego ciepła twardnienia. Dzięki temu powoduje wzrost początkowej wytrzymałości betonu. Absorbacja wody przez pył krzemionkowy zapobiega jej nagromadzeniu w sąsiedztwie kruszywa i zbrojenia.

Od ilości i jakości zastosowanego pyłu krzemionkowego zależy wielkość poprawy właściwości betonu takich jak: zwiększenie przyczepności do zbrojenia, wzrost wytrzymałości początkowej i końcowej, spadek przepuszczalności gazów i cieczy, wzrost odporności na korozję chemiczną, wzrost mrozoodporności. W betonach powyżej klasy 75 MPa stosowanie pyłu krzemionkowego jest konieczne dla uzyskania wymaganej wysokiej klasy wytrzymałości.

W USA najpopularniejszym mikrowypełniaczem jest mączka wapienna z uwagi na korzystne chemiczne oddziaływanie z kruszywem węglanowym.

4.3.3.5. Domieszki upłynniające

Plastyfikatory (domieszki modyfikujące lepkość – redukujące ilość wody) i upłynniacze (superplastyfikatory – domieszki znacznie redukujące ilość wody) pozwalają na zredukowanie ilości wody zarobowej w mieszance betonowej przy jednoczesnej poprawie jej urabialności. Stosowanie superplastyfikatorów w interakcji z pyłami krzemionkowymi jest podstawą technologii wykonywania betonów wysokiej wytrzymałości [113]. Idea wprowadzenia do betonu superplastyfikatora polega na: zwiększeniu ciekłości mieszanki betonowej przy stałym wskaźniku wodno-cementowym, zwiększeniu wytrzymałości betonu dzięki redukcji wody (przy stałej konsystencji), mniejszym zużyciu cementu przy stałej urabialności mieszanki i wytrzymałości betonu.

Superplastyfikator jest to domieszka na bazie polimerów (żywic syntetycznych). Efektywne zastosowanie może prowadzić do ograniczenia zużycia wody zarobowej o 40 %. W przypadku plastyfikatora możliwa jest redukcja maksymalnie o 10 %. Działanie superplastyfikatora powoduje lepsze zwilżenie ziaren cementu – dzięki zmniejszeniu napięcia powierzchniowego wody, deflokulację (dezagregację) skupisk ziaren cementu – jednorodne rozmieszczenie cementu. Wprowadzając superplastyfikator uzyskuje się jednorodną mieszankę betonową o lepszej plastyczności, dającą się łatwiej transportować (pompować), układać, formować i zagęszczać. Zwiększenie ciekłości mieszanki betonowej umożliwia większe zmniejszenie ilości wody zarobowej w mieszance, co w konsekwencji powoduje wzrost wytrzymałości betonu [259]. Prócz zwiększenia wytrzymałości betonu, następuje także poprawa jego trwałości poprzez zwiększenie mrozoodporności, szczelności i obniżenie nasiąkliwości. Zalecana dawka superplastyfikatora wynosi 0,5÷2,0 % masy cementu, natomiast maksymalna 4 %. Efektywność działania superplastyfikatora zależy między innymi od: wielkości wykonywanego zarobu (ilości mieszanki - w małych zarobach jest mało efektywny), jego rodzaju i momentu dozowania (wskazane jest dozowanie razem z wodą), poziomu wskaźnika W/C (im niższy tym lepiej), rodzaju i składu chemicznego cementu, a także ilości pyłu krzemionkowego. Pamiętać należy o doborze takiego superplastyfikatora do betonu, który będzie dobrze współpracował z zastosowanym mikrowypełniaczem (zarówno przy pyłach krzemionkowych jak i innych dodatkach mineralnych).

Wśród domieszek upłynniających na szczególną uwagę zasługuje tutaj grupa domieszek najnowszej generacji, oparta na bazie eterów polikarboksyłowych. Upłynnacze te pozwalają na znaczną redukcję ilości wody zarobowej (nawet ponad 30 %) oraz charakteryzują się silnym i długotrwałym efektem upłynniającym. Superplastyfikatory najnowszej generacji stosowane są również do wykonywania mieszanek betonowych samozagęszczalnych.

4.4. Beton wysokiej wytrzymałości HSC (BWW zagęszczany mechanicznie)

Beton wysokowartościowy zagęszczany mechanicznie obejmuje betony cementowe o niskim wskaźniku wodno-cementowym ($W/C = 0,21 \div 0,38$) możliwym do uzyskania dzięki zastosowaniu superplastyfikatorów, zagęszczane wibracyjnie na kruszywach naturalnych z odpowiednimi dodatkami i domieszkami [80], [113], [119], [238]. W opisie betonu wysokowartościowego prócz wartości wskaźnika wodno-cementowego, istotne jest określenie wskaźnika wodno-spoiwowego (W/S), gdzie jako spoiwo jest przyjmowana suma masy cementu oraz mikrowypełniaczy mineralnych. Najczęściej stosuje się następujące mikrowypełniacze: pył krzemionkowy, popioły lotne, mielony granulowany żużel wielkopiecowy.

4.5. Beton wysokiej wytrzymałości (wysokowartościowy) samozagęszczalny HSSCC

Geneza betonu samozagęszczalnego jest związana z odwiecznym problem trwałości betonu. Wytworzenie trwałej konstrukcji betonowej wymaga odpowiedniego zagęszczenia betonu przez wykwalifikowanych robotników. By uniezależnić trwałość betonu (konstrukcji) od zdolności kadry robotniczej w 1986 r. Okamura zaproponował ideę betonu samozagęszczalnego [170]. Beton samozagęszczalny (SCC – *self compacting concrete* lub *self consolidating concrete*) uzyskuje się z mieszanki betonowej mającej zdolność do zagęszczenia (samozagęszczenia), czyli odprowadzenia powietrza z mieszanki po wymieszaniu składników [71]. Beton samozagęszczalny (SCC) może być zdefiniowany jako "wysoce płynny, jednakże urabialny beton, który może z łatwością rozprzestrzeniać się i wypełnić formę bez konieczności zagęszczania i który nie podlega znacznej segregacji" [234].

SCC charakteryzowany jest swoimi trzema podstawowymi właściwościami [248]:

- płynnością (*flowing ability*): zdolnością do wypełnienia całej przestrzeni w formie pod własnym ciężarem,
- urabialnością (*passing ability*): zdolność do wypełniania przestrzeni wokół prętów zbrojeniowych oraz innego zbrojenia pod własnym ciężarem,
- odpornością na segregację: kompozycja pozostaje jednolita w transporcie i podczas układania.

Materiał ten jest stosowany do produkcji elementów prefabrykowanych/sprężonych, zwłaszcza wykonywanych w wąskich formach i wymagających zbrojenia. Beton samozagęszczalny jest coraz bardziej popularny w prefabrykacji elementów żelbetowych i sprężonych w Stanach Zjednoczonych [156].

Beton wysokiej wytrzymałości samozagęszczalny jest to beton zachowujący wszystkie właściwości mechaniczne i reologiczne betonu wysokiej wytrzymałości, uzyskane z mieszanki betonowej zagęszczanej w sposób tradycyjny. Różnica pomiędzy tymi betonami wynika wyłącznie z receptury i technologii wykonywania [247]. Co ciekawe łatwiej uzyskać beton samozagęszczalny o wysokiej wytrzymałości niż beton zwykły samozagęszczalny (stosowanie upłynniaczy, mikrowypełniaczy i zwiększanie udziału frakcji drobnych oprócz modyfikacji reologicznych właściwości mieszanki betonowej wpływa również na podwyższenie wytrzymałości stwardniałego betonu).

4.5.1. Skład mieszanek samozagęszczalnych

Aby osiągnąć wysoką urabialność mieszanki, jednocześnie zachowując jej spoistość, skład musi być modyfikowany. Może to być osiągnięte na trzy sposoby: chemicznie, fizycznie (korekta receptury), bądź kombinacją dwóch pierwszych sposobów [155]. Aby wyprodukować SCC chemicznie, używa się dwóch domieszek: superplastyfikatorów oraz modyfikujących lepkość. Przy doborze obu domieszek należy zwrócić uwagę na odpowiednie ich współdziałanie. W betonie, cząstki cementu posiadają ładunek dodatni bądź ujemny. Przyciąganie pomiędzy cząstkami powoduje ich skupianie, przez co woda zostaje uwięziona pomiędzy nimi i nie jest w stanie zwiększyć urabialności betonu. Superplastyfikatory powodują, że ziarna cementu zaczynają się odpychać uwalniając wodę w zaczynie i zwiększają urabialność mieszanki. Domieszki modyfikujące lepkość używane są w celu zwiększenia lepkości wody, co zabezpiecza bardzo płynne mieszanki przed segregacją. Działanie obydwu tych domieszek pozwala na osiągnięcie wysokiej płynności przy zachowaniu spoistości. Ten sam efekt może być również osiągnięty czysto fizycznymi środkami. Aby osiągnąć wysoką płynność mieszanki samozagęszczalnej, współczynnik wodno-cementowy W/C musi zostać zwiększony. Z kolei, aby zachować spoistość w stosunkowo mokrej mieszance, ilość kruszywa drobnego musi zostać zwiększona. Większy udział kruszywa drobnego od kruszywa grubego jest dosyć typowy dla betonów samozagęszczalnych, co jest zupełnym przeciwieństwem jeżeli chodzi o tradycyjne mieszanki. Większość dzisiejszych mieszanek SCC jest produkowana używając trzeciego sposobu – kombinacji środków fizycznych i domieszek chemicznych. Tak wyprodukowane mieszanki zachowują wysoki udział kruszywa drobnego przy niskim współczynniku wodno-cementowym, a wysoka płynność jest osiągnięta przez zastosowanie superplastyfikatorów. Dzięki tym wszystkim czynnikom otrzymujemy mieszankę SCC, która jest zarówno płynna, nie potrzebuje wibrowania przy wypełnianiu formy oraz zachowuje niski współczynnik W/C , co w rezultacie może dać mocniejszy i bardziej trwały beton.

Charakterystyka składu mieszanek [234]:

- $W/C < 0,5$,
- $W/(C+D) < 0,35$,
- Ilość wody zarobowej – $160 \div 200 \text{ dm}^3$,
- Zawartość frakcji pylastych (w tym cementu) – $300 \div 650 \text{ kg}$,
- Zawartość mikrowypełniaczy (frakcji pylastych) do 50 % masy cementu,
- Kruszywo otoczkowe lub łamane o regularnym kształcie,
- Wielkość ziaren kruszywa do 16 mm,
- Zwiększony udział piasku w kruszywie – $35 \div 50 \%$.

Projektowanie betonów samozagęszczalnych odbywa się tylko i wyłącznie doświadczalnie [235] w oparciu o kryteria reologiczne mieszanek SCC. Badania prowadzone są metodami technicznymi (pkt. 4.5.2) lub reometrycznymi.

4.5.2. Badania mieszanek samozagęszczalnych

Z powodu dużej płynności mieszanek samozagęszczalnych, większość tradycyjnych badań świeżych mieszanek jest dla nich nieodpowiednia. Przeprowadza się dla nich badania aby przetestować specyficzne właściwości, takie jak: płynność, urabilaność oraz odporność na segregację.

Aby przetestować płynność, która jest porównywalna do opadu stożka dla tradycyjnych mieszanek, stworzono badanie rozptywu opisane w normach [18], [187]. Do badania używa się stożka Abramsa o wymiarach: wysokości 300 mm, średnicy podstawy dolnej 200 mm i górnej 100 mm. Badanie polega na ustawieniu stożka na drewnianej płycie w pozycji normalnej (bądź odwróconej), jednorazowym wypełnieniu stożka mieszanką betonową bez zagęszczania, a następnie podniesieniu stożka i zmierzeniu średnicy rozptywu (rys. 4.6). Ten sam test jest używany do oceny odporności mieszanki na segregację. Jeżeli mieszanka ma problemy z segregacją, większość kruszywa grubego zostanie w środku powierzchni, natomiast sama mieszanka rozptylnie się dalej. Podczas badania mierzy się także czas rozptywu do średnicy 500 mm. Test pokazuje zdolność mieszanki SCC do wypełniania formy i stabilności.



Rys. 4.6. Badanie rozptywu mieszanki [155]

Innym badaniem, które jest używane w połączeniu z badaniem rozptywu mieszanki jest test z wykorzystaniem J-pierścienia, tak zwany *J-Ring test*, opisany w normach [19], [184]. W tym badaniu zostaje powtórzone badanie rozptywu mieszanki z tą różnicą, że na stole rozptywowym zostaje umieszczony okrągły pierścień z poprzecznymi prętami (rys. 4.7), będącymi odwzorowaniem prętów zbrojeniowych umieszczanych w formie przed podaniem betonu. Mieszanka betonowa musi rozplnąć się po stole, pokonując pręty symulujące zbrojenie. Mierzona jest również średnica rozptywu i zdolność przepływu. Słaba zdolność do przepływu mieszanki, będzie uwidaczniać się zauważalną ilością kruszywa grubego wewnątrz J-pierścienia, a jedynie zaprawa będzie przepływać poza pręty. Takie zachowanie sugeruje braki w spoiwości, które mogą być szkodliwe w skutkach na placu budowy. Pomyślny przebieg testu wymaga średnicy rozptywu nie mniejszej niż 50 mm od średnicy odnotowanej w badaniu rozptywu mieszanki.



Rys. 4.7. Badanie metodą J-pierścienia [155]

Pozostałe badania właściwości obejmują badanie metodą L-pojemnika (*L-box test*) opisane w normie [182] pozwalające zmierzyć odpowiednio drożność (płynność), urabialność oraz stabilność. Badanie metodą L-pojemnika (rys. 4.8) jest używane do określenia przepływu mieszanki oraz zdolności do wypełniania przez nią formy. Pionowa przegroda L-pojemnika jest najpierw wypełniana jednorazowo mieszanką samozagęszczalną, bez wibrowania ani ubijania. Następnie brama L-pojemnika zostaje podniesiona pozwalając mieszance na wypłynięcie z niej do poziomej przegrody. W bramie znajdują się trzy pręty, mające symulować zbrojenie. Mieszanka musi je pokonać, przepływając między nimi. Test uznaje się jako prawidłowy, jeżeli mieszanka dotrze do końca poziomej części aparatury. Dodatkowo mierzony jest stosunek wysokości mieszanki na końcu przegrody poziomej do wysokości mieszanki tuż za bramą (współczynnik blokowania). Mieszanka samozagęszczalna musi posiadać ten współczynnik na poziomie co najmniej 0,8 aby była zaakceptowana. Im bliżej wartości 1,0 należy oczekiwać lepszego zachowania mieszanki.



Rys. 4.8. Aparatura do badania metodą L-pojemnika [155]

Kolumna segregacyjna (procedura amerykańska) jest używana do określenia zdolności mieszanki samozagęszczalnej do statycznej segregacji. Badanie to jest opisane w normie [17]. Kolumna jest wypełniana jednorazowo mieszanką SCC (rys. 4.9).



Rys. 4.9. Kolumna segregacyjna [155]

Po wypełnieniu mieszanką kolumna zostaje pozostawiona na 15 minut. Następnie mieszanka z górnej i dolnej części kolumny jest przepłukiwana oddzielnie przez sito numer 4 w celu odseparowania zaczynu od kruszywa. Następnie kruszywo z górnej i dolnej części zostaje wysuszone i zważone. Używając pomierzonych mas, oblicza się stopień statycznej segregacji według wzoru 4.2. Jak do tej pory nie określono standardowego akceptowalnego stopnia segregacji, ale generalnie akceptuje się mieszanki których stopień segregacji jest mniejszy niż 10 %.

$$S = 2 \cdot \left[\frac{CA_B - CA_T}{CA_B + CA_T} \right] \cdot 100, \text{ if } CA_B > CA_T \quad (4.2)$$

$$S = 0, \text{ if } CA_B \leq CA_T$$

gdzie:

- S - stopień statycznej segregacji [%],
 CA_T - masa kruszywa grubego w górnej części kolumny [kg],
 CA_B - masa kruszywa grubego w dolnej części kolumny [kg].

Badanie segregacji sitowej według procedury europejskiej również służy do określenia zdolności mieszanki samozagęszczalnej do statycznej segregacji. Badanie to jest opisane w normie [183]. Polega ona na wylaniu próbki mieszanki po 15 minutach od odstawienia na sito. Po 2 minutach od wylania mierzy się i waży materiał, który przeszedł przez sito. Masy materiałów służą do określenia indeksu segregacji według wzoru 4.3. Akceptowalny indeks segregacji, jest mniejszy niż 20 %.

$$SR = \left[\frac{m_{ps} - m_p}{m_c} \right] \cdot 100 \quad (4.3)$$

gdzie:

- SR - indeks segregacji [%],
 m_{ps} - masa odbiornika i materiału [kg],
 m_p - masa odbiornika [kg],
 m_c - masa mieszanki na sicie [kg].

Kolejnym możliwym badaniem jest metoda V-lejka (*V-funnel test*) według normy [188]. Badanie polega na napełnieniu lejka z zamkniętym wylotem mieszanką betonową. Po upływie 10 s wylot zostaje otwarty i mierzony jest czas wypływu zaobserwowania prześwitu przez wylot lejka. Wypływ mieszanki z lejka powinien być ciągły.

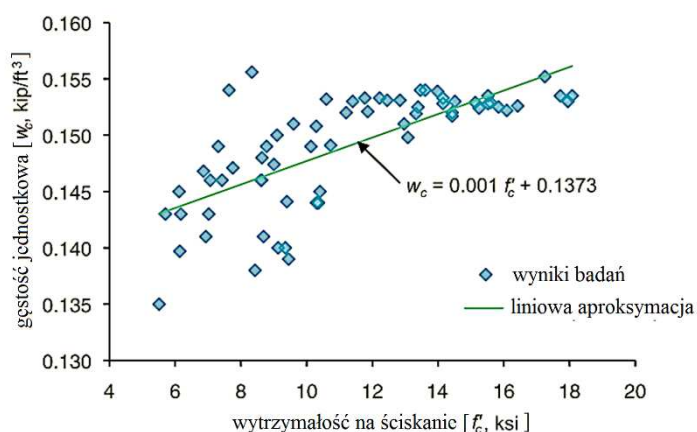
Odporność mieszanki na segregację może być również określana przez pomiar grubości zaprawy na wierzchu pionowej próbki. Maksymalna grubość zaprawy bez kruszywa drobnego musi być mniejsza niż 7 mm.

4.6. Cechy mechaniczne BWW

4.6.1. Wytrzymałość na ściskanie

Betony wysokowartościowe w odróżnieniu od betonów zwykłych wykazują szybki przyrost wytrzymałości w czasie, szczególnie widoczny w początkowej fazie, co spowodowane jest małą ilością wody zarobowej i dużą powierzchnią kontaktów między ziarnami składników świeżej mieszanki betonowej [119]. Badanie wytrzymałości na ściskanie [21], [191] jest zależne od wielu czynników takich jak wymiary próbki, warunki dojrzewania próbki, szybkość

przyrostu obciążenia. Şener [236] stwierdził, że wymiary próbki do badań przekładają się na otrzymywane wyniki. Badał on wytrzymałość na próbkach walcowych o stosunku wysokości do średnicy próbki $H/D = 2$, dla $H = 300, 150$ i 75 mm. Uzyskiwane rezultaty potwierdziły, że wytrzymałość spada wraz ze zwiększeniem wymiarów próbki. Co więcej zmieniał się również charakter zniszczenia. Większe próbki są bardziej kruche (zniszczenie jest nagłe), a mniejsze wykazują więcej zachowania plastycznego. Przy zniszczeniu mniejsze próbki pozwalają na o wiele większe odkształcenia. Al-Omaishi i inni [12] zaobserwowali związek wytrzymałości na ściskanie z gęstością betonu. Im beton jest bardziej szczelny tym większe są możliwości uzyskiwania wyższej wytrzymałości są większe (rys. 4.10).



Rys. 4.10. Relacja między gęstością a wytrzymałością betonu [12]
 [1 kip/ft³ = 1602 kg/m³, 1 ksi = 6,895 MPa]

Betony zagęszczane wibracyjnie i samozagęszczalne o takim samym stosunku W/C , i składnikach charakteryzują się zbliżoną wytrzymałością na ściskanie i zbliżonym tempem jej wzrostu w czasie. Badania wykazują, że w takim przypadku wytrzymałość na ściskanie betonu SCC może być większa do około 10 %. Jest to skutkiem poprawy strefy kontaktowej w wyniku wyeliminowania wibracji.

4.6.2. Wytrzymałość na rozciąganie

Wytrzymałości na rozciąganie betonów wysokowartościowych rozwija się szybciej niż wytrzymałość na ściskanie, ale w zasadzie po 14 dniach jej dalszy przyrost nie jest zauważalny. Dla betonów zwykłych wytrzymałość na rozciąganie może wynosić do około 10 % wytrzymałości na ściskanie, podczas gdy dla BWW wynosi zwykle do 5 % [80]. Słaby wzrost wytrzymałości na rozciąganie wynika z tego, że łączenie ziaren kruszywa do przenoszenia naprężeń rozciągających zachodzi dużo trudniej niż w przypadku naprężeń ściskających. Model Code 2010 i Eurokod 2 dla betonów o klasie wytrzymałości na ściskanie większej niż C50/60 zaleca określać średnią wytrzymałość betonu na osiowe rozciąganie w oparciu o wzór 4.4.

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \quad (4.4)$$

gdzie:

- f_{ctm} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na rozciąganie [MPa],
 f_{cm} - wytrzymałość średnia betonu na ściskanie [MPa].

Wytrzymałość na rozciąganie może być określana trzema metodami: badaniem wytrzymałości na osiowe rozciąganie, na rozciągnię przy zginaniu [24], [192], na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek [23], [193]. Badania na rozciąganie przy zginaniu i przy rozłupywaniu próbek przeszacowują rzeczywistą wytrzymałość na rozciąganie. Po badaniach, mierzy się wymiary próbki i wytrzymałość jest obliczana zgodnie ze wzorami 4.5 i 4.6.

$$R_{fl} = \frac{P \cdot L}{b \cdot d^2} \quad (4.5)$$

gdzie:

- R_{fl} - wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu [MPa],
 P - siła niszcząca [kN],
 L - rozpiętość pomiędzy podporami [m],
 b - szerokość próbki [m],
 d - wysokość próbki [m].

$$R_{sp} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l \cdot b} \quad (4.6)$$

gdzie:

- R_{sp} - wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu [MPa],
 l - długość próbki [m],
 b - szerokość próbki [m].

Dla danej wytrzymałości na ściskanie i wieku betonu wytrzymałość na rozciąganie betonu SCC jest identyczna lub większa od betonu zagęszczanego wibracyjnie.

Wytrzymałość na rozciąganie betonu otrzymana przy różnych rodzajach badań może znacznie się od siebie różnić. Poniżej przytoczono zależności wiążące interpretację otrzymanej wytrzymałości dla omówione metod badań wytrzymałości na rozciąganie według EC 2 i MC 2010.

PN-EN 1992-1-1:2008 [195]

Zależność pomiędzy wytrzymałością na rozciąganie osiowe i wytrzymałością na rozciąganie badaną przez rozłupywanie podaje wzór 4.7, natomiast pomiędzy wytrzymałością na rozciąganie osiowe i wytrzymałością na rozciąganie badaną przy zginaniu wzór 4.8 [192].

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (4.7)$$

$$f_{ctm,fl} = \max \left[\left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm}, f_{ctm} \right] \quad (4.8)$$

gdzie:

h - wysokość elementu próbnego [mm],

l - długość próbki [m],

b - szerokość próbki [m].

Model Code 2010 [149]

Analogiczne zależności podają wzory 4.9 i 4.10.

$$f_{ctm} = A_{sp} \cdot f_{ct,sp} \quad (4.9)$$

$$f_{ctm} = A_{fl} \cdot f_{ct,fl} \quad (4.10)$$

gdzie:

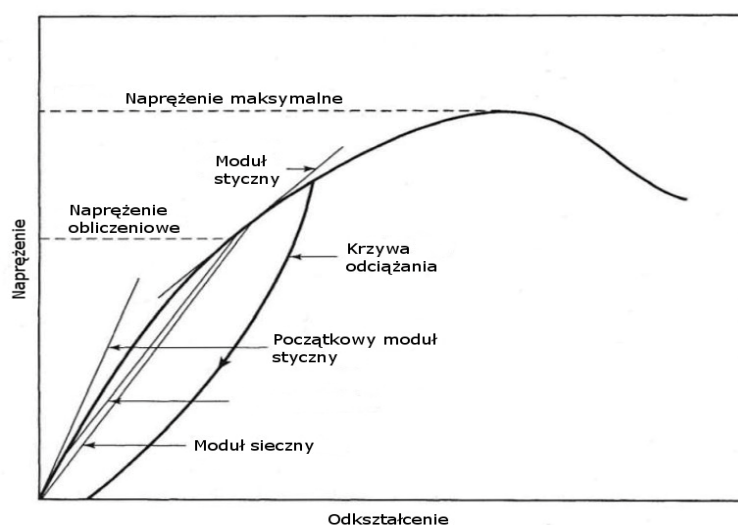
A_{sp} - współczynnik, MC 2010 podaje, że wartość współczynnika w różnych normach waha się od 0,67 do 0,95, według badań MC 2010 zaleca $A_{sp} = 1$,

A_{fl} - współczynnik, $A_{fl} = \frac{\alpha_{fl} \cdot h_b^{0,7}}{1 + \alpha_{fl} \cdot h_b^{0,7}}$,

α_{fl} - współczynnik, wartość zalecana $\alpha_{fl} = 0,06$.

4.6.3. Moduł sprężystości

Z powodu nieliniowo-niesprężystego zachowania betonu, moduł sprężystości może przyjmować różne wartości w zależności od sposobu jego mierzenia. Moduł sprężystości jest nachyleniem krzywej naprężenie-odkształcenie pomiędzy określonymi dwoma punktami (rys. 4.11).



Rys. 4.11. Typowy wykres naprężenie-odkształcenie dla betonu [146]

Moduł sprężystości określa się według norm [22], [194]. Próbki cylindryczne używane do badania są takie same jak te używane w badaniu wytrzymałości na ściskanie. Używając czujnika odkształceń mierzy się odkształcenie ε_2 przy 40 % maksymalnego obciążenia σ_2 . Mierzy się również naprężenie σ_1 , które powoduje 0,005 % odkształcenia. Używając tych wartości oblicza się moduł sprężystości betonu E_c według wzoru 4.11.

$$E_c = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0,00005} \quad (4.11)$$

Norma *PN-EN 1992-1-1:2008* [195] definiuje zależność naprężenie-odkształcenie dla betonu według wzoru 4.12.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (4.12)$$

gdzie:

- k - współczynnik, $k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{cl}}{f_{cm}}$,
- η - współczynnik, $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}$,
- ε_{cl} - odkształcenie przy największym naprężeniu.

Norma *Model Code 2010* [149] definiuje zależność naprężenie-odkształcenie dla betonu według wzoru 4.13.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (4.13)$$

gdzie:

- k - liczba plastyczności, $k = \frac{E_{ci}}{E_{cl}}$.

Norma *ACI 363* [6] definiuje moduł sprężystości dla betonu wysokiej wytrzymałości do 83 MPa według wzoru 4.14. Dla wyższych wytrzymałości brak jest uregulowania.

$$E_c = 3320 \cdot \sqrt{f'_c} + 6900 \cdot \text{MPa} \quad (4.14)$$

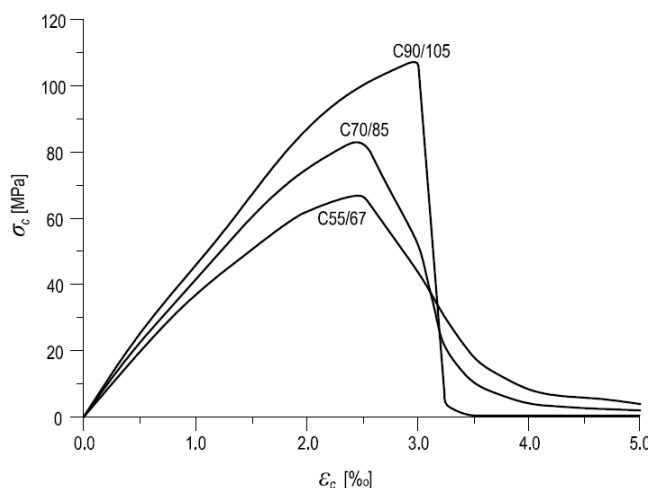
gdzie:

- f'_c - wytrzymałość na ściskanie betonu.

Redukcja modułu sprężystości wynikająca z zastosowanego kruszywa:

- bazalt – 1,2,
- kruszywo kwarcytowe – 1,0,
- kruszywo wapienne – 0,9,
- kruszywo piaskowe – 0,7.

Odształcenia sprężyste betonów wysokowartościowych mogą osiągać do 80 % naprężeń niszczących [203]. Przyczyną takiego zachowania jest decydujący wpływ kruszywa na wartość modułu sprężystości [220]. Podczas ściskania, próbki niszczą się w sposób gwałtowny. Po osiągnięciu maksymalnego naprężenia, krzywa naprężenie-odkształcenie opada tym szybciej im wyższa jest wytrzymałość betonu (rys. 4.12). Po przekroczeniu granicy sprężystości, ustanie działania siły nie powoduje powrotu do stanu nieodkształconego, w związku z czym powstają odkształcenia resztowe. Odształceniami tymi w elementach wykonanych z betonu wysokiej wytrzymałości zajmuje się Ubysz z zespołem [246].

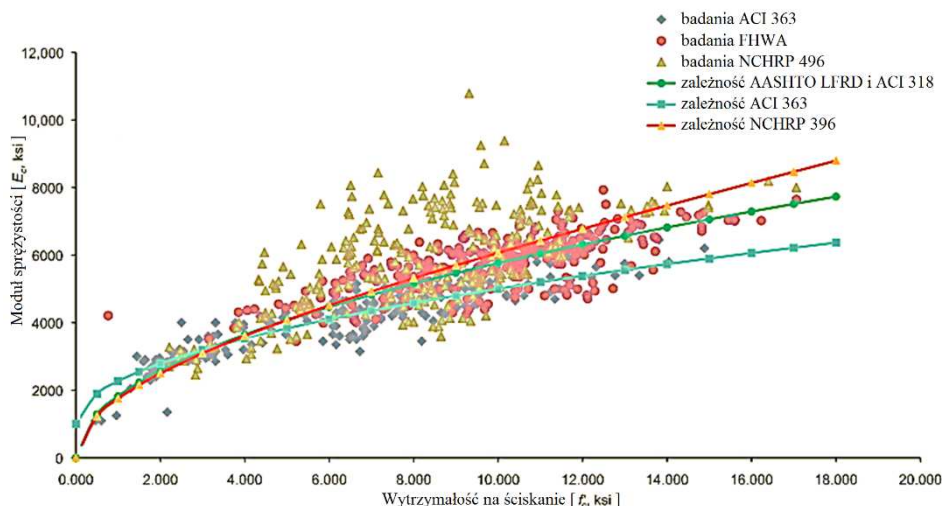


Rys. 4.12. Zależność naprężenie-odkształcenie dla betonów o różnych wytrzymałościach [148]

Na uwadze należy mieć fakt, iż beton wysokiej wytrzymałości odkształca się inaczej w konstrukcji niż na próbkach. Kamińska w pracy [112] z 1999 roku podaje graniczną wartość odkształcenia ściskanego betonu przy zmiążdżeniu w zakresie 4,2÷6,5 ‰. Przy ustalaniu wartości siecznego modułu sprężystości wielkość próbki do badań wpływa na uzyskiwane wyniki. Wałach i inni [255] wykazali, że różnice w wartościach średnich mogą wynosić do 30 % w zależności od wymiarów próbki i sposobu obciążania. Badane były próbki walcowe o stosunku wysokości do średnicy próbki $H/D = 2$, dla $H = 300, 200$ i 110 mm.

Wartość modułu sprężystości nie rośnie proporcjonalnie do wytrzymałości betonu dla betonów wyższych klas (rys. 4.13).

Moduł sprężystości betonu SCC może być nieco mniejszy od modułu sprężystości betonu zagęszczonego wibracyjnie o takiej samej wytrzymałości na ściskanie. Różnica ta jest większa w przypadku betonów niższych klas. Jest to związane z tym, że beton SCC charakteryzuje się zwykle znacznie większą ilością zaczynu od zagęszczonego wibracyjnie [177].



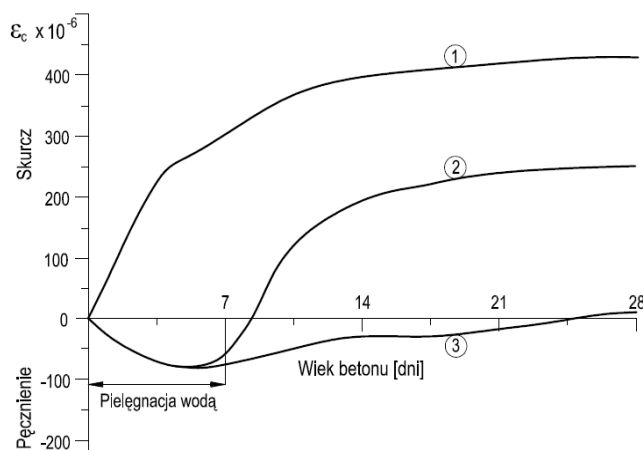
Rys. 4.13. Relacja między modulem sprężystości a wytrzymałością betonu [12]
[1 ksi = 6,895 MPa]

4.7. Reologia BWW

4.7.1. Skurcz

Zjawiska skurczu i pęczania w betonach zwykłych i wysokowartościowych zachodzą odmiennie w czasie. Skurcz hydratacyjny pojawia się w pierwszej kolejności i może wywoływać dodatkowe naprężenia we wczesnym etapie dojrzewania betonu wskutek ograniczenia swobody odkształceń. Okres największego i gwałtownego przyrostu skurczu w BWW występuje w pierwszych dwóch dniach [6], [103]. Pomimo, iż w początkowym okresie skurcz jest duży, to całkowity skurcz biorąc pod uwagę okres późniejszy jest znacznie mniejszy niż w dla betonów zwykłych. Wszystko za sprawą tego, że skurcz spowodowany wysychaniem betonów wysokowartościowych jest o wiele mniejszy niż betonów zwykłych. Powodem jest mniejsza ilość wody zarobowej i szczelność zaprawy [119]. W przypadku braku lub nie odpowiedniej pielęgnacji betonu może powstać skurcz wywołany samo-osuszeniem betonu. Aby mu zapobiec świeży beton należy regularnie polewać przez okres co najmniej tygodnia, po czym beton należy pokryć szczelną powłoką. Skurcz betonów wysokowartościowych w różnych warunkach pielęgnacji przedstawiono na rys. 4.14.

Większa ilość zaczynu w betonach samozagęszczalnych powoduje, że skurcz może być większy niż w betonach zagęszczanych wibracyjnie o takiej samej wytrzymałości. Jednakże mniejszy stosunek W/C i szczelniejsza struktura betonu SCC sprawia, iż mimo dużej ilości zaczynu skurcz w wielu przypadkach może być mniejszy. Wartość skurczu betonów SCC ze względu na dużą ilość dodatków mineralnych jest mniej wrażliwa na zmiany stosunku W/C .



Rys. 4.14. Skurcz BWW w różnych warunkach pielęgnacji: 1) bez pielęgnacji, 2) pielęgnacja wodą przez 7 dni, 3) pielęgnacja wodą przez 7 dni i uszczelnienie powierzchni betonu po tym czasie [7]

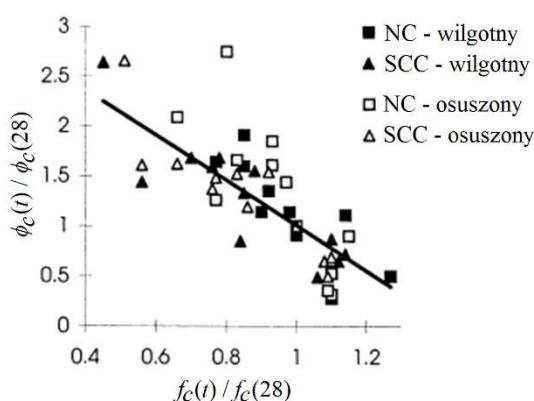
4.7.2. Pęcznienie

Betony wysokowartościowe wykazują mniejszy współczynnik pęcznienia niż betony zwykłe. Na wielkość pęcznienia mają wpływ: wytrzymałość betonu na ściskanie, moduł sprężystości, zawartość kruszywa grubego, czas wiązania cementu, wiek betonu. Drugorzędne znaczenie ma również długość pielęgnacji i wilgotność betonu oraz wymiary elementu konstrukcyjnego [6]. Proces odkształcenia betonów wysokowartościowych postępuje podobnie jak dla betonów zwykłych. Graniczne wartości odkształcenia pęcznienia są jednak o wiele mniejsze. Powodem tego jest szczelna mikrostruktura (wielkość pęcznienia jest wprost proporcjonalna do porowatości zaczynu), przyczepność zaczynu do ziaren kruszywa, niski W/C i stopień hydratacji. Pęcznienie maleje wraz ze zmniejszaniem stosunku W/C oraz ze wzrostem wytrzymałości betonu, zależy również od rodzaju cementu i dodatku mineralnego.

Zjawisko pęcznienia jest szczególnie istotne z punktu widzenia zastosowania BWW w konstrukcjach sprężonych. Nieliniowe pęcznienie może przyczynić się do przedwczesnego zarysowania belek poddanych naprężeniom sprężającym przekraczającym znacznie $0,7 \cdot f_{ci}'$ (f_{ci}' – wytrzymałość na ściskanie wymagana w chwili sprężenia) [39]. Przekroczenie granicy liniowego pęcznienia może powodować dodatkowe straty od pęcznienia nieujęte w obliczeniach strat siły sprężającej. Ngab i inni [162] ustalili granicę pęcznienia liniowego dla betonu wysokiej wytrzymałości odpowiednio na poziomie $0,7 \cdot f_c'$ i $0,65 \cdot f_c'$ (f_c' – 28 dniowa wytrzymałość betonu na ściskanie). Dla betonu zwykłego, granica pęcznienia liniowego znajdowała się w zakresie od $0,3 \cdot f_c'$ do $0,5 \cdot f_c'$. Chociaż wyniki tych badań nie są możliwe do bezpośredniego zastosowania do betonu sprężonego, dają jednak wytyczne, ponieważ próbki obciążone były stałym naprężeniem po uzyskaniu, co najmniej 28-dniowej wytrzymałości. Dodatkowo należy zauważyć, że straty od pęcznienia są funkcją naprężeń ściskających na wysokości splotów sprężających. W zależności od zmiany naprężeń, naprężenia te mogą być znacznie mniejsze niż w dolnych włóknach, dlatego prawdopodobne jest, że w większości mocno sprężonych elementów, nieliniowe pęcznienie przyczynia się tylko do przedwczesnego zarysowania.

Beton samozagęszczalny ma dużą ilość zaczynu, więc spodziewane jest większe pełzanie, tymczasem porowatość jest mniejsza, co niweluje wpływ większej ilości zaczynu na pełzanie. Pełzanie betonu SCC może być większe lub mniejsze niż zagęszczanego wibracyjnie. Pełzanie zwiększa się, gdy stosujemy większą ilość cementu zamiast dodatków [6].

Petersson [177] w 2001 roku porównywał właściwości mechaniczne i reologiczne betonu samozagęszczalnego z tradycyjnie zagęszczanym, w zakresie wytrzymałości od 30 do 150 MPa. Zbadał 88 cylindrycznych próbek o średnicy 100 mm i wysokości 500 mm. 64 z nich posłużyły do analizy zjawiska pełzania. Zarówno dla betonu tradycyjnego jak i samozagęszczalnego im wyższa jest 28-dniowa wytrzymałość na ściskanie, tym niższy jest współczynnik pełzania. Im bliższa jest wytrzymałość w chwili obciążenia do wytrzymałości 28-dniowej tym wartość stosunku współczynnika pełzania w chwili obciążenia do pełzania betonu po 28-dniach dojrzewania jest mniejsza (rys. 4.15). Nie stwierdzono różnic pomiędzy pełzaniem betonu tradycyjnego i samozagęszczalnego.



Rys. 4.15. Relacja względnego współczynnika pełzania do względnej wytrzymałości dla próbek z betonu tradycyjnego i samozagęszczalnego osuszonych i uszczelnionych przed utratą wilgoci [7]

4.7.3. Trwałość BWW

Trwałość betonu w środowisku agresywnym zależy przede wszystkim od jego przepuszczalności, nasiąkliwości, absorpcji kapilarnej oraz odporności chemicznej zaczynu cementowego. Betony wysokowartościowe charakteryzują się dużą szczelnością i jednorodnością struktury dzięki amorfizacji hydratów, działaniu dodatków i domieszek, a także eliminacją porów kapilarnych [119]. Stosowanie aktywnych dodatków mineralnych korzystnie zmienia skład fazowy zaczynu, sprawiając, że jest on bardziej odporny na agresję chemiczną. Wszystkie te zabiegi zwiększają odporność BWW na wpływy klimatyczne i chemiczne.

Kolejną różnicą w ujęciu trwałości pomiędzy betonami zwykłymi, a betonami modyfikowanymi jest podatność na karbonatyzację. Szczelna struktura BWW w połączeniu z dużą zawartością cementu znacznie utrudnia wnikanie CO_2 . W efekcie tego nie występują objawy karbonatyzacji w tych betonach.

Obecność dodatków w połączeniu z małym stosunkiem W/S powoduje, że szczelność i odporność na agresję chemiczną betonu samozagęszczalnego jest co najmniej taka sama, a zwykle większa niż betonu zagęszczanego wibracyjnie o takim samym W/C i ilości cementu.

Warstwa pasywacyjna chroniąca zbrojenie, utrzymuje się, jeśli pH cieczy porowej w betonie jest większe od 12 [161]. Obecność dodatków, zwłaszcza pyłu krzemionkowego, może obniżać pH cieczy porowej. Z drugiej strony szczelna struktura betonu z dodatkami hamuje dyfuzję jonów chlorkowych, co wpływa korzystnie na trwałość zbrojenia. W betonie samozagęszczalnym prawidłowo zaprojektowanym i wykonanym trwałość stali zbrojeniowej będzie nie mniejsza niż w betonie zagęszczanym wibracyjnie.

Szczelna struktura betonu wysokowartościowego o niewielkiej ilości porów otwartych i niskim W/C sprzyja wysokiej mrozoodporności [161]. W przypadku betonów samozagęszczalnych ważnym aspektem mrozoodporności jest uzyskanie odpowiedniej struktury jego napowietrzenia w warunkach jednoczesnego stosowania superplastyfikatora i domieszki napowietrzającej.

5.

Zjawisko przyczepności

5.1. Uwagi ogólne i podstawowe definicje

Aby konstrukcja betonowa sprężona przenosiła w sposób bezpieczny naprężenia od obciążeń zewnętrznych, beton i zbrojenie muszą być ze sobą odpowiednio zespolone. Współpraca betonu i stali zbrojeniowej w konstrukcji jest możliwa dzięki:

- bardzo zbliżonej rozszerzalności termicznej stali i betonu,
- przyczepności, powodującej równość odkształceń stali ε_s i betonu ε_c na powierzchni kontaktu, zgodnie z warunkiem zszycia $\varepsilon_s = \varepsilon_c$.

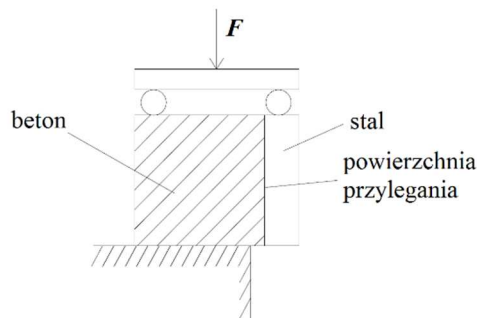
Rozdział ten ma na celu przybliżenie problematyki przyczepności betonu do zbrojenia w strunobetonie oraz czynników wpływających na długość zakotwienia. Szczególny nacisk położono na przyczepność do stalowych splotów siedmiodrutowych. Studium koncentruje się na:

- wpływie przyczepności na przekazanie siły sprężającej,
- wpływach składowych przyczepności na transfer siły sprężającej i zakotwienie,
- porównaniu zasad obliczania niezbędnych wielkości według norm: europejskiej, polskiej oraz amerykańskiej,
- wpływie poszczególnych czynników na długość zakotwienia (wytrzymałość betonu na ściskanie, rozstaw cięgien i ich średnica, otulina i inne)
- metodach badań zjawiska,
- modelowaniu zjawiska przyczepności.

W konstrukcjach z betonu wyróżniamy dwa typy przyczepności [180]:

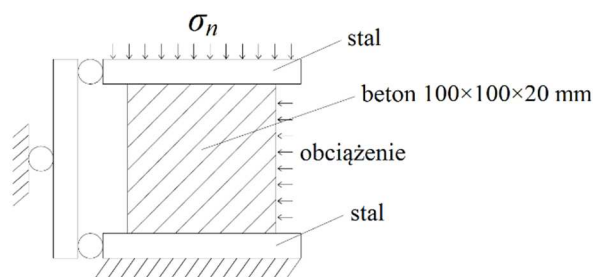
- pierwotną,
- wtórną (przyczepność właściwa).

Z przyczepnością pierwotną mamy do czynienia gdy odkształcenia w stali i betonie są sobie równe. Taka sytuacja występuje przy ścisaniu oraz w strefach rozciąganych do chwili pojawienia się rys. Podstawowym czynnikiem utrzymującym równowagę są siły adhezji (oddziaływań międzycząsteczkowych stykających się powierzchni). Siły przyciągania między materiałowego betonu i stali, są stosunkowo małe i można je w łatwy sposób wyznaczyć sposobem przedstawionym na rys. 5.1. Wartości średnich naprężeń przyczepności wyznacza się z podzielenia siły F (powodującej rozerwanie połączenia) przez pole powierzchni wzajemnego przylegania materiałów.



Rys. 5.1. Schemat badań do wyznaczania naprężenia adhezji [180]

W chwili, gdy następuje poślizg zbrojenia względem betonu, a odkształcenia w zbrojeniu są większe niż w betonie mamy do czynienia z przyczepnością wtórną. Występuje ona po pojawieniu się pierwszych rys w betonie i na styku materiałów. Przyczepność wtórna jest zjawiskiem złożonym, które ma bezpośredni wpływ na zachowanie się konstrukcji betonowych zbrojonych. Po przemieszczeniu zbrojenia (zniszczeniu lub ograniczeniu sił adhezji) o przyczepności rozstrzygają siły tarcia na powierzchni kontaktu oraz nierówności powierzchni zbrojenia powodujące mechaniczne zazębianie. Do wyznaczania przyczepności tarcia (wtórnej) można stosować współczynnik tarcia lub zależności pomiędzy przemieszczeniem a naprężeniami stycznymi (rys. 5.2). Współczynnik tarcia wynosi $\mu = 0,3 \div 0,4$, w zależności od gładkości i stopnia skorodowania stali.



Rys. 5.2. Schemat badań do wyznaczania sił tarcia stal-beton [180]

5.2. Przyczepność betonu do stali zwykłej

Przyczepność betonu do zwykłej stali zbrojeniowej (gładkiej i żebrowanej) zależy od następujących czynników [227]:

- adhezji, czyli wzajemnych sił przyciągania przyległych warstw betonu i zbrojenia,
- docisku betonu do stalowego pręta od skurczu wysychającego betonu,
- wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie,
- odporności na poślizg wywołanej przez tarcie zależne od naprężenia rozciągającego,
- mechanicznego zakotwienia końców zbrojenia, dla prętów poprzez pętle lub haki,
- ścinania połączenia pomiędzy żeberkami pręta stalowego i betonem,
- tarcia nierówności żeberk pręta o beton, wywołanego przez małe przemieszczenia rozciąganych prętów,
- średnicy i kształtu pręta oraz układu zbrojenia.

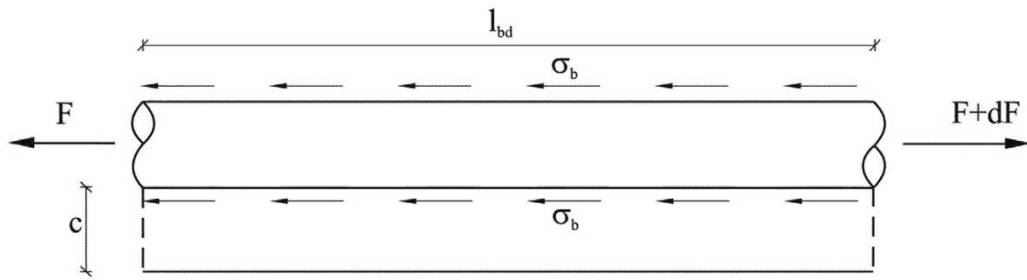
Indywidualna przyczepność betonu do pręta jest również zależna od czynników subiektywnych dla danej konstrukcji [227]. Znaczenie ma geometria i rozmieszczenie zbrojenia, w tym wielkość powierzchni żebrek, ułożenie prętów w deskowaniu i kierunek podawania betonu. Nie bez znaczenia jest podłużne i poprzeczne odkształcenie prętów na przyczepność [229]. Długość zakotwienia wpływa na wartość rejestrowanych naprężeń przyczepności. Inna jest przyczepność do prętów w warunkach oddziaływania wysokiej i niskiej temperatury. Bardzo istotnym czynnikiem jest jakość powierzchni zbrojenia (oczyszczona, zardzewiała, ocynkowana, galwanizowana, powlekana powłokami antykorozyjnymi i smarowana). Przyczepność prętów w betonie ściskanym i rozciągany prostopadle oraz w strefach łączenia prętów na zakład jest nieporównywalna. Charakter przyłożonego obciążenia (zmęczeniowe, cykliczne) może wpływać na osłabienie przyczepności. Ważne jest zachowanie warunków konstrukcyjnych kształtowania elementów ponieważ mała grubość otuliny pręta jak i odkształcenie betonu od sąsiedniego rozciąganego pręta powoduje spadek przyczepności [86].

Współpraca betonu i stali zależy od:

- prawidłowego rozmieszczenia zbrojenia w elemencie,
- oporu warstwy stykowej betonu i stali w chwili wyciągania pręta zbrojeniowego z betonu (przyczepność),
- zachowania odpowiedniej proporcji przekroju zbrojenia do przekroju betonu (tzw. stopnia zbrojenia).

Klasyczna koncepcja przyczepności Östlund'a [174] z 1963 r. u podstaw kładła zjawisko adhezji. Zniszczenie strefy przylegania uznawane było za graniczną wytrzymałość przyczepności. Założoną tezę potwierdzono doświadczalnie w badaniach wyciągania osiowo zakotwionego gładkiego pręta stalowego z betonowej próbki. Rozkład naprężeń przyczepności wzdłuż zakotwienia pręta zbrojeniowego przedstawiono na rys. 5.4. Wokół pręta występują radialne naprężenia ściskające w betonie, które powodują powstanie naprężeń rozciągających w betonie i rys podłużnych wzdłuż styku materiałów w trakcie wyciągania. Koncepcja okazała się nie słuszna w przypadku belek. Usytuowanie prętów blisko powierzchni powoduje proces zniszczenia przyczepności w wyniku powstania rys na długości zakotwienia pręta. Tepfers [241] oraz Losberg i Olsson [131] podkreślali wpływ długości rozrywania, a także wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu, na przyczepność betonu do stali.

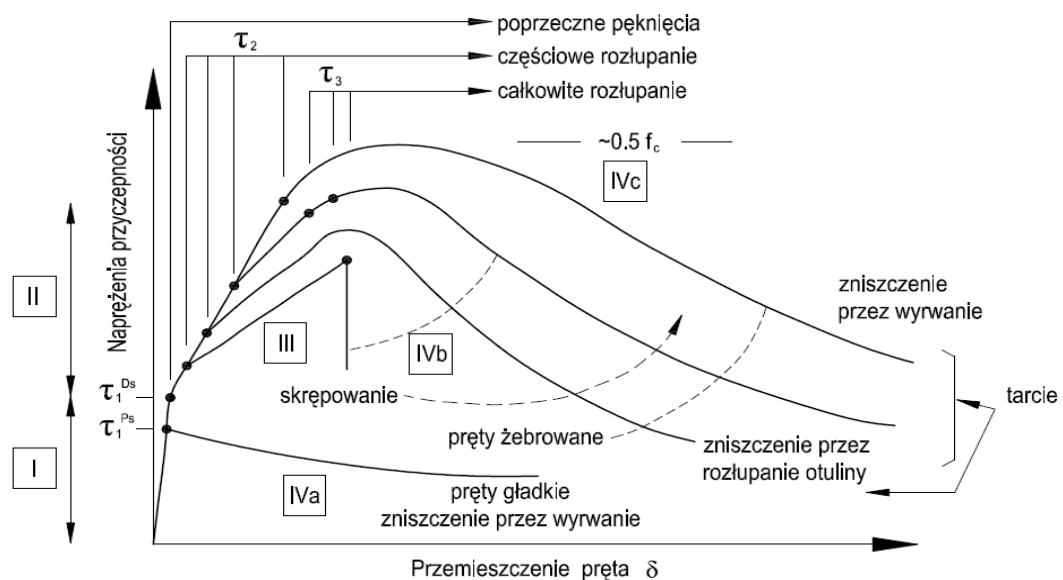
Mechanizm zniszczenia przyczepności zależy od wielu czynników i ma charakter etapowy. Wraz ze wzrostem siły wyciągającej zabetonowany gładki pręt zbrojeniowy w betonie dochodzi do utraty przyczepności związanej z adhezją chemiczną i tarcie. Następuje utrata przyczepności pierwotnej w wyniku powstania rysy i pojawia się poślizg pręta względem betonu. Przyrost obciążenia powoduje powstanie kolejnych rys rozchodzących się radialnie w otulinie betonowej pręta do momentu jej rozerwania.



Rys. 5.3. Schemat rozkładu naprężeń przyczepności wzdłuż gładkiego pręta zbrojonego [227]

Mechanizm przyczepności betonu do stali zbrojeniowej zwykłej opisał Dybeł w pracy doktorskiej z 2012 roku [76]. Autor badał wpływ składu betonu wysokowartościowego na przyczepność do prętów żebrowanych ze stali zwykłej. Zespół naukowców *fib* pod kierownictwem Gambarov i Balázs [79] przyczynił się do zgłębienia wielu aspektów zjawiska przyczepności. Analizowane przez nich oddziaływanie pomiędzy betonem i stalą poddaną sile wrywającej można podzielić na cztery główne etapy (rys. 5.3):

- Etap I (stan niezarysowany),
- Etap II (pojawienie się pierwszych zarysowań),
- Etap III (kruszenie betonu),
- Etap IVa (zniszczenie przyczepności prętów gładkich),
- Etap IVb (zniszczenie przyczepności prętów żebrowanych nieskrępowanych),
- Etap IVc (zniszczenie przyczepności prętów żebrowanych skrępowanych).



Rys. 5.4. Przebieg zależności naprężeń przyczepności od przemieszczenia pręta ze stali zwykłej [79]

Szczegółowy opis poszczególnych etapów można znaleźć w biuletynie *fib* [79] lub w pracy [76].

W zakresie prętów gładkich $\phi 16$ mm objętych programem badań eksperymentalnych własnych mechanizm zniszczenia przebiegł według etapu I i następnie etapu IVa.

5.3. Strunobeton – mechanizm przyczepności

Najważniejszym parametrem decydującym o nośności elementu ściśle powiązanych z przyczepnością jest długość zakotwienia (transmisji), na której następuje przekazanie siły sprężającej. Przekazanie siły pomiędzy cięgnami a betonem w sprężonym elemencie strunobetonowym zachodzi dzięki [79]:

- siłom adhezji kontaktujących się materiałów (zaczynu cementowego i stali sprężającej),
- siłom tarcia między betonem a stalą,
- zjawisku zazębienia mechanicznego wywołanego nierównościami powierzchni cięgien, mikroskopowym dla drutów gładkich, makroskopowym dla prętów uźebrowanych i splotów.

Przyczepność betonu do splotu jest funkcją wielu dodatkowych czynników, obejmując ustawienie splotu względem betonowania, właściwości powierzchni stali, naprężenie w stali, otulenie betonem poniżej cięgien, metodę zwalniania naciągu siły [3].

Ogólnie przyczepnością nazywamy zespół czynników zabezpieczających przerwanie kontaktu między materiałami. Podstawowym zjawiskiem fizycznym, mającym olbrzymi wpływ na naprężenie przyczepności jest tarcie wewnętrzne [153]. Siła tarcia jest podstawą mechanizmu klina (efektu Hoyera) oraz zjawiska zazębienia mechanicznego. Bez tarcia powierzchniowego na granicy beton-stal, naprężenie przyczepności wywołane efektem Hoyera byłoby zerowe. Naprężenia przyczepności generowane przez zjawisko zazębienia mechanicznego bez udziału sił tarcia byłyby znacznie zredukowane. Efekt Hoyera nie zależy od adhezji jak również zazębienia mechanicznego. Wywoływany jest na skutek zmian odkształceń stali sprężającej w strefie transmisji. Zjawisko zazębienia mechanicznego podlega wpływom od efektu Hoyera i od oddziaływań powierzchniowych.

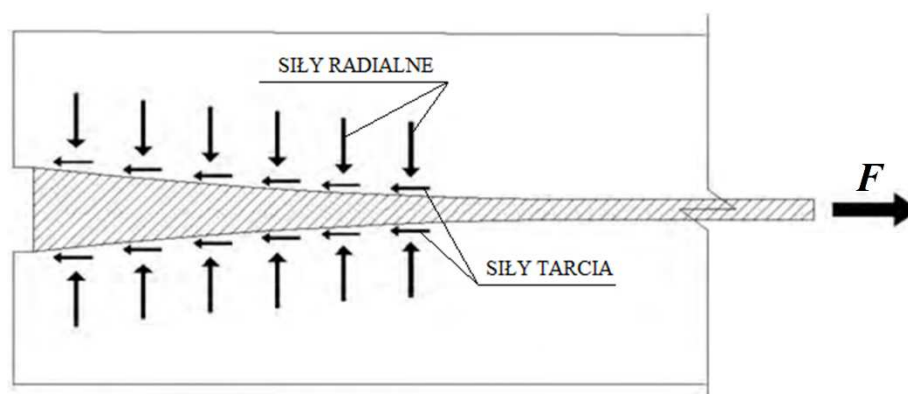
5.3.1. Czynniki decydujące o przyczepności w strunobetonie

5.3.1.1. Adhezja

Siły przyciągające powierzchniowe nazywane wiązaniami II rzędu występują pomiędzy cząstkami różnych materiałów w stanie stałym, ciekłym a także gazowym. Są one dwa rzędy wielkości słabsze od sił łączących atomy w cząsteczce nazywanych wiązaniami I rzędu. W konstrukcjach sprężonych zjawisko adhezji zachodzi pomiędzy stalą sprężającą a otaczającym ją betonem. Adhezja efektywnie przenosi obciążenia do osiągnięcia maksymalnego poziomu naprężeń na styku faz stal-beton. Po przekroczeniu granicznego naprężenia siły spójności spadają do zera a zjawisko adhezji nie wpływa na przyczepność pomiędzy betonem a stalą. Taka sytuacja ma miejsce w strefie wślizgu splotu w głąb elementu. Mechanizm adhezji działa w obszarze gdzie występuje zgodność odkształceń w stali sprężającej i otaczającym ją betonie. Wpływ adhezji na przyczepność jest pomijalnie mały i często zaniebdywany w rozważaniach inżynierskich.

5.3.1.2. Mechanizm klina

Rozciągana stal sprężająca zmniejsza swoją średnicę i pole powierzchni przekroju poprzecznego o wielkość wynikającą z wartości współczynnika Poissona. Po zabetonowaniu oraz zwolnieniu naciągu sploty i druty próbują wrócić do pierwotnego kształtu. Beton otaczający cięgna ogranicza ich poprzeczne odkształcenie, co generuje powstanie ściskających sił normalnych (radialnych) do pobocznicy cięgien. W efekcie powstają siły tarcia wzdłuż osi splotu lub drutu. Powstałe siły tarcia są skierowane przeciwnie do sił wymuszających przemieszczenie stali względem betonu. Zjawisko to jako pierwszy zidentyfikował Hoyer w 1939 roku [212]. Badał on zachowanie betonu sprężonego za pomocą gładkiego drutu fortepianowego o bardzo małej średnicy. Zidentyfikował mechanizm transmisji siły sprężającej na beton. Efekt Hoyera jest również nazywany mechanizmem klina (wedge action). Interpretację graficzną mechanizmu zjawiska przedstawiono na rys. 5.5.



Rys. 5.5. Efekt Hoyera (mechanizm klina)

5.3.1.3. Mechanizm zazębienia

W splocie, zewnętrzne druty są spiralnie zwinięte (okręcają się) wokół centralnego drutu. Mieszanka betonowa w trakcie formowania elementu całkowicie otacza splot dostając się w szczeliny pomiędzy poszczególnymi zewnętrznymi drutami. Po związaniu betonu podłużne spiralne kliny utworzone pomiędzy zewnętrznymi drutami pełnią rolę mechanicznego zakotwienia splotu, podobnie jak użebrowanie prętów zbrojeniowych. Po zwolnieniu naciągu splot próbuje wrócić do długości początkowej przed naciągiem i przemieszcza się wgłąb betonu. Zewnętrzne druty starają się rozkręcać jednak napotykają na opór. Zjawisko to jest nazywane zazębieniem mechanicznym. By efekt wpływu zazębienia mechanicznego na przyczepność był maksymalnie wykorzystany wymagane jest, aby rozkręcanie splotu zostało zablokowane.

5.3.1.4. Inne czynniki

Długość transmisji siły sprężającej i długość zakotwienia splotu w elemencie strunobetonowym wynikają bezpośrednio z naprężenia przyczepności betonu do stali. Na podstawie analizy tych wielkości można również zidentyfikować czynniki determinujące przyczepność cięgien sprężających w elementach strunobetonowych. Ponieważ dominują rozwiązania z zastosowaniem stalowych splotów siedmiodrutowych prace studialne skupiono na splotach.

Naprężenie w splotach: Długość transmisji siły sprężającej i zakotwienia splotów wzrasta wraz ze wzrostem wstępnego naprężenia w stali. Badania Janney [100], Cousins i inni [59], Shahawy i inni [226] oraz Russell i Burns [215] potwierdzają postawioną tezę. Notowane są wzrosty zarówno przy stosowaniu bardziej wytrzymałej stali, jak i przy wzroście względnego naprężania. Przy wzroście naprężeń początkowych do poziomu $0,8 \cdot f_{su}$ (f_{su} – graniczna wytrzymałość stali), pomierzone długości transmisji przekraczają wartości normowe ACI i AASHTO.

Średnica splotów: Nie bez znaczenia jest średnica stosowanych splotów sprężających. W miarę rozwoju metod sprężania stosowano coraz większe średnice aż do 12,7 mm (0,5 cala) i 15,2 mm (0,6 cala). W badaniach obserwowano zwiększanie długości transmisji i zakotwienia wraz ze wzrostem stosowanych średnic splotów – badania Hanson i Kaar [89] oraz Zia i Mostafa [260]. Przy stosowaniu splotów 15,2 mm mierzone długości transmisji były bardzo duże – Cousins i inni [58], z tego powodu do lat 90-tych XX wieku stosowanie splotów 15,2 mm nie było dopuszczone do prefabrykacji elementów strunobetonowych. Dalsze badania Deartherage'a i innych [64] oraz Kose i Burkett [118] po roku 1990 wskazały inny trend. Doświadczalnie mierzono zmniejszanie długości transmisji przy zastosowaniu splotów 15,2 mm do sprężania. Zauważono, że relacja długości transmisji i średnicy splotu przy stosowaniu splotów do średnic 12,7 mm (0,5 cala) jest inna niż w zakresie średnic od 12,7 do 15,2 mm (0,5÷0,6 cala) [118].

Rozstaw splotów, otulenie i skrępowanie betonem: Wpływ rozstawu, otulenia i skrępowania betonem był przedmiotem wielu prac badawczych. Podczas badań transferu siły sprężającej zakłada się, że objętość betonu wokół poszczególnych splotów jest wystarczająca do rozwinięcia przyczepności. Jeżeli otulenie jest niewystarczające to pojawia się zniszczenie przyczepności poprzez rozsądzenie (oddzielenie). Większość zakładów prefabrykacji stosuje rozstaw osiowy splotów 50 mm do produkcji elementów strunobetonowych. Rozstaw ten jest wynikiem zaleceń odnośnie rozstawu $4 \cdot d_b$ dla splotów o średnicy 12,7 mm. Aktualnie badania potwierdzają rozstaw 40 mm (1,75 cala) dla splotów o średnicy 12,7 mm (0,5 cala) oraz 50 mm (2 cale) dla splotów o średnicy 15,2 mm (0,6 cala). Cousins i inni [57] oraz Deatherage i inni [64] potwierdzili, iż zmniejszenie rozstawu splotów o średnicy 12,7 mm do 40 mm nie ma wpływu na długość transmisji i zakotwienia. Oh i Kim [168] wykazali zwiększenie długości transmisji siły wskutek redukcji dolnego otulenia splotów. Zia i Mostafa [260] odnotowali w badaniach wpływ zwykłego zbrojenia poprzecznego (stosowanego z uwagi na rozerwanie w strefach końcowych elementów) na niewielkie skrócenia pomierzonej długości transmisji. Shahawy i inni [226] zauważyli wpływ skrępowania betonu na długość zakotwienia. W miarę

zwiększania stopnia skrępowania obserwowane było zmniejszenie długości zakotwienia. Wyniki podważył Buckner [45] z uwagi na nierealistyczne dla rzeczywistych konstrukcji warunki badań. Badania wykazują, iż małe rozstawy splotów i małe ich otulenie może znacząco wpływać na przyczepność.

Warunki betonowania – efekt tzw. górnego pręta (splotu): Badania naukowe różnicują charakterystyki przyczepności prętów zbrojeniowych dolnych i górnych. Jeanty i inni [102], [106] ukazali różnice w przyczepności dolnych i górnych prętów rzędu 20 % na pomierzonej długości zakotwienia. Pręty górne osiągały wyższe wartości długości zakotwienia w stosunku do prętów dolnych. Najnowsze badania przyczepności betonu wysokowartościowego do prętów żebranych na Politechnice Krakowskiej potwierdzają ten efekt. Dybeł [76] stwierdził różnice dla dolnych i górnych prętów sięgające do 30 % naprężenia przyczepności. Wpływ wysokości betonowania dla splotów sprężających jest również istotny. Petrou i inni [179] oraz Wan i inni [257] w oparciu o badania pali strunobetonowych wykazali analogiczne zachowanie jak dla prętów zwykłych. Wraz ze wzrostem wysokości betonowania obserwowany wślizg końcowy splotów jest coraz większy. Petermann [178] podsumował badania wpływu warunków betonowania wnioskiem, iż o przyczepności splotów nie decyduje grubość warstwy betonu pod splotem, lecz grubość betonu powyżej splotu. Aktualnie zagadnienie jest przedmiotem polemiki

i szczegółowych badań.

Powierzchnia splotu: Jakość powierzchni splotu znacząco wpływa na przyczepność tarcia. Większą przyczepność i krótsze długości transmisji mają sploty skorodowane niż ze świeżej partii. Ponieważ korozja stali sprężającej jest wysoce niepożądana, zaczęto produkować sploty chronione powłokami epoksydowymi. Tak zabezpieczone sploty wykazują mniejsze naprężenia przyczepności skutkujące dłuższymi długościami transmisji. Janney [100], [101] jako pierwszy zauważył korzystny wpływ korozji splotów na wzrost ich przyczepności i skrócenie długości transmisji. Hanson i Kaar [89] prócz poprawy przyczepności zardzewiałych splotów wskazali zwiększenie nośności elementów na zginanie o 30 %. Cousins i inni [58] badali sploty z powłoką epoksydową. Teoretycznie takie sploty nie mają żadnej przyczepności. Po zaimpregnowaniu posypką żwirową (powodującą zwiększenie chropowatości powierzchni) sploty te wykazują lepszą przyczepność i krótsze długości transmisji niż sploty „gołe” [57]. Najgorszym przypadkiem dla rozważań przyczepności jest rozwiązanie ze stosowaniem splotów czystych, bez śladu korozji, splotów pokrytych smarami lub nie zagruntowanych splotów z powłoką epoksydową. Jak udowodniono rdza na splotach poprawia przyczepność. Trudno jest jednak oszacować stopień korozji i pozwalać splotom na swobodną lub kontrolowaną korozję pod kątem zastosowania w konstrukcji. Takie nieostrożne podejście nie jest akceptowalne.

Beton samozagęszczalny: Stosowanie betonu samozagęszczanego powoduje wydłużenie długości transmisji względem betonu zagęszczanego tradycyjnie. Petermann [178] analizował długość transmisji w elementach wykonanych na mieszankach samozagęszczalnych

i potwierdził postawioną tezę. Przyczyną takiego stanu rzeczy może być zwiększenie ciekłości i stosowanie domieszek chemicznych powodujących obniżenie lepkości mieszanki.

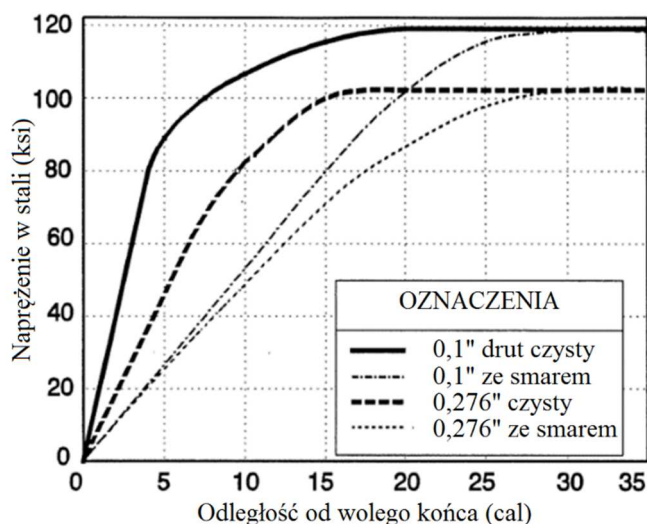
Wytrzymałość betonu: Właściwości wytrzymałościowe betonu nie są uwzględniane w niektórych normach do projektowania konstrukcji z betonu (między innymi ACI i AASHTO). Jest to dosyć zaskakujące, gdyż wytrzymałość wydaje się być najistotniejszym parametrem określającym długość transmisji i zakotwienia splotu sprężającego. Badania eksperymentalne ukazują wyraźną zależność wzrostu przyczepności, zmniejszenia długości transmisji i zakotwienia splotów w miarę zastosowania betonu wyższej klasy [116]. Jedne z pierwszych badań dotyczące wpływu wytrzymałości betonu przeprowadził Kaar i inni w 1963 roku [109]. Nie stwierdzili oni jednak znaczącego udziału wytrzymałości betonu na długość transmisji siły sprężającej sploty o średnicy do 12,7 mm. Należy jednak zwrócić uwagę, iż w zajmowali się betonem w przedziale wytrzymałości do 35 MPa (5000 psi). Późniejsze wyniki badań wykazywały już wyraźną zależność – Zia i Mostafa [260]. Kolejnym krokiem była analiza dla wyższych wytrzymałości oraz betonów wysokiej wytrzymałości. Mitchell i inni [147] potwierdzili postawioną tezę dla betonów o wytrzymałości od 21 do 50,5 MPa (3050÷7250 psi). Cousins i inni [60] natomiast dla betonów z przedziału od 37 do 56 MPa (5300÷8000 psi). Oh i Kim [168], Petrou i inni [179] oraz Wan i inni [256] zauważyli również, że wartość wślizgu górnych splotów na końcu elementu wynika z niższej wytrzymałości betonu w górnej warstwie. Barnes i inni [33] w pracy naukowej wskazywali na możliwości empiryczne zaniechania uwzględniania wytrzymałości betonu do obliczania długości zakotwienia. Najnowsze badania w zakresie między innymi betonów wysokowartościowych – Kose i Burkett [118], również ukazują krótsze długości transmisji dla coraz większych wytrzymałości betonu.

Metoda zwalniania naciągu: Siła sprężająca jest przekazywana na beton elementu konstrukcyjnego w sposób stopniowy lub nagły. Zwolnienie swobodne pozwala na rozwinięcie krótszych długości transmisji siły niż zwolnienie nagłe. Często jednak ze względów technologicznych nie jest ono możliwe, na przykład przy cięciu elementów na torze, i dopuszcza się dłuższe długości transmisji. Kaar i inni [109] jako pierwsi zaobserwowali i opisali to zjawisko. Stwierdzili różnicę od 20 do 30 % wzrostu długości transmisji od strony czynnej (miejsca cięcia elementu) względem strony biernej. Późniejsze badania potwierdzały wyznaczony trend. Cousins i inni [60] notowali wzrost długości transmisji o 22 % dla nagłego zwolnienia, Russell i Burns [215] o 34 %. Wzrost wyników oscylujący w okolicy 30 % potwierdzili również Oh i Kim [168]. Zastosowany sposób zwalniania naciągu prócz wpływu na długość transmisji ma przełożenie na nośność na ścinanie elementów strunobetonowych.

Inne czynniki: Prócz wymienionych czynników jest jeszcze spora grupa czynników nie omówionych, takich jak zastosowanie betonu lekkiego, płynność mieszanki betonowej, dodatki i domieszki chemiczne, wpływ czasu (reologia) oraz wymiary przekroju poprzecznego [116]. Wpływ wymienionych i niewymienionych czynników jest bardzo ciekawy i jest przedmiotem wielu prac badawczych. W obrębie niniejszej pracy nie są one przedmiotem badań.

5.3.2. Znaczenie mechanizmów przyczepności dla transmisji siły sprężającej

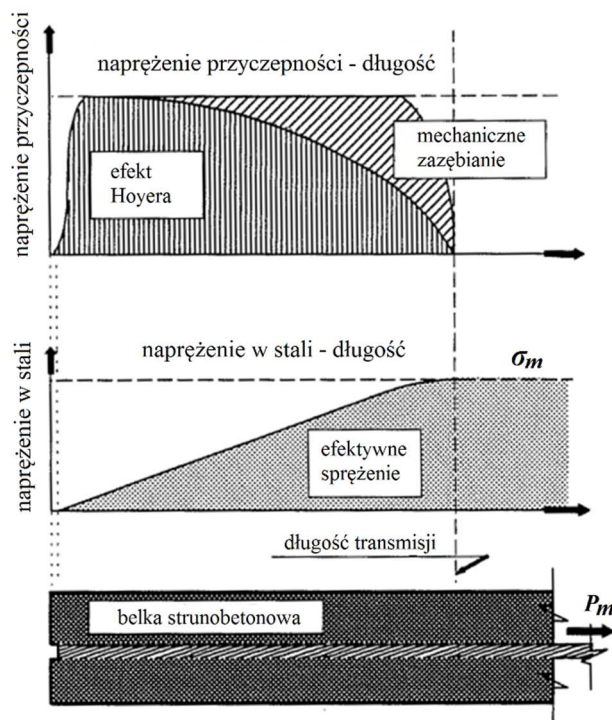
Zjawisko przyczepności w konstrukcjach strunobetonowych ma podstawowe znaczenie. Zespół zjawisk i czynników z nią związanych pozwala na przekazanie siły naciągowej ze stali sprężającej na beton elementu. Ilościowy udział poszczególnych mechanizmów przyczepności w przekazaniu siły sprężającej, w obrębie długości transmisji nie jest znany. Ponieważ udział adhezji jest pomijalnie mały, zwykle się go zaniedbuje w analizach. Badania naukowe oraz modele normowe wskazują, że naprężenie w stali sprężającej w strefie transmisji rośnie w przybliżeniu liniowo. Pole pod wykresem funkcji naprężenia przyczepności jest równe aktualnej sile w stali sprężającej. Z liniowego rozkładu siły sprężającej na długości transmisji wynika, że naprężenie przyczepności na tym odcinku jest stałe. Janney [100] przeprowadził badania w których wykorzystał gładkie druty sprężone o średnicy 2,54 mm (0,1 cala) oraz 7,01 mm (0,276 cala). Część drutów została pokryta powierzchniowo smarem. Pomierzony rozkład naprężeń w drutach, przy końcu elementu przedstawiono na rys. 5.6. W programie badawczym autor wyizolował wpływ efektu Hoyera na przebieg naprężeń w stali sprężającej na długości splotu.



Rys. 5.6. Rozkład naprężenia w gładkich sprężonych drutach [100]

[1 ksi = 6,895 MPa, 1 cal = 25,4 mm]

Paraboliczny kształt rozkładu naprężeń w stali sprężającej wskazuje na paraboliczny rozkład naprężeń przyczepności wywołanych efektem Hoyera. Przy założeniu liniowego rozkładu naprężeń przyczepności w strefie transmisji można uznać, że pozostałe naprężenia przyczepności są rezultatem zjawiska mechanicznego zazębienia. Na rys. 5.7 przedstawiono model mechanizmów zachodzących w strefie zakotwienia, który zaproponowali Russell i Burns w pracach [213] i [216]. Na jego podstawie można stwierdzić, że głównym mechanizmem zapewniającym przyczepność pomiędzy stalą sprężającą a betonem, jest efekt Hoyera.



Rys. 5.7. Mechanizmy zachodzące w strefie transmisji siły sprężającej [213]

5.3.3. Druty gładkie

Dla drutów gładkich głównymi czynnikami kształtującymi przyczepność z betonem są adhezja i tarcie. Adhezja wynika z deformacji warstwy cementu leżącej dookoła cięga sprężającego. Siły adhezji są sumą adhezji chemicznej i fizycznej oraz wzajemnego blokowania się cząstek cementu i mikroskopijnie szorstkiej powierzchni drutu. Przy relatywnie niewielkim przemieszczeniu adhezja przestaje ogrywać rolę w procesie przekazania siły i wtedy zależy on wyłącznie od tarcia.

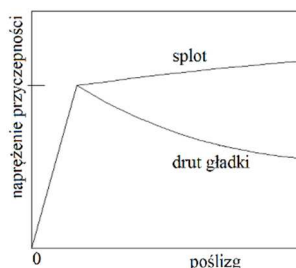
Tarcie to opór przeciwdziałający równoległemu przemieszczeniu dwóch powierzchni utrzymywanych w bezpośrednim kontakcie przez siłę prostopadłą do kierunku działania siły przemieszczającej. Wywołane jest ono przez poprzeczne naprężenia normalne, które mogą pochodzić ze skurczu betonu, pogrubienia drutu w chwili zwolnienia naciągu lub szorstkości przesuwanej powierzchni i klinowaniu się cząstek cementu. Oś, wzdłuż której następuje poślizg współgra z granicą między stalą i betonem dla bardzo gładkich powierzchni albo biegnie przez warstwę cementu, gdy szorstkość powierzchni jest większa – Stroeven i De Wind [232]. Z powodu zużycia powierzchni przesuwu naprężenie normalne maleje wraz ze wzrostem poślizgu, tak jak i naprężenie przyczepności (przez co rozumiana jest siła przyczepności podzielona przez odpowiednią powierzchnię – walec o średnicy równej nominalnej średnicy cięga). Naprężenie przyczepności spowodowane zwiększeniem średnicy drutu w chwili zwolnienia naciągu jest odwrotnie proporcjonalne do zmiany naprężenia w stali – wraz ze wzrostem naprężenia w stali przyczepność gładkiego drutu spada.

Rzeczywista powierzchnia kontaktu pomiędzy dwoma materiałami jest znacznie mniejsza niż to się może wydawać, co spowodowane jest chropowatością. Wartość tej realnej powierzchni jest proporcjonalna do naprężenia normalnego. Gdy następuje przesunięcie równoległe, punkty kontaktowe ścierają się wzajemnie lub w przypadku materiałów różniących się twardością, twardszy ściera miękniejszy.

Przeprowadzone badania nie ustaliły jednoznacznego współczynnika tarcia pomiędzy betonem a stalą. Wartość współczynnika tarcia jest wielkością indywidualną dla każdego betonu i stali zbrojeniowej. Baltay i Gjelsvik [31] dla porównywalnych warunków doświadczalnych otrzymali wartości w zakresie $0,3 \div 0,6$.

5.3.4. Sploty siedmiodrutowe

Stosunki naprężenia przyczepności do poślizgu ciągną są różne dla drutu gładkiego i splotu siedmiodrutowego: przyczepność splotu nie spada po niewielkim poślizgu – pozostaje stała lub nawet rośnie (rys. 5.8). To zachowanie jest spowodowane zazębaniem mechanicznym zachodzącym pomiędzy powierzchnią splotu oraz betonem.



Rys. 5.8. Ideowa zależność naprężenia przyczepności od poślizgu [79]

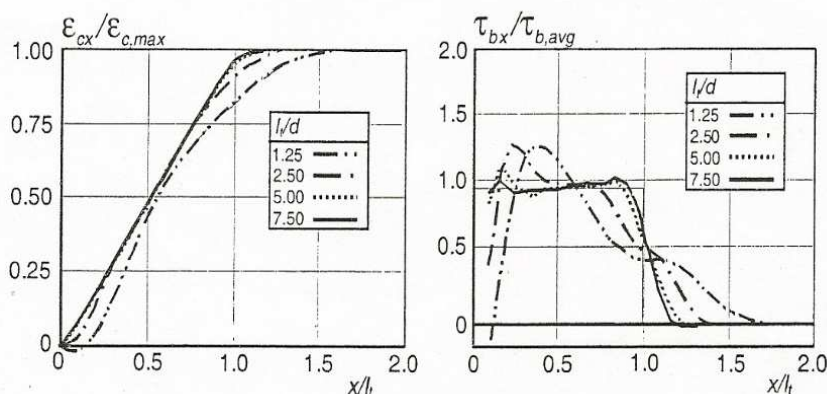
Splot przy obciążeniu elementu ulega pewnej deformacji, która powoduje powstanie momentu skręcającego w ciągnie, równoważonego przez naprężenia kontaktowe wzdłuż obwodu. Według Stocker i Sozen [231] wpływ tych naprężeń na przyczepność jest niewielki z powodu niskiej sztywności skrętnej tego ciągnia. Uważali oni efekt klinowania powstający wskutek nieregularności w kształcie splotu siedmiodrutowego za najważniejszą przyczynę odmiennego zachowania się niż drutu gładkiego. Powodami takiego zachowania są różnice nachylenia poszczególnych drutów zewnętrznych opasających drut środkowy i ich rozmieszczenie na obwodzie.

Przeciwny punkt widzenia zaproponowali Russell i Burns [213], którzy wykazują istnienia silnego związku pomiędzy wspomnianym ograniczonym obrotem splotu a mechanicznym blokowaniem się betonu i stali sprężającej argumentując, iż Stoker i Sozen doszli do odmiennych wniosków ze względu na warunki przeprowadzenia ich badań. Z powodu dość dużej odległości pomiędzy powierzchnią czołową a przekrojem, w którym obrót ciągnia został ograniczony, obrót odpowiadający poślizgowi przy czole został rozmyty na znacznie większej długości aniżeli stałoby się to w pobliżu rysy ukośnej przy zginaniu. Stąd moment skręcający spowodowany obrotem splotu był znacznie mniejszy. Nie podano jednak zależności pozwalających oszacować ilościowy wpływ przedstawionego efektu.

5.4. Modelowanie przyczepności

W praktyce projektowej zagadnienia dotyczące przyczepności w elementach struno-betonowych są rozwiązywane przy zastosowaniu uproszczonego rozkładu naprężeń. Dla lepszego zrozumienia wpływu różnych parametrów na długość transmisji i zakotwienia, wymagany jest jednak ich realistyczny obraz.

By opisać zakotwienie cięgna w strunobetonie Cousins i inni [58] używają modelu Guyon'a, który rozważa sprężysto-plastyczny rozkład naprężeń przyczepności. Wzdłuż strefy sprężystej rozkład naprężeń jest uważany za liniowy, podczas gdy wzdłuż strefy plastycznej jako stały. Zakładając że rozkład odkształceń na powierzchni betonu jest podobny do tego w splocie, autorzy wywodzą nachylenie sprężystego naprężenia przyczepności i poziom naprężenia plastycznego z pomiarów odkształcenia betonu w strefie przekazania siły sprężającej. W celu weryfikacji założenia Den Uijl przeanalizował odkształcenia w elemencie sprężonym przy użyciu Metody Elementów Skończonych w 2D [65]. Przyczepność została zasymulowana poprzez osiowe, podłużne siły ściskające na długości transmisji. Jak się okazało, nawet z jednakowym rozkładem naprężeń przyczepności, wykres odkształceń na powierzchni betonu jest zakrzywiony przy końcu długości zakotwienia. W konsekwencji, rozkład naprężeń przyczepności wyprowadzony z odkształceń na powierzchni betonu jest nieliniowy sprężysto-plastyczny (rys. 5.9).



Rys. 5.9. Z lewej - podłużne odkształcenia na powierzchni betonu dla równomiernego rozkładu naprężenia na podstawie obliczeń MES. Z prawej – rozkład naprężeń przyczepności z nich wywnioskowany. Oba wykresy dla różnych stosunków długości transmisji do użytecznej wysokości przekroju (l/d) [65]

5.4.1. Podstawowe prawo przyczepności

Siła działająca na długości zakotwienia jest równa sile rozciągającej przekrój poprzeczny stali zbrojeniowej w badaniu. By wyznaczyć naprężenia przyczepności na powierzchni kontaktu materiałów wystarczy odnieść tę siłę do pola powierzchni przylegania. Dla przyjętego założenia o krótkiej długości czynnej ($5 \cdot d_b$) wzór na naprężenia przyczepności wygląda następująco – Pędziwiatr [180], (wzór 5.1).

$$\tau_b = \frac{F}{\pi \cdot d_b \cdot l_{cz}} \quad (5.1)$$

gdzie:

- F - siła wyciągająca [kN],
 d_b - średnica pręta [m],
 l_{cz} - długość czynna przyczepności [m].

5.4.2. Naprężenie przyczepności a przesuw

Rozkład poślizgu splotu wzdłuż osi może być opisany za pomocą równania różniczkowego drugiego stopnia zakładając liniowo-sprężyste zachowanie materiału oraz zależność naprężeń przyczepności jedynie od poślizgu. Rozwiązanie analityczne dla tego równania rozważającego przyczepność wzdłuż długości zakotwienia zostało podane przez Balazs [29], zakładające funkcję potęgową dla stosunku przyczepność-przesunięcie (wzór 5.2).

$$\tau_b = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \sqrt{f_{ci}} \cdot \frac{\delta^{\eta_3}}{\phi_p} \quad (5.2)$$

gdzie:

- τ_b - naprężenie przyczepności [MPa],
 η_1 - współczynnik, $\eta_1 = 1,35, 1,0$ oraz $0,65$ dla górnej, średniej i dolnej granicy naprężenia przyczepności [-],
 f_{ci} - wytrzymałość betonu na ściskanie w chwili sprężania [MPa],
 δ - przesuw zbrojenia [m],
 ϕ_p - średnica cięgna [m],
 η_2 - stała doświadczalna [-], $\eta_2 = 2,055$ dla $\phi_p = 12,8$ mm,
 η_3 - stała doświadczalna [-], $\eta_3 = 0,25$ dla $\phi_p = 12,8$ mm.

5.4.3. Przyczepność a przesuw i naprężenie w stali

Założenie niezmiennego stosunku naprężenia przyczepności i przesuwu wzdłuż długości zakotwienia, pociąga za sobą pominięcie możliwości wpływu poprzecznej deformacji cięgna (współczynnika Poissona) na przyczepność. Jednak Den Uijl [65] na podstawie doświadczeń ustalił, iż przyczepność jest zależna od wyżej wspomnianego efektu (wzór 5.3).

$$\tau_b = 3 + 0,4 \cdot \delta - 2,5 \cdot 10^{-3} \cdot \Delta\sigma_p + 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot |\Delta\sigma_p| \quad (5.3)$$

gdzie:

- τ_b - naprężenie przyczepności [MPa],
 δ - przesuw zbrojenia [m],
 $\Delta\sigma_p$ - zmiana naprężenia w cięgnie sprężającym [MPa].

Czynnik odpowiedzialny za wyżej wspomniany efekt Poissona jest proporcjonalny do ujemnej wartości zmiany naprężenia w stali podczas gdy efekt nachylenia drutów zewnętrznych splotu jest proporcjonalny do jej wartości bezwzględnej.

We wzorze 5.3 zaniedbano wpływ względnej deformacji wywołanej adhezją, co jest usprawiedliwione dla punktów odniesienia na powierzchni granicznej betonu i cięgna. Jednak ogólnie rzecz biorąc ten punkt może znajdować się dalej od splotu, co znaczy iż przy maksymalnej adhezji względne przemieszczenie składa się z deformacji sprężystej warstwy betonu pomiędzy powierzchnią stali i punktem odniesienia, co zostało wzięte pod uwagę w modyfikacji tego równania (wzór 5.4).

$$\tau_b = (\tau_{el} + 0,4 \cdot \delta) \cdot \eta - 2,5 \cdot 10^{-3} \cdot \Delta\sigma_p + 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot |\Delta\sigma_p| \quad (5.4)$$

gdzie:

- τ_{el} - naprężenie [MPa], $\tau_{el} = 3$ MPa,
- η - współczynnik [-], $\eta = \delta/\delta_{el}$ dla $0 \leq \delta \leq \delta_{el}$, $\eta = 1$ dla $\delta > \delta_{el}$,
- δ_{el} - przesunięcie [m], $\delta_{el} = 0,2$ mm.

Dla strunobetonu można wyróżnić dwa stany przyczepności. Wzdłuż długości zakotwienia naprężenie w stali jest zredukowane przy przekazaniu siły, co powoduje zwiększenie średnicy cięgna i stąd wzrost przyczepności. Z drugiej strony pod obciążeniem zginającym naprężenie w stali w części zarysowanej wzrasta, co powoduje zmniejszenie średnicy i niższą przyczepność. Dzieje się to z powodu znacznego zmniejszenia mechanicznego oddziaływania pomiędzy stalą a otaczającą warstwą betonu. Po przekroczeniu granicy plastyczności odkształcenie podłużne gwałtownie rośnie a wraz z nim postępuje zwężenie cięgna. Silna redukcja przyczepności przy uplastycznieniu będzie powodować poważne wydłużenie strefy przekazania siły sprężającej na beton – Buckner [44]. Modyfikację wzoru 5.4 uwzględniającą wpływ uplastycznienia na przyczepność cięgna przedstawił Den Uijl [66] (wzór 5.5).

$$\tau_b = 3 + 0,4 \cdot \delta - 500 \cdot \Delta\varepsilon_p + 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot |\Delta\sigma_p| \quad (5.5)$$

gdzie:

- $\Delta\varepsilon_p$ - zmiana podłużnego odkształcenia stali [-].

5.4.4. Naprężenie przyczepności a skrępowanie betonu

Transfer siły pomiędzy cięgnem a betonem jest powiązany z radialnymi naprężeniami ściskającymi, które są równoważone przez obwodowe naprężenia rozciągające. Fakt ten może powodować powstanie rys rozchodzących się promieniście od powierzchni kontaktu stali i betonu. Z tego powodu przyczepność do splotu jest zdeterminowana przez wartość naprężeń ściskających, która może być bezpiecznie przeniesiona przez otaczającą warstwę betonu. By określić tą wartość, stosuje się model częściowo zarysowanego grubościennego walca. W celu ana-

litycznego rozwiązania problemu Tepfers [241] założył określony rozkład naprężeń obwodowych na zarysowanej części i otrzymał wartości ciśnienia wewnętrznego jako funkcję głębokości penetracji rys. Korzystając z takiego modelowania można badać wpływ właściwości betonu i parametrów geometrycznych takich jak grubość otuliny czy rozmieszczenie cięgien na przyczepność.

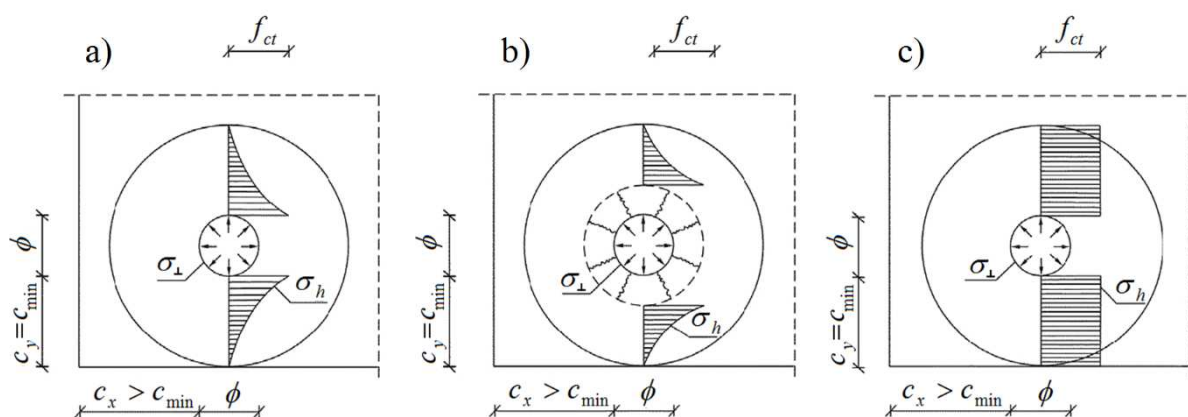
5.4.5. Współczynnik tarcia i wślizg cięgien

By opisać rozkład naprężeń przyczepności wzdłuż długości zakotwienia zakłada się istnienie relacji pomiędzy przesuwem a współczynnikiem tarcia, która jest zależna jedynie od rodzaju i jakości betonu i całkowicie niezależna od geometrii przekroju poprzecznego. Zależność ta została wyznaczona na podstawie badań doświadczalnych, które przedstawiają przyczepność jako funkcję przesunięcia i zmiany naprężenia w stali sprężającej. Mając te dane można oszacować (na podstawie przesuwu) radialne naprężenia ściskające na powierzchni kontaktu stali i betonu. Naprężenia te powodują zmianę naprężenia w stali oraz poprzeczną deformację cięgna co następnie skutkuje radialnym przemieszczeniem omawianej powierzchni kontaktowej. Ostatecznie można otrzymać współczynnik tarcia na podstawie stosunku naprężenia przyczepności i radialnego naprężenia ściskającego. Najwyższy współczynnik tarcia odpowiada początkowi poślizgu. Wraz ze wzrostem wartości przesuwu maleje on asymptotycznie aż do stałej wartości.

Należy wspomnieć, podejście zaniedbuje efekt klinowania betonu pomiędzy drutami zewnętrznymi, biorąc pod uwagę jedynie przemieszczenie powierzchni kontaktowej spowodowane wślizgiem cięgna wraz ze zmniejszeniem naprężenia w stali sprężającej [258].

5.4.6. Przyczepność a model pracy betonowej otuliny

Rozważania na temat stanu naprężenia w otulinie rozciąganego zbrojenia prowadziło wielu badaczy. Tepfers [242] przeanalizował równowagę stanu naprężeń dla trzech modeli: a) sprężystego, b) sprężysto-kruchego oraz c) plastycznego (rys. 5.10).



Rys. 5.10. Modele pracy otuliny betonowej – Smarzewski i Stolarski [227]

W modelu sprężystym zakłada się, że gdy naprężenie σ_h chociaż w jednym punkcie otuliny c uzyska wytrzymałość betonu na rozciąganie f_{ct} , to beton pęknie. W ten sposób został osiągnięty stan graniczny, a naprężenie przyczepności f_{bd} wówczas wyraża się wzorem 5.6.

$$f_{bd} = f_{ct} \cdot \frac{\left(c + \frac{\phi}{2}\right)^2 + \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{\left(c + \frac{\phi}{2}\right)^2 - \left(\frac{\phi}{2}\right)^2} \quad (5.6)$$

gdzie:

- c - grubość otuliny [m],
- ϕ - średnica pręta [m].

W modelu sprężysto-kruchym przyjmuje się, że część pierścienia betonowego wokół pręta jest spękana, a pozostały beton pracuje w stanie sprężystym. Grubość pierścienia spękanego betonu, zapewniająca największą nośność, wynosi w tym przypadku $0,486 \cdot c - 0,257 \cdot \phi$. Dla tego przypadku graniczne naprężenie przyczepności podano wzorem 5.7.

$$f_{bd} = f_{ct} \cdot \frac{c + \frac{\phi}{2}}{1,664 \cdot \phi} \quad (5.7)$$

Według modelu plastycznego nośność cienkiej otuliny betonowej zostanie przekroczona, jeżeli w każdym jego punkcie naprężenia obwodowe osiągną wytrzymałość betonu na rozciąganie (wzór 5.8).

$$f_{bd} = f_{ct} \cdot \frac{2 \cdot c}{\phi} \quad (5.8)$$

5.4.7. Transfer sprężenia

5.4.7.1. Wpływ wytrzymałości betonu

Na podstawie badań Mitchell i inni [147] przedstawili wzór empiryczny łączący wytrzymałość betonu z długością transmisji (wzór 5.9).

$$l_t = \frac{\sigma_{pi} \cdot \phi_p}{21} \cdot \sqrt{\frac{20}{f_{ci}}} \quad (5.9)$$

gdzie:

- l_t - długość zakotwienia [m],
- f_{ci} - wytrzymałość betonu na ściskanie w chwili sprężania [MPa],
- σ_{pi} - naprężenie w ciągnie sprężającym [MPa],
- ϕ_p - średnica cięgna [m].

Cousins i inni [60] podjęli badania w celu zbadania wpływu rozmieszczenia cięgien oraz różnych mieszanek betonowych (beton zwykły $f_c = 44\div 55$ MPa oraz beton wysokowartościowy $f_c = 69\div 80$ MPa). Sprężenie belek następowało stopniowo. Odkształcenia betonu mierzone by oszacować długość zakotwienia. Pomiar długości zakotwienia nie dały jednoznacznie dających się zinterpretować wyników, gdyż stosunek wartości minimalnej i maksymalnej otrzymanych w wyniku badań przy porównywalnych warunkach osiągnął 1,6. Nie dopatrzono się również wpływu rozmieszczenia cięgien. Stosunek pomiędzy średnimi wartościami długości zakotwienia betonu zwykłego i wysokiej wytrzymałości wyniósł 1,5 a relacja pomiędzy ich średnimi wytrzymałościami 0,67 (1,49 przy stosunku BWW do zwykłego), co wskazuje na istnienie odwrotnej proporcjonalności pomiędzy tymi wielkościami.

Buckner [44] na podstawie analizy badań przeprowadzonych przez niezależnie źródła przedstawił relację pomiędzy długością zakotwienia a modułem sprężystości betonu (wzór 5.10).

$$l_t = \frac{1250 \cdot \sigma_{pi}}{E_c} \cdot \phi_p \quad (5.10)$$

gdzie:

- l_t - długość zakotwienia [m],
- σ_{pi} - naprężenie w cięgnie sprężającym [MPa],
- E_c - moduł sprężystości betonu [MPa],
- ϕ_p - średnica cięgna [m].

Moduł stwardniałego betonu często jest uważany za proporcjonalny do pierwiastka drugiego stopnia z wytrzymałości na ściskanie. Gdyby przyjąć taką samą relację dla betonu twardniejącego, można wywnioskować, iż długość zakotwienia jest odwrotnie proporcjonalna do pierwiastka drugiego stopnia z wytrzymałości na ściskanie.

5.4.7.2. Wpływ otuliny i rozmieszczenia cięgien

Deatherage i inni [64] przeprowadzili badania na pełnowymiarowych belkach mostowych z rozstawem cięgien jako 2,5 oraz 3-krotną wartością ich średnicy i nie stwierdzili w tym przypadku znacznych różnic długości zakotwienia.

Den Uijl [67] szukał zależności pomiędzy długością zakotwienia a grubością otuliny w betonach wysokiej wytrzymałości. Użył do tego 13 prostokątnych słupów sprężonych jednym bądź dwoma splotami (średnice 9,3 mm oraz 12,5 mm). Sprężenie elementów nastąpiło po 12 i 19 godzinach przy wytrzymałości betonu na ściskanie odpowiednio 40 i 70 MPa. Badany beton wysokiej wytrzymałości okazał się mniej podatny na utratę przyczepności niż beton zwykły, ze względu na powstanie rys, co jest powodowane tym, iż jego wytrzymałość na rozciąganie rośnie szybciej niż moduł sprężystości, skutkiem czego beton osiąga wyższe odkształcenie zanim osiągnie swą wytrzymałość na rozciąganie. Odłupanie otuliny następuje zatem

przy większym przemieszczeniu radialnym powierzchni kontaktowej stali i betonu. Groźniejsze rysy w betonie wysokowartościowym powstawały gdy wytrzymałość na ściskanie przy sprężeniu była wyższa, co można tłumaczyć większą kruchością silniejszego betonu.

5.4.7.3. Wpływ geometrii cięgna

Najważniejszym parametrem geometrycznym splotu jest jego średnica zastępcza. Przy założeniu jednostajnego rozkładu naprężenia przyczepności wzdłuż długości zakotwienia i niezależności wartości tego naprężenia od średnicy splotu, długość zakotwienia jest do niej proporcjonalna – Russell i Burns [214]. Jak uprzednio wspomniano na przyczepność zauważalny wpływ ma efekt klinowania, który zależy od stosunku średnicy zewnętrznych drutów i wewnętrznego oraz kąta nachylenia z jakim są one rozłożone na długości – Den Uijl [67].

5.4.7.4. Wpływ czasu – wieku betonu

Przyczepność jest silnie zależna od nacisku otaczającego betonu spowodowanego radialnym odkształceniem cięgna. Silne naprężenia lokalne zostają po pewnym czasie zmniejszone z powodu skurczu i pełzania co może powodować wzrost długości zakotwienia. Z drugiej jednak strony sprężenie elementu następuje zwykle przed osiągnięciem przez beton swojej docelowej wytrzymałości i jej wzrost może przeciwdziałać wyżej wspomnianemu zjawisku. To wyjaśnia, czemu obserwuje się pewien wzrost długości strefy zakotwienia jedynie w ciągu pierwszych dni po sprężeniu. W swoich badaniach Tassi i inni [240] zaobserwowali wzrost zasięgu strefy zakotwienia od 10 do 25 % w ciągu 7 do 14 dni po sprężeniu w belkach z jednym cięgnem o średnicy 12,5 mm. Wyraźnie najmniejsze wydłużenia strefy zachodziły dla belek ze zbrojeniem poprzecznym. Cousins i inni [59] porównywali przyczepność cięgna zwykłego i pokrytego żywicą epoksydową. Po roku długość zakotwienia była dłuższa o 5 % dla zwykłego i 16 % dla pokrytego.

5.4.7.5. Wpływ początkowego naprężenia w stali

Założenie jednostajnego rozkładu naprężenia przyczepności wzdłuż długości zakotwienia i zaniedbywanie wpływu poprzecznego odkształcenia cięgna powoduje, że analitycznie wyliczone wartości długości zakotwienia stają się liniowo proporcjonalne do początkowego naprężenia w stali. Jednak, maksymalne naprężenie przyczepności w rzeczywistości jest także zależne od poprzecznej deformacji splotu i wynikający stąd rozkład naprężeń nie jest jednolity. Oleśniewicz [171] określił długość zakotwienia jako proporcjonalną do pierwiastka drugiego stopnia początkowego sprężenia, co jednak ma małe praktyczne zastosowanie z powodu stosunkowo niewielkich naprężeń używanych w elementach strunobetonowych. Początkowe naprężenie w stali sprężającej silnie uzależnione jest od naprężenia ściskającego występującego w betonie (możliwego do przejścia przez beton). Zagadnienia dopuszczalnego naprężenia ściskającego w betonie od sprężenia są przedmiotem prac badawczych prowadzonych na Uniwersytecie Texas w Austin [217].

5.4.7.6. Wślizg splotu przy czole elementu a długość zakotwienia

Zależność pomiędzy poślizgiem a długością transmisji podaje wzór 5.11 [148].

$$l_t = \alpha \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{P_0} \cdot \delta_e = \alpha \cdot \frac{E_p}{\sigma_{p0}} \cdot \delta_e \quad (5.11)$$

gdzie:

- α - współczynnik kształtu zależny od rozkładu naprężeń przyczepności:
 $\alpha = 1,5$ dla liniowo rosnącego,
 $\alpha = 2,0$ dla stałego,
 $\alpha = 3,0$ dla liniowo malejącego,
- A_p - pole przekroju zbrojenia sprężającego [m²],
- E_p - moduł sprężystości stali sprężającej [MPa],
- P_0 - początkowa siła sprężająca [kN],
- δ_e - wślizg końca [MPa],
- σ_{p0} - naprężenie w cięgnie sprężającym przy naciągu [MPa].

Na podstawie wzoru 5.11 można oszacować długość zakotwienia mierząc poślizg przy czole elementu i zakładając odpowiednią wartość współczynnika α . Den Uijl [68] pokazał jednak, że dla przypadków gdy powierzchnia czołowa jest wynikiem przecięcia elementu na torze, długość zakotwienia może być poważnie niedoszacowana z powodu różnic w szerokości przecięć betonu i stali spowodowanych wahaniami ostrza piły. Pomimo tego był on używany do obliczenia transmisji w płytach kanałowych. Wzór 5.11 został uogólniony przez Balázs [30] dla wszystkich typów cięgien i rozkładów naprężeń przyczepności (wzór 5.12):

$$l_t = \frac{2}{1 - \eta_3} \cdot \frac{E_p}{\sigma_{p0}} \cdot \delta_e \quad (5.12)$$

gdzie:

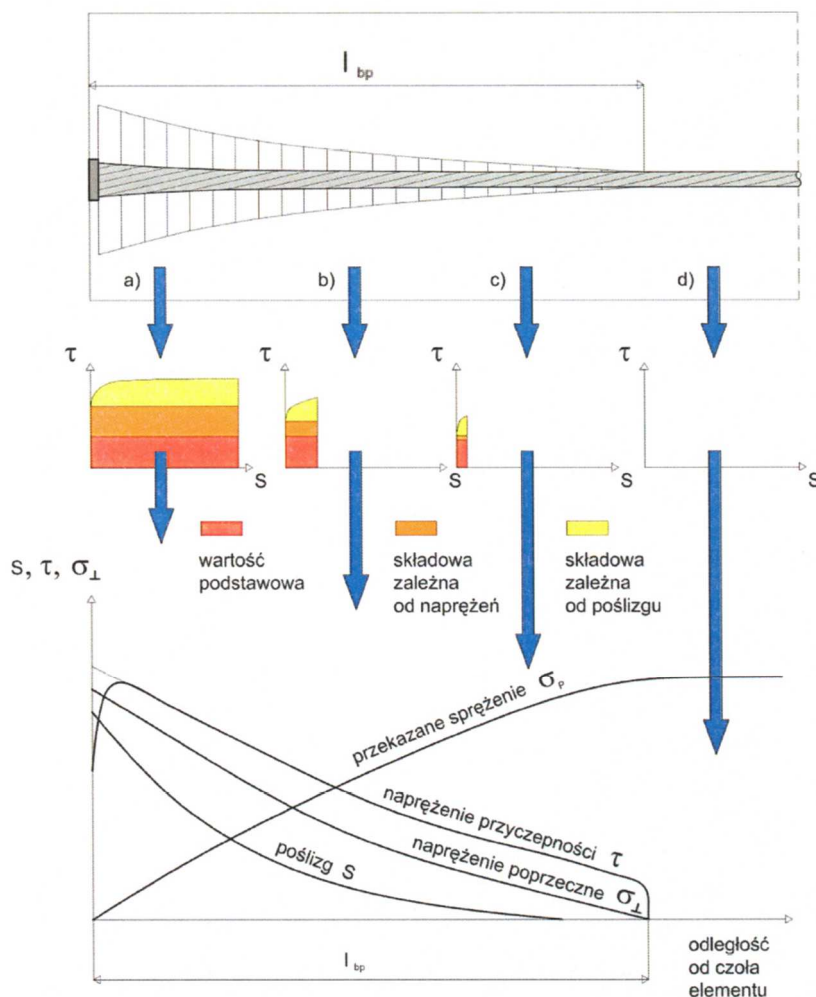
- η_3 - współczynnik doświadczalny:
 $\eta_3 = 0,33$ dla liniowo malejącego naprężenia przyczepności,
 $\eta_3 = 0$ dla stałego,
 $\eta_3 = 0,25$ dla splotów o średnicy 12,8 mm.

5.4.7.7. Obszary wprowadzenia siły sprężającej

Hegger i Bertram [94] w 2010 roku zaproponowali model rozwoju przyczepności na długości transmisji. Naprężenia przyczepności na długości transmisji nie są stałe, ich lokalna wartość wynika z sumy naprężeń od adhezji, tarcia i zjawiska zazębienia mechanicznego (efektu Hoyera).

Ponieważ udział efektu Hoyerera i pozostałej siły sprężającej na długości transmisji zmienia się wyróżnia się cztery obszary wprowadzenia siły (rys. 5.13):

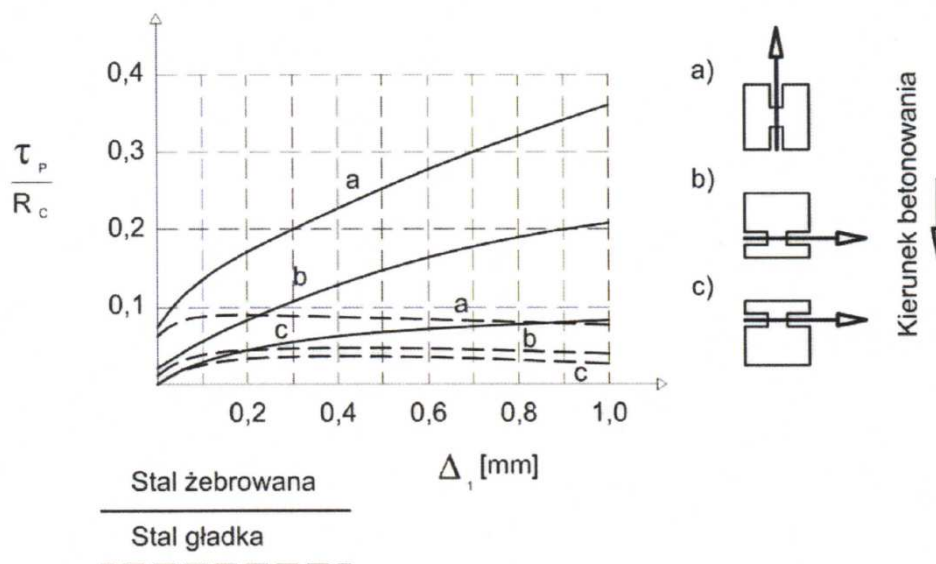
- Obszar brzegowy (a); różnica naprężeń stali i betonu jest tutaj maksymalna, występuje wysokie parcie poprzeczne i maksymalne napężenie przyczepności, w wyniku poślizgu końcowego 1÷2 mm aktywuje się największa część wytrzymałości na przyczepność (wynikająca z efektu Hoyerera).
- Obszar środkowy (b); część sprężenia ze stali została już przekazana na beton, stan równowagi sił przy przekazywaniu sprężenia powoduje mniejsze parcie poprzeczne i mniejszy poślizg, składowa przyczepności zależna od naprężeń redukuje się, ze względu na zredukowany poślizg aktywuje się również mała część zależna od poślizgu.
- Obszar końcowy (c); przekazywana jest mała siła, parcie poprzeczne splotu jest minimalne i w związku z tym też część zależna od naprężeń jest mała, występuje niewielki poślizg.
- Obszar poza długością transmisji (d); panuje równowaga sił bez dalszego przekazywania siły, przyczepność wykazuje wytrzymałość również bez parcia poprzecznego, bez obciążenia zewnętrznego nie występuje poślizg.



Rys. 5.11. Składowe przyczepności na długości transmisji [94]

5.4.8. Wpływ technologii wykonania

Przyczepność betonu do stali zależy również od usytuowania pręta na wysokości elementu (tak zwany efekt górnego pręta) i kierunku betonowania. Zagadnieniem tym zajmowali się jako pierwsi Clark [53] i Rehm [205]. Wykazali, iż naprężenia przyczepności zależą od kierunku betonowania i ułożenia pręta w elemencie (rys. 5.12).

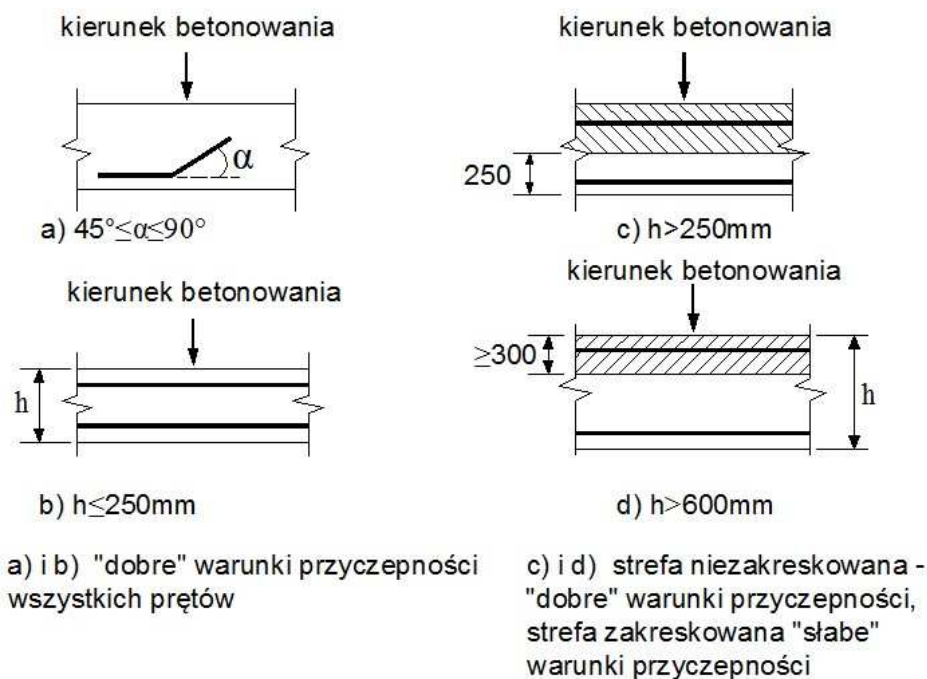


5.12. Wpływ kierunku betonowania i ułożenia pręta na naprężenia przyczepności [205]

W normie EC 2 [195] wyróżniono „dobre” i „słabe” warunki przyczepności przy liczeniu granicznych naprężeń przyczepności. Za „dobre” uważa się takie, w których pręty podczas betonowania nachylone są pod kątem:

- $\alpha = 45^\circ$ do 90° w stosunku do poziomu (rys. 5.13 a),
- $\alpha = 0^\circ$ do 45° w stosunku do poziomu i znajdują się:
 - w dolnej części elementu nie przekraczającego 250 mm (rys. 5.13 b) ,
 - w dolnej połowie elementu o grubości większej niż 250 mm (rys. 5.13 c)
 - w elemencie przekraczającym 600 mm, jeśli znajdują się co najmniej 300 mm poniżej górnej krawędzi (rys. 5.13 d).

Zapisy normowe odnoszą się do prętów zbrojeniowych ze stali zwykłej, natomiast zastosowanie mają również dla stali sprężającej, w tym splotów siedmiodrutowych. W konstrukcjach sprężonych splotami mówimy o efekcie górnego splotu.



Rys. 5.13. „Dobre” i „słabe” warunki przyczepności [195]

We wszystkich innych przypadkach mamy do czynienia ze „słabymi” warunkami przyczepności. Wiąże się to z wytrzymałością betonu, która nie jest stała na wysokości przekroju. Jak wynika z badań Chinn’a i innych [50] prowadzonych w amerykańskim instytucie ACI, nośność betonu w górnej części elementu jest o około 3÷8 % mniejsza. Zależność ta powiązana jest z fizycznymi zjawiskami związanymi z sedymentacją mieszanki betonowej. Pod wpływem sił ciężkości i wibrowania grubsze kruszywo opada na dno, a mniejsze frakcje i mleczko cementowe podchodzą do góry.

Czynnikiem wpływającym na powstawanie kawern i miejsc, gdzie beton jest słabszy jest konsystencja betonu. Dla mieszanek, w których opad stożka jest niski (np. 75 mm) spadek przyczepności na wysokości jest znikomy. W przypadku średnic prętów nie większych niż 25 mm i wysokości elementu $h \leq 500$ mm spadek nie przekracza 10 %. Znacząca różnica jest widoczna dopiero w elementach o wysokości powyżej 1 m i średnicy zbrojenia powyżej 28 mm, gdzie można zaobserwować 20 % spadek przyczepności. Natomiast dla mieszanek o płynnej konsystencji i wysokości elementu 1 m spadek przyczepności może wynieść nawet do 60 % – Jirsa i inni [108].

Jak wynika z badań Hamad i Itani [87] w betonach o wysokiej wytrzymałości niewielkie osłabienie betonu wokół pręta może korzystnie wpływać na przyczepność. Podczas badań okazało się, że w prętach usytuowanych u góry elementu rozłupywanie otuliny następuje wolniej niż w przypadku prętów w dolnej części. Wiąże się to z tym że słabszy lokalnie beton ale i tak o dużej wytrzymałości sprzyja powstaniu dłuższego odcinka naruszenia przyczepności pierwotnej.

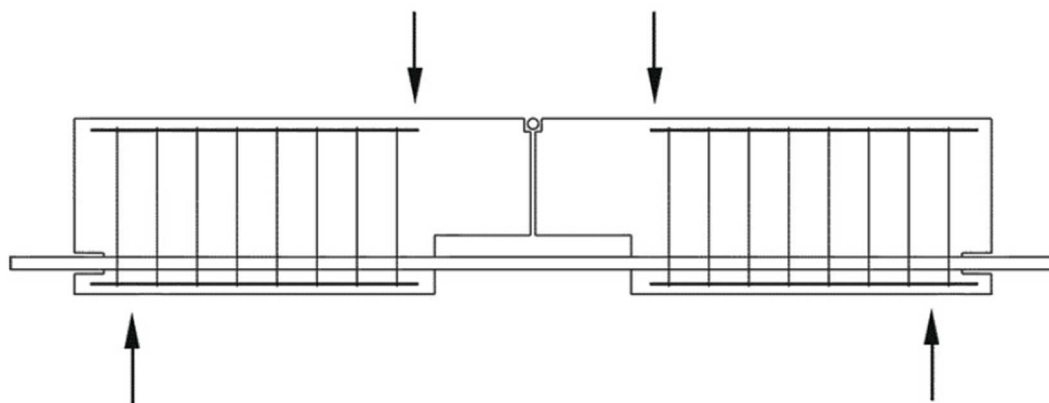
Prowadzono również badania przyczepności betonów samozagęszczalnych do prętów – Bartos [35], Chan [49]. Okazało się, że nie ma różnicy między warunkami przyczepności prętów górnych i dolnych, nawet w elementach przekraczających 1 m wysokości.

5.5. Metody badań przyczepności betonu do stali

Istnieje wiele metod badania przyczepności betonu do stalowego zbrojenia. Większość może być z powodzeniem stosowana zarówno do prętów gładkich jak i splotów. Wszystkie metody oparte są o pomiar doświadczalny funkcji przemieszczenia zbrojenia względem przyłożonej siły [163].

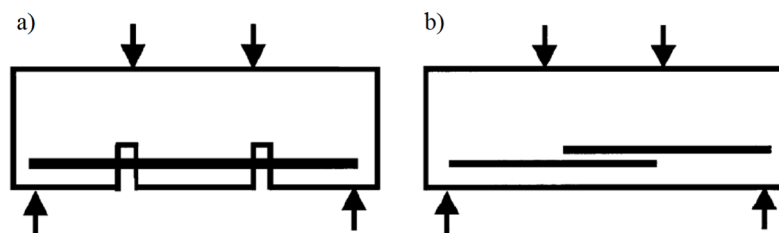
5.5.1. Próba na zginanie „*beam test*”

Próba ta ma na celu określenie charakteru przyczepności betonu do żebrowanych i nagiętych prętów a także drutów. Badanie belki służy jako podstawa do porównywania prętów i drutów z prętami i drutami o podobnej średnicy ale różnej powierzchni zbrojenia. Jest ona niezależna od innych prób wykonywanych w celu określenia przyczepności.



Rys. 5.14. Podstawowa próba na zginanie „*beam test*”

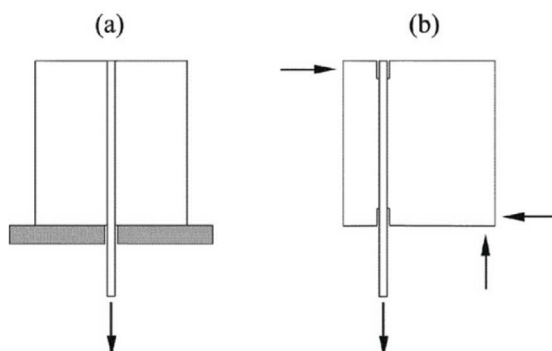
Belka składa się z dwóch identycznych bloków z betonu zbrojonego, połączonych na spodzie za pomocą pręta, którego przyczepność badamy, zaś u góry przez zastosowanie stalowego przegubu (rys. 5.14). Zasada badania polega na prostym zginaniu belki za pomocą dwóch sił równoległych, symetrycznie rozstawionych względem środka belki, aż do utraty przyczepności lub zerwania stali. Podczas badania mierzymy poślizg dwóch końców pręta, co pozwala narysować dwa wykresy poślizgu pręta względem betonu. Wymiary belki są zależne od średnic stali zbrojeniowej i podzielone na dwie kategorie: belki typu A (dla średnic do 16 mm) i belki typu B (średnice z zakresu 16÷32 mm). Dla średnic prętów większych niż 32 mm należy przeprowadzić program badań w celu oceny zastosowania opisywanej metody. Alternatywne modele testu belki przedstawiono na rys. 5.15.



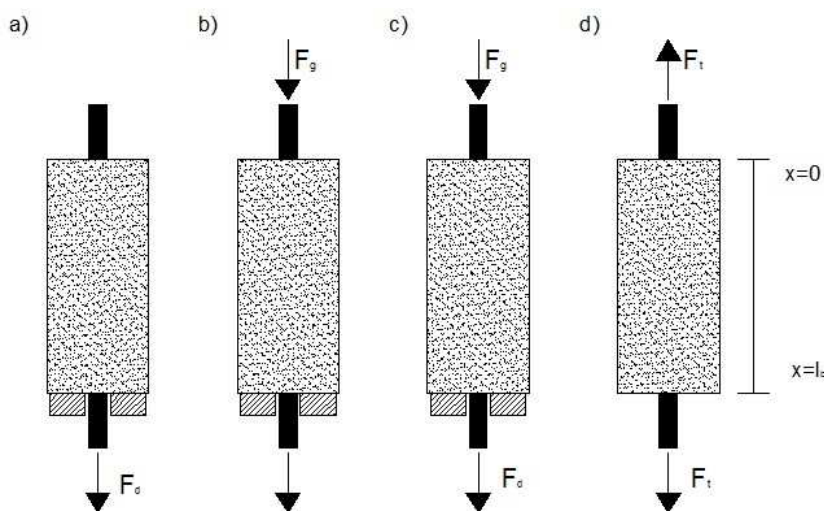
Rys. 5.15. Modele badań: a) „beam anchorage test”, b) „beam splice test”

5.5.2. Próba na wyrywanie „pull-out test”

Próba na wyrywanie jest przeznaczona do wyznaczania wartości przyczepności betonu do drutów oraz żebrowanych i nagniatanych prętów zbrojeniowych. Z powodzeniem może być również stosowana do badań przyczepności spłotów. Próbką do badania jest sześcienna kostka z betonu, w której to pręt lub drut jest utwierdzony w jej środku i wystaje z obu stron (rys. 5.16). Czynna długość przyczepności pręta może obejmować całą wysokość przekroju lub być ograniczona przez stosowanie nakładek tylko do zakładanej wartości. Zabieg ten często się stosuje się w celu zredukowania wpływu strefy zaburzeń na uzyskiwane wyniki, jaka tworzy się w pobliżu płytki odporowej. Do dłuższego końca pręta przyłożona jest siła, która wrywa pręt. Dopuszczalne są różne schematy obciążenia próbek do badania przyczepności (rys. 5.17).



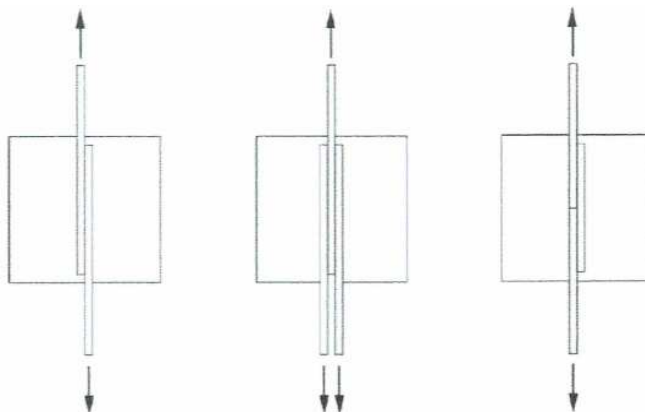
Rys. 5.16. Schemat badania „pull-out test”: a) badanie osiowe, b) badanie mimośrodowe



Rys. 5.17. Różne schematy obciążenia próbek [180]

5.5.3. Metoda nakładkowa „lap test”

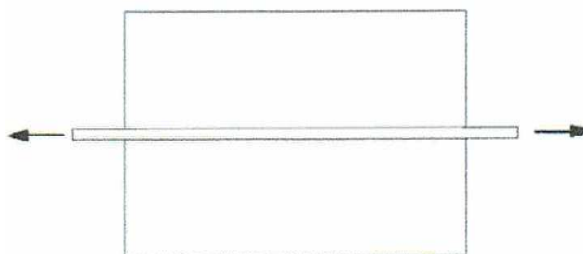
Metoda „lap test” jak również „pull-out” są przeważnie stosowane w badaniach przyczepności w strefie zakotwienia, połączeń na zakład lub w celu uwzględnienia naprężeń normalnych występujących na końcach belek (rys. 5.18).



Rys. 5.18. Schemat badania „lap test”

5.5.4. Metoda „embedded-rod test”

Jako kolejną metodę można wymienić „embedded-rod test”, czyli rozciąganie osiowo osadzonego pręta (rys. 5.19). W tej metodzie miarą rozkładu naprężeń przyczepności jest liczba rys, ich szerokość i rozstaw przy różnych poziomach obciążenia.



Rys. 5.19. Badanie przyczepności osiowo osadzonego rozciąganego pręta „embedded-rod test” [227]

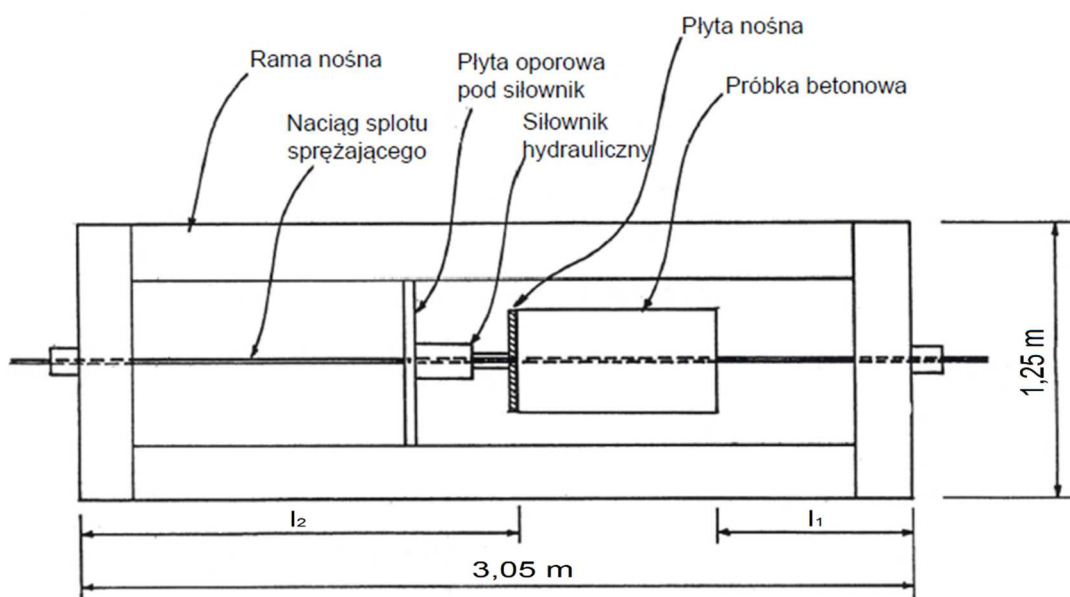
Metoda najlepiej odwzorowuje postępujący rozwój szerokości rys w belkach, który prowadzi ostatecznie do poślizgu pręta i zniszczenia elementu. Powstające naprężenia w stali, które są maksymalne w przekrojach z rysami, a minimalne w połowie odległości pomiędzy rysami są podstawowym parametrem w analizie szerokości rys oraz ugięć elementów żelbetowych.

5.5.5. Metoda badania przyczepności elementów sprężonych

Przyczepność w elementach sprężonych można badać wszystkimi wymienionymi metodami. Metoda opracowana przez Cousins i inni [56] w 1992 r. uwzględnia zarówno adhezję i mechaniczne blokowanie jak również siły tarcia i efekt Hoyera. Aby mieć pewność, że wszystkie wymienione zjawiska są uwzględnione, splot musi być wstępnie naprężony. Proponowane badanie dotyczy wstępnie naprężonego splotu, obetonowanego na całym obwodzie

w postaci krótkiego bloku z zachowaniem kontaktu ze splotem. Podczas badań betonowy blok jest przepychany wzdłuż splotu, który pozostaje cały czas pod naciągiem. Ramę do przeprowadzenia badań przedstawiono na rys. 5.20. Kolejne kroki postępowania w procedurze badawczej są następujące:

- naciąg splotu w ramie badawczej za pomocą siłownika hydraulicznego usytuowanego w jednej linii z siłomierzem ciśnieniowym do pomiaru siły naciągowej,
- wykonanie bloku betonowego wokół splotu,
- przesunięcia betonowego bloku wzdłuż splotu siłownikiem hydraulicznym,
- pomiar siły w splocie w zależności od poślizgu splotu względem betonu, dla określenia siły przy której nastąpi zniszczenie przyczepności.



Rys. 5.20. Rama badawcza dla badania przyczepności pod naciągiem [56]

5.5.6. Porównanie przyczepności HSC i HSSCC do splotów

W zakresie betonów wysokiej wytrzymałości badania przyczepności do splotów wykonywane były głównie w Stanach Zjednoczonych – Logan [130], Rose i Russell [210].

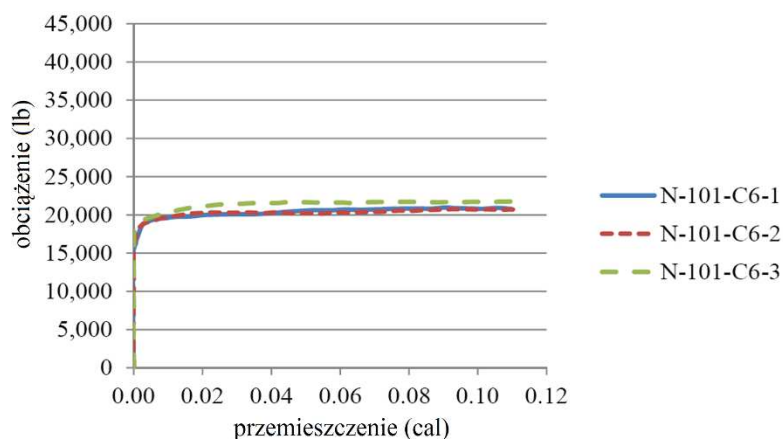
Chociaż SCC stał się popularny w Stanach Zjednoczonych pojawiły się jednakże obawy odnośnie długości transmisji i długości dyspersji splotów sprężających oraz przyczepności tego rodzaju betonu do zbrojenia ze stali sprężającej i zwykłej – Girgis i Tuan [85], Pozolo i Andrawes [202]. SCC zawiera domieszki, które działają jak smary aby zwiększyć płynność, ale mogą również osłabić przyczepność między betonem i zbrojeniem. W zakresie betonów samozagęszczalnych w liczbie przeprowadzonych badań przyczepności do splotów również przodują naukowcy amerykańscy – Girgis i Tuan [85], Larson i inni [124], Pozolo i Andrawes [202], Staton i inni [230], Boehm i inni [41], Kim i inni [115].

W niniejszym punkcie pracy zaprezentowano wybrane wyniki badań Myers i inni [154] z 2012 roku, dla próbek wykonanych z betonów na kruszywie węglanowym z zabetonowanym splotem $7\phi 5$ mm bez wstępnego naciągu. Elementy próbne obejmowały pojedyncze

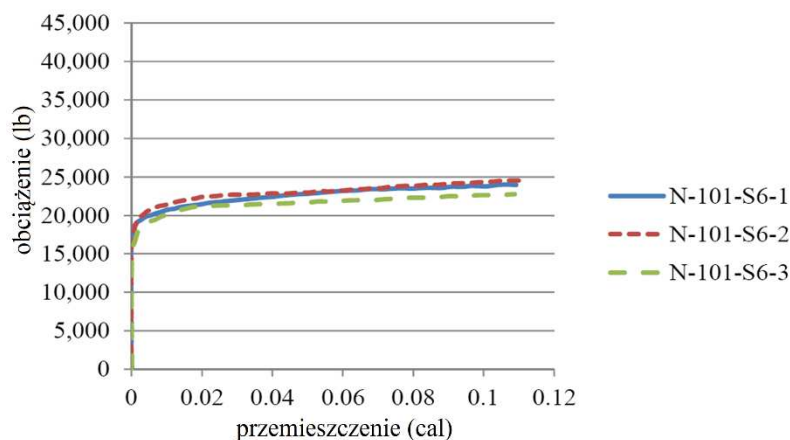
próbki bez uwzględniania wpływu warunków wykonania. Zastosowane betony w programie badawczym: HSC (o wytrzymałości 28 dniowej na ściskanie 58,5 MPa i module sprężystości 48,07 GPa) i HSSCC (o wytrzymałości 28 dniowej na ściskanie 63,7 MPa i module sprężystości 47,37 GPa). Czynna długość przyczepności w badanych próbkach wynosiła 460 mm (18 cali). Badania przyczepności przeprowadzono metodą pull out po 28 dniach dojrzewania betonu.



Rys. 5.21. Próbkki betonowe do testu NASP oraz cylindry do badania wytrzymałości na ściskanie [154]



Rys. 5.22. Zależność obciążenia od przemieszczenia dla betonu HSC [154]
[1 lb = 0,454 kg, 1 cal = 25,4 mm]



Rys. 5.23. Zależność obciążenia od przemieszczenia dla betonu HSSCC [154]
[1 lb = 0,454 kg, 1 cal = 25,4 mm]

Myers i inni [154] zaobserwowali w czasie badań wzmocnienie przyczepności tarcia wraz ze wzrostem poślizgu splotu. Siły przyczepności pomiędzy stalą sprężającą a betonem zarówno w próbkach wykonanych z mieszanki betonowej samozagęszczalnej jak i w elementach uformowanych z mieszanki betonowej tradycyjnej, okazały się porównywalne. Ponadto, badania wykazały, że istotny wpływ na wyniki badania wyciągania ma skład zaprawy używanej do wykonania próbek.

Podsumowując, z analizy treści przedstawionych w raporcie [156] wynika, że pomiary wykazały statystycznie niewiele różnic pomiędzy dwoma typami betonów w kontekście pomierzonej długości transmisji oraz wartości siły wyciągającej. Ponadto, obecne równania ACI [4] oraz AASHTO [1] są odpowiednie i pozwalają na zachowawczą ocenę długości transmisji w przypadku elementów wykonanych z betonu tradycyjnego jak i z samozagęszczalnego.

Testy *pull-out* Logan'a [130] z 2004 roku przeprowadzone dla betonu w różnych okresach dojrzewania wykazały, że przyczepność betonu samozagęszczalnego i odpowiadającego mu betonu tradycyjnie zagęszczanego, do stali sprężającej jest porównywalna. Przykładowo, różnica średnich wartości obciążenia wrywającego pomiędzy tymi dwoma typami betonów, po trzech dniach od uformowania próbek wynosiła zaledwie 1 %. Obciążenie wrywające odpowiadające pierwszemu poślizgowi splotu było wyższe dla próbek z betonu samozagęszczalnego niż analogicznych próbek z betonu tradycyjnego, za wyjątkiem rezultatów otrzymanych 1 dzień po betonowaniu. Średnia siła wrywająca (*pull-out*) pomierzona po 28 dniach od zabetonowania, dla próbek z betonu samozagęszczalnego była natomiast niższa o około 4 % niż w przypadku elementów z betonu tradycyjnego. W ogólności rozpatrując cały okres badawczy średnio wyższe maksymalne obciążenie wrywające uzyskano dla próbek z betonu samozagęszczalnego. Wyjątek stanowią wyniki uzyskane po 7 dniach dojrzewania betonu. W badaniu przeprowadzonym po 28 dniach dojrzewania, średnia maksymalna siła wrywająca (*pull-out*) dla belek z betonu samozagęszczalnego była wyższa niż dla próbek wykonanych z betonu zagęszczanego mechanicznie o około 6 %.

Podsumowując, z analizy rezultatów badań zaprezentowanych w raportach [156] i [130] wynika, że uzasadnione jest stosowanie mieszanki betonowej samozagęszczalnej o zaproponowanym przez naukowców składzie, gdyż zapewnia ona odpowiednią przyczepność pomiędzy stalą sprężającą a betonem SCC.

5.6. Ujęcie normowe przyczepności splotów

5.6.1. Naprężenie przyczepności według EC2

Norma EC 2 [195] definiuje naprężenie przyczepności betonu f_{bpt} jako stałe na długości transmisji (wzór 5.13). Przyczepność jest zależna od rodzaju cięgna sprężającego, warunków przyczepności i wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie [102].

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad (5.13)$$

gdzie:

- η_{p1} - współczynnik zależny od rodzaju cięgna:
 $\eta_{p1} = 2,7$ dla drutów nagniatanych,
 $\eta_{p1} = 3,2$ dla splotów trzydrutowych i siedmiodrutowych,
- η_1 - współczynnik zależny warunków przyczepności:
 $\eta_1 = 1,0$ przy dobrych warunkach przyczepności,
 $\eta_1 = 0,7$ w innych przypadkach,
- $f_{ctd}(t)$ - wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie betonu w chwili sprężenia.

5.6.2. Model Code 2010

Przepisy norma MC 2010 [149] również definiuje naprężenie przyczepności betonu f_{bpd} jako równomierne na długości transmisji (wzór 5.14). Przyczepność jest zależna od rodzaju cięgna sprężającego, warunków przyczepności i wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie.

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd} \quad (5.14)$$

gdzie:

- η_{p1} - współczynnik uwzględniający rodzaj cięgna:
 $\eta_{p1} = 1,4$ dla drutów nagniatanych i profilowanych,
 $\eta_{p1} = 1,2$ dla splotów siedmiodrutowych,
- η_{p2} - współczynnik położenie cięgna:
 $\eta_{p2} = 1,0$ dla wszystkich cięgien, które są odgięte pod kątem z zakresu 45÷90 deg, lub wszystkie cięgna poziome, które są położone co najwyżej 250 mm od dołu lub co najmniej 300 mm od góry przekroju podczas betonowania,
 $\eta_{p2} = 0,7$ dla wszystkich innych przypadków,
- f_{ctd} - obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu w chwili sprężenia ($f_{ctk,min}(t)/1,5$).

5.6.3. Normy amerykańskie (ACI i AASHTO)

Wytyczne norm amerykańskich ACI [4] i AASHTO [1] nie podają równania opsuja- cego naprężenia przyczepności betonu do splotów sprężających. W zakresie ich prawidłowego zakotwienia zalecają długości zakotwienia wynoszące odpowiednio $50 \cdot d_b$ [4] i $60 \cdot d_b$ [1] (wielokrotność średnicy cięgna sprężającego – d_b). Biorąc pod uwagę możliwości badawcze i obli- czeniowe wymiarowania konstrukcji tak głęboko posunięte uproszczenia wydają się być na- zbyt zachowawcze.

6.

Badania właściwości betonu i stali zbrojeniowej

Badania materiałowe obejmowały ustalenie składu mieszanki betonowej dla betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego, określenie właściwości mieszanek i stwardniałych betonów oraz określenie cech mechanicznych stali sprężającej i zwykłej.

6.1. Kompozycja mieszanek BWW

Receptury mieszanek wyznaczono doświadczalnie modyfikując receptury betonów wysokowartościowych wykonywanych już w Laboratorium Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych PK w ramach zrealizowanego projektu badawczego [76]. Do badań własnych wybrano skład mieszanki betonowej BWW zagęszczanego mechanicznie [75] uznany za optymalny, zawierający 5 % pyłu krzemionkowego. Dla mieszanki samozagęszczalnej ilość pyłu podwojono z uwagi na konieczność zmniejszenia plastycznej lepkości mieszanki [234]. Po ustaleniu wstępnych receptur wagowych wykonywano zaroby próbne na podstawie których testowano parametry mieszanek i betonów po 1 i 28 dniach dojrzewania. Drogą iteracyjną przyjęto ostateczne receptury po uzyskaniu zadowalających parametrów spełniających założenia projektu badań podstawowych.

6.1.1. Woda

Mieszanki BWW do badań wykonywano na wodzie z sieci wodociągowej.

6.1.2. Cement

Do wykonywania obu mieszanek zastosowano cement portlandzki klasy CEM-I 42,5 R „czerwony” o wysokiej wczesnej wytrzymałości, z cementowni Chełm, grupy CEMEX. Przy wyborze spoiwa cementowego kierowano się następującymi założeniami:

- wysoką wytrzymałością wczesną (po 2 dniach) i normową (po 28 dniach),
- niewielkim przyrostem wytrzymałości w dłuższym okresie dojrzewania,
- przyspieszonym czasem wiązania.

Zastosowany cement spełnił te wymagania, aczkolwiek charakteryzował się wysokim ciepłem uwodnienia (wydzielanym podczas wiązania i twardnienia). Parametry techniczne cementu deklarowane przez producenta zestawiono w tabeli 6.1. Gęstość objętościowa stosowanego cementu wynosi $3,1 \text{ g/cm}^3$.

Tabela 6.1.

Parametry techniczne cementu CEM-I 42,5 R przyjętego do badań

Parametry techniczne	Wymagania normy PN-EN 197-1	Wyniki oznaczeń (producent)	Badania według normy
Powierzchnia właściwa według Blaine'a (cm ² /g)	-	4124	PN-EN 196-6
Początek wiązania (min.)	≥ 60	184	PN-EN 196-3
Koniec wiązania (min.)	-	242	PN-EN 196-3
Zmiana objętości (mm)	≤ 10	1,0	PN-EN 196-3
Wytrzymałość na ściskanie (MPa) - po 2 dniach - po 28 dniach	≥ 20,0 ≥ 42,5 ≤ 62,5	30,1 60,2	PN-EN 196-1
Zawartość SO ₃ (%)	≤ 4,0	2,95	PN-EN 196-2
Zawartość Cl (%)	≤ 0,1	0,089	PN-EN 196-21
Zawartość rozp. Cr(VI) (ppm)	≤ 2,0	0,18	PN-EN 196-10
Pozostałość nierozpuszczalna (%)	≤ 5,0	0,57	PN-EN 196-2
Straty prażenia (%)	≤ 5,0	3,33	PN-EN 196-2

6.1.3. Kruszywo

Do badanych betonów zastosowano:

- piasek rzeczny 0/2 mm,
- kruszywo łamane bazaltowe 2/8 mm,
- kruszywo łamane bazaltowe 8/16 mm.

Gęstość objętościowa piasku wynosi 2,65 g/cm³, natomiast bazaltu 2,9 g/cm³. Skład ziarnowy [199] poszczególnych kruszyw przedstawiono w tabelach 6.2, 6.3 i 6.4. Krzywe przesiewu wyznaczono w ramach pracy [76].

Tabela 6.2.

Stos okruszowy piasku 0/2 mm [76]

Wymiar otworów sita [mm]	Masa materiału pozostającego [kg]	Procent materiału pozostającego [%]	Suma mas przechodzących [%]
0,125	0,0043	0,3	0,3
0,25	0,1093	7,7	8,0
0,5	0,3479	24,5	32,5
1,0	0,3763	26,5	59,0
2,0	0,5098	35,9	94,9
4,0	0,0724	5,1	100,0

Tabela 6.3.

Stos okruszowy kruszywa łamanego bazaltowego 2/8 mm [76]

Wymiar otworów sita [mm]	Masa materiału pozostającego [kg]	Procent materiału pozostającego [%]	Suma mas przechodzących [%]
0,125	0,0063	0,4	0,4
0,25	0,0016	0,1	0,5
0,5	0,0063	0,4	0,9
1,0	0,0142	0,9	1,8
2,0	0,0695	4,4	6,2
4,0	0,4108	26,0	32,2
8,0	0,9527	60,3	92,5
16	0,1185	7,5	100

Tabela 6.4.

Stos okruszowy kruszywa łamanego bazaltowego 8/16 mm [76]

Wymiar otworów sita [mm]	Masa materiału pozostającego [kg]	Procent materiału pozostającego [%]	Suma mas przechodzących [%]
0,125	0,0065	0,2	0,2
0,25	0,0032	0,1	0,3
0,5	0,0032	0,1	0,4
1,0	0,0032	0,1	0,5
2,0	0,0032	0,1	0,6
4,0	0,0162	0,5	1,1
8,0	0,1235	3,8	4,9
16	2,9867	91,9	96,8
31,5	0,1040	3,2	100

6.1.4. Mikrowypełniacz mineralny – pył krzemionkowy

Jako mikrowypełniacz mineralny stosowano granulowany pył krzemionkowy Sika-Fume® HR-TU. Jest to sproszkowany dodatek zawierający bardzo drobną (0,1 µm) reaktywną krzemionkę (drobno zmielony piasek – SiO_2). Obecność pyłu krzemionkowego poprawia szczelność stwardniałego betonu poprzez wiązanie chemiczne wodorotlenków wapnia i powstawanie drugiej fazy uwodnionych krzemianów wapniowych. Charakterystyka techniczna pyłu jest następująca:

- zawartość amorficznej krzemionki – minimum 92 % masy,
- gęstość objętościowa – 2,2 g/cm³,
- gęstość nasypowa – 0,65 g/cm³ ± 0,1 g/cm³,
- powierzchnia właściwa po zdysperowaniu w mieszance betonowej – 20,6÷24,2 m²/kg,
- udział ziaren < 0,063 mm – minimum 99 % masy.

6.1.5. Domieszka upłynniająca - superplastyfikator

Jako domieszkę upłynniającą zastosowano superplastyfikator polimerowy Sika® ViscoCrete® 5-600. Jest to stężona domieszka do betonu znacznie redukująca ilość wody, przeznaczona do specjalistycznych betonów konstrukcyjnych w tym wysokowartościowych. Działanie domieszki pozwala na uzyskiwanie wysokiego stopnia ciekłości mieszanki, wydłużonego okresu utrzymywania konsystencji oraz podwyższenie wytrzymałości wczesnych i końcowych. Wszystkie te cechy świeżego betonu mogą być osiągnięte dzięki wykorzystaniu efektu separacji przestrzennej cząstek działających na ziarna cementu i frakcji drobnych oraz zjawiska adsorpcji powierzchniowej. Stosowanie superplastyfikatora Sika® ViscoCrete® 5-600 jest zalecane razem z dodatkiem zawierającym mikrokrzemionkę SikaFume® HR-TU. Charakterystyka techniczna superplastyfikatora jest następująca:

- gęstość objętościowa – $1,075 \text{ g/cm}^3 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$,
- odczyn pH – $4,4 \pm 1,0$,
- umowna zawartość suchej substancji – $36,5 \% \pm 1,8 \%$,
- zawartość chlorków $\leq 0,1 \%$,
- zawartość alkaliów $\leq 0,5 \%$.

6.2. Receptury mieszanek

Ostateczne receptury mieszanek dla obu betonów ustalono doświadczalnie metodą iteracyjną wykonując zaroby próbne i modyfikując ilość składników.

Na potrzeby dalszych badań przyjęto symbole literowe A i B identyfikujące obie mieszanki. Mieszanka dla betonu wysokowartościowego zagęszczanego wibracyjnie (wysokiej wytrzymałości) jest w dalszej pracy określana jako receptura A, natomiast dla betonu wysokowartościowego samozagęszczalnego jako receptura B.

6.2.1. BWW zagęszczany wibracyjnie – receptura A (HSC)

Przyjęto ilość spoiwa (cementu i pyłu krzemionkowego) wynoszącą około 500 kg. Recepturę wagową 1 m^3 mieszanki ujęto w tabeli 6.5.

Tabela 6.5.

Receptura wagowa 1 m^3 mieszanki betonowej A

Składnik	Ilość [kg]
Cement, <i>C</i>	475
Woda, <i>W</i>	156
Piasek rzeczny 0/2 mm, <i>P</i>	665
Grys bazaltowy 2/8 mm, <i>Kd</i>	650
Grys bazaltowy 8/16 mm, <i>Kg</i>	580
Pył krzemionkowy, <i>Pk</i>	24
Superplastyfikator, <i>Spl</i>	5,2

- Zawartość pyłu krzemionkowego: 5 % masy cementu.
- Zawartość superplastyfikatora: 1,09 % masy cementu.
- Stosunek wodno-cementowy: $W/C = 0,328$.
- Stosunek wodno-spoiwowy $W/S = 0,313$.
- Równanie szczelności:

$$\frac{C}{\rho_C} + \frac{P}{\rho_P} + \frac{Kd}{\rho_{Kd}} + \frac{Kg}{\rho_{Kg}} + \frac{Pk}{\rho_{Pk}} + \frac{Spl}{\rho_{Spl}} + W = 1,0 \quad (6.1)$$

gdzie:

- ρ_C - gęstość objętościowa cementu [kg/cm^3],
- ρ_P - gęstość objętościowa piasku [kg/cm^3],
- ρ_{Kd} - gęstość objętościowa kruszywa drobnego [kg/cm^3],
- ρ_{Kg} - gęstość objętościowa kruszywa grubego [kg/cm^3],
- ρ_{Pk} - gęstość objętościowa pyłu krzemionkowego [kg/cm^3],
- ρ_{Spl} - gęstość objętościowa superplastyfikatora [kg/cm^3].

6.2.2. BWW samozagęszczalny – receptura B (HSSCC)

Przyjęto ilość spoiwa (cementu i pyłu krzemionkowego) wynoszącą około 525 kg, poprzez podwojenie masy pyłu. Recepturę wagową 1 m^3 mieszanki ujęto w tabeli 6.6.

Tabela 6.6.

Receptura wagowa 1 m^3 mieszanki betonowej B

Składnik	Ilość [kg]
Cement, <i>C</i>	475
Woda, <i>W</i>	168
Piasek rzeczny 0/2 mm, <i>P</i>	660
Grys bazaltowy 2/8 mm, <i>Kd</i>	616
Grys bazaltowy 8/16 mm, <i>Kg</i>	546
Pył krzemionkowy, <i>Pk</i>	48
Superplastyfikator, <i>Spl</i>	7,8

- Zawartość pyłu krzemionkowego: 10 % masy cementu.
- Zawartość superplastyfikatora: 1,64 % masy cementu.
- Stosunek wodno-cementowy: $W/C = 0,354$.
- Stosunek wodno-spoiwowy $W/S = 0,321$.
- Równanie szczelności:

$$\frac{C}{\rho_C} + \frac{P}{\rho_P} + \frac{Kd}{\rho_{Kd}} + \frac{Kg}{\rho_{Kg}} + \frac{Pk}{\rho_{Pk}} + \frac{Spl}{\rho_{Spl}} + W = 1,0 \quad (6.2)$$

- Punkt piaskowy 2 mm (zawartość piasku w całej masie kruszywa): 36,2 %.
- Punkt piaskowy frakcji 2 mm (zawartość frakcji 0÷2 mm w stosie okrucowym w całej masie kruszywa): 36,7 %.
- Punkt piaskowy frakcji 4 mm (zawartość frakcji 0÷4 mm w stosie okrucowym w całej masie kruszywa): 47,4 %.

6.3. Metodyka badań mieszanek i betonów

Przed przystąpieniem do robót betoniarskich całe kruszywo zostało wysuszone by nie trzeba było korygować ilości wody w mieszance z uwagi na jego różne zwilgocenie. Betonowanie odbywało się w Laboratorium Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych PK w pomieszczeniu zamkniętym o stałej temperaturze zarówno w okresie letnim i zimowym wynoszącej 18÷20 °C.

6.3.1. Badania mieszanek

Właściwości reologiczne mieszanek badane były podczas wykonywania zarobów bezpośrednio przed betonowaniem elementów. Dla mieszanki zagęszczanej mechanicznie określano konsystencję metodą opadu stożka [185]. Dla mieszanki samozagęszczalnej konsystencję określono na podstawie rozplywu stożka Abramsa. Wykonywano pomiary średnic rozplywu i czasu rozplywu dla stożka normalnego i odwróconego według zapisów normy [187] oraz stożka niskiego (stolik rozplywowy) [186].

6.3.2. Pobieranie próbek i badania betonów

Betonowanie próbek do badań betonów odbywało się przy okazji wykonywania elementów próbnych do badań przyczepności. Pobierano próbki sześciennie oraz walcowe [181], [189] do określenia: wytrzymałości na ściskanie na kostkach i walcach, modułu sprężystości, wytrzymałości na rozciąganie osiowe na walcach oraz wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na kostkach [99]. Po zabetonowaniu form, beton przez pierwszą dobę dojrzewał w formach przykrytych folią. Po rozformowaniu, próbki betonowe przechowywane były w specjalnych pojemnikach [20] służących do tego celu, w stałych warunkach temperatury 20 °C i wilgotności 95 %, określonych przez normę [190]. Czoło podstawy dolnej i górnej walców do badań na ściskanie i rozciąganie było szlifowane. Próbki walcowe do badań wytrzymałości na osiowe rozciąganie były nacinane obwodowo w połowie wysokości próbki na głębokość około 15 mm, a do ich podstawy dolnej i górnej naklejano głowice do osadzenia przegubowego w maszynie wytrzymałościowej. Właściwości mechaniczne betonu badano po 24 godzinach od zabetonowania oraz po 2, 3, 7, 28 i 90 dniach dojrzewania zgodnie z wytycznymi normowymi [191], [193]. Wykonano łącznie 114 kostek i 70 walców dla mieszanki według receptury A oraz odpowiednio 98 kostek i 51 walców dla mieszanki z receptury B. Wykaz elementów badawczych zestawiono w tabelach 6.7 i 6.8.

Tabela 6.7.

Zastawienie próbek dla mieszanki betonowej A

Rodzaj badania	Rodzaj próbki	Liczba próbek
Wytrzymałość na ściskanie	Kostka 150×150×150 mm	60
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu	Kostka 150×150×150 mm	54
Wytrzymałość na ściskanie / moduł sprężystości	Walec $\phi 150 \times 300$ mm	41
Wytrzymałość na rozciąganie osiowe	Walec $\phi 150 \times 300$ mm	29

Tabela 6.8.

Zastawienie próbek dla mieszanki betonowej B

Rodzaj badania	Rodzaj próbki	Liczba próbek
Wytrzymałość na ściskanie	Kostka 150×160×150 mm	50
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu	Kostka 150×150×150 mm	48
Wytrzymałość na ściskanie / moduł sprężystości	Walec $\phi 150 \times 300$ mm	27
Wytrzymałość na rozciąganie osiowe	Walec $\phi 150 \times 300$ mm	24

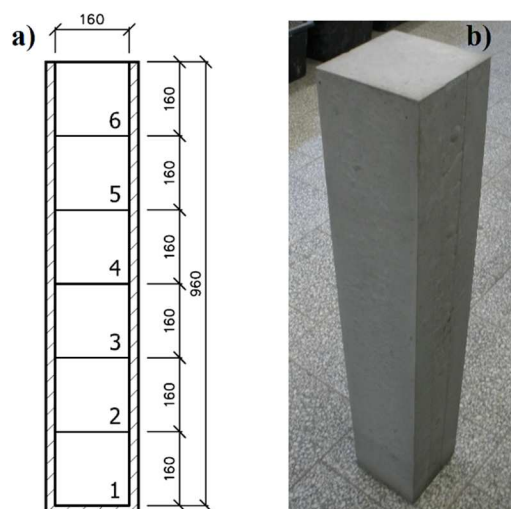
6.3.3. Badania parametrów betonu na wysokości elementów-świadków

Cechy mechaniczne betonów badano również doświadczalnie na specjalnie zaprojektowanych elementach umożliwiających określanie cech wytrzymałościowych wraz ze wzrostem wysokości betonowania. Wpływ wysokości określano dla obu receptur betonu.

Dla receptury A (betonu zagęszczanego wibracyjnie) cechy mechanicznie badano dwukrotnie:

- na elementach A(*3), wykonywanych przy trójwarstwowym zagęszczaniu układanej mieszanki (każda warstwa zagęszczana osobno po ułożeniu, w jednej warstwie były betonowane dwa poziomy próbki/prętów),
- na elementach A(*1), wykonanych przy jednokrotnym zagęszczaniu całego elementu (podawanie betonu w jednej warstwie na całą wysokość formy).

Oznaczenia poziomów betonowania pokazano na rys. 6.1. Poziomy 1, 3 i 6 były przeznaczone do badania wytrzymałości na ściskanie, natomiast 2, 4 i 5 do wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu. Gotowe elementy betonowe przed badaniami były cięte na pojedyncze próbki (rys. 6.2), dokładnie mierzone i ważone. Badania prowadzono prostopadle do kierunku betonowania formy po 1, 3, 7, 28 i 90 dniach od zabetonowania.



Rys. 6.1. Słupek świadek do badania betonu: a) geometria formy wraz z oznaczeniem poziomów betonowania (wymiary w mm), b) gotowy element



Rys. 6.2. Pocięty słupek betonowy na kostki $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm do badań

Wykonano łącznie 15 słupków świadków, po 5 dla każdej mieszanki. Wymiar próbki do badania wytrzymałościowego zawsze był mierzony indywidualnie. Wartość obciążenia niszczącego była odnoszona do rzeczywistego pola powierzchni, na którą działa obciążenie. Wykaz elementów badawczych zestawiono w tabeli 6.9.

Tabela 6.9.

Zastawienie próbek dla poszczególnych mieszanek

Rodzaj badania	Rodzaj próbki	Liczba próbek	Rodzaj mieszanki
Wytrzymałość na ściskanie	Kostka $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm	15	A(*3)
		15	A(*1)
		15	B(*)
Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu	Kostka $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm	15	A(*3)
		15	A(*1)
		15	B(*)

Prócz wytrzymałości określono również zmiany gęstości betonu na wysokości słupków świadków oraz temperatury nagrzewu powierzchniowego w wyniku reakcji hydratacji cementu w czasie wiązania po 1 dobie od zabetonowania.

6.4. Wyniki dla betonu zagęszczanego mechanicznie – receptura A (HSC)

6.4.1. Konsystencja mieszanki

Pomierzony średni opad stożka Abramsa o średnicy $\phi 100/200$ mm i wysokości 300 mm wyniósł 160 mm. Wartość ta odpowiada klasie konsystencji S4 (opad $160 \div 210$ mm).

6.4.2. Badania betonu HSC na próbkach normowych

Beton wysokowartościowy zagęszczany mechanicznie po 28 dniowym okresie dojrzewania uzyskał średnią wytrzymałość na ściskanie 93,13 MPa na kostkach $150 \times 150 \times 150$ mm, oraz 89,09 MPa na walcach $\phi 150 \times 300$ mm. Spełniono podstawowe założenie wytrzymałościowe z punktu 2.6.1.

W tabeli 6.10 zestawiono wszystkie charakterystyki wytrzymałościowe wyznaczone doświadczalnie w okresie do 90 dni od zabetonowania.

Tabela 6.10.

Charakterystyki wytrzymałościowe BWW według receptury A (HSC)

Wiek betonu	Parametry rozkładu	$f_{c,cube}$	$f_{ct,spl}$	$f_{c,cyl}$	f_{ct}	E_{cm}
1	x [MPa]	47,54	3,42	40,23	-	35 920
	n [szt.]	11	8	5	-	5
	s [MPa]	3,60	0,49	0,83	-	470
	v [%]	7,57	14,42	2,07	-	1,30
2	x [MPa]	64,08	3,92	52,30	3,10	39 360
	n [szt.]	11	10	8	5	8
	s [MPa]	2,72	0,40	2,04	0,30	830
	v [%]	4,25	10,29	3,90	9,83	2,12
3	x [MPa]	72,29	4,50	59,20	3,39	42 230
	n [szt.]	10	9	7	5	7
	s [MPa]	2,54	0,76	3,06	0,17	710
	v [%]	3,51	16,87	5,17	5,09	1,67
7	x [MPa]	80,82	5,25	71,97	4,05	46 270
	n [szt.]	10	9	8	6	8
	s [MPa]	4,41	0,82	2,11	0,26	760
	v [%]	5,46	15,60	2,93	6,54	1,64
28	x [MPa]	93,13	6,56	89,09	4,83	48 740
	n [szt.]	11	11	7	8	7
	s [MPa]	4,57	0,48	2,76	0,62	420
	v [%]	4,90	7,30	3,10	12,86	0,87
90	x [MPa]	100,19	7,25	95,21	6,14	52 640
	n [szt.]	7	7	6	5	6
	s [MPa]	4,57	0,39	1,62	0,24	920
	v [%]	4,57	5,44	1,70	3,98	1,74

Objaśnienia do użytych symboli:

$f_{c,cube}$	- średnia wytrzymałość na ściskanie na kostkach (150×150×150 mm),
$f_{ct,spl}$	- średnia wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu na kostkach,
$f_{c,cyl}$	- średnia wytrzymałość na ściskanie na walcach (φ150×300 mm),
f_{ct}	- średnia wytrzymałość na rozciąganie osiowe na walcach,
E_{cm}	- średni moduł sprężystości,
x	- wartość średnia arytmetyczna z próby,
n	- liczba próbek
s	- odchylenie standardowe z próby,
v	- współczynnik zmienności.

Współczynnik wyrażający stosunek wytrzymałości 28 dniowej walcowej do kostkowej dla wykonanego betonu określono na poziomie 0,96 (1,05).

Relacja wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupanie do wytrzymałości osiowej na rozłupanie po 28 dniach dojrzewania wynosi 1,36:1, natomiast po 90 dniach 1,18:1.

Rozwój właściwości mechanicznych betonu (wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie, moduł sprężystości) w okresie do 90 dni od zabetonowania przedstawiono w formie graficznej w załączniku A.

Wyznaczono gęstość betonu:

- średnia gęstość objętościowa na kostkach 150×150×150 mm, $\rho = 2571,1 \text{ kg/m}^3$,
- średnia gęstość objętościowa na walcach φ150×300 mm, $\rho = 2569,9 \text{ kg/m}^3$,
- wartość średnia, $\rho = 2570,6 \text{ kg/m}^3$ ($n = 184$ szt., $s = 31,4 \text{ kg/m}^3$, $v = 1,22 \%$).

Temperatura betonu na powierzchni próbek po 20÷22 godzinach dojrzewania:

- wartość średnia wyznaczona na kostkach i walcach, $t = 28,4 \text{ °C}$ ($n = 30$ szt., $s = 1,3 \text{ °C}$, $v = 4,55 \%$).

6.4.3. Badania betonu HSC w słupkach świadkach

6.4.3.1. Badania w słupkach zagęszczanych w 3 warstwach A(*3)

Beton wysokowartościowy zagęszczany mechanicznie po 28 dniowym okresie dojrzewania uzyskał średnią wytrzymałość na ściskanie na kostkach 160×160×(~160) mm, $f_{c,cube} = 98,02 \text{ MPa}$. W tabeli 6.11 podano wszystkie charakterystyki wytrzymałościowe wyznaczone doświadczalnie w okresie do 90 dni od zabetonowania.

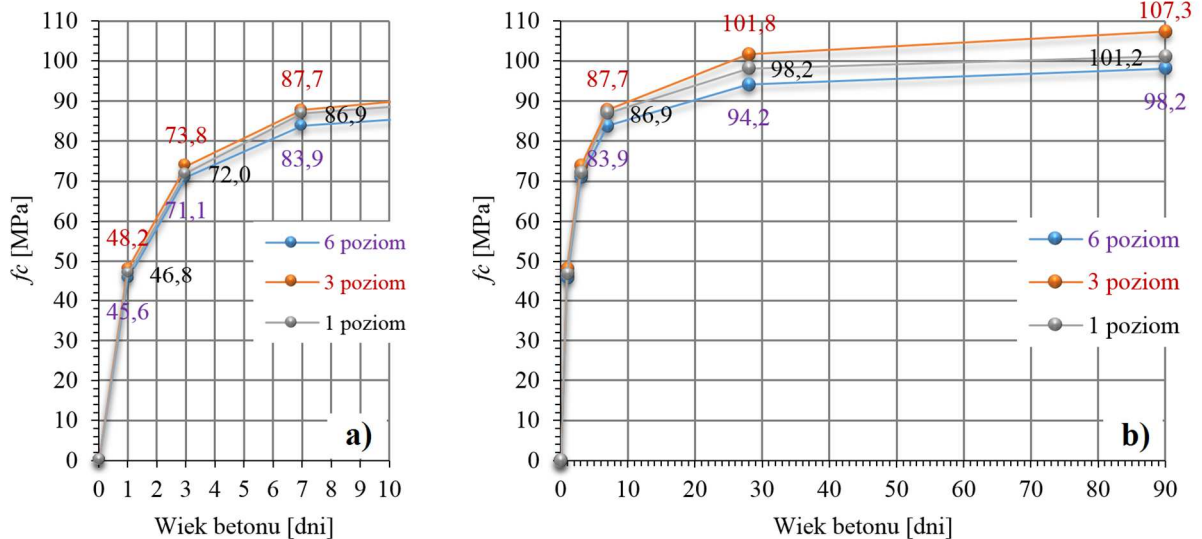
Tabela 6.11.

Charakterystyki wytrzymałościowe BWW w słupkach świadkach A(*3) według receptury A

Wiek betonu	Parametry rozkładu	$f_{c,cube}$	$f_{ct,spl}$
1	x [MPa]	46,85	3,29
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	1,30	0,15
	v [%]	2,77	4,44
3	x [MPa]	72,28	4,94
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	1,39	0,26
	v [%]	1,92	5,25
7	x [MPa]	86,16	5,31
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	2,03	0,24
	v [%]	2,36	4,50
28	x [MPa]	98,02	5,97
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	3,81	0,14
	v [%]	3,88	2,35
90	x [MPa]	102,20	6,83
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	4,64	0,14
	v [%]	4,54	2,04

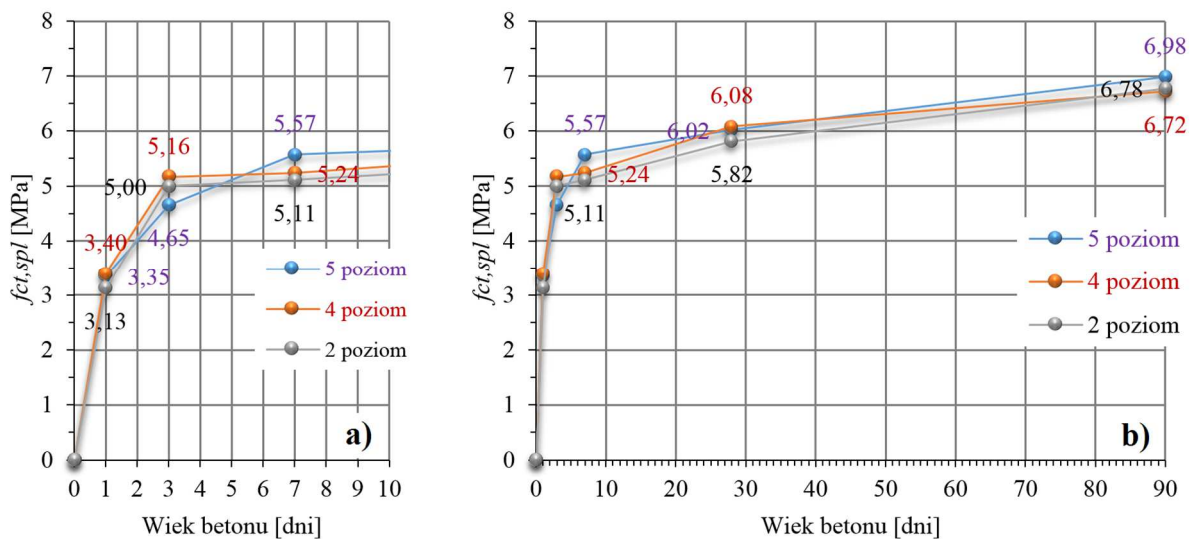
- Średnia gęstość objętościowa betonu w słupkach świadkach A(*3) zagęszczanych w 3 warstwach, $\rho = 2574,5 \text{ kg/m}^3$ ($n = 30$ szt., $s = 25,9 \text{ kg/m}^3$, $v = 1,01 \%$).
- Średnia temperatura betonu w słupkach świadkach A(*3) zagęszczanych w 3 warstwach, $t = 30,5 \text{ }^\circ\text{C}$ ($n = 30$ szt., $s = 0,7 \text{ }^\circ\text{C}$, $v = 2,35 \%$).

Na rysunkach 6.3 i 6.4 przedstawiono rozwój właściwości mechanicznych betonu w czasie do 90 dni od zabetonowania z uwzględnieniem wysokości betonowania.



Rys. 6.3. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC z receptury A zagęszczanego w 3 warstwach z uwzględnieniem wysokości betonowania A(*3): a) do 10 dni, b) do 90 dni

Najwyższą wytrzymałość na ściskanie uzyskano na poziomie 3, najniższą natomiast na poziomie 6. Tendencja ta utrzymuje się w całym okresie badawczym.



Rys. 6.4. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSC z receptury A zagęszczanego w 3 warstwach z uwzględnieniem wysokości betonowania A(*3): a) do 10 dni, b) do 90 dni

Analizując rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu w okresie badawczym trudno ustalić trend związany z wysokością betonowania. Uzyskane wartości są ściśle związane z losowym ułożeniem kruszywa w betonie i dlatego wysokość betonowania nie jest czynnikiem pierwszorzędym decydującym o wartości wytrzymałości.

6.4.3.2. Badania w słupkach zagęszczanych w 1 warstwie A(*1)

Beton wysokowartościowy zagęszczany mechanicznie po 28 dniowym okresie dojrzewania uzyskał średnią wytrzymałość na ściskanie na kostkach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm, $f_{c,cube} = 98,63$ MPa. W tabeli 6.12 podano wszystkie charakterystyki wytrzymałościowe wyznaczone doświadczalnie w okresie 90 dni od zabetonowania.

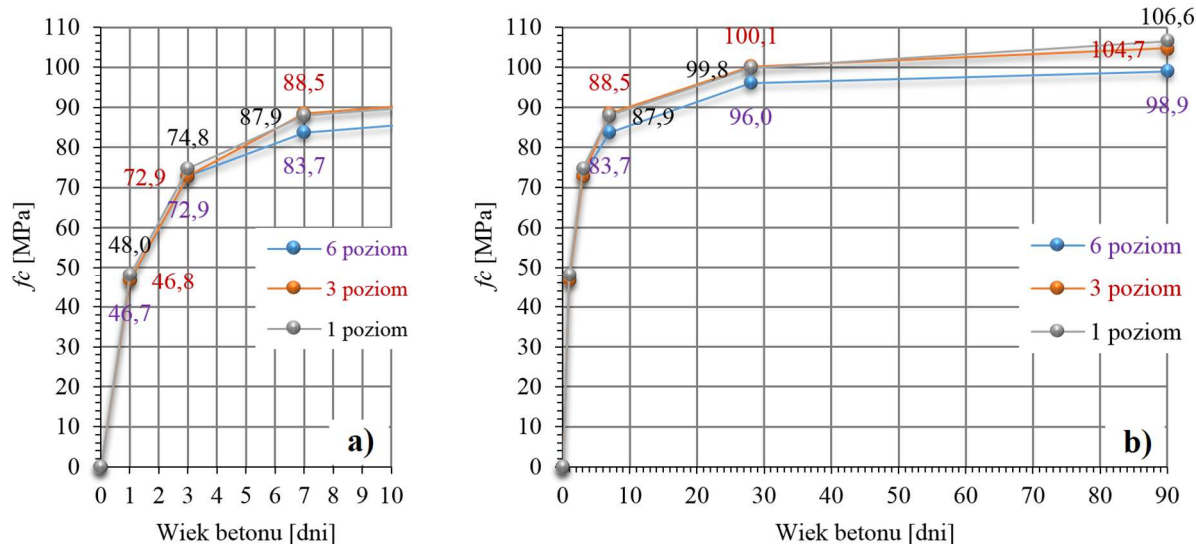
Tabela 6.12.

Charakterystyki wytrzymałościowe BWW w słupkach świadkach A(*1) według receptury A

Wiek betonu	Parametry rozkładu	$f_{c,cube}$	$f_{ct,spl}$
1	x [MPa]	47,16	3,52
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	0,77	0,27
	v [%]	1,62	7,64
3	x [MPa]	73,54	4,44
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	1,13	0,09
	v [%]	1,54	2,09
7	x [MPa]	86,70	5,09
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	2,59	0,21
	v [%]	2,98	4,11
28	x [MPa]	98,63	5,95
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	2,31	0,02
	v [%]	2,34	0,33
90	x [MPa]	103,39	6,76
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	4,01	0,11
	v [%]	3,87	1,65

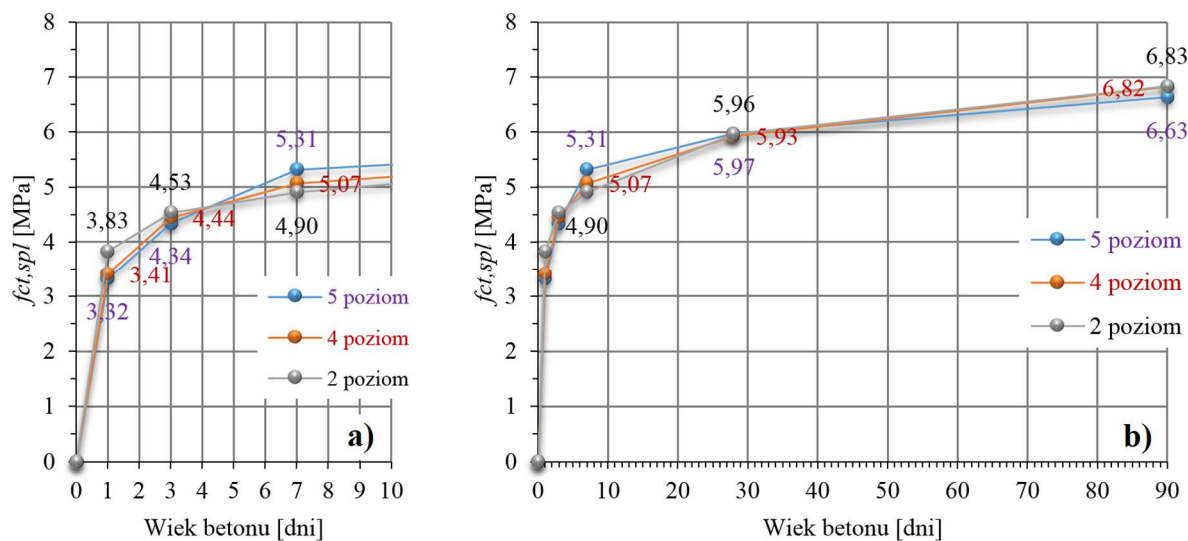
- Średnia gęstość objętościowa betonu w słupkach świadkach A(*1) zagęszczanych w 1 warstwie, $\rho = 2574,8$ kg/m³ ($n = 30$ szt., $s = 31,2$ kg/m³, $v = 1,21$ %).
- Średnia temperatura betonu w słupkach świadkach A(*1) zagęszczanych w 1 warstwie, $t = 30,4$ °C ($n = 30$ szt., $s = 0,8$ °C, $v = 2,65$ %).

Na rysunkach 6.5 i 6.6 przedstawiono rozwój właściwości mechanicznych betonu w czasie do 90 dni od zabetonowania z uwzględnieniem wysokości betonowania.



Rys. 6.5. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC z receptury A zagęszczanego w 1 warstwie z uwzględnieniem wysokości betonowania A(*1): a) do 10 dni, b) do 90 dni

Najwyższą wytrzymałość na ściskanie uzyskano naprzemiennie na poziomie 1 i 3, najniższą natomiast na poziomie 6. Różnica pomiędzy poziomem 1 i 3 jest bardzo mała. Tendencja ta utrzymuje się w całym okresie badawczym.

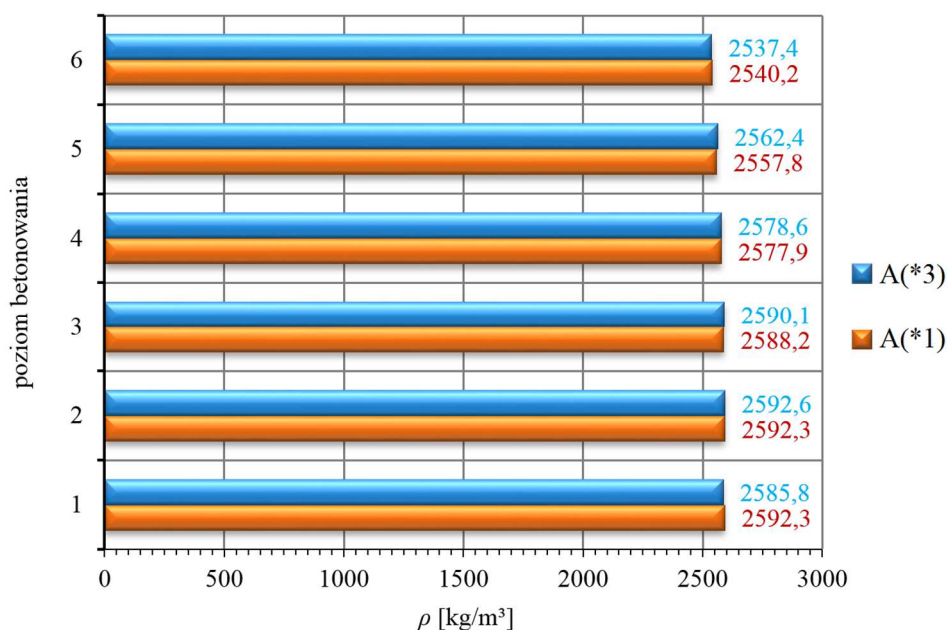


Rys. 6.6. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSC z receptury A zagęszczanego w 1 warstwie z uwzględnieniem wysokości betonowania A(*1): a) do 10 dni, b) do 90 dni

Analizując rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu w okresie badawczym trudno ustalić trend związany z wysokością betonowania podobnie jak w przypadku badań elementów zagęszczanych w 3 warstwach.

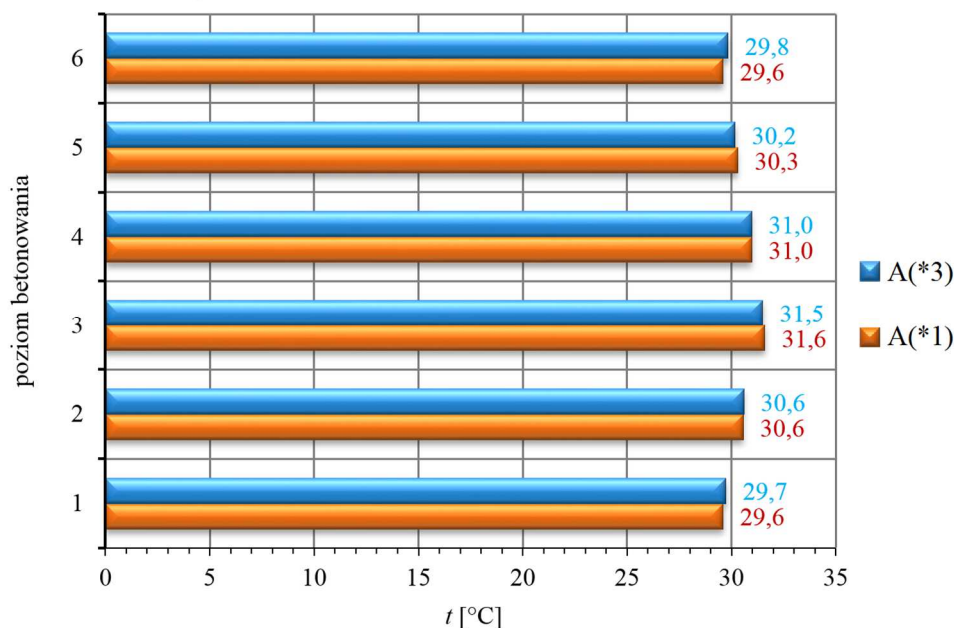
6.4.4. Gęstość i temperatura betonu w słupkach na poszczególnych poziomach

Na rysunku 6.7 przedstawiono rozkłady gęstości betonu HSC z receptury A na wysokości elementów badawczych. Analizując rozkłady gęstości względem poziomu betonowania stwierdzono, iż są one zgodne z uzyskanym rozkładem wytrzymałości na ściskanie w elemencie. Dla słupków betonowanych z zagęszczaniem w 3 warstwach najwyższą wytrzymałość na ściskanie uzyskano na poziomie 3, najniższą natomiast na poziomie 6. Podobnie jest z rozkładem gęstości – największą gęstość mają próbki pobrane z poziomu 2 i 3, najniższą natomiast z poziomu 6. Największy spadek gęstości dla tych elementów wynosi 2,1 % pomiędzy poziomem 1 i 6. Dla słupków betonowanych z zagęszczaniem w 1 warstwie, najwyższą wytrzymałość na ściskanie uzyskano naprzemiennie na poziomie 1 i 3. Rozkłady gęstości w tych elementach przedstawiają się następująco: największą gęstość mają próbki pobrane z poziomu 1 i 2, najniższą natomiast z poziomu 6. Spadek gęstości pomiędzy poziomem 1 i 3 wynosi 0,16 %, a pomiędzy poziomem 1 i 6 wynosi 2 %. Potwierdza to postawioną tezę o zgodności rozkładu gęstości z rozkładem wytrzymałości na ściskanie w elementach próbnym.



Rys. 6.7. Średnia gęstość objętościowa betonu z receptury A zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) oraz w 1 warstwie A(*1) z uwzględnieniem wysokości betonowania

Na rysunku 6.8 przedstawiono rozkłady temperatury betonu w słupkach na poszczególnych poziomach po 20÷22 godzinach dojrzewania betonu. Najwyższe temperatury w wyniku nagrzewu wystąpiły w środkowych strefach elementów próbnym – na poziomie 3 i 4. Najniższe były natomiast na powierzchniach dolnych i górnych, gdzie ciepło z hydratacji cementu mogło być oddawane do otoczenia przez największe powierzchnie zewnętrzne elementów. Wyższe temperatury w środkowych strefach elementów przekładają się na wyższą dynamikę reakcji uwodnienia, stąd też wytrzymałości wczesne (po 24 godzinach) na poziomach 3 i 4 są podwyższone względem pozostałych poziomów.



Rys. 6.8. Średnia temperatura po 20÷22 godzinach dojrzewania betonu z receptury A zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) oraz w 1 warstwie A(*1) z uwzględnieniem wysokości betonowania

6.5. Wyniki dla betonu samozagęszczalnego – receptura B (HSSCC)

6.5.1. Konsystencja mieszanki samozagęszczalnej

Konsystencję mieszanki samozagęszczalnej określano trzema metodami. Pomierzony średni końcowy rozptyw stożka Abramsa o średnicy $\phi 100/200$ mm i wysokości 300 mm wyniósł 710 mm, średni końcowy rozptyw odwróconego stożka wyniósł 680 mm. Dynamika rozptywu, czyli czas potrzebny do osiągnięcia rozptywu 500 mm, w obu przypadkach była bardzo duża i wynosiła $T_{500} = 3,0 \div 3,5$ s. Pomierzone wartości odpowiadają klasie konsystencji (płynności) SF2 (rozptyw z zakresu 660÷760 mm). Klasa SF2 jest odpowiednia do typowych zastosowań – do ścian, słupów, stropów i belek.

Dodatkowo wyznaczono średni końcowy rozptyw ściętego stożka o średnicy $\phi 130/200$ mm i wysokości 200 mm o wartości 520 mm. Wykonana mieszanka betonowa spełniała wszystkie kryteria stawiane mieszankom samozagęszczalnym: płynności, urabialności i odporności na segregację.



Rys. 6.9. Badanie rozptywu mieszanki samozagęszczalnej

W czasie badań rozptywu nie stwierdzono w ogóle wyciekania wody z mieszanki. Potwierdzeniem tego jest zamieszczone zdjęcie na rys. 6.9, ukazujące rozptyw stożka, na którym nienasiąkliwa płyta podstawy jest sucha, aż do granicy rozptywu. Podczas układania betonu w formach do badań betonów nie stwierdzono opadania kruszywa w elementach. Grubość zaprawy (bez kruszywa grubego) na górze próbek i słupków w żadnym z pomierzonych elementów nie była większa niż 7 mm. Potwierdzeniem tego były obserwowane płaszczyzny ścięcia po badaniach wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek sześciennych. Nie zaobserwowano na rozłupanych kostkach sześciennych przypowierzchniowych warstw betonu bez kruszywa grubego.

6.5.2. Badania betonu HSSCC na próbkach normowych

Beton wysokowartościowy samozagęszczalny mechanicznie po 28 dniowym okresie dojrzewania uzyskał średnią wytrzymałość na ściskanie 90,2 MPa na kostkach 150×150×150 mm oraz 87,37 MPa na walcach $\phi 150 \times 300$ mm. Spełniono podstawowe założenie wytrzymałościowe z pkt. 2.6.1.

W tabeli 6.13 zestawiono wszystkie charakterystyki wytrzymałościowe wyznaczone doświadczalnie w okresie do 90 dni od zabetonowania. Rozwój właściwości mechanicznych betonu (wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie, moduł sprężystości) w okresie do 90 dni od zabetonowania przedstawiono w formie graficznej w załączniku A.

Tabela 6.13.

Charakterystyki wytrzymałościowe BWW według receptury B (HSSCC)

Wiek betonu	Parametry rozkładu	$f_{c,cube}$	$f_{ct,spl}$	$f_{c,cyl}$	f_{ct}	E_{cm}
1	x [MPa]	46,91	3,22	41,10	-	35 840
	n [szt.]	9	10	4	-	4
	s [MPa]	2,19	0,39	0,58	-	630
	v [%]	4,67	12,00	1,42	-	1,75
2	x [MPa]	57,43	4,02	51,42	2,79	38 020
	n [szt.]	9	8	4	5	4
	s [MPa]	1,69	0,32	1,35	0,20	570
	v [%]	2,93	7,94	2,63	7,07	1,50
3	x [MPa]	65,27	4,60	55,39	3,06	40 640
	n [szt.]	7	7	4	5	4
	s [MPa]	2,18	0,24	1,31	0,19	520
	v [%]	3,34	5,21	2,37	6,20	1,27
7	x [MPa]	77,39	5,58	67,69	4,19	44 370
	n [szt.]	8	7	4	5	4
	s [MPa]	1,92	0,58	2,67	0,14	960
	v [%]	2,48	10,32	3,94	3,30	2,16
28	x [MPa]	90,20	6,84	87,37	5,17	47 570
	n [szt.]	10	9	5	5	5
	s [MPa]	2,72	0,24	2,49	0,34	580
	v [%]	3,02	3,54	2,85	6,54	1,23
90	x [MPa]	94,63	7,33	91,30	6,37	50 130
	n [szt.]	7	7	6	4	6
	s [MPa]	3,78	0,87	5,97	0,38	470
	v [%]	3,99	11,82	6,54	5,95	0,94

Współczynnik wyrażający stosunek wytrzymałości 28 dniowej walcowej do kostkowej dla wykonanego betonu określono na poziomie 0,97 (1,03).

Relacja wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu do wytrzymałości osiowej na rozłupanie po 28 dniach dojrzewania wynosi 1,32:1, natomiast po 90 dniach 1,15:1.

Wyznaczono gęstość betonu:

- średnia gęstość objętościowa na kostkach $150 \times 150 \times 150$ mm, $\rho = 2542,5$ kg/m³,
- średnia gęstość objętościowa na walcach $\phi 150 \times 300$ mm, $\rho = 2532,9$ kg/m³,
- wartość średnia, $\rho = 2539,2$ kg/m³ ($n = 149$ szt., $s = 30,1$ kg/m³, $v = 1,19$ %).

Temperatura betonu na powierzchni próbek po 20÷22 godzinach dojrzewania:

- wartość średnia wyznaczona na kostkach i walcach, $t = 28,8$ °C ($n = 30$ szt., $s = 1,3$ °C, $v = 4,51$ %).

6.5.3. Badania betonu HSSCC w słupkach świadkach

Beton wysokowartościowy samozagęszczalny po 28 dniowym okresie dojrzewania uzyskał średnią wytrzymałość na ściskanie na kostkach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm, $f_{c,cube} = 95,10$ MPa. W tabeli 6.14 podano wszystkie charakterystyki wytrzymałościowe wyznaczone doświadczalnie w okresie do 90 dni od zabetonowania.

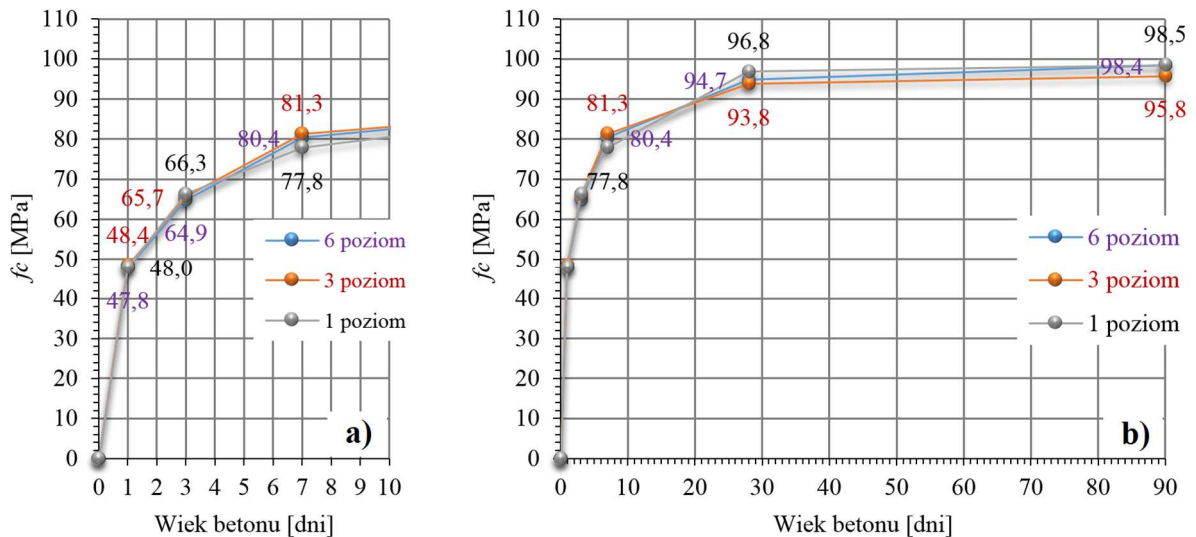
Tabela 6.14.

Charakterystyki wytrzymałościowe BWW w słupkach świadkach B(*) według receptury B

Wiek betonu	Parametry rozkładu	$f_{c,cube}$	$f_{ct,spl}$
1	x [MPa]	48,05	3,57
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	0,31	0,30
	v [%]	0,64	8,46
3	x [MPa]	65,64	4,44
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	0,70	0,20
	v [%]	1,07	4,46
7	x [MPa]	79,84	5,40
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	1,81	0,20
	v [%]	2,27	3,72
28	x [MPa]	95,10	6,24
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	1,56	0,17
	v [%]	1,64	2,79
90	x [MPa]	97,55	7,04
	n [szt.]	3	3
	s [MPa]	1,55	0,35
	v [%]	1,59	4,96

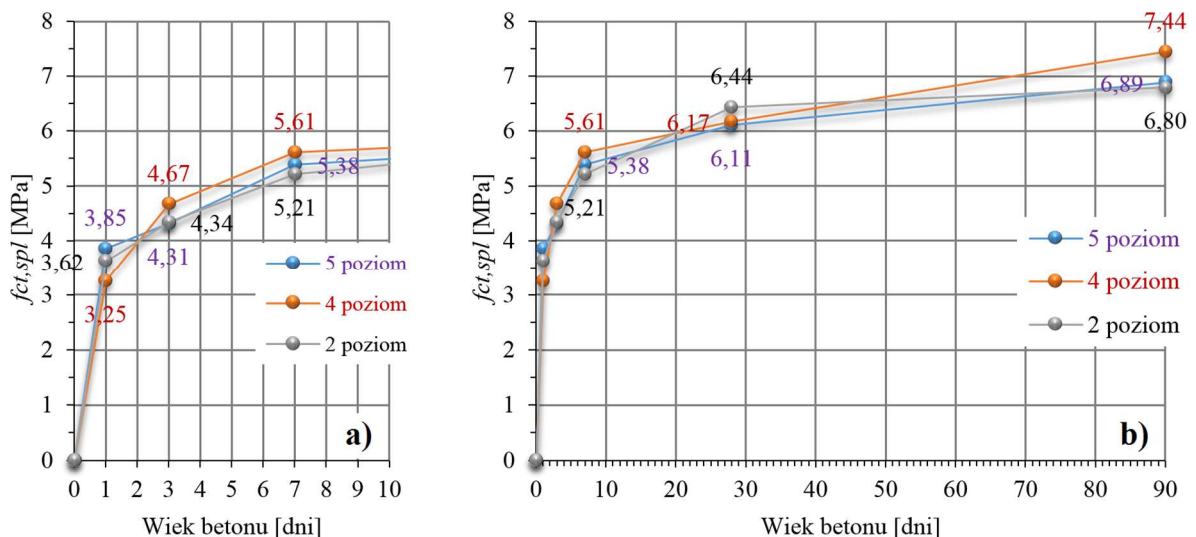
- Średnia gęstość objętościowa betonu w słupkach świadkach B(*) samozagęszczalnych, $\rho = 2543,7 \text{ kg/m}^3$ ($n = 30$ szt., $s = 17,3 \text{ kg/m}^3$, $v = 0,68 \%$).
- Średnia temperatura betonu w słupkach świadkach B(*) samozagęszczalnych, $t = 31,3 \text{ }^\circ\text{C}$ ($n = 30$ szt., $s = 1,0 \text{ }^\circ\text{C}$, $v = 3,02 \%$).

Na rysunkach 6.10 i 6.11 przedstawiono rozwój właściwości mechanicznych betonu w czasie do 90 dni od zabetonowania z uwzględnieniem wysokości betonowania.



Rys. 6.10. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSSCC z receptury B z uwzględnieniem wysokości betonowania B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni

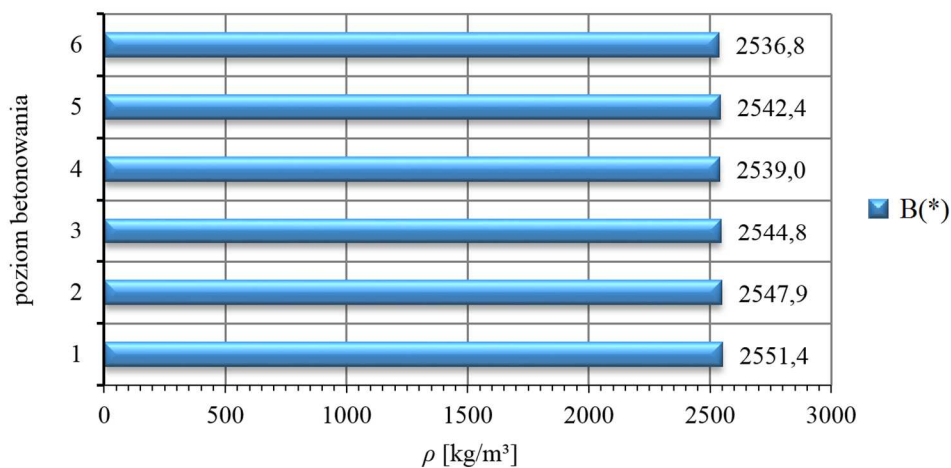
Analizując powyższe wykresy (rys. 6.10) można stwierdzić, iż wysokość betonowania nie ma wpływu na wartość wytrzymałości na ściskanie. Tendencja ta utrzymuje się w całym okresie badawczym. Uzyskane z badań rozrzuty wartości wynikają z charakterystyki betonu. Największy współczynnik zmienności wyliczono dla wyników po 7 dniach dojrzewania i wynosi on 2,27 %. Dla badań po 28 dniach współczynnik zmienności wynosi 1,64 %. Otrzymane wyniki potwierdzają postawioną tezę o wykonanym betonie jako samozagęszczalnym. Wytrzymałość betonu na ściskanie jest taka sama w całym elemencie badawczym.



Rys. 6.11. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSSCC z receptury B z uwzględnieniem wysokości betonowania B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni

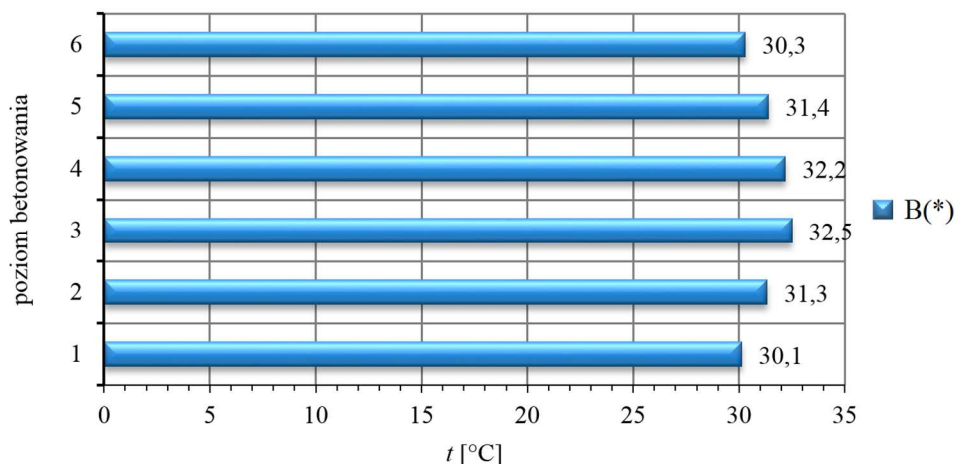
Analizując rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu w okresie badawczym (rys. 6.11) trudno ustalić trend związany z wysokością betonowania. Rozkłady wyników w poszczególnych terminach na wysokości elementu betonowego są analogicznie losowe jak w przypadku badań elementów zagęszczanych mechanicznie w 1 warstwie i w 3 warstwach. Wysokość betonowania nie jest czynnikiem decydującym o wartości wytrzymałości.

Na rysunku 6.12 przedstawiono rozkład gęstości betonu z receptury B na wysokości elementów badawczych. Największą gęstość mają próbki pobrane z poziomu 1, a najniższą natomiast z poziomu 6. Maksymalny spadek gęstości 0,57 %. Analizując rozkład gęstości względem poziomu betonowania elementu próbnego i odnosząc go do mieszanki zagęszczanej mechanicznie, gdzie największy spadek gęstości na wysokości próbki wynosił 2,1 % stwierdzono, iż jest on równomierny na wysokości. Dla elementów betonów samozagęszczalnych gęstość betonu, podobnie jak wytrzymałość na ściskanie jest stała na wysokości elementu.



Rys. 6.12. Gęstość objętościowa betonu z receptury B z uwzględnieniem wysokości betonowania B(*)

Na rysunku 6.13 zaprezentowano rozkład temperatury betonu w słupkach na poszczególnych poziomach po 20÷22 godzinach dojrzewania betonu. Najwyższe temperatury w wyniku nagrzewu wystąpiły w środkowych strefach elementów próbnych – na poziomie 3 i 4. Najniższe były natomiast na poziomie 1 i 6. Wyższe ciepło hydratacji w środkowych strefach elementów przekładają się na wyższe wytrzymałości wczesne (po 24 godzinach) na poziomach 3 i 4 względem pozostałych poziomów. Ponadto zarejestrowane temperatury średnie były średnio o 0,8÷0,9 °C wyższe niż dla betonów zagęszczanych mechanicznie. Tłumaczy to osiągnięte wyższe wytrzymałości wczesne (głównie po 24 godzinach) betonów samozagęszczalnych względem zagęszczanych mechanicznie. W okresie późniejszym wpływ ten był pomijalny.

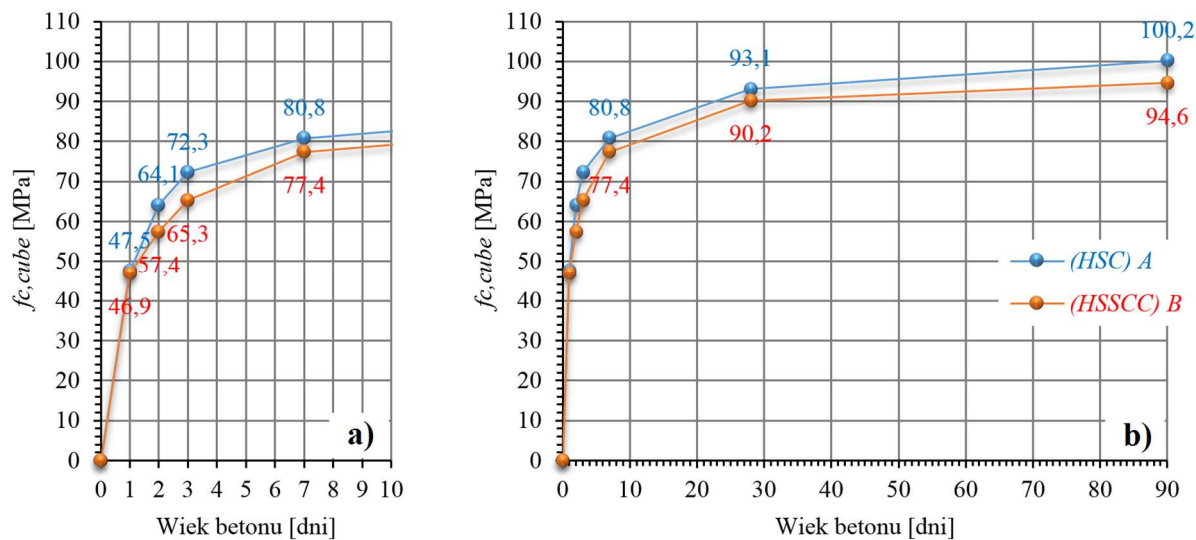


Rys. 6.13. Średnia temperatura po 20÷22 godzinach dojrzewania betonu z receptury B z uwzględnieniem wysokości betonowania B(*)

6.6. Analiza uzyskanych wytrzymałości betonów z badań

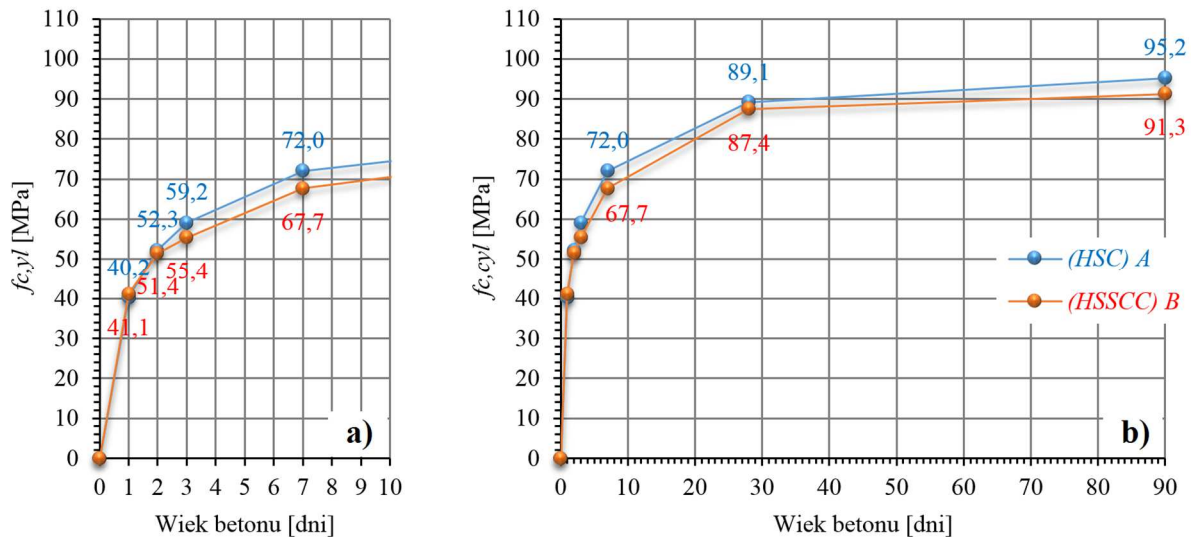
6.6.1. Badania na próbkach normowych – porównanie HSC z HSSCC

Na rysunkach 6.14, 6.15, 6.16 i 6.17 porównano wytrzymałości określone na próbkach normowych betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie (HSC) z samozagęszczalnym (HSSCC).



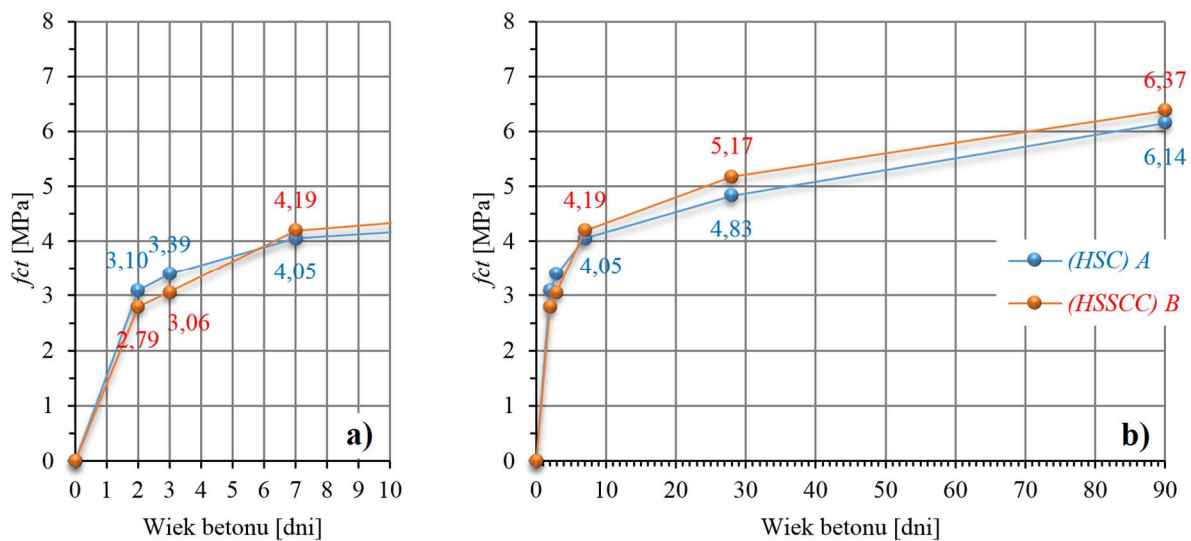
Rys. 6.14. Rozwój wytrzymałości na ściskanie określonej na próbkach kostkowych 150×150×150 mm dla betonu według receptury A (HSC) i B (HSSCC): a) do 10 dni, b) do 90 dni

Wykonany beton zagęszczany mechanicznie uzyskuje wyższą wytrzymałość w całym analizowanym okresie badawczym. Średnia wytrzymałość 28-dniowa jest wyższa o 3,1 %.



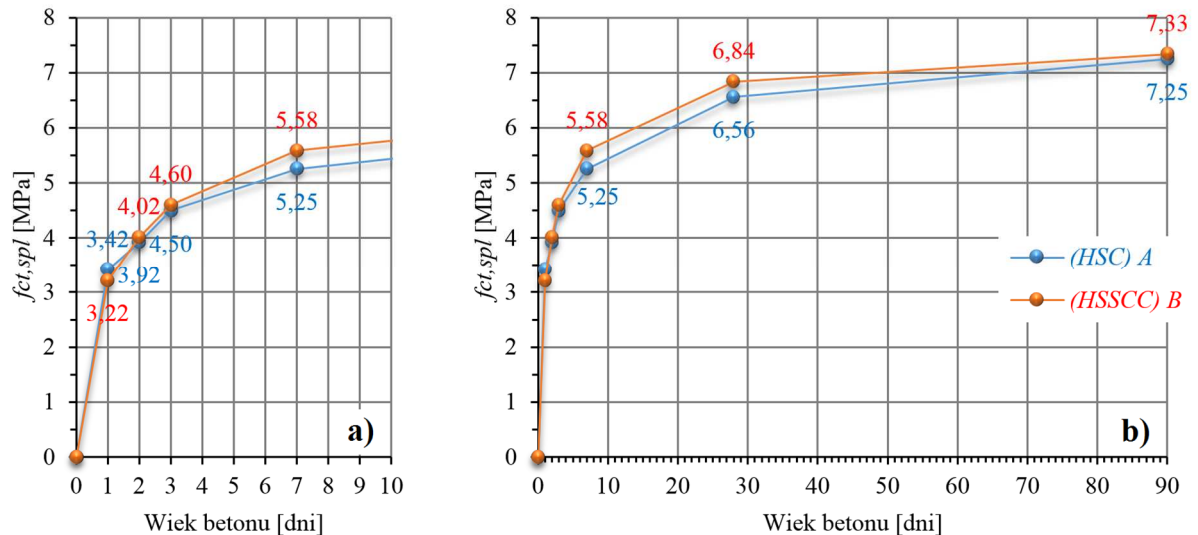
Rys. 6.15. Rozwój wytrzymałości na ściskanie określonej na próbkach walcowych $\phi 150 \times 300$ mm dla betonu według receptury A (HSC) i B (HSSCC): a) do 10 dni, b) do 90 dni

Przebadany beton zagęszczany mechanicznie uzyskuje wyższą wytrzymałość na ściskanie w całym analizowanym okresie badawczym również na próbkach walcowych. Średnia wytrzymałość 28-dniowa jest wyższa o 1,9 %.



Rys. 6.16. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie osiowe określonej na próbkach walcowych $\phi 150 \times 300$ mm dla betonu według receptury A (HSC) i B (HSSCC): a) do 10 dni, b) do 90 dni

W początkowym okresie dojrzewania (2 i 3 doby) beton zagęszczany mechanicznie uzyskuje wyższą wytrzymałość na rozciąganie osiowe. Od 7 dnia natomiast lepsze parametry cechują beton samozagęszczalny. Jego średnia wytrzymałość 28 dniowa jest wyższa o 7 %.



Rys. 6.17. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu określonej na kostkach $150 \times 150 \times 150$ mm dla betonu według receptury A (HSC) i B (HSSCC): a) do 10 dni, b) do 90 dni

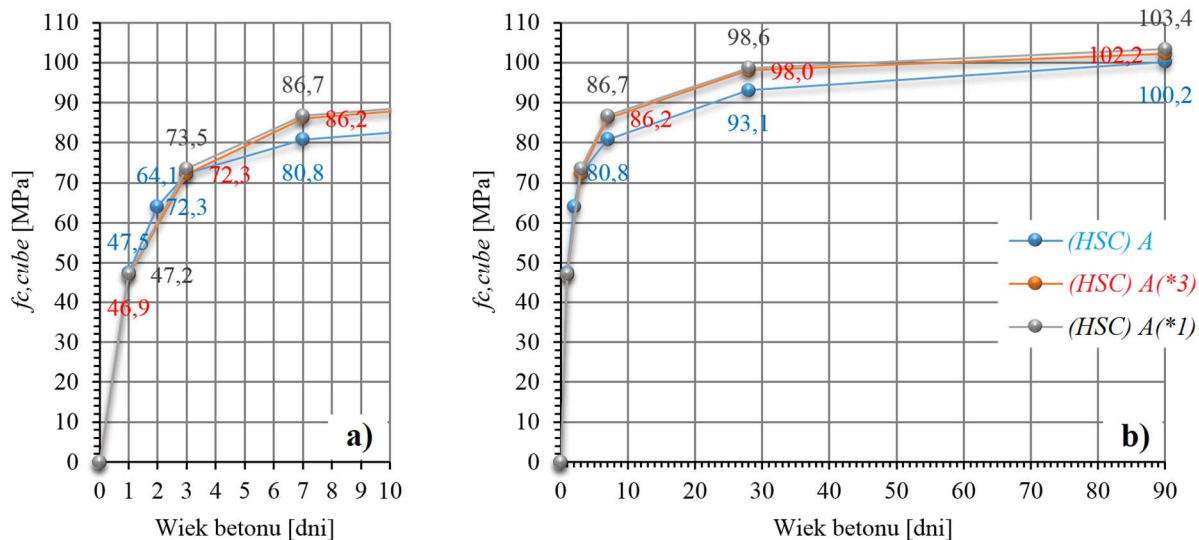
Wytrzymałość betonu samozagęszczalnego na rozciąganie przy rozłupywaniu jest wyższa niż zagęszczanego mechanicznie w całym okresie badawczym za wyjątkiem pierwszej doby. Jego średnia wytrzymałość 28 dniowa jest wyższa o 4,3 %.

6.6.2. Porównanie wyników z badań na próbkach normowych z wynikami z badań na elementach pionowych

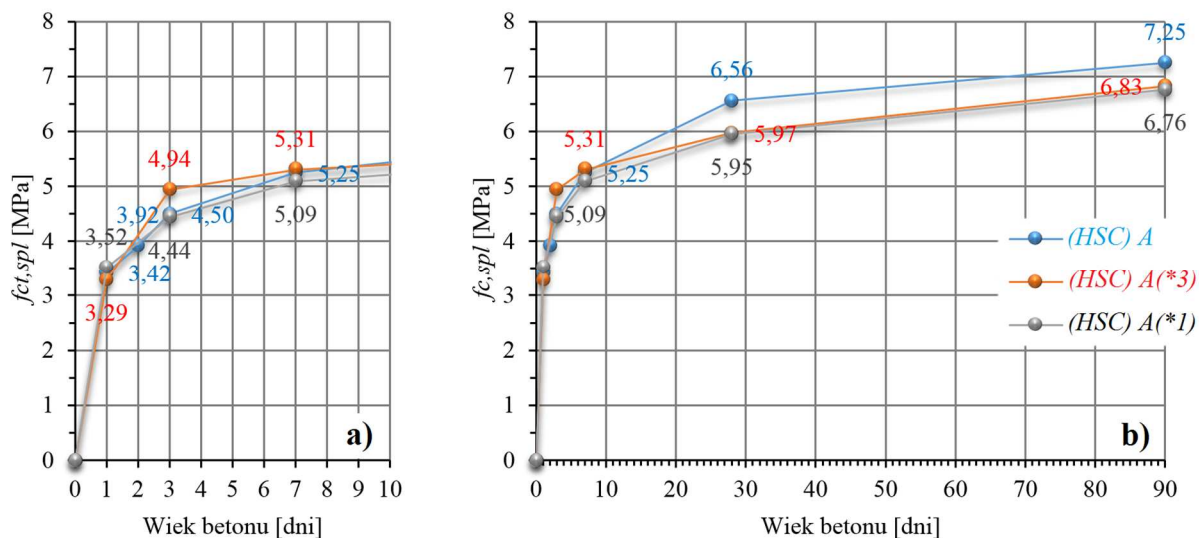
W analizie podano średnie wartości wytrzymałości betonu określone na kostkach normowych (tabl. 6.10 i 6.13) oraz kostkach wyciętych z słupków świadków A(*3), A(*1) i B(*) (tabl. 6.11, 6.12 i 6.14).

6.6.2.1. Beton zagęszczany mechanicznie HSC

Wytrzymałość na ścislenie betonu zagęszczanego mechanicznie określona na próbkach sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm jest niższa niż określona na próbkach o wymiarach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm, ciętych z elementów pionowych (rys. 6.18). Wyjątkiem jest wytrzymałość jednodniowa. Dotyczy to zarówno słupków zagęszczanych w 3 jak i w 1 warstwie. Średnia wytrzymałość 28-dniowa na kostkach ciętych ze słupka zagęszczanego w 3 warstwach jest wyższa o 5,3 % od określonej na próbkach normowych. W przypadku próbek ciętych ze słupka jednokrotnie zagęszczanego jest wyższa o 5,9 %.



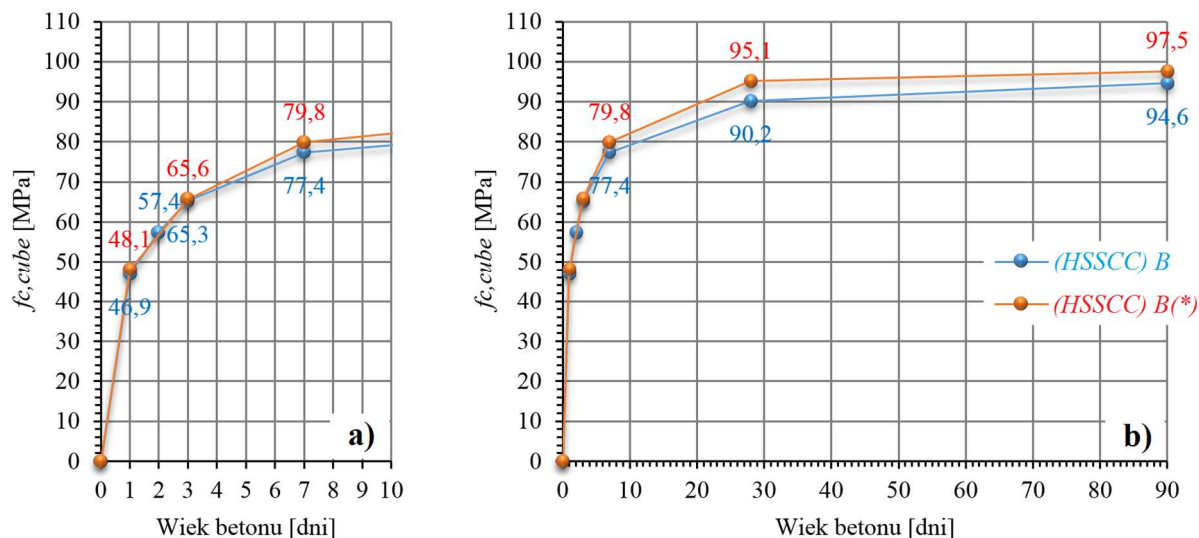
Rys. 6.18. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC określonej na próbkach sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm A oraz próbkach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm ciętych ze słupków pionowych zagęszczanych w 3 warstwach A(*3) i w 1 warstwie A(*1): a) do 10 dni, b) do 90 dni



Rys. 6.19. Rozwój wytrzymałości betonu HSC na rozciąganie przy rozłupywaniu określonej na próbkach sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm A oraz próbkach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm ciętych ze słupków pionowych zagęszczanych w 3 warstwach A(*3) i w 1 warstwie A(*1): a) do 10 dni, b) do 90 dni

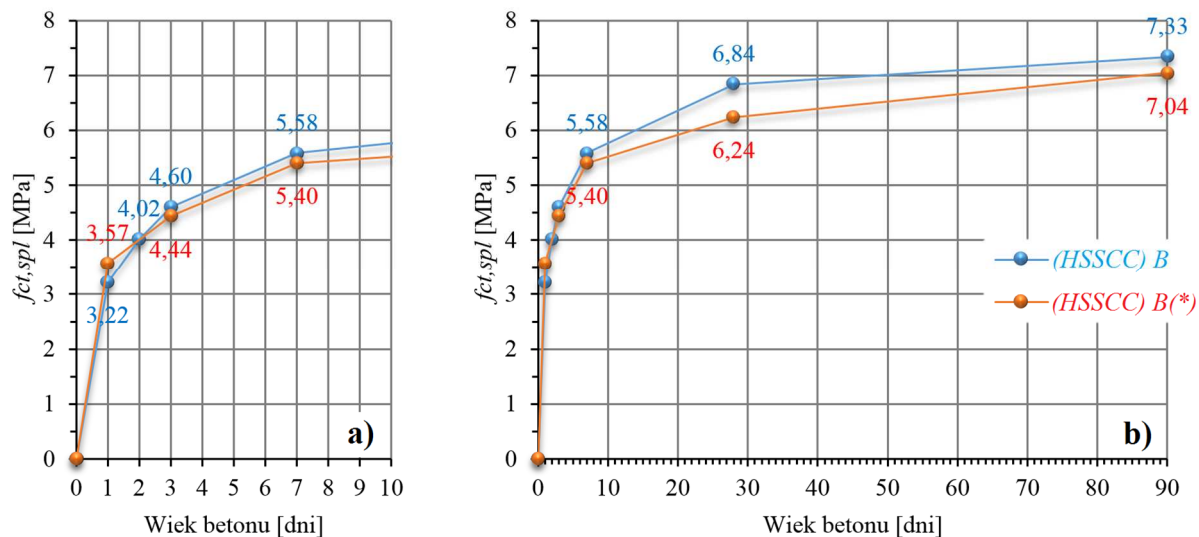
Wytrzymałość 28-dniowa na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu zagęszczanego mechanicznie określona na próbkach sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm jest wyższa niż określona na próbkach o wymiarach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm, ciętych z elementów pionowych (rys. 6.19). Rozpatrując rozwój wytrzymałości w czasie trudno uchwycić zależność pomiędzy próbkami normowymi a ciętymi. Średnia wytrzymałość 28 dniowa na kostkach ciętych ze słupka zagęszczanego w 3 warstwach jest niższa o 9 % od określonej na próbkach normowych. W przypadku próbek ciętych ze słupka jednokrotnie zagęszczanego jest niższa o 9,3 %.

6.6.2.2. Beton samozagęszczalny HSSCC



Rys. 6.20. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSSCC określonej na próbkach sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm B oraz próbkach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm ciętych ze słupków pionowych B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni

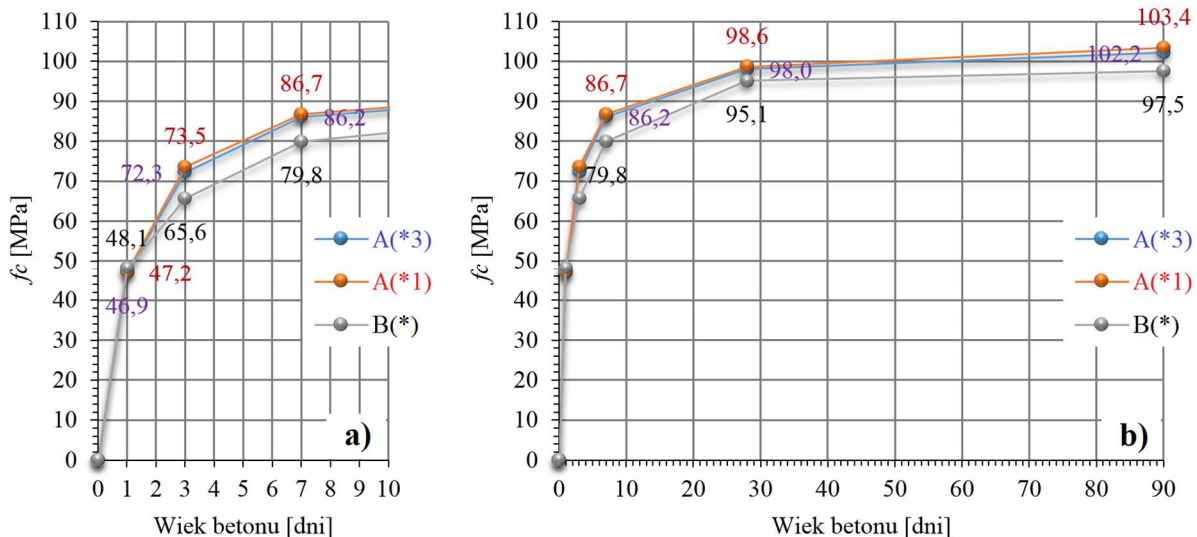
Wytrzymałość na ściskanie betonu samozagęszczalnego określona na próbkach sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm jest niższa niż określona na próbkach o wymiarach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm, ciętych z elementów pionowych (rys. 6.20). Średnia wytrzymałość 28-dniowa na kostkach ciętych ze słupka jest wyższa o 5,4 % od określonej na próbkach normowych.



Rys. 6.21. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie betonu HSSCC przy rozłupywaniu określonej na próbkach sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm B oraz próbkach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm ciętych ze słupków pionowych B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni

Wytrzymałość 28-dniowa na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu samozagęszczalnego określona na próbkach sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm jest wyższa niż określona na próbkach o wymiarach $160 \times 160 \times (\sim 160)$ mm, ciętych z elementów pionowych (rys. 6.21). Odstępstwem od tej reguły jest wytrzymałość jednodniowa, która jest niższa. Średnia wytrzymałość 28 dniowa na kostkach ciętych ze słupka samozagęszczalnego jest niższa o 8,8 % od określonej na próbkach normowych.

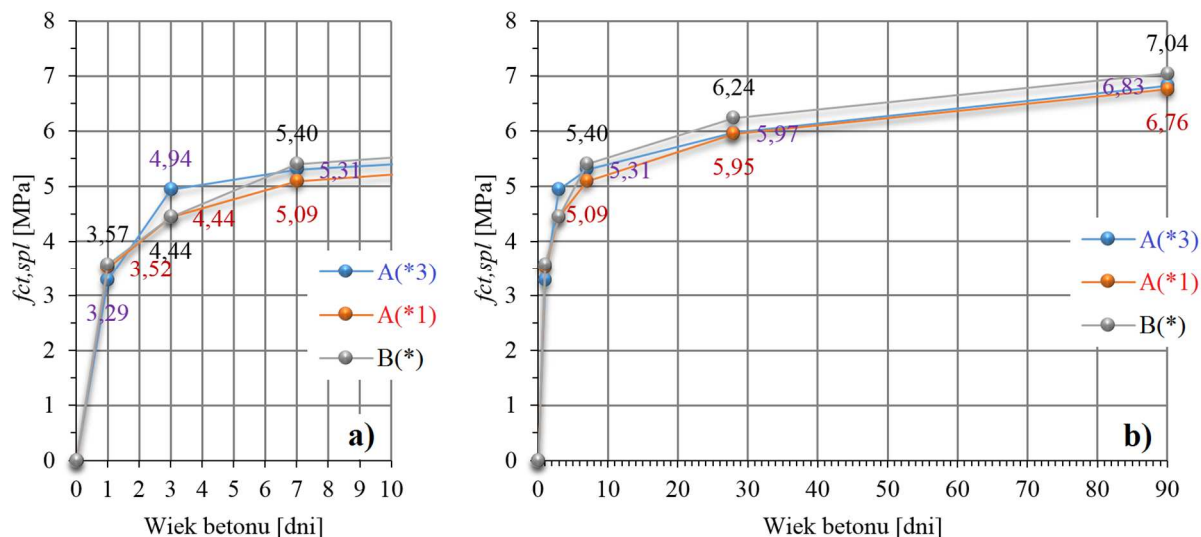
6.6.3. Porównanie wyników z badań obu betonów na próbkach ciętych



Rys. 6.22. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC z receptury A na elementach zagęszczanych w 3 warstwach A(*3), w 1 warstwie A(*1) oraz betonu HSSCC z receptury B na elementach B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni

Przebadany beton zagęszczany mechanicznie uzyskuje wyższą średnią wytrzymałość na ściskanie w analizowanym okresie badawczym, za wyjątkiem pierwszej doby od zabetonowania (rys. 6.22). Średnia wytrzymałość 28-dniowa określona na próbkach ze słupków betonowych zagęszczanych w 3 warstwach jest wyższa o 3,7 % niż na próbkach ciętych ze słupków z betonu samozagęszczalnego. W przypadku próbek ze słupków betonowych zagęszczanych w 1 warstwie jest wyższa o 3 %.

W analizowanym okresie badawczym, beton samozagęszczalny wykazuje wyższe wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek ciętych, za wyjątkiem trzeciej doby od zabetonowania (rys. 6.23). Średnia wytrzymałość 28-dniowa określona dla próbek ze słupków betonowych zagęszczanych w 3 warstwach jest niższa o 4,3 % niż na próbkach ciętych ze słupków z betonu samozagęszczalnego. W przypadku próbek ze słupków betonowych zagęszczanych w 1 warstwie jest niższa o 4,6 %.

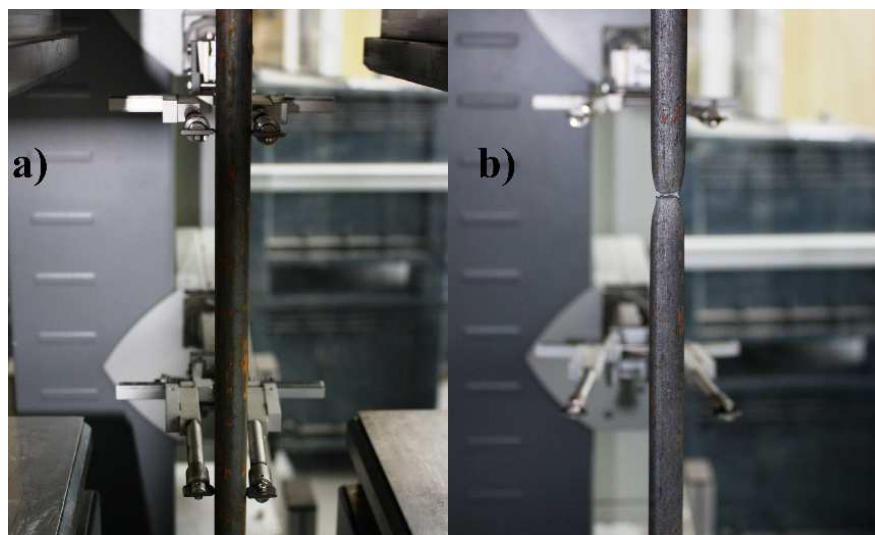


Rys. 6.23. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSC z receptury A na elementach zagęszczanych w 3 warstwach A(*3), w 1 warstwie A(*1) oraz betonu HSSCC z receptury B na elementach B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni

6.7. Pręty zbrojeniowe okrągłe gładkie

Do badań przyczepności stosowano pręty gładkie zbrojeniowe $\phi 16$ mm ze stali zwykłej StSX-b, o polu przekroju poprzecznego $201,06 \text{ mm}^2$.

Dla grupy 9 prętów o długości całkowitej 700 mm wykonano statyczną próbę rozciągania stali według metody B normy [201]. Badania przeprowadzono w maszynie Zwick-Roell Z1200. Pomiar siły rozciągającej w czasie badania prowadzony jest automatycznie przez wbudowany siłomierz. Przemieszczenie i odkształcenie rejestrowane są za pomocą ekstensometru inkrementalnego zsynchronizowanego z oprogramowaniem urządzenia.



Rys. 6.24. Przebieg badania: a) pomiar, b) zerwany pręt

Baza pomiarowa ekstensometru wynosiła 180 mm. Siłę wstępną założono o wartości 1 kN. Sterowanie obciążeniem odbywało się siłą z prędkością 20 MPa/s do granicy plastyczności, a następnie automatycznie przełączane było na sterowanie odkształceniem z prędkością 0,003 1/s w zakresie płynięcia (rys. 6.24). Średnie wartości charakterystyk mechanicznych zestawiono w tabeli 6.15.

Tabela 6.15.

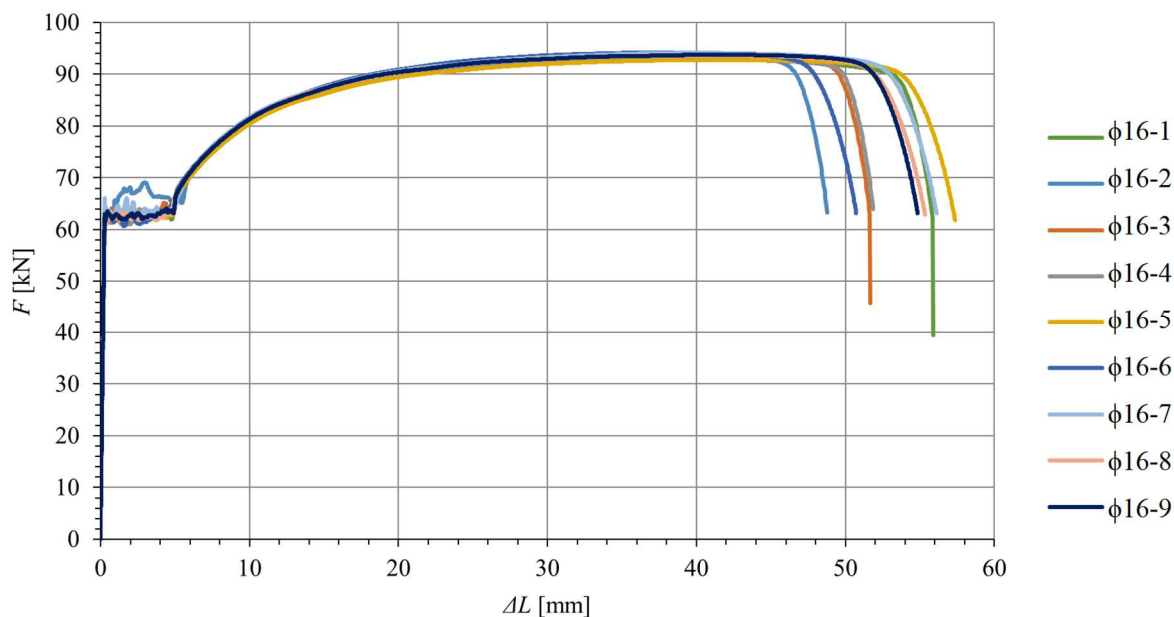
Charakterystyka mechaniczna badanych prętów gładkich ϕ 16 mm

Parametry rozkładu	m_E [GPa]	R_{eH} [MPa]	R_{eL} [MPa]	A_e [%]	R_m [MPa]	F_m [kN]	A_{gt} [%]	A_g [%]	A_{180} [%]
x [*]	207,26	317,96	304,37	2,22	465,09	93,51	21,94	21,71	29,65
s [*]	3,78	6,47	2,10	0,74	2,51	0,50	0,80	0,80	1,63
v [%]	1,83	2,03	0,69	33,33	0,54	0,54	3,65	3,69	5,49

Objaśnienia do użytych symboli:

- m_E - nachylenie krzywej naprężenie-wydłużenie ekstensometryczne procentowe (wartość modułu sprężystości – dwustronny ekstensometr uśredniający, badanie osiowe),
- R_{eH} - górna granica plastyczności (maksymalna wartość naprężenia przed pierwszym spadkiem siły),
- R_{eL} - dolna granica plastyczności (najmniejsza wartość naprężenia podczas plastycznego płynięcia),
- A_e - wydłużenie ekstensometryczne % przy wyraźnej granicy plastyczności,
- R_m - wytrzymałość na rozciąganie,
- F_m - największa siła,
- A_{gt} - wydłużenie ekstensometryczne całkowite % przy największej sile F_m ,
- A_g - wydłużenie ekstensometryczne plastyczne % przy największej sile F_m ,
- A_{180} - procentowe wydłużenie długości pomiarowej wynoszącej 180 mm (bazy ekstensometru).

Wykresy zależności siła-wydłużenie przedstawiono na rys. 6.25. Na kolejnych rysunkach pokazano zniszczone próbki po badaniu oraz powiększenie miejsca zerwania (rys. 6.26 i 6.27).



Rys. 6.25. Zależność siły od wydłużenia dla badanych prętów gładkich $\phi 16$ mm



Rys. 6.26. Próbki przed i po badaniu

Po badaniu pręty na całej długości były przewężone. Średnica pręta po badaniu wynosiła od 12 do 14 mm. Szyjka miała średnicę około $6 \div 8$ mm.



Rys. 6.27. Osłabienie przekroju w miejscu zerwania

6.8. Badania splotów siedmiodrutowych

Do badań przyczepności zastosowano stal sprężającą w postaci siedmiodrutowych splotów, które są obecnie najczęściej stosowane do produkcji elementów strunobetonowych. Wybrano sploty okrągłe $7\phi 5$ mm ze stali o wysokiej wytrzymałości klasy Y 1860 S7 [16], o średnicy zastępczej 15,7 mm i polu przekroju poprzecznego 150 mm^2 . Dla potrzeb pracy eksperymentalnie określono cechy geometryczne i mechaniczne wyrobu stalowego.

6.8.1. Pomiary geometryczne

Średnica zastępcza splotu oraz druty składowe (obwodowe i centralny) pomierzono cyfrową suwmiarką. Wyniki z próby 15 pomiarów zamieszczono w tabeli 6.16.

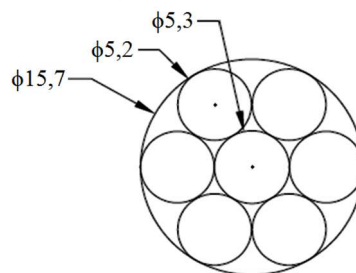
Tabela 6.16.

Cechy geometryczne splotu 7 ϕ 5 mm Y 1860

Parametry rozkładu	Średnica zastępcza splotu	Średnica drutów obwodowych	Średnica drutu środkowego
x [mm]	15,71	5,22	5,31
s [mm]	0,17	0,04	0,03
v [%]	1,11	0,79	0,49

Wyznaczone i przyjęte wartości średnie:

- średnica zastępcza – 15,71 mm (do dalszych analiz przyjęto 15,7 mm),
- średnica drutów obwodowych – 5,22 mm (przyjęto 5,2 mm),
- średnica drutu środkowego – 5,33 mm (przyjęto 5,3 mm).



Rys. 6.28. Przyjęta geometria splotu do badań

6.8.2. Badania cech mechanicznych

Dla grupy 9 splotów wykonano statyczną próbę rozciągania stali według metody B normy [201] stosując wytyczne dla stali sprężających z normy [200]. Badania również przeprowadzono w maszynie Zwick-Roell Z1200. Badano sploty o długości całkowitej 700 mm. Przygotowanie splotów do badania polegało na nałożeniu rękawa z rurki aluminiowej o ścianie grubości 1 mm, na końcowe odcinki próbki (rys. 6.29), które będą zaciśnięte (zakotwione) w szczękach maszyny wytrzymałościowej [15].



Rys. 6.29. Przygotowanie próbek do badania

Pomiar siły rozciągającej, przemieszczenie i odkształcenie rejestrowano w maszynie w sposób analogiczny jak dla prętów gładkich zbrojeniowych. Baza pomiarowa ekstensometru wynosiła 250 mm. Siłę wstępną założono o wartości 5 kN. Pomiar modułu sprężystości był wykonywany przy naprężeniu w próbce z zakresu 200÷1200 MPa. Sterowanie obciążeniem odbywało się siłą z prędkością 30 MPa/s do osiągnięcia umownej granicy plastyczności, a następnie automatycznie przełączane było na sterowanie odkształceniem z prędkością 0,005 1/s aż do zerwania wszystkich drutów (rys. 6.30). Średnie wartości charakterystyk mechanicznych zestawiono w tabeli 6.17.



Rys. 6.30. Przebieg badania splotu w maszynie – splot po zerwaniu

Tabela 6.17.

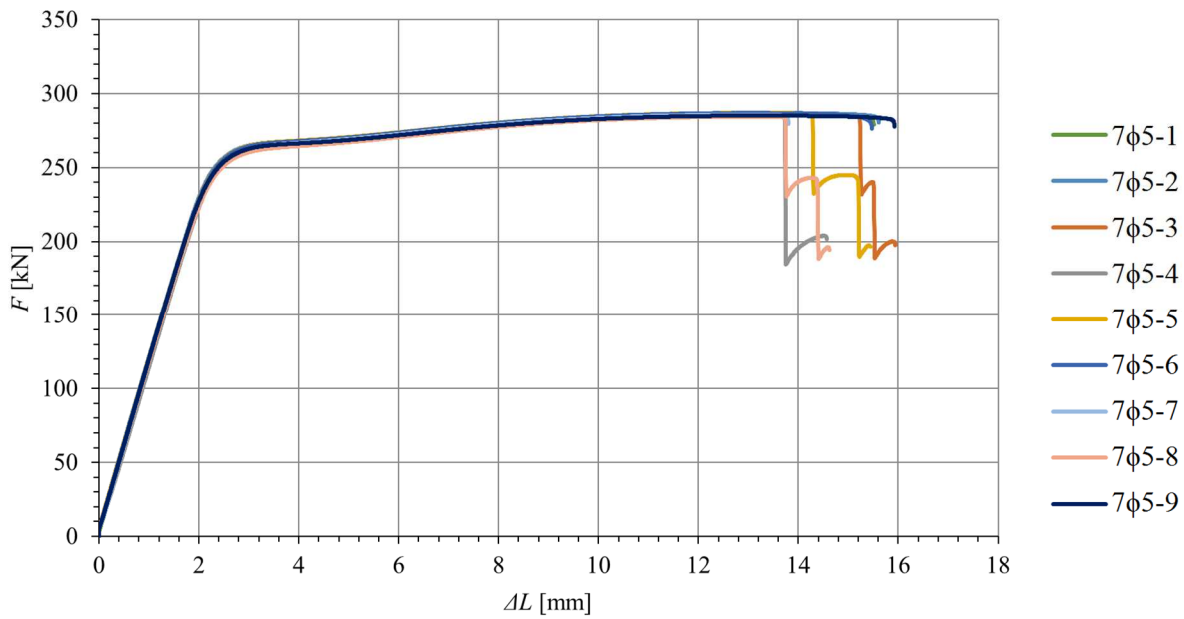
Charakterystyka mechaniczna badanych splotów siedmiodrutowych 7φ5 mm

Parametry rozkładu	m_E [GPa]	$R_{p0,1}$ [MPa]	R_m [MPa]	F_m [kN]	A_{gt} [%]	A_g [%]
x [*]	190,11	1678,59	1906,83	286,03	5,27	4,27
s [*]	1,38	1,83	5,95	0,89	0,08	0,08
v [%]	0,73	0,73	0,31	0,31	1,61	1,99

Objaśnienia do użytych symboli:

$R_{p0,1}$ - umowna granica plastyczności (wydłużenie ekstensometryczne plastyczne).

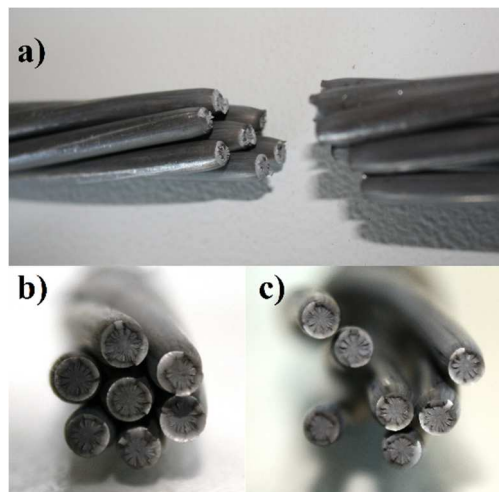
Wykresy zależności siła-wydłużenie przedstawiono na rys. 6.31. Na kolejnych rysunkach pokazano zniszczone próbki po badaniu oraz powiększenie miejsca zerwania (rys. 6.32 i 6.33).



Rys. 6.31. Zależność siły od wydłużenia dla badanych splotów sprężających 7φ5 mm



Rys. 6.32. Zerwane sploty



Rys. 6.33. Mechanizm zerwania: a) widok splotu z boku, b) i c) czoło splotu w miejscu zerwania

W miejscach zerwania wykształciły się przewężenia charakterystyczne dla wyrobów stalowych. W każdym drucie po zerwaniu zaobserwowano radialne blaszkowate wyciągnięcia w przekroju (rys. 6.33b i 6.33c).

7.

Badania przyczepności

7.1. Przyjęcie metody badawczej

Wybór metody badań przyczepności nie jest wyborem prostym, z uwagi na złożoność samego zjawiska oraz dużą liczbą parametrów, które wpływają na współpracę pomiędzy betonem a zbrojeniem. Dostępne metody badawcze opisano w rozdziale 5 niniejszej pracy. Wybór jednej procedury badawczej powoduje, że otrzymane wyniki można interpretować jedynie w jej obrębie. W wielu ośrodkach naukowych badacze skłaniają się ku usystematyzowaniu metodologii badań [47], [180].

Do badań przyjęto najbardziej rozpowszechnioną metodę *pull-out* – badanie wyciągania pręta z bloku betonowego. Metoda opiera się na założeniu, że miarą przyczepności jest „opór” stawiany na przemieszczenie się zbrojenia stalowego względem betonu. Przyjęta metoda badawcza jest rekomendowana jako jedna z dwóch metod badania przyczepności przez Komitet RILEM [207]. Badanie polega na jednostronnym obciążaniu pręta siłą rozciągającą, którego część jest zabetonowana z określoną długością wewnątrz sześcienniej kostki betonu. Drugi koniec pręta pozostaje swobodny. Warunki brzegowe zapewnia odcinek pręta znajdujący się w betonie. W czasie badań wykonywany jest pomiar zależności pomiędzy siłą wyciągającą i poślizgiem zbrojenia stalowego (tj. względnego przemieszczenia pomiędzy stalą i betonem). Badania są prowadzone do zniszczenia próbki (pęknięcia kostki betonowej), całkowitego wysunięcia zbrojenia lub jego zerwania.

Element próbny do badań jest to sześcienna kostka z betonu, w której środku osiowo jest zatopiona pojedyncza wkładka zbrojeniowa (pręt gładki lub splot). Czynna długość przyczepności betonu do stali zbrojeniowej jest regulowana za pomocą tulei z tworzywa sztucznego nasuwanej na zbrojenie. Stosowanie takiego modelu badawczego [207] pozwala założyć, że zmiany odkształcenia w stali na czynnej długości przyczepności są liniowe, a wartość naprężenia przyczepności jest stała.

Wybrana metoda badania umożliwia uzyskanie różnic zależności zmian wartości przemieszczenia zbrojenia w próbce, w funkcji obciążenia przy:

- zastosowaniu dwóch receptur betonów wysokowartościowych (zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego),
- wariantowym rozwiązaniu technologii zagęszczania mieszanki,
- rozwoju parametrów wytrzymałościowych stosowanych betonów,
- zróżnicowaniu usytuowania zbrojenia (bez naciągu) na wysokości elementu próbnego,
- stosowaniu splotów sprężających ze wstępnym naciągiem.

Dla każdej otrzymanej krzywej z badań doświadczalnych możliwe jest określenie wartości naprężenia przyczepności, przy której następuje zniszczenie połączenia beton-stal, maksymalnej wartości przyczepności i siły tarcia występującej po utracie przyczepności przy wyciąganiu zbrojenia z betonu.

7.2. Charakterystyka elementów badawczych

7.2.1. Rodzaje stosowanych elementów

W wytwórniach konstrukcji strunobetonowych wykonywane są elementy konstrukcyjne o różnej wysokości z mieszanek betonowych zagęszczanych tradycyjnie. Dla tych elementów określa się warunki wykonania (wpływ wysokości betonowania). W punkcie 6.4.3 pracy wykazano, że właściwości mechaniczne betonu w elementach o wysokości kilkudziesięciu centymetrów, określone na próbkach pobranych z dolnych i górnych partii różnią się. Spowodowane jest to między innymi efektem stopnia zagęszczenia mieszanki betonowej. Zasadne jest przypuszczenie, że wysokość usytuowania splotu sprężającego w elemencie będzie miała również wpływ na naprężenia przyczepności betonu do stali.

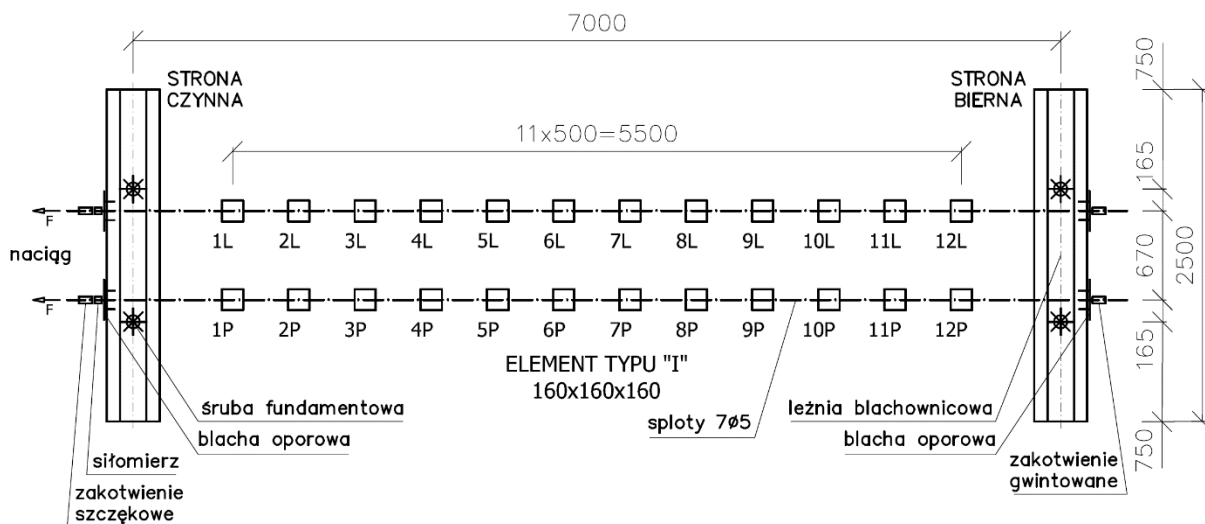
Realizacja programu badań podstawowych wymagała zaprojektowania trzech różnych elementów badawczych, z pośród których można było wyodrębnić pojedyncze próbki do badań niszczących. Element typu I (próbka sześcienna o wymiarach: $a \times b \times h = 160 \times 160 \times 160$ mm) był podstawowym modułem spełniającym wymagania metody [207]. Wymiary elementu stanowią bowiem dziesięciokrotną średnicę stosowanej wkładki stalowej (splot o średnicy zastępczej $\phi 15,7$ mm i pręt gładki $\phi 16$ mm). Elementy typu II (poziome belki) oraz typu III (pionowe słupki) projektowano w oparciu o moduł podstawowy. Element II składa się z 6 modułów ułożonych poziomo obok siebie i ma wymiary: $a \times b \times h = 160 \times 960 \times 160$ mm. Element III jest również złożeniem 6 modułów usytuowanych tym razem jeden nad drugim i ma wymiary: $a \times b \times h = 160 \times 160 \times 960$ mm. Wszystkie elementy próbne były betonowane prostopadle do ułożenia wkładki stalowej. Położenie zbrojenia we wszystkich elementach było poziome. Schemat elementów badawczych przedstawiono na rys. 7.1.

Wyłączenie długości z przyczepności realizowano dzięki wprowadzeniu tulejek ochronnych z tworzywa sztucznego na wkładkę stalową. Na rys. 7.2 zaznaczono również punkt i zwrot przykładanego obciążenia w czasie badań. Obciążenie z maszyny wytrzymałościowej było przekazywane przez szczęki zakotwione na dłuższej części wkładki stalowej wystającej z próbki. Zaprojektowano badania z długością czynną wykonywaną od strony swobodnej, by w czasie wyciągania nie dochodziło do zarysowania i odrywania się przypowierzchniowych fragmentów betonu próbki wokół zbrojenia. Chciano uniknąć zaburzeń brzegowych na otrzymywane rezultaty. Pomiar przemieszczeń wkładki stalowej względem betonu założono od strony swobodnej (krótsza część wkładki wystająca z próbki).

7.2.2. Uwzględnienie wstępnego naciągu splotów

Z punktu widzenia prefabrykacji strunobetonowej przyczepność betonu do splotów w elemencie sprężonym jest o wiele bardziej istotna niż przyczepność do nienaciągniętych splotów. Decyduje bowiem bezpośrednio o wartości długości transmisji i ma wpływ na nośność elementu w strefie przypodporowej co opisano w rozdziale 3 pracy.

Efekt sprężenia betonowych próbek realizowano na specjalnie zaprojektowanym i wykonanym torze naciągowym w laboratorium L-18 Instytutu Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej. Opracowany został projekt toru naciągowego umożliwiającego naciąg dwóch splotów jednocześnie. Koncepcja wykonania próbek betonowych sprężonych polegała na betonowaniu elementów typu I (kostek sześciennych) na torze przy maksymalnej projektowej sile naciągowej w splotach. Po 24 godzinach dojrzewania betonu siła sprężająca przekazywana była z ciągnien na beton. Zwolnienie naciągu realizowano w sposób stopniowy. Po przekazaniu siły, sploty na odcinkach pomiędzy próbkami sześciennymi były przecinane do badań wyciągania. Projekt koncepcyjny toru naciągowego zamieszczono na rys. 7.3.



Rys. 7.3. Projekt koncepcyjny toru naciągowego – rzut z góry (wymiary w mm)

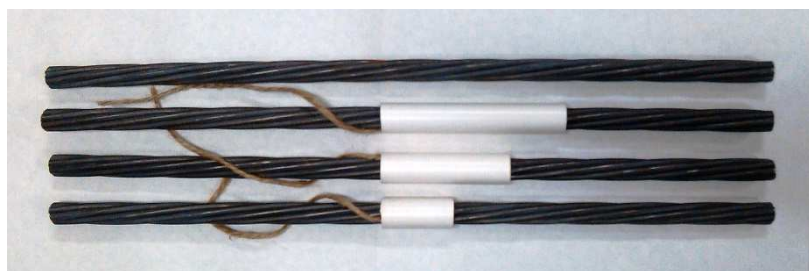
Długość całkowita toru wynosiła 7 m. Wzdłuż każdego splotu betonowano 12 elementów próbnych. Jednostronny naciąg splotów wykonywano agregatem ciśnieniowym typu Paul. Od strony biernej na splotach wykonano zakotwienia splotów z wykorzystaniem zacisków plastikowych i zakotwień gwintowanych. Od strony czynnej stosowano zakotwienia szczękowe. Wartość siły naciągowej kontrolowano od strony czynnej siłomierzami ciśnieniowymi HBM podpiętymi do zestawu pomiarowego. Bloki oporowe pod zakotwienia zaprojektowano ze sztywnych blach o grubości 50 mm, w których wywiercono otwór na przeprowadzenie splotu. Blachy były dodatkowo wzmocnione żebrami. Siła z blach oporowych przekazywana była na sztywne leżnie. Leżnie (sztywne belki blachownicowe z grubych blach kotwione były śrubami fundamentowymi o średnicy 80 mm w posadzce (fundamencie płytowym laboratorium badawczego). Sztywno zakotwione leżnie w fundamencie pełniły rolę koźłów oporowych na potrzeby eksperymentu. Zwolnienie naciągu założono od strony biernej.

Przyjęto następujące oznaczenia elementów próbnych: oznaczenia liczbowe próbek wzrastają w miarę oddalania się od strony zakotwienia czynnego, wprowadzono oznaczenie dla obu sąsiednich torów na lewy i prawy. Siłę naciągową ustalono o wartości 210 kN dla pojedynczego splotu. Do badań przyczepności w elementach sprężonych stosowano czynne długości 80 i 120 mm. Element badawczy jest dokładnie taki sam jak w przypadku badań prętów i splotów bez naciągu (przy zerowej sile).

7.3. Technologia wykonania elementów badawczych

7.3.1. Prace przygotowawcze

W celu zapewnienia odpowiedniej czynnej długości przyczepności, pozostała część wkładki została zabezpieczona przed kontaktem z mieszanką betonową przy pomocy tulei ochronnej z rurki PCV (rys. 7.4). Przestrzeń pomiędzy splotem lub prętem, a osłonką została zabezpieczona przez nawinięcie sznurka konopnego. Oba końce osłonki wypełniono masą silikonową, by nie dopuścić do dostania się mleczka cementowego do jej wnętrza.



Rys. 7.4. Przygotowane sploty sprężające

W ścianach form zostały wywiercone otwory, umożliwiające przeprowadzanie zbrojenia na zaprojektowane długości do badań. W jednej ścianie otwór o średnicy 18 mm by swobodnie przepuścić zbrojenie, a w przeciwległej o średnicy 22 mm dla zamieszczenia osłonki. Przygotowane zbrojenie stalowe zostało umieszczone w formach, a miejsca przejść zostały

również uszczelnione silikonem. Wykonane zabiegi miały na celu zapewnienie zaprojektowanej długości przyczepności oraz dokładne osiowe umiejscowienie zbrojenia w próbce (rys. 7.5). Przygotowane wkładki w formach dodatkowo zabezpieczono przed możliwością przemieszczenia w czasie betonowania stosując tulejki stabilizujące ze śrubami motylkowymi (rys. 7.6).



Rys. 7.5. Zamontowane sploty przy różnych długościach czynnych: a) 40 mm, b) 80 mm, c) 120 mm



Rys. 7.6. Zabezpieczenie splotów przed przemieszczeniami podczas betonowania

Gotowe deskowania (szalunki) wraz z zamontowanym i zabezpieczonym zbrojeniem skręcano kątownikami oraz śrubami w trzech poziomach by nie dopuścić do ich deformacji w czasie zagęszczania mieszanki betonowej (rys. 7.7). Powierzchnie wewnętrzne form przed betonowaniem były powlekane środkiem antyadhezyjnym, dla zapobiegania przyklejania się betonu do deskowań i ułatwienia rozformowywania oraz ochrony płyt drewnopochodnych.



Rys. 7.7. Przygotowane formy z zamontowanymi splotami do betonowania

7.3.2. Montaż toru naciągowego

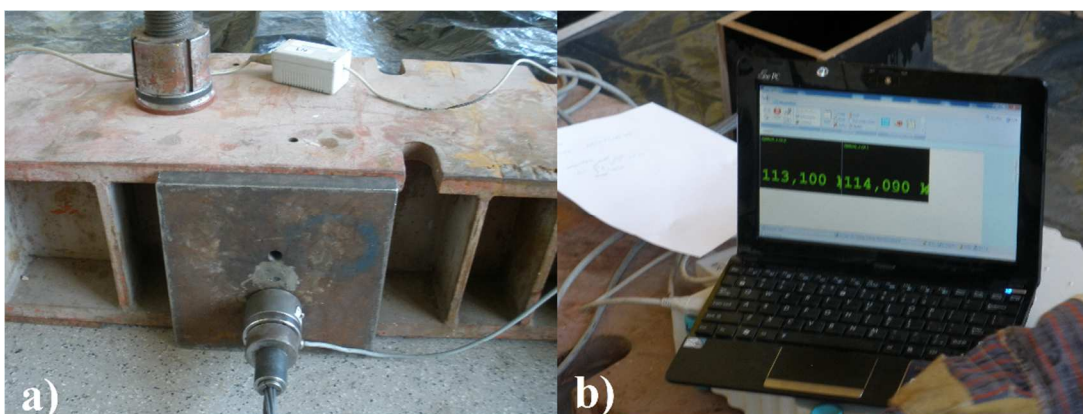
Tor naciągowy był wykonywany w hali laboratorium. Po rozmierzeniu, zakotwiono leżnie w płycie fundamentowej. Przygotowano zestawy zakotwień i zestaw pomiarowy według projektu. Wykonano zaciski plastyczne na biernym końcu splotów (rys. 7.8). Nośność samych zacisków przed stosowaniem w projekcie była doświadczalnie zweryfikowana. Zaciski przenosiły siły rozciągające splot, aż do jego zerwania. Sploty zostały przepuszczone przez ustawione formy kostkowe na torze lewym i prawym (rys. 7.9). Zmontowany został zestaw pomiarowy do kontroli wartości siły naciągowej. Dokładny pomiar siły naciągowej rejestrowany był pod zakotwieniami czynnymi przez założone na cały czas naciągu przetworniki siły. Przetworniki o tensometrycznej zasadzie działania podpięte były do wzmacniacza pomiarowego. Aktualna wartość siły wyświetlana była w sposób ciągły na ekranie monitora (rys. 7.10). Odczytywano siłę początkową, następnie po zakotwieniu i po 24 godzinach przed zwalnianiem naciągu.



Rys. 7.8. Zacisk plastyczny



Rys. 7.9. Przygotowany tor naciągowy



Rys. 7.10. Rejestracja siły sprężającej:

a) czujnik (siłomierz HBM) i wzmacniacz pomiarowy, b) zapis komputerowy

Sprężanie realizowano zestawem składającym się z agregatu pompowego, węży wysokociśnieniowych oraz pras naciągowych typu Paul (rys. 7.11).



Rys. 7.11. Naciąg ciągien zestawem sprężającym (2 prasy, węże wysokociśnieniowe i agregat pom-powy) przy jednoczesnej rejestracji siły przetwornikami zamontowanymi pod zakotwieniem

Stosowano formy typu I, czynne długości przyczepności zapewniano w sposób analogiczny jak dla elementów niesprężonych. Nie stosowano jednak tulejek stabilizujących ze śrubami motylkowymi jako dodatkowego zabezpieczenia przed przemieszczaniem form względem splotów, by nie wprowadzać naprężenia poprzecznego do stali sprężającej.



Rys. 7.12. Wyprostowane tory po naciągu splotów



Rys. 7.13. Elementy typu I na torze przygotowane do betonowania

7.3.3. Betonowanie, pielęgnacja

Podobnie jak w przypadku badań betonów każdorazowo przed przystąpieniem do robót betoniarskich kruszywo suszono by nie trzeba było korygować ilości wody w mieszance z uwagi na jego zwilgocenie. Betonowanie odbywało się w Laboratorium Instytutu w pomieszczeniu zamkniętym o stałej temperaturze zarówno w okresie letnim i zimowym wynoszącej $18\div 20$ °C. Mieszanie składników odbywało się w mieszalniku z poziomym bębniem o pojemności całkowitej $0,15$ m³. Mieszankę do form podawano ręcznie. Zagęszczanie mieszanki w formach wykonywano wibratorem wglębnym – buławą wibracyjną. Zgodnie z przyjętą w programie technologią zagęszczania, elementy typu III były zagęszczane w 1 warstwie (po podaniu mieszanki na pełną wysokość formy) lub w 3 warstwach (zagęszczanie warstwy 1 – podanej mieszanki dla poziomów 1 i 2, następnie zagęszczanie warstwy 2 – podanej dla środkowych poziomów 3 i 4, aż wreszcie zagęszczanie warstwy ostatniej 3 – podanej mieszanki dla poziomów 5 i 6, czyli całkowite wypełnienie formy). Wraz z betonowaniem elementów do badań przyczepności, betonowano również próbki normowe oraz słupki świadki do kontrolnych i uzupełniających badań betonów. Próbki normowe betonu zagęszczano na stole wibracyjnym. Mieszanki samozagęszczające się nie były zagęszczane ani ubijane. Powierzchnie górne wszystkich elementów zatarto na gładko (rys. 7.14 i 7.15).



Rys. 7.14. Zabetonowane elementy próbne typu II w jednym z betonowań



Rys. 7.15. Zabetonowane próbki na torze naciągowym

Po ułożeniu mieszanki w formach elementy zostały zakryte folią (rys. 7.16). Rozformowywanie elementów zaczynano po 20 godzinach dojrzewania, by badania przyczepności dla próbek po 24 godzinach wykonane zostały dokładnie o czasie. Rozformowane elementy do badań w późniejszych terminach były grupowane i owijane szczelnie folią. Próbki normowe do badań betonu przechowywano w specjalnych pojemnikach w warunkach stałej temperatury 20 °C i wilgotności 95 %, określonych przez normę [190].



Rys. 7.16. Zabezpieczony tor przed odparowywaniem wody – widok z góry (zdjęcie w nocy)

W okresie badawczym (listopad 2012 – luty 2014) przeprowadzono 17 betonowań, wykonano łącznie 5,5 m³ betonu. W niniejszej pracy przedstawiono wyniki z 408 elementów próbnych (w tym 96 próbek dla prętów $\phi 16$ mm, 232 próbki dla splotów bez naciągu i 80 elementów dla splotów ze wstępnym naciągiem).

7.4. Technologia badania

7.4.1. Przygotowanie badań

Elementy typu II i III oraz słupki-świadki do badań betonu po rozformowaniu wymagały pocięcia na pojedyncze próbki do badań wyciągania w maszynie wytrzymałościowej (rys. 7.17 i 7.18). Próbki do badań betonu po cięciu były dokładnie mierzone i ważone.



Rys. 7.17. Gotowe elementy słupkowe – typu III



Rys. 7.18. Pocięte i przygotowane próbki do badań przyczepności

Na pocięte elementy belkowe, słupkowe oraz elementy kostkowe (typu I) przed przystąpieniem do badań naklejano kątowniki aluminiowe na powierzchni czołowej próbek (na boku, z którego wystawała krótsza część wkładki stalowej). Kątowniki w badaniach pełniły rolę bazy – odniesienia (odwzorowywały odkształcenie betonu podczas wyciągania) dla przemieszczania się zbrojenia.

Elementy wykonane na torze zostały sprężone przed kolejnym etapem prac (rys. 7.19). Sprężenie wykonano stopniowo – zwalniając naciąg od strony biernej (zakotwienia gwintowane). Po przekazaniu sprężenia na beton pocięto spłoty pomiędzy formami (rys. 7.20), w celu umożliwienia rozformowania próbek oraz przeprowadzenia badań w maszynie wytrzymałościowej. Dalsze przygotowanie próbek odbywało się analogicznie jak dla próbek bez naciągu.



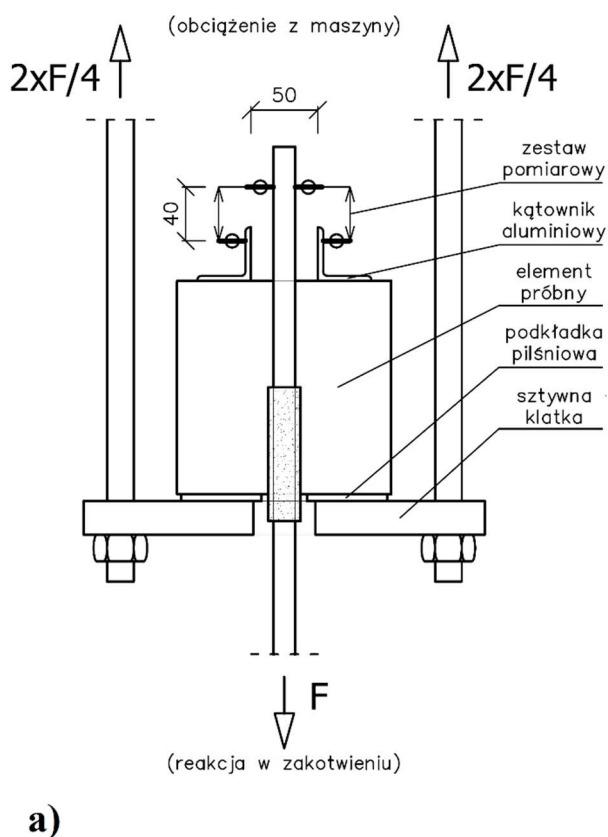
Rys. 7.19. Rozkotwianie zakotwień gwintowanych na torze – sprężanie próbek



Rys. 7.20. Cięcia splotów na torze pomiędzy elementami kostkowymi po zwolnieniu siły naciągowej

7.4.2. Opis stanowiska badawczego

Próbki do badań wyciągania zbrojenia z betonu (metodą *pull-out test*) umieszczano w specjalnie zaprojektowanej i wykonanej do tego celu, przez Zespół Konstrukcji Sprężonych PK, stalowej klatce (rys. 7.21). Klatka składa się ze sztywnej płyty (blachy) górnej, sztywnej płyty (blachy) dolnej i czterech wieszaków narożnych z prętów o przekroju sześciokątnym. Blacha górna jest dostosowana, dzięki możliwościom zamontowania na niej dodatkowych nakładek, do przegubowego osiowego wprowadzania siły do badanych elementów. Wieszaki mają za zadanie przeniesienie siły rozciągającej w czasie badania z płyty górnej do dolnej. W podstawie (płyce dolnej) wywiercony jest w środku geometrycznym otwór do przeprowadzenia wyciąganego pręta z próbki.



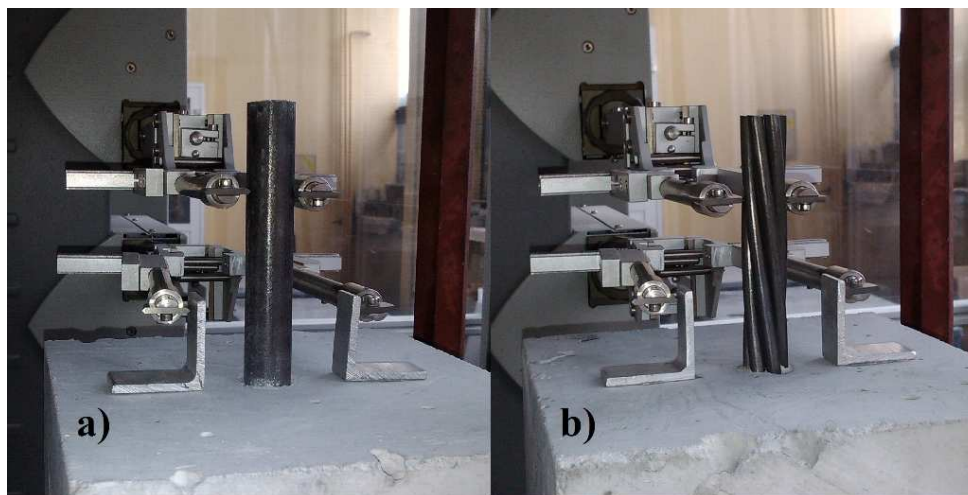
Rys. 7.21. Stanowisko pomiarowe:

a) koncepcja i zasada działania (wymiary w mm), b) warunki rzeczywiste

Badania doświadczalne *pull-out* przeprowadzono w maszynie Zwick-Roell Z1200. Przygotowaną próbkę z naklejonym kątownikiem ustawiano w klatce (rys. 7.21). Pod próbkę podkładano płytę pilśniową z wydrążonym otworem w środku, by zapewnić lepsze dopasowanie próbki do ramy oraz przede wszystkim – wyeliminować lokalne naprężenia powstające na powierzchni betonu próbki od nierówności powierzchniowych, które mogą mieć pośredni wpływ na dokładność badania. Klatka stalowa podwieszona była przegubowo do mechanizmu sterującego. Wystający dłuższy odcinek wkładki stalowej zakotwiony był w szczękach maszyny. Wewnątrz klatki na krótszy odcinek zbrojenia oraz kątowniki aluminiowe przyłożony był układ pomiarowy – ekstensometr inkrementalny.

7.4.3. Przebieg badań

Po ustawieniu stanowiska i montażu próbki zaciskano szczęki kotwiące na dolnej części zbrojenia. Ciśnienie zacisku dla pręta gładkiego wynosiło 250 bar, a dla splotów 400 bar. Siła z mechanizmu sterującego powodowała unoszenie klatki. Klatka przekazywała obciążenie na próbkę betonową przez docisk do dolnej powierzchni. Zakotwienie zbrojenia w szczękach uniemożliwiało jego przemieszczanie razem z betonem, w związku z czym następował jego poślizg względem otuliny betonowej. Sterowanie obciążeniem odbywało się przemieszczeniowo ze stałą prędkością wynoszącą 0,01 mm/s zalecaną dla betonów wysokiej wytrzymałości. Wartość siły była rejestrowana w sposób ciągły (cyfrowy) automatycznie za pomocą systemu rejestrującego. Siła wstępna wynosiła 1 kN. Pomiar względnego przemieszczenia przy danej sile wykonywany był przez układ pomiarowy dwóch ramion ekstensometru inkrementalnego. Ramiona górne rejestrowały przemieszczenia wkładki stalowej a ramiona dolne przemieszczenia kątowników aluminiowych przyklejonych do powierzchni betonu względem ich początkowego położenia (rys. 7.22). Rozstaw kątowników wynosił 50 mm. Rozstaw ramion ekstensometru 40 mm. Ostateczna wartość wyświetlana na ekranie maszyny to przemieszczenie względne dwóch materiałów. Dokładność odczytu ekstensometru wynosi 0,12 μm . Badania prowadzono do ustalonej w programie na stałe wartości wysunięcia zbrojenia wynoszącej 10 mm. Założenie to miało na celu zaobserwowanie zmian siły wyciągającej zbrojenie względem jego przemieszczenia po utracie przyczepności. Maszyna była wyłączana automatycznie gdy uzyskano przemieszczanie 10 mm lub siła wyciągająca spadła poniżej 50 % wartości maksymalnej w danym pomiarze. Badania doświadczalne niszczące prowadzono po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu (czas od zabetonowania). Termin i godzina badań były rygorystycznie pilnowane.



Rys. 7.22. Badania pull-out: a) pręt gładki $\phi 16$ mm, b) splot $7\phi 5$ mm

7.4.4. Mechanizmy utraty przyczepności

W przypadku wszystkich badanych próbek w eksperymencie nastąpiła utrata przyczepności betonu do stali zbrojeniowej. Mechanizm zniszczenia określono na podstawie zachowania się próbek w czasie badania oraz obserwacji powierzchni styku zbrojenia (pręta gładkiego i splotu) po badaniu na rozłupanych próbkach. W przypadku prętów gładkich było to wyrwanie pręta z betonu (rys. 7.23a). W przypadku splotów obserwowano dwa mechanizmy. Pierwszy występował rzadziej i polegał na ścięciu poprzecznym najbliższej otuliny betonowej (podłużnych klinów pomiędzy zewnętrznymi drutami w splotcie) i stopniowym pokonywaniu oporów tarcia przy wyciąganiu (rys. 7.23b). Na wykresach zależności siła-przemieszczenie są to charakterystyczne krzywe łamane (o nieciągłej pierwszej pochodnej funkcji). Siła wzrasta, następuje kumulacja naprężenia poprzecznego po przekroczeniu którego następuje gwałtowne przemieszczenie splotu w próbce i spadek siły. Proces ten zachodził po utracie przyczepności pierwotnej. Drugi był częstszy i polegał na wysuwaniu się i obrocie splotu po trasie skręcenia drutów obwodowych (rys. 7.23c). Obserwowano rozplatanie się splotu i obrót próbki wraz ze wzrostem przemieszczania. Po badaniach wybrane próbki rozłupano wzdłuż lokalizacji wkładki stalowej (rys. 7.24 i 7.25), by móc zaobserwować powierzchnię kontaktu betonu i stali po utracie przyczepności. Zaobserwowany obraz powierzchni kontaktu betonu i splotu $7\phi 5$ mm z rys. 7.26 wyjaśnił i pozwolił na pełny opis zjawiska zniszczenia zachodzącego w czasie badań przy obu zaistniałych mechanizmach.



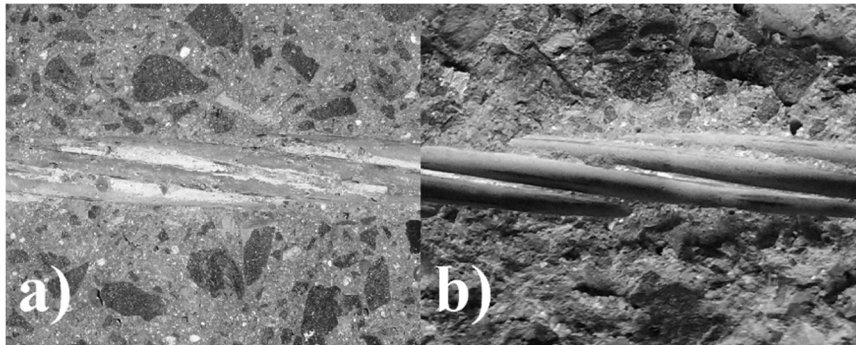
Rys. 7.23. Wyciągnięte zbrojenie po badaniach: a) pręt gładki $\phi 16$ mm, b) splot sprężający $7\phi 5$ mm, c) rozpleciony splot – drugi mechanizm zniszczenia dla splotów



Rys. 7.24. Rozłupana próbka z prętem gładkim $\phi 16$ mm o długości czynnej 120 mm



Rys. 7.25. Rozłupana próbka ze splotem siedmiodrutowym $7\phi 5$ mm o długości czynnej 120 mm



Rys. 7.26. Ślad splotu w rozłupanej próbce: a) pierwszy mechanizm zniszczenia – ścięcie klinów, b) drugi mechanizm zniszczenia – wysuwania po trasie skręcenia

7.4.5. Oznaczenie elementów

Z uwagi na dużą liczbę przebadanych próbek, w celu ich łatwiejszej i jednoznacznej identyfikacji postanowiono przyjąć jednolite oznaczenia. Stosowane oznaczenia elementów próbnych podano w załączniku B do pracy.

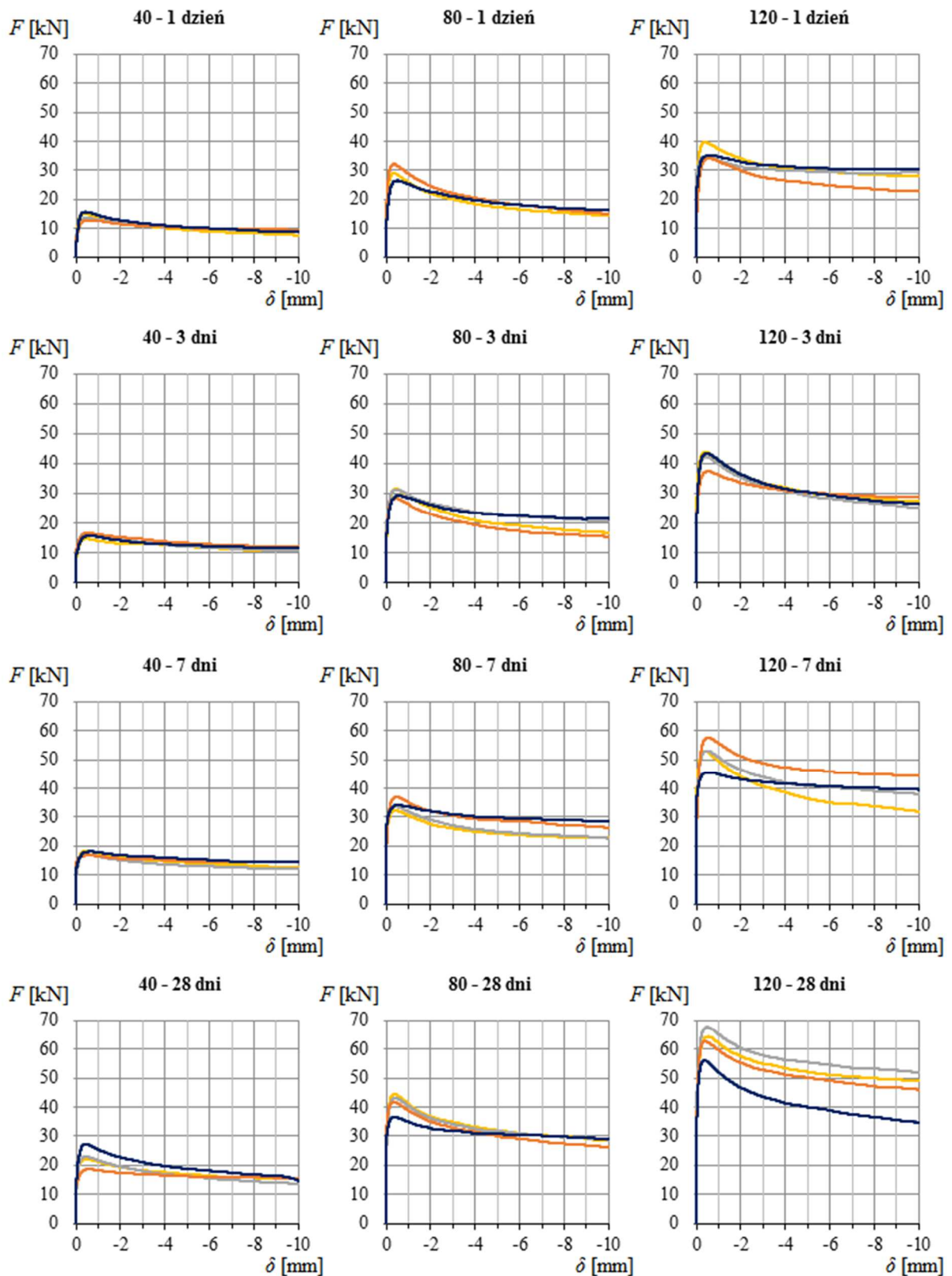
7.5. Badania przyczepności betonu do prętów zbrojeniowych okrągłych gładkich o średnicy 16 mm

Jak podano w programie pracy (rozdział 2), dla celów porównawczych przewidziano dokonanie badań doświadczalnych przyczepności betonu wysokowartościowego do prętów okrągłych, gładkich o średnicy 16 mm ze stali zwykłej. W programie badań ujęto 3 czynne długości przyczepności: 40, 80 i 120 mm, beton normalnie zagęszczany (receptura A) i beton samozagęszczalny (receptura B). Badania doświadczalne przeprowadzono na próbkach typu II po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Zniszczenie przyczepności we wszystkich badanych próbkach nastąpiło przez wyrwanie pręta z betonu.

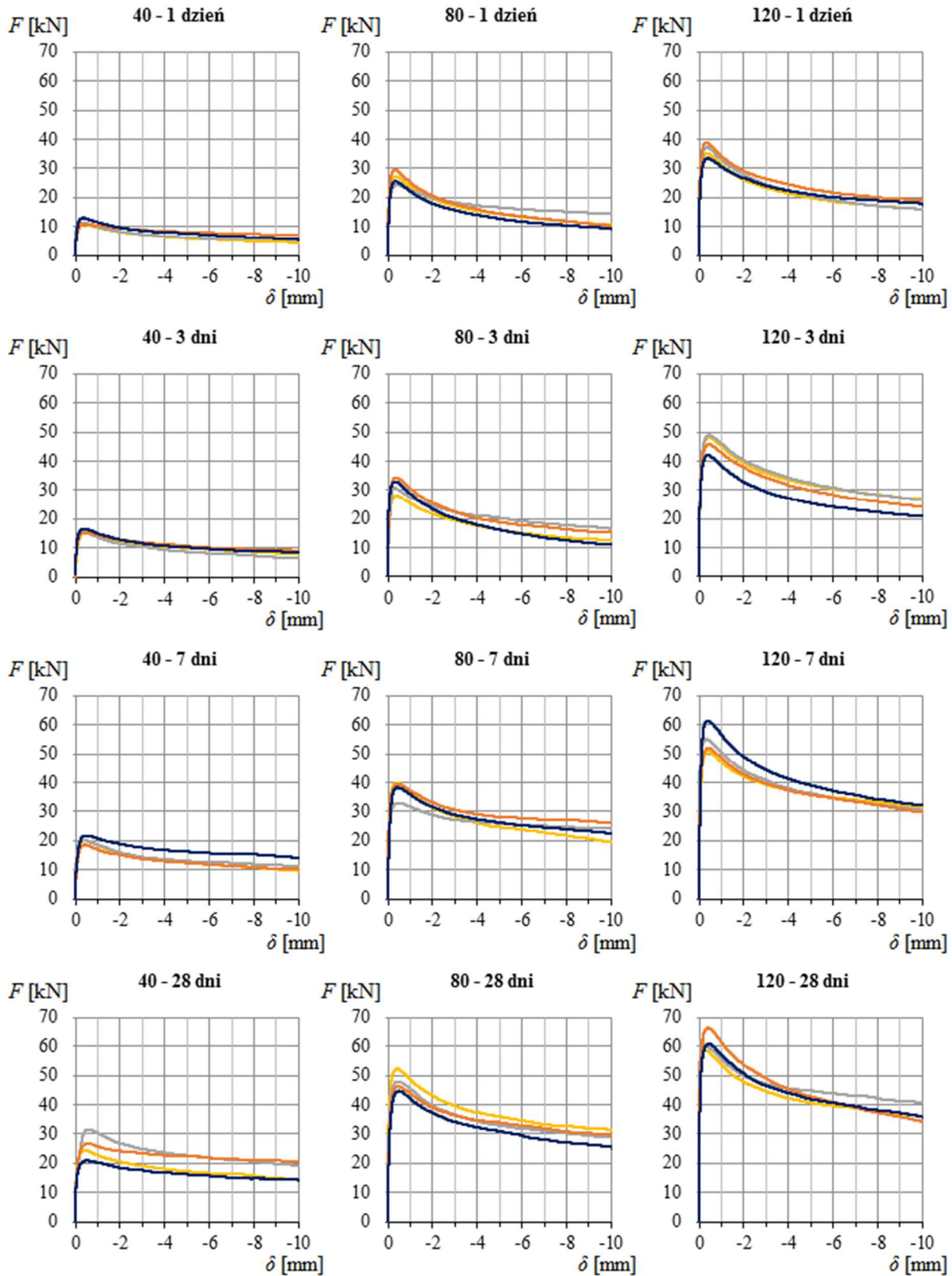
Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia pręta zbrojeniowego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego wibracyjnie (HSC) i samozagęszczalnego (HSSCC).

Otrzymane z badań przyczepności betonu wysokowartościowego do gładkich prętów $\phi 16$ mm krzywe zależności siła-poślizg (naprężenie-przemieszczenie) dla czynnych długości przyczepności: 40, 80 i 120 mm mają przebiegi zgodne z teoretycznymi (rys. 7.27 i 7.28). Po osiągnięciu wartości maksymalnych sił wyciągających wraz przyrostem przemieszczenia pręta w próbce następuje spadek siły. Rozwój zależności siła-poślizg przebiega analogicznie w badaniach próbek wykończonych z obu betonów.

W załączniku C do niniejszej pracy zamieszczono szczegółowe wykresy zależności siła-poślizg otrzymane dla wszystkich przebadanych elementów o wymiarach $160 \times 160 \times 160$ mm. Na rys. 7.27 i 7.28 zawarto wykresy przeglądowe z badań przyczepności BWW do gładkich prętów $\phi 16$ mm.



Rys. 7.27. Zależności siła-poślizg z uwzględnieniem wieku próbki i długości czynnej w elementach próbnych typu II z gładkim prętem $\phi 16$ mm wykonanych z betonu HSC



Rys. 7.28. Zależności siła-poślizg z uwzględnieniem wieku próbki i długości czynnej w elementach próbnym typu II z gładkim prętem $\phi 16$ mm wykonanych z betonu HSSCC

7.6. Badania przyczepności betonu do splotów 7 ϕ 5 mm bez wstępnego naciągu

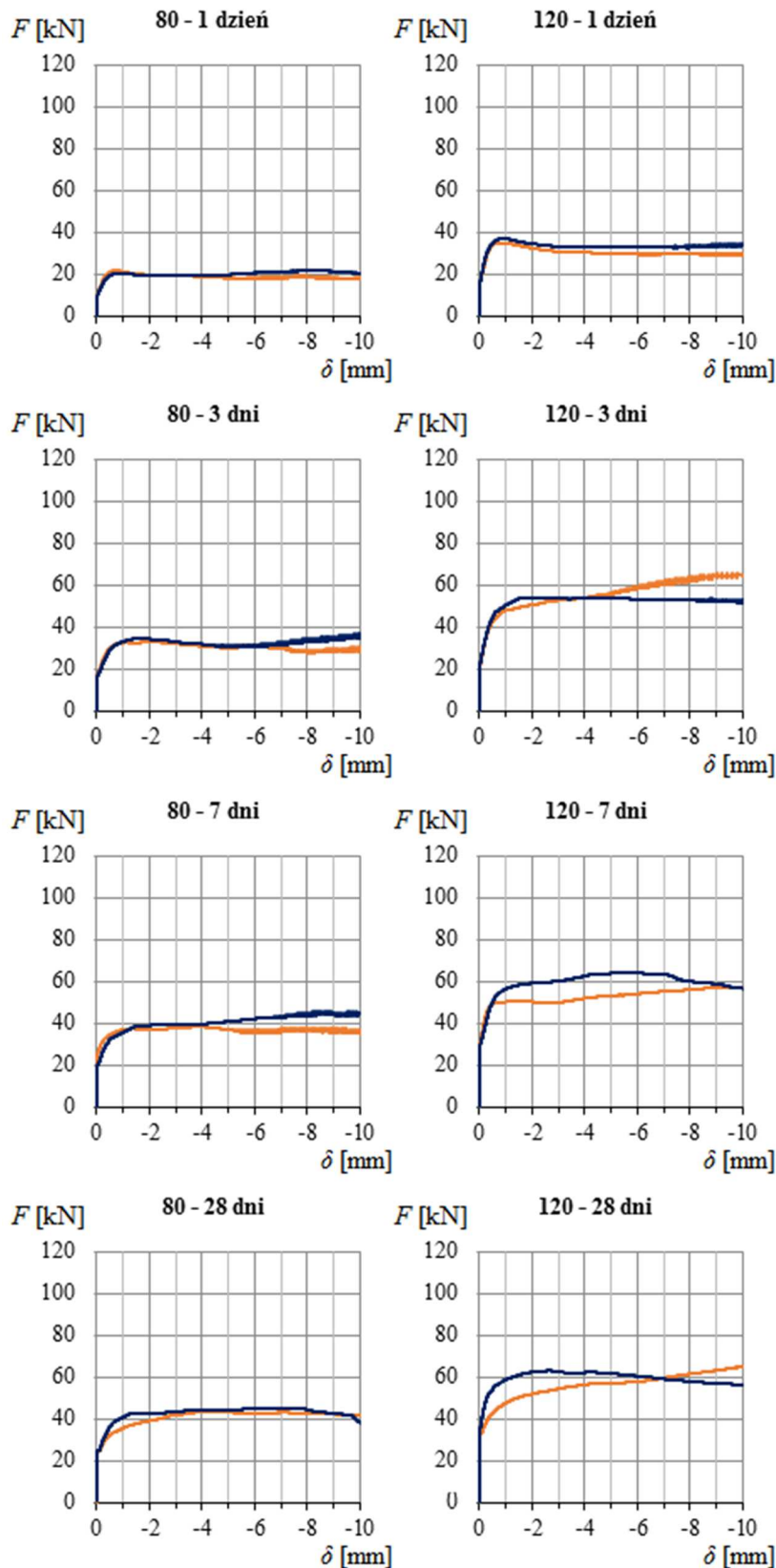
7.6.1. Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach kostkowych

Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczonego wibracyjnie (HSC). Dla splotów 7 ϕ 5 mm prowadzono prace badawcze na elementach typu I (kostki) zabetonowanych bez wstępnego naciągu splotów. W programie badań ujęto 2 czynne długości przyczepności 80 i 120 mm. W każdym etapie pomiarowym przebadano po 2 próbki dla danej czynnej długości. Elementy zabetonowano 20.02.2014 r.

Zniszczenie przyczepności we wszystkich elementach próbnych nastąpiło przez wysuwanie i obrót splotu po trasie skręcenia (mechanizm drugi). Mechanizm pierwszy (ścięcie poprzeczne otuliny i stopniowe pokonywanie oporów tarcia przy wyciąganiu) wystąpił dla większości próbek przy większych wartościach przemieszczenia splotu.

Otrzymane z badań przyczepności betonu HSC do splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu krzywe zależności siła-poślizg (naprężenie-przemieszczenie) dla czynnych długości przyczepności 80 i 120 mm mają przebiegi zgodne z teoretycznymi (rys. 7.29). Po osiągnięciu maksymalnych wartości sił wyciągających wraz z przyrostem przemieszczenia splotu siła utrzymuje się na poziomie maksymalnej wartości. Dla poszczególnych prób rozpatrywanych indywidualnie występują wzmocnienia, bądź osłabienia.

Wyniki otrzymane z badań przyczepności betonu z receptury A (HSC) dokonanych na próbkach kostkowych typu I, w postaci szczegółowych wykresów zależności siła wyciągająca-poślizg po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu przedstawiono w załączniku D. Na rys. 7.29 zawarto wykresy przeglądowe z badań przyczepności elementów próbnych typu I ze splotami 7 ϕ 5 mm zabetonowanymi bez wstępnego naciągu.



Rys. 7.29. Zależności siła-poślizg z uwzględnieniem wieku próbki i długości czynnej w elementach próbnym typu I ze splotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSC

7.6.2. Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków zagęszczanych w 3 warstwach – A(*3)

W punkcie pracy prezentowane są wyniki zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego wibracyjnie (HSC). Elementy próbne zrealizowano w formach pionowych – słupkach (typu III), do których mieszanka betonowa podawana i zagęszczana była w 3 warstwach. Sploty sprężające zabetonowano przy zerowym naciągu w dniu 29.01.2013 r. Elementy betonowe zostały pocięte na pojedyncze próbki do badań.

Zniszczenie przyczepności we wszystkich elementach poddanych doświadczeniu nastąpiło według mechanizmu drugiego – wysuwanie się i obrót splotu po trasie skręcenia drutów obwodowych. Dla pewnej liczby próbek przy większych wartościach przemieszczenia splotu pojawiał się również mechanizm pierwszy – ścięcie poprzeczne otuliny betonowej (podłużnych klinów) przy wysuwaniu.

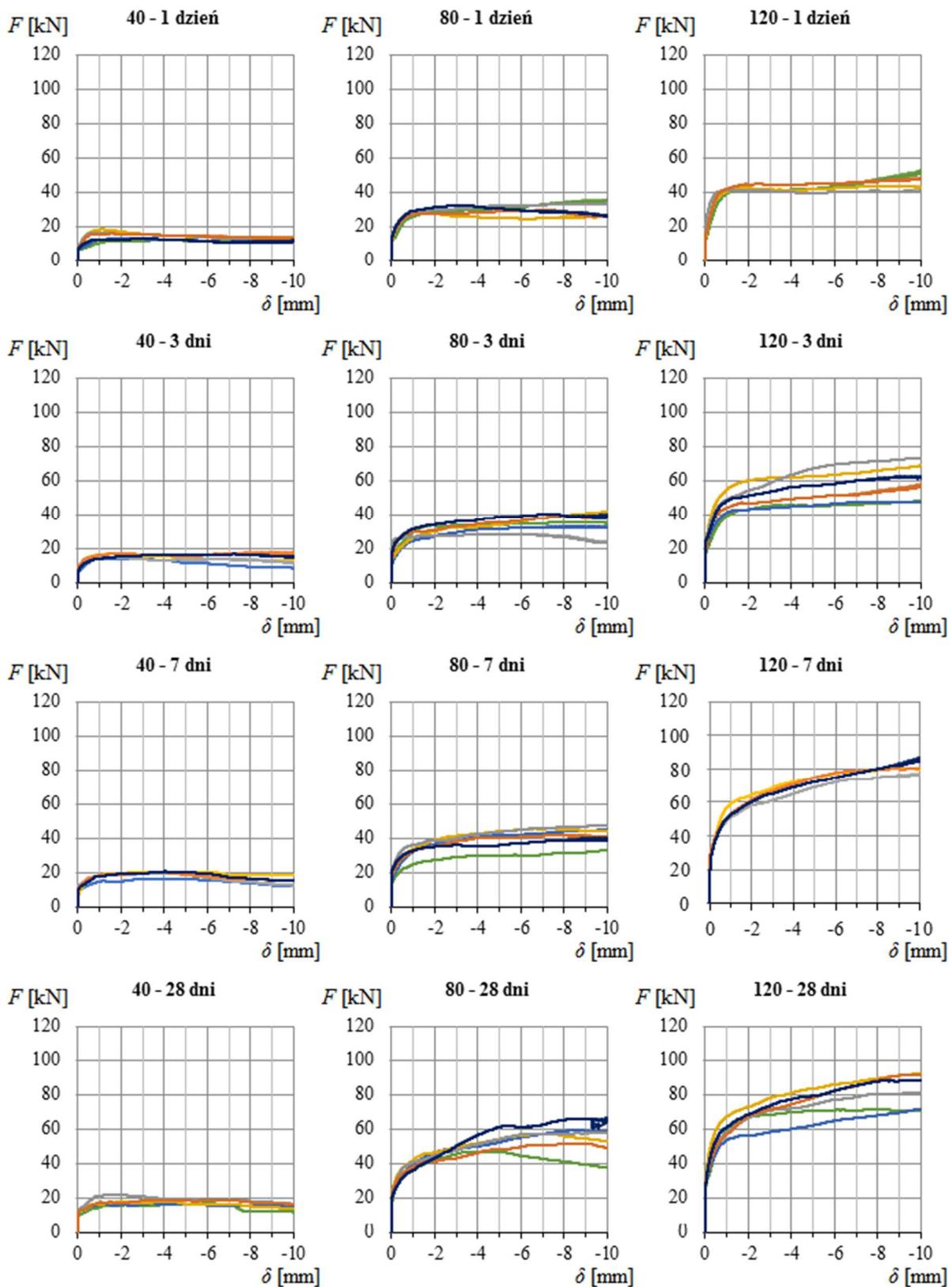
Otrzymane z badań przyczepności betonu HSC do splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu krzywe zależności siła-poślizg (naprężenie-przemieszczenie) dla czynnych długości przyczepności: 40, 80 i 120 mm mają przebiegi zgodne z teoretycznymi (rys. 7.30). Dla każdej z rozpatrywanych czynnych długości obserwuje się wyraźne różnice wyników dla próbek z poziomów dolnych 1 i 2 w porównaniu do tych z poziomów górnych 5 i 6. Najniższe poziomy cechują największe wartości siły wyciągającej, natomiast najwyższe poziomy uzyskują najmniejsze siły.

Dla długości przyczepności 40 mm po osiągnięciu wartości maksymalnych sił wyciągających wraz przyrostem przemieszczenia splotu siła dla większości próbek utrzymuje się na poziomie wartości maksymalnej bądź nieznacznie spada.

Dla długości przyczepności 80 mm w początkowym okresie (24 godziny) wartość siły wyciągającej rośnie, aż do osiągnięcia wartości przy której dalszy przyrost przemieszczeń splotu nie powoduje wzrostu siły. Siła wyciągająca stabilizuje się na tym poziomie. Dla badań próbek z terminów późniejszych wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły. Od pewnej wartości przemieszczenia traci jednak na dynamice. Przy wyciąganiu splotu wykres siły jest nachylony do osi poziomej. Kąt nachylenia wraz z wiekiem betonu jest coraz większy.

Dla długości przyczepności 120 mm wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły wyciągającej. Od pewnej wartości przemieszczenia traci jednak na dynamice. Przy wyciąganiu splotu wykres siły jest nachylony do osi poziomej. Tak samo jak dla czynnej długości 80 mm kąt nachylenia krzywej wraz z wiekiem betonu jest coraz większy.

W załączniku D do niniejszej pracy zamieszczono szczegółowe wykresy zależności siła-poślizg otrzymane dla wszystkich przebadanych elementów próbnych. Na rys. 7.30 zawarto wykresy przeglądowe z badań przyczepności w obrębie elementów ciętych z pionowego słupka wykonanego z betonu według receptury A zagęszczanego w 3 warstwach.



Rys. 7.30. Zależność siła-poślizg z uwzględnieniem wieku próbki i długości czynnej w elementach próbnym typu III ze splotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) HSC

7.6.3. Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków zagęszczanych w 1 warstwie – A(*1)

W punkcie pracy prezentowane są wyniki zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia splotu 7φ5 mm względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego wibracyjnie (HSC). Elementy próbne zrealizowano w formach pionowych – słupkach (typu III), do których mieszanka betonowa podawana i zagęszczana była w 1 warstwie. Sploty sprężające zabetonowano przy zerowym naciągu w dniu 02.07.2013 r. Elementy betonowe zostały pocięte na pojedyncze próbki do badań.

Zniszczenie przyczepności we wszystkich elementach poddanych doświadczeniu nastąpiło według mechanizmu drugiego – wysuwanie się i obrót splotu po trasie skręcenia drutów obwodowych. Dla pewnej liczby próbek przy większych wartościach przemieszczenia splotu pojawiał się również mechanizm pierwszy – ścięcie poprzeczne otuliny betonowej (podłużnych klinów) przy wysuwaniu. Zaobserwowane mechanizmy zniszczenia są identyczne do zaistniałych w badaniach elementów próbnych ciętych z słupków zagęszczanych w 3 warstwach.

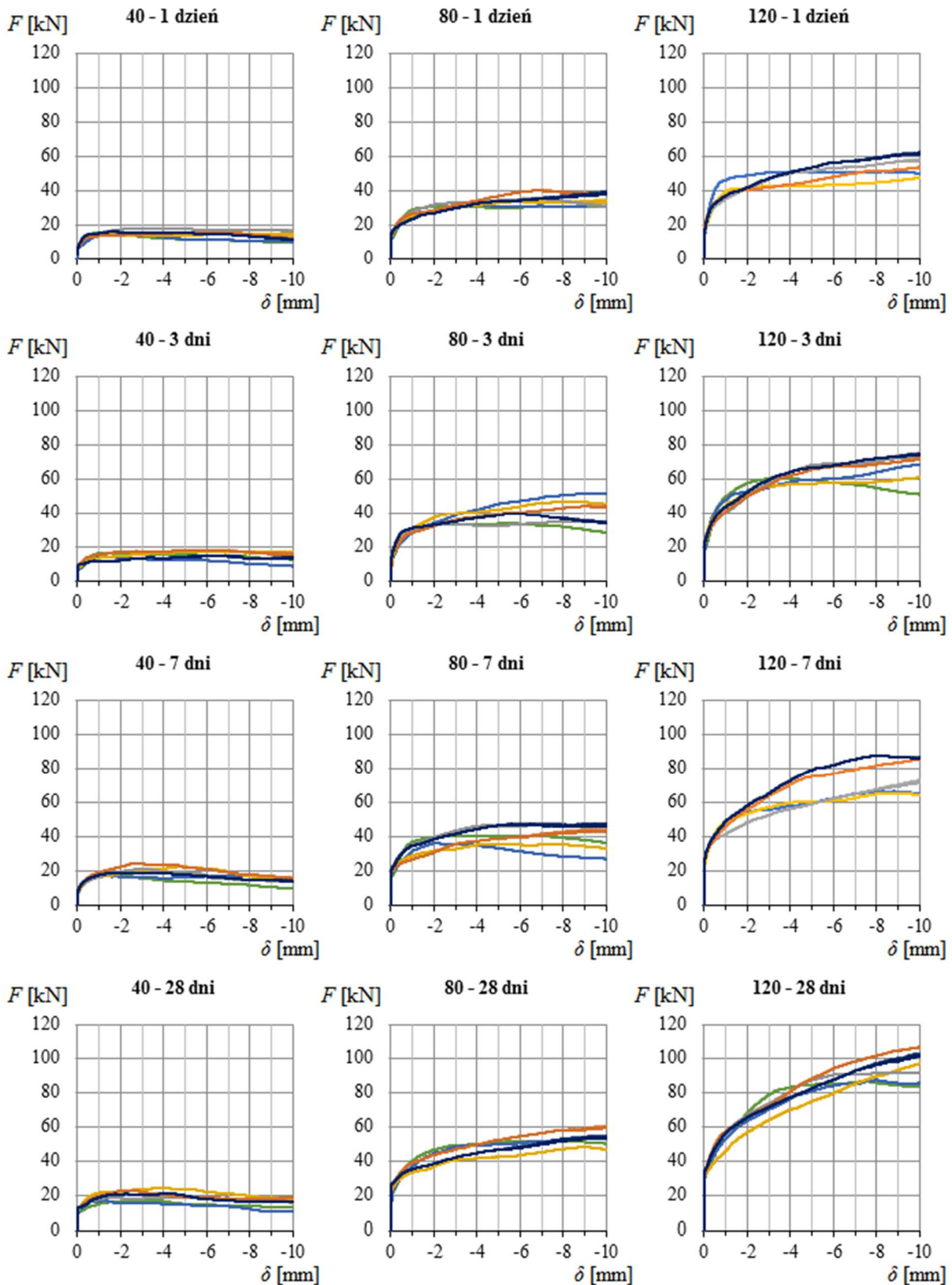
Otrzymane z badań przyczepności betonu HSC do splotów 7φ5 mm bez naciągu krzywe zależności siła-poślizg (naprężenie-przemieszczenie) dla czynnych długości przyczepności: 40, 80 i 120 mm mają przebiegi zgodne z teoretycznymi (rys. 7.31). Dla rozpatrywanych długości czynnych obserwuje się wyraźne różnice wyników dla próbek z poziomów dolnych 1 i 2 w porównaniu do tych z poziomów górnych 5 i 6. Najniższe poziomy cechują najwyższe wartości siły wyciągającej, natomiast najwyższe poziomy uzyskują najniższe siły.

Dla długości przyczepności 40 mm wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły wyciągającej. Od pewnej wartości przemieszczenia traci jednak na dynamice (siła stabilizuje się). Przy wyciąganiu splotu wykres siły jest nachylony do osi poziomej. Dla badań próbek po 24 godzinach od zabetonowania kąt nachylenia jest dodatni (siła wyciągania względem poślizgu splotu wciąż rośnie), natomiast dla próbek badanych po 7 i 28 dniach kąt jest ujemny (siła maleje).

Dla długości przyczepności 80 mm wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły wyciągającej. Od pewnej wartości przemieszczenia traci jednak na dynamice jak przy długości czynnej 40 mm. Brak jest wyraźnej górnej granicy siły wyciągającej. Przy wyciąganiu splotu wykres siły jest nachylony do osi poziomej pod coraz to mniejszym kątem.

Dla długości przyczepności 120 mm obserwowany obraz jest bardzo zbliżony do tego dla długości czynnej 80 mm. Wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły wyciągającej. Dla coraz większego poślizgu notowane są jednak coraz mniejsze przyrosty siły – wzrost siły traci na dynamice. Kąt nachylenia krzywej wykresu wraz z wiekiem betonu jest coraz większy.

W załączniku D do niniejszej pracy zamieszczono szczegółowe wykresy zależności siła-poślizg otrzymane dla wszystkich przebadanych elementów próbnych z serii. Na rys. 7.31 zawarto wykresy przeglądowe z badań przyczepności.



Rys. 7.31. Zależność siła-poślizg z uwzględnieniem wieku próbki i długości czynnej w elementach próbnym typu III ze splotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie A(*1)

7.6.4. Beton samozagęszczalny z receptury B (HSSCC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków B(*)

W punkcie pracy prezentowane są wyniki zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego (HSSCC). Elementy próbne zrealizowano w formach pionowych – słupkach (typu III). Sploty sprężające zabetonowano przy zerowym naciągu w dniu 28.02.2013 r. Elementy betonowe zostały pocięte na pojedyncze próbki do badań.

Zaobserwowano analogiczne mechanizmy zniszczenia przyczepności betonu do stali do zaistniałych w badaniach elementów próbnych ciętych z słupków zagęszczanych w 3 warstwach i 1 warstwie. Zniszczenie przyczepności we wszystkich elementach poddanych doświadczeniu nastąpiło według mechanizmu drugiego – wysuwanie się i obrót splotu po trasie skręcenia drutów obwodowych. Dla niewielkiej liczby próbek przy większych wartościach przemieszczenia splotu pojawiał się również mechanizm pierwszy – ścięcie poprzeczne otuliny betonowej (podłużnych klinów) przy wysuwaniu.

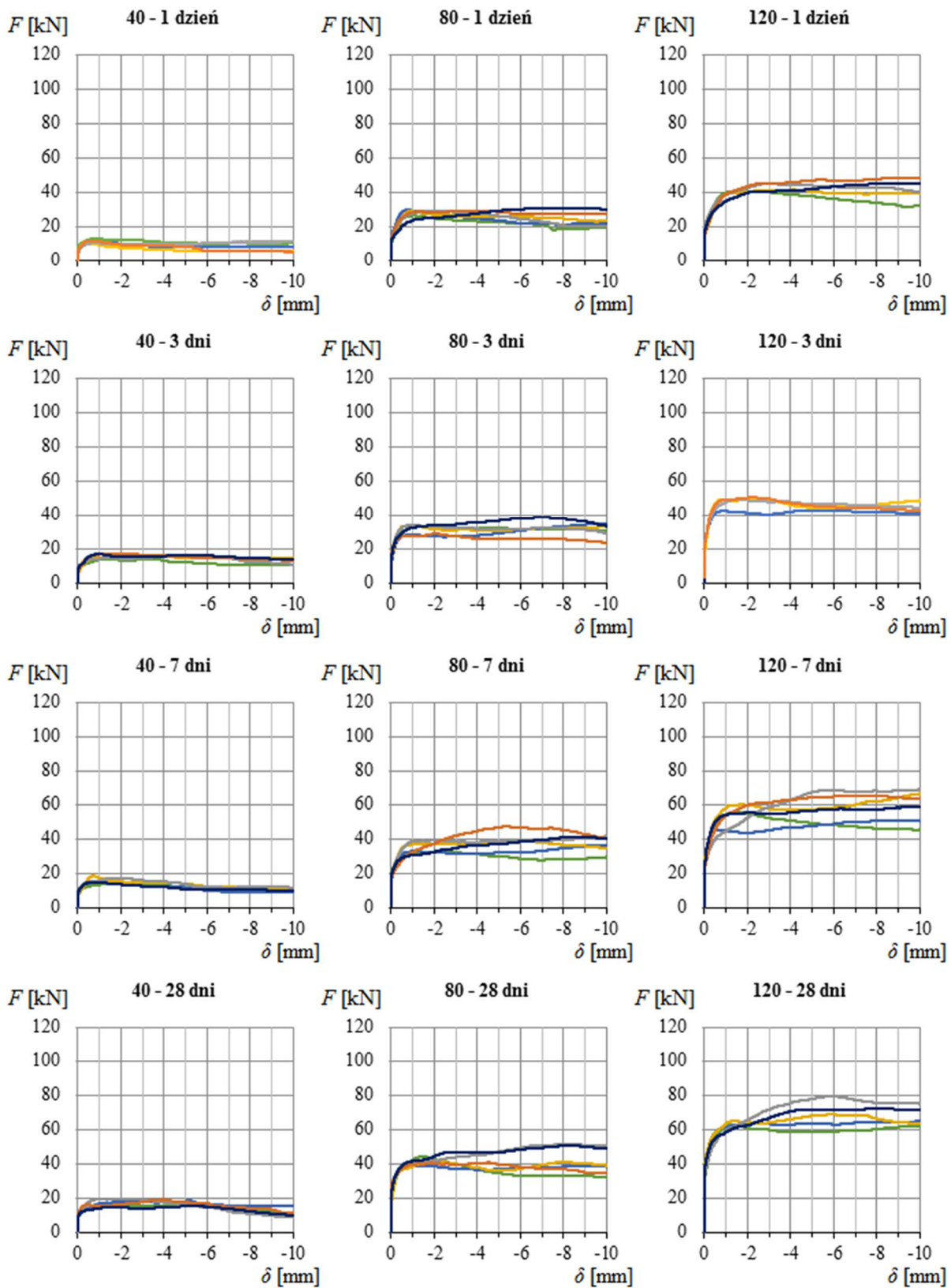
Otrzymane z badań przyczepności betonu HSSCC do splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu krzywe zależności siła-poślizg (naprężenie-przemieszczenie) dla czynnych długości przyczepności: 40, 80 i 120 mm mają przebiegi zgodne z teoretycznymi (rys. 7.32). Dla próbek z różnych poziomów obserwuje się różnice wyników dla każdej z rozpatrywanych długości czynnych. Brak jest jednak wyraźnego trendu wskazującego na związek tych różnic z wysokością usytuowania splotu na wysokości elementu pionowego podczas betonowania słupka.

Dla długości przyczepności 40 mm wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły wyciągającej. Od pewnej wartości przemieszczenia traci jednak na dynamice. Po osiągnięciu wartości maksymalnych sił wyciągających wraz przyrostem przemieszczenia splotu przy wyciąganiu w próbce następuje nieznaczny spadek siły.

Dla długości przyczepności 80 mm wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły wyciągającej. Wartość siły wyciągającej rośnie, aż do osiągnięcia wartości przy której dalszy przyrost przemieszczeń splotu nie powoduje wzrostu siły. Siła wyciągająca stabilizuje się na tym poziomie.

Dla długości przyczepności 120 mm w początkowym okresie (1 i 3 dni) wartość siły wyciągającej rośnie, aż do osiągnięcia wartości przy której dalszy przyrost przemieszczeń splotu nie powoduje wzrostu siły. Siła wyciągająca stabilizuje się na tym poziomie. Dla badań próbek z terminów późniejszych wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły. Od pewnej wartości przemieszczenia traci jednak na dynamice. Przy wyciąganiu splotu wykres siły jest nachylony do osi poziomej. Kąt nachylenia krzywej wykresu wraz z wiekiem betonu jest coraz większy.

W załączniku D do niniejszej pracy zamieszczono szczegółowe wykresy zależności siła-poślizg otrzymane dla wszystkich przebadanych elementów próbnych z betonu samozagęszczalnego. Na rys. 7.32 zawarto wykresy przeglądowe z badań przyczepności w zakresie elementów pionowych z betonu według receptury B (samozagęszczalnego).



Rys. 7.32. Zależność siła-poślizg z uwzględnieniem wieku próbki i długości czynnej w elementach próbnym typu III ze splotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSSCC samozagęszczanego B(*)

7.7. Badania przyczepności betonu do splotów 7φ5 mm ze wstępnym naciągiem

7.7.1. Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach kostkowych

W punkcie pracy prezentowane są wyniki zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego wibracyjnie (HSC). Dla splotów 7φ5 mm prowadzono prace badawcze na elementach typu I (kostki) zabetonowanych na zaprojektowanym torze przy wstępnym naciągu splotów. Początkowa siła naciągowa wynosiła 212 kN, po zakotwieniu na torze (stratach doraźnych) spadła do 192 kN (tab. 7.1). Przed badaniami siła sprężająca została przekazana na beton, a sploty pomiędzy kostkami poprzecinano.

Tabela 7.1.

Zarejestrowane siły naciągowe dla betonu HSC

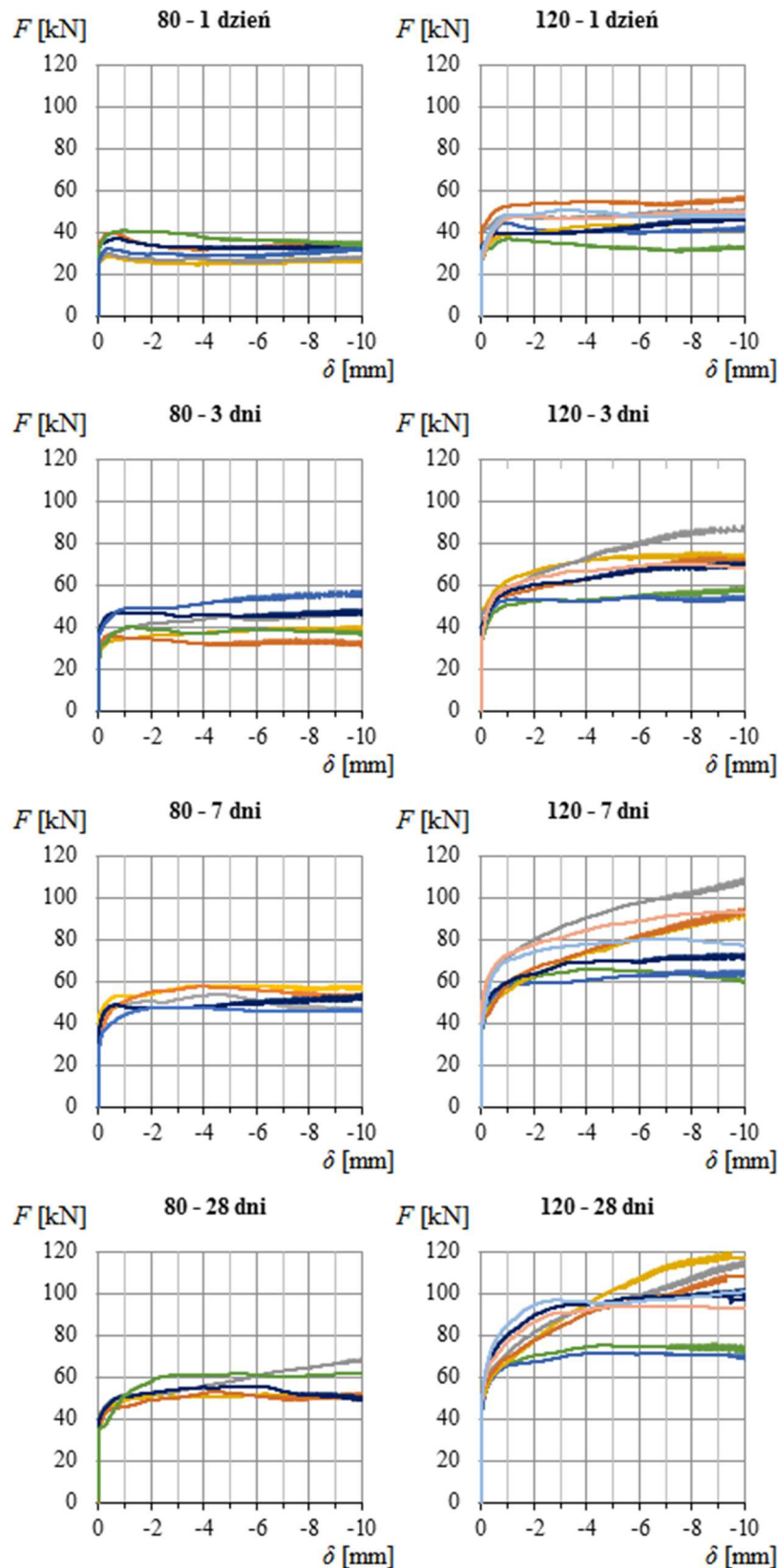
Parametry rozkładu	P_{m0}	P_{m0}	$P_{m,20h}$
x [kN]	212,34	192,43	192,11
n [szt.]	6	6	6
s [kN]	0,84	0,86	0,85
v [%]	0,40	0,45	0,44

Objaśnienia do użytych symboli:

- P_0 - maksymalna siła naciągowa, [kN],
- P_{m0} - siła naciągowa po zakotwieniu [kN],
- $P_{m,20h}$ - siła naciągowa w chwili sprężenia próbek (po 20 godzinach od zabetonowania) [kN].

Zniszczenie przyczepności we wszystkich elementach poddanych doświadczeniu nastąpiło według mechanizmu drugiego – wysuwanie się i obrót splotu po trasie skręcenia drutów obwodowych. Dla około połowy próbek przy większych wartościach przemieszczenia splotu pojawiał się również mechanizm pierwszy – ścięcie poprzeczne otuliny betonowej (podłużnych klinów) przy wysuwaniu.

W załączniku E do niniejszej pracy zamieszczono szczegółowe wykresy zależności siła-poślizg otrzymane dla wszystkich przebadanych elementów próbnych z zabetonowanych ze wstępnym naciągiem splotów. Na rys. 7.33 zawarto wykresy przeglądowe z badań przyczepności betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie do splotów 7φ5 mm zabetonowanych ze wstępnym naciągiem.



Rys. 7.33. Zależność siła-poślizg z uwzględnieniem wieku próbki i długości czynnej w elementach próbnych typu I sprężonych ze splotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSC

Otrzymane z badań przyczepności betonu HSC do splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych pod wstępnym naciągiem krzywe zależności siła-poślizg (naprężenie-przemieszczenie) dla długości przyczepności 80 i 120 mm mają przebiegi zgodne z teoretycznymi (rys. 7.33).

Dla długości przyczepności 80 mm w początkowym okresie (1 i 3 dni) wartość siły wyciągającej rośnie, aż do osiągnięcia wartości przy której dalszy przyrost przemieszczeń splotu nie powoduje wzrostu siły. Siła wyciągająca stabilizuje się na tym poziomie. W badaniach próbek z terminów późniejszych wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły. Od pewnej wartości przemieszczenia traci jednak na dynamice. Przy wyciąganiu splotu wykres siły jest nachylony do osi poziomej. Kąt nachylenia wraz z wiekiem betonu jest coraz większy.

Dla długości przyczepności 120 mm w początkowym okresie (24 godziny od zabetonowania) wartość siły wyciągającej rośnie, aż do osiągnięcia wartości przy której dalszy przyrost przemieszczeń splotu nie powoduje wzrostu siły. Siła wyciągająca stabilizuje się na tym poziomie. Dla badań próbek z terminów późniejszych wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły. Od pewnej wartości przemieszczenia traci jednak na dynamice. Przy wyciąganiu splotu wykres siły jest nachylony do osi poziomej. Kąt nachylenia wraz z wiekiem betonu jest coraz większy.

7.7.2. Beton z receptury B (HSSCC) – badania na próbkach kostkowych

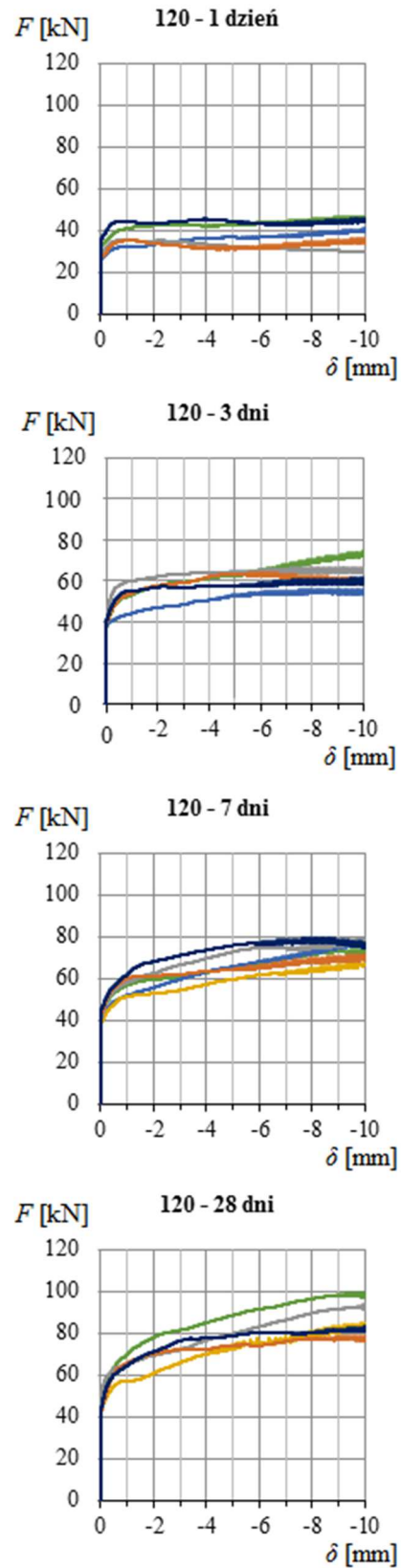
W punkcie pracy prezentowane są wyniki zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia splotu sprężającego $7\phi 5$ mm względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego (HSSCC). Dla splotów $7\phi 5$ mm prowadzono prace badawcze na elementach typu I (kostki) zabetonowanych na zaprojektowanym torze przy wstępnym naciągu splotów. Przykładano analogiczne wielkości sił jak dla betonu HSC (tab. 7.2). Przed badaniami siła sprężająca została przekazana na beton, a sploty pomiędzy kostkami poprzerzynano.

Tabela 7.2.

Zarejestrowane siły naciągowe dla betonu HSSCC

Parametry rozkładu	P_{m0}	P_{m0}	$P_{m,20h}$
x [kN]	212,44	192,68	192,32
n [szt.]	2	2	2
s [kN]	0,97	0,93	0,97
v [%]	0,46	0,8	0,50

Na rys. 7.29 zawarto wykresy przeglądowe z badań przyczepności betonu wysokowartościowego samozagęszczalnego do splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych ze wstępnym naciągiem.



Rys. 7.34. Zależność siła-poślizg z uwzględnieniem wieku próbki i długości czynnej w elementach próbnym typu I sprężonych ze splotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSSCC

Zniszczenie przyczepności we wszystkich elementach poddanych doświadczeniu nastąpiło według mechanizmu drugiego – wysuwanie się i obrót splotu po trasie skręcenia drutów obwodowych. Dla około połowy próbek przy większych wartościach przemieszczenia splotu pojawiał się również mechanizm pierwszy – ścięcie poprzeczne otuliny betonowej (podłużnych klinów) przy wysuwaniu.

Badania doświadczalne przeprowadzono tylko na próbkach kostkowych o czynnej długości przyczepności 120 mm.

Otrzymane z badań przyczepności betonu HSSCC do splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych pod wstępnym naciągiem krzywe zależności siła-poślizg (naprężenie-przemieszczenie) dla długości przyczepności 120 mm mają przebiegi zgodne z teoretycznymi (rys. 7.34). W początkowym okresie (24 godziny od zabetonowania) wartość siły wyciągającej rośnie, aż do osiągnięcia wartości przy której dalszy przyrost przemieszczeń splotu nie powoduje wzrostu siły. Siła wyciągająca stabilizuje się na tym poziomie. Dla badań próbek z terminów późniejszych wraz z przyrostem przemieszczania splotu następuje ciągły wzrost siły. Od pewnej wartości przemieszczenia traci jednak na dynamice. Przy wyciąganiu splotu wykres siły jest nachylony do osi poziomej. Kąt nachylenia wraz z wiekiem betonu jest coraz większy.

W załączniku E do niniejszej pracy zamieszczono szczegółowe wykresy zależności siła-poślizg otrzymane dla wszystkich przebadanych elementów próbnych z zabetonowanych ze wstępnym naciągiem splotów.

8.

Analiza wyników badań doświadczalnych

Wyniki otrzymane z badań doświadczalnych posłużyły do wyliczenia naprężenia przyczepności betonu wysokowartościowego do prętów zbrojeniowych i splotów sprężających. Wyniki z przeliczenia analizowane były w wielu aspektach. Wyznaczono rozwój naprężenia przyczepności w funkcji przemieszczenia pręta i splotu w próbce betonowej.

8.1. Założenia

Krzywe rozwoju naprężenia przyczepności w funkcji przemieszczenia obrazują utratę przyczepności pierwotnej betonu do stalowego zbrojenia, a wraz z dalszym wzrostem przemieszczenia przebieg przyczepności wtórnej (oporów tarcia przy wyciąganiu) ze wzmocnieniem lub osłabieniem. Wyznaczono wartości średnie naprężenia przyczepności przy poślizgu równym 0,1 mm, 10 mm oraz przy poślizgu odpowiadającym maksymalnej wartości siły wyciągającej. Jako utratę przyczepności pierwotnej przyjęto granicę względnego przemieszczenia zbrojenia stalowego wynoszącą 0,1 mm. Odpowiada to wartości przemieszczenia, powyżej którego w elemencie betonowym zachodzą nieodwracalne zmiany związane ze zarysowaniem betonu. W oparciu o przeprowadzone obliczenia komputerowe w modelach numerycznych MES potwierdzono przypuszczenia o pojawieniu się mikrozarysowań w elementach doświadczalnych podczas badań (rozdział 9).

Założenie przyjęcia przemieszczenia 0,1 mm jako granicznego dla przyczepności pierwotnej przyjęto arbitralnie z uwagi na ograniczenia stosowanego modelu badawczego. Uproszczenie to przyjmowane było też przez innych badaczy – Dybeł [76]. Stosowany model *pull-out* nie wskazuje obciążenia, przy którym następuje pokonanie przyczepności w elementach betonowych. Wynika to między innymi z:

- nieprawdziwego odwzorowania strefy rozciąganej betonowego elementu – w czasie badania beton jest ściskany,
- faktu, że ściskany beton podczas badań przeciwdziała zarysowaniu otuliny zbrojenia przy jego wyciąganiu,
- krótkiego odcinka przyczepności w połączeniu z brakiem zarysowania, co może prowadzić do zawyżenia naprężenia przyczepności,
- krótkiego odcinka przyczepności dla splotów zabetonowanych pod naciągiem, co znacznie pomniejsza efekt sprężenia betonu i może prowadzić do zaniżenia naprężenia przyczepności.

Mając na uwadze wszystkie ograniczenia i przyjęte uproszczenia, przeanalizowano wpływ czynników badawczych na wartość naprężania przyczepności wyliczonego przy poślizgu 0,1 mm. Analizowano wpływ:

- gładkości powierzchni kontaktu beton-stal (pręty gładkie i sploty),
- sposobu zagęszczania mieszanki betonowej,
- warunków wykonania (wysokości usytuowania wkładki na wysokości elementów),
- wieku i właściwości mechanicznych betonu,
- czynnej długości przyczepności,
- wstępnego naciągu splotów w czasie betonowania elementów próbnych (wpływ sprężenia betonu).

8.2. Obliczanie naprężenia przyczepności dla splotów

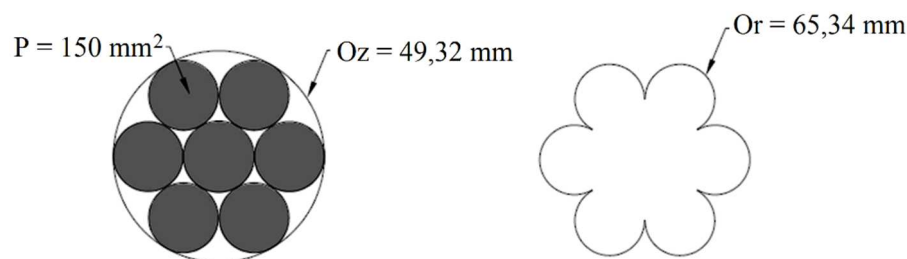
W pracy wyliczono naprężenia przyczepności z zależności siły wyciągającej od poślizgu pręta/splotu w próbce betonowej. Posłużono się wzorem:

$$\tau = \frac{F}{O \cdot l_{cz}} \quad (8.1)$$

gdzie:

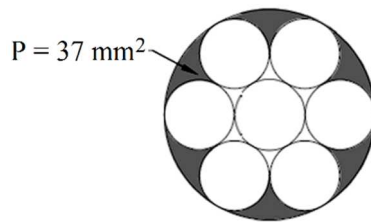
- τ - naprężenie przyczepności [MPa],
- F - siła wyciągająca [kN],
- O - obwód zabetonowanego pręta [mm],
- l_{cz} - czynna długość przyczepności pręta z betonem.

Powyższym wzorem posłużono się do obliczeń zarówno dla prętów zbrojeniowych $\phi 16$ mm, jak i splotów sprężających $7\phi 5$ mm. W odniesieniu do splotów jako obwód mający kontakt z betonem przyjmowano obwód zastępczy oraz rzeczywisty (rys. 8.1). Obwód zastępczy O_z wyznacza obwód koła opisanego na średnicy zastępczej splotu równej 15,7 mm. Obwód rzeczywisty O_r jest to dokładne rozwinięcie zewnętrznego obwodu splotu. Wartości obwodów wyliczono na podstawie badań geometrycznych cech splotów (pkt. 6.8).



Rys. 8.1. Pole przekroju, obwód zastępczy i rzeczywisty splotu $7\phi 5$ mm użytego w badaniach

Powierzchnia wyznaczona pomiędzy obwodem zastępczym i rzeczywistym jest to powierzchnia betonu, który jest poprzecznie ścinany w trakcie wyciągania – pierwszy opisywany mechanizm zniszczenia przyczepności (rys. 8.2).



Rys. 8.2. Powierzchnia ścinanych podłużnych betonowych klinów

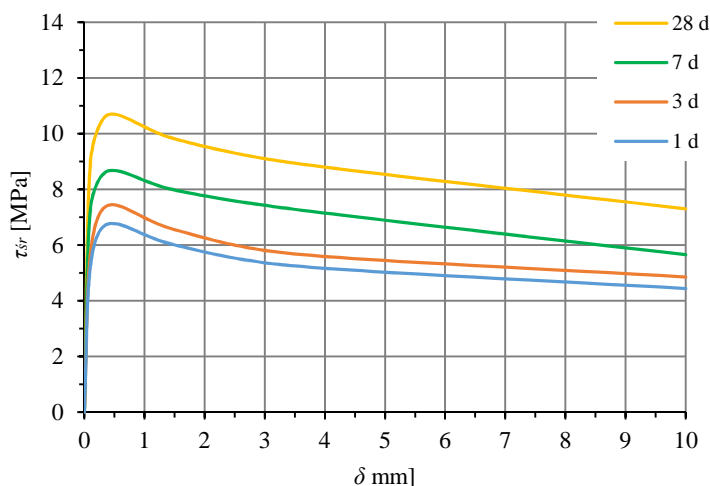
8.3. Rozwój naprężenia przyczepności względem poślizgu

8.3.1. Rozwój naprężenia przyczepności betonu do gładkich prętów $\phi 16$ mm

W załączniku C do niniejszej pracy podano wykresy zależności siła-poślizg otrzymane dla wszystkich przebadanych elementów próbnych o wymiarach $0,16 \times 0,16 \times 0,16$ m, z różnymi czynnymi długościami zakotwienia pręta $\phi 16$ mm. W wykonanej analizie sporządzono wykresy uśrednionych zależności naprężenie przyczepności-poślizg biorąc pod uwagę rodzaj receptury betonu i wiek dojrzewania bez względu na czynną długość przyczepności.

8.3.1.1. Beton HSC (receptura A)

Na rysunku 8.3 przedstawiono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do prętów zbrojeniowych gładkich $\phi 16$ mm. Krzywe na rysunku obrazują zmianę naprężenia przyczepności wraz ze wzrostem przemieszczenia pręta. Badania prowadzone były dla próbek po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Poszczególne krzywe reprezentują wyniki uśrednione i wygładzone ze wszystkich badanych długości czynnych.

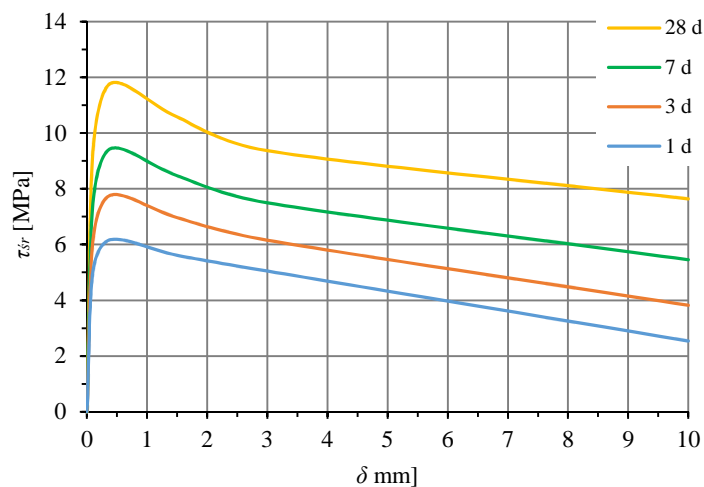


Rys. 8.3. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu II z prętem $\phi 16$ mm, wykonanych z betonu według receptury A

Maksymalne średnie naprężenie przyczepności występuje przy poślizgu pręta wnoszącym około 0,4 mm. Po osiągnięciu wartości maksymalnej naprężenia przyczepności betonu do prętów gładkich, następuje jego ciągły spadek wraz z dalszym wyciąganiem pręta. Uzyskany obraz jest typowy dla próbek z betonów zwykłych z prętem gładkim poddanym próbie wyciągania. Rozwój przyczepności wraz z wyciągnięciem pręta otrzymany z badań dla betonów wysokiej wytrzymałości ma zbliżony przebieg do badań betonów zwykłych [79]. Kształt i przebieg wykresów średniego naprężenia przyczepności dla badań próbek w czasie dojrzewania betonu jest analogiczny. Wyniki z terminów późniejszych osiągają wyższe wartości. Najniższą przyczepność wykazują próbki po 1 dniu od zabetonowania, a najwyższą po 28 dniach dojrzewania.

8.3.1.2. Beton HSSCC (receptura B)

Na rysunku 8.4 zamieszczono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego do prętów zbrojeniowych gładkich $\phi 16$ mm. Zmiana naprężenia przyczepności przedstawiona jest w funkcji wzrostu przemieszczenia (wyciągnięcia) pręta. Badania prowadzone były dla próbek po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Krzywe reprezentują wyniki uśrednione i wygładzone, bez względu na czynną długość przyczepności.



Rys. 8.4. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu II z prętem $\phi 16$ mm, wykonanych z betonu HSSCC według receptury B

Przyczepność betonu samozagęszczalnego do prętów gładkich ma bardzo podobny mechanizm. Największe średnie naprężenie przyczepności występuje przy poślizgu pręta wnoszącym około 0,4 mm. Po jego osiągnięciu, następuje ciągły spadek naprężenia przyczepności betonu do gładkich prętów zbrojeniowych wraz z dalszym ich wyciąganiem. Rozwój przyczepności wraz z wyciągnięciem pręta otrzymany z badań dla betonów wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnych również ma zbliżony przebieg do badań betonów zwykłych [79]. Charakterystyka i przebieg funkcji średniego naprężenia przyczepności dla badań próbek w kolejnych

terminach, podczas dojrzewania betonu, jest podobny. Wyniki z terminów późniejszych osiągają wyższe wartości. Najniższą przyczepność wykazują próbki po 1 dniu od zabetonowania, a najwyższą po 28 dniach dojrzewania.

8.3.1.3. Wnioski dla przyczepności do gładkich prętów $\phi 16$ mm

Zarówno dla betonu zagęszczanego mechanicznie jaki i samozagęszczalnego, maksymalne średnie naprężenia przyczepności betonu wysokowartościowego do gładkiego pręta $\phi 16$ mm występują przy poślizgu około 0,4 mm. Po 1 dniu dojrzewania betonu większe maksymalne naprężenie przyczepności o 9,4 % otrzymano dla betonu zagęszczanego mechanicznie. Po 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu większe maksymalne naprężenia przyczepności uzyskano dla betonu samozagęszczalnego odpowiednio o 4,7 %, 9,0 % i 10,4 %. Największe średnie maksymalne naprężenie przyczepności betonu po 1 dniu o wartości 6,8 MPa uzyskuje beton zagęszczany tradycyjnie. Po 28 dniach największe średnie maksymalne naprężenie przyczepności betonu samozagęszczalnego wynosi 11,8 MPa.

8.3.2. Rozwój przyczepności betonu do splotów $7\phi 5$ mm bez wstępnego naciągu

W punkcie pracy prezentowane są naprężenia przyczepności wyliczone dla obwodu zastępczego splotu ($O_z = 49,32$ mm).

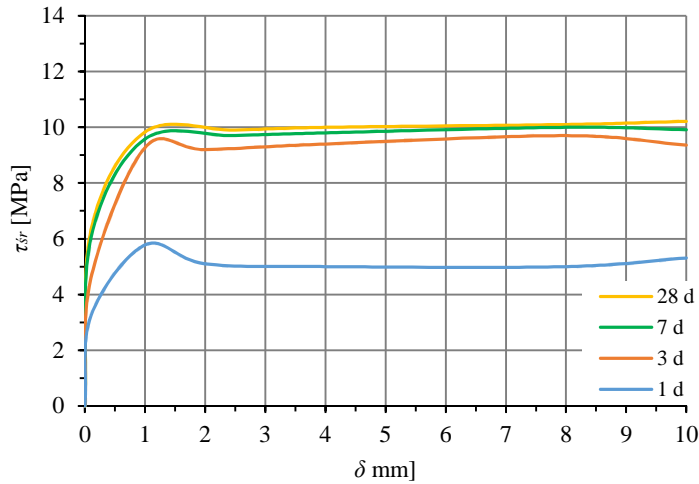
W załączniku D do niniejszej pracy podano wykresy zależności siła-poślizg otrzymane dla splotów $7\phi 5$ mm osadzonych w próbkach typu I o czynnych długościach przyczepności splotu 80 i 120 mm oraz próbkach typu III o czynnych długościach przyczepności splotu 40, 80 i 120 mm wykonanych na obu mieszankach betonowych.

8.3.2.1. Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe typu I

Na rysunku 8.5 przedstawiono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do splotów siedmiodrutowych okrągłych $7\phi 5$ mm zabetonowanych w próbkach typu I. Krzywe na wykresie obrazują zmianę naprężenia przyczepności wraz ze wzrostem przemieszczenia splotu. Badania prowadzone były dla próbek po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Wykres reprezentuje wyniki uśrednione i wygładzone, bez względu na czynną długość przyczepności.

Wyniki badań splotów $7\phi 5$ mm na próbkach kostkowych z betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie po utracie przyczepności pierwotnej nie wykazują wzmocnienia przyczepności tarcia przy dalszym wyciąganiu. Maksymalne naprężenie przyczepności występuje przy poślizgu splotu wnoszącym około $1,2 \div 1,5$ mm. Dla próbek 1-dniowych po osiągnięciu wartości maksymalnej naprężenia przyczepności betonu do splotu następuje jego spadek, a wraz z dalszym wyciąganiem splotu stabilizuje się na stałym poziomie. W końcowej fazie doświadczenia (przy poślizgu $8,5 \div 10$ mm) pojawia się nieznaczne wzmocnienie przyczepności tarcia. Dla badań w terminach późniejszych stały poziom naprężenia przyczepności dla rejestrowanych większych poślizgów (w czasie wyciągania) stabilizuje się coraz bliżej wartości maksymalnego naprężenia. Jest to już bardzo dobrze widoczne dla wyników

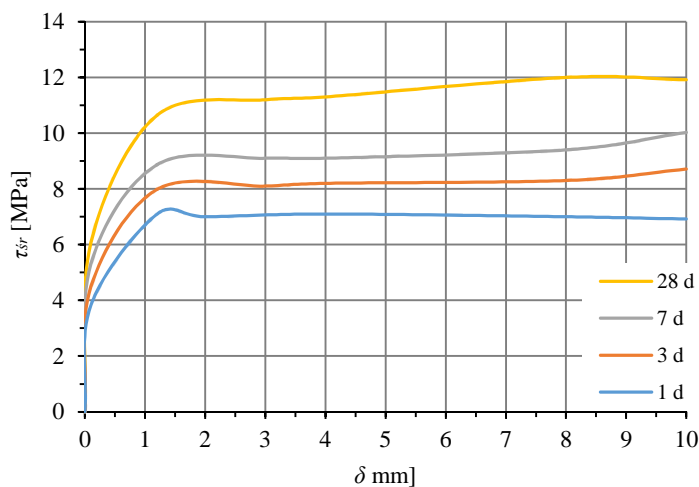
7-dniowych. Po 28 dniach twardnienia betonu trend ten jest utrzymany. Wyniki z terminów późniejszych osiągają wyższe wartości. Najniższą przyczepność wykazują próbki po 1 dniu od zabetonowania, a najwyższą po 28 dniach dojrzewania.



Rys. 8.5. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu I ze splotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu HSC według receptury A

8.3.2.2. Beton HSC – próbki typu III zagęszczane w 3 warstwach A(*3)

Na rysunku 8.6 zamieszczono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych w próbkach typu III zagęszczanych w 3 warstwach. Zmiana naprężenia przyczepności przedstawiona jest w funkcji wzrostu przemieszczenia (wyciągnięcia) splotu. Badania doświadczalne *pull-out* prowadzone były dla próbek po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Rysunek prezentuje wyniki uśrednione i wygładzone, bez względu na czynną długość przyczepności.

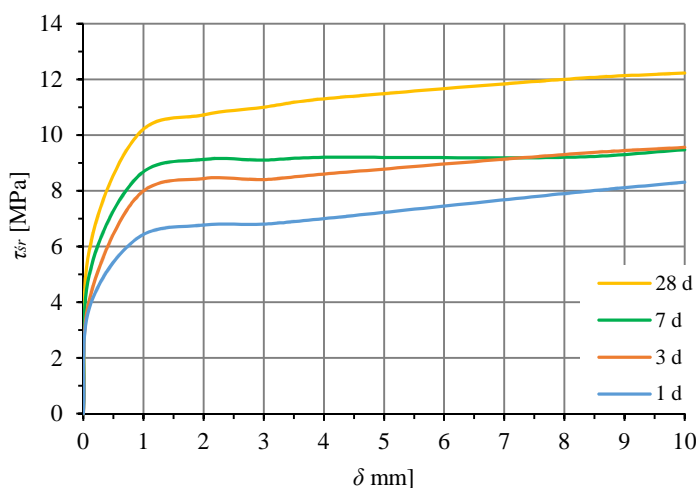


Rys. 8.6. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu III ze splotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury A(*3) zagęszczanego w 3 warstwach

Widoczne jest wzmocnienie przyczepności tarcia po 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Nie ma wzmocnienia dla próbek badanych po 1 dniu, po 3 i 7 dniach występuje w końcowej fazie badania.

8.3.2.3. Beton HSC – próbki typu III zagęszczane w 1 warstwie A(*1)

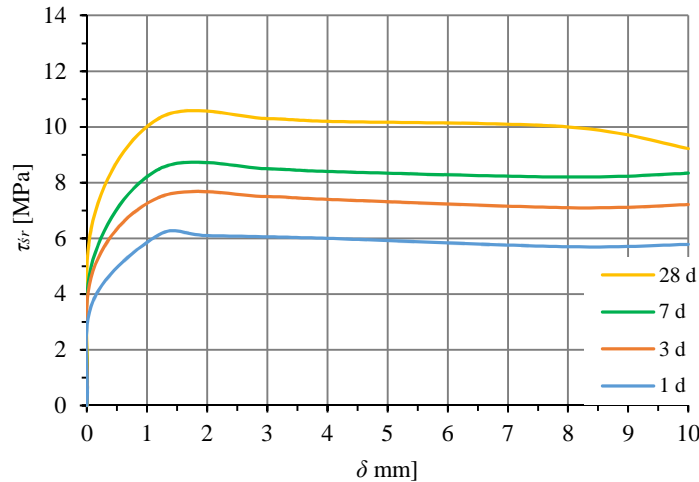
Na rysunku 8.7 przedstawiono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych w próbkach typu III zagęszczanych w 1 warstwie. Poszczególne krzywe na rysunku obrazują zmianę naprężenia przyczepności wraz ze wzrostem przemieszczenia splotu. Testy prowadzone były dla próbek po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Rysunek obejmuje wyniki uśrednione i wygładzone, bez względu na czynną długość przyczepności. Widoczne jest wyraźne wzmocnienie przyczepności tarcia przy wyciąganiu dla wszystkich terminów badań.



Rys. 8.7. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu III ze splotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury A(*1) zagęszczanego w 1 warstwie

8.3.2.4. Beton HSSCC – próbki typu III, receptura B(*)

Na rysunku 8.8 przedstawiono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego do splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych w próbkach typu III. Kolejne krzywe na wykresie obrazują zmianę naprężenia przyczepności wraz ze wzrostem wyciągnięcia splotu dla poszczególnych terminów badań. Badania wykonane były dla próbek po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Rysunek 8.8 reprezentuje wyniki uśrednione i wygładzone ze wszystkich badanych długości czynnych. Obserwowane jest osłabienie przyczepności tarcia przy wyciąganiu dla wszystkich terminów badań.



Rys. 8.8. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu III ze splotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury B

8.3.2.5. Wnioski dla przyczepności do splotów $7\phi 5$ mm bez wstępnego naciągu

W przypadku elementów próbnych betonowanych na splotach $7\phi 5$ mm bez wstępnego naciągu, najlepsze efekty uzyskuje się dla elementów betonowanych w słupkach zagęszczanych mechanicznie jednorazowo. Maksymalne średnie naprężenie przyczepności uzyskuje się dla poślizgu 10 mm, w każdym okresie dojrzewania betonu. Maksymalne średnie naprężenia przyczepności betonu zagęszczanego mechanicznie w 1 warstwie wynoszą 8,4 MPa i 13,2 MPa odpowiednio po 1 i 28 dniach dojrzewania betonu. Porównywalne wyniki otrzymano dla próbek formowanych z zagęszczaniem betonu w 3 warstwach, za wyjątkiem próbek jednodniowych.

W przypadku próbek wykonywanych na betonie samozagęszczalnym, maksymalne średnie naprężenie przyczepności betonu do splotu $7\phi 5$ mm odnotowano przy poślizgu około 1,5 mm, po czym nastąpiło osłabienie przyczepności. Maksymalne średnie naprężenia przyczepności betonu wysokowartościowego samozagęszczalnego wynoszą 7,1 MPa i 10,6 MPa odpowiednio po 1 i 28 dniach dojrzewania betonu.

Dla próbek kostkowych typu I wykonanych z betonu zagęszczanego tradycyjnie, maksymalne średnie naprężenie przyczepności odnotowano przy poślizgu splotu wynoszącym $1,2 \div 1,5$ mm. Nieznaczny wzrost uwidocznił się tylko dla próbek po 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu.

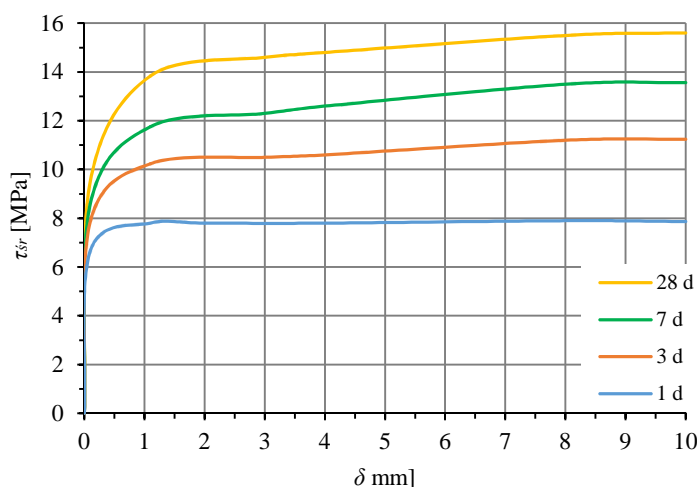
8.3.3. Rozwój przyczepności betonu do splotów $7\phi 5$ mm ze wstępnym naciągiem

W punkcie pracy prezentowane są naprężenia przyczepności wyliczone dla obwodu zastępczego splotu ($O_z = 49,32$ mm).

W załączniku E do niniejszej pracy podano wykresy zależności siła-poślizg otrzymane dla splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych pod wstępnym naciągiem w próbkach typu I wykonanych na obu mieszankach betonowych.

8.3.3.1. Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe sprężone typu I

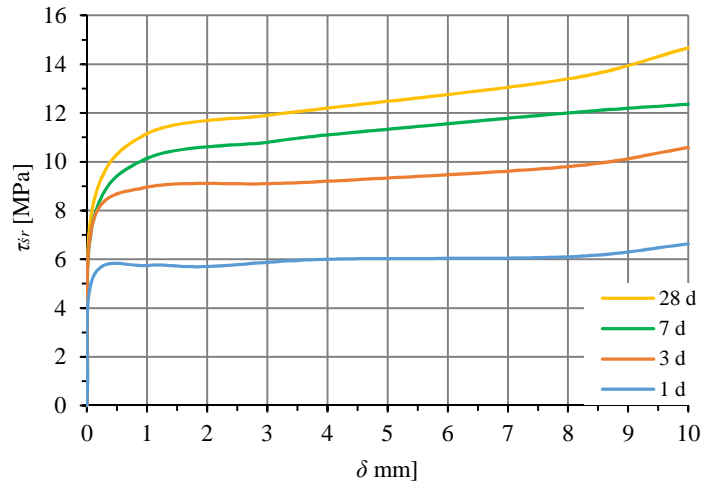
Na rysunku 8.9 przedstawiono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do splotów siedmiodrutowych okrągłych $7\phi 5$ mm zabetonowanych pod naciągiem w próbkach typu I. Poszczególne krzywe na wykresie obrazują zmianę naprężenia przyczepności wraz ze wzrostem przemieszczenia splotu. Badania prowadzone były dla próbek po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Wykres reprezentuje wyniki uśrednione i wygładzone dla wszystkich terminów badań. Widoczne jest wzmocnienie przyczepności tarcia przy wyciąganiu splotu w kolejnych etapach badań za wyjątkiem terminu 1-dniowego. Z wiekiem obserwowane jest coraz większe wzmocnienie.



Rys. 8.9. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek sprężonych typu I ze splotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury A

8.3.3.2. Beton HSSCC (receptura B) – próbki kostkowe sprężone typu I

Na rysunku 8.10 przedstawiono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego do splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych pod naciągiem w próbkach typu I. Zmiana naprężenia przyczepności przedstawiona jest w funkcji wzrostu przemieszczenia (wyciągnięcia) splotu. Badania doświadczalne prowadzone były dla próbek po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Przedstawione na rysunku wyniki są uśrednione i wygładzone, bez względu na czynną długość przyczepności.



Rys. 8.10. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek sprężonych typu I ze splotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury B

Widoczne jest wzmocnienie przyczepności tarcia przy wyciąganiu splotu w kolejnych etapach badania. Wzmocnienie jest szczególnie widoczne w końcowej fazie badania. Z każdym terminem rejestrowano coraz większe wzmocnienie.

8.3.3.3. Wnioski dla przyczepności do splotów $7\phi 5$ mm ze wstępnym naciągiem

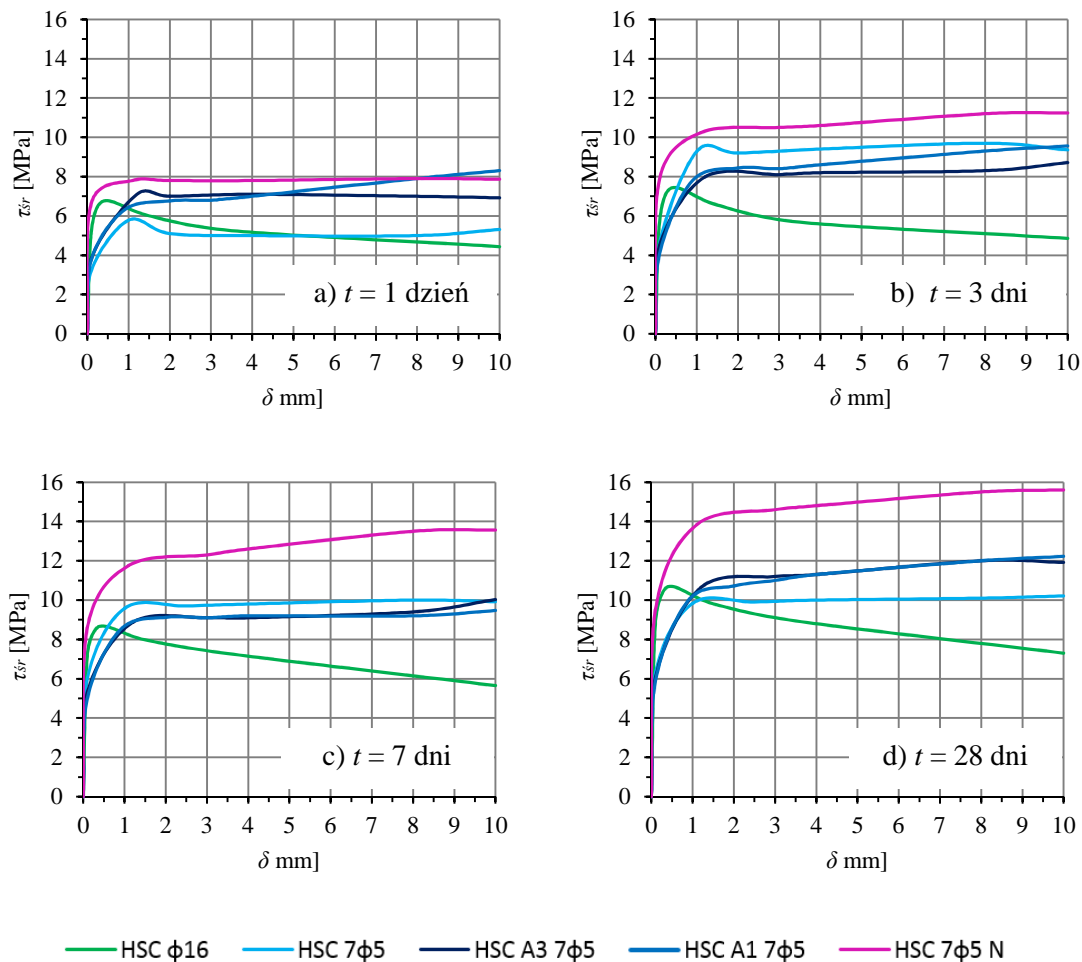
W przypadku elementów próbnych betonowanych na splotach $7\phi 5$ mm ze wstępnym naciągiem, większe średnie wartości maksymalnych naprężeń przyczepności na całej długości poślizgu otrzymuje się dla betonu zagęszczanego mechanicznie. Dla poślizgu 10 mm maksymalne średnie naprężenia przyczepności betonu po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania są większe odpowiednio o 18,7 %, 6,3 %, 9,7 % i 6,4 % w stosunku do analogicznych wartości dla betonu samozagęszczalnego. Maksymalne średnie naprężenia przyczepności dla betonowych próbek zagęszczanych mechanicznie wynoszą 8,4 MPa i 15,9 MPa odpowiednio po 1 i 28 dniach dojrzewania betonu. Oznacza to, iż wstępny naciąg splotów $7\phi 5$ mm powoduje wzrost naprężeń przyczepności o około 20,5 % po 28 dniach dojrzewania betonu. W przypadku próbek jednodniowych nie obserwuje się znaczącego wzrostu naprężenia przyczepności betonu do splotu $7\phi 5$ mm na długości poślizgu dla obu mieszanek betonowych.

8.3.4. Porównanie przyczepności betonu HSC do prętów i splotów

Na wykresach z rysunku 8.11 przedstawiono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do gładkich prętów $\phi 16$ mm i splotów $7\phi 5$ mm.

Średnie naprężenia przyczepności po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu, pokazane są dla wariantowych elementów próbnych:

- HSC $\phi 16$ – elementy kostkowe typu I z prętem $\phi 16$ mm, beton z receptury A,
- HSC $7\phi 5$ – elementy kostkowe typu I ze splotem $7\phi 5$ mm, beton z receptury A,
- HSC A3 $7\phi 5$ – elementy słupkowe typu III ze splotem $7\phi 5$ mm, beton z receptury A zagęszczany w 3 warstwach,
- HSC A1 $7\phi 5$ – elementy słupkowe typu III ze splotem $7\phi 5$ mm, beton z receptury A zagęszczany w 1 warstwie,
- HSC $7\phi 5$ N – elementy typu I sprężone splotem $7\phi 5$ mm, beton z receptury A.



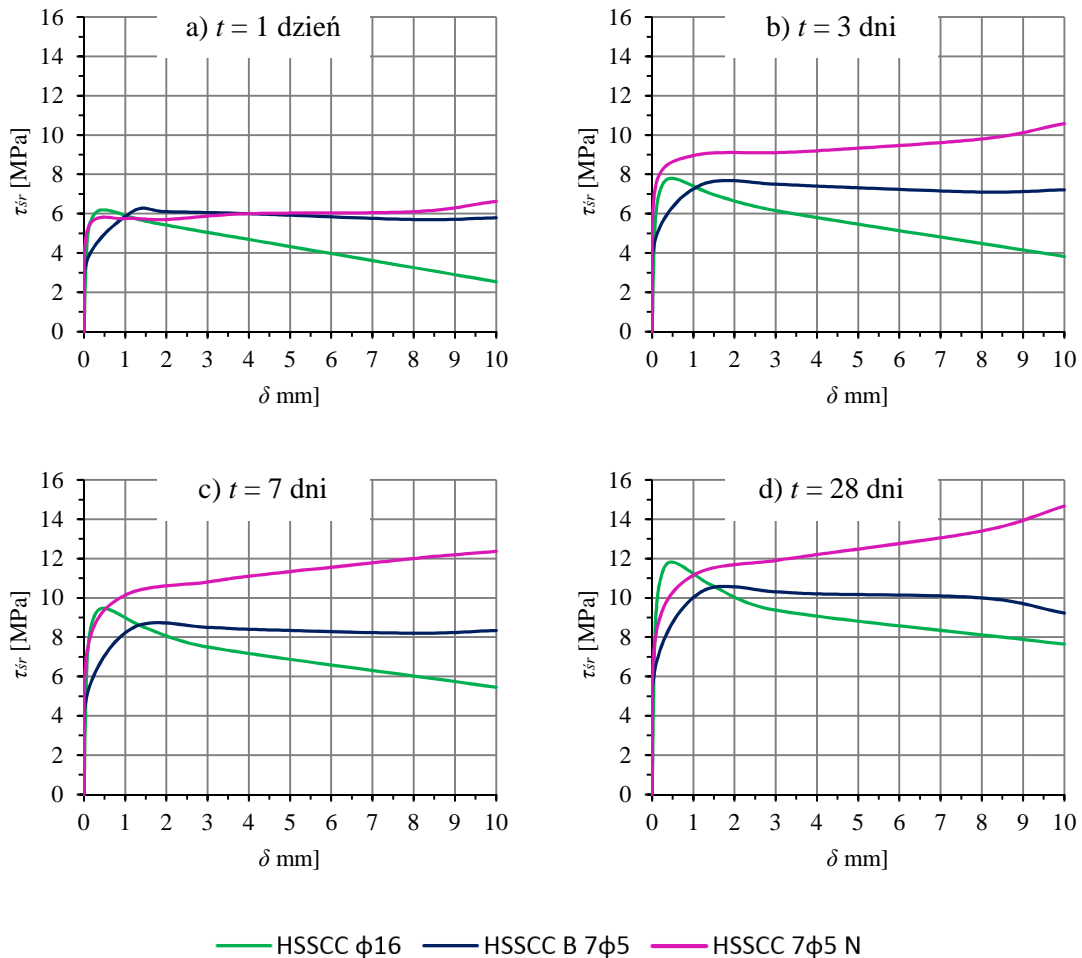
Rys. 8.11. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek z betonu według receptury A

Największe przyczepności uzyskuje się dla splotów ze wstępnym naciągiem. W początkowej fazie (przyczepność pierwotna) dla prętów gładkich uzyskuje się wyższe wartości naprężenia przyczepności betonu niż w przypadku splotów $7\phi 5$ mm bez wstępnego naciągu.

8.3.5. Porównanie przyczepności betonu HSSCC do prętów i splotów

Na wykresach z rysunku 8.12 przedstawiono rozwój średniego naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego do prętów $\phi 16$ mm i splotów $7\phi 5$ mm. Średnie naprężenia przyczepności po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu, pokazane są dla wariantowych elementów próbnych:

- HSSCC $\phi 16$ – elementy kostkowe typu I z prętem $\phi 16$ mm, beton z receptury B,
- HSSCC B $7\phi 5$ – elementy słupkowe typu III ze splotem $7\phi 5$ mm, beton z receptury B,
- HSSCC $7\phi 5$ N – elementy typu I sprężone splotem $7\phi 5$ mm, beton z receptury B.



Rys. 8.12. Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek z betonu według receptury B

Największe przyczepności uzyskuje się dla splotów ze wstępnym naciągiem. Wpływ sprężenia po 1 dniu niezauważalny. W początkowej fazie (przyczepność pierwotna) dla prętów gładkich uzyskuje się wyższe wartości przyczepności betonu niż w przypadku splotów $7\phi 5$ mm bez jak i ze wstępnym naciągiem.

8.4. Przyczepność pierwotna, wtórna i maksymalna

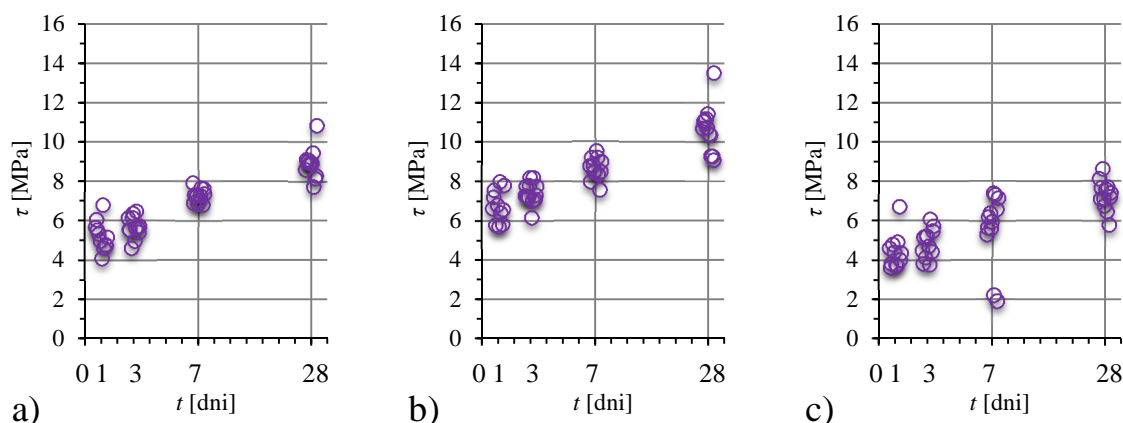
W tabelach załącznika F zestawiono obliczone wartości naprężeń przyczepności betonu do gładkich prętów $\phi 16$ mm i splotów $7\phi 5$ mm dla poślizgu zbrojenia przy wyciąganiu 0,1 mm (przyczepność pierwotna), dla wartości poślizgu odpowiadającej maksymalnej sile wyciągającej (przyczepność wtórna) oraz dla poślizgu 10 mm. Podano również przyporządkowane im naprężenia i odkształcenia w zbrojeniu obliczone analitycznie.

Na kolejno przedstawionych rysunkach, podano wartości naprężenia przyczepności obliczone w poszczególnych okresach badawczych, bez względu na czynną długość przyczepności.

8.4.1. Przyczepność betonu niesprężonego

8.4.1.1. Beton HSC (receptura A) – pręty $\phi 16$ mm

Na rysunku 8.13 przedstawiono naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do gładkich prętów zbrojeniowych $\phi 16$ mm wyznaczone na elementach belkowych typu II dla: przemieszczenia pręta wynoszącego 0,1 mm, przy maksymalnej zarejestrowanej sile wyciągającej oraz przy przemieszczeniu 10 mm. Punkty na wykresach oznaczają naprężenie wyliczone w rozpatrywanym wieku betonu.

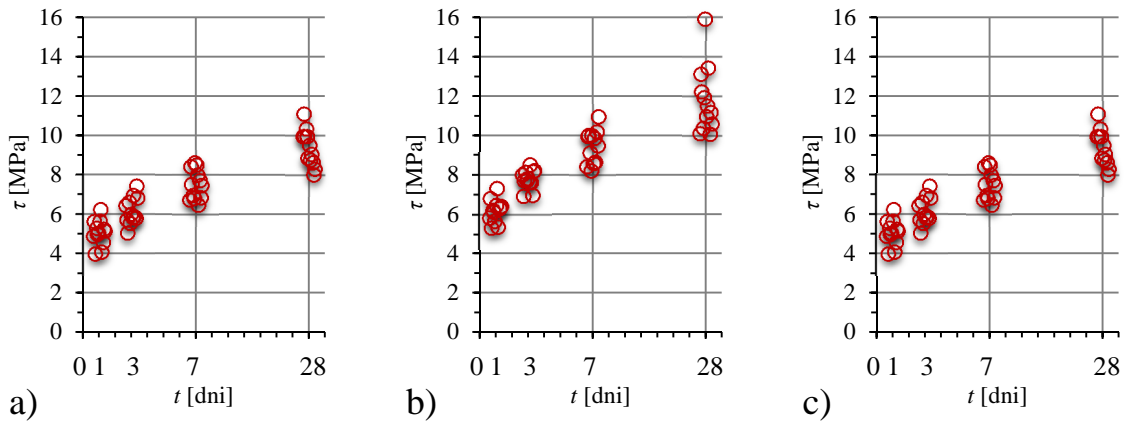


Rys. 8.13. Naprężenie przyczepności betonu HSC do prętów $\phi 16$ mm:

a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm

8.4.1.2. Beton HSSCC (receptura B) – pręty $\phi 16$ mm

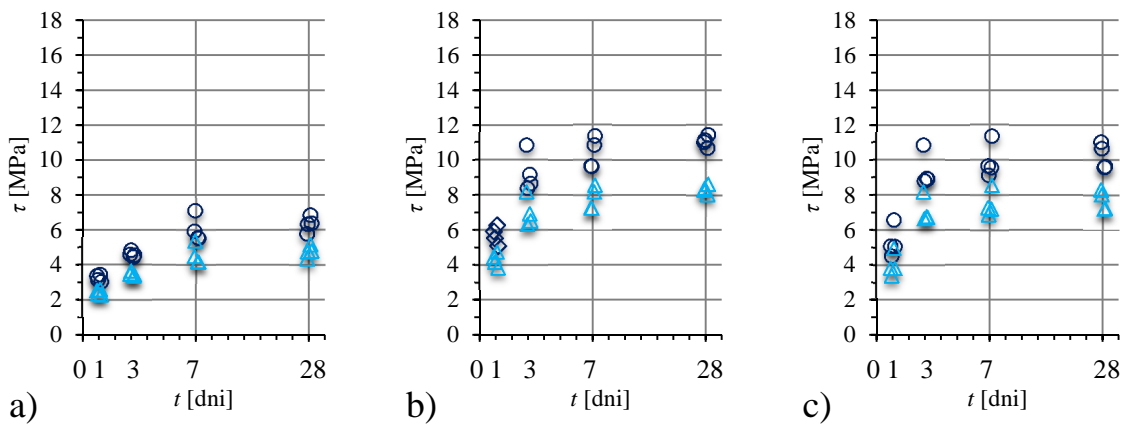
Na rysunku 8.14 przedstawiono naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego do gładkich prętów zbrojeniowych $\phi 16$ mm wyznaczone na elementach belkowych typu II dla: przemieszczenia pręta wynoszącego 0,1 mm, przy maksymalnej zarejestrowanej sile wyciągającej oraz przy przemieszczeniu 10 mm. Punkty na wykresach reprezentują naprężenie wyliczone w rozpatrywanym wieku betonu.



Rys. 8.14. Naprężenie przyczepności betonu HSSCC do prętów $\phi 16$ mm:
 a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm

8.4.1.3. Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe typu I ze splotami $7\phi 5$ mm

Na rysunku 8.15 przedstawiono naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do okrągłych splotów siedmiodrutowych $7\phi 5$ mm wyznaczone na elementach kostkowych typu I dla: przemieszczenia splotu wynoszącego 0,1 mm, przy maksymalnej zarejestrowanej sile wyciągającej oraz przy przemieszczeniu 10 mm. Punkty na wykresach oznaczają naprężenie wyliczone w rozpatrywanym wieku betonu.

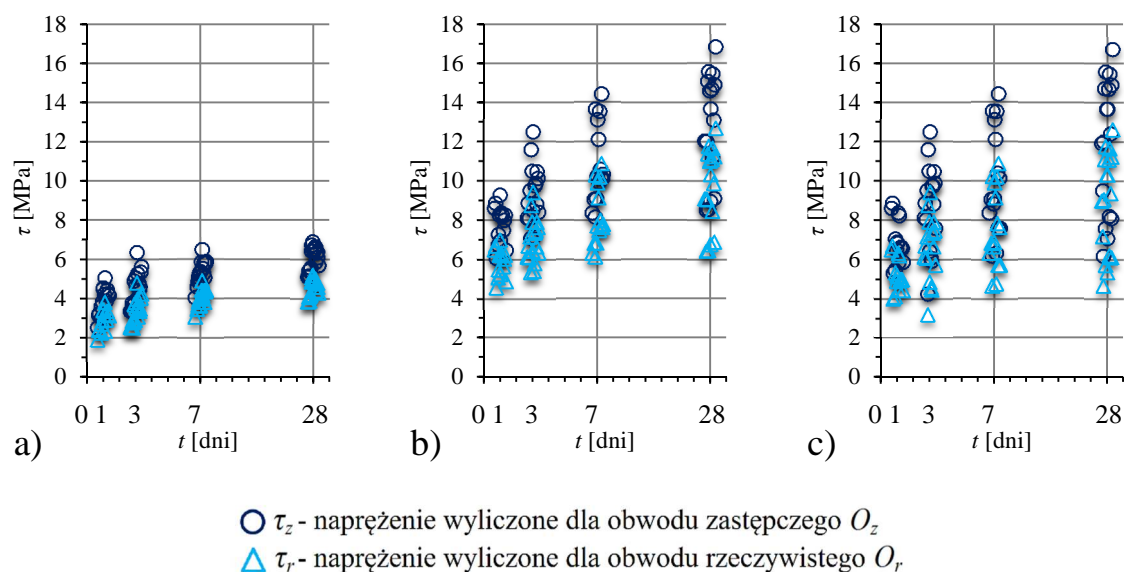


○ τ_z - naprężenie wyliczone dla obwodu zastępczego O_z
 ▲ τ_r - naprężenie wyliczone dla obwodu rzeczywistego O_r

Rys. 8.15. Naprężenie przyczepności betonu HSC do splotów $7\phi 5$ mm na elementach kostkowych:
 a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm

8.4.1.4. Beton HSC – próbki typu III ze splotami $7\phi 5$ mm zagęszczane w 3 warstwach, receptura A(*3)

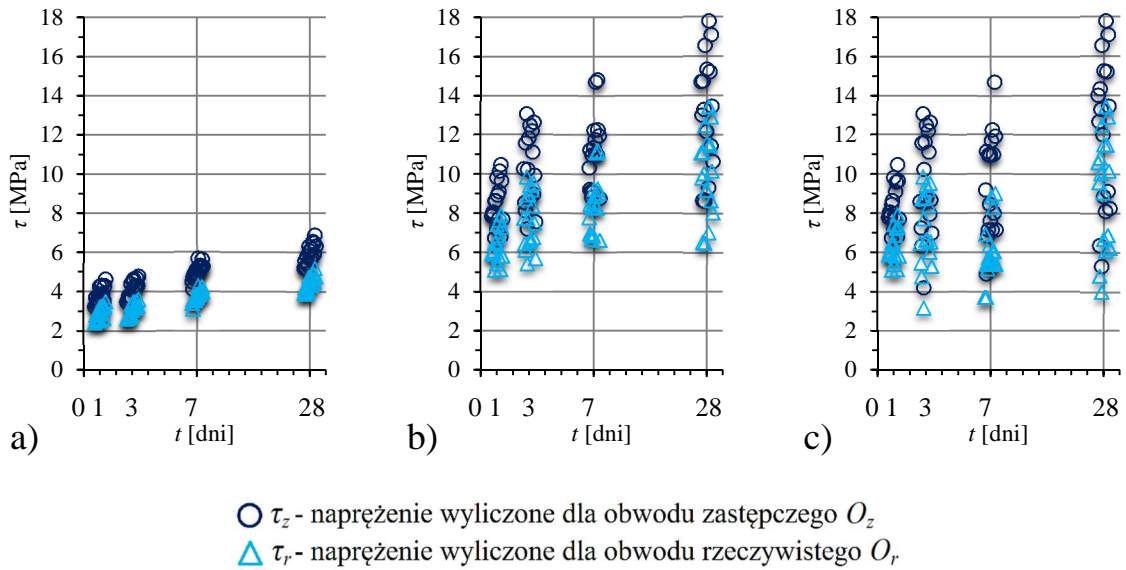
Na rysunku 8.16 przedstawiono naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do okrągłych splotów siedmiodrutowych $7\phi 5$ mm wyznaczone na elementach słupkowych typu III wykonanych na mieszance zagęszczanej w 3 warstwach dla: przemieszczenia splotu wynoszącego 0,1 mm, przy maksymalnej zarejestrowanej sile wyciągającej oraz przy przemieszczeniu 10 mm. Punkty na wykresach reprezentują naprężenie wyliczone w rozpatrywanym wieku betonu.



Rys. 8.16. Naprężenie przyczepności betonu HSC do splotów $7\phi 5$ mm na elementach słupkowych A(*3): a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm

8.4.1.5. Beton HSC – próbki typu III ze splotami $7\phi 5$ mm zagęszczane w 1 warstwie, receptura A(*1)

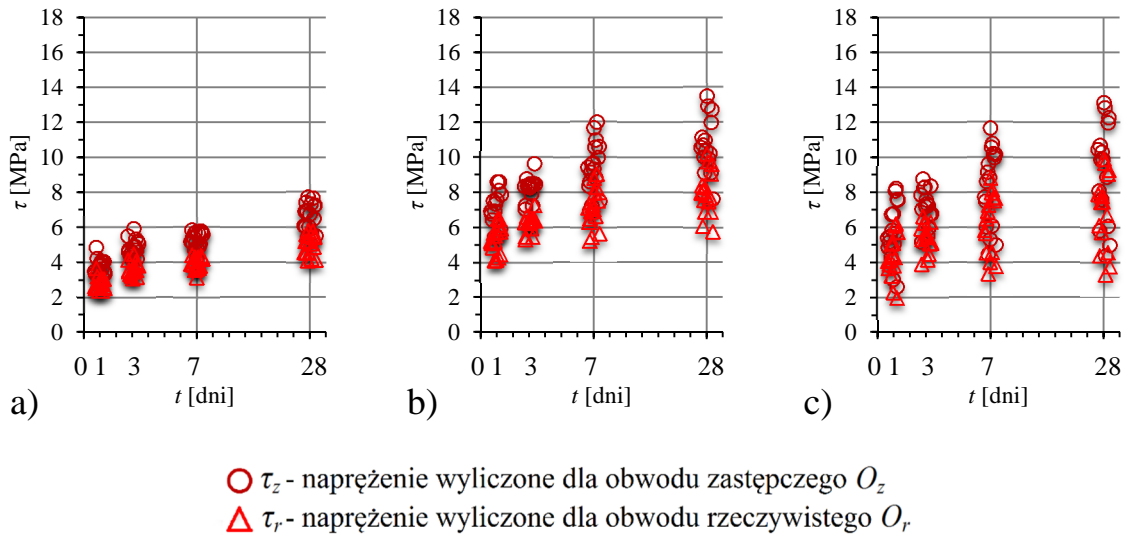
Na rysunku 8.17 przedstawiono naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego mechanicznie do okrągłych splotów siedmiodrutowych $7\phi 5$ mm wyznaczone na elementach słupkowych typu III wykonanych na mieszance zagęszczanej w 1 warstwie dla: przemieszczenia splotu wynoszącego 0,1 mm, przy maksymalnej zarejestrowanej sile wyciągającej oraz przy przemieszczeniu 10 mm. Punkty graficzne na wykresach wskazują na naprężenie wyliczone w rozpatrywanym wieku betonu.



Rys. 8.17. Naprężenie przyczepności betonu HSC do splotów $7\phi 5$ mm na elementach słupkowych A(*1): a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm

8.4.1.6. Beton HSSCC – próbki typu III ze splotami $7\phi 5$ mm, receptura B

Na rysunku 8.18 przedstawiono naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego do okrągłych splotów siedmiodrutowych $7\phi 5$ mm wyznaczone na elementach słupkowych typu III dla: przemieszczenia splotu wynoszącego 0,1 mm, przy maksymalnej zarejestrowanej sile wyciągającej oraz przy przemieszczeniu 10 mm. Punkty na wykresach reprezentują naprężenie określone w rozpatrywanym wieku betonu.

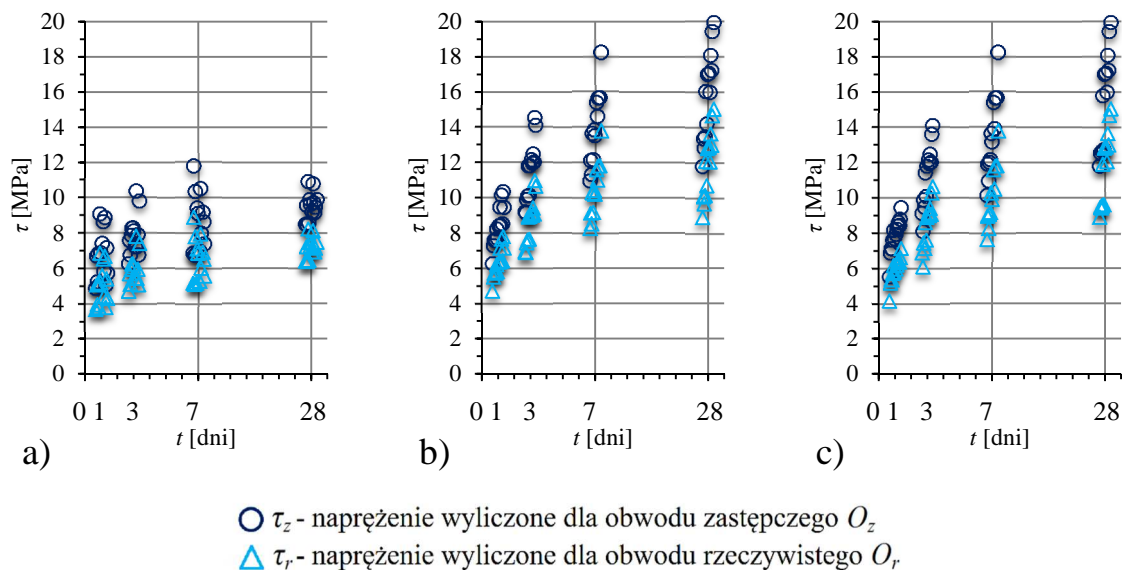


Rys. 8.18. Naprężenie przyczepności betonu HSSCC do splotów $7\phi 5$ mm na elementach słupkowych B (*): a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm

8.4.2. Przyczepność betonu sprężonego

8.4.2.1. Beton HSC (receptura A) – próbki sprężone typu I ze splotami 7φ5 mm

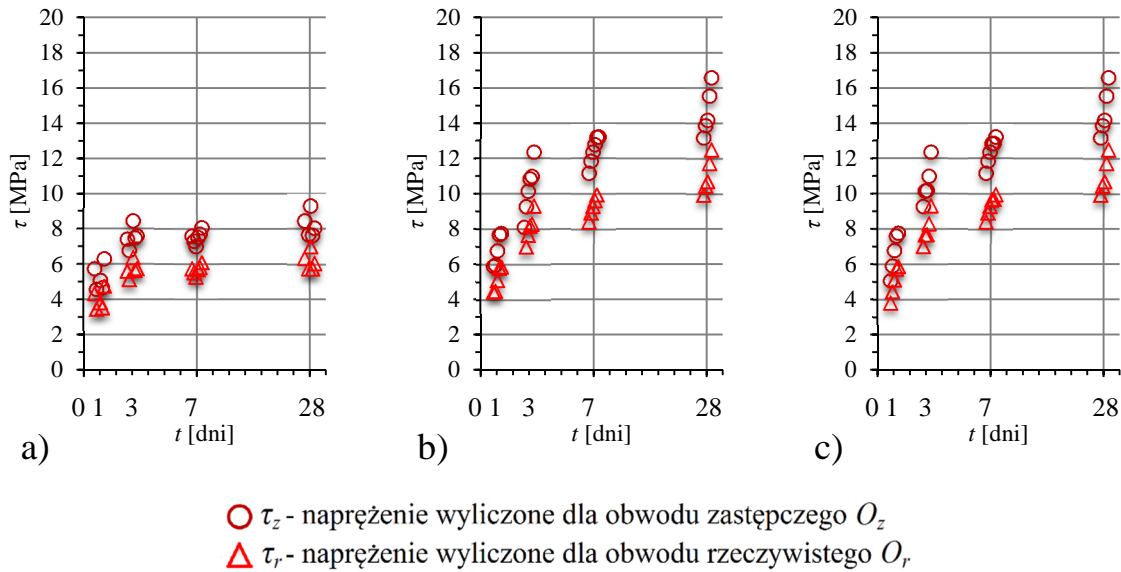
Na rysunku 8.19 przedstawiono naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczonego mechanicznie do okrągłych splotów siedmiodrutowych 7φ5 mm wyznaczone na sprężonych elementach kostkowych typu I dla: przemieszczenia splotu wynoszącego 0,1 mm, przy maksymalnej zarejestrowanej sile wyciągającej oraz przy przemieszczeniu 10 mm. Punkty na wykresach oznaczają naprężenie wyliczone w rozpatrywanym wieku betonu.



Rys. 8.19. Naprężenie przyczepności betonu HSC do splotów 7φ5 mm zabetonowanych pod naciągiem na elementach kostkowych: a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm

8.4.2.2. Beton HSSCC (receptura B) – próbki sprężone typu I ze splotami 7φ5 mm

Na rysunku 8.20 przedstawiono naprężenia przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego do okrągłych splotów siedmiodrutowych 7φ5 mm wyznaczone na sprężonych elementach kostkowych typu I dla: przemieszczenia splotu wynoszącego 0,1 mm, przy maksymalnej zarejestrowanej sile wyciągającej oraz przy przemieszczeniu 10 mm. Zaznaczone punkty na wykresach oznaczają naprężenie obliczone w rozpatrywanym wieku betonu.



Rys. 8.20. Naprężenie przyczepności betonu HSSCC do splotów 7 ϕ 5 mm zabetonowanych pod naciąganiem na elementach kostkowych: a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm

8.4.3. Wnioski dotyczące przyczepności pierwotnej, wtórnej i maksymalnej

Na podstawie analizy przedstawionych rozkładów naprężenia przyczepności należy podkreślić wyraźny wpływ wytrzymałości betonu (wieku betonu) na wzrost naprężenia przyczepności BWW do splotów 7 ϕ 5 mm, dla każdego rodzaju badanych próbek i obu mieszanek betonowych.

8.5. Przyczepność średnia z badań

W tabelach poniżej zestawiono obliczone według wzoru 8.1 średnie naprężenia przyczepności betonu do gładkich prętów ϕ 16 mm i splotów 7 ϕ 5 mm. W przypadku splotów uwzględniono dwie wartości obwodu O_z i O_r . Wyznaczono średnią przyczepność dla poślizgu zbrojenia przy wyciąganiu wynoszącym 0,1 mm (co reprezentuje utratę przyczepności pierwotnej), dla wartości poślizgu odpowiadającej maksymalnej sile wyciągającej (maksymalna przyczepność wtórna – tarcia) oraz poślizgu 10 mm (największy zakres programu badań), w badanych okresach ($t = 1, 3, 7$ i 28 dni). W tabelach podano liczbę prób (n) oraz parametry rozkładu (x – wartość średnia, s – odchylenie standardowe, v – współczynnik zmienności).

Bardziej szczegółowe wyniki zawarto w załączniku F, gdzie zestawiono średnie wartości naprężeń przyczepności dla rozważanych czynnych długości przyczepności ($l_{cz} = 40, 80$ i 120 mm) w badanych okresach 1, 3, 7 i 28 dni. Dla każdej wartości naprężenia przyczepności zostały przyporządkowane naprężenia i odkształcenia pojawiające się w zbrojeniu w czasie próby wyciągania.

8.5.1. Przyczepność betonu do gładkich prętów $\phi 16$ mm

Tabela 8.1.

Średnia przyczepność betonu HSC do prętów $\phi 16$ mm na próbkach typu I

t [dni]	Parametry rozkładu	$\delta = 0,1$ mm	$\delta (F_{max})$	$\delta = 10$ mm
		τ [MPa]	τ [MPa]	τ [MPa]
1	x [%]	5,3	6,8	4,4
	n [szt.]	11	11	11
	s [%]	0,74	0,80	0,87
	v [%]	14,1	11,9	19,7
3	x [%]	5,7	7,4	4,9
	n [szt.]	12	12	12
	s [%]	0,55	0,56	0,74
	v [%]	9,6	7,6	15,2
7	x [%]	7,3	8,7	5,7
	n [szt.]	12	12	12
	s [%]	0,34	0,54	1,80
	v [%]	4,7	6,2	31,9
28	x [%]	8,9	10,7	7,3
	n [szt.]	12	12	12
	s [%]	0,76	1,20	0,75
	v [%]	8,6	11,2	10,2

Tabela 8.2.

Średnia przyczepność betonu HSSCC do prętów $\phi 16$ mm na próbkach typu I

t [dni]	Parametry rozkładu	$\delta = 0,1$ mm	$\delta (F_{max})$	$\delta = 10$ mm
		τ [MPa]	τ [MPa]	τ [MPa]
1	x [%]	5,0	6,2	2,5
	n [szt.]	12	12	12
	s [%]	0,64	0,57	0,54
	v [%]	12,6	9,3	21,2
3	x [%]	6,2	7,8	3,8
	n [szt.]	12	12	12
	s [%]	0,68	0,48	0,55
	v [%]	11,1	6,1	14,3
7	x [%]	7,5	9,4	5,5
	n [szt.]	12	12	12
	s [%]	0,75	0,84	0,64
	v [%]	10,0	8,9	11,8
28	x [%]	9,4	11,8	7,6
	n [szt.]	12	12	12
	s [%]	0,91	1,70	1,69
	v [%]	9,8	14,4	22,2

8.5.2. Przyczepność betonu do splotów 7φ5 mm bez wstępnego naciągu

Tabela 8.3.

Przyczepność betonu HSC do splotów 7φ5 mm bez naciągu na próbkach typu I

t [dni]	Parametry rozkładu	δ = 0,1 mm		δ (F _{max})		δ (F _{max})	
		τ _r [MPa]	τ _z [MPa]	τ _r [MPa]	τ _z [MPa]	τ _r [MPa]	τ _z [MPa]
1	x [*]	2,4	3,2	4,3	5,7	4,0	5,3
	n [szt.]	6		6		6	
	s [*]	0,15	0,20	0,43	0,58	0,61	0,80
	v [%]	6,2	6,2	10,1	10,1	15,1	15,1
3	x [*]	3,5	4,6	7,0	9,2	7,1	9,4
	n [szt.]	6		6		6	
	s [*]	0,08	0,10	0,51	0,67	0,37	0,49
	v [%]	2,3	2,3	7,3	7,3	5,3	5,3
7	x [*]	4,5	6,0	7,8	10,4	7,5	9,9
	n [szt.]	6		6		6	
	s [*]	0,27	0,36	0,36	0,48	0,62	0,82
	v [%]	6,0	6,0	4,6	4,6	8,3	8,3
28	x [*]	4,8	6,3	8,3	11,1	7,7	10,2
	n [szt.]	6		6		6	
	s [*]	0,19	0,25	0,27	0,36	0,27	0,36
	v [%]	3,9	3,9	3,2	3,2	3,5	3,5

Tabela 8.4.

Przyczepność betonu HSC do splotów 7φ5 mm bez naciągu na próbkach typu III – A(*3)

t [dni]	Parametry rozkładu	δ = 0,1 mm		δ (F _{max})		δ (F _{max})	
		τ _r [MPa]	τ _z [MPa]	τ _r [MPa]	τ _z [MPa]	τ _r [MPa]	τ _z [MPa]
1	x [*]	2,9	3,8	5,9	7,8	5,2	6,9
	n [szt.]	16		16		16	
	s [*]	0,54	0,71	0,70	0,93	0,85	1,13
	v [%]	18,5	18,5	11,9	11,9	16,3	16,3
3	x [*]	3,4	4,5	7,0	9,2	6,6	8,7
	n [szt.]	17		17		17	
	s [*]	0,67	0,88	1,13	1,50	1,63	2,16
	v [%]	19,6	19,6	16,2	16,2	24,8	24,8
7	x [*]	4,0	5,3	8,2	10,9	7,6	10,0
	n [szt.]	15		15		15	
	s [*]	0,46	0,61	1,52	2,01	2,06	2,72
	v [%]	11,5	11,5	18,5	18,5	27,2	27,2
28	x [*]	4,6	6,1	9,6	12,7	9,0	11,9
	n [szt.]	17		17		17	
	s [*]	0,43	0,57	2,04	2,70	2,59	3,43
	v [%]	9,4	9,4	21,2	21,2	28,8	28,8

Tabela 8.5.

Przyczepność betonu HSC do splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu na próbkach typu III – A(*)

<i>t</i> [dni]	Parametry rozkładu	$\delta = 0,1$ mm		$\delta (F_{max})$		$\delta (F_{max})$	
		τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
1	<i>x</i> [*]	2,9	3,8	6,4	8,4	6,3	8,3
	<i>n</i> [szt.]	17		17		17	
	<i>s</i> [*]	0,32	0,42	0,85	1,13	0,82	1,09
	<i>v</i> [%]	11,0	11,0	13,4	13,4	13,1	13,1
3	<i>x</i> [*]	3,1	4,1	7,7	10,2	7,2	9,6
	<i>n</i> [szt.]	17		17		17	
	<i>s</i> [*]	0,33	0,43	1,43	1,89	1,93	2,56
	<i>v</i> [%]	10,5	10,5	18,6	18,6	26,8	26,8
7	<i>x</i> [*]	3,8	5,0	8,4	11,1	7,1	9,5
	<i>n</i> [szt.]	17		17		17	
	<i>s</i> [*]	0,30	0,40	1,38	1,83	1,94	2,57
	<i>v</i> [%]	7,9	7,9	16,5	16,5	27,2	27,2
28	<i>x</i> [*]	4,4	5,9	10,0	13,2	9,2	12,2
	<i>n</i> [szt.]	17		17		17	
	<i>s</i> [*]	0,39	0,52	2,14	2,84	2,91	3,85
	<i>v</i> [%]	8,9	8,9	21,5	21,5	31,5	31,5

Tabela 8.6.

Przyczepność betonu HSSCC do splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu na próbkach typu III – B(*)

<i>t</i> [dni]	Parametry rozkładu	$\delta = 0,1$ mm		$\delta (F_{max})$		$\delta (F_{max})$	
		τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
1	<i>x</i> [*]	2,8	3,8	5,3	7,1	4,4	5,8
	<i>n</i> [szt.]	16		16		16	
	<i>s</i> [*]	0,33	0,44	0,78	1,03	1,25	1,66
	<i>v</i> [%]	11,8	11,8	14,6	14,6	28,7	28,7
3	<i>x</i> [*]	3,6	4,8	6,2	8,2	5,4	7,2
	<i>n</i> [szt.]	16		16		16	
	<i>s</i> [*]	0,37	0,49	0,49	0,65	0,80	1,06
	<i>v</i> [%]	10,2	10,2	8,0	8,0	14,7	14,7
7	<i>x</i> [*]	4,0	5,2	7,1	9,4	6,3	8,3
	<i>n</i> [szt.]	17		17		17	
	<i>s</i> [*]	0,34	0,46	1,10	1,46	1,70	2,25
	<i>v</i> [%]	8,7	8,7	15,4	15,4	26,9	26,9
28	<i>x</i> [*]	5,0	6,6	8,0	10,6	7,0	9,2
	<i>n</i> [szt.]	16		16		16	
	<i>s</i> [*]	0,58	0,76	1,25	1,66	2,11	2,80
	<i>v</i> [%]	11,5	11,5	15,7	15,7	30,4	30,4

8.5.3. Przyczepność betonu do splotów 7φ5 mm ze wstępnym nacięciem

Tabela 8.7.

Przyczepność betonu HSC do splotów 7φ5 mm z wstępnym nacięciem na próbkach typu I

t [dni]	Parametry rozkładu	δ = 0,1 mm		δ (F _{max})		δ (F _{max})	
		τ _r [MPa]	τ _z [MPa]	τ _r [MPa]	τ _z [MPa]	τ _r [MPa]	τ _z [MPa]
1	x [*]	5,0	6,7	6,3	8,4	5,9	7,9
	n [szt.]	14		14		14	
	s [*]	1,09	1,45	0,87	1,15	0,74	0,98
	v [%]	21,7	21,7	13,8	13,8	12,4	12,4
3	x [*]	6,0	7,9	8,7	11,5	8,5	11,2
	n [szt.]	13		13		13	
	s [*]	0,88	1,16	1,29	1,71	1,34	1,78
	v [%]	14,8	14,8	14,9	14,9	15,8	15,8
7	x [*]	6,5	8,6	10,5	13,9	10,2	13,6
	n [szt.]	13		13		13	
	s [*]	1,23	1,63	1,60	2,12	1,76	2,33
	v [%]	18,9	18,9	15,2	15,2	17,2	17,2
28	x [*]	7,2	9,5	12,0	15,9	11,8	15,6
	n [szt.]	13		13		13	
	s [*]	0,59	0,78	1,93	2,56	2,14	2,83
	v [%]	8,1	8,1	16,1	16,1	18,2	18,2

Tabela 8.8.

Przyczepność betonu HSSCC do splotów 7φ5 mm z wstępnym nacięciem na próbkach typu I

t [dni]	Parametry rozkładu	δ = 0,1 mm		δ (F _{max})		δ (F _{max})	
		τ _r [MPa]	τ _z [MPa]	τ _r [MPa]	τ _z [MPa]	τ _r [MPa]	τ _z [MPa]
1	x [*]	4,0	5,3	5,2	6,8	5,0	6,6
	n [szt.]	5		5		5	
	s [*]	0,55	0,73	0,67	0,89	0,86	1,14
	v [%]	13,9	13,9	13,1	13,1	17,2	17,2
3	x [*]	5,7	7,5	8,1	10,3	8,0	10,6
	n [szt.]	5		5		5	
	s [*]	0,45	0,60	0,85	1,47	0,87	1,15
	v [%]	7,9	7,9	10,6	14,3	10,9	10,9
7	x [*]	5,7	7,5	9,4	12,4	9,3	12,4
	n [szt.]	5		5		5	
	s [*]	0,28	0,36	0,61	0,80	0,57	0,75
	v [%]	4,8	4,8	6,5	6,5	6,1	6,1
28	x [*]	6,2	8,2	11,1	14,7	11,1	14,7
	n [szt.]	5		5		5	
	s [*]	0,51	0,68	1,03	1,37	1,03	1,37
	v [%]	8,2	8,2	9,3	9,3	9,3	9,3

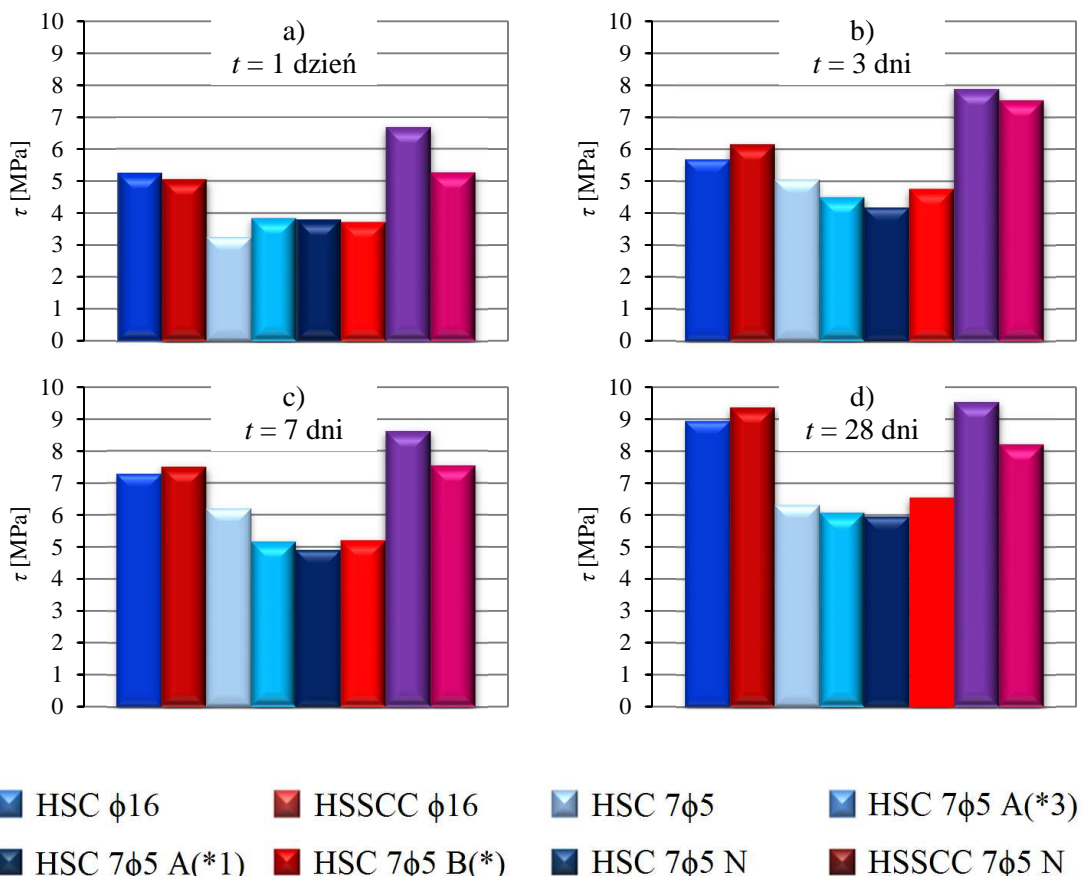
8.5.4. Wnioski dotyczące przyczepności średniej z badań

Na podstawie analizy tabel 8.1–8.8 stwierdzono, że średnie naprężenia przyczepności splotu $7\phi 5$ mm przy poślizgu 0,1 mm, są największe dla próbek betonowanych ze wstępnym naciągiem splotu przy mechanicznym zagęszczaniu mieszanki betonowej. Wartości tych naprężeń obliczone po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu są większe odpowiednio o 76 %, 72 %, 43 % i 51 % w stosunku do analogicznych największych wartości średnich obliczonych w grupie próbek ze splotami bez wstępnego naciągu, betonowanych w elementach z mechanicznym zagęszczaniem mieszanki.

Średnie naprężenia przyczepności przy maksymalnej sile wyciągającej dla próbek betonowanych ze wstępnym naciągiem splotu przy mechanicznym zagęszczaniu mieszanki betonowej obliczone po 1 dniu dojrzewania betonu, są równe analogicznym naprężeniom określonym dla próbek betonowanych w słupkach z jednorazowym zagęszczaniem mieszanki i porównywalne do pozostałych prób zagęszczanych mechanicznie. Po 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu średnie naprężenia przyczepności przy maksymalnej sile wyciągającej dla próbek betonowanych ze wstępnym naciągiem splotu są większe odpowiednio o 13 %, 25 % i 20 % od analogicznych największych wartości średnich obliczonych w grupie próbek ze splotami bez wstępnego naciągu, betonowanych w elementach z mechanicznym zagęszczaniem mieszanki.

8.5.5. Średnie naprężenie przyczepności przy poślizgu zbrojenia 0,1 mm

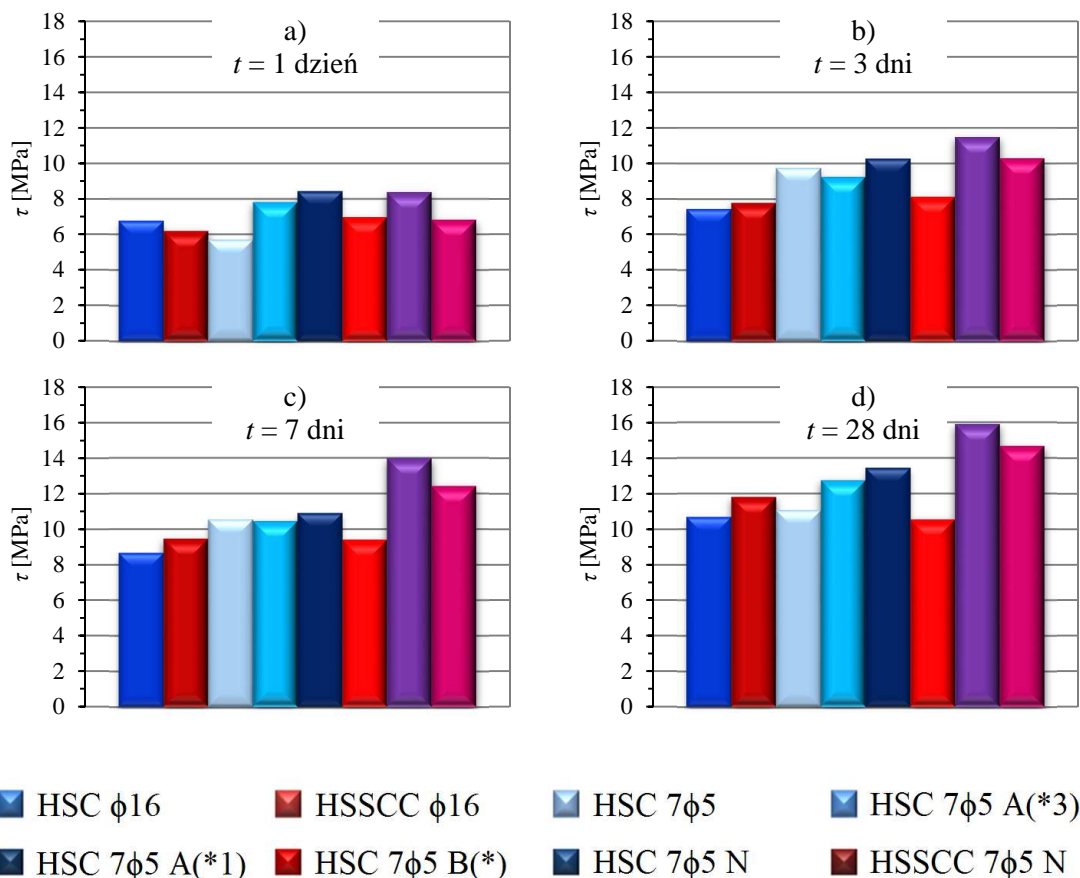
W całym okresie badawczym najwyższe przyczepności pierwotne (dla przemieszczenia zbrojenia 0,1 mm) uzyskują próbki ze splotami zabetonowanymi pod naciągiem (rys. 8.21). Co ciekawe przyczepność pierwotna do prętów $\phi 16$ mm jest wyższa niż do splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych bez naciągu, pomimo gładkiej powierzchni kontaktu betonu i stali. Spiralne wyklinowanie nienaprzężonego splotu nie jest na tyle efektywne by pomóc uzyskać poziom przyczepności prętów gładkich zbrojeniowych.



Rys. 8.21. Średnie napężenie przyczepności przy poślizgu 0,1 mm ($\tau_{0,1}$), dla wszystkich typów elementów próbnych

8.5.6. Średnie napężenie przyczepności przy maksymalnej sile wyciągającej

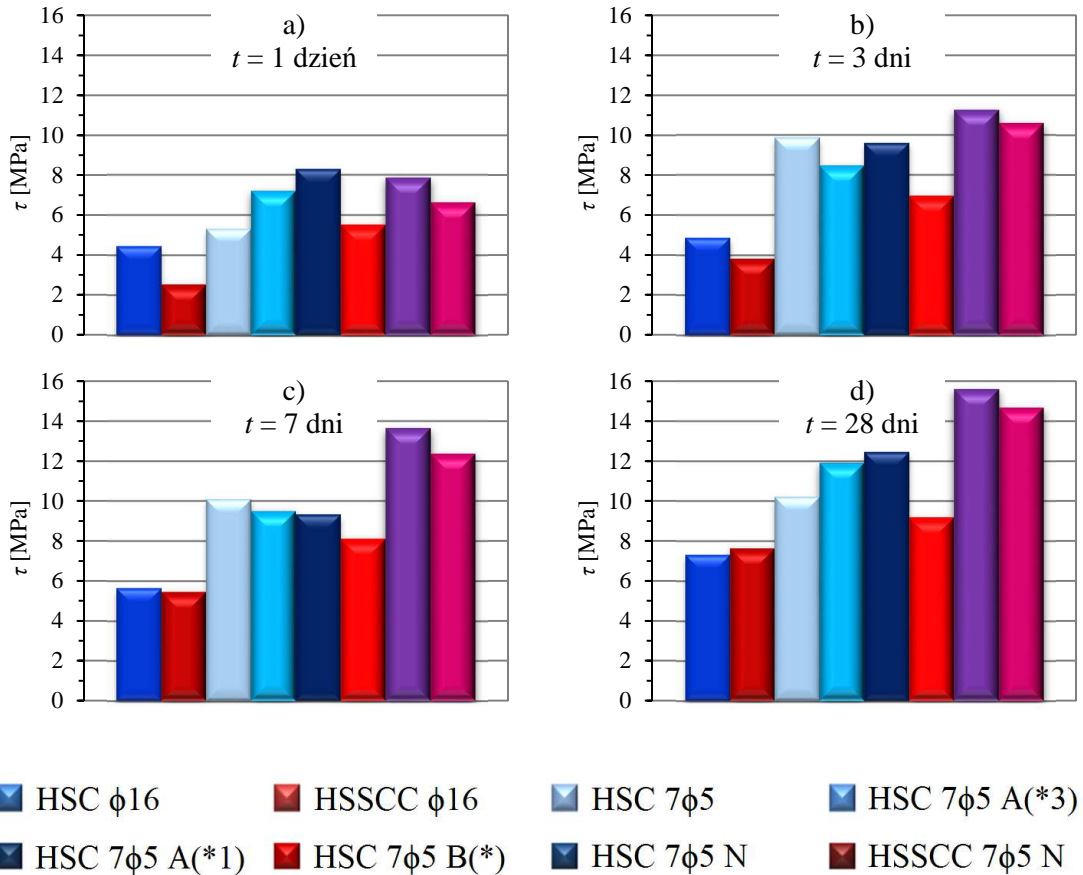
Uzyskane z badań maksymalne napężenia przyczepności w zakresie pomiarowym osiągają największe wartości dla próbek ze splotami zabetonowanymi pod nacięciem (rys. 8.22). Dla badań wykonywanych po 24 godzinach dojrzewania betonu wpływ sprężenia nie jest zauważalny (napężenie średnie nie odbiega od analogicznego dla próbek niesprężonych). W każdym kolejnym terminie eksperymentu wpływ ten jest coraz bardziej zauważalny. Po 7 i 28 dniach dojrzewania betonu próbki sprężone zyskują wyraźnie wyższe maksymalne przyczepności dla mierzonego zakresu poślizgu splotu $7\phi 5$ mm w próbce. Próbki z betonu samozaęszczalnego HSSCC dla splotów $7\phi 5$ mm uzyskują niższe przyczepności maksymalne z badań dla betonu 3, 7 i 28 dniowego, a wyższe dla prętów $\phi 16$ mm. Wyniki 1-dniowe dla prętów są wyższe dla betonu zagęszczanego mechanicznie HSC. W przypadku splotów od trendu 3, 7 i 28 dniowego wyłamują się wyniki na elementach kostkowych typu I, które uzyskują najniższe przyczepności 1-dniowe dla badań próbek z betonu zagęszczanego mechanicznie.



Rys. 8.22. Średnie naprężenie przyczepności przy maksymalnej sile wyciągającej (τ_{max}), dla wszystkich typów elementów próbnych

8.5.7. Średnie naprężenie przyczepności przy poślizgu zbrojenia 10 mm

Uzyskane z badań naprężenia przyczepności przy maksymalnym poślizgu zbrojenia (10 mm) w przyjętym zakresie pomiarowym osiągają największe wartości dla próbek ze splotami zabetonowanymi pod naciągiem (rys. 8.23). Dla badań wykonywanych po 24 godzinach dojrzewania betonu wpływ sprężenia nie jest zauważalny (naprężenie średnie nie odbiega od analogicznego dla próbek niesprężonych). W każdym kolejnym terminie eksperymentu wpływ ten jest coraz bardziej zauważalny. Po 7 i 28 dniach dojrzewania betonu próbki sprężone uzyskują wyraźnie wyższe przyczepności wtórne dla mierzonego zakresu poślizgu splotu $7\phi 5$ mm w próbce, niż wszystkie pozostałe typy próbek. Próbki z betonu samozagęszczalnego HSSCC dla splotów $7\phi 5$ mm uzyskują niższe przyczepności z badań dla rozważanego wieku betonu w terminach 1, 3, 7 i 28 dniowych. Wyniki 1-dniowe dla prętów są wyższe dla betonu zagęszczanego mechanicznie HSC. W przypadku splotów od tego trendu wyłamują się wyniki 1-dniowe na elementach kostkowych typu I, które uzyskują najniższe przyczepności dla badań próbek z betonu zagęszczanego mechanicznie. Warto podkreślić, że w terminie 7 i 28 dniowym przyczepności dla prętów $\phi 16$ mm na próbkach z betonu HSC i HSSCC ulegają wyrównaniu, by dla wyników 28-dniowych uzyskać wyższe wartości dla betonu samozagęszczalnego.



Rys. 8.23. Średnie naprężenie przyczepności przy poślizgu 10 mm (τ_{10}), dla wszystkich typów elementów próbnych

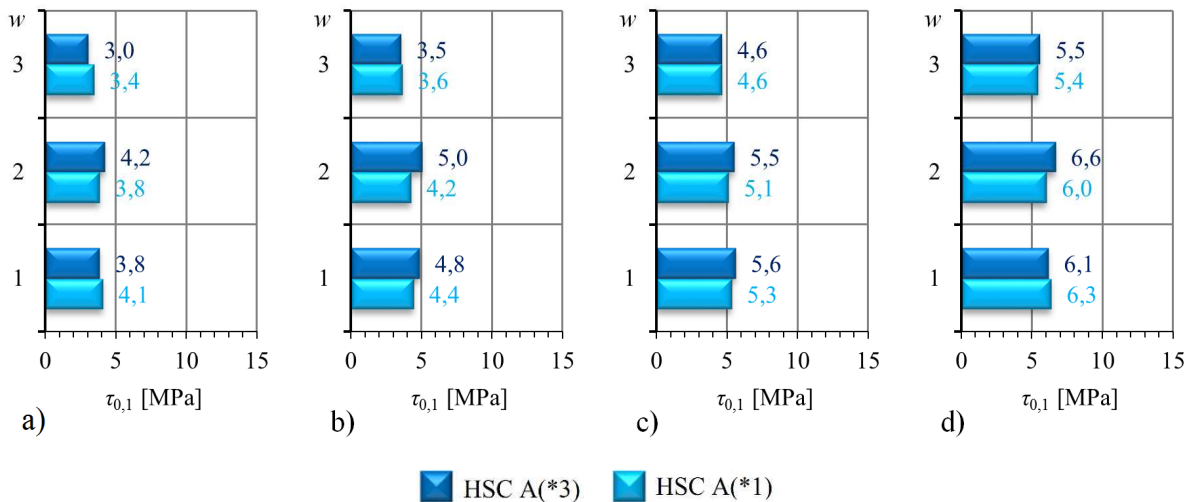
8.6. Rozkład przyczepności na wysokości pionowych elementów

8.6.1. Przyczepność średnia na wysokości elementów

Na rysunkach poniżej przedstawiono histogramy naprężenia przyczepności betonu do splotów wraz ze wzrostem wysokości usytuowania splotu w betonowym elemencie. Na wykresach pokazano średnie naprężenia przyczepności wyliczone dla przemieszczenia równego 0,1 mm ($\tau_{0,1}$) oraz przy maksymalnej sile wyciągającej (τ_{max}), po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Na osi pionowej wykresów wartość „w” oznacza kolejne warstwy podawanej mieszanki betonowej: 1 – warstwa pierwsza (poziom 1 i 2 elementu, wysokość betonowania 0÷320 mm), 2 – warstwa druga (poziom 3 i 4, wysokość 320÷640 mm), 3 – warstwa trzecia (poziom 5 i 6, wysokość 640÷960 mm). Na osi poziomej wykreślone są średnie naprężenia przyczepności z poziomów odpowiednich dla danej warstwy.

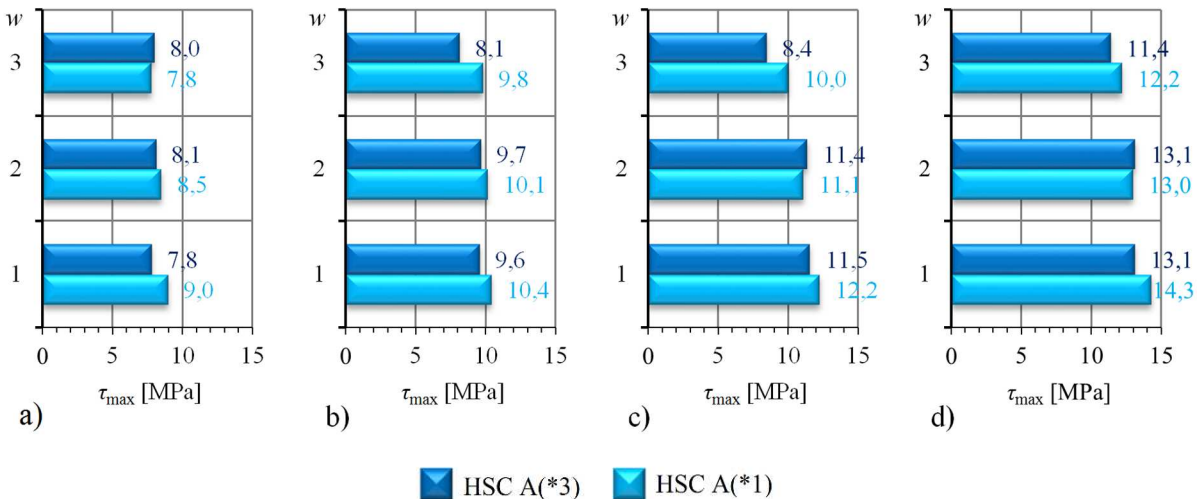
8.6.1.1. Elementy pionowe typu III z betonu HSC

Na rysunkach 8.24 i 8.25 przedstawiono wyniki dla elementów wykonanych z betonu zagęszczanego mechanicznie według receptury A. Słupki oznaczone jako HSC A(*3) reprezentują elementy wykonywane przy podawaniu i zagęszczaniu mieszanki betonowej w 3 warstwach. HSC A(*1) reprezentują natomiast te, które były zrealizowane dla zagęszczania elementu w 1 warstwie, po jego całkowitym wypełnieniu mieszanką betonową.



Rys. 8.24. Średnie naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ na wysokości elementów z betonu HSC:

a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania



Rys. 8.25. Średnie naprężenia przyczepności τ_{max} na wysokości elementów z betonu HSC:

a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania

Analizując rozkład przyczepności betonu do splotów na wysokości elementów wykonanych z mieszanki zagęszczanej mechanicznie stwierdzono, iż nie jest on równomierny. Przyczepność w warstwie 3 najwyższej jest najmniejsza. Elementy w których mieszanka była zagęszczana w trzech warstwach wykazują największą przyczepność w warstwie środkowej, natomiast te wykonane przy 1-warstwowym wibrowaniu najwyższą przyczepność osiągają na

najniższym poziomie (warstwa 1). Trend ten jest widoczny dla wyników w całym okresie badawczym (po 1, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania). Szczegółowe analizy dla obu typów elementów przedstawiono w tabeli 8.9.

Tabela 8.9.

Przyczepność na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7φ5 mm z betonu HSC

t [dni]	w	HSC A(*3)						HSC A(*1)						
		$\tau_{0,1}^{(sr)}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\frac{\tau_{0,1}^{(w)}}{\tau_{0,1}^{(sr)}}$ [-]	$\tau_{max}^{(sr)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$\frac{\tau_{max}^{(w)}}{\tau_{max}^{(sr)}}$ [-]	$\tau_{0,1}^{(sr)}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\frac{\tau_{0,1}^{(w)}}{\tau_{0,1}^{(sr)}}$ [-]	$\tau_{max}^{(sr)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$\frac{\tau_{max}^{(w)}}{\tau_{max}^{(sr)}}$ [-]	
1	3	3,8	3,0	0,79	7,8	8,0	1,02	3,8	3,4	0,90	8,4	7,8	0,92	
	2		4,2	1,09		8,1	1,03		3,8	3,8		1,01	8,5	1,01
	1		3,8	1,00		7,8	1,00		4,1	1,07		9,0	1,06	
3	3	4,5	3,5	0,78	9,2	8,1	0,88	4,1	3,6	0,89	10,2	9,8	0,96	
	2		5,0	1,12		9,7	1,05		4,2	1,03		10,1	0,99	
	1		4,8	1,07		9,6	1,04		4,4	1,08		10,4	1,02	
7	3	5,3	4,6	0,86	10,9	8,4	0,78	5,0	4,6	0,92	11,1	10,0	0,90	
	2		5,5	1,03		11,4	1,05		5,1	1,01		11,1	1,00	
	1		5,6	1,05		11,5	1,06		5,3	1,06		12,2	1,10	
28	3	6,1	5,5	0,91	12,7	11,4	0,89	5,9	5,4	0,92	13,2	12,2	0,92	
	2		6,6	1,09		13,1	1,03		6,0	1,02		13,0	0,98	
	1		6,1	1,01		13,1	1,03		6,3	1,07		14,3	1,08	

Próbki cięte z elementów zagęszczanych w 3 warstwach największą przyczepność wykazują w warstwie 2 (środkowej – wysokość betonowania 320÷640 mm) we wszystkich terminach badań za wyjątkiem badań 7-dniowych, gdzie najwyższą przyczepność mają próbki z warstwy 1 (najniższej – wysokość betonowania do 320 mm). Notowane wyższe wartości różnią się w zależności od terminu badań. Przyczepność pierwotna w warstwie 2-giej, $\tau_{0,1}^{(2)}$ jest od 3 do 12 % wyższa niż średnia przyczepność z badań $\tau_{0,1}^{(sr)}$. Przyczepność maksymalna w warstwie 2-giej, $\tau_{max}^{(2)}$ jest natomiast od 3 do 5 % wyższa niż średnia z badań $\tau_{max}^{(sr)}$. Najmniejszą przyczepność wykazują próbki z warstwy 3 (najwyższej – wysokość betonowania 640÷960 mm). Przyczepność w warstwie 3-ciej, pierwotna $\tau_{0,1}^{(3)}$ jest od 9 do 22 % niższa od średniej, natomiast maksymalna $\tau_{max}^{(3)}$ jest również niższa w zakresie od 11 do 22 %, za wyjątkiem terminu jednodniowego. Największa przyczepność w 2 warstwie zaskoczyła zespół badawczy. Nie napotkano w literaturze techniczno-naukowej na opublikowane podobne wnioski z doświadczeń. Uzyskany rozkład na wysokości był inspiracją do dalszych badań na elementach zagęszczanych jednorazowo w całości. Podjęto próbę odpowiedzenia na pytanie, czy technologia zagęszczania mieszanki betonowej ma wpływ na przyczepność betonu do splotów sprężających.

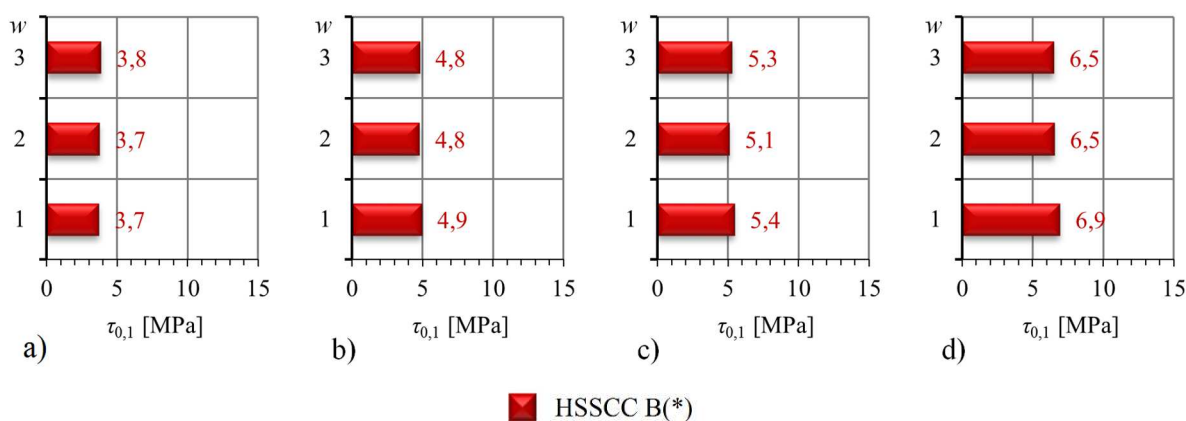
Dla elementów zagęszczanych w 1 warstwie (w całości) największą przyczepność wykazują próbki z 1 warstwy (najniższej). Przyczepność pierwotna w tej warstwie, $\tau_{0,1}^{(1)}$ jest od 6 do 8 % wyższa niż odpowiadająca jej średnia. Przyczepność maksymalna $\tau_{max}^{(1)}$ jest natomiast od 2 do 10 % wyższa niż średnia $\tau_{max}^{(sr)}$. Najmniejszą przyczepność cechują próbki z 3 warstwy

(najwyższej). Jest ona od 8 do 11 % niższa od średniej w przypadku przyczepności pierwotnej i od 4 do 10 % niższa od średniej w przypadku przyczepności maksymalnej.

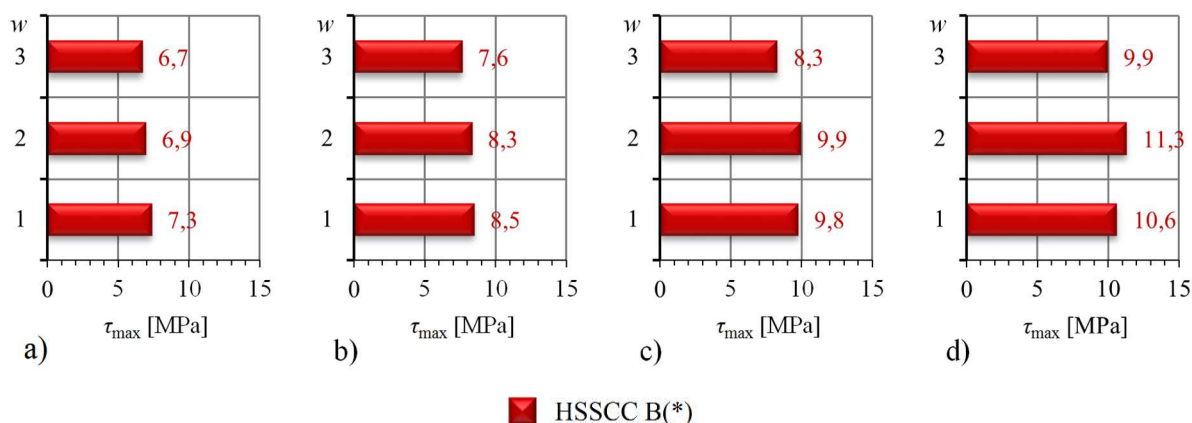
Elementy z betonów wysokowartościowych zagęszczanych mechanicznie wykazują spadek przyczepności do splotów na wysokości. Istotny wpływ na rozkład przyczepności na wysokości elementu ma również przyjęta technologia zagęszczania mieszanki.

8.6.1.2. Elementy pionowe typu III z betonu HSSCC

Na rysunkach 8.26 i 8.27 przedstawiono wyniki dla elementów wykonanych z betonu samozagęszczalnego według receptury B. Słupki oznaczono jako HSSCC B(*).



Rys. 8.26. Średnie naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania



Rys. 8.27. Średnie naprężenia przyczepności τ_{max} na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania

Analizując rozkład przyczepności betonu do splotów na wysokości elementów wykonanych z mieszanki samozagęszczalnej nie stwierdzono znaczących różnic w poszczególnych warstwach. Przyczepność w każdej wyższej warstwie jest porównywalna z sąsiednimi. Bardziej równomierny rozkład przyczepności na wysokości elementu w stosunku do elementów zagęszczanych mechanicznie utrzymuje się w całym okresie badawczym dla elementów próbnych (po

1, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania). Szczegółowe analizy dla elementów z mieszanki samozagęszczalnej przedstawiono w tabeli 8.10.

Tabela 8.10.

Przyczepność na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7φ5 mm z betonu HSSCC

t [dni]	w	HSSCC B(*)					
		$\tau_{0,1}^{(sr)}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\frac{\tau_{0,1}^{(w)}}{\tau_{0,1}^{(sr)}}$ [-]	$\tau_{max}^{(sr)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$\frac{\tau_{max}^{(w)}}{\tau_{max}^{(sr)}}$ [-]
1	3	3,8	3,8	1,02	7,1	6,7	0,95
	2		3,7	1,00		6,9	0,98
	1		3,7	0,98		7,3	1,04
3	3	4,8	4,8	0,99	8,2	7,6	0,93
	2		4,8	0,99		8,3	1,01
	1		4,9	1,02		8,5	1,03
7	3	5,2	5,3	1,01	9,4	8,3	0,88
	2		5,1	0,97		9,9	1,05
	1		5,4	1,04		9,8	1,03
28	3	6,6	6,5	0,97	10,6	9,9	0,94
	2		6,5	0,98		11,3	1,07
	1		6,9	1,04		10,6	1,00

Szczegółowa analiza tabeli 8.10 utwierdza w przekonaniu o równomiernym rozkładzie przyczepności betonu do splotów na wysokości w elementach zrealizowanych na mieszance samozagęszczalnej. Największa przyczepność pierwotna $\tau_{0,1}^{(1)}$ jest o 4 % wyższa niż przyczepność średnia z badań $\tau_{0,1}^{(sr)}$, natomiast najmniejsza $\tau_{0,1}^{(1)}$ jest o 3 % od niej niższa. Przyczepność maksymalna wykazuje większe odchylenia od wartości średniej. Największa przyczepność maksymalna $\tau_{max}^{(2)}$ jest o 7 % wyższa niż średnia z badań $\tau_{max}^{(sr)}$, natomiast najniższa $\tau_{max}^{(3)}$ jest o 7 % (12 %) niższa od średniej.

Elementy z betonów wysokowartościowych samozagęszczalnych nie wykazują spadku przyczepności do splotów na wysokości.

8.6.2. Wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na wysokości elementów, na przyczepność

Na wykresach poniżej przedstawiono rozkłady ilorazu naprężenia przyczepności betonu do splotów i wytrzymałości na ściskanie wraz ze wzrostem wysokości usytuowania stali w elemencie betonowym. Na wykresach pokazano naprężenia przyczepności wyliczone dla przemieszczenia równego 0,1 mm ($\tau_{0,1}$) oraz przy maksymalnej sile wyciągającej (τ_{max}), po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Przyjęte oznaczenia rozróżnienie elementów próbnych są

analogiczne jak w punkcie 8.6.1. Na osi pionowej wykresów wartość „w” oznacza kolejne warstwy podawanej mieszczanki betonowej – tak samo jak poprzednio. Na osi poziomej wykreślone są ilorazy średniego naprężenia przyczepności i wytrzymałości betonu z poziomów odpowiednich dla danej warstwy.

8.6.2.1. Elementy pionowe typu III z betonu HSC

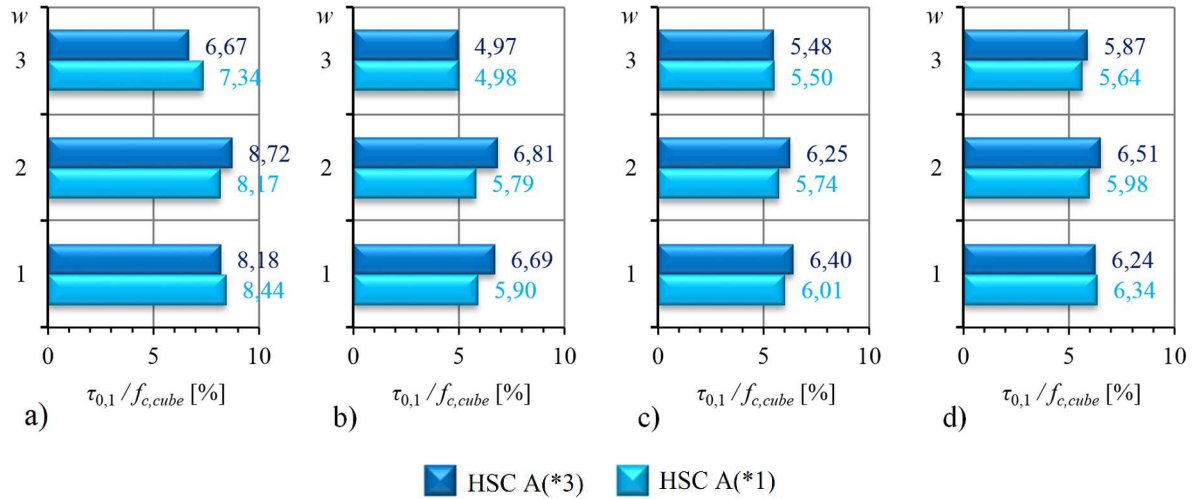
W tabeli 8.11 i na rysunkach 8.28 i 8.29 zamieszczono rozkłady naprężenia przyczepności betonu do splotów oraz rozkłady wytrzymałości na ściskanie w elementach pionowych wykonanych z betonu HSC (według receptury A).

Tabela 8.11.

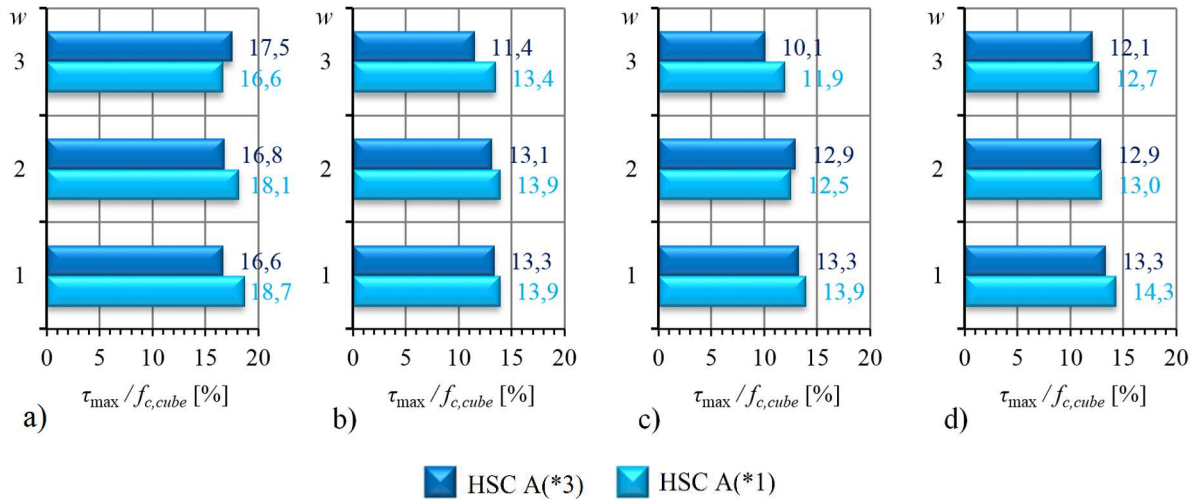
Przyczepność i wytrzymałość na ściskanie betonu HSC na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7φ5 mm

w	1 dzień			3 dni			7 dni			28 dni		
	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{\max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{\max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{\max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{\max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]
HSC A(*3)												
3	3,0	8,0	45,6	3,5	8,1	71,1	4,6	8,4	83,9	5,5	11,4	94,2
2	4,2	8,1	48,2	5,0	9,7	73,8	5,5	11,4	87,7	6,6	13,1	101,8
1	3,8	7,8	46,8	4,8	9,6	72,0	5,6	11,5	86,9	6,1	13,1	98,2
HSC A(*1)												
3	3,4	7,8	46,7	3,6	9,8	72,9	4,6	10,0	83,7	5,4	12,2	96,0
2	3,8	8,5	46,8	4,2	10,1	72,9	5,1	11,1	88,5	6,0	13,0	100,1
1	4,1	9,0	48,0	4,4	10,4	74,8	5,3	12,2	87,9	6,3	14,3	99,8

Analiza tabeli 8.11 i rysunków 8.28 i 8.29 prowadzi do następujących trzech wniosków. Po pierwsze – zależność naprężenia przyczepności od wytrzymałości betonu na ściskanie jest coraz słabsza wraz ze zwiększaniem wysokości usytuowania splotu w próbce. Zależność ta dotyczy zarówno przyczepności pierwotnej ($\tau_{0,1}$) jak i maksymalnej (τ_{\max}). Po drugie – im wyższa wytrzymałość na ściskanie w danym terminie tym naprężenie przyczepności osiągnie większe wartości. Dla coraz wyższych wytrzymałości w obrębie danego terminu iloraz $\tau_{0,1}^{(w)} / f_{c,cube}^{(w)}$ i $\tau_{\max}^{(w)} / f_{c,cube}^{(w)}$ wykazuje tendencje wzrostowe. Oba wnioski dają się potwierdzić zarówno dla mieszanki HSC zagęszczanej w 3 warstwach jak i w 1 warstwie. Po trzecie – iloraz $\tau / f_{c,cube}$ w każdym kolejnym terminie od 1 do 7 dnia jest coraz niższy. Jego nieznaczny wzrost jest notowany pomiędzy badaniami 7 i 28 dniowymi zarówno dla przyczepności pierwotnej i wtórnej.



Rys. 8.28. Iloraz naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania



Rys. 8.29. Iloraz naprężenia przyczepności τ_{max} i wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania

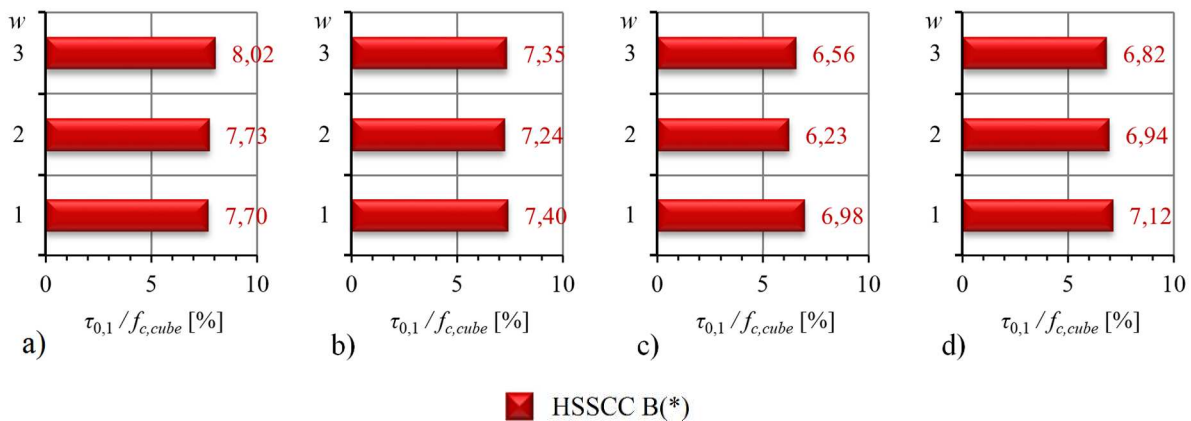
8.6.2.2. Elementy pionowe z betonu HSSCC

W tabeli 8.12 i na rysunkach 8.30 i 8.31 zamieszczono rozkłady naprężenia przyczepności betonu do splotów oraz rozkłady wytrzymałości na ściskanie w elementach pionowych wykonanych z betonu HSSCC (według receptury B).

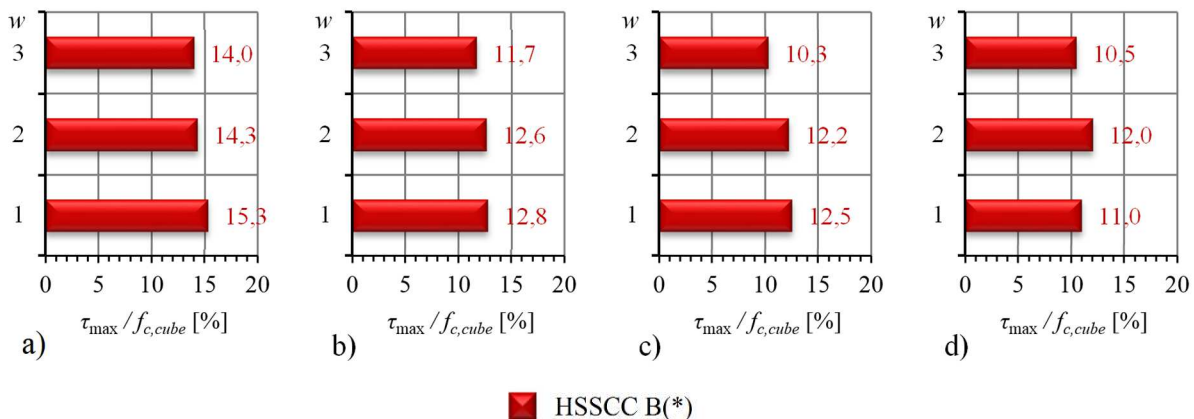
Tabela 8.12.

Przyczepność i wytrzymałość na ściskanie betonu HSSCC na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7φ5 mm

w	1 dzień			3 dni			7 dni			28 dni		
	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{\max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{\max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{\max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{\max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]
HSSCC B(*)												
3	3,8	6,7	47,8	4,8	7,6	64,9	5,3	8,3	80,4	6,5	9,9	94,7
2	3,7	6,9	48,4	4,8	8,3	65,7	5,1	9,9	81,3	6,5	11,3	93,8
1	3,7	7,3	48,0	4,9	8,5	66,3	5,4	9,8	77,8	6,9	10,6	96,8



Rys. 8.30. Iloraz naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania



Rys. 8.31. Iloraz naprężenia przyczepności τ_{\max} i wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania

Brak jest silnej zależności naprężenia przyczepności od wytrzymałości betonu na ściskanie wraz ze zwiększaniem wysokości usytuowania splotu w próbce. Dla przyczepności pierwotnej można za to stwierdzić, że iloraz $\tau_{0,1}^{(w)} / f_{c,cube}^{(w)}$ jest równomierny na wysokości ele-

mentu w danym terminie. Największa jego różnica względem wartości największej nie przekracza 5 %. Odstępstwem od tej reguły jest wynik 7-dniowy w pierwszej warstwie, gdzie różnica wynosi aż 17 %. W przypadku przyczepności maksymalnej można stwierdzić zależność proporcjonalną naprężenia przyczepności od wytrzymałości betonu wraz ze zwiększeniem wysokości usytuowania splotu. Drugi wniosek dotyczący wpływu zmiennej wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementu na przyczepność wyciągnięty dla betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie nie znajduje potwierdzenia dla betonu samozagęszczalnego. Wniosek trzeci znajduje potwierdzenie również dla betonu samozagęszczalnego. Iloraz $\tau/f_{c,cube}$ w każdym kolejny terminie jest coraz niższy. Jego nieznaczny wzrost jest notowany tylko pomiędzy badaniami 7 i 28 dniowymi dla przyczepności pierwotnej.

8.6.3. Wpływ wytrzymałości betonu na rozciąganie na wysokości elementów, na przyczepność

Na wykresach poniżej przedstawiono rozkłady ilorazu naprężenia przyczepności betonu do splotów i wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek wraz ze wzrostem wysokości usytuowania stali w elemencie betonowym. Na wykresach pokazano naprężenia przyczepności wyliczone dla przemieszczenia równego 0,1 mm ($\tau_{0,1}$) oraz przy maksymalnej sile wyciągającej (τ_{max}), po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. Zachowano wszystkie oznaczenia z punktu 8.6.1 i 8.6.2.

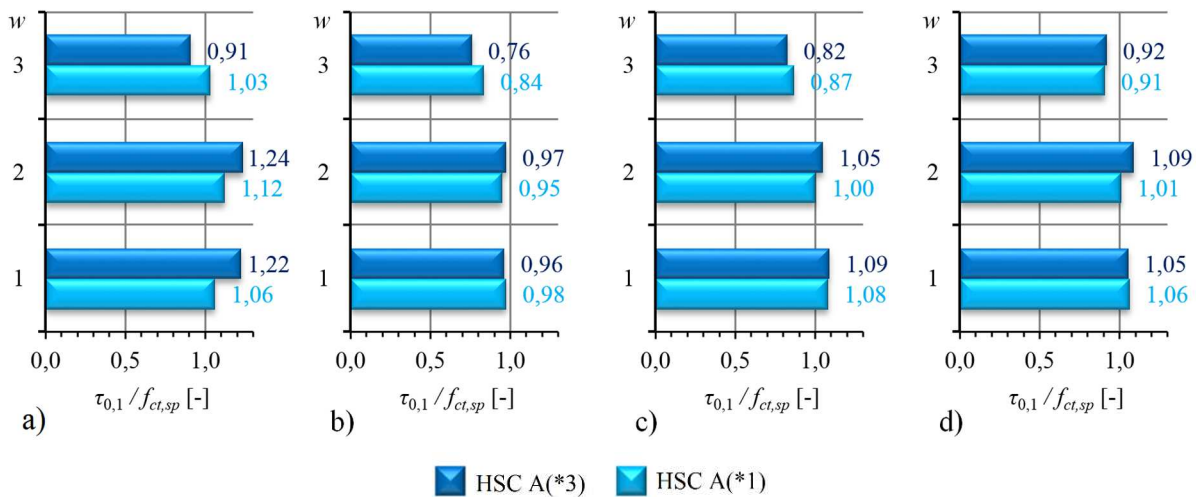
8.6.3.1. Elementy pionowe typu III z betonu HSC

W tabeli 8.13 i na rysunkach 8.32 i 8.32 zamieszczono rozkłady naprężenia przyczepności betonu do splotów oraz rozkłady wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek w elementach pionowych wykonanych z betonu HSC (według receptury A).

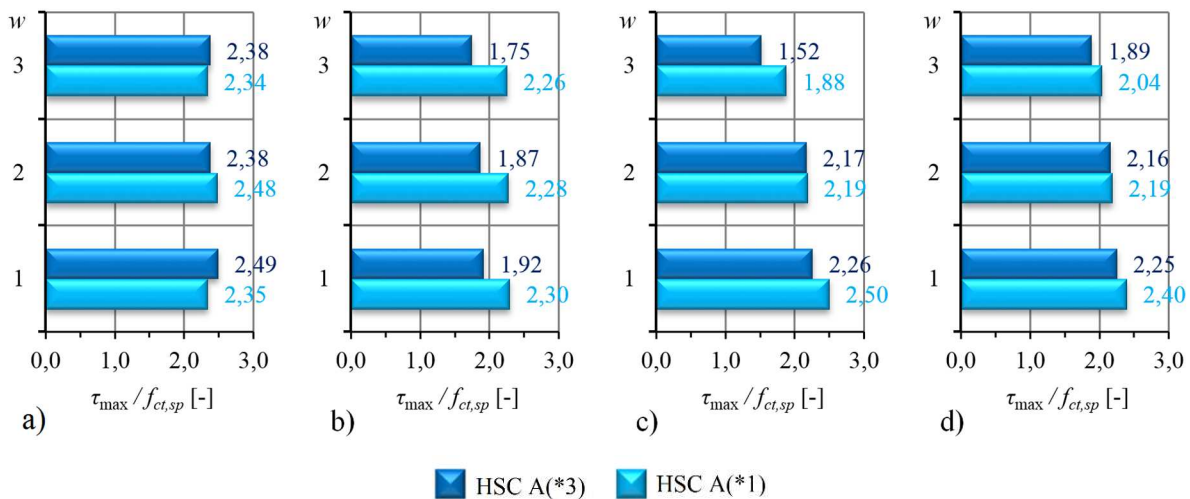
Tabela 8.13.

Przyczepność i wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSC na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7 ϕ 5 mm

w	1 dzień			3 dni			7 dni			28 dni		
	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{ct,sp}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{ct,sp}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{ct,sp}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{ct,sp}^{(w)}$ [MPa]
HSC A(*3)												
3	3,0	8,0	3,3	3,5	8,1	4,7	4,6	8,4	5,6	5,5	11,4	6,0
2	4,2	8,1	3,4	5,0	9,7	5,2	5,5	11,4	5,2	6,6	13,1	6,1
1	3,8	7,8	3,1	4,8	9,6	5,0	5,6	11,5	5,1	6,1	13,1	5,8
HSC A(*1)												
3	3,4	7,8	3,3	3,6	9,8	4,3	4,6	10,0	5,3	5,4	12,2	6,0
2	3,8	8,5	3,4	4,2	10,1	4,4	5,1	11,1	5,1	6,0	13,0	5,9
1	4,1	9,0	3,8	4,4	10,4	4,5	5,3	12,2	4,9	6,3	14,3	6,0



Rys. 8.32. Iloraz naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i wytrzymałości na rozciąganie na wysokościach elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania



Rys. 8.33. Iloraz naprężenia przyczepności τ_{max} i wytrzymałości na rozciąganie na wysokościach elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania

W oparciu o analizę tabeli 8.13 i rysunków 8.32 i 8.33 stwierdzono, że średnie naprężenie przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}$ osiąga wartości zbliżone do wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek. Iloraz $\tau_{0,1}^{(w)}/f_{ct,sp}^{(w)}$ jest zbliżony do jedności. W terminie 1-dniowym nieznacznie przewyższa wartość wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie. Przyczepność maksymalna τ_{max} betonu do splotów jest około dwukrotnie wyższa od wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu. Rozkład ilorazów przyczepności pierwotnej i maksymalnej $\tau/f_{ct,sp}$ na wysokości elementów próbnych A(*3) i A(*1) przyjmuje systematykę analizowanych wcześniej rozkładów $\tau/f_{c,cube}$ w słupkach A(*3) i odpowiednio A(*1). Rozkład wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu na wysokości elementów próbnych jest odmienny od rozkładu wytrzymałości na ściskanie (punkty 6.4.3.1 i 6.4.3.2 pracy). Można

zatem powiedzieć, że wpływ wytrzymałości na rozciąganie betonu na przyczepność jest drugorzędny w stosunku do wytrzymałości na ściskanie.

8.6.3.2. Elementy pionowe z betonu HSSCC

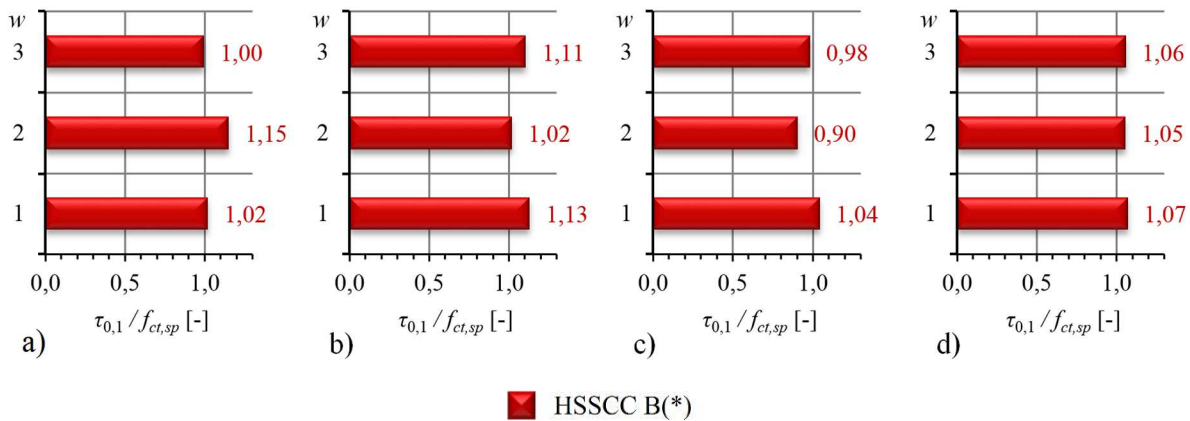
W tabeli 8.14 i na rysunkach 8.33 i 8.34 zamieszczono rozkłady naprężenia przyczepności betonu do splotów oraz rozkłady wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek w elementach pionowych wykonanych z betonu HSSCC (według receptury B).

Tabela 8.14.

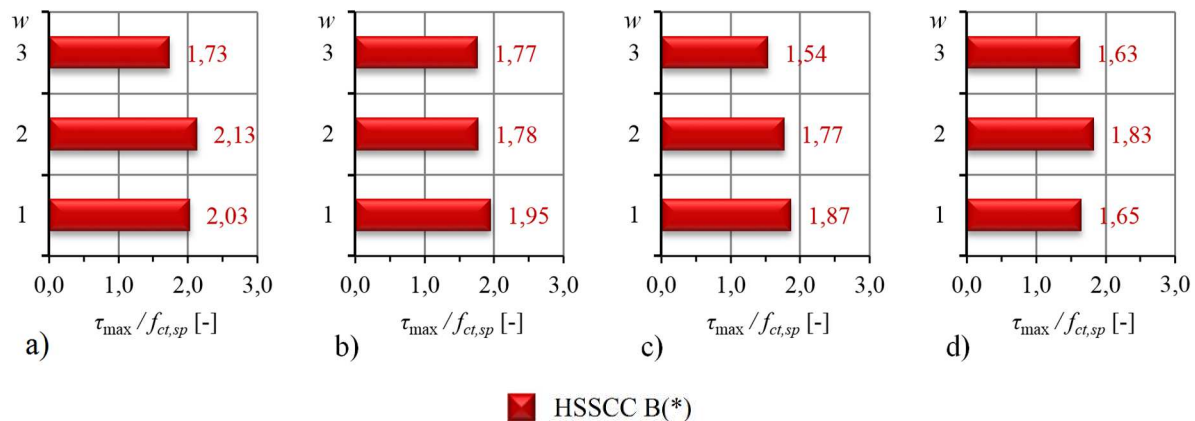
Przyczepność i wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSSCC na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7φ5 mm

w	1 dzień			3 dni			7 dni			28 dni		
	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{ct,sp}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{ct,sp}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{ct,sp}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{0,1}^{(w)}$ [MPa]	$\tau_{max}^{(w)}$ [MPa]	$f_{ct,sp}^{(w)}$ [MPa]
HSC B(*)												
3	3,4	7,8	3,9	3,6	9,8	4,3	4,6	10,0	5,4	5,4	12,2	6,1
2	3,8	8,5	3,3	4,2	10,1	4,7	5,1	11,1	5,6	6,0	13,0	6,2
1	4,1	9,0	3,6	4,4	10,4	4,3	5,3	12,2	5,2	6,3	14,3	6,4

Podobnie jak dla betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie, na podstawie analizy tabeli 8.14 i rysunków 8.33 i 8.34 stwierdzono, że średnie naprężenie przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}$ betonu samozagęszczalnego osiąga wartości zbliżone do wytrzymałości betonu na rozciąganie przez rozłupywanie. Iloraz $\tau_{0,1}^{(w)} / f_{ct,sp}^{(w)}$ również jest zbliżony do jedności. W terminach 1-dniowym i 3-dniowym nieznacznie przewyższa wartość wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie. Przyczepność maksymalna τ_{max} betonu do splotów jest około dwukrotnie wyższa od wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek tylko dla wyników 1-dniowych. W pozostałych terminach oscyluje na poziomie 1,8. Rozkład ilorazów przyczepności pierwotnej i maksymalnej $\tau / f_{ct,sp}$ na wysokości elementów próbnych także przyjmuje systematykę analizowanego wcześniej rozkładu $\tau / f_{c,cube}$ w słupkach B(*). Tak samo jak dla betonu zagęszczanego mechanicznie wpływ wytrzymałości na rozciąganie betonu samozagęszczalnego na przyczepność jest drugorzędny w stosunku do wytrzymałości na ściskanie.



Rys. 8.34. Iloraz naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i wytrzymałości na rozciąganie na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania

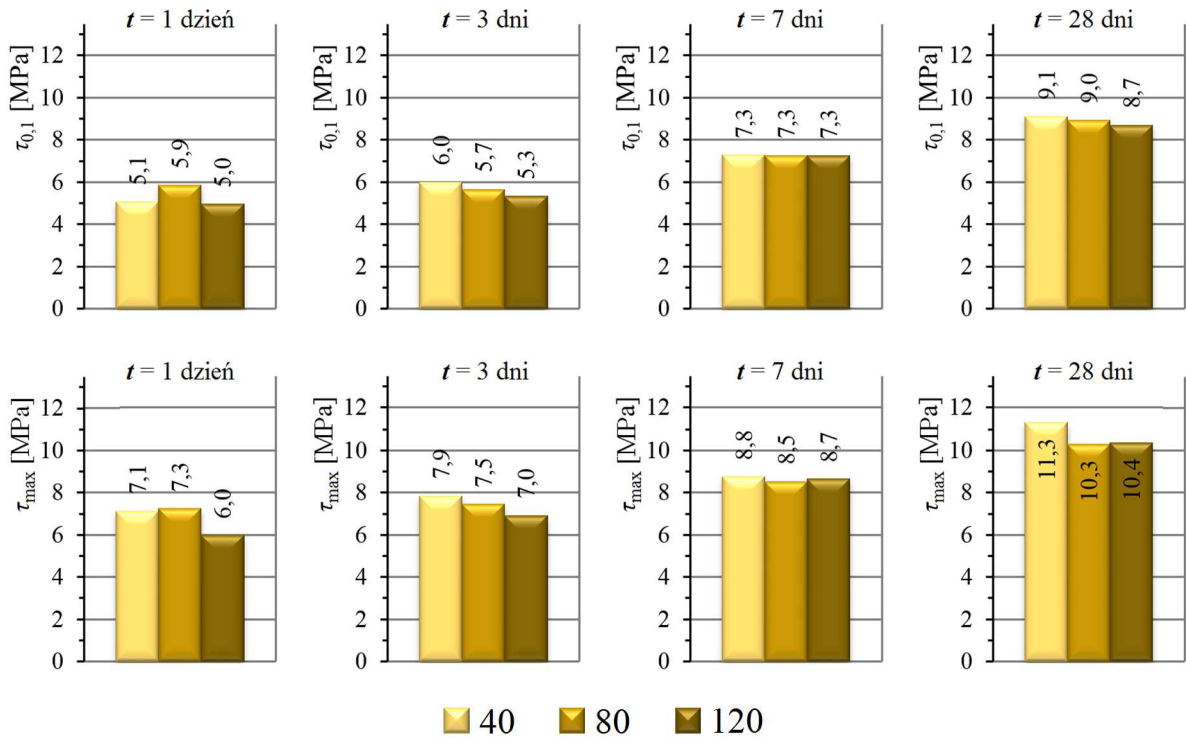


Rys. 8.35. Iloraz naprężenia przyczepności τ_{max} i wytrzymałości na rozciąganie na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania

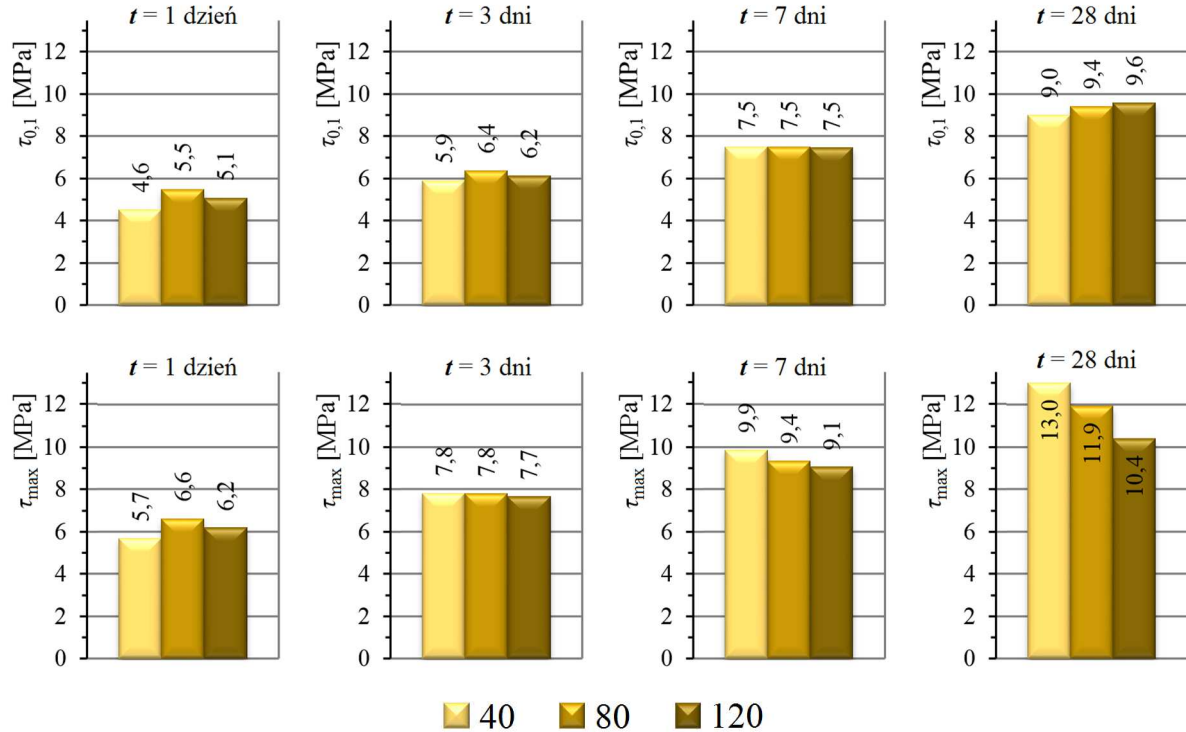
8.7. Wpływ czynnej długości na naprężenia przyczepności

Dla gładkich prętów $\phi 16$ mm stosowano długości czynne 40, 80 i 120 mm co odpowiada: $2,5 \cdot \phi$, $5,0 \cdot \phi$ i $7,5 \cdot \phi$. Dla splotów siedmiodrutowych okrągłych $7\phi 5$ mm o średnicy zastępczej 15,7 mm stosowano te same długości czynne. Dla badań na próbkach kostkowych ze splotami zabetonowanymi bez wstępnego naciągu korzystano z długości 80 i 120 mm. Dla badań przyczepności do splotów w elementach pionowych bez naciągu realizowano wszystkie 3 długości czynne. Próbki pod naciągiem wstępnym wykonywano dla długości 80 i 120 mm w przypadku betonu HSC oraz 120 mm przy betonie HSSCC. Na wykresach poniżej przedstawiono histogramy średniego naprężenia przyczepności betonu do gładkich prętów $\phi 16$ mm i splotów $7\phi 5$ mm dla danej długości czynnej. Analizę porównawczą wykonano dla średnich wartości naprężenia przyczepności wyliczonego przy poślizgu równym 0,1 mm ($\tau_{0,1}$) oraz przy maksymalnej sile wyciągającej (τ_{max}) po 1, 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu, w obrębie danej długości czynnej (40, 80 i 120 mm).

8.7.1. Beton niesprężony – gładkie pręty $\phi 16$ mm



Rys. 8.36. Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu I z betonu HSC z prętami $\phi 16$ mm)



Rys. 8.37. Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu I z betonu HSSC z prętami $\phi 16$ mm)

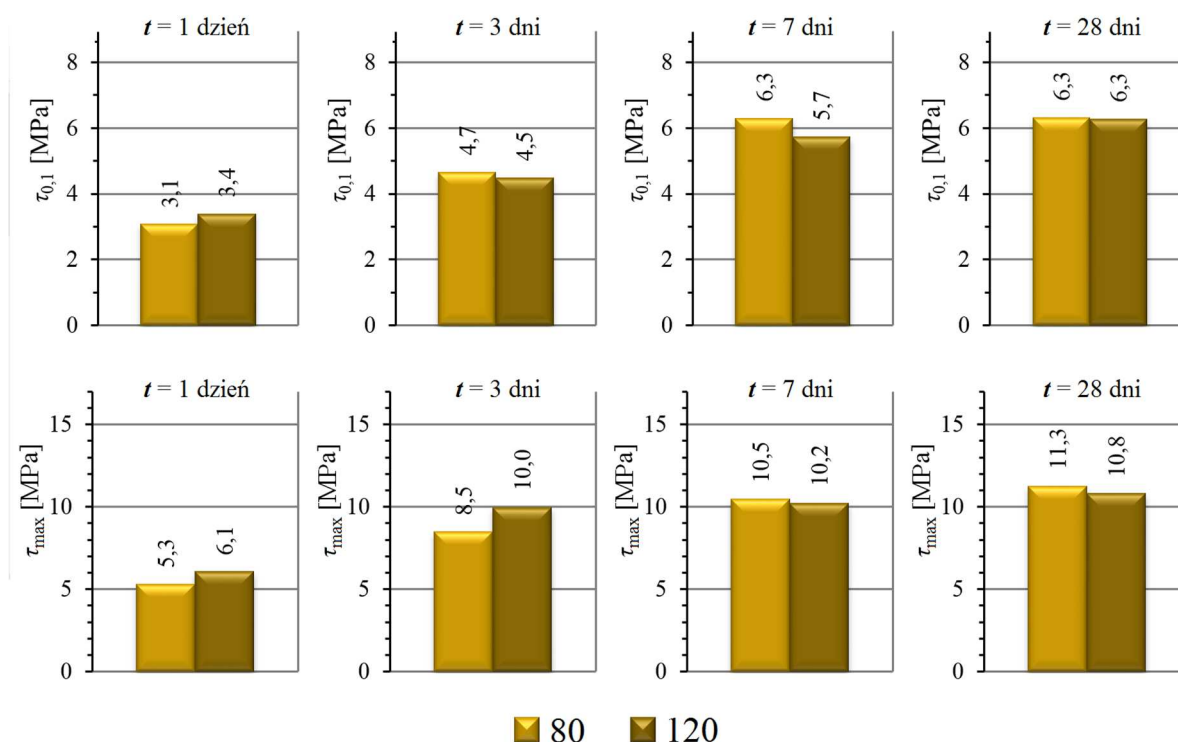
Na rysunku 8.36 zamieszczono rozkłady naprężenia przyczepności pierwotnej i maksymalnej betonu do gładkich prętów $\phi 16$ mm w obrębie długości czynnych 40, 80 i 120 mm w elementach poziomych wykonanych z betonu HSC (według receptury A), z uwzględnieniem wieku betonu w chwili badania (1, 3, 7 i 28 dni). Na rysunku 8.37 zamieszczono analogiczne rozkłady dla elementów wykonanych z betonu HSSCC (według receptury B).

Zarówno dla betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie jak i samozagęszczalnego nie stwierdzono zależności pomiędzy przyczepnością pierwotną ani maksymalną do gładkich prętów $\phi 16$ mm od czynnej długości zakotwienia. Biorąc pod uwagę odchylenia standardowe i współczynniki zmienności naprężenia przyczepności dla poszczególnych terminów badań, w obrębie danej długości czynnej i mieszanki betonowej, otrzymanych wyników nie można traktować jako świadczących o istotnym wpływie długości czynnej. Zakres zmian naprężenia średniego nie zorientowany na żadną z długości czynnych sugeruje brak wpływu długości czynnej na przyczepność obu betonów do prętów gładkich $\phi 16$ mm. Obserwowane różnice wynikają z niejednorodności cech materiału jakim jest beton.

Szczegółowe wyniki do analizy w formie tekstowej podane są w tabelach w załączniku F do pracy.

8.7.2. Beton niesprężony – sploty $7\phi 5$ mm

8.7.2.1. Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe typu I



Rys. 8.38. Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu I z betonu HSC ze splotami $7\phi 5$ mm)

Na rysunku 8.38 zamieszczono rozkład naprężenia przyczepności pierwotnej i maksymalnej betonu do splotów $7\phi 5$ mm w obrębie długości czynnych 80 i 120 mm w elementach kostkowych typu I wykonanych z betonu HSC (według receptury A), z uwzględnieniem wieku betonu w chwili badania (1, 3, 7 i 28 dni).

Nie stwierdzono zależności pomiędzy przyczepnością pierwotną ani maksymalną betonu zagęszczanego wibracyjnie w próbkach typu I do splotów $7\phi 5$ mm od czynnej długości zakotwienia. Biorąc pod uwagę odchylenia standardowe i współczynnik zmienności naprężenia przyczepności dla poszczególnych terminów badań, w obrębie danej długości czynnej i mieszanki betonowej, otrzymanych wyników nie można traktować jako świadczących o istotnym wpływie długości czynnej na przyczepność. Jednak z uwagi na małą liczbę prób doświadczalnych dla każdego terminu w obrębie długości czynnej (po 2 próby) spostrzeżenia z powyższej analizy nie będą brane pod uwagę przy formułowaniu wniosków końcowych. Szczegółowe wyniki do analizy w formie tekstowej podane są w tabelach w załączniku F do pracy.

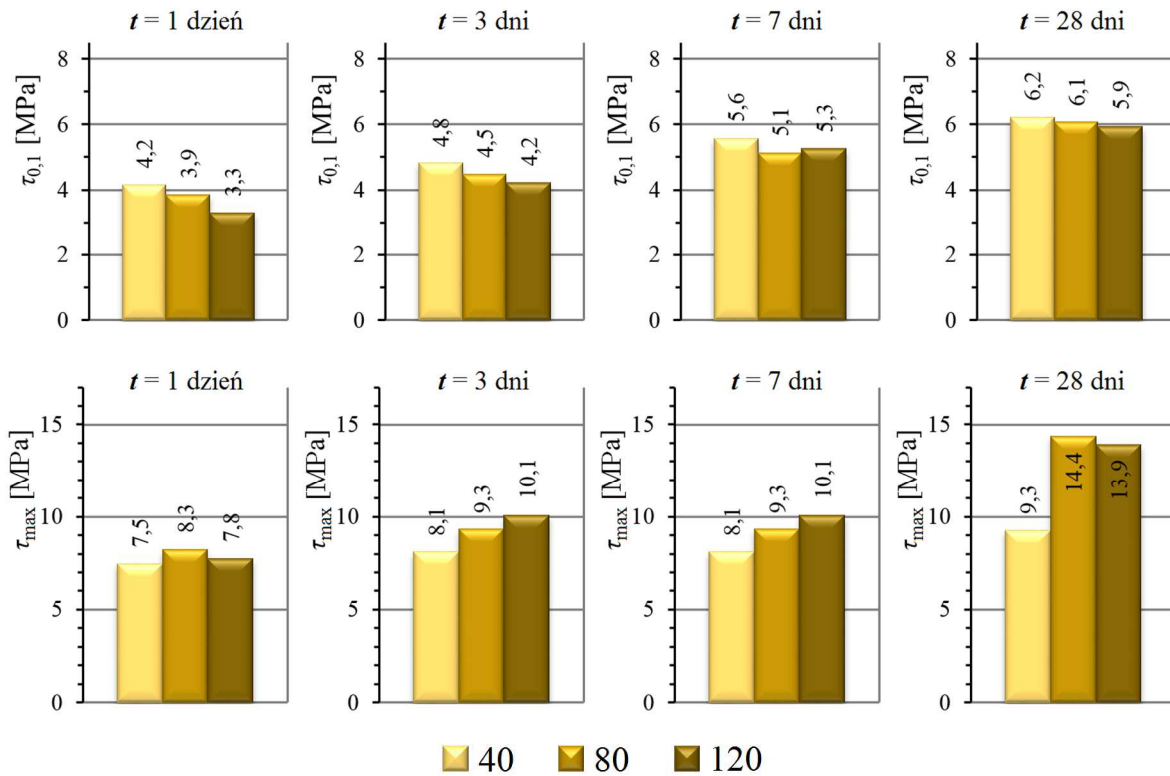
8.7.2.2. Beton HSC (receptura A) – elementy próbne pionowe typu III

Na rysunku 8.39 zamieszczono rozkłady naprężenia przyczepności pierwotnej i maksymalnej betonu do splotów $7\phi 5$ mm w obrębie długości czynnych 40, 80 i 120 mm w elementach pionowych wykonanych z betonu HSC (według receptury A) zagęszczanych w 3 warstwach, z uwzględnieniem wieku betonu w chwili badania (1, 3, 7 i 28 dni). Na rysunku 8.40 zamieszczono analogiczny rozkład dla elementów wykonanych z betonu HSC zagęszczanych w całości (w 1 warstwie).

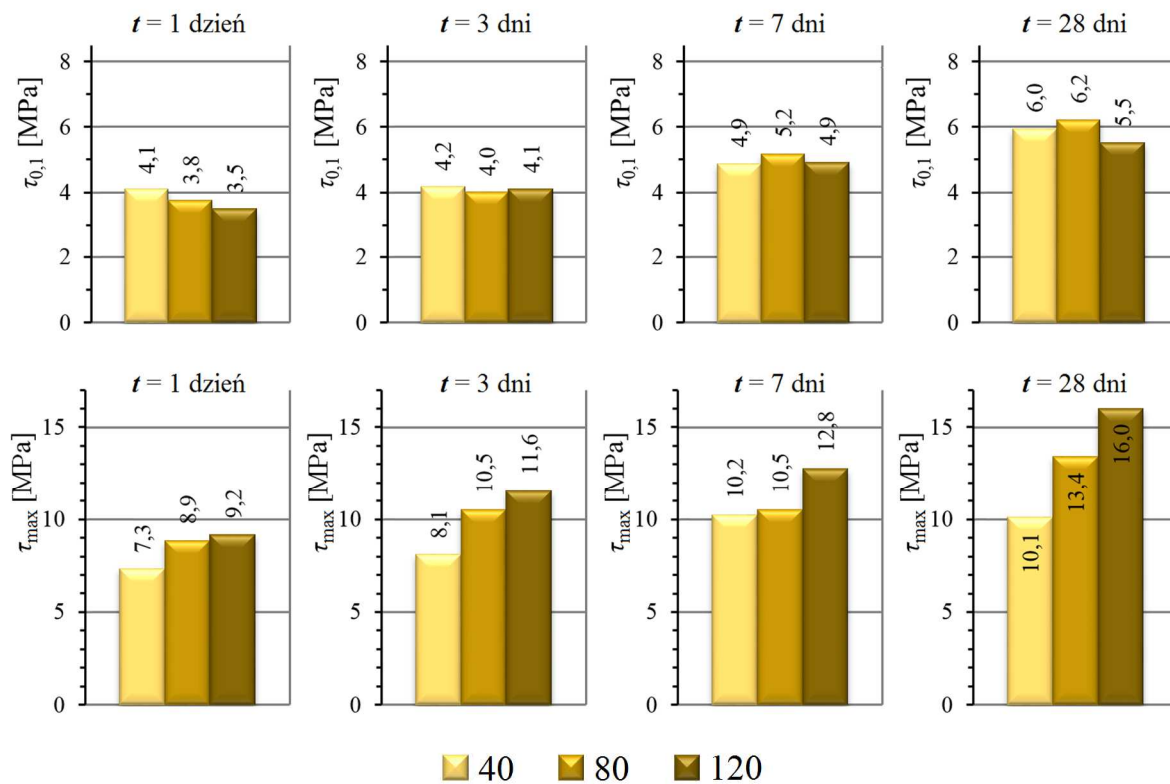
Analizując histogramy naprężenia przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}$ na rysunku 8.39 i 8.40 dla elementów pionowych typu III zarówno dla tych zagęszczanych w 3 warstwach jak i w 1 warstwie nie stwierdzono zależności wiążącej przyczepność betonu do splotów $7\phi 5$ mm z czynną długością przyczepności. Zakres zmian naprężenia średniego nieorientowany na żadną z czynnych długości. Występujące odchylenia standardowe i współczynnik zmienności naprężenia przyczepności sugerują brak wpływu czynnej długości na przyczepność $\tau_{0,1}$.

Obserwowane histogramy naprężenia przyczepności maksymalnej τ_{\max} , dla elementów pionowych typu III zarówno sugerują wyraźne powiązanie pomiędzy przyczepnością betonu do splotów $7\phi 5$ mm z długością czynną zarówno dla próbek zagęszczanych w 3 warstwach jak i w 1 warstwie. Im dłuższa jest czynna długość tym osiągnięte naprężenie przyczepności maksymalnej jest większe. Tendencję tę obserwuje się dla elementów zagęszczanych w 3 warstwach w terminach 3, 7 i 28 dniowym. Dla elementów zagęszczanych jednowarstwowo tendencja ta występuje w całym okresie badawczym. Zaobserwowany wzrost τ_{\max} dla elementów zagęszczanych w 3 warstwach po 28 dniach dojrzewania dla długości 80 mm względem 40 mm wynosi 55 %, natomiast dla 120 mm względem 40 mm jest notowany o 49 %. W przypadku elementów zagęszczanych w 1 warstwie analogiczne wzrosty τ_{\max} po 28 dniach wynoszą odpowiednio 33 % i 58 %.

Szczegółowe wyniki do analizy w formie tekstowej podane są w tabelach w załączniku F do pracy.



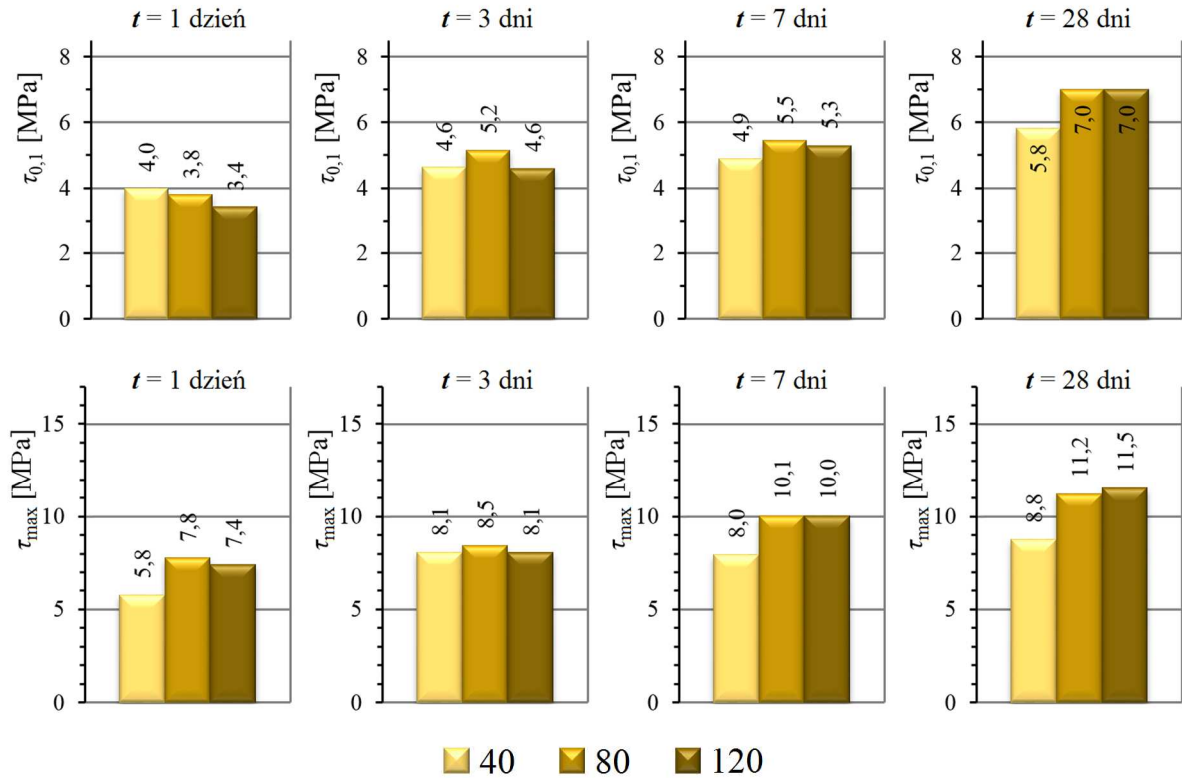
Rys. 8.39. Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu III z betonu HSC A(*3) ze splotami $7\phi 5$ mm)



Rys. 8.40. Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu III z betonu HSC A(*1) ze splotami $7\phi 5$ mm)

8.7.2.3. Beton HSSCC – próbki typu III, receptura B

Na rysunku 8.41 zamieszczono rozkłady naprężenia przyczepności pierwotnej i maksymalnej betonu do splotów 7 ϕ 5 mm w obrębie długości czynnych 40, 80 i 120 mm w elementach pionowych wykonanych z betonu HSSCC (według receptury B), z uwzględnieniem wieku betonu w chwili badania (1, 3, 7 i 28 dni).



Rys. 8.41. Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu III z betonu HSSCC B(*) ze splotami 7 ϕ 5 mm)

Histogramy naprężenia przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}$ na rysunku 8.41 dla elementów pionowych typu III nie sugerują zależności wiążącej przyczepność betonu do splotów 7 ϕ 5 mm z czynną długością przyczepności. Biorąc pod uwagę odchylenia standardowe i współczynnik zmienności naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$, nie można wskazać wiodącej czynnej długości.

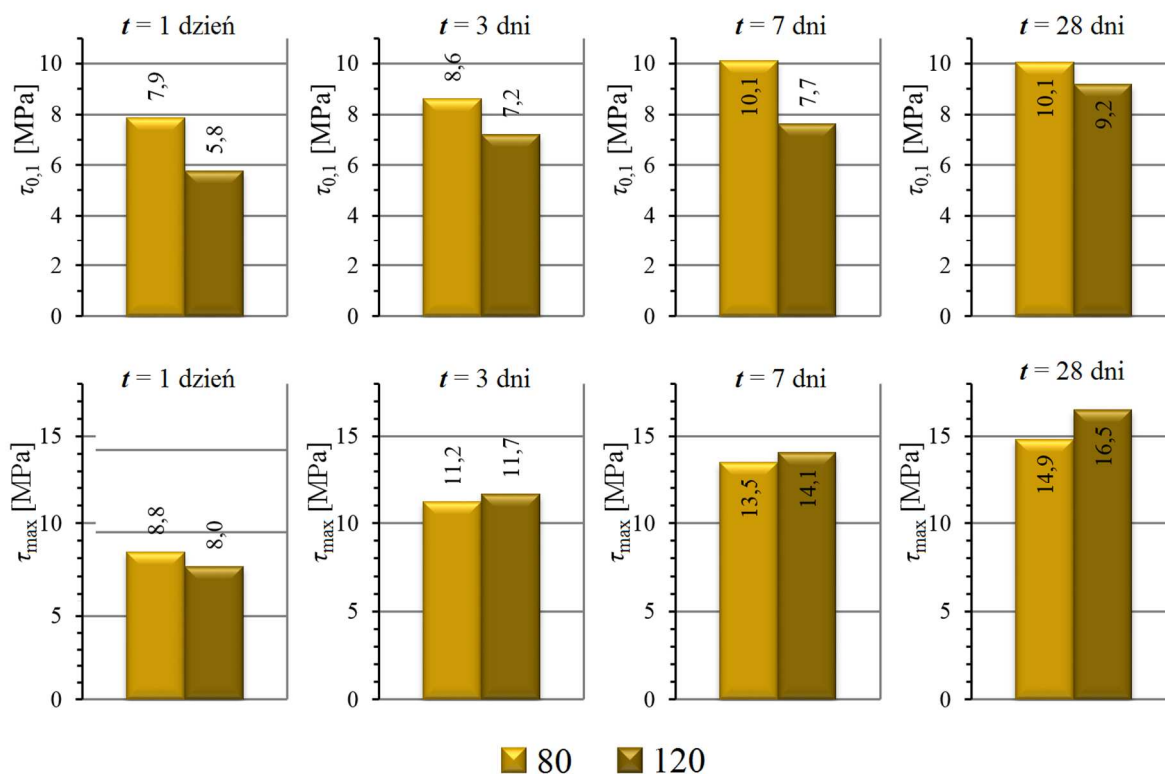
W odniesieniu do naprężenia przyczepności maksymalnej τ_{max} , dla elementów pionowych typu III rysuje się wpływ czynnej długości na przyczepność betonu do splotów 7 ϕ 5 mm dla wyników 7 i 28 dniowych. W terminach początkowych (1 i 3 dni) brak jest całkowicie tej tendencji. Zaobserwowany wzrost τ_{max} po 28 dniach dojrzewania dla długości 80 mm względem 40 mm wynosi 28 %, natomiast dla 120 mm względem 40 mm jest notowany o 31 %.

Szczegółowe wyniki do analizy w formie tekstowej podane są w tabelach w załączniku F do pracy.

8.7.3. Przyczepność betonu sprężonego do splotów

8.7.3.1. Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe sprężone typu I

Na rysunku 8.42 zamieszczono rozkłady naprężenia przyczepności pierwotnej i maksymalnej betonu do splotów $7\phi 5$ mm w obrębie długości czynnych 80 i 120 mm w elementach kostkowych typu I z betonu HSC (według receptury A) zabetonowanych ze wstępnym naciąganiem splotów, z uwzględnieniem wieku betonu w chwili badania (1, 3, 7 i 28 dni).



Rys. 8.42. Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy sprężone typu I z betonu HSC ze splotami $7\phi 5$ mm)

Histogramy naprężenia przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}$ na rysunku 8.42 dla elementów kostkowych sprężonych z betonu zagęszczanego mechanicznie sugerują odwrotną zależność przyczepności betonu do splotów $7\phi 5$ mm względem czynnej długości zakotwienia. We wszystkich terminach obserwuje się mniejsze naprężenia przyczepności dla dłuższych czynnych długości zakotwienia splotu.

Histogramy naprężenia przyczepności maksymalnej τ_{max} , dla omawianych elementów sugerują natomiast zależność prostą czynnej długości na przyczepność betonu do splotów $7\phi 5$ mm. Tendencja ta występuje w całym okresie badawczym za wyjątkiem terminu 1-dniowego. Zaobserwowany wzrost τ_{max} po 28 dniach dojrzewania betonu dla czynnej długości 120 mm względem 80 mm wynosi 11 %.

Szczegółowe wyniki do analizy w formie tekstowej podane są w tabelach w załączniku F do pracy.

8.7.3.2. Beton HSSCC (receptura B) – próbki kostkowe sprężone typu I

Badania przyczepności betonu samozagęszczalnego do splotów wstępnie napiętych prowadzone były dla tylko jednej długości czynnej (120 mm). Szczegółowe wyniki do analizy w formie tekstowej podane są w tabelach w załączniku F do pracy.

8.7.4. Podsumowanie

Długość czynna przyczepności nie ma wpływu na wartość naprężenia przyczepności pierwotnej i maksymalnej do gładkich prętów $\phi 16$ mm zarówno dla betonu zagęszczanego tradycyjnie jak i samozagęszczalnego. W przypadku splotów $7\phi 5$ mm betonowanych bez naciągu brak jest relacji pomiędzy przyczepnością pierwotną a długością czynną, obserwuje się natomiast wpływ większych długości czynnych na wzrost naprężenia przyczepności maksymalnej. Identyczne zachowanie występuje przy betonie zagęszczanym mechanicznie i samozagęszczalnym. W przypadku przyczepności do splotów zabetonowanych ze wstępnym naciągiem zachowanie to jest odmienne tylko w zakresie przyczepności pierwotnej. Obserwuje się bowiem odwrotną zależność długości czynnej i naprężenia przyczepności (dla większych długości zarejestrowano mniejsze naprężenia przyczepności pierwotnej).

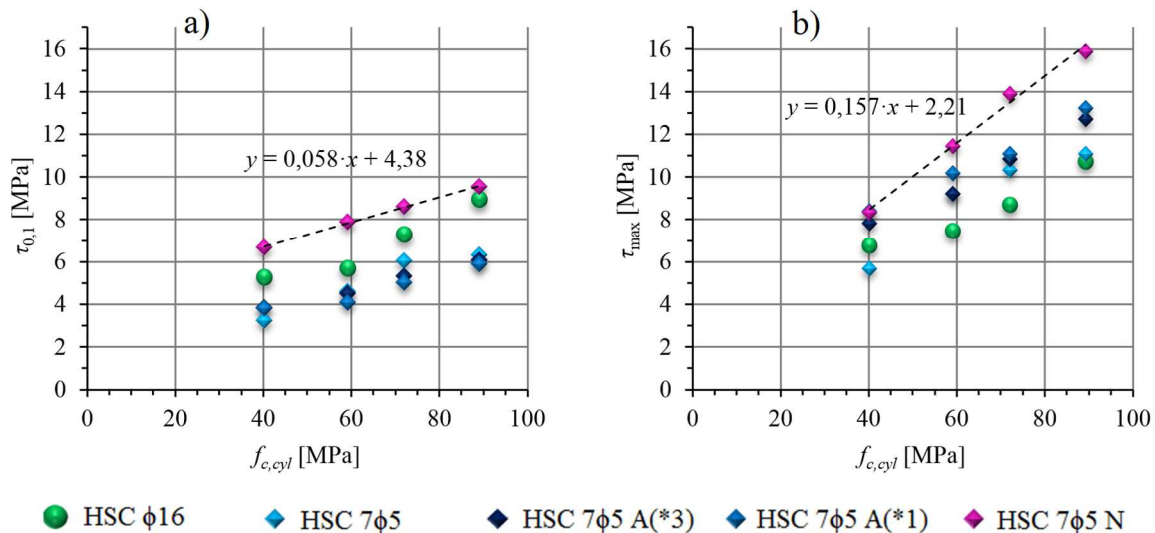
By móc jednoznacznie potwierdzić zależności pomiędzy długością czynną a przyczepnością, należy przeprowadzić badania w szerszym zakresie dla dłuższych odcinków kontaktu betonu i stali w próbce.

8.8. Rozwój przyczepności względem wytrzymałości betonu

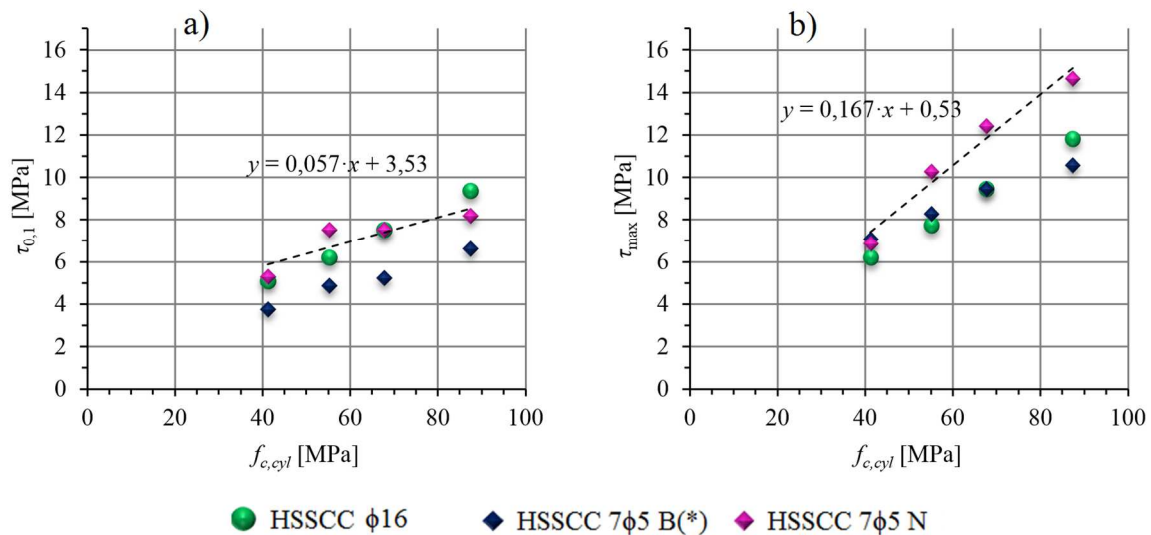
W celu przeanalizowania zależności pomiędzy przyczepnością betonu wysokowartościowego do splotów $7\phi 5$ mm a jego właściwościami mechanicznymi, obliczono średnie wartości naprężenia przyczepności pierwotnej $\tau_{0,1}$ i dla maksymalnej siły wyciągającej τ_{max} , na podstawie wszystkich wyników otrzymanych z badań doświadczalnych w danym okresie badawczym (1, 3, 7 i 28 dni) i odniesiono je do średniej rzeczywistej wytrzymałości betonu na ściskanie określonej na próbkach normowych o wymiarach $\phi 150 \times 300$ mm. Ponadto obliczone średnie wartości naprężenia przyczepności odniesiono do średniej wartości wytrzymałości na osiowe rozciąganie betonu, określonej na próbkach normowych $\phi 150 \times 300$ mm po 3, 7 i 28 dniach dojrzewania betonu. W obu przypadkach dla celów porównawczych naniesiono średnie wartości naprężenia przyczepności BWW do gładkich prętów zbrojeniowych $\phi 16$ mm.

8.8.1. Wpływ wytrzymałości na ściskanie na przyczepność betonu

Na rysunku 8.43 zamieszczono rozkłady średniego naprężenia przyczepności pierwotnej i maksymalnej betonu zagęszczanego mechanicznie do stali względem walcowej wytrzymałości na ściskanie betonu. Na rysunku 8.44 zamieszczono analogiczne rozkłady dla elementów wykonanych z betonu samozagęszczalnego.



Rys. 8.43. Zależność średnie naprężenie przyczepności-średnia wytrzymałość na ściskanie dla betonu HSC: a) dla $\tau_{0,1}$, b) dla τ_{max}

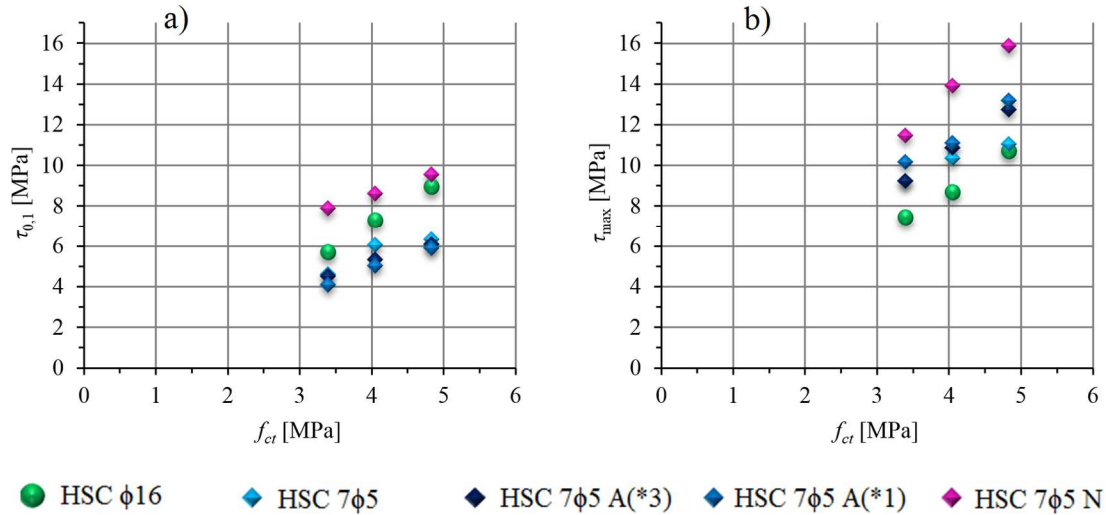


Rys. 8.44. Zależność średnie naprężenie przyczepności-średnia wytrzymałość na ściskanie dla betonu HSSCC: a) dla $\tau_{0,1}$, b) dla τ_{max}

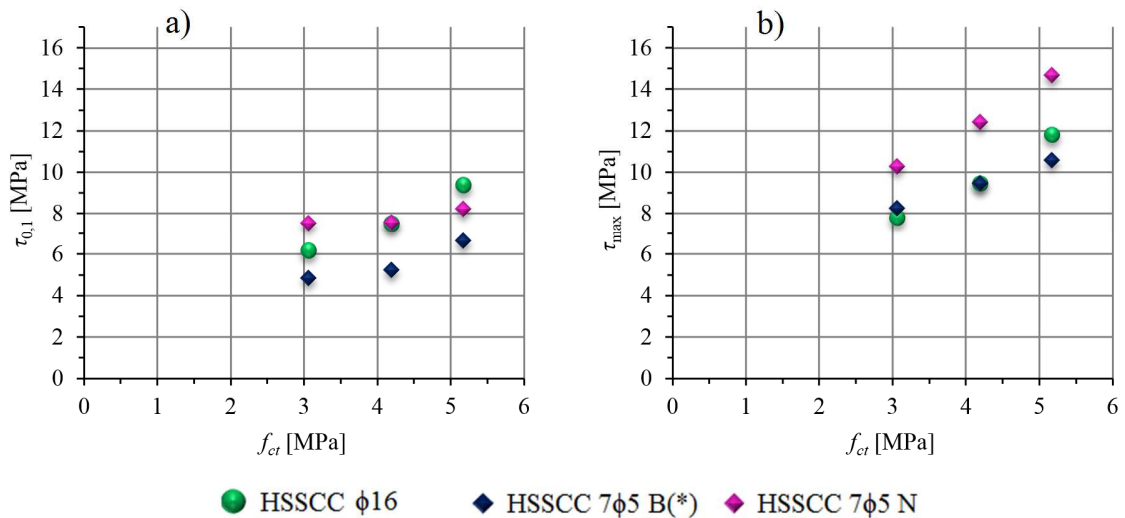
Zarówno dla betonu zagęszczanego mechanicznie jak i samozagęszczalnego obserwuje się wyraźną zależność wytrzymałości na przyczepność i wytrzymałości na ściskanie betonu. Tendencja ta występuje dla wszystkich typów elementów próbnych, dla splotów $7\phi 5$ mm i gładkich prętów $\phi 16$ mm. Wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie betonu obserwuje się wzrost naprężenia przyczepności. Zależność ta jest silniejsza dla przyczepności maksymalnej niż dla przyczepności pierwotnej. W przypadku przyczepności maksymalnej najsilniejszy wpływ jest notowany dla próbek sprężonych (największe nachylenie punktów). Na wykresach wprowadzono linie trendu dla próbek ze splotem $7\phi 5$ mm zabetonowanym ze wstępnym naciąganiem. Dla przebadanej próby linie trendu rozwoju przyczepności pierwotnej i maksymalnej dla obu mieszanek betonowych przebiegają niemal identycznie. Wpływ wytrzymałości betonu jest taki sam dla obu rozpatrywanych betonów wysokowartościowych.

8.8.2. Wpływ wytrzymałości na rozciąganie osiowe na przyczepność betonu

Na rysunku 8.45 zamieszczono rozkłady wartości średniej naprężenia przyczepności pierwotnej i maksymalnej betonu zagęszczanego mechanicznie do stali względem wytrzymałości na osiowe rozciąganie betonu. Na rysunku 8.46 zamieszczono analogiczne rozkłady dla elementów wykonanych z betonu samozagęszczalnego.



Rys. 8.45. Zależność średnie naprężenie przyczepności-średnia wytrzymałość na rozciąganie osiowe dla betonu HSC: a) dla $\tau_{0,1}$, b) dla τ_{max}



Rys. 8.46. Zależność średnie naprężenie przyczepności-średnia wytrzymałość na rozciąganie osiowe dla betonu HSSCC: a) dla $\tau_{0,1}$, b) dla τ_{max}

Dla betonu zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego obserwuje się zależność przyczepności od wytrzymałości na rozciąganie betonu. Wraz ze wzrostem wytrzymałości na osiowe rozciąganie betonu wzrasta naprężenie przyczepności we wszystkich typach elementów próbnych. Zależność ta jest silniejsza dla przyczepności maksymalnej niż dla przyczepności pierwotnej.

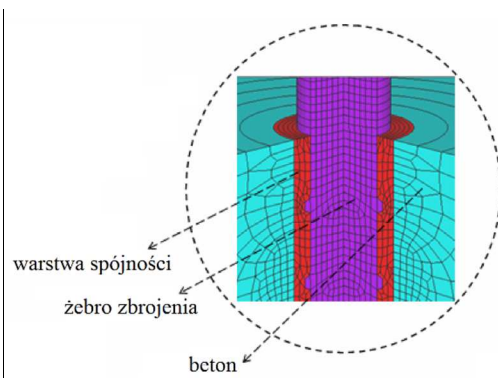
9.

Analiza numeryczna MES przyczepności betonu do prętów i splotów

9.1. Modelowanie MES przyczepności betonu – cel analiz

Obecnie analizy komputerowe przyczepności betonu do prętów zbrojeniowych są przedmiotem samodzielnych projektów badawczych. Prowadzone badania laboratoryjne nie dają bowiem pełnego opisu zachodzących zjawisk w próbce betonowej podczas próby wyciągnięcia pręta zbrojeniowego. Z pomocą przychodzi zastosowanie Metody Elementów Skończonych w numerycznych analizach nieliniowego zjawiska kontaktowego betonu i stali zbrojeniowej. Badania z wykorzystaniem szeregu naukowych i komercyjnych systemów obliczeniowych pozwalają zajrzeć w głąb próbki i uzyskać informację na temat rozwijającego się zarysowania, bryły naprężeń i odkształceń wewnętrznych.

W zakresie modelowania zbrojenia zwykłego dostępne są wyniki analiz zarówno dla prętów gładkich jak i prętów żebrowanych. Próby były podejmowane praktycznie od początku rozwoju oprogramowania. Gan w 2000 roku przeprowadził przegląd dostępnych modeli MES przyczepności do prętów gładkich w pracy [82]. Appa Rao i Kadhiravan [14] w 2013 roku przedstawili wyniki analiz w programie FEMAP przyczepności do prętów gładkich podczas badań przyczepności „pull-out” dla próbek z wewnętrznym skrępowaniem betonu poprzecznymi spiralami stalowymi zabetonowanymi wokół zbrojenia na długości czynnej. Shafaie i inni w pracy [221] z 2009 roku przedstawili analizę przyczepności betonu do pręta żebrowanego w pełnym modelu 3D z rzeczywistą geometrią użebrowania poprzecznego pręta w systemie ANSYS (rys. 9.1). Lettow [127] w 2004 roku przeprowadził w programie MASA podobną analizę dla pręta żebrowanego zabetonowanego wewnątrz obręczy stalowej. Podobnych opracowań w tej tematyce jest bardzo dużo.

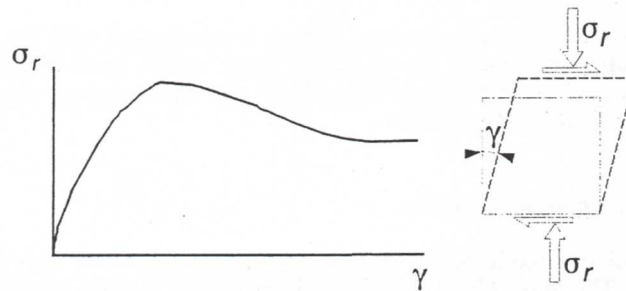


Rys. 9.1. Użebrowanie pręta w modelu Shafaie i innych [221]

W zakresie modelowania przyczepności betonu do zbrojenia sprężającego dostępna literatura jest o wiele bardziej uboga. Jeżeli chodzi o modelowanie przyczepności do splotów pod naciągiem podejmowane próby wskazują na złożoność problematyki zjawiska. Analiza studialna prac w tym zakresie wskazuje na wynikające problemy natury teoretycznej (pkt. 9.7.3).

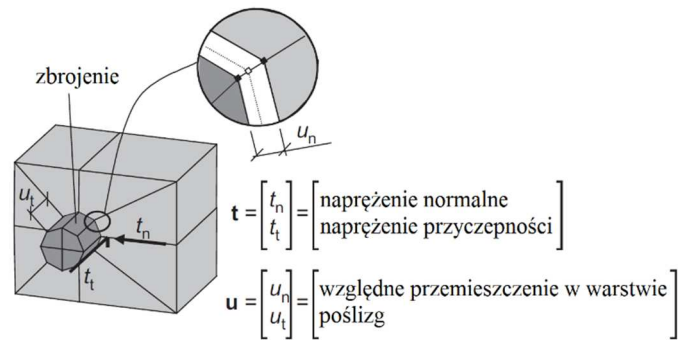
9.2. Modelowanie przyczepności betonu do splotów sprężających – przegląd

Pierwsze próby modelowania numerycznego przyczepności betonu do drutów sprężających zostały przeprowadzone przez Åkesson'a w pierwszej połowie lat 90-tych ubiegłego wieku dla symulacji strefy zakotwienia w płytach kanałowych sprężonych [27]. W celu dokonania analizy strefy zakotwienia w elemencie sprężonym na długości transmisji siły, z uwzględnieniem nieliniowego zachowania się materiału opracowany został model numeryczny interfejsowy 3D. Model oparty był o tarcie i adhezję na styku materiałów. Zdefiniowano naprężenie ścinające równoległe do osi ciągnięcia i prostopadłe stali do betonu w elemencie interfejsowym. Pozostałe składowe tensora naprężenia pozostawiono zerowe. Przyjęto model materiału sprężysto-plastycznego z kryterium uplastycznienia Coulomba. Funkcję odkształcenia plastycznego od ścinania zdefiniowano jako liniową z osłabieniem. Gdy wytrzymałość adhezji spadała do zera, odkształcenie plastyczne było interpretowane jako poślizg. Cechą elementu było generowanie naprężenia normalnego przez deformację ścinania na podstawie tak zwanej krzywej ekspansji, co reprezentuje efekt klinowania oraz dalsze ścinanie powierzchni przesuwu (rys. 9.2). Model interfejsowy testu pull-out został zrealizowany w programie ABAQUS dla drutów gładkich o średnicy $\phi 3$ mm.

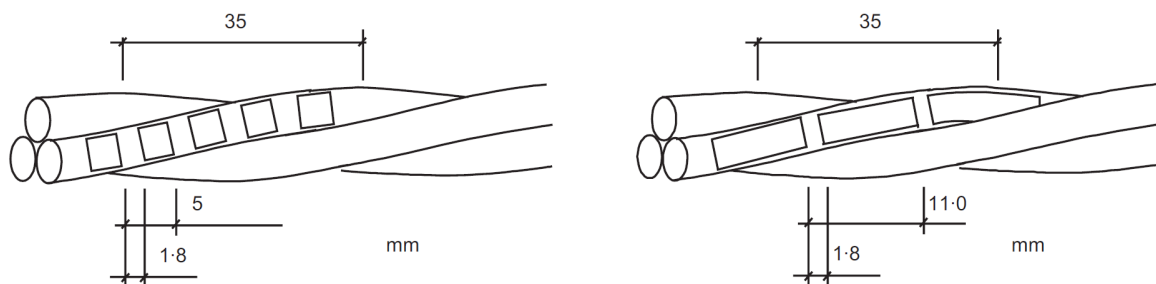


Rys. 9.2. Radialne naprężenie ściskające jako funkcja odkształcenia postaciowego i poślizgu [27]

Bolmsvik i Lundgren [42] w 2006 roku modelowali przyczepność betonu do splotu trzydrutowego sprężającego. Model przestrzenny składał się z elementów bryłowych reprezentujących beton i stal oraz elementów powierzchniowych interfejsowych. Geometria splotu została sprowadzona do pojedynczego drutu o przekroju kołowym (rys. 9.3) z powierzchnią boczną pokrytą płytkami zwiększającymi tarcie (rys. 9.4). Rozwiązanie było zainspirowane analizami przyczepności prętów żebrowanych. Rozstaw i wymiary poszczególnych płytek dobierano doświadczalnie. Analiza przeprowadzona była w programie DIANA.

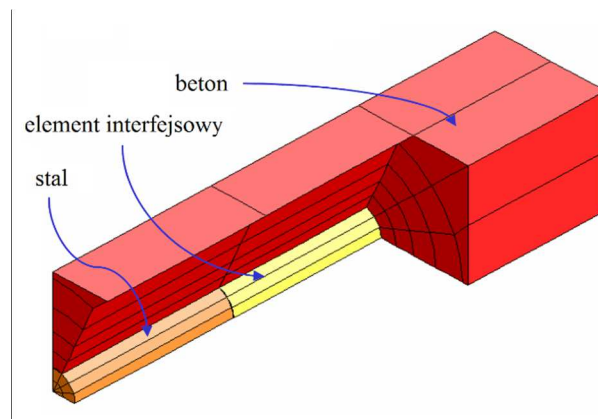


Rys. 9.3. Model Bolmsvik'a i Lundgren'a [42]

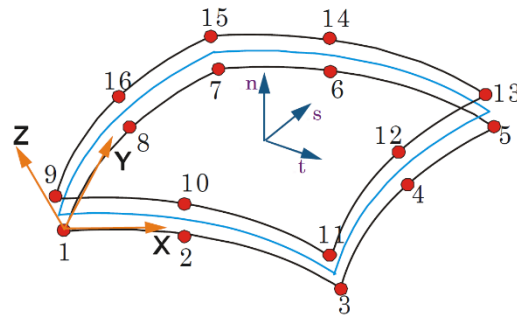


Rys. 9.4. Dobór płytek zwiększających tarcie [42]

Lim i inni [128] w 2013 roku oraz Oh i inni [169] w roku 2014 przeprowadzili analizy numeryczne przyczepności betonu do splotów o średnicy 12,7 i 15,2 mm. Celem było stworzenie modelu numerycznego MES przyczepności betonu do dwóch typów splotów, w którym wyliczone długości transmisji będą zgodne z wartościami otrzymanymi z badań doświadczalnych. Naukowcom udało się spełnić to założenie dzięki wprowadzeniu odpowiednich właściwości materiału kontaktowego, jednakże wykonane obliczenia nie oddają w pełni zjawisk związanych z przyczepnością zachodzących w strefie transmisji siły sprężającej. Stworzono uproszczony model geometryczny splotu w bryle betonowej w programie DIANA. W przestrzeni trójwymiarowej splot reprezentowany był przez prosty pręt o kołowym przekroju zatopiony w betonie (rys. 9.5). Stosowano elementy bryłowe dla betonu i splotu. Materiał kontaktowy składał się z elementów powierzchniowych 16-to węzłowych (rys. 9.6) o grubości 0 mm.

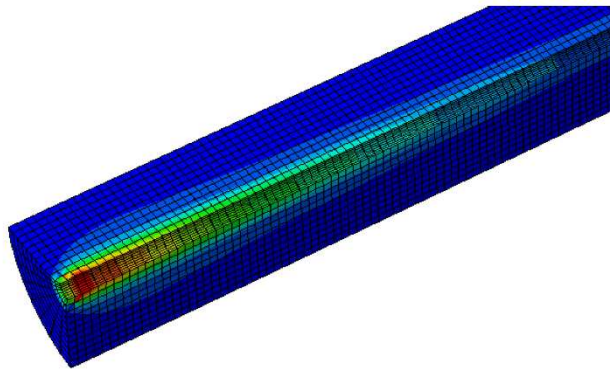


Rys. 9.5. Model MES przyczepności splotu Lim'a i innych [128]



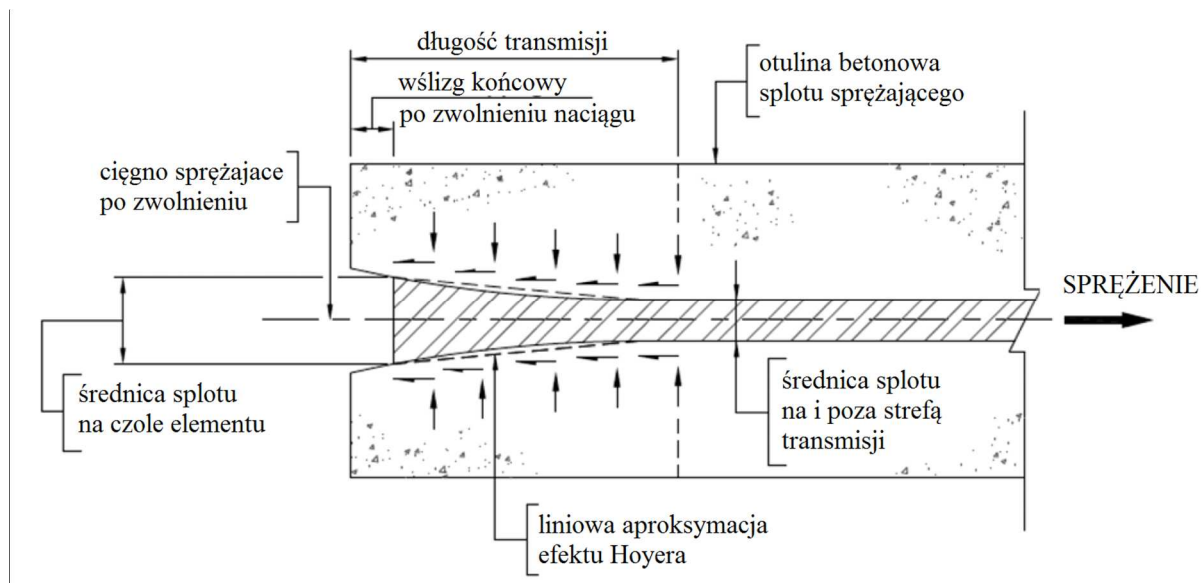
Rys. 9.6. Pojedynczy element interfejsowy 16-węzłowy w modelu Lim'a i innych [128]

Jiang [107] w 2013 roku modelował przyczepność betonu do splotów o średnicy 0,5, 0,6 i 0,7 cala (12,7, 15,2 i 18 mm) w kontekście obserwacji rozkładu naprężenia i odkształcenia betonu na długości transmisji siły sprężającej na beton. Model 3D w programie ABAQUS w zakresie splotu również składał się z elementów bryłowych budujących prosty pręt o przekroju kołowym. Zaobserwowany rozkład odkształceń betonu wzdłuż splotu na długości transmisji siły sprężającej dał wiarygodne wyniki potwierdzone badaniami doświadczalnymi (rys. 9.7).

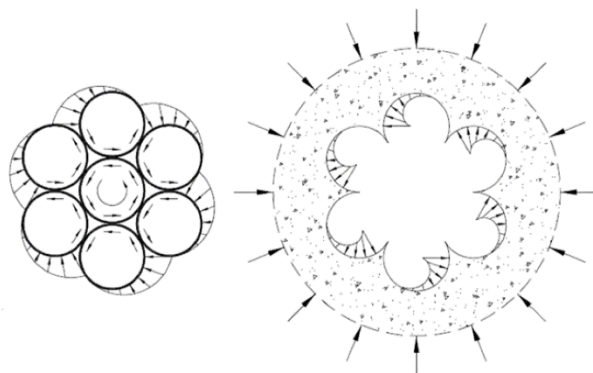


Rys. 9.7. Rozkład odkształcenia głównego w betonie w modelu Jiang'a [107]

Pewne podsumowanie metodologiczne dotyczące modelowania podał Arab i inni w pracy [13] z 2011 roku. Prawidłowo wykonana analiza przyczepności betonu do sprężonego splotu prócz parametrów przyczepnościowych wynikających z adhezji musi obejmować: wślizg końca splotu po zwolnieniu naciągu, udział efektu Hoyera, mechanizm zazębienia mechanicznego betonu pomiędzy poszczególnymi drutami w splocie (rys. 9.8 i 9.9). Dodatkowo podczas wyciągania splotu przekrój obraca się wokół własnej osi powodując skręcanie poszczególnych drutów składowych. Skręcanie drutów zewnętrznych prowadzi do powstania naprężeń stycznych miażdżących otulinę betonową, a jednocześnie powodujących zarysowanie wewnętrzne otuliny splotu. By móc odwzorować te zjawiska geometria splotu musi być zamodelowana w sposób możliwie dokładny. Opracowany model w programie ABAQUS obejmował bryłę betonową z zakotwionym w niej splotem z elementów bryłowych. Podobnie jak wcześniej przytoczeni autorzy geometria splotu była sprowadzona do pręta prostego o przekroju prostokątnym.



Rys. 9.8. Zjawiska przyczepnościowe występujące na długości transmisji [13]



Rys. 9.9. Specyfika zazębienia mechanicznego dla splotów sprężających [13]

Podsumowując, do chwili obecnej brak jest kompleksowego rozwiązania analizy przyczepności do splotu w literaturze naukowej. Przeprowadzone i omówione analizy zrealizowane metodami przybliżonymi dla uproszczonej geometrii bardzo dobrze oddają zagadnienia związane z długością transmisji siły sprężającej (zgodność wyników numerycznych z badaniami doświadczalnymi jest dostateczna). Interpretacja rozkładu odkształcenia czy zarysowania najbliższej otuliny betonowej splotu podczas próby wyciągania, bądź w strefie transmisji sprężenia nie może być satysfakcjonująca. Problemy badawcze wynikają ze skomplikowania fizycznego zjawiska oraz co jest równie istotne w przypadku analiz komputerowych MES, ograniczeń i skali trudności w skonstruowaniu rzeczywistej geometrii splotu w systemie.

Dla potrzeb pracy podjęto próbę dokładnego odwzorowania geometrii splotu sprężającego z uwzględnieniem rzeczywistego kształtu przekroju i pobocznic splotu oraz skrzywienia wewnętrznych drutów na długości.

9.3. Aktualne możliwości modelowania przyczepności MES

Interakcja pomiędzy zbrojeniem i betonem w konstrukcjach żelbetonowych i sprężonych jest bardzo złożona. Interakcja jest kształtowana głównie przez wzdłużne i wtórnie przez poprzeczne zarysowanie betonu w sąsiedztwie zbrojenia. Takie zachowanie materiałów może być modelowane z mechanizmem przyczepności poślizgu (*bond-slip*) gdzie względny poślizg zbrojenia i betonu jest opisany fenomenologicznie. Zachowanie mechaniczne strefy poślizgu jest następnie opisane za pomocą elementu interfejsowego (kontaktowego) o grubości zerowej.

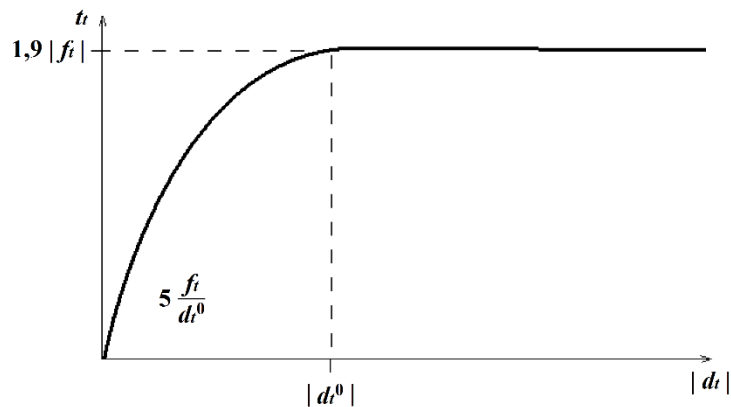
Zaproponowane konstytutywne prawa do przyczepności poślizgu, oparte są głównie na teorii deformacji całkowitej, co wyraża siłę wyciągającą jako funkcję całkowitych przemieszczeń względnych. W zaawansowanych programach nieliniowej analizy MES (Midas FEA, DIANA) przyjmuje się zależność między normalną siłą wyciągającą (t_n) i normalnym względnym przemieszczeniem (Δu_n) jako liniowo-sprężystą, natomiast związek pomiędzy styczną siłą (t_t) oraz poślizgiem przyjmuje się jako funkcję nieliniową:

$$\begin{cases} t_n = k_n \cdot \Delta u_n \\ t_t = f_t(dt) \end{cases} \quad (9.1)$$

Dostępne są trzy modele mechanizmu bond-slip. Możliwe są do zastosowania predefiniowane krzywe dla relacji między naprężeniem ścinania i poślizgiem na styku materiałów: *Cubic Function* według Dörr'a [72] i *Power Law* według Noakowskiego [164]. Można również zdefiniować własny model z łamanych odcinków prostych do reprezentacji przyczepności („*Multi-linear*”).

9.3.1. Model przyczepności *Cubic Function*

Dörr zaproponował wielomianową zależność pomiędzy naprężeniem ścinania i poślizgiem [72]. Funkcja ma wartość graniczną, która pokazuje, czy poślizg jest większy niż zadana wartość dt^0 . Po utracie przyczepności zależność jest liniowa – stała funkcja przy wyciąganiu (rys. 9.10).



Rys. 9.10. *Cubic Function* dla przyczepności [72]

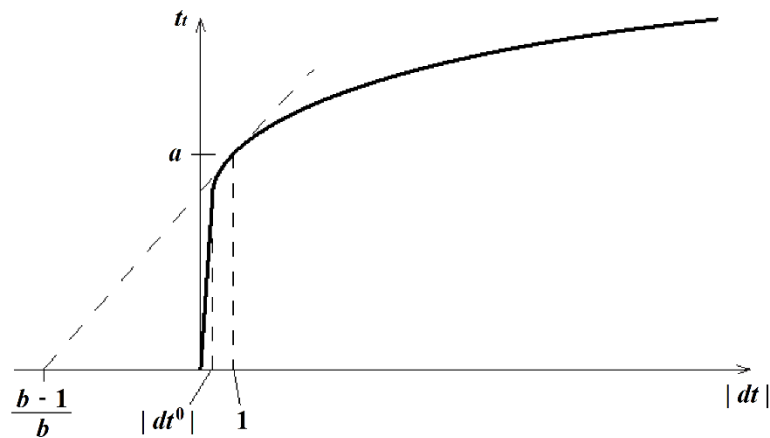
Matematyczny zapis funkcji wygląda następująco:

$$t_i = \begin{cases} f_i \cdot \left(5 \cdot \left(\frac{dt}{dt^0} \right) - 4,5 \cdot \left(\frac{dt}{dt^0} \right)^2 + 1,4 \cdot \left(\frac{dt}{dt^0} \right)^3 \right) & \rightarrow \text{if } (0 \leq dt \leq dt^0) \\ 1,9 \cdot f_i & \rightarrow \text{if } (dt \geq dt^0) \end{cases} \quad (9.2)$$

Odciążenie i ponowne dociążenie elementu interfejsowego ścinaniem modelowane jest z użyciem podejścia siecznego.

9.3.2. Model przyczepności *Power Law*

Zależność pomiędzy siłą ścinania i wysunięciem proponowana przez Noakowskiego [164] polega na zachowaniu przyczepności ścinania względem poślizgu zgodnie z rys. 9.11.



Rys. 9.11. *Power Law* dla przyczepności [164]

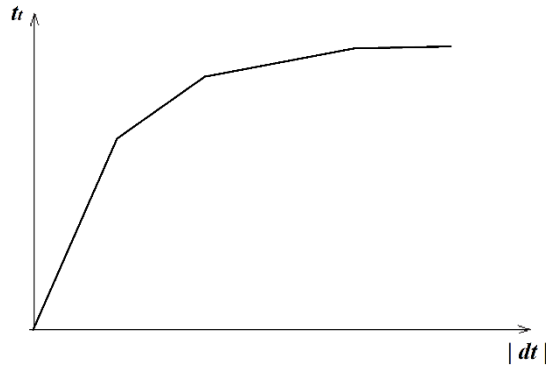
Początkowa sztywność ścinania jest utrzymywana liniowo by uniknąć nierzeczywistej dużej sztywności dla poślizgów mniejszych od wartości początkowej dt^0 . Matematyczny zapis funkcji przyczepności wygląda następująco:

$$t_i = \begin{cases} a \cdot (dt)^b & \rightarrow \text{if } (dt \geq dt^0) \\ a \cdot (dt)^{b-1} \cdot dt & \rightarrow \text{if } (0 \leq dt \leq dt^0) \end{cases} \quad (9.3)$$

Odciążenie i ponowne dociążenie elementu interfejsowego ścinaniem jest modelowane również z użyciem podejścia siecznego (dla $b < 1$).

9.3.3. Model przyczepności *Multi-linear*

Zależność pomiędzy siłą ścinania i wysunięciem pręta (splotu) jest linią łamaną. Miejsca załamań (zmiany przyczepności) można zdefiniować na podstawie wyników badań. Przykładowy wykres przyczepności ścinania względem poślizgu przedstawiono na rys. 9.12.



Rys. 9.12. Model *Multilinear* dla przyczepności

9.4. Model materiału kontaktowego

Główną ideą istnienia i zadaniem elementów kontaktowych jest umożliwienie przemieszczeń węzłów na styku dwóch materiałów w modelu numerycznym. Elementy interfejsowe zostały stworzone dla potrzeb modelowania rys dyskretnych, przemieszczeń na granicy styku materiałów. Z powodzeniem są stosowane do problemów modelowania przyczepności zbrojenia w relacji z poślizgiem. Wyróżniamy wśród nich elementy punktowe, liniowe i powierzchniowe o grubości zerowej. Poprawnie zdefiniowany element interfejsowy musi mieć odpowiednio zdefiniowaną sztywność. Zbyt duża jej wartość może powodować problemy numeryczne, natomiast zbyt mała prowadzi do uplastycznienia elementu interfejsowego w wyniku przemieszczeń kontaktujących się materiałów. Wartość zalecaną podano wzorem 9.4.

$$k = 1000 \cdot E \cdot d \quad (9.4)$$

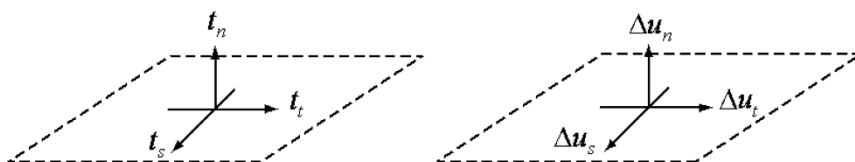
gdzie:

- k - sztywność interfejsu [MPa],
- E - największy moduł sprężystości materiałów w modelu [MPa],
- d - wymiar reprezentatywnego elementu [m].

Zależność pomiędzy przemieszczeniem i naprężeniem wyciągającym w elemencie interfejsowym jest opisana równaniem macierzowym – wzór 9.5 i 9.6. Objasnienie do symboli zawartych w równaniach przedstawiono na rys. 9.13.

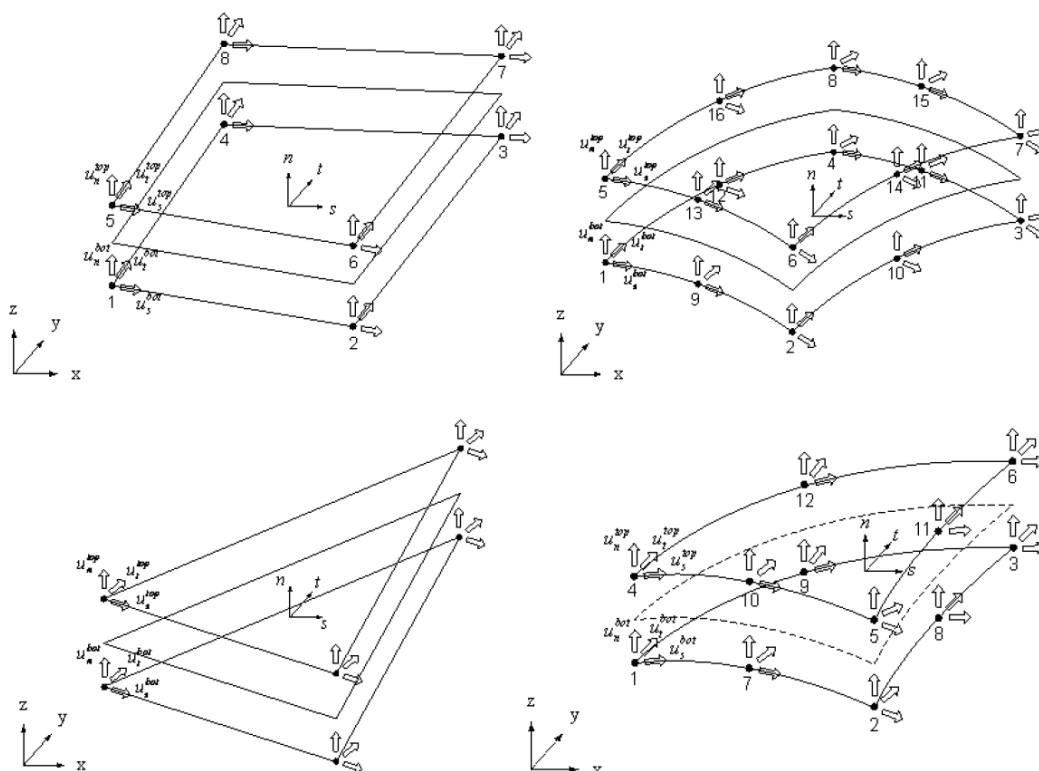
$$k = D \cdot \Delta u \quad (9.5)$$

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix}, \quad D = \begin{bmatrix} k_n & 0 & 0 \\ 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & k_t \end{bmatrix}, \quad \Delta u = \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_s \\ \Delta u_t \end{Bmatrix} \quad (9.6)$$



Rys. 9.13. Naprężenia wyciągające i przemieszczenia na elemencie interfejsowym 2D [144]

Dostępne rodzaje elementów skończonych interfejsowych przedstawiono na rys. 9.14. Elementy te mogą być stosowane do analiz zagadnień kontaktowych pomiędzy elementami bryłowymi, powierzchniowymi lub bryłowymi i powierzchniowymi.



Rys. 9.14. Powierzniowe elementy interfejsowe [144]

9.5. Analiza przyczepności MES – cel, założenia, modele materiałowe

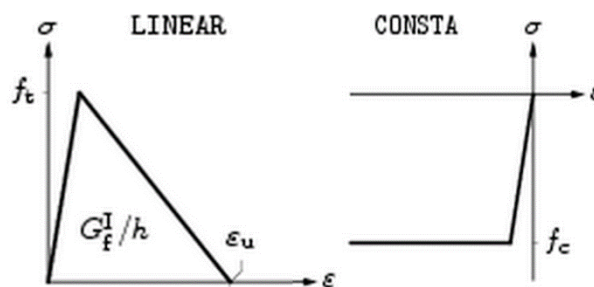
Celem przeprowadzonych analiz numerycznych MES było stworzenie modelu komputerowego przyczepności betonu wysokowartościowego do gładkiego pręta $\phi 16$ mm i splotu sprężającego $7\phi 5$ mm. Gotowe modele 3D posłużyły do uzyskania informacji na temat rozkładu naprężenia i odkształcenia betonu wewnątrz kostki betonowej w bezpośrednim sąsiedztwie zbrojenia w chwili utraty przyczepności oraz obrazu wewnętrznego zarysowania betonu podczas badań.

Założeniem analiz było odwzorowanie badań niszczących pull-out w programie MES dla otrzymania pełnego obrazu przebiegu badań oraz uzupełnienie wyników twardych z badań doświadczalnych przebiegiem wewnętrznych mechanizmów niszczących.

Analizę MES dla prętów i splotów wykonano w programie Midas FEA. Zastosowane w analizie modele materiałowe dla betonu, stali zbrojeniowej zwykłej, stali sprężającej i materiału kontaktowego opisano szczegółowo w punktach 9.5.1, 9.5.2, 9.5.3 i 9.5.4.

9.5.1. Beton

Przyjęto model nieliniowy izotropowego materiału betonu w oparciu o model *Total Strain Crack Model* [144]. W zakresie rozciągania przyjęto opis materiału funkcją *LINEAR*, natomiast w zakresie ściskania funkcją *CONSTA* (rys. 9.15).



Rys. 9.15. Zachowanie rozciąganego i ściskanego betonu w modelu *Total Strain Crack* [69]

Analizę numeryczną przeprowadzono dla parametrów betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie po 1 dniu dojrzewania dla mieszanki według receptury A. Analizę dla betonu samozagęszczalnego (według receptury B) zaniechano, z uwagi na zbliżone parametry wytrzymałościowe. Przyjęte parametry betonu po 1 i 28 dniach do analizy numerycznej zawarto w tabeli 9.1.

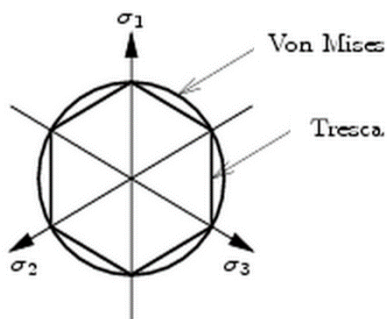
Tabela 9.1.

Parametry betonu HSC do obliczeń MES

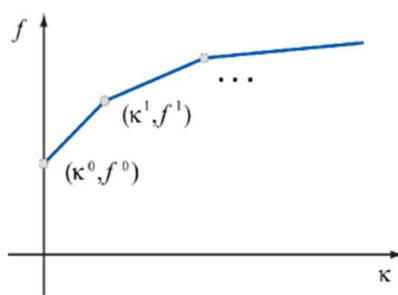
Wiek betonu [dni]	$f_{c,cube}$ [MPa]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	f_{ct} [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]	ν [-]
1	47,5	40,2	3,0	3,4	35,9	0,2

9.5.2. Stal zbrojeniowa – pręt $\phi 16$ mm

Przyjęto model nieliniowy materiału izotropowego w oparciu o model *Von Mises'a* ze wzmocnieniem plastycznym. Kryterium uplastycznienia podano na rysunku 9.16, natomiast schemat wzmocnienia na rys. 9.17.



Rys. 9.16. Kryterium uplastycznienia *Von Mises'a* [69]



Rys. 9.17. Definicja wzmocnienia plastycznego [144]

Przyjęte parametry stali zwykłej do analizy numerycznej zawarto w tabeli 9.2. Parametry wzmocnienia plastycznego (κ – odkształcenie, f – naprężenie w stali) zdefiniowano zgodnie z rysunkiem 9.17 i pokazano w tabeli 9.3.

Tabela 9.2.

Parametry stali zwykłej do obliczeń MES

E [GPa]	ν [-]	f_y [MPa]
207,3	0,3	304,4

Tabela 9.3.

Parametry wzmocnienia plastycznego stali zwykłej do obliczeń MES

indeks	κ [-]	f [MPa]
0	0	304,4
1	0,03	317,9
2	0,11	440,5
3	0,28	465,1

9.5.3. Stal sprężająca – splot siedmiodrutowy 7φ5 mm

Analogicznie jak dla stali zwykłej przyjęto model nieliniowy materiału izotropowego w oparciu o model *Von Mises'a* ze wzmocnieniem plastycznym. Przyjęte parametry stali sprężającej do analizy numerycznej zawarto są w tabeli 9.4, natomiast parametry wzmocnienia plastycznego w tabeli 9.5.

Tabela 9.4.

Parametry stali sprężającej do obliczeń MES

E [GPa]	ν [-]	$f_y = f_{pk0,1}$ [MPa]
190,1	0,3	1678,6

Tabela 9.5.

Parametry wzmocnienia plastycznego stali sprężającej do obliczeń MES

indeks	κ [-]	f [MPa]
0	0	1678,6
1	0,04	1906,8

9.5.4. Interfejs – materiał kontaktowy

Na potrzeby analizy przyjęto kilka nieliniowych modeli materiałów interfejsu. W przypadku prętów φ16 mm w pierwszym podejściu prowadzono obliczenia dla modelu przyczepności *Cubic Function*, a następnie dla lepszego dopasowania przygotowano modele *Multi-linear*. Dla splotów 7φ5 mm interfejs modelowano wyłącznie funkcjami *Multi-linear*. W każdym przyjętym modelu podstawowe parametry materiału kontaktowego były niezmiennie zgodnie z tabelą 9.6.

Tabela 9.6.

Sztywność interfejsu do obliczeń MES

K_n [kN/m ³]	K_t [kN/m ³]
$2,6 \times 10^{11}$	$2,6 \times 10^{10}$

Objaśnienia do symboli:

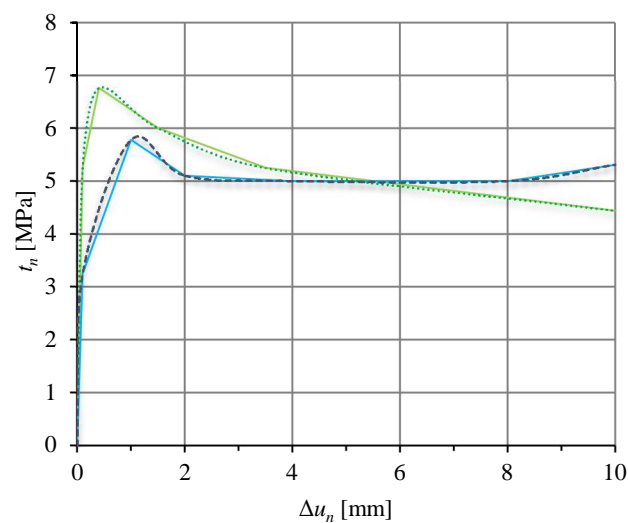
- K_n - moduł sztywności normalnej,
- K_t - moduł sztywności ścinania.

Definicja parametrów funkcji *Multi-linear* dla poszczególnych modeli odbywa się w oparciu o zależności z rys. 9.12. Parametry funkcji dla poszczególnych modeli przyczepności betonu HSC do prętów i splotów po 1 i 28 dniach dojrzewania pokazano w tabeli 9.7, natomiast same funkcje są przedstawione na rysunku 9.18.

Tabela 9.7.

Współczynniki funkcji *Multi-linear* do obliczeń MES

HSC $\phi 16$ mm		HSC $7\phi 5$ mm	
Δu_n [mm]	t_n [MPa]	Δu_n [mm]	t_n [MPa]
0	0	0	0
0,1	5,3	0,1	3,2
0,4	6,8	1	5,8
1,5	6,0	2	5,1
3,5	5,3	4	5,0
10	4,4	8	5,0
-	-	10	5,3



— $\phi 16$ mm (MES) — $7\phi 5$ mm (MES) HSC $\phi 16$ mm - - - HSC $7\phi 5$ mm

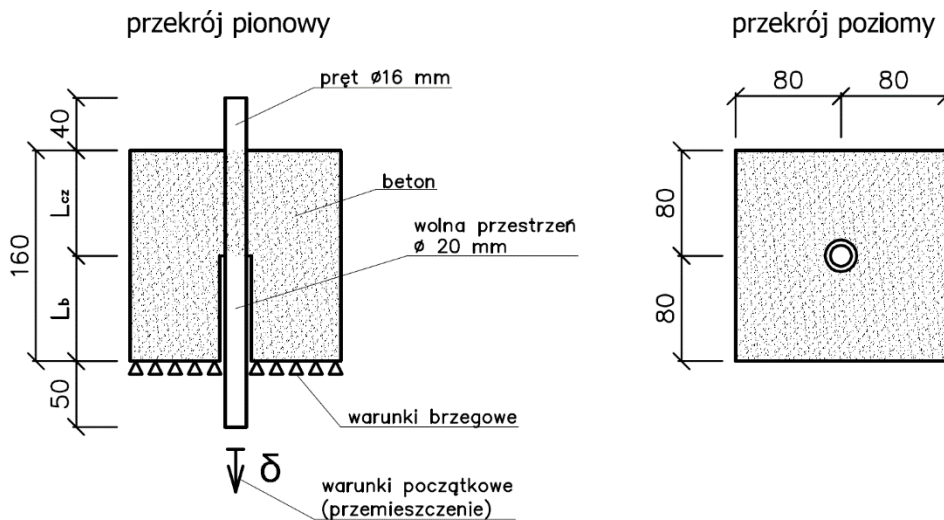
Rys. 9.18. Zaprojektowane funkcje przyczepności *Multi-linear* do obliczeń numerycznych

Zaprojektowano funkcje, których zakres odpowiadał wykonanym wcześniej badaniom doświadczalnym. Wartości naprężenia stycznego t_n oraz poślizgu Δu_n przyjęte do modelu, zostały wyliczone jako wartości średnie z eksperymentu na próbkach kostkowych typu I z prętem odpowiednio $\phi 16$ mm oraz splotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu HSC zagęszczanego mechanicznie dla terminu 1 dniowego badań. Liniami ciągłymi przedstawiono przyjęte funkcje do modelu MES, natomiast liniami przerywanymi rozwój średniego naprężenia przyczepności z badań doświadczalnych.

9.6. Badania numeryczne wyciągania gładkiego pręta $\phi 16$ mm z betonowej próbki

9.6.1. Model do obliczeń numerycznych

Wykonano model numeryczny 3D pręta zabetonowanego w kostce. Schemat modelu przedstawiono na rys. 9.19. Przygotowana geometria odzwierciedlała w sposób pełny rzeczywiste próbki. Kostka sześcienna betonowa jest o wymiarach $160 \times 160 \times 160$ mm. Wewnątrz kostki osiowo ustawiono (zabetonowano) pręt zbrojeniowy. Długość całkowita zbrojenia stalowego wynosi 250 mm. Obliczenia wykonywano dla długości czynnych: 40, 80 i 120 mm. Pozostały odcinek wyłączony z przyczepności za pomocą osłonki (rurki $\phi 20$ mm) z tworzywa sztucznego, w modelu numerycznym zrealizowany został jako wolna przestrzeń. Warunki brzegowe stanowiły podpory przegubowe – zablokowanie przesuwu dla trzech kierunków – zastosowane dla całej dolnej powierzchni betonu próbki. Obciążenie do modelu wprowadzono w postaci przemieszczenia przyłożonego do dolnego końca stalowego zbrojenia (od strony wyłączonej z przyczepności).

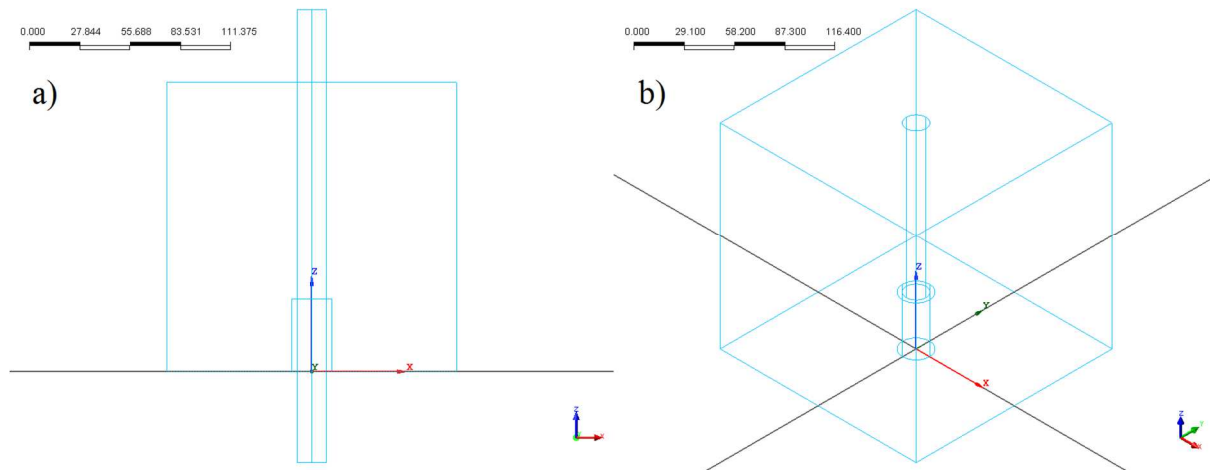


Rys. 9.19. Schemat modelu MES 3D badań *pull out*

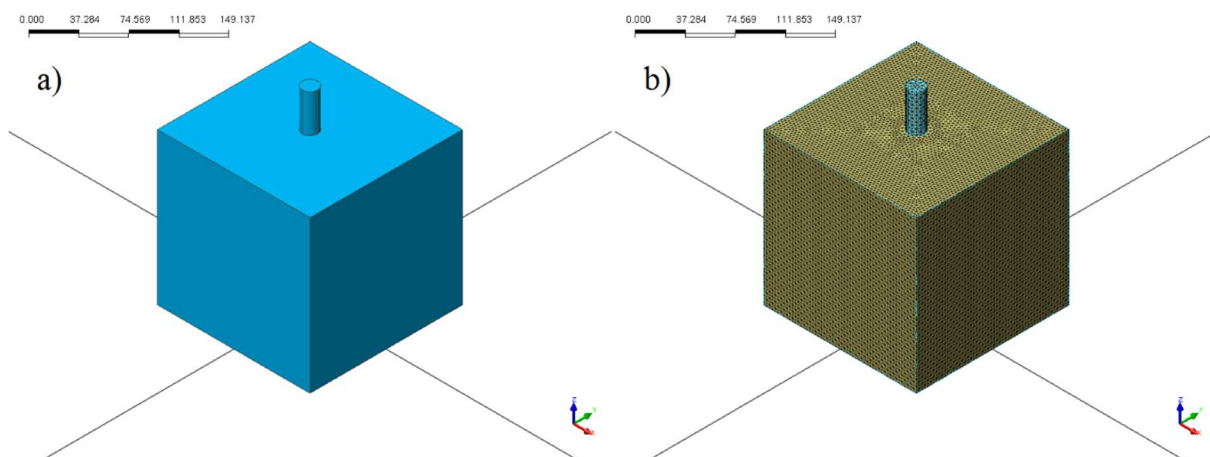
Stworzono kompleksowy model numeryczny 3D w systemie Midas FEA. Parametry mechaniczne materiałów do analizy założono na podstawie wyników uzyskanych z wykonanych uprzednio badań doświadczalnych.

9.6.2. Opis modelu numerycznego

Geometrię modelu komputerowego oraz modelu zdyskretyzowanego przedstawiono na rys. 9.20 i 9.21. Część pręta, która jest wyłączona z przyczepności została uwzględniona przez odjęcie osłonki od objętości betonu i pozostawienie pustki.



Rys. 9.20. Model próbki z prętem $\phi 16$ mm: a) widok z boku, b) widok 3D kostki betonowej



Rys. 9.21. Model: a) widok 3D, b) zasiatkowana geometria

Przyjęto elementy skończone bryłowe (*solid*) 4 węzłowe dla pręta i betonu oraz elementy powierzchniowe (*plane*) 3 węzłowe o zerowej grubości dla reprezentowania materiału kontaktowego (interfejsowego). Maksymalny wymiar elementu ustalono jako 3 mm. Sprawdzenie zbieżności rozwiązania przeprowadzono dla siatki o maksymalnych wymiarach 6 i 3 mm. Uzyskane wyniki dla pręta gładkiego nie różniły się. Model kostki z prętem składa się z 217236 węzłów i 868944 elementów skończonych.

Warunki brzegowe modelu numerycznego zdefiniowano na dolnej powierzchni kostki od strony przyłożenia obciążenia. Przyjęto podparcie przegubowe. W modelu zablokowane zostały przesuwu dla trzech kierunków na całej podstawie betonowej kostki. Warunki początkowe zdefiniowano w postaci wymuszenia geometrycznego. Obciążenie wprowadzone zostało w postaci przemieszczenia o wartości 10 mm przyłożonego do dolnego końca stalowego pręta (od strony wyłączonej z przyczepności).

Przeprowadzona nieliniowa analiza numeryczna metodą elementów skończonych obejmowała obliczenia w zakresie:

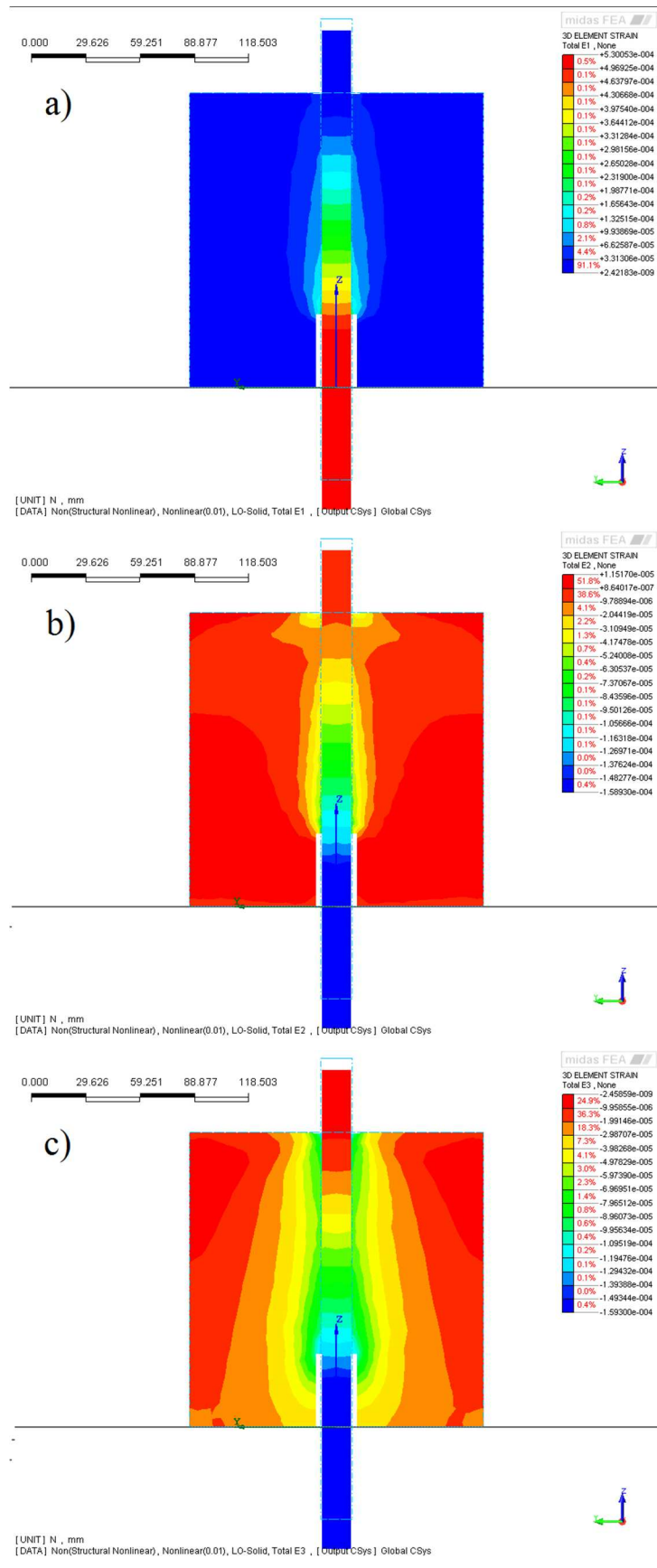
- statyki nieliniowej,
- nieliniowości materiałowych betonu i stali,
- nieliniowego zachowania kontaktowego.

Konwencja znakowania: „+” oznacza rozciąganie, „-”, oznacza ściskanie.

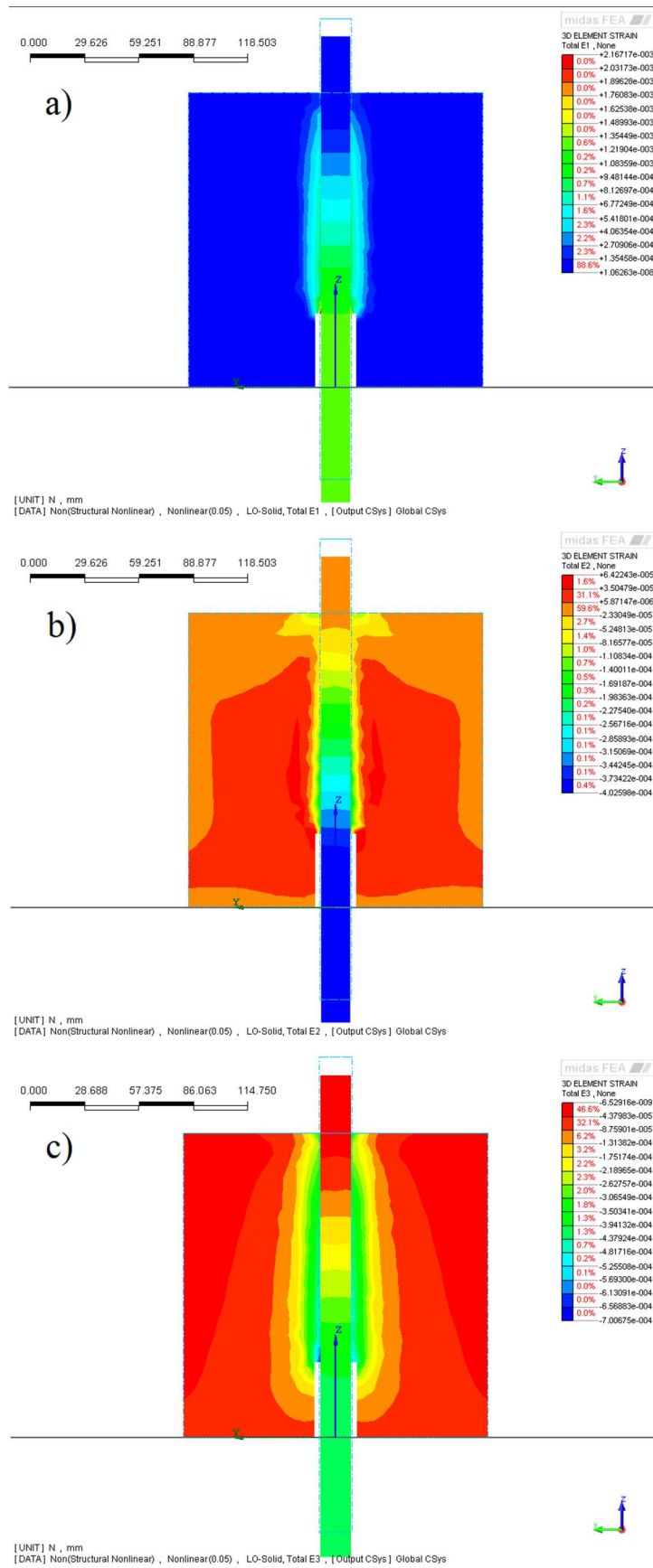
9.6.3. Wyniki i analiza dla próbki 1-dniowej o długości czynnej 120 mm

Z uwagi na mnogość wyników oraz ich podobieństwo i powtarzalność zdecydowano zamieścić w pracy tylko wybrane wyniki obliczeń. Analizie poddane zostały próbki z prętem $\phi 16$ mm, o czynnej długości przyczepności 120 mm dla parametrów betonu 1-dniowego. Celem było odwzorowanie najniekorzystniejszych warunków badań doświadczalnych. Poniżej przedstawiono wyniki otrzymane z analiz komputerowych dla stanu obciążenia próbki przy poślizgu pręta 0,1, 0,5 mm oraz dla końcowego stanu wyciągania pręta przy poślizgu 10 mm.

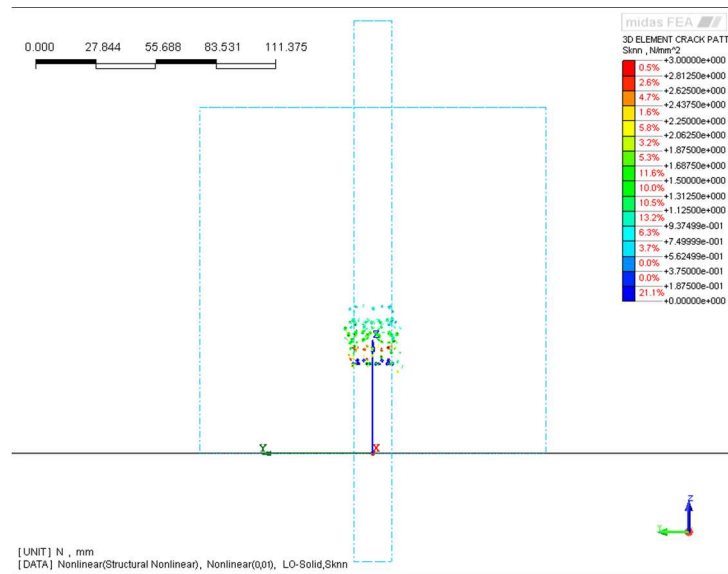
Na rysunkach 9.22 i 9.23 pokazano rozkłady odkształceń głównych w próbce podczas nadania pull-out. Na rysunkach 9.24 i 9.25 przedstawiono rozwój zarysowania i mikrozarzysowania modelu.



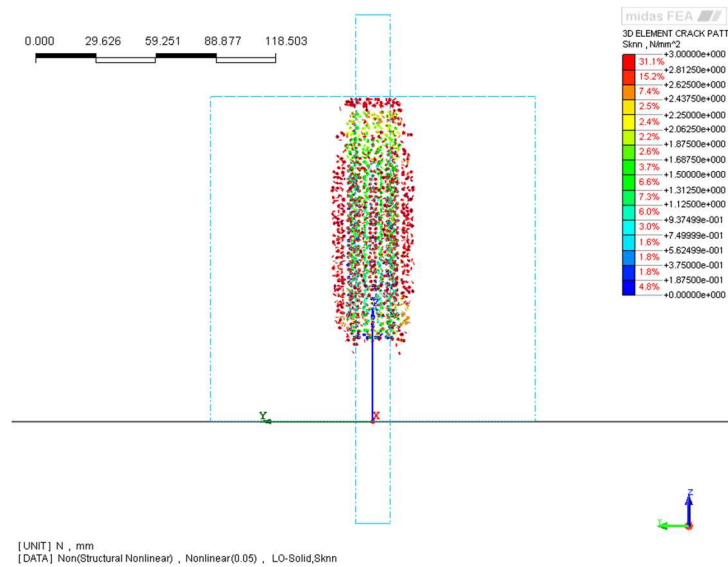
Rys. 9.22. Odkształcenia główne: a) ϵ_1 , b) ϵ_2 , c) ϵ_3 , dla poślizgu 0,1 mm



Rys. 9.23. Odształcenia główne: a) ϵ_1 , b) ϵ_2 , c) ϵ_3 , dla poślizgu 0,5 mm



Rys. 9.24. Zarysowanie wewnętrzne przy poślizgu 0,1 mm



Rys. 9.25. Zarysowanie wewnętrzne przy poślizgu 0,5 mm

9.6.4. Podsumowanie

W wyniku obliczeń numerycznych możliwe było prześledzenie obrazu odkształcenia, naprężenia i zarysowania oraz ich rozwoju wraz ze zmianą przemieszczenia pręta w próbce. W czasie badania występuje złożony stan odkształcenia i naprężenia w próbce. Przyrost odkształceń i naprężeń następuje do momentu osiągnięcia maksymalnej wartości przyczepności betonu do stali zgodnie z założonym modelem własnym przyczepności. Po przekroczeniu tego naprężenia następuje nieustanny spadek odkształceń i naprężeń w betonie wraz ze wzrostem przemieszczenia pręta (z wyciągnięciem). Podczas badania dochodzi do zarysowania badaniu wewnątrz kostki. Pierwsze rysy pojawiają się przy poślizgu około 0,1 mm. Stwierdzono, że w modelu szybkość inicjacji zarysowania zależy od wielkości elementów skończonych i wiel-

kości kroku obliczeniowego. Zarysowanie i mikrozarzysowanie betonu jest zainicjowane w bezpośrednim sąsiedztwie pustki na osłonkę i wraz ze wzrostem wartości poślizgu rozprzestrzenia się wzdłuż pręta na długości czynnej. Po osiągnięciu maksymalnej przyczepności wraz z dalszym zwiększaniem wysunięcia pręta, obraz rys wewnętrznych praktycznie nie zmienia się.

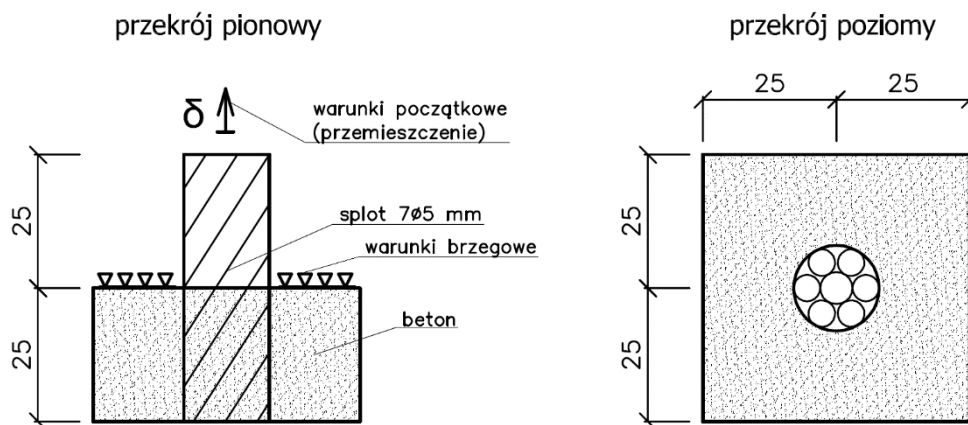
9.7. Badania numeryczne wyciągania splotu $7\phi 5$ mm z betonowej próbki

9.7.1. Model do obliczeń numerycznych

Wykonano model numeryczny 3D splotu zabetonowanego w kostce. Schemat modelu przedstawiony jest na rys. 9.26. Przyjęto założenie najwierniejszego jak to możliwe odwzorowania geometrii splotu do obliczeń numerycznych.

W trakcie realizacji zadania napotkano na szereg trudności i ograniczeń, które niestety zweryfikowały założenia początkowe. Pierwsze uproszczenie, na jakie musiano się zdecydować związane było z przekrojem. Przekrój splotu w modelu jest jednolity i nie składa się z 7-miu drutów. Pomimo tego pobocznica splotu w modelu jest zachowana jak w rzeczywistości. Kolejną przeszkodą było poprawne zasiatkowanie geometrii i założenie interfejsu na część splotu, która znajduje się w betonie. Poprawne rozwiązanie w obu przypadkach wymagało bardzo gęstego siatkowania. Przyjęta siatka bez niezgodności musi mieć wymiary poniżej 1 mm. Tak gęsta dyskretyzacja prowadzi do czasochłonnego procesu generacji siatki MES. W przypadku modelu pełnego, który odzwierciedlałby dokładnie próbki do badań *pull-out*, sam proces zasiatkowania go zajmuje około 1-go tygodnia na komputerze osobistym PC. W modelu mamy wtedy do czynienia z ponad 20 milionami elementów skończonych. Proces obliczeń zajmujący kilka tygodni na maszynie PC wyklucza w chwili obecnej praktyczne zrealizowanie zadania. Z tego względu zdecydowano się zmniejszyć wymiary próbki do analizy.

Przyjęto zastępczą kostkę sześcienną betonowa o wymiarach $50 \times 50 \times 25$ mm. Wewnątrz kostki osiowo ustawiono (zabetonowano) splot. Przekrój splotu zachowano o wymiarach rzeczywistych, pobocznica natomiast została zmodyfikowana. Pełny okres okręcenia drutów zewnętrznych względem środkowego skrócono z 250 do 50 mm. Długość całkowita splotu w modelu wynosi również 50 mm. W modelu numerycznym nie stosowano odcinków wyłączonych z przyczepności, dzięki temu zamodelowana długość czynna reprezentuje 12,5 cm w rzeczywistości (połowę rzeczywistego okresu okręcenia drutów zewnętrznych w splocie). Warunki brzegowe stanowiły podpory przegubowe – zablokowanie przesuwu dla trzech kierunków – zastosowane dla całej górnej powierzchni betonu próbki. Obciążenie do modelu wprowadzono w postaci przemieszczenia przyłożonego do górnego końca zbrojenia stalowego (splotu).

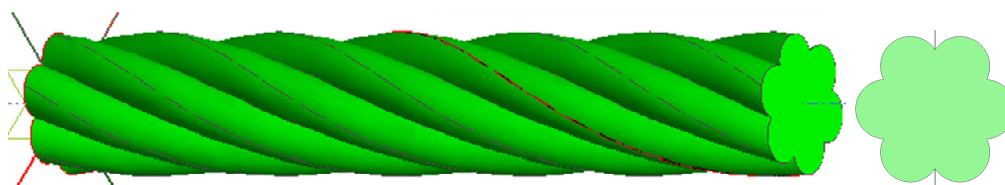


Rys. 9.26. Schemat modelu MES 3D próbki ze splotem

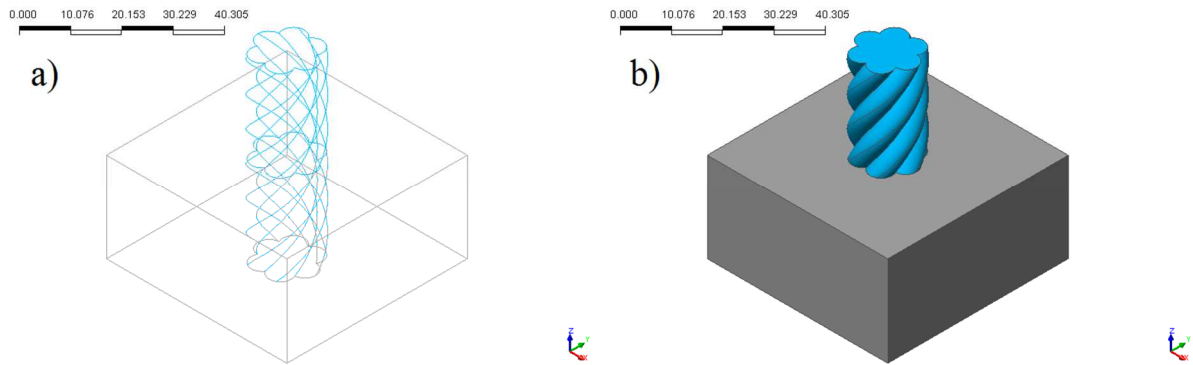
Stworzono kompleksowy model numeryczny 3D w systemie Midas FEA. Parametry mechaniczne materiałów do analizy założono na podstawie wyników uzyskanych z wykonanych uprzednio badań doświadczalnych.

9.7.2. Analiza modelu ze splotem 7 ϕ 5 mm bez wstępnego naciągu

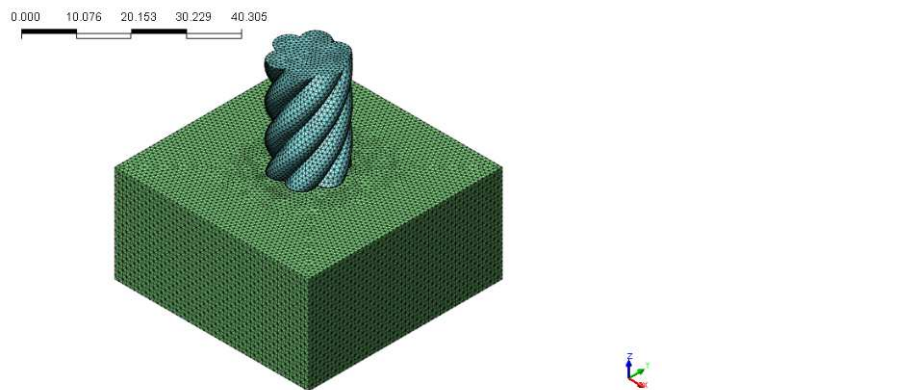
Przygotowano kompleksowy model numeryczny MES 3D splotu siedmiodrutowego zabetonowanego w kostce. Geometria modelu jest o wiele bardziej złożona w porównaniu z modelem pręta okrągłego. Powierzchnia kontaktu pomiędzy splotem a betonem obejmuje sumę powierzchni przyczepności drutów zewnętrznych w splocie i betonu. Splot jako całość (zbrojenie sprężające) składa się 7-miu drutów (6-ciu zewnętrznych spiralnie owiniętych wokół centralnego, który jest prosty), wzajemnie mogących się przemieszczać względem siebie. Analiza wzajemnego oddziaływania poszczególnych drutów w splocie pod obciążeniem nie jest przedmiotem pracy badawczej. Dla celów pracy zdecydowano uprościć model. Splot został zamodelowany w postaci pojedynczego pręta o pobocznicę odzwierciedlającej rzeczywistą pobocznicę składającego się z siedmiu drutów (rys. 9.27). Powierzchnia kontaktu, a tym samym elementy interfejsowe nabrały kształtu pobocznic splotu (rys. 9.30). Z uwagi na chęć przyspieszenia obliczeń pominięto odcinek wyłączenia fragmentu długości z przyczepności. Geometria modelu jest pokazana na rys. 9.28, natomiast zasiatkowany model na rys. 9.29.



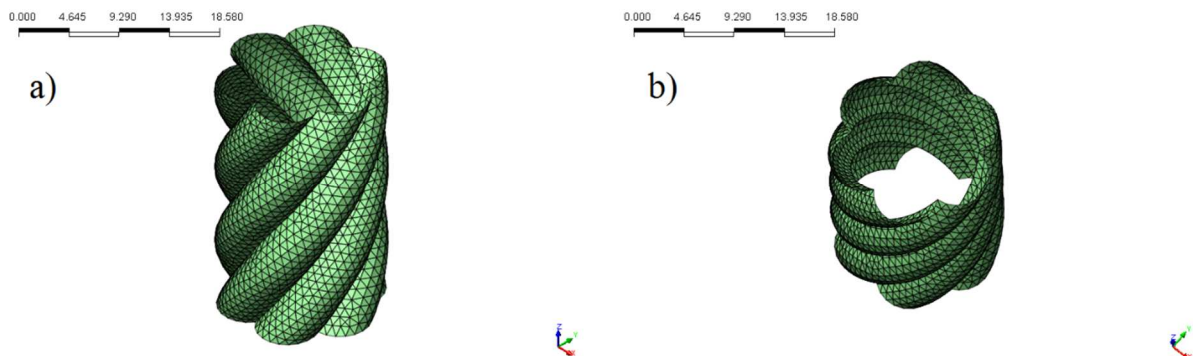
Rys. 9.27. Model 3D splotu i jego przekrój poprzeczny



Rys. 9.28. Model przestrzenny próbki ze splotem: a) widok 3D, b) przekrój



Rys. 9.29. Model zasiatkowany



Rys. 9.30. Zasiatkowane elementy interfejsowe: a) widok z boku, b) widok z góry

Przyjęto elementy skończone bryłowe (*solid*) 4 węzłowe dla splotu i betonu oraz elementy powierzchniowe (*plane*) 3 węzłowe o zerowej grubości dla reprezentowania materiału kontaktowego (interfejsowego). Maksymalny wymiar elementu ustalono jako 1 mm. Model kostki ze splotem składa się z 84994 węzłów i 339936 elementów skończonych.

Warunki brzegowe modelu numerycznego zdefiniowano na powierzchni górnej kostki od strony przyłożenia obciążenia. Przyjęto podparcie przegubowe. W modelu zablokowane zostały przesuwu dla trzech kierunków na całej podstawie górnej kostki betonowej. Warunki po-

czątkowe zdefiniowano w postaci wymuszenia geometrycznego. Obciążenie wprowadzone zostało w postaci przemieszczenia o wartości 10 mm przyłożonego do górnego końca stalowego zbrojenia.

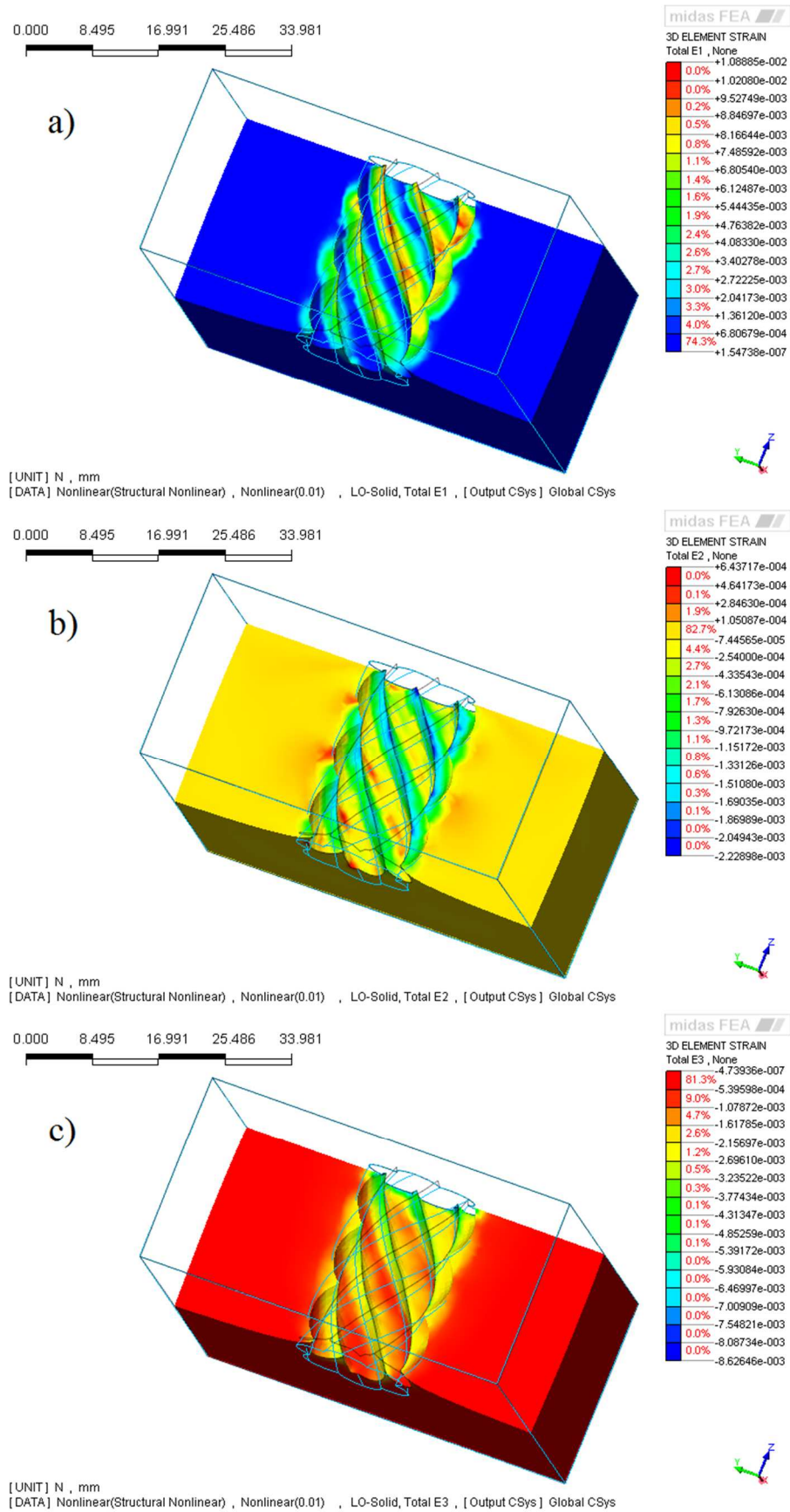
Przeprowadzona nieliniowa analiza numeryczna MES obejmowała obliczenia w zakresie (analogicznie jak dla gładkiego pręta):

- statyki nieliniowej,
- nieliniowości materiałowych betonu i stali,
- nieliniowego zachowania kontaktowego.

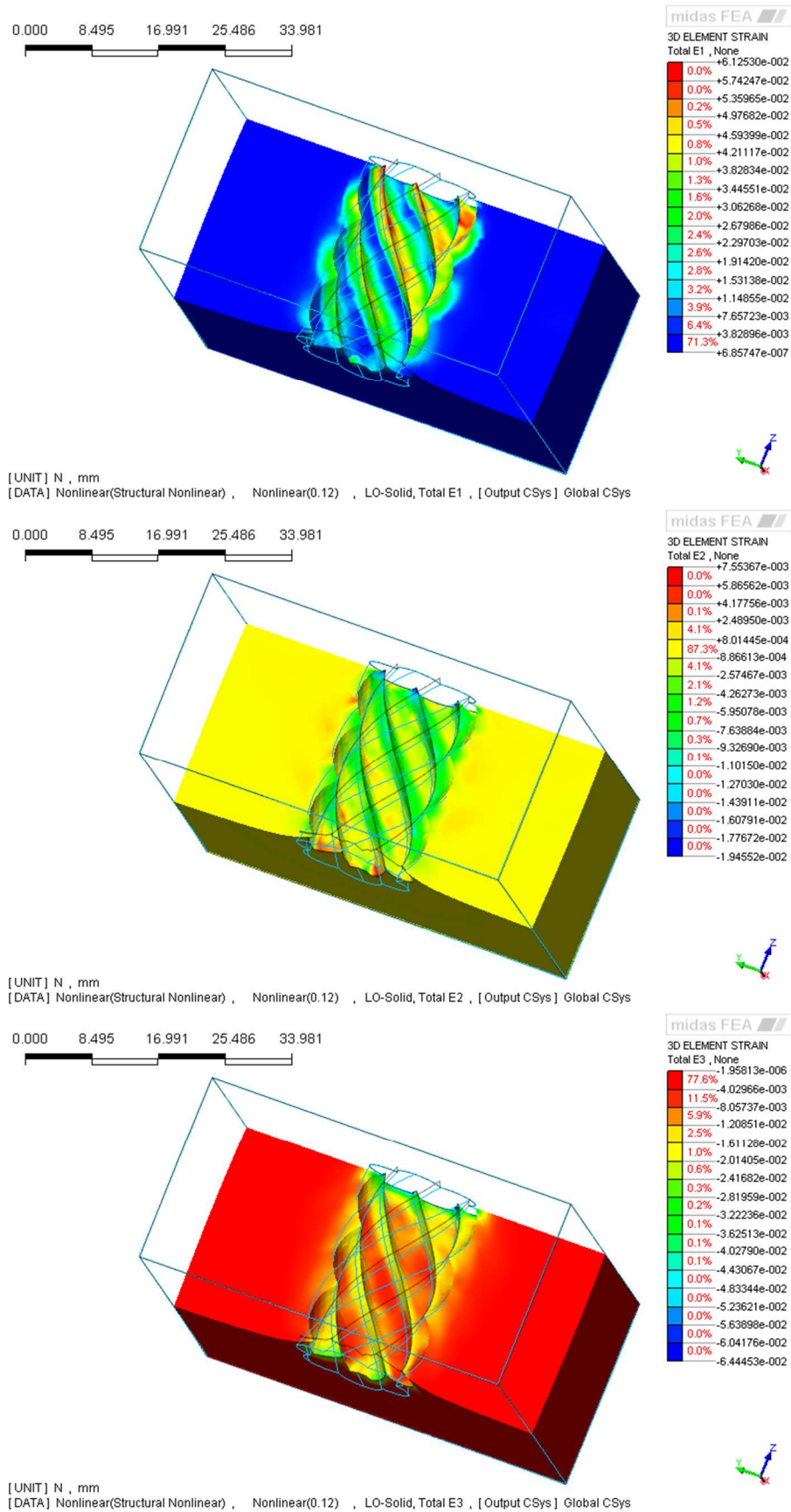
9.7.2.1. Wyniki i analiza dla badań numerycznych próbki 1-dniowej

Analizie poddane zostały próbki ze splotem 7 ϕ 5 mm bez wstępnego naciągu dla parametrów betonu 1-dniowego. Celem było odwzorowanie najniekorzystniejszych warunków badań doświadczalnych.

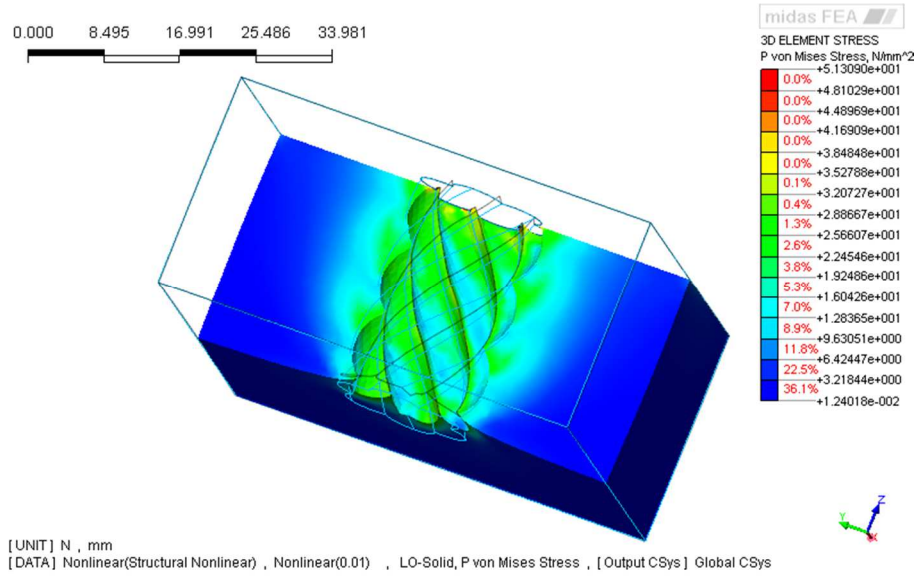
Na rysunkach 9.31 i 9.32 pokazano rozkłady odkształceń głównych w próbce podczas badania *pull-out*. Na rysunkach 9.33 i 9.34 przedstawiono rozkład naprężenia *von Mises'a* (miar naprężenia). Na rysunkach 9.35 i 9.36 zamieszczono rozkład naprężenia głównego σ_1 . Na rysunkach 9.37, 9.38, 9.39 i 9.40 zobrazowano rozwój zarysowania w próbce podczas wyciągania splotu. Na rysunkach 9.35 i 9.36 zamieszczono rozkład naprężenia głównego σ_1 . Na rysunku 9.41 przedstawiono wektory deformacji próbki podczas wyciągania. Na rysunku 9.42 zamieszczono rozkład naprężenia głównego σ_1 w próbce, która analizowana była dla zmienionego schematu statycznego (podparta była krawędź dolna) – przy wyciąganiu splotu, beton był rozciągany (wzdłuż osi splotu) od naprężeń stycznych wywołanych związanych z przyczepnością. W klasycznym podejściu metodycznym testu *pull-out* przeprowadzonym w badaniach doświadczalnych i analizach numerycznych beton w kostce jest ściskany od tych naprężeń.



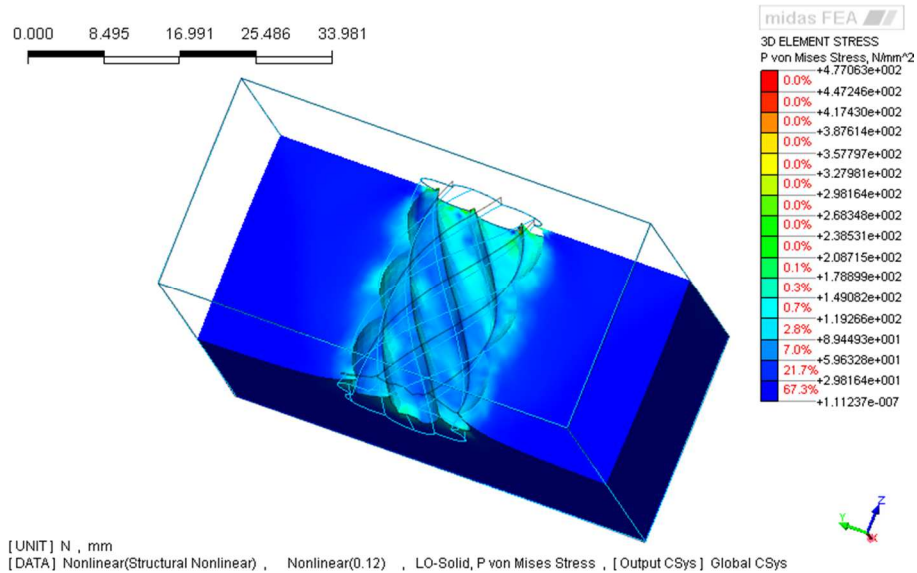
Rys. 9.31. Odkształcenia główne: a) ϵ_1 , b) ϵ_2 , c) ϵ_3 , dla poślizgu 0,1 mm



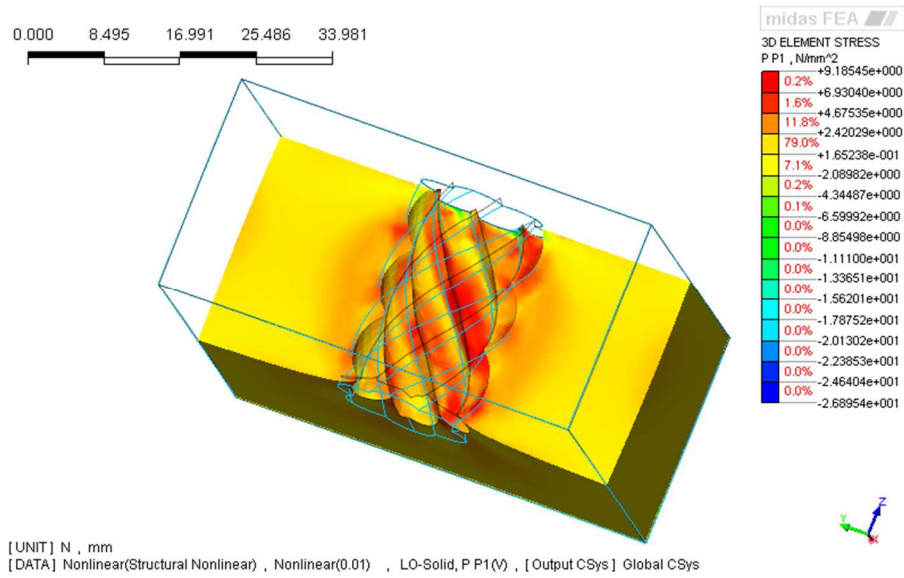
Rys. 9.32. Odształcenia główne: a) ϵ_1 , b) ϵ_2 , c) ϵ_3 , dla poślizgu 1,2 mm



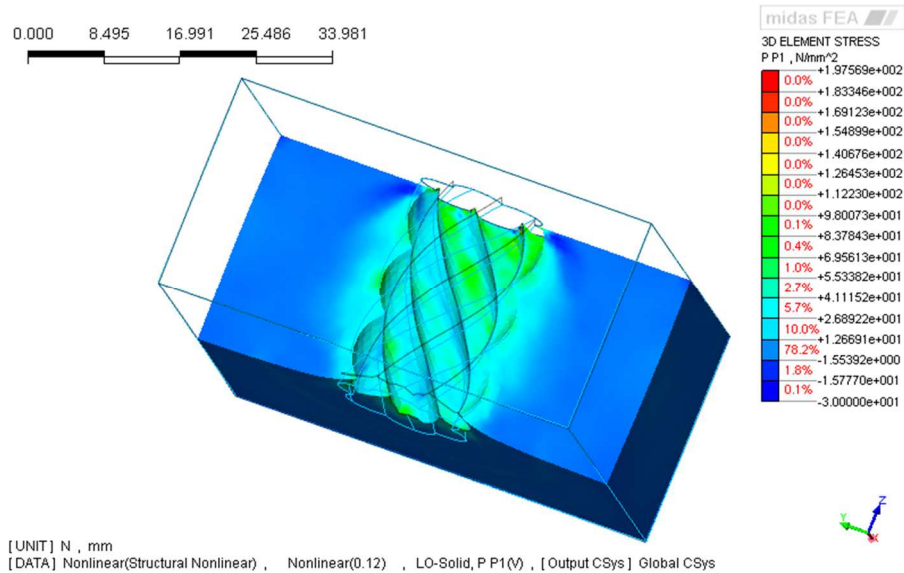
Rys. 9.33. Naprężenia Von Mises'a przy poślizgu 0,1 mm



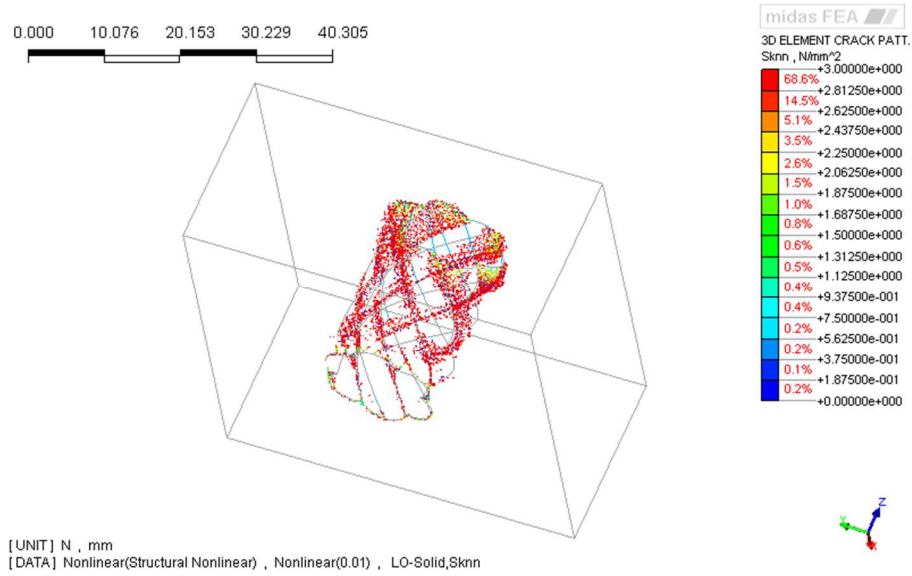
Rys. 9.34. Naprężenia Von Mises'a przy poślizgu 1,2 mm



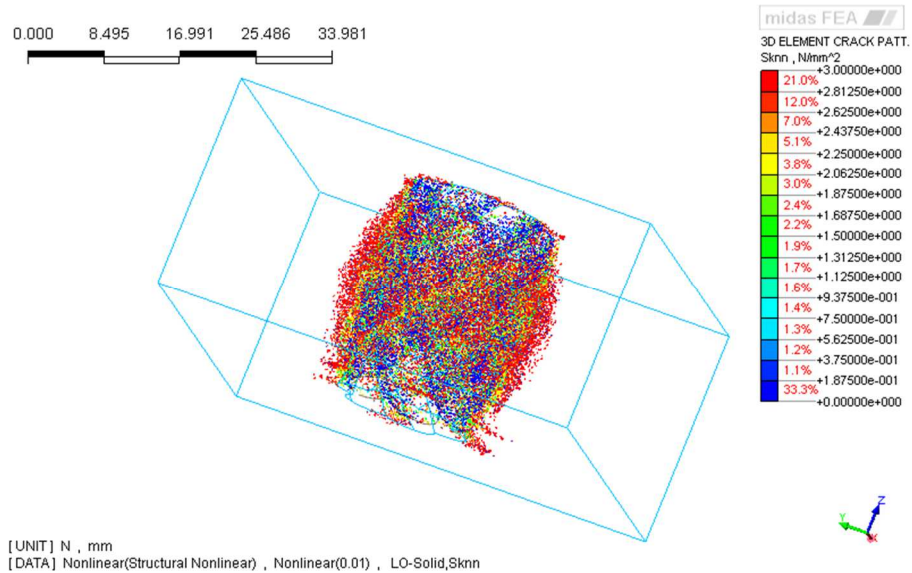
Rys. 9.35. Naprężenia główne σ_1 przy poślizgu 0,1 mm



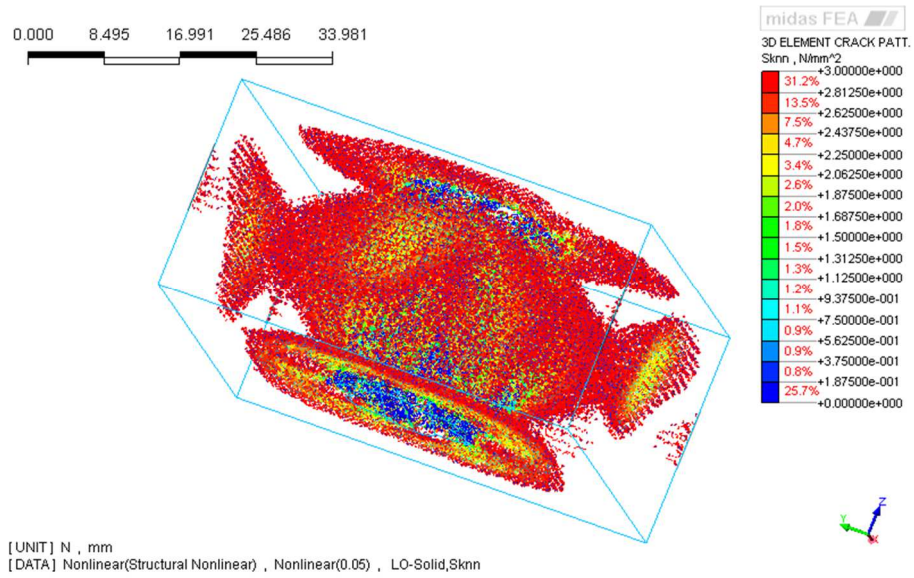
Rys. 9.36. Naprężenia główne σ_1 przy poślizgu 1,2 mm



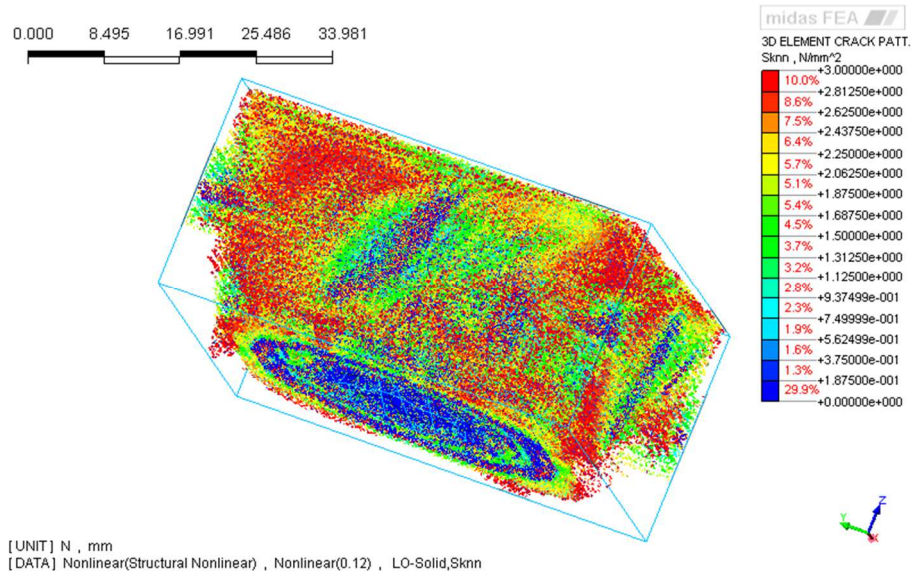
Rys. 9.37. Rysy i mikrorysy przy poślizgu 0,05mm



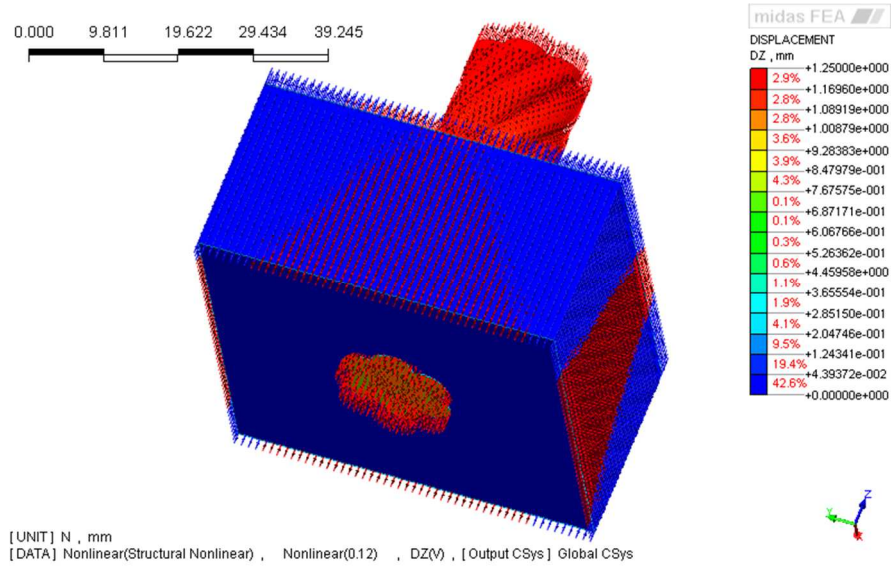
Rys. 9.38. Rysy i mikrorysy przy poślizgu 0,1 mm



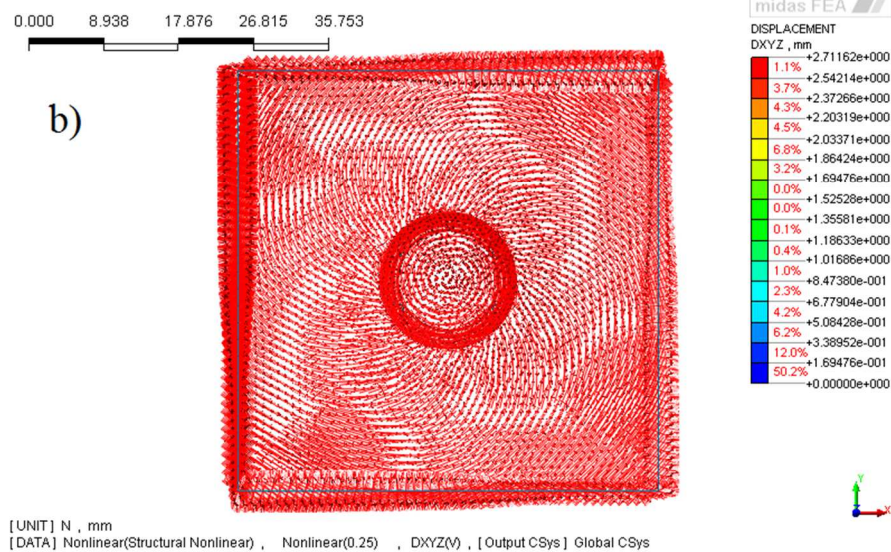
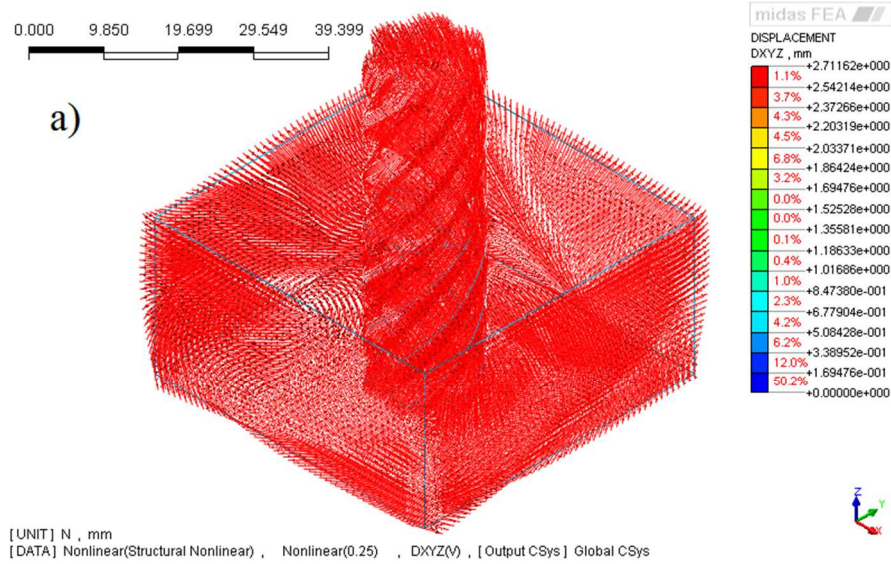
Rys. 9.39. Rysy i mikrorysy przy poslizgu 0,5 mm



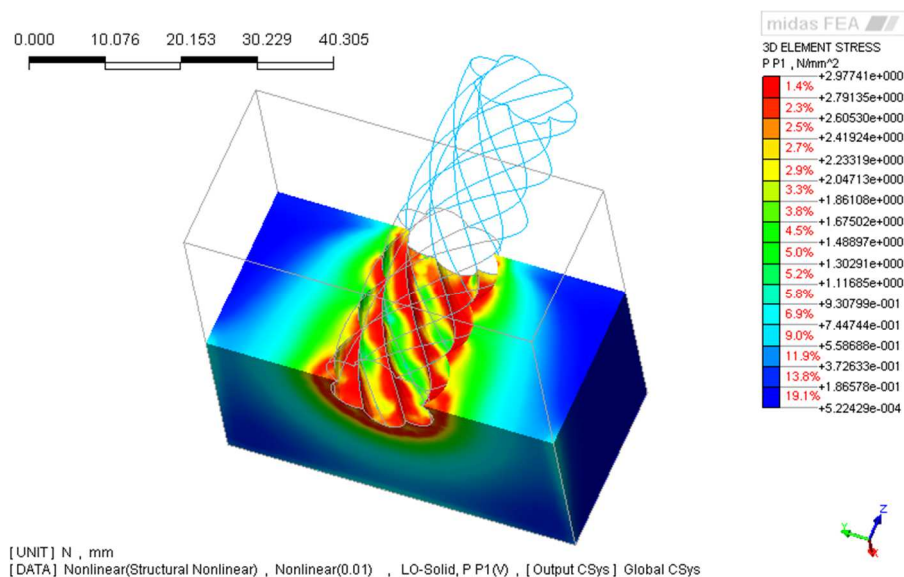
Rys. 9.40. Rysy i mikrorysy przy poslizgu 1,2 mm



Rys. 9.41. Rozkład przemieszczeń przy poślizgu 1,2 mm



Rys. 9.42. Obraz wektorów przemieszczeń przy poślizgu 2,5 mm: a) aksonometria, b) widok z góry



Rys. 9.43. Naprężenia główne σ_I przy poślizgu 0,1 mm przy zmienionym schemacie statycznym – podparta podstawa dolna

9.7.2.2. Podsumowanie analizy dla splotu bez wstępnego naciągu

W wyniku obliczeń numerycznych możliwe było prześledzenie obrazu odkształcenia, naprężenia i zarysowania oraz ich rozwoju wraz ze zmianą przemieszczenia splotu w próbce. W czasie badania występuje złożony stan odkształcenia i naprężenia w próbce. Przyrost odkształceń i naprężeń następuje przez cały czas trwania badania. W początkowej fazie – do poślizgu 1,2 mm – rejestrowane są duże przyrosty odkształceń i naprężeń. W końcowej fazie badań wciąż są notowane niewielkie przyrosty naprężenia i odkształcenia. Obrazy odkształcenia i naprężenia w próbce potwierdzają rozważania teoretyczne oraz przypuszczenia z badań doświadczalnych o kumulacji największych wartości w podłużnych klinach betonowych w najbliższej otulinie splotu. Podczas badania szybko dochodzi do zarysowania betonu wewnątrz kostki. Pierwsze rysy pojawiają się przy poślizgu około 0,05 mm. Zarysowanie betonu następuje w strefie otuliny betonowej splotu. Zasięg zarysowania obejmuje całą czynną długość. Rozwój zarysowania nie ustępuje do końca badania. Zarysowanie powoduje zniszczenie – ścięcie podłużnych klinów betonowych wzdłuż splotu (potwierdzony został mechanizm ścięcia podłużnych klinów z badań doświadczalnych). Z uwagi na bardzo małe wymiary modelu próbki betonowej (50×50×25 mm) i rzeczywisty przekrój poprzeczny splotu ($\phi 15,7$ mm) zarysowanie wewnętrzne przy poślizgu powyżej 1,2 mm obejmuje swoim zasięgiem całą kostkę betonową. Przyłożone obciążenie wyciągające w postaci przemieszczenia skierowanego równoległe do osi splotu i prostopadle do powierzchni kostki betonowej w zestawieniu z nieregularną spiralnie skręconą poboczną splotu wywołuje wewnętrzny stan naprężeń powodujący skręcanie próbki. Zjawisko jest graficznie przedstawione w postaci wektorowej na rys. 9.42. Potwierdza to mechanizm wykręcania splotu podczas wyciągania zaobserwowany w trakcie badań doświadczalnych. Przeprowadzona analiza numeryczna potwierdziła obydwa mechanizmy niszczące badań *pull-out* splotów 7 ϕ 5 mm.

Dla uzupełnienia przeprowadzono dodatkową analizę dla próbki ze splotem dla zmienionego schematu statycznego modelu badania. Model geometryczny pozostał niezmienny według rys. 9.26, obciążenie zostało przyłożone w sposób analogiczny, natomiast podparcie modelu wykonano na przeciwległej (dolnej) powierzchni próbki. Zaobserwowany obraz naprężeń ukazuje systematykę naprężeń rozciągających w podłużnych klinach betonowych w najbliższej otulinie betonowej splotu. Należy podkreślić, iż w rzeczywistej konstrukcji strunobetonowej możemy mieć do czynienia zarówno z podstawowym schematem zakotwienia cięgien zgodnym z badaniami *pull-out* jak również ze schematem zmienionym (choćby w strefach transmisji poza długością wyłączenia cięgien).

9.7.3. Modelowanie badań przyczepności do splotu $7\phi 5$ mm ze wstępnym naciągiem

Analiza MES badania *pull-out* próbek ze wstępnie napiętymi splotami przed zabetonowaniem elementów może być wykonana na dwa sposoby. Sposób pierwszy pośredni polega na analizie dokładnie takiej samej jak dla próbek bez wstępnie naciągniętego splotu. Sposób drugi jest o wiele bardziej złożony, polega bowiem na dokładnym zamodelowaniu wpływu sprężenia na przyczepność.

9.7.3.1. Metoda pośrednia

W metodzie pośredniej tok postępowania jest analogiczny jak dla próbek ze splotami zabetonowanymi przy zerowym naciągu. Analiza przyczepności zrealizowana i opisana w punktach 9.6.3 i 9.7.2 dla pręta $\phi 16$ mm i splotu $7\phi 5$ mm jest wykonana tą metodą. W przypadkach modelowania przyczepności prętów i splotów w próbkach bez udziału sprężenia jest to podejście dokładne, odwzorowujące wszystkie aktualnie dostępne parametry.

Modelując przyczepność splotu, który był wstępnie napięty należy opracować funkcje opisujące przyczepność ścinania na powierzchni kontaktu (zdefiniować przebieg funkcji *Multi-linear*) na podstawie badań doświadczalnych. Funkcja opisująca przyczepność ma kluczowe znaczenie dla przebiegu doświadczenia. Teoretycznie otrzymane wyniki obliczeń numerycznych powinny odpowiadać przebiegowi doświadczenia. Nie jest to jednak do końca słuszne stwierdzenie. Model uproszczony nie uwzględnia kilku ważnych czynników, takich choćby jak efekt Hoyera. Brak jest w modelu oddziaływania klinowania w betonie na swobodnych końcach splotu. Efekt klinowania ma prócz zwiększenia przyczepności wpływ na naprężenia powstające w betonie i ich kumulację na końcach elementów. Brak jest również oddziaływania wzdłużnego splotu od siły sprężającej, którą aktualnie zawiera. Model wreszcie nie uwzględnia sprężystego rozprężenia splotu i zwiększenia przekroju poprzecznego w strefie transmisji siły. Decydując się na analizę tym sposobem należy jednak wykazać powściągliwość przy bezkrytycznej interpretacji wyników i analizie map odkształcenia i naprężenia.

Przeprowadzono wstępne analizy metodą pośrednią dla sprężonych próbek. Otrzymane rezultaty rozkładu naprężenia wewnątrz betonu, czy strefy zarysowania przy wyciąganiu różnią się od próbek niesprężonych wartościami. Z uwagi na wyższe wartości funkcji *Multi-linear* dla próbek sprężonych wartości map naprężenia są większe, a powstałe zarysowanie ma nieznacznie większy zasięg.

Tego typu analizy prowadzone są z powodzeniem w celu obserwacji rozkładu naprężenia w elemencie na długości transmisji. Nie są jednak w opinii autora właściwe dla badań przyczepności i wnioskowania o zjawiskach zachodzących w bezpośredniej otulinie betonowej spłotu sprężającego element strunobetonowy.

9.7.3.2. Metoda dokładna – trudności i ograniczenia

Realizacja dokładnego modelu przyczepności spłotu sprężonego do betonowej kostki wiąże się z uwzględnieniem większej liczby kolejnych czynników takich jak:

- efekt Hoyera (klinowanie),
- dodatkowe siły podłużne działające na beton od siły sprężającej w splocie,
- dodatkowe siły radialne działające na beton, wywołane przez siłę sprężającą w splocie,
- rozluźnienie sprężyste spłotu po przekazaniu sprężenia na beton, wraz ze spadkiem siły sprężającej na długości transmisji.

By móc poprawnie analizować przyczepność należy uwzględnić te czynniki. Oszacowanie wartości sił podłużnych i radialnych od sprężenia oraz ich zmian na czynnej długości przyczepności jest wykonalne. Największa trudność to poprawne zamodelowanie zmiany objętości spłotu na długości czynnej. Zmiana objętości na długości czynnej nie jest stała, tak samo jak siła sprężająca w splocie na długości transmisji. Należy tutaj zasygnalizować, że wszystkie te zjawiska zachodzą w chwili przekazania sprężenia na beton. W związku z tym, beton sam w sobie nie doznaje żadnych zmian, poza tymi, które są wymuszone oddziaływaniem spłotu. Ponieważ beton dozna odkształceń w wyniku oddziaływania sprężenia na czynnej długości (długości transmisji), będzie powodował wewnętrzne skrępowanie spłotu co również ma wpływ na przyczepność.

Poprawne skonstruowanie modelu wymaga uwzględnienia zjawisk fizycznych zachodzących nie tylko na styku materiałów, ale również wewnątrz w obrębie każdego z nich.

Jeśli wypełnimy wszystkie wymienione założenia napotykamy na kolejne związane z możliwościami obliczeniowymi komputerów. Jeśli skonstruowany przez nas model będzie za duży, możliwości badań numerycznych i ich modyfikacji w czasie rzeczywistym będą praktycznie niemożliwe.

10.

Wnioski końcowe i podsumowanie

10.1. Właściwości mechaniczne betonu wysokowartościowego na kruszywie bazaltowym zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego

10.1.1. Badania betonów na próbkach normowych

Na podstawie przeprowadzonych badań można sformułować następujące wnioski:

1. Średnia wytrzymałość na ściskanie betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie, określona na próbkach $\phi 150 \times 300$ mm po 2, 3, 7, 28 i 90 dniach dojrzewania betonu jest wyższa średnio o 4 % od analogicznie określonej wytrzymałości na próbkach z betonu samozagęszczalnego. Po 1 dobie dojrzewania betonu wytrzymałość betonu samozagęszczalnego jest większa o 2 %.
2. Relacja wytrzymałości na ściskanie określonej na kostkach $150 \times 150 \times 150$ mm do wytrzymałości walcowej $\phi 150 \times 300$ mm wynosi 1,05 dla badanego betonu zagęszczanego mechanicznie oraz odpowiednio 1,03 dla betonu samozagęszczalnego. Relacje normowe MC 2010 [149] ani EC 2 [195] nie mają zastosowania. Analogiczne wnioski można wyciągnąć analizując wyniki badań mechanicznych betonów w pracy [76].
3. Średnia wytrzymałość na osiowe rozciąganie betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie, określona po 2 i 3 dniach dojrzewania betonu jest wyższa o 11 % od analogicznie określonej wytrzymałości na próbkach z betonu samozagęszczalnego. Po 7, 28 i 90 dniach dojrzewania, wytrzymałość na osiowe rozciąganie betonu samozagęszczalnego jest wyższa średnio o 4 %.
4. Relacja wytrzymałości na osiowe rozciąganie do wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie po 28 dniach dojrzewania wynosi 0,74 dla betonu zagęszczanego mechanicznie i odpowiednio 0,76 dla betonu samozagęszczalnego. Współczynniki do wyliczenia wytrzymałości na osiowe rozciąganie z wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu z norm MC 2010 [149] i EC 2 [195] zalecane jako 1,0 i 0,9 również nie mają zastosowania. Po 90 dniach dla badanych betonów współczynniki przedstawiają się następująco 0,85 i odpowiednio 0,87.
5. Średni moduł sprężystości przy ściskaniu betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie, jest wyższy w każdym badanym okresie dojrzewania betonu, od średniego modułu sprężystości betonu samozagęszczalnego o średnio 3,5 %. Określony po 28 dniach dojrzewania betonu, jest wyższy od modułu betonu samozagęszczalnego o 2,5 %. Po 24 godzinach dojrzewania betonu nie stwierdzono różnicy (wynosi ona zaledwie 2 ‰).

10.1.2. Badania na próbkach ciętych z pionowych słupków

Wytrzymałość betonu oraz jego gęstość na wysokości elementów betonowych nie jest stała. W elementach betonowanych w sposób ciągły wraz ze wzrostem wysokości betonowania cechy wytrzymałościowe i gęstość maleją w stosunku do wartości dla poziomu najniższego. Sposób zagęszczania mieszanki betonowej ma istotny wpływ na parametry mechaniczne.

Najważniejsze spostrzeżenia z badań doświadczalnych:

1. Stwierdzono zgodność rozkładu gęstości betonu wysokowartościowego z rozkładem wytrzymałości na ściskanie w elementach betonowanych w słupkach o wysokości 0,96 m z zagęszczaniem betonu w 3 warstwach i w 1 warstwie. Gęstość objętościowa betonu określona na próbkach z poziomu 6 (najwyższego) jest mniejsza niż gęstość określona na próbkach z poziomu 1 (najniższego) średnio o 2 % przy obu sposobach zagęszczania mieszanki betonowej. W przypadku betonu zagęszczanego w 3 warstwach największą gęstość uzyskują próbki z poziomu 2 i 3, natomiast dla betonu zagęszczanego w 1 warstwie na próbkach z poziomu 1 i 2. Słupki pionowe zrealizowane z betonu samozagęszczalnego nie wykazują różnic gęstości ani wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementów. Dla betonu samozagęszczalnego największą gęstość mają próbki z poziomu 1, a najmniejszą z poziomu 6. Maksymalny spadek gęstości wynosi 0,57 %.
2. Średnia wytrzymałość na ściskanie betonu wysokowartościowego zagęszczanego w 3 warstwach i jednowarstwowo, określona na próbkach pobranych z poziomu 1 i 3 jest średnio większa o 4,3 % od analogicznie określonej wytrzymałości na próbkach pobranych z poziomu 6, dla wszystkich okresów dojrzewania betonu. Po 28 dniach dojrzewania na próbkach z poziomu 3 jest średnio o 5,1 % większa od wytrzymałości betonu na próbkach z poziomu 6. Po 90 dniach dojrzewania różnica ta wynosi 7,5 %. W przypadku betonu samozagęszczalnego można przyjąć, że wytrzymałość na ściskanie jest taka sama w całym elemencie badawczym. Analizując poszczególne terminy nie stwierdzono dominującego poziomu z najwyższą wytrzymałością. Maksymalna różnica wytrzymałości nie przekracza 3,2 %.
3. Średnia 28 dniowa wytrzymałość na ściskanie betonu zagęszczanego w 3 i 1 warstwie, określona na próbkach ciętych z pionowych słupków jest większa od wytrzymałości określonej na kostkach 150×150×150 mm odpowiednio o 5,3 i 5,4 %. Analogicznie w przypadku betonu samozagęszczalnego, 28-dniowa wytrzymałość określona na kostkach ciętych ze słupków jest większa o 5,4 %.
4. Średnia 28 dniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu określona na próbkach ciętych ze słupków wykonywanych z betonu zagęszczanego mechanicznie w 3 i 1 warstwie jak również z betonu samozagęszczalnego, jest niższa od wytrzymałości określonej na kostkach normowych 150×150×150 mm, odpowiednio o 9 %, 9,3% i 8,8 %. Rozkład tej wytrzymałości na wysokości elementu pionowego jest niezależny od wysokości betonowania zarówno w elementach zagęszczanych mechanicznie jak i samozagęszczalnych.

10.2. Naprężenie przyczepności BWW do gładkich prętów $\phi 16$ mm i splotów $7\phi 5$ mm

Średnie naprężenie przyczepności BWW samozagęszczalnego do prętów gładkich $\phi 16$ mm po 1 dniu dojrzwania betonu jest mniejsze o 8 % niż średnie naprężenie przyczepności BWW zagęszczanego mechanicznie. Natomiast po 3, 7 i 28 dniach dojrzwania betonu średnie naprężenia przyczepności betonu samozagęszczalnego jest większe niż zagęszczanego tradycyjnie odpowiednio o 3, 6 i 9 %. Maksymalne naprężenie przyczepności występuje przy poślizgu pręta około 0,4 mm i wynosi 6 MPa po 1 dniu i 12 MPa po 28 dniach dojrzwania betonu.

Średnie naprężenie przyczepności BWW zagęszczanego mechanicznie określone dla splotów $7\phi 5$ mm (dla obwodu zastępczego O_z), jest większe dla próbek wykonanych w słupkach (formy typu III) niż w formach kostkowych (typu I) bez względu na przyjęty okres dojrzwania betonu. W przypadku betonu zagęszczanego jednokrotnie, krzywe naprężenie-poślizg wykazują tendencje wzrostu w każdym badanym okresie. Maksymalne wartości naprężenia przyczepności osiągnęte są przy poślizgu 10 mm. Wzrost naprężenia przyczepności przy poślizgu 10 mm jest rzędu 20÷30 %, w stosunku do naprężenia przyczepności określonego przy poślizgu 1 mm.

Średnie naprężenia przyczepności BWW zagęszczanego mechanicznie do splotów wyznaczone dla poślizgu 1,5 mm na próbkach formowanych w słupkach przy 3 krotnym zagęszczaniu, są nieznacznie większe (około 3 %) od analogicznych wartości wyznaczanych na próbkach formowanych w słupkach przy 1 krotnym zagęszczaniu betonu. Krzywe naprężenie-poślizg mają mniejszą tendencję wzrostu. Naprężenia przyczepności określone dla poślizgu 10 mm osiągają mniejsze wartości niż w przypadku betonu zagęszczanego mechanicznie w 1 etapie. Maksymalne naprężenia przyczepności betonu zagęszczanego mechanicznie w 1 etapie (1 warstwie) dla poślizgu splotu 10 mm wynoszą 8,4 i 12,5 MPa odpowiednio po 1 i 28 dniach dojrzwania betonu. Analogiczne wartości naprężeń określone dla poślizgu 1,5 mm wynoszą 6,5 i 10,5 MPa.

W przypadku betonu wysokowartościowego samozagęszczalnego średnie naprężenia przyczepności do splotów $7\phi 5$ mm określone dla poślizgu 1,5 mm, są porównywalne z analogicznymi wartościami naprężeń wyznaczanymi dla BWW zagęszczanego mechanicznie, w każdym badanym okresie betonu. Przy wyciąganiu splotu do 10 mm widoczny jest spadek naprężenia przyczepności (rys. 8.8).

Średnie naprężenia przyczepności BWW zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego do splotów $7\phi 5$ mm, określone na próbkach betonowanych po wykonaniu wstępnego naciągu splotów, wykazują tendencje wzrostu (wzmocnienia przyczepności wtórnej – tarcia) w każdym okresie pomiarowym. Wyższe wartości naprężenia przyczepności (rzędu 10 %) uzyskuje się na betonie zagęszczanym wibracyjnie. Maksymalne naprężenia przyczepności betonu zagęszczanego mechanicznie dla poślizgu 1,5 mm wynoszą 8 i 14,4 MPa odpowiednio po 1 i 28 dniach dojrzwania betonu. Dla poślizgu 10 mm analogiczne naprężenia wynoszą 8 i 15,7 MPa. Z analizy otrzymanych wyników można wnioskować, że wstępny naciąg splotów

powoduje wzrost naprężeń przyczepności rzędu 25 %. W chwili zwolnienia naciągu – to jest po 1 dniu dojrzewania betonu krzywa naprężenia-poślizg nie wykazuje tendencji wzrostu.

Analiza obliczeniowa wykonana metodą elementów skończonych w programie Midas FEA z zastosowaniem autorskiego rozwiązania, pozwoliła na przedstawienie mechanizmu utraty przyczepności BWW do gładkich prętów zbrojeniowych $\phi 16$ mm i stalowych splotów $7\phi 5$ mm bez wstępnego naciągu. Stworzone modele numeryczne dały obrazy rozkładu wewnętrznych odkształceń i naprężeń w próbce betonowej podczas próby wyciągania stali. Ponadto możliwe było prześledzenie rozwoju mikrozarysowania otuliny betonowej zbrojenia stalowego. W przypadku splotu rozwój rys zainicjowany jest w podłużnych wyklinowaniach betonowych pomiędzy zewnętrznymi drutami splotu. Końcowym efektem zarysowania wewnętrznego jest wykruszenie najbliższej otuliny betonowej splotu. Analiza numeryczna pozwoliła zaobserwować obydwie zidentyfikowane w badaniach doświadczalnych mechanizmy zniszczenia. Pierwszy mechanizm polegał na ścięciu podłużnych klinów betonowych pomiędzy poszczególnymi składowymi drutami i wysuwaniu się splotu. Stwierdzony obraz postępu mikrozarysowania i zarysowania, rozprzestrzeniający się wewnątrz kostki betonowej potwierdza ten proces zniszczenia przyczepności. Drugi mechanizm polegał na obrocie splotu i jego wysuwaniu się po trasie skręcenia. Przedstawiony obraz wektorowy przemieszczeń splotu i kostki w modelu numerycznym od obciążenia wyciągającego (zdefiniowanego przemieszczenia po osi splotu) jednoznacznie potwierdza zaistniałe zjawisko. Model kostki betonowej wykazuje obrót przeciwny do splotu. Kierunki i zwroty wektorów przemieszczeń obejmują zakres 360° wokół osiowo ustawionego splotu. Analiza numeryczna pozwala zrozumieć mechanizmy niszczące występujące w próbie wyciągania splotu $7\phi 5$ mm. Dodatkowo jest możliwe obserwowanie lokalnych wartości uogólnionych sił wewnętrznych, odkształceń i mikrozarysowania w dowolnym punkcie próbki zarówno w stali jak i w betonie.

10.3. Wpływ parametrów technologicznych na przyczepność

Przeprowadzone badania doświadczalne wykazały, że naprężenie przyczepności betonu wysokowartościowego zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczanego do splotów $7\phi 5$ mm wzrasta liniowo zarówno w zależności od wytrzymałości betonu na ściskanie jak i wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie. Lepszą korelację wyników uzyskuje się dla BWW zagęszczanego mechanicznie. Wniosek ten dotyczy elementów próbnych formowanych ze splotami pod wstępnym naciągiem jak i bez wstępnego naciągu. Ponadto należy stwierdzić, iż znajduje on pełne odzwierciedlenie w odniesieniu do gładkich prętów $\phi 16$ mm.

Przyczepność pierwotna (poślizg zbrojenia 0,1 mm) betonu wysokowartościowego do splotów $7\phi 5$ mm, po 1 dniu dojrzewania betonu, osiąga największą wartość w przypadku elementów próbnych formowanych ze splotami pod wstępnym naciągiem przy mechanicznym zagęszczaniu betonu. W przypadku tych samych elementów, ale z betonu samozagęszczanego, naprężenie przyczepności pierwotnej jest zbliżone do wartości do naprężenia dla gładkich prętów $\phi 16$ mm (rys. 8.21).

Po 28 dniowym okresie dojrzewania betonu, naprężenie przyczepności pierwotnej jest również największe dla elementów próbnych formowanych ze splotami pod wstępnym naciąganiem przy mechanicznym zagęszczaniu betonu. Nieznacznie mniejszą przyczepność uzyskuje się dla gładkich prętów $\phi 16$ mm.

Maksymalne naprężenia przyczepności BWW, wyznaczone dla maksymalnej siły wyciągającej uzyskuje się dla elementach próbnych formowanych ze splotami pod wstępnym naciąganiem przy mechanicznym zagęszczaniu betonu, w każdym okresie badawczym (1, 3, 7 i 28 dni). W przypadku stosowania betonu samozagęszczalnego wstępny naciąg splotów nie ma wpływu na przyczepność po 1 dniu dojrzewania betonu (w chwili zwalniania naciągu).

Przeprowadzone badania doświadczalne wykazały istotny wpływ poziomu usytuowania splotu na wartość przyczepności pierwotnej i wtórnej. W przypadku BWW zagęszczanego w 3 etapach (elementy próbne typu III) największe wartości przyczepności uzyskuje się dla próbek pobranych z drugiej warstwy. W przypadku słupków formowanych w jednym etapie, największą wartość przyczepności pierwotnej uzyskano dla próbek pobranych z pierwszej warstwy (rys. 8.24 i 8.25). Przy zastosowaniu BWW samozagęszczalnego można uznać, iż poziom usytuowania elementów próbnych nie ma wpływu na wartość przyczepności pierwotnej (rys. 8.26 i 8.27).

10.4. Podsumowanie wyników badań doświadczalnych:

- Przyczepność BWW do splotu $7\phi 5$ mm w zależności od rodzaju elementu betonowego (słupki czy kostka) jest różna.
- Istotny jest wpływ czynnej długości zakotwienia na przyczepność (w zakresie badawczym nie stwierdzono wpływu czynnej długości na przyczepność betonu do prętów gładkich, w przypadku splotów bez wstępnego naciągu i ze wstępnym naciąganiem – brak jest wpływu na przyczepność pierwotną, natomiast jest istotny wpływ na przyczepność wtórna i maksymalną, dla dłuższych długości czynnych notowano wyższe maksymalne przyczepności w zakresie badawczym).
- Wpływ warunków przyczepności na wysokości elementów pionowych jest zauważalny i pokrywa się w znacznej mierze z wynikami rozkładu wytrzymałości i gęstości elementów na wysokości (dla elementów zagęszczanych mechanicznie obserwowany jest spadek przyczepności na wysokości elementów, w przypadku elementów z betonu samozagęszczalnego rozkład przyczepności na wysokości elementu jest równomierny).
- Sposób zagęszczania mieszanki betonowej ma istotny wpływ na przyczepność (beton z mieszanki samozagęszczalnej wykazuje wyższą przyczepność do gładkich prętów $\phi 16$ mm w okresie badawczym za wyjątkiem 1 dnia niż beton zagęszczany tradycyjnie,

w przypadku splotów $7\phi 5$ mm tendencja jest odwrotna). Analiza przypadków elementów próbnych wykonanych z zagęszczaniem mieszanki w 3 warstwach i 1 warstwie wykazała, iż najwyższa przyczepność jest w strefach najlepiej zagęszczonych. Analiza względem wytrzymałości betonu i rozkładu gęstości w elementach pionowych potwierdziła postawioną tezę badawczą.

- Wraz z wiekiem betonu jego właściwości przyczepnościowe ulegają poprawie.
- Rozwój przyczepności jest ściśle związany z przyrostem wytrzymałości na ściskanie betonu – obserwowana jest silna korelacja wytrzymałości betonu na ściskanie i rozwoju przyczepności wtórnej (maksymalnej w zakresie badawczym), podobne wnioski wysunął Balázs [29].
- Brak jest związku wytrzymałości na rozciąganie betonu i rozwoju przyczepności. Wprawdzie w miarę przyrostu wytrzymałości betonu (w tym wytrzymałości na rozciąganie) rośnie również naprężenie przyczepności, tym niemniej analiza elementów pionowych z uwzględnieniem wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie na wysokości tych elementów nie wykazała żadnych wzajemnych relacji.
- Bardzo istotny jest wpływ wstępnego naciągu splotów $7\phi 5$ mm – sprężenie powoduje znaczną poprawę przyczepności.
- Zaobserwowane cechy przyczepnościowe BWW zagęszczanego mechanicznie i samozagęszczalnego do gładkich prętów $\phi 16$ mm są porównywalne ilościowo (wartości naprężeń) i jakościowo (rozwój przyczepności względem poślizgu oraz w czasie okresu badawczego), analogiczna sytuacja występuje dla splotów $7\phi 5$ mm zabetonowanych z i bez wstępnego naciągu.

10.5. Kierunki dalszych zadań badawczych

W latach 2012 i 2013 na Politechnice Krakowskiej prowadzone były badania przyczepności betonu wysokowartościowego do splotów siedmiodrutowych, w ramach tematu badawczego Zakładu Konstrukcji Sprężonych, „Nośność strefy przypodporowej w elementach sprężonych strunobetonowych z betonu wysokiej wytrzymałości”. Badano przyczepność betonu wysokiej wytrzymałości 90 MPa oraz samozagęszczalnego 90 MPa, do gładkich splotów 7φ5 mm Y 1860. Otrzymane rezultaty przyczepności są zadowalające z punktu widzenia prawidłowego zakotwienia naciągniętych splotów w strefie transmisji elementu strunobetonowego. Pozytywne wyniki otrzymanej wytrzymałości na przyczepność sugerują kontynuowanie prace badawczych. Konieczne jest eksperymentalne określenie długości transmisji siły ze splotu na beton elementu dla obu założonych betonów. Prawidłowe określenie nośności strefy przypodporowej elementu strunobetonowego wykonanego z betonu nowej generacji, jakim jest beton wysokowartościowy i sprężonego splotem 7φ5 mm również wymaga prac badawczych.

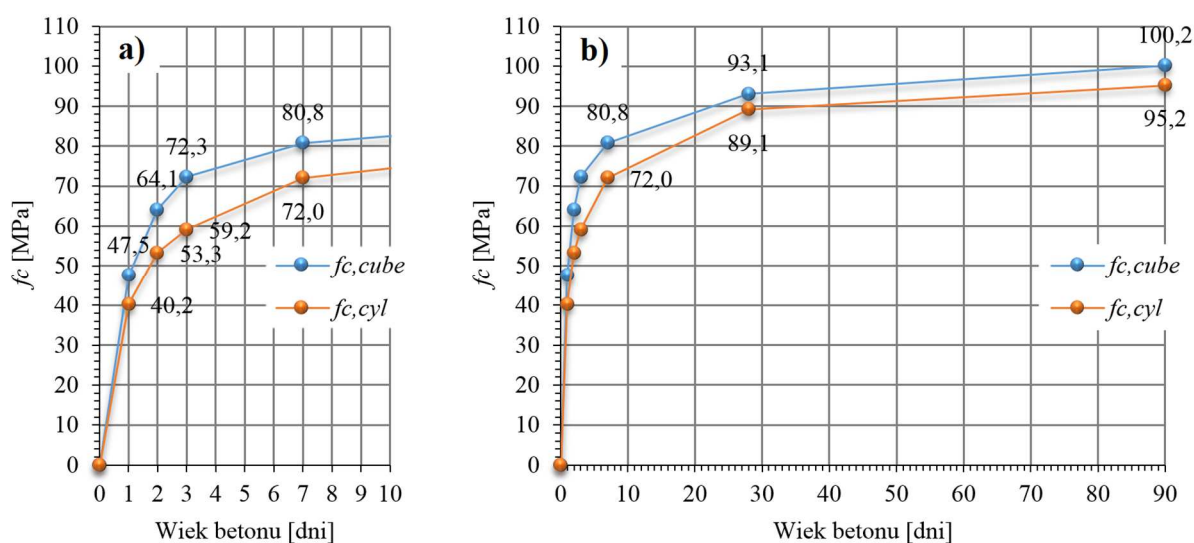
Przeprowadzona analiza numeryczna MES i napotkane problemy natury technicznej i naukowej nakazują kontynuowanie prac badawczych modelowania przyczepności betonu do splotu ze stali sprężającej. Kolejnym naturalnym krokiem w przyszłość wydają się być stworzenie modelu numerycznego próbki ze splotem pracującym pod naciągiem.

Załącznik A.

Rozwój parametrów mechanicznych betonu

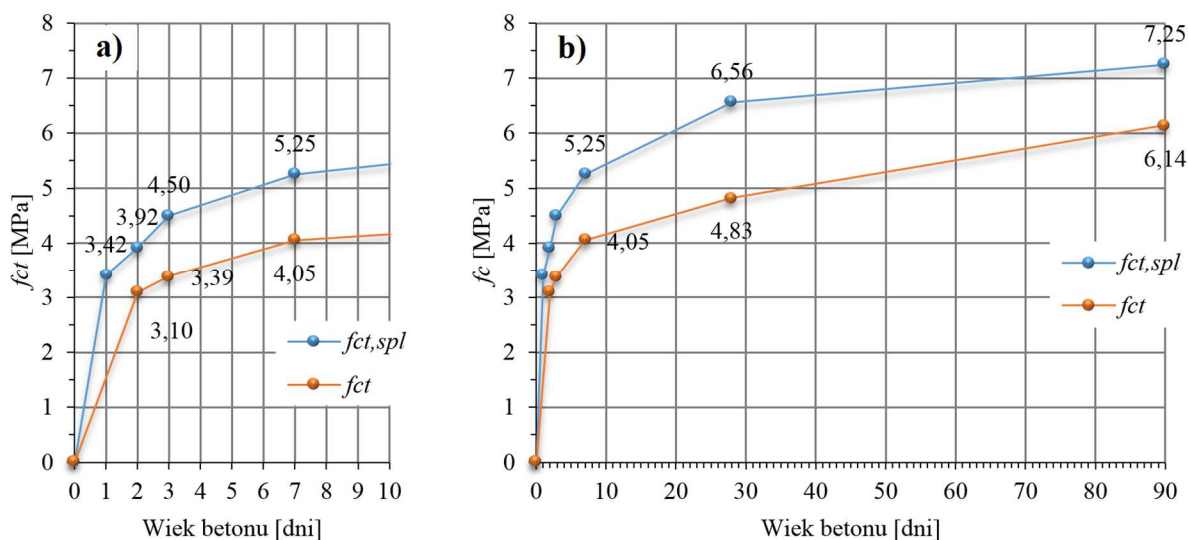
A.1. Beton zagęszczany mechanicznie – receptura A (HSC)

Na rysunkach A.1, A.2 i A.3 przedstawiono rozwój właściwości mechanicznych betonu w okresie do 90 dni od zabetonowania.



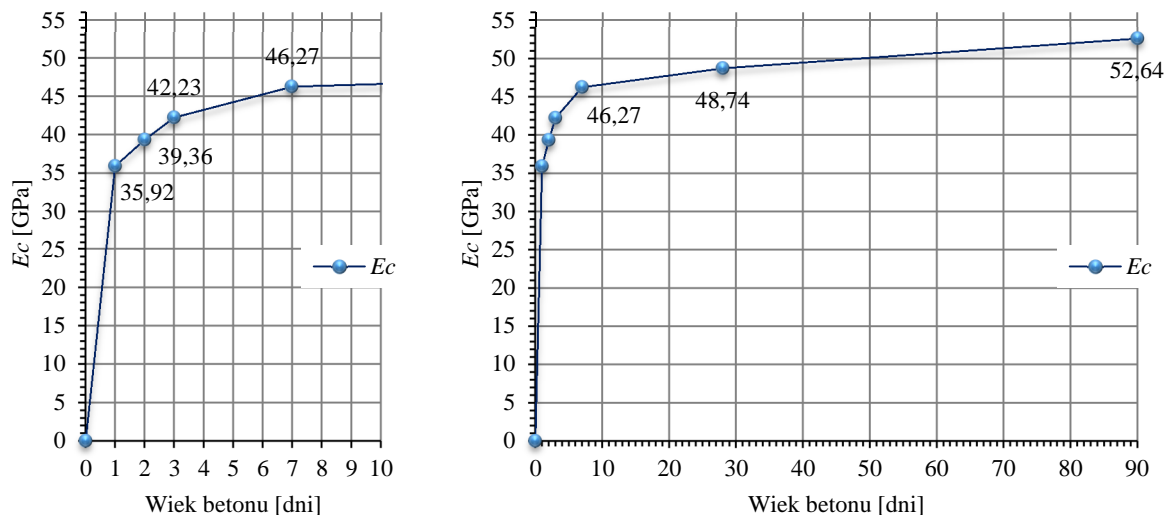
Rys. A.1. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC z receptury A w okresie:

a) do 10 dni, b) do 90 dni



Rys. A.2. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie betonu HSC z receptury A w okresie:

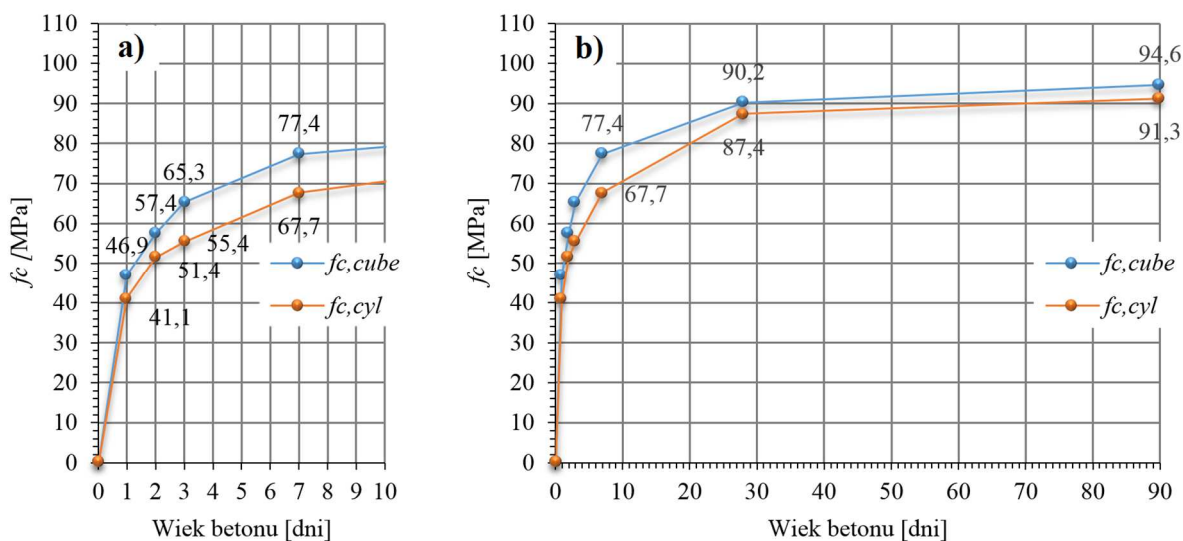
a) do 10 dni, b) do 90 dni



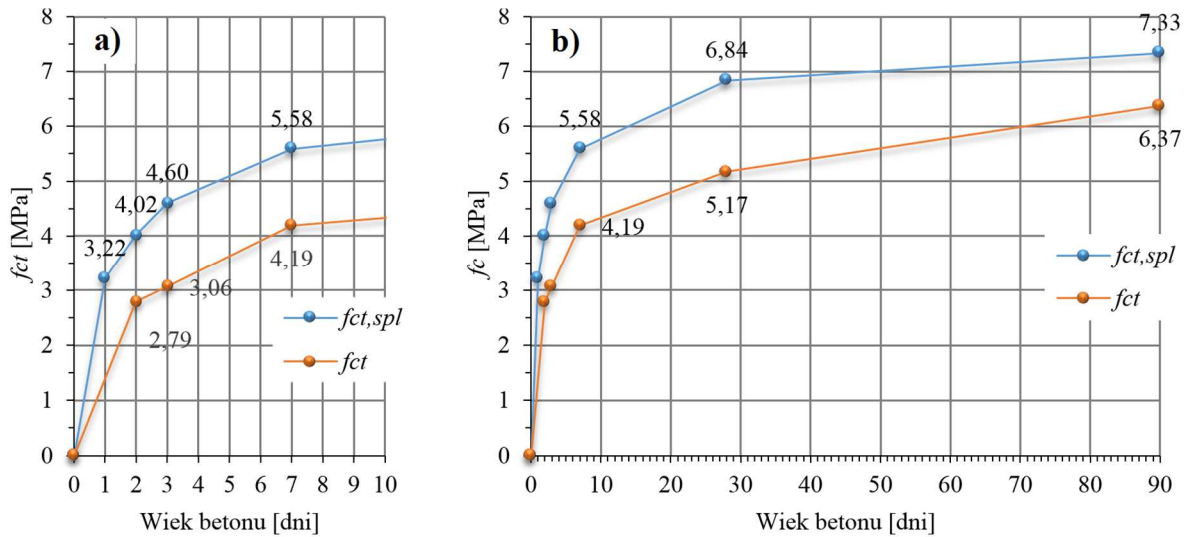
Rys. A.3. Rozwój modułu sprężystości betonu HSC z receptury A w okresie:
a) do 10 dni, b) do 90 dni

A.2. Beton samozagęszczalny – receptura B (HSSCC)

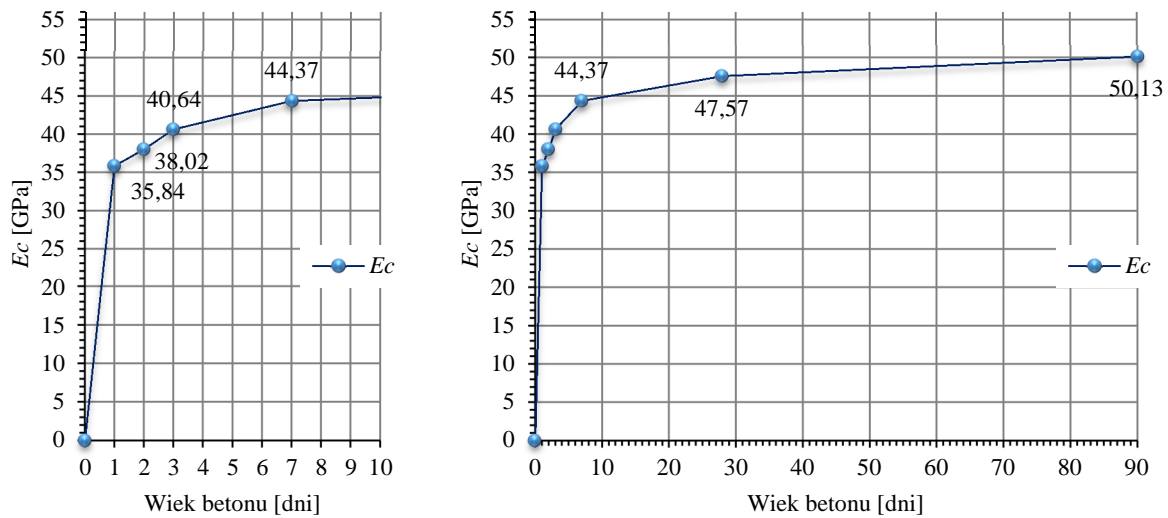
Na rysunkach A.4, A.5 i A.6 przedstawiono rozwój właściwości mechanicznych betonu w okresie do 90 dni od zabetonowania.



Rys. A.4. Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSSCC z receptury B w okresie:
a) do 10 dni, b) do 90 dni



Rys. A.5. Rozwój wytrzymałości na rozciąganie betonu HSSCC z receptury B w okresie:
a) do 10 dni, b) do 90 dni



Rys. A.6. Rozwój modułu sprężystości betonu HSSCC z receptury B w okresie:
a) do 10 dni, b) do 90 dni

Załącznik B.

Oznaczenia elementów próbnych do badań przyczepności

Oznaczenie elementu próbnego:

I^(a)-7φ5^(b)-A^(c)-0^(d)-40^(e)-1^(f)

(I/II/III)-(7φ5/φ16)-(A/B)-(0/N)-(120/80/40)-(1/...12p)

Objaśnienie poszczególnych składników oznaczenia:

a) Typ elementu:

- I – kostka 160×160×160 mm,
- II – belka 160×960×160 mm (forma pozioma),
- III – słupek 160×160×960 mm (forma pionowa).

b) Rodzaj zbrojenia:

- 7φ5 – splot sprężający siedmiodrutowy gładki 7φ5 mm,
- φ16 – pręt zbrojeniowy gładki φ16 mm.

c) Oznaczenie betonu:

- A – mieszanka betonowa według receptury A (HSC),
- A(*3) – mieszanka betonowa według receptury A (HSC) podawana i zagęszczana w 3 warstwach dla słupków,
- A(*1) – mieszanka betonowa według receptury A (HSC) podawana i zagęszczana w 1 warstwie dla słupków,
- B – mieszanka betonowa według receptury B (HSSCC).

d) Zastosowany wstępny naciąg (oznaczenie wyłącznie dla splotów):

- 0 – brak wstępnego naciągu (naciąg „zerowy”),
- n – próbki dla wstępnie naciągniętych splotów (naciąg 100 %).

e) Czynna długość przyczepności betonu do stali:

- 40 – 40 mm,
- 80 – 80 mm
- 120 – 120 mm.

f) Numer próbki, (pozycja pręta/splotu w elemencie lub na torze):

Oznaczenie dla elementów typu I (kostek):

- 1, 2, 3 ... – nr kolejny próbki dla próbek bez naciągu,
- 1L, 2L, 3L ... 12L – nr kolejny próbki na lewym torze naciągowym (zakotwienie bierne od strony próbki nr 1, czynne od 12),
- 1P, 2P, 3P ... 12P – nr kolejny próbki na prawym torze naciągowym (zakotwienie bierne od strony próbki nr 1, czynne od 12),

Oznaczenie dla belek:

- 1, 2, – nr kolejny próbki.

Oznaczenie dla słupków:

- 1a, 1b, 1c, 1d – element próbny z pierwszego poziomu słupka (poziom najniższy, na wysokości 0÷160 mm), cyfry oznaczają poziom, litery identyfikują słupek
- 2a, 2b, 2c, 2d – próbka z drugiego poziomu słupka (na wysokości 160÷320 mm),
- 3a, 3b, 3c, 3d – próbka z trzeciego poziomu słupka (320÷480 mm),
- 4a, 4b, 4c, 4d – próbka z czwartego poziomu słupka (480÷640 mm),
- 5a, 5b, 5c, 5d – próbka z piątego poziomu słupka (640÷800 mm),
- 6a, 6b, 6c, 6d – próbka z szóstego poziomu słupka (poziom najwyższy, 800÷960 mm).

Załącznik C.

Wyniki badań przyczepności betonu do gładkich prętów zbrojeniowych okrągłych $\phi 16$ mm

C.1. Beton z receptury A (HSC)

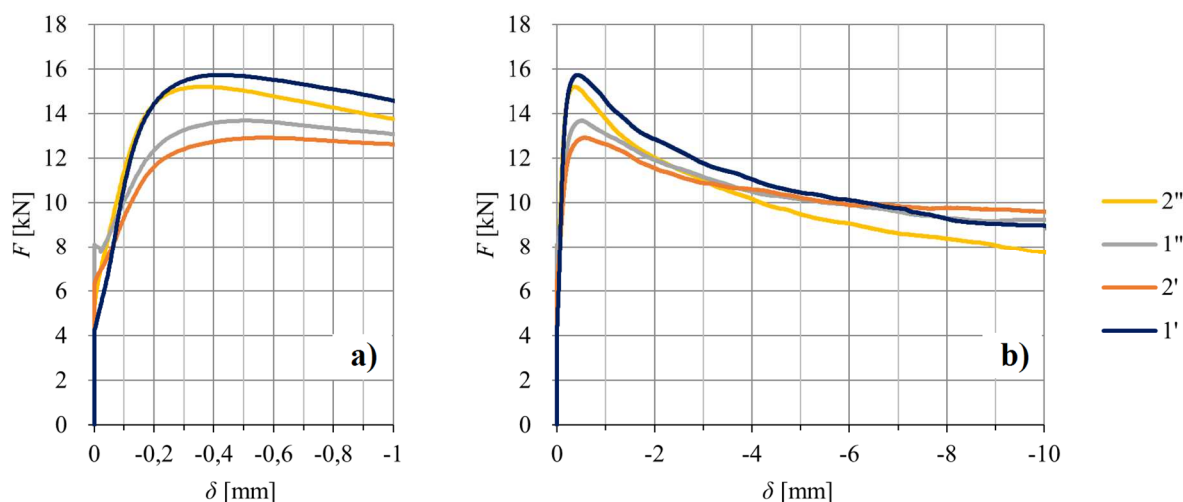
Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia pręta zbrojeniowego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczonego mechanicznie (HSC). Dla prętów $\phi 16$ mm prowadzono prace badawcze na elementach typu II (formy belkowe). Objasnienie do stosowanych indeksów przy oznaczeniach:

I – betonowanie z dnia 02.04.2013,

II – betonowanie z dnia 08.07.2013.

C.1.1. Beton HSC – czynna długość 40 mm

Na rysunkach C.1, C.2, C.3 i C.4 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 40 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

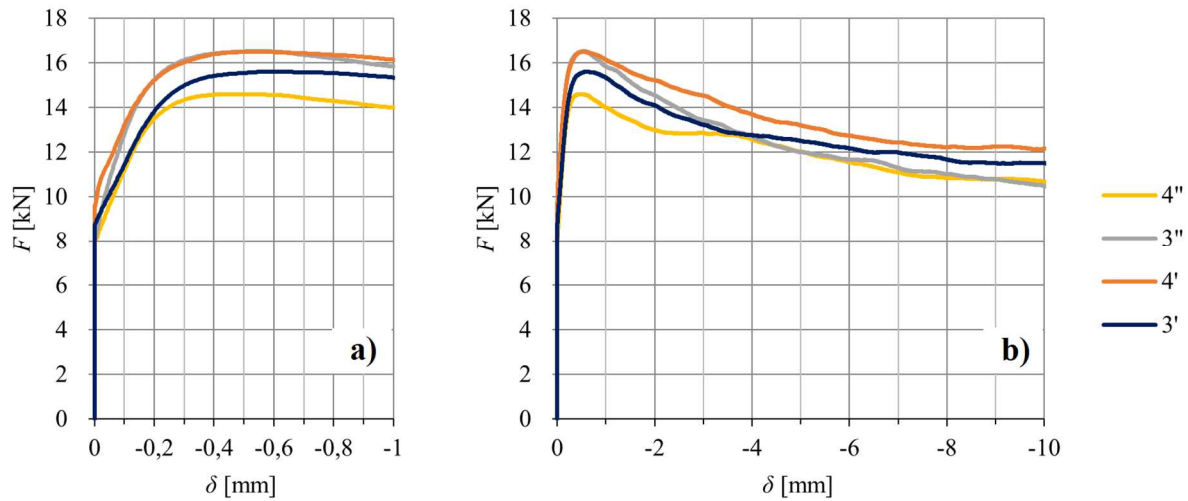


Rys. C.1. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$1^I \rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-1}^I$, $2^I \rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-2}^I$,

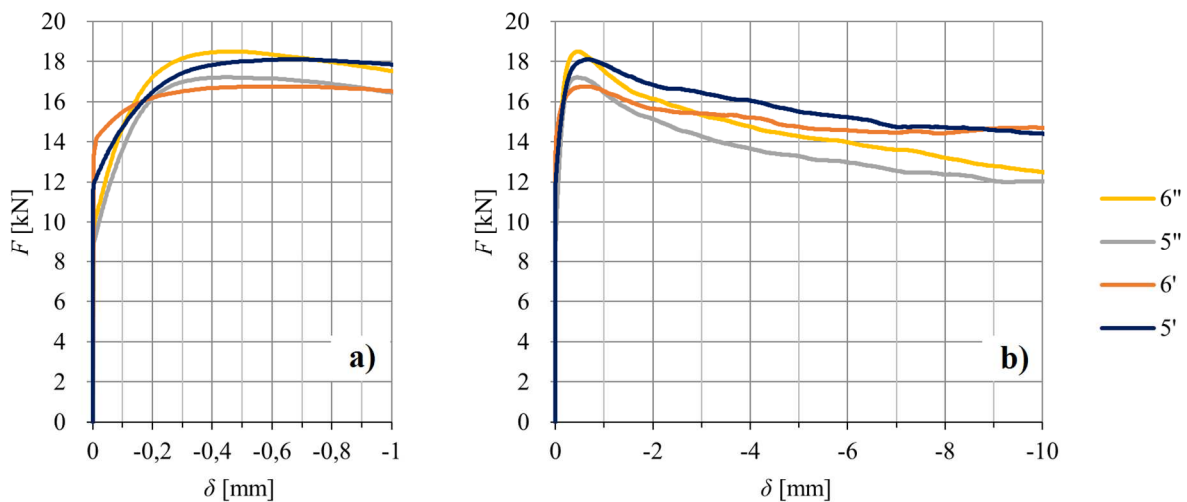
$1^{II} \rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-1}^{II}$, $2^{II} \rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-2}^{II}$.



Rys. C.2. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

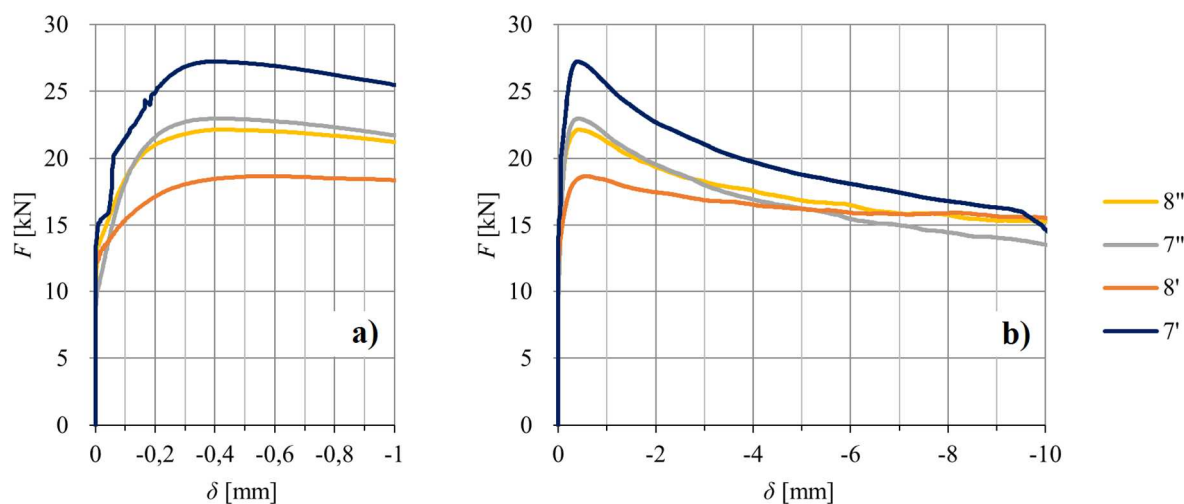
$$\begin{aligned} 3^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-3}^I, & 4^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-4}^I, \\ 3^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-3}^{II}, & 4^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-4}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.3. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 5^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-5}^I, & 6^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-6}^I, \\ 5^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-5}^{II}, & 6^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-6}^{II}. \end{aligned}$$



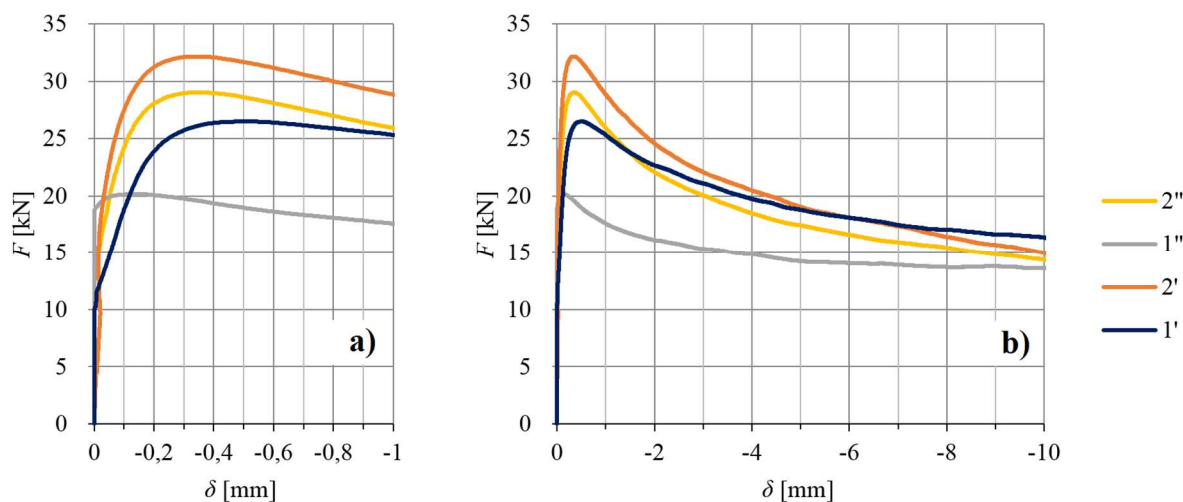
Rys. C.4. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 7^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-7}^I, & 8^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-8}^I, \\ 7^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-7}^{II}, & 8^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-40-8}^{II}. \end{aligned}$$

C.1.2. Beton HSC – czynna długość 80 mm

Na rysunkach C.5, C.6, C.7 i C.8 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 80 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

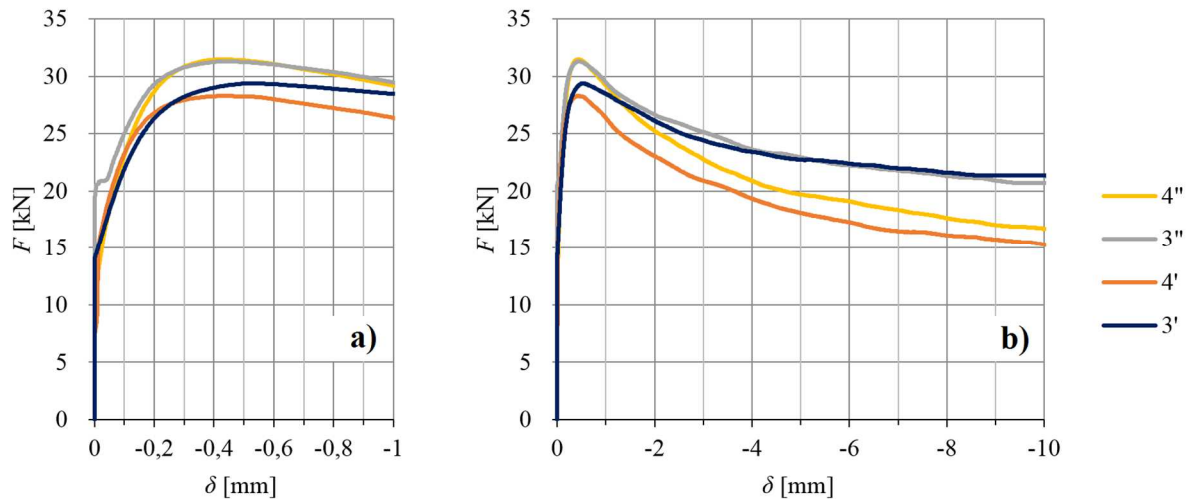


Rys. C.5. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 1^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-1}^I, & 2^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-2}^I, \\ 1^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-1}^{II}, & 2^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-2}^{II}. \end{aligned}$$

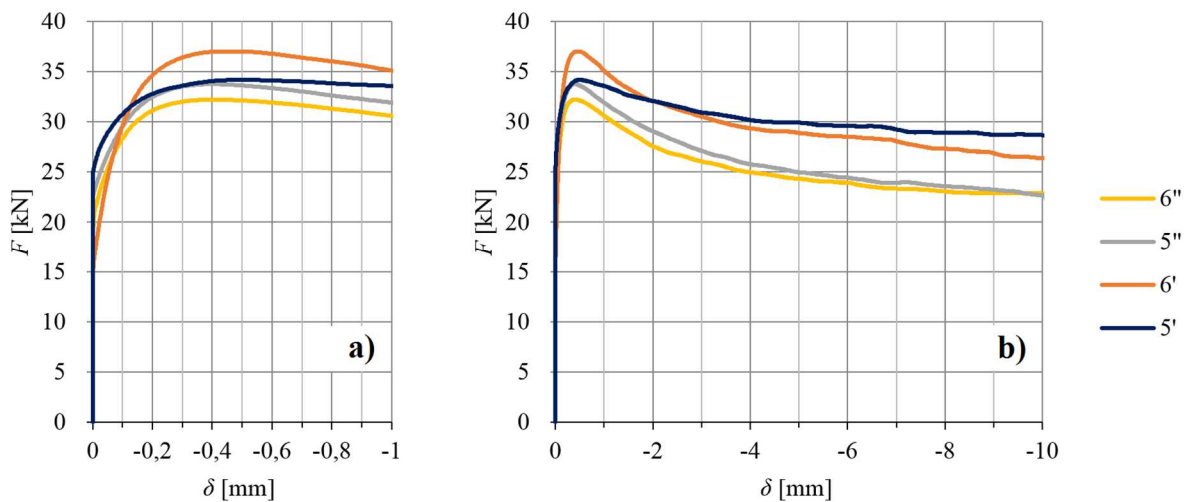
Próbkę oznaczoną 1^{II} wyłączono z analizy.



Rys. C.6. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

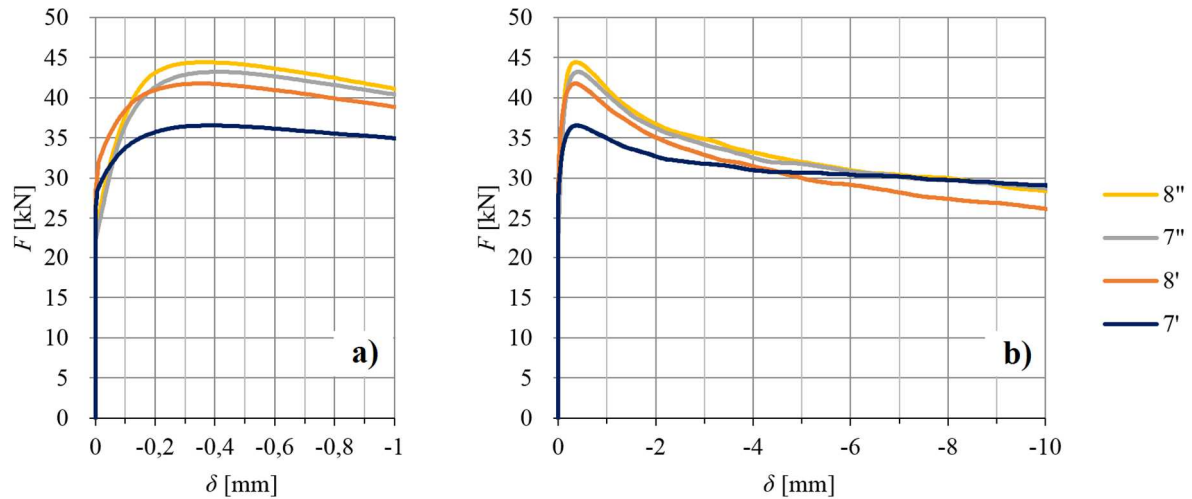
$$\begin{aligned} 3^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-3}^I, & 4^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-4}^I, \\ 3^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-3}^{II}, & 4^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-4}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.7. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 5^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-5}^I, & 6^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-6}^I, \\ 5^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-5}^{II}, & 6^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-6}^{II}. \end{aligned}$$



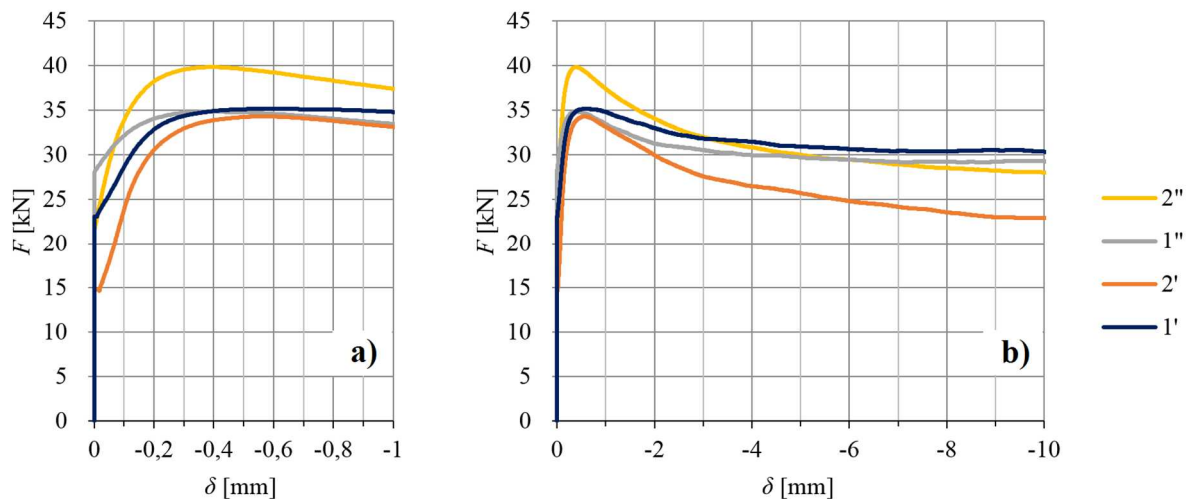
Rys. C.8. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 7^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-7}^I, & 8^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-8}^I, \\ 7^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-7}^{II}, & 8^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-80-8}^{II}. \end{aligned}$$

C.1.3. Beton HSC – długość czynna 120 mm

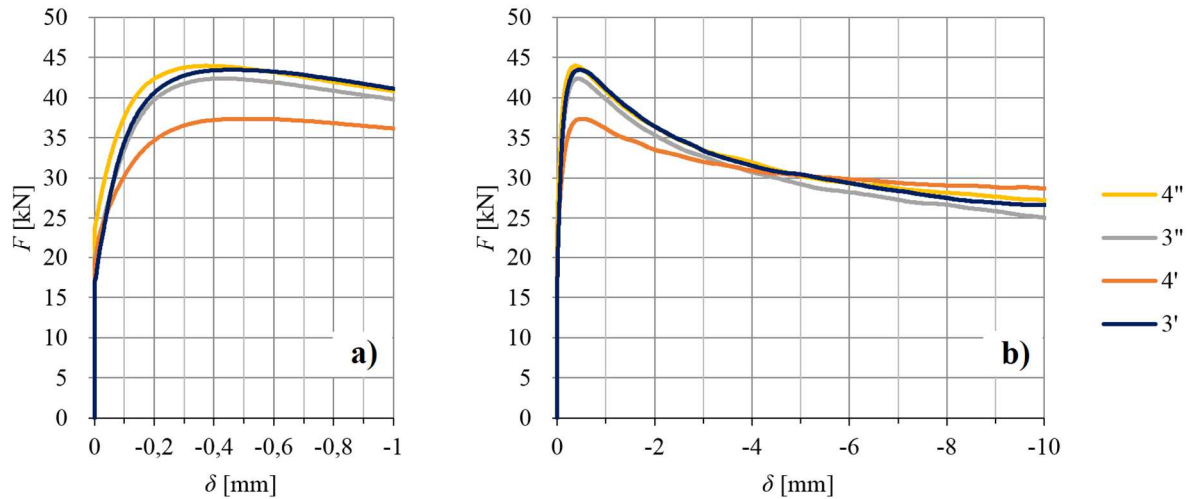
Na rysunkach C.9, C.10, C.11 i C.12 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 120 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



Rys. C.9. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

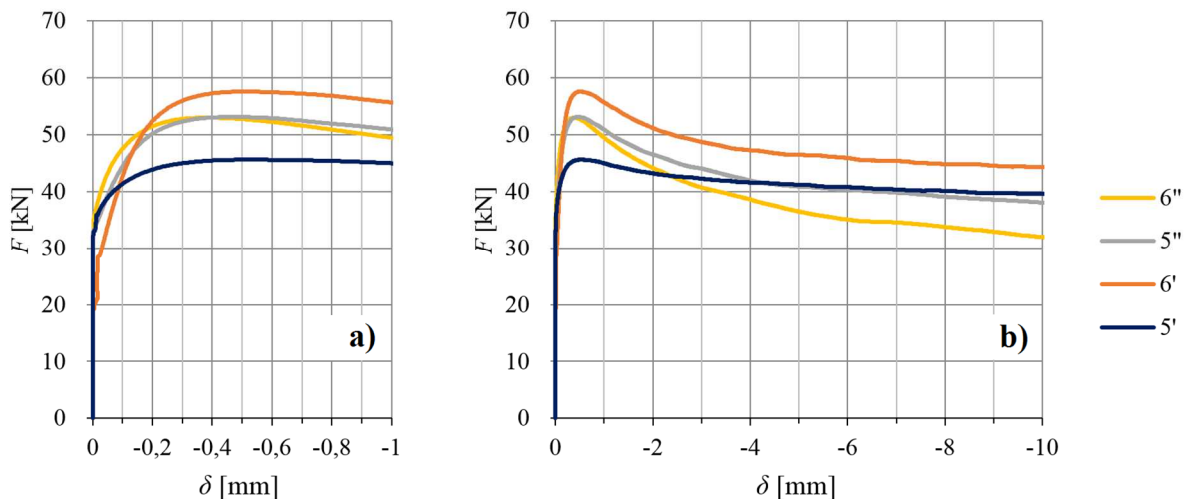
$$\begin{aligned} 1^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-1}^I, & 2^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-2}^I, \\ 1^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-1}^{II}, & 2^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-2}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.10. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

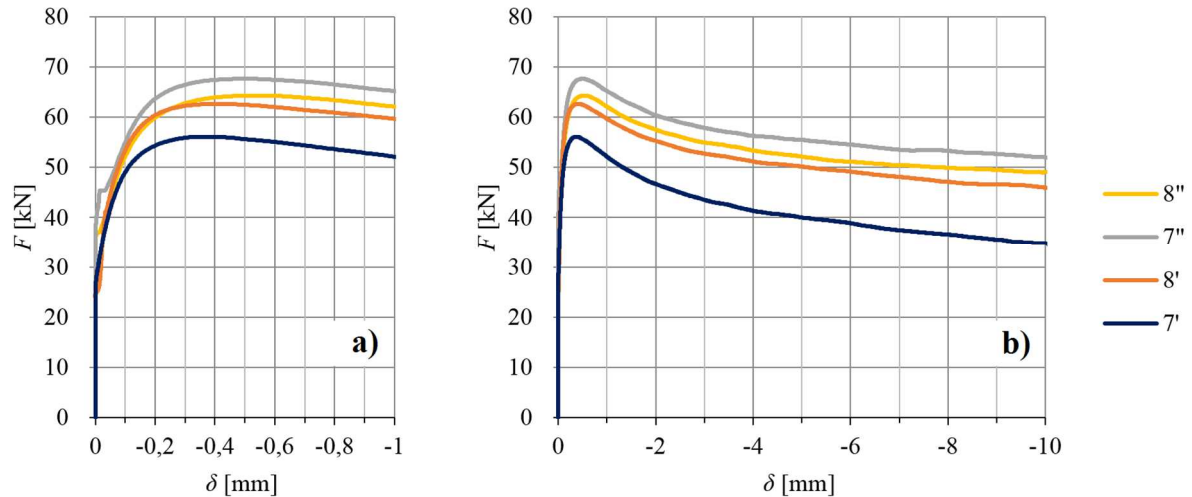
$$\begin{aligned}
 3^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-3}^I, & 4^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-4}^I, \\
 3^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-3}^{II}, & 4^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-4}^{II}.
 \end{aligned}$$



Rys. C.11. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned}
 5^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-5}^I, & 6^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-6}^I, \\
 5^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-5}^{II}, & 6^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-6}^{II}.
 \end{aligned}$$



Rys. C.12. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 7^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-7}^I, & 8^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-8}^I, \\ 7^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-7}^{II}, & 8^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-A-0-120-8}^{II}. \end{aligned}$$

C.2. Beton z receptury B (HSSCC)

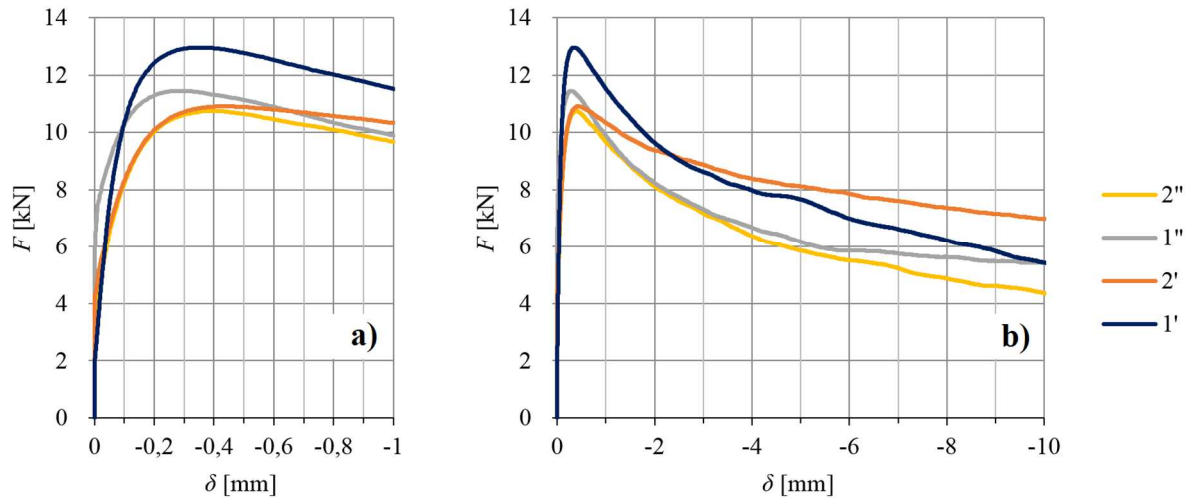
Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia pręta zbrojeniowego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego (HSSCC). Dla prętów $\phi 16$ mm prowadzono prace badawcze na elementach typu II (formy belkowe). Objasnienie do stosowanych indeksów przy oznaczeniach:

^I – betonowanie z dnia 02.04.2013,

^{II} – betonowanie z dnia 08.07.2013.

C.2.1. Beton HSSCC – długość czynna 40 mm

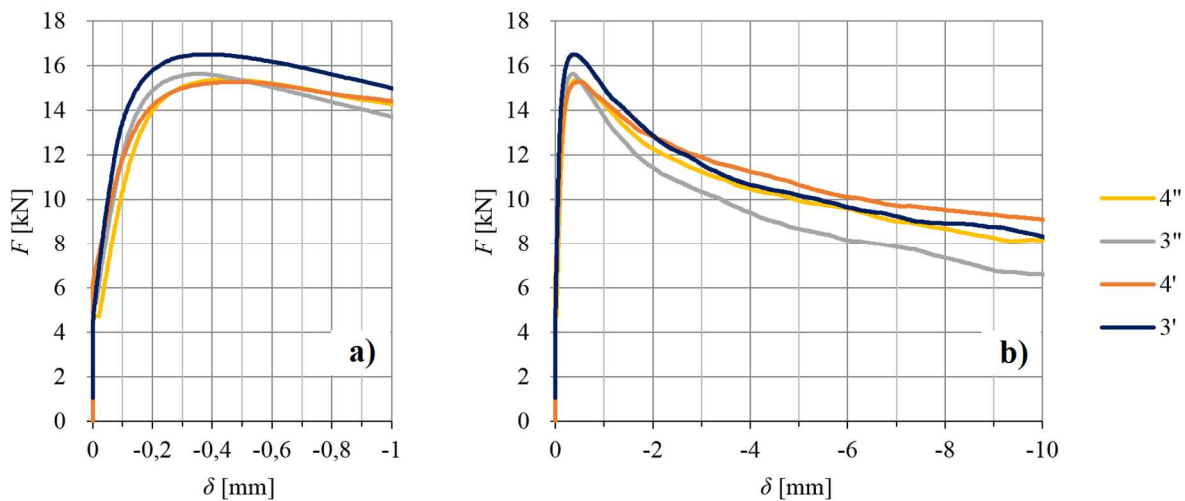
Na rysunkach C.13, C.14, C.15 i C.16 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 40 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



Rys. C.13. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 24 godzinach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

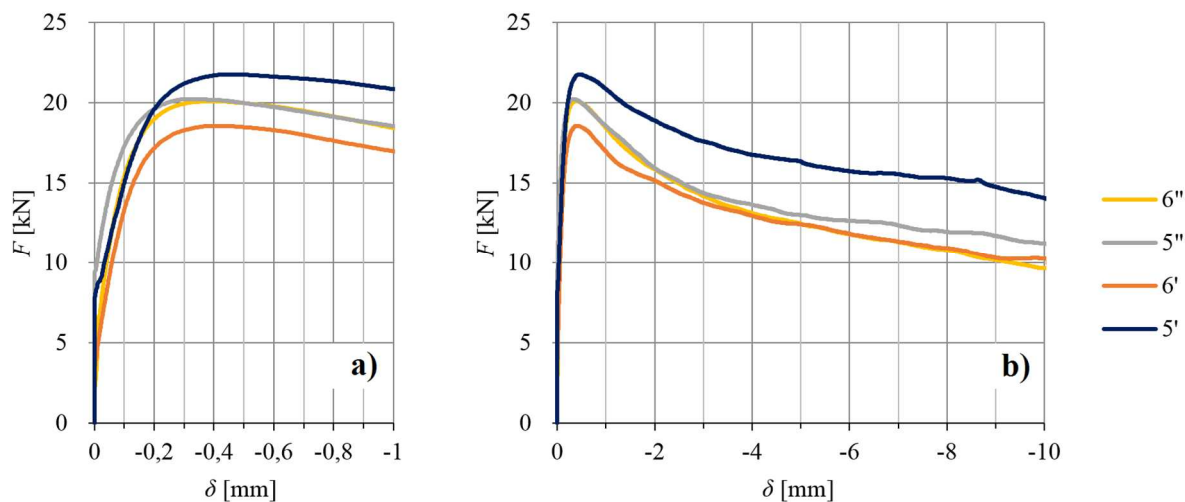
$$\begin{aligned} 1^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-1}^I, & 2^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-2}^I, \\ 1^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-1}^{II}, & 2^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-2}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.14. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

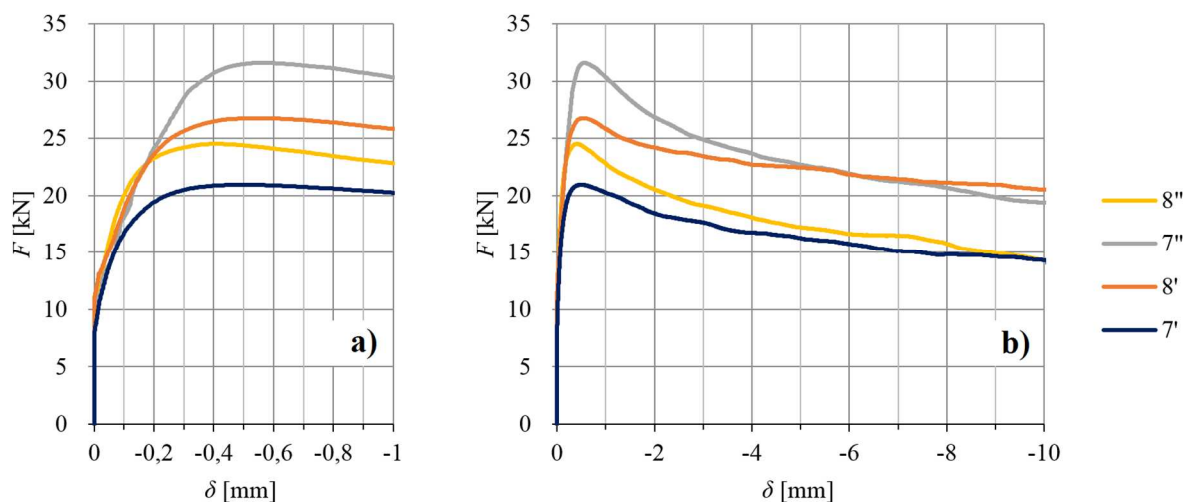
$$\begin{aligned} 3^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-3}^I, & 4^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-4}^I, \\ 3^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-3}^{II}, & 4^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-4}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.15. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 5^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-5}^I, & 6^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-6}^I, \\ 5^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-5}^{II}, & 6^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-6}^{II}. \end{aligned}$$



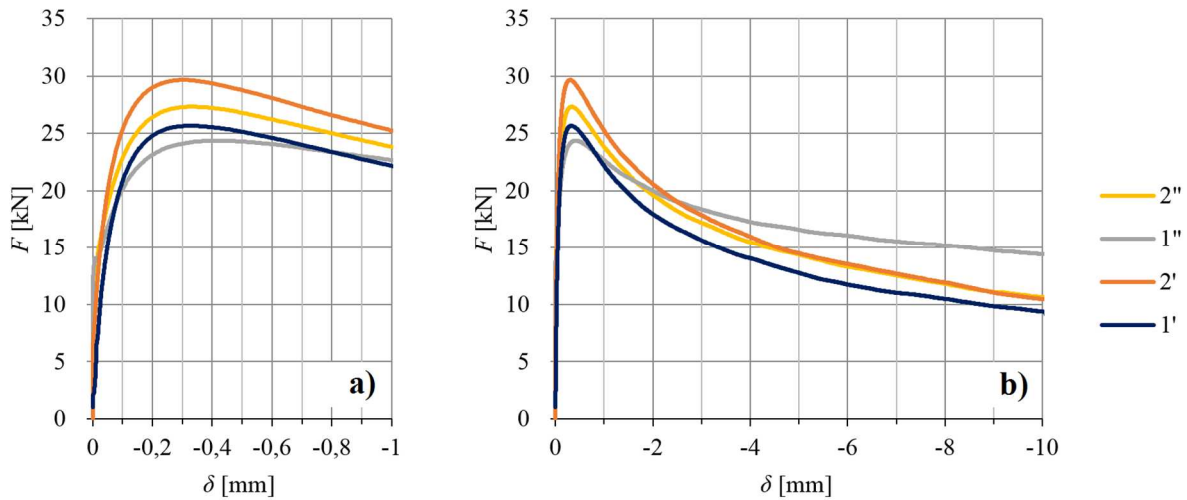
Rys. C.16. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 7^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-7}^I, & 8^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-8}^I, \\ 7^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-7}^{II}, & 8^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-40-8}^{II}. \end{aligned}$$

C.2.2. Beton HSSCC – długość czynna 80 mm

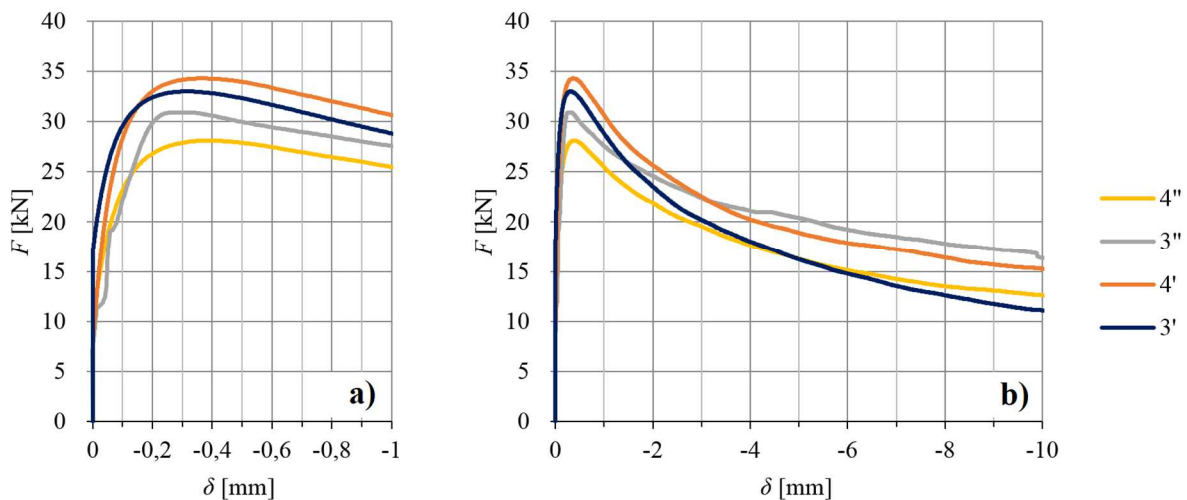
Na rysunkach C.17, C.18, C.19 i C.20 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 80 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



Rys. C.17. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 24 godzinach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

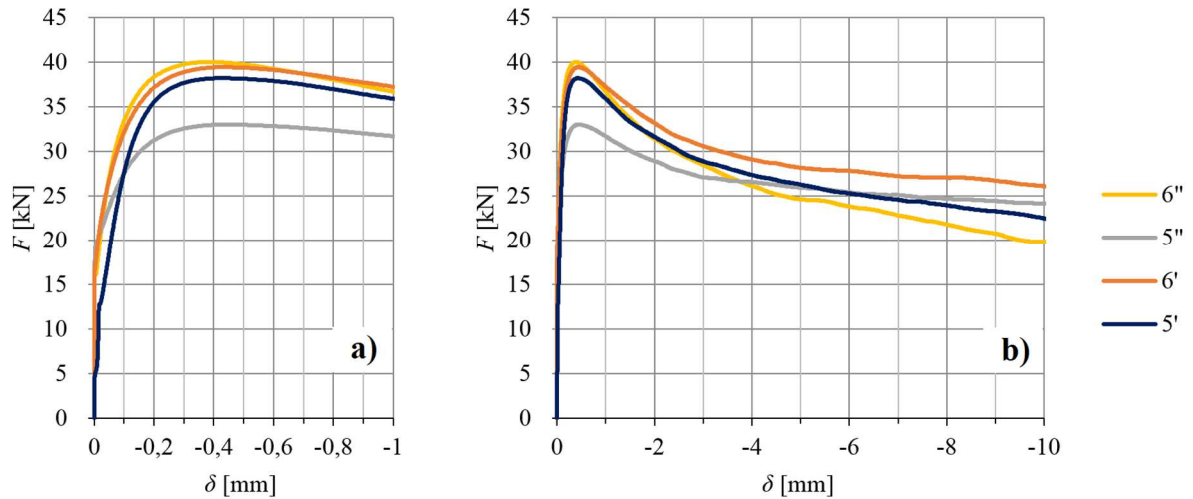
$$\begin{aligned} 1^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-1}^I, & 2^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-2}^I, \\ 1^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-1}^{II}, & 2^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-2}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.18. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

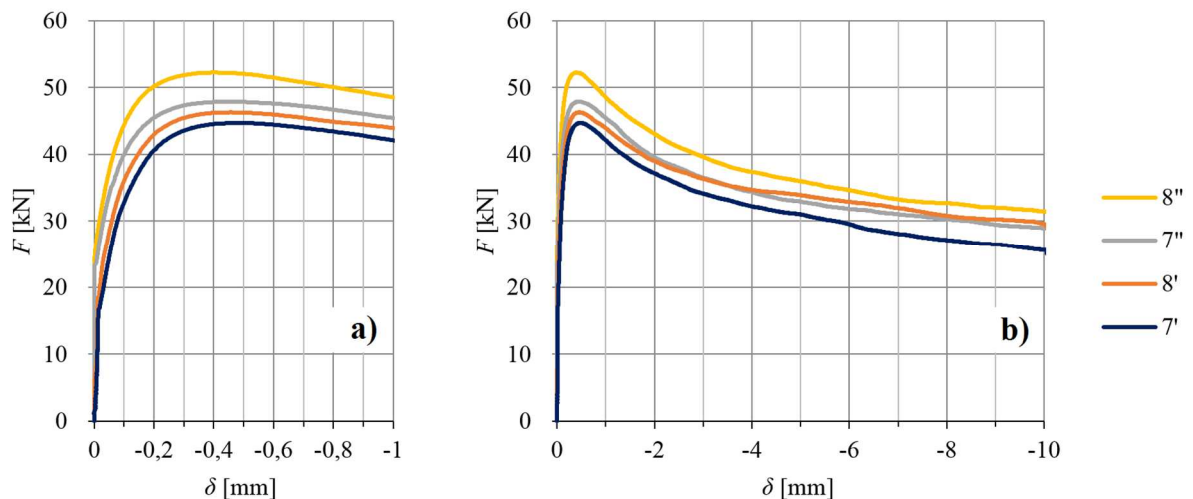
$$\begin{aligned} 3^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-3}^I, & 4^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-4}^I, \\ 3^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-3}^{II}, & 4^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-4}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.19. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSC po 7 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 5^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-5}^I, & 6^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-6}^I, \\ 5^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-5}^{II}, & 6^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-6}^{II}. \end{aligned}$$



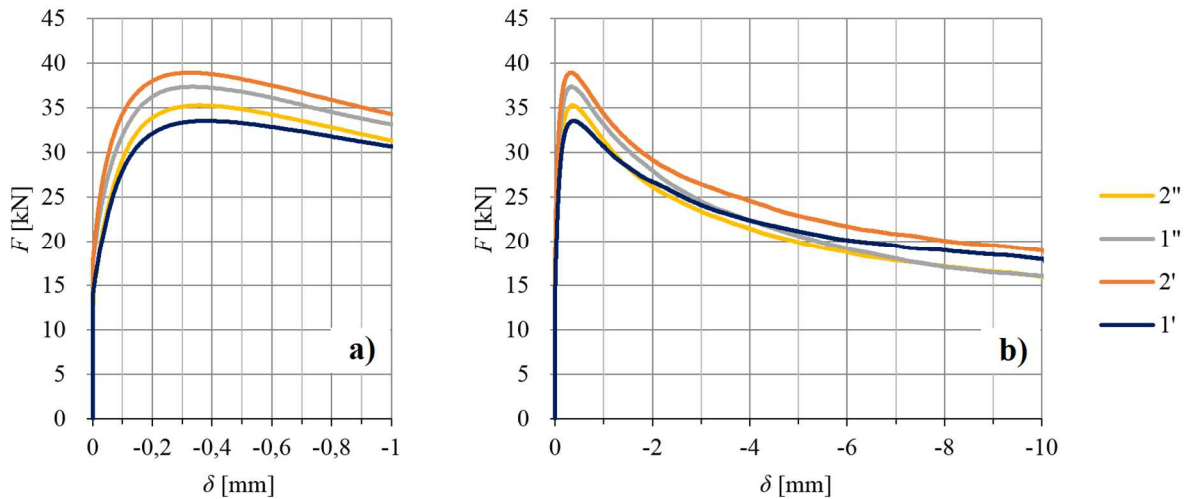
Rys. C.20. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSC po 28 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 7^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-7}^I, & 8^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-8}^I, \\ 7^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-7}^{II}, & 8^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-80-8}^{II}. \end{aligned}$$

C.2.3. Beton HSSCC – długość czynna 120 mm

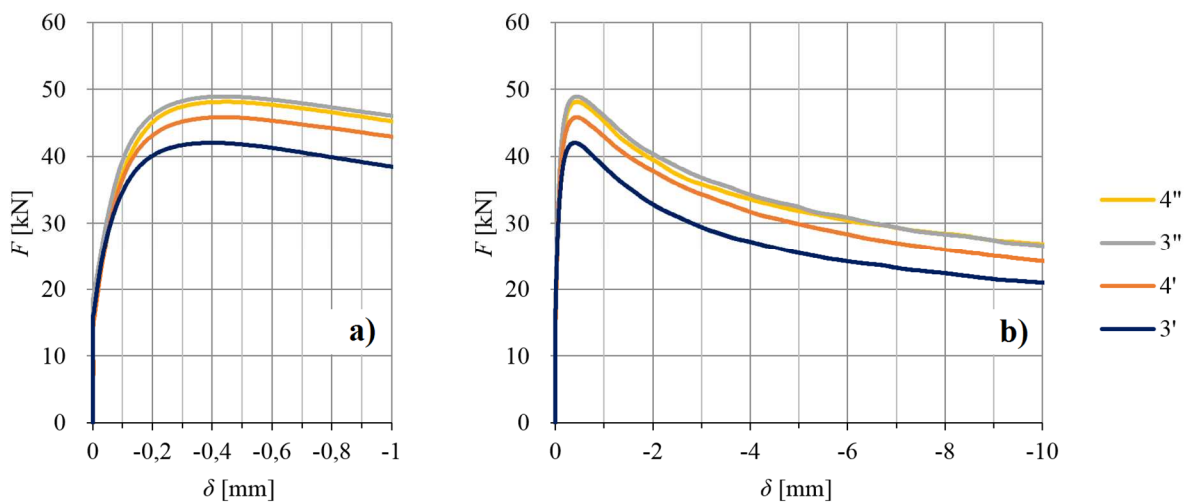
Na rysunkach C.21, C.22, C.23 i C.24 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 120 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



Rys. C.21. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 24 godzinach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

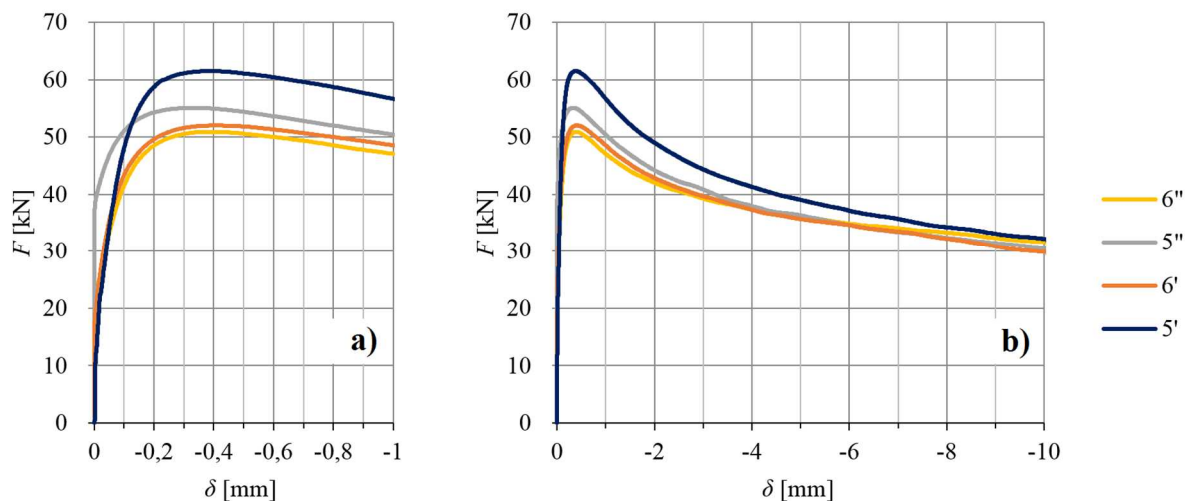
$$\begin{aligned} 1^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-1}^I, & 2^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-2}^I, \\ 1^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-1}^{II}, & 2^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-2}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.22. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

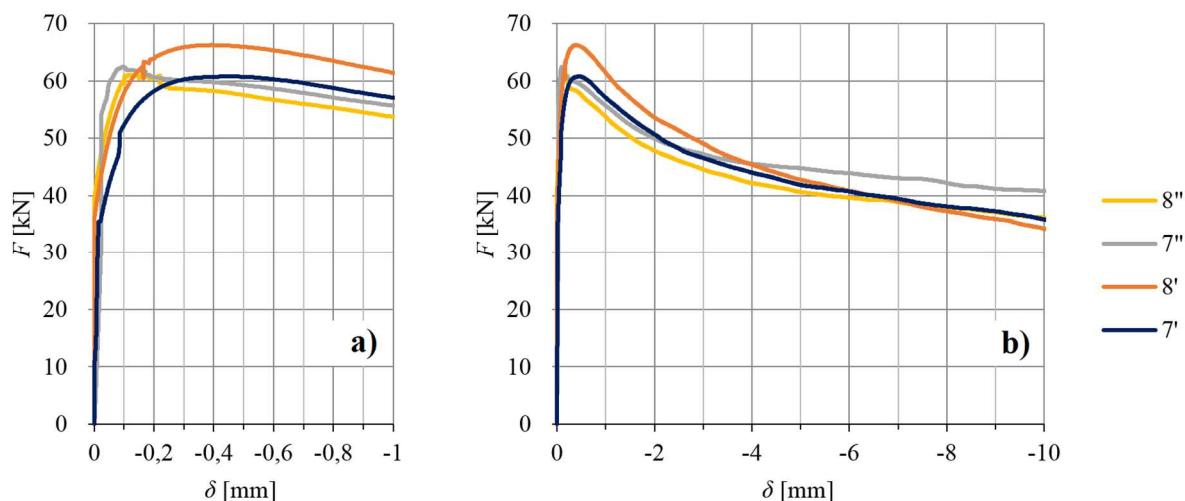
$$\begin{aligned} 3^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-3}^I, & 4^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-4}^I, \\ 3^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-3}^{II}, & 4^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-4}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.23. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 5^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-5}^I, & 6^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-6}^I, \\ 5^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-5}^{II}, & 6^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-6}^{II}. \end{aligned}$$



Rys. C.24. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$$\begin{aligned} 7^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-7}^I, & 8^I &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-8}^I, \\ 7^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-7}^{II}, & 8^{II} &\rightarrow \text{II-}\phi 16\text{-B-0-120-8}^{II}. \end{aligned}$$

Załącznik D.

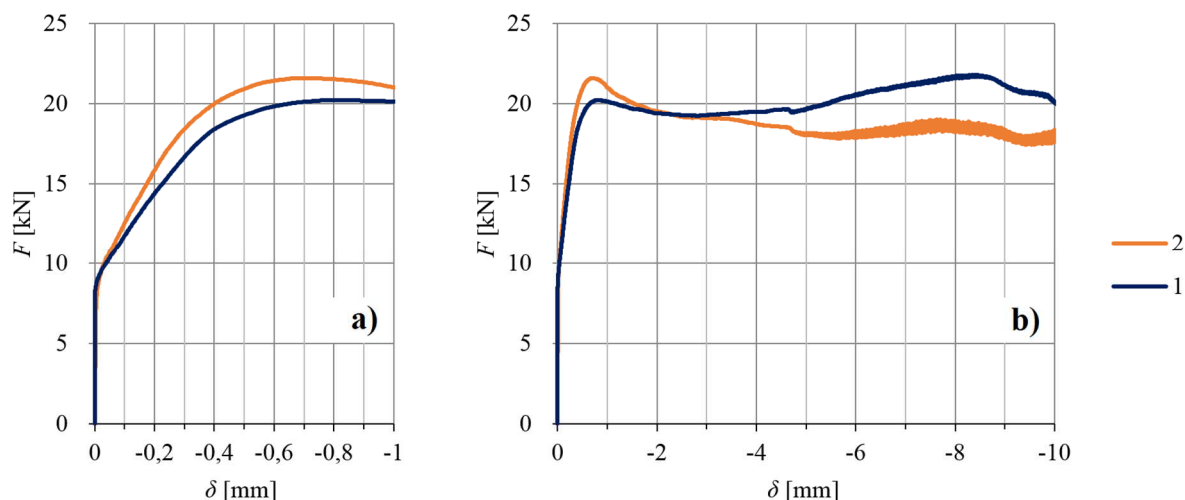
Wyniki badań przyczepności betonu do splotów 7φ5 mm bez wstępnego naciągu

D.1. Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach kostkowych

Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego wibracyjnie (HSC). Dla splotów 7φ5 mm prowadzono prace badawcze na elementach typu I (kostki) zabetonowanych bez naciągu splotów w dniu 20.02.2014 r.

D.1.2. Beton HSC – długość czynna 80 mm

Na rysunkach D.1, D.2, D.3 i D.4 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 80 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



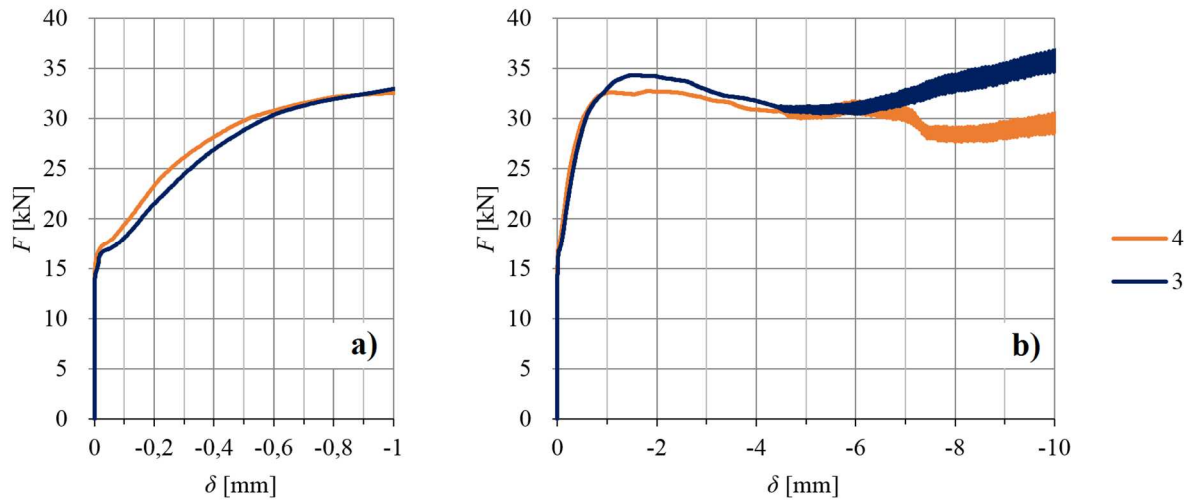
Rys. D.1. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1 → I-7φ5-A-0-80-1,

2 → I-7φ5-A-0-80-2.



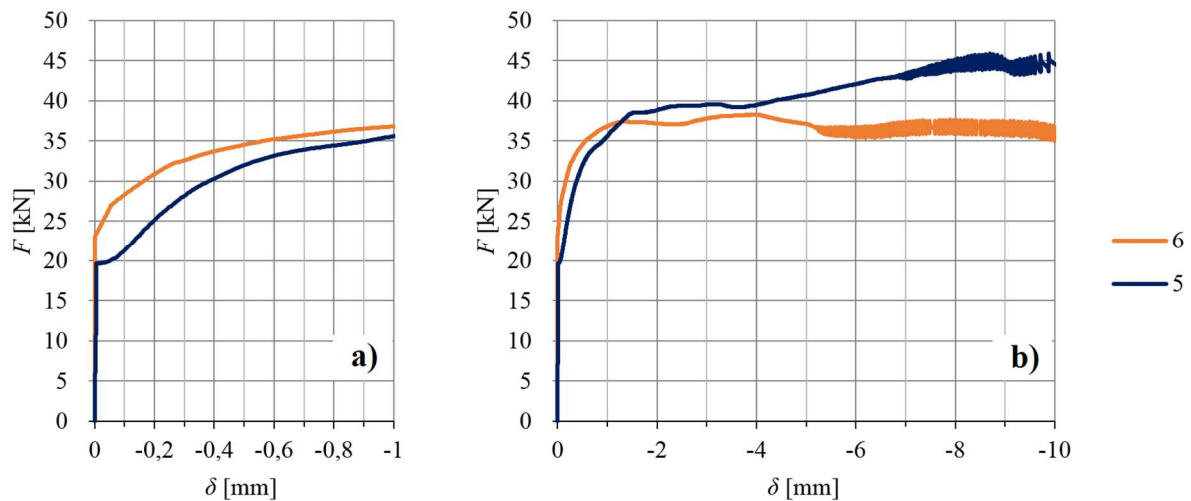
Rys. D.2. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

3 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-80-3,

4 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-80-4.



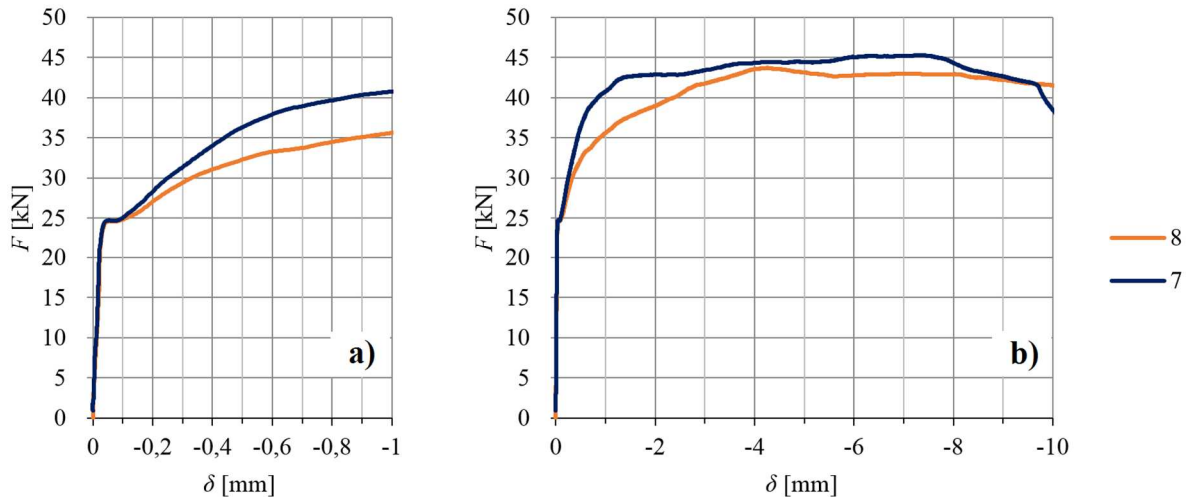
Rys. D.3. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

5 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-80-5,

6 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-80-6.



Rys. D.4. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm.

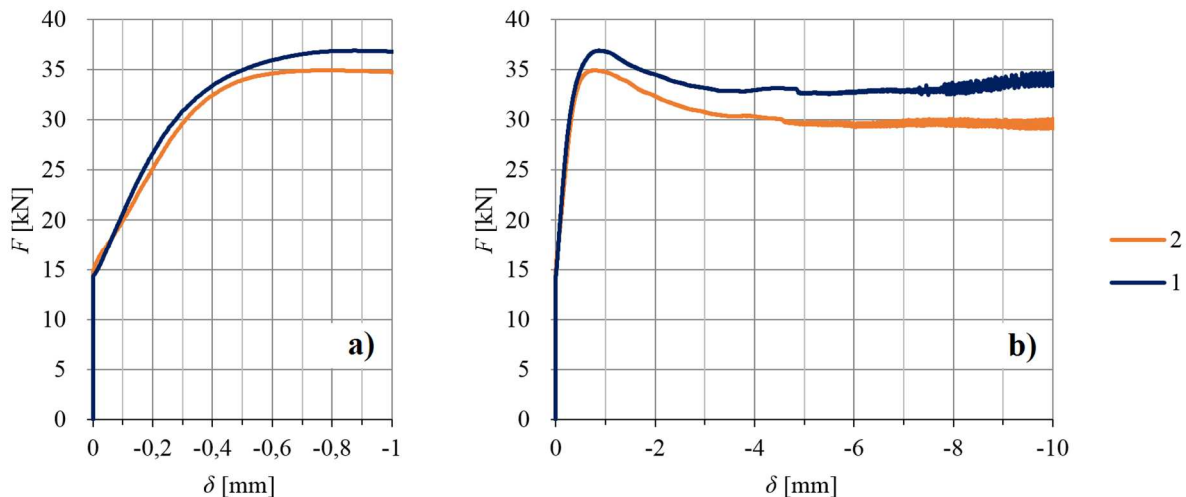
Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

7 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-80-7, 8 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-80-8.

D.1.2. Beton HSC – długość czynna 120 mm

Na rysunkach D.5, D.6, D.7 i D.8 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 120 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

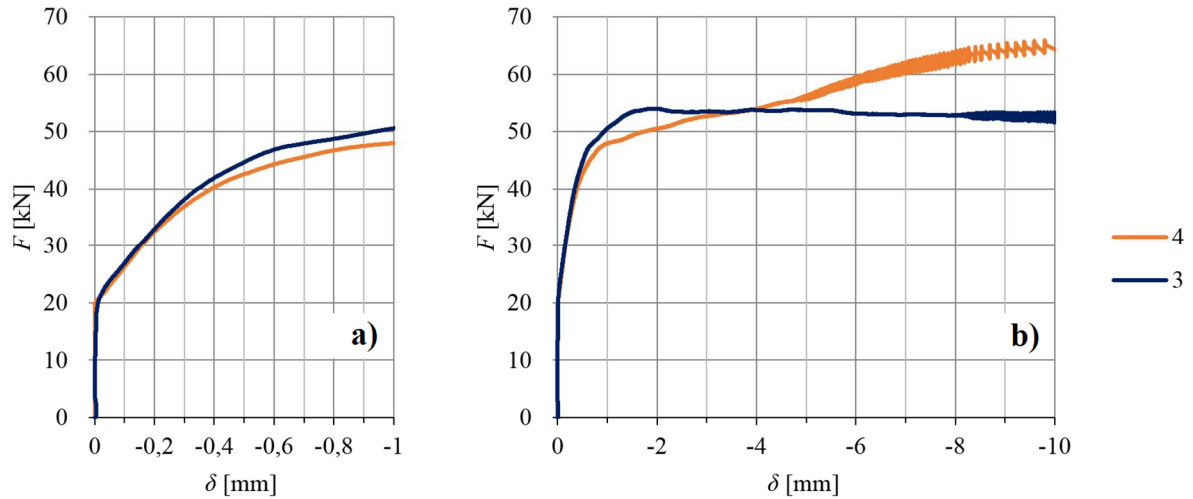


Rys. D.5. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-120-1, 2 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-120-2.

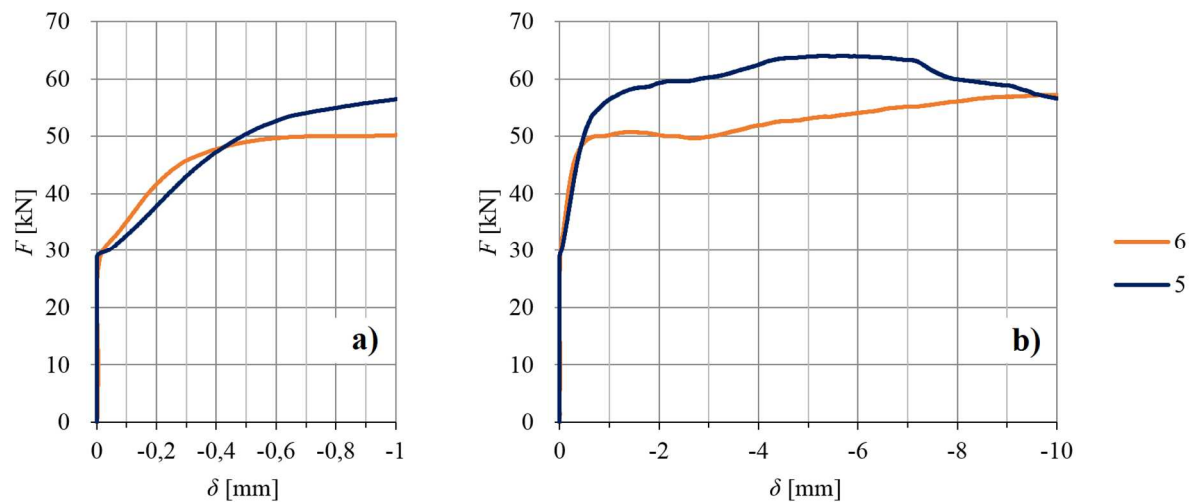


Rys. D.6. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

3 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-120-3, 4 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-120-4.

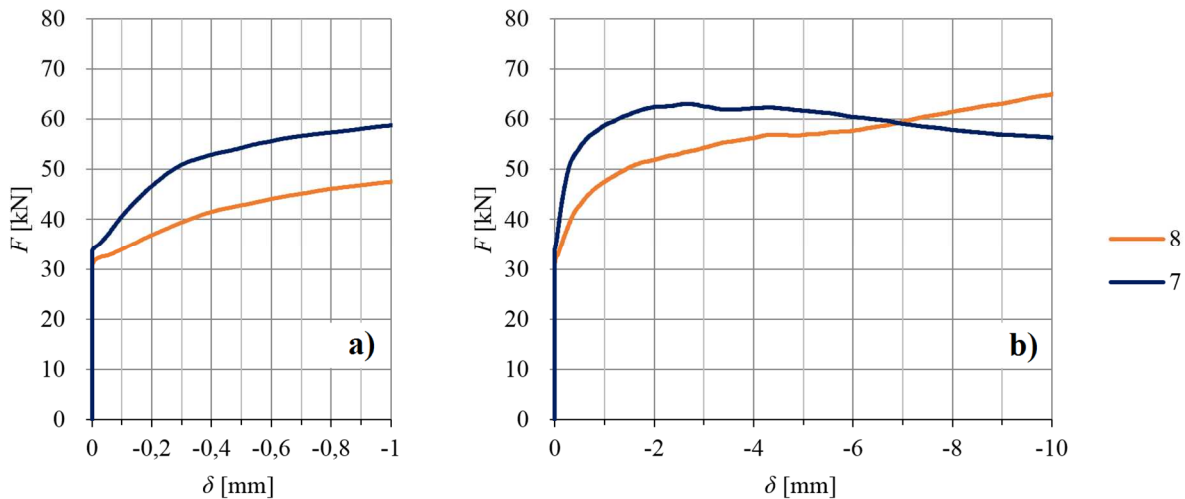


Rys. D.7. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

5 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-120-5, 6 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-120-6.



Rys. D.8. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

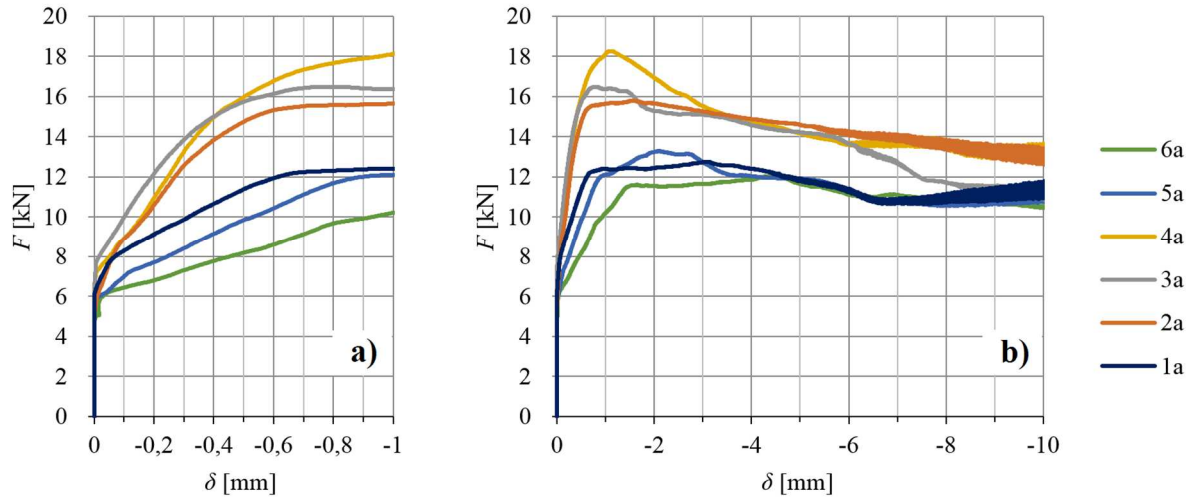
7 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-120-7, 8 \rightarrow I-7 ϕ 5-A-0-120-8.

D.2. Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków zagęszczanych w 3 warstwach A(*3)

Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego vibracyjnie (HSC). Badano próbki wycięte z pionowych słupków wykonanych przy 3 warstwowym zagęszczaniu mieszanki betonowej. Dla splotów $7\phi 5$ mm prowadzono prace badawcze na elementach typu III (słupki) zabetonowanych bez naciągu splotów w dniu 29.01.2013 r.

D.2.1. Beton HSC, elementy A(*3) – długość czynna 40 mm

Na rysunkach D.9, D.10, D.11 i D.12 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 40 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



Rys. D.9. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-1a,

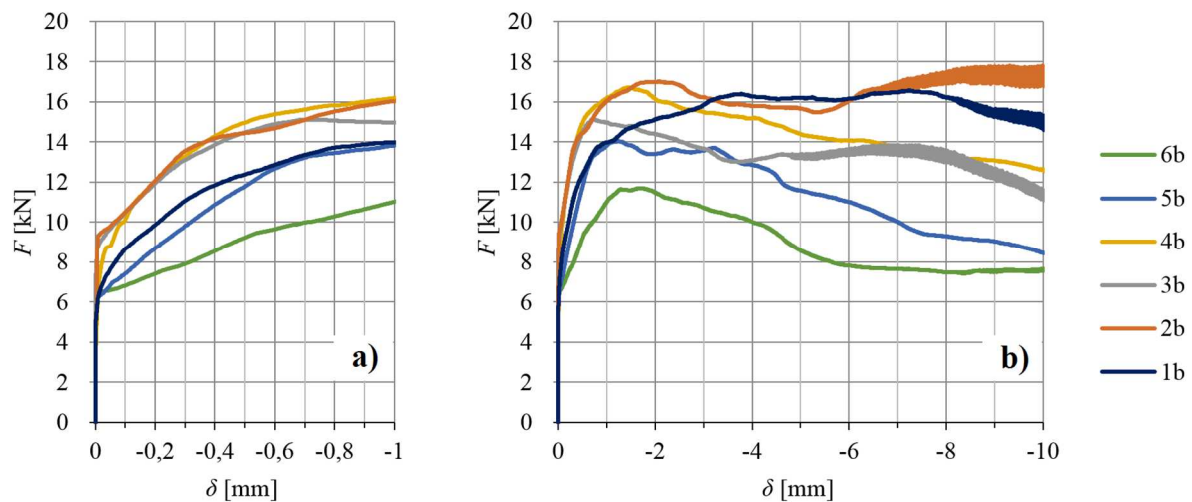
2a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-2a,

3a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-3a,

4a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-4a,

5a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-5a,

6a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-6a.



Rys. D.10. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-1b,

2b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-2b,

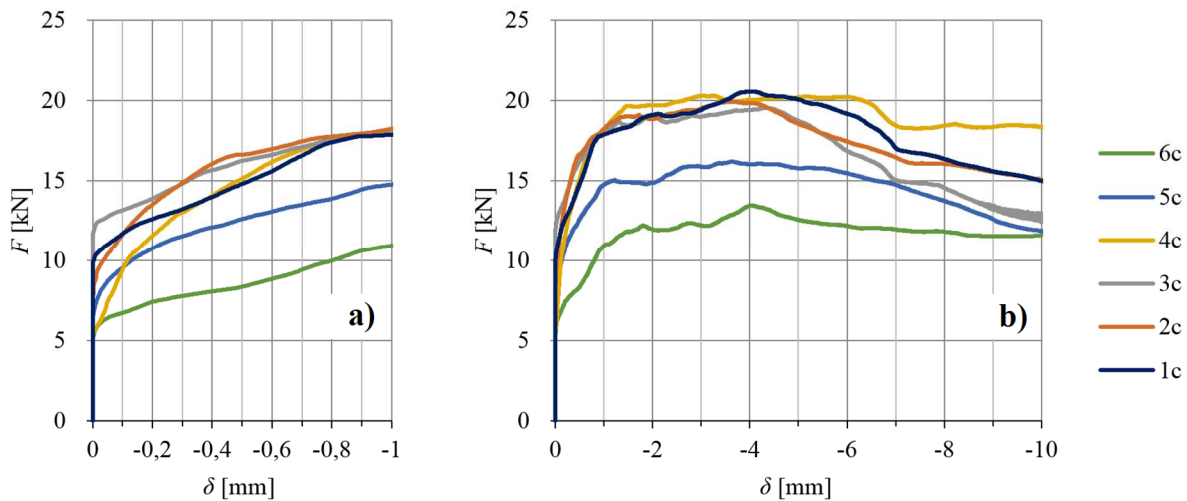
3b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-3b,

4b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-4b,

5b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-5b,

6b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-6b.

Próbkę oznaczoną 6b wyłączono z analizy.



Rys. D.11. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1c \rightarrow III-7φ5-A-0-40-1c,

2c \rightarrow III-7φ5-A-0-40-2c,

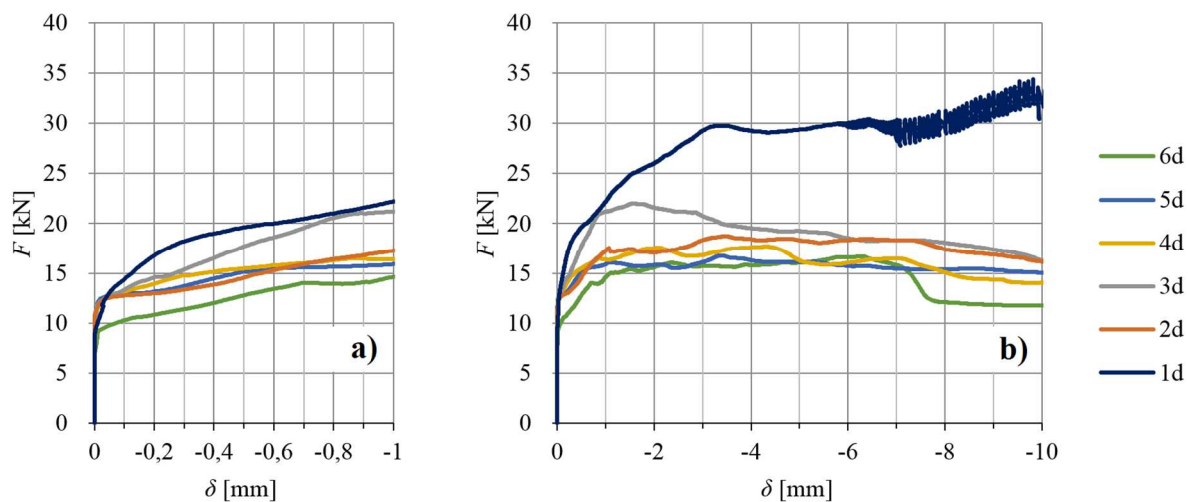
3c \rightarrow III-7φ5-A-0-40-3c,

4c \rightarrow III-7φ5-A-0-40-4c,

5c \rightarrow III-7φ5-A-0-40-5c,

6c \rightarrow III-7φ5-A-0-40-6c.

Próbkę oznaczoną 6c wyłączono z analizy.



Rys. D.12. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1d \rightarrow III-7φ5-A-0-40-1d,

2d \rightarrow III-7φ5-A-0-40-2d,

3d \rightarrow III-7φ5-A-0-40-3d,

4d \rightarrow III-7φ5-A-0-40-4d,

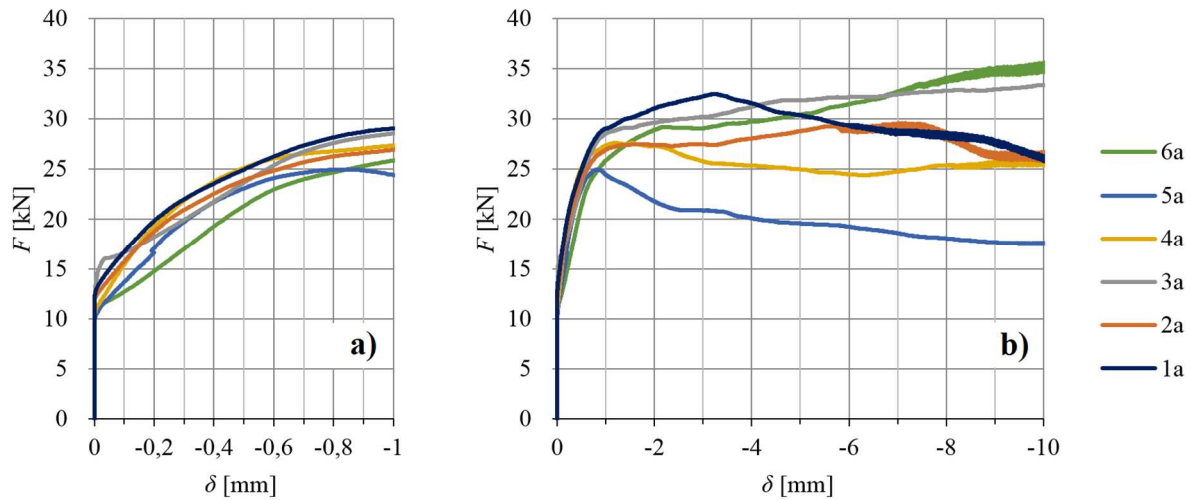
5d \rightarrow III-7φ5-A-0-40-5d,

6d \rightarrow III-7φ5-A-0-40-6d.

Próbkę oznaczoną 1d wyłączono z analizy.

D.2.2. Beton HSC, elementy A(*3) – długość czynna 80 mm

Na rysunkach D.13, D.14, D.15 i D.16 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 80 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

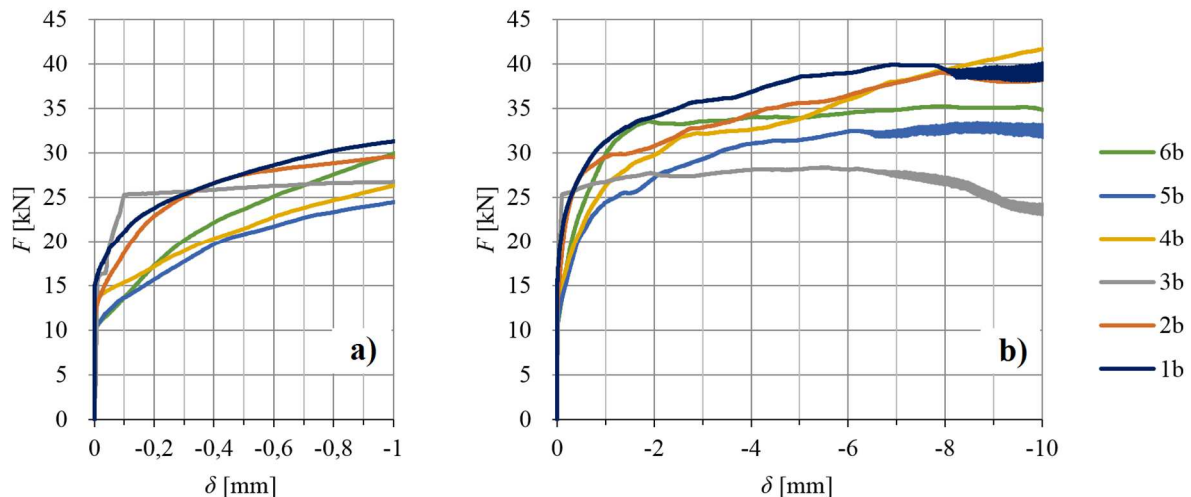


Rys. D.13. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-1a, 2a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-2a, 3a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-3a,
4a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-4a, 5a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-5a, 6a \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-6a.

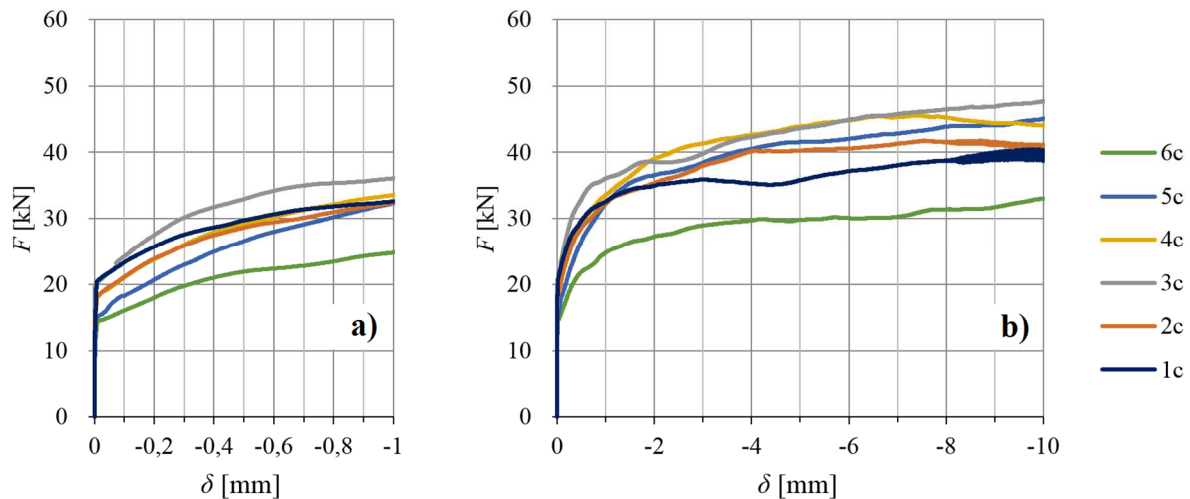
Próbkę oznaczoną 5a wyłączono z analizy.



Rys. D.14. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-1b, 2b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-2b, 3b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-3b,
4b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-4b, 5b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-5b, 6b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-6b.



Rys. D.15. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-1c,

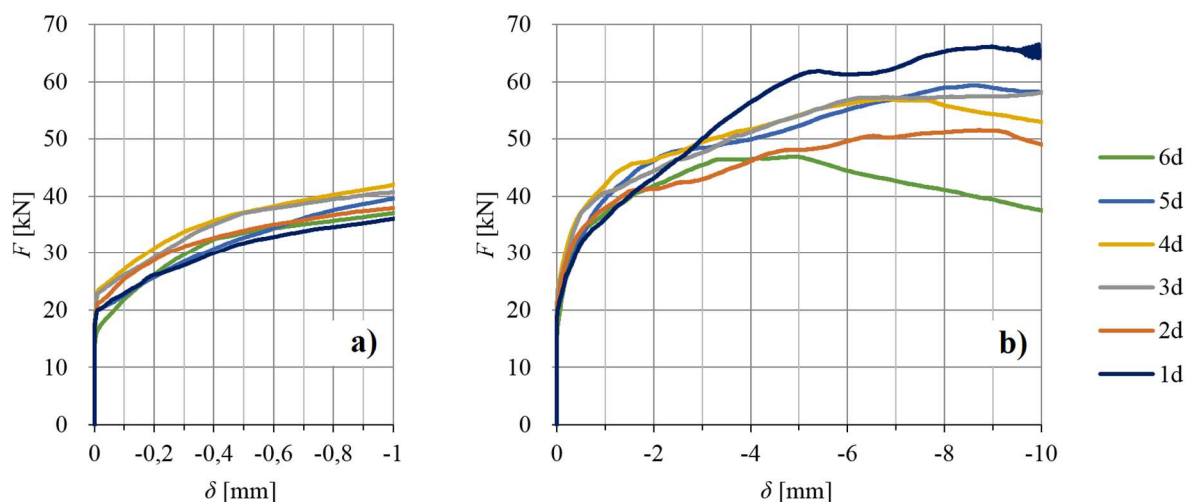
2c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-2c,

3c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-3c,

4c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-4c,

5c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-5c,

6c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-6c.



Rys. D.16. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1d \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-1d,

2d \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-2d,

3d \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-3d,

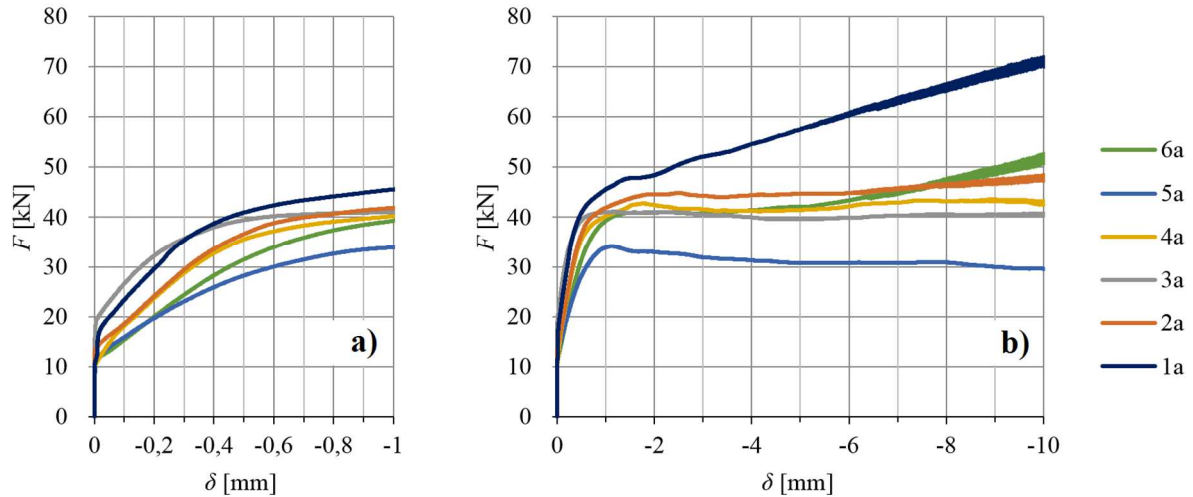
4d \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-4d,

5d \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-5d,

6d \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-6d.

D.2.3. Beton HSC, elementy A(*3) – długość czynna 120 mm

Na rysunkach D.17, D.18, D.19 i D.20 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 120 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

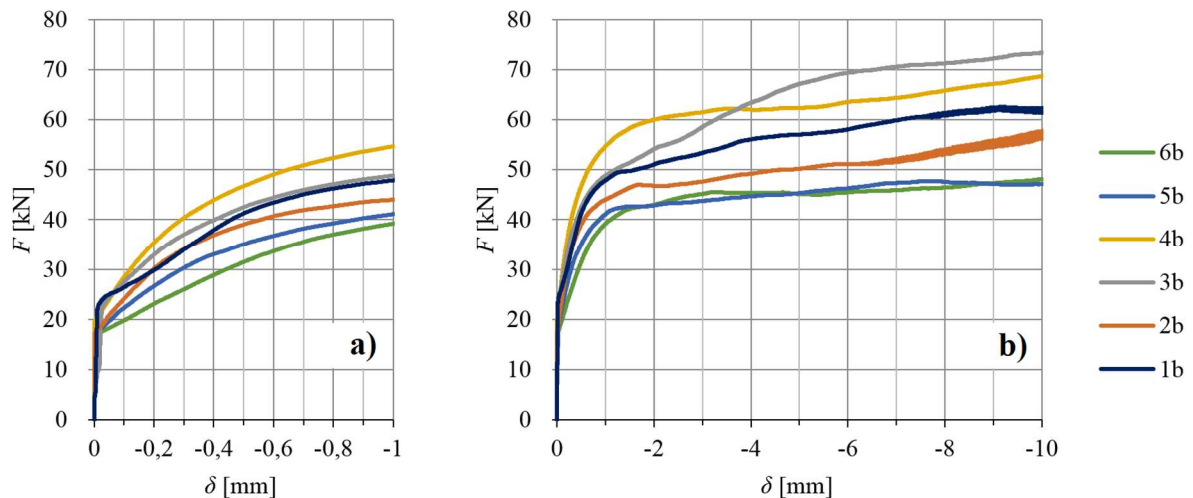


Rys. D.17. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1a → III-7φ5-A-0-120-1a, 2a → III-7φ5-A-0-120-2a, 3p → III-7φ5-A-0-120-3a,
 4a → III-7φ5-A-0-120-4a, 5a → III-7φ5-A-0-120-5a, 6p → III-7φ5-A-0-120-6a.

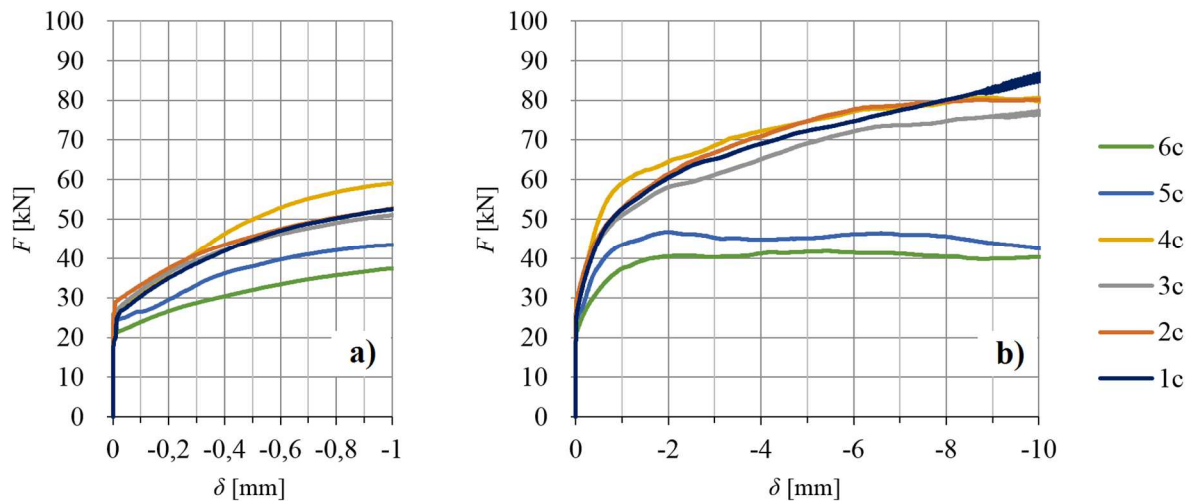
Próby oznaczone 1a i 5a wyłączono z analizy.



Rys. D.18. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1b → III-7φ5-A-0-120-1b, 2b → III-7φ5-A-0-120-2b, 3b → III-7φ5-A-0-120-3b,
 4b → III-7φ5-A-0-120-4b, 5b → III-7φ5-A-0-120-5b, 6b → III-7φ5-A-0-120-6b.

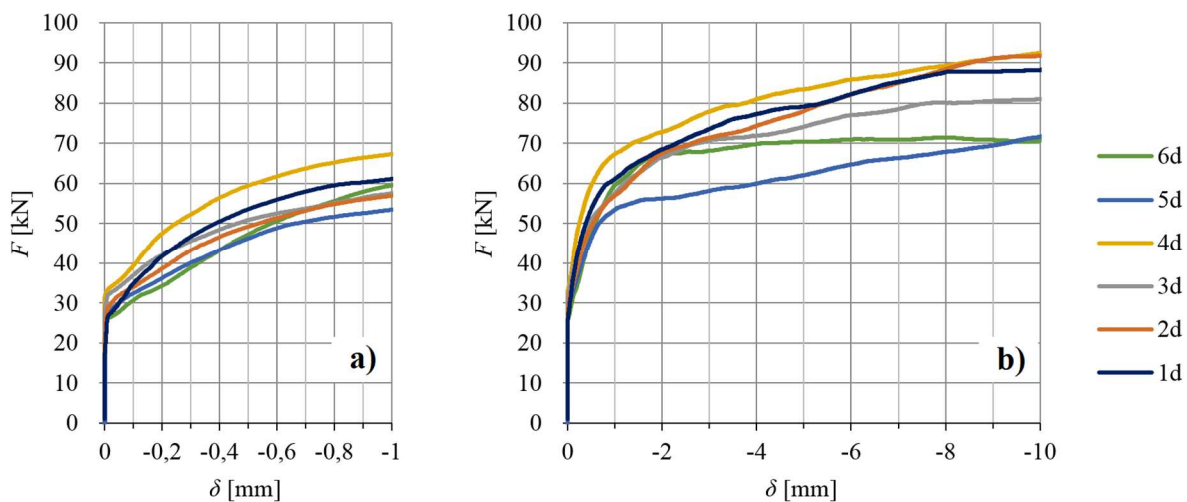


Rys. D.19. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1c \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-1c, 2c \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-2c, 3c \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-3c,
 4c \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-4c, 5c \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-5c, 6c \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-6c.

Próby oznaczone 5c i 6c wyłączono z analizy.



Rys. D.20. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

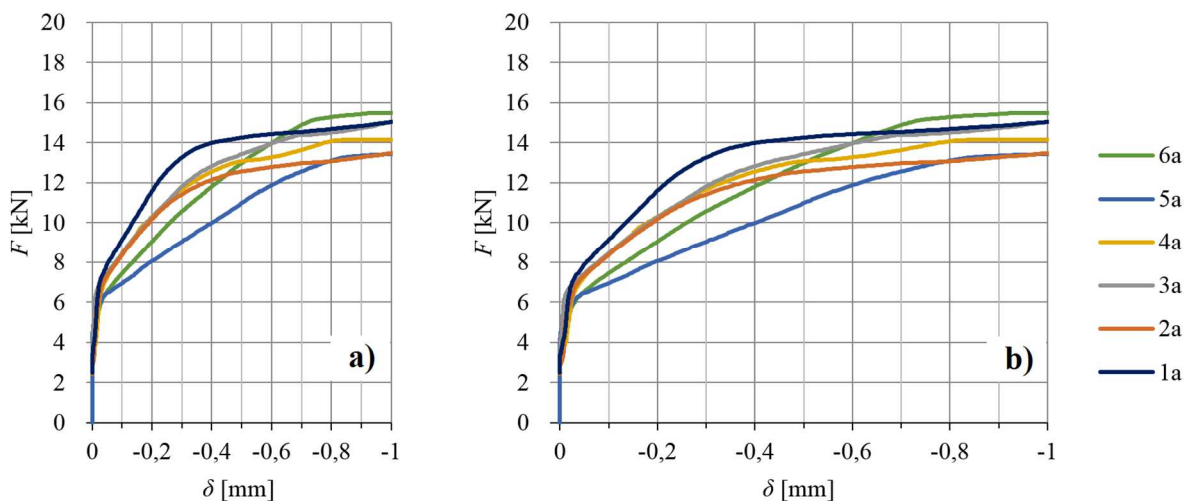
1d \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-1d, 2d \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-2d, 3d \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-3d,
 4d \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-4d, 5d \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-5d, 6d \rightarrow III- $7\phi 5$ -A-0-120-6d.

D.3. Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków zagęszczanych w 1 warstwie A(*1)

Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego wibracyjnie (HSC). Badano próbki wycięte z pionowych słupków wykonanych przy 1 warstwowym zagęszczaniu mieszanki betonowej. Dla splotów 7 ϕ 5 mm prowadzono prace badawcze na elementach typu III (słupki) zabetonowanych bez naciągu splotów w dniu 02.07.2013 r.

D.3.1. Beton HSC, elementy A(*1) – długość czynna 40 mm

Na rysunkach D.21, D.22, D.23 i D.24 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 40 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



Rys. D.21. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1a → III-7 ϕ 5-A-0-40-1a,

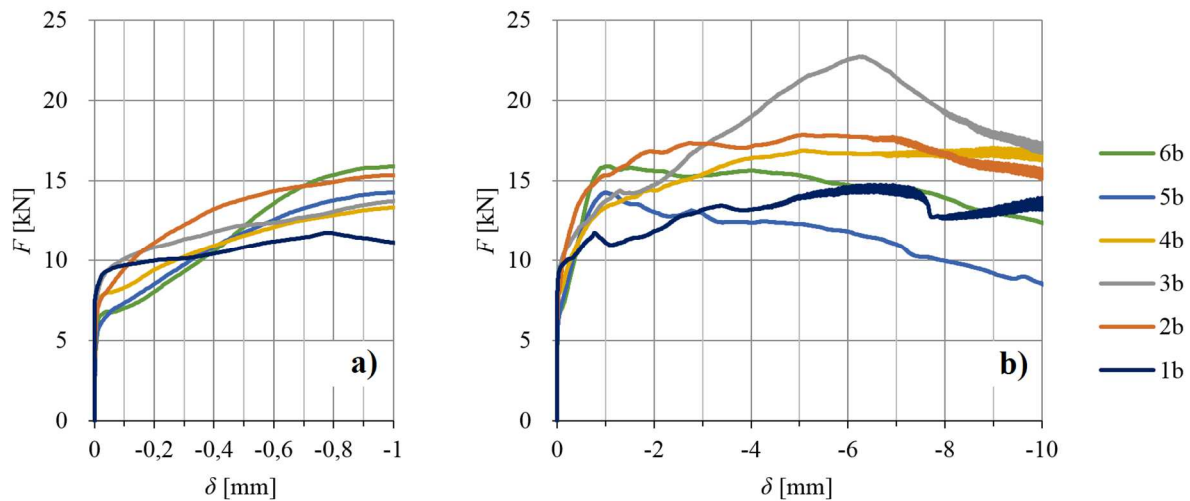
2a → III-7 ϕ 5-A-0-40-2a,

3a → III-7 ϕ 5-A-0-40-3a,

4a → III-7 ϕ 5-A-0-40-4a,

5a → III-7 ϕ 5-A-0-40-5a,

6a → III-7 ϕ 5-A-0-40-6a.

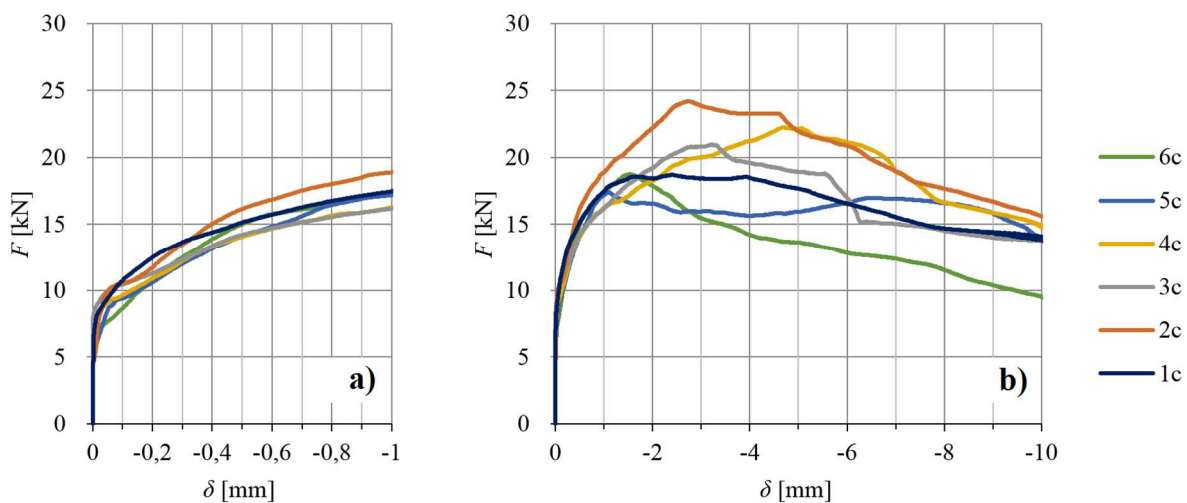


Rys. D.22. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-1a, 2b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-2b, 3b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-3b,
 4b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-4a, 5b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-5b, 6b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-6b.

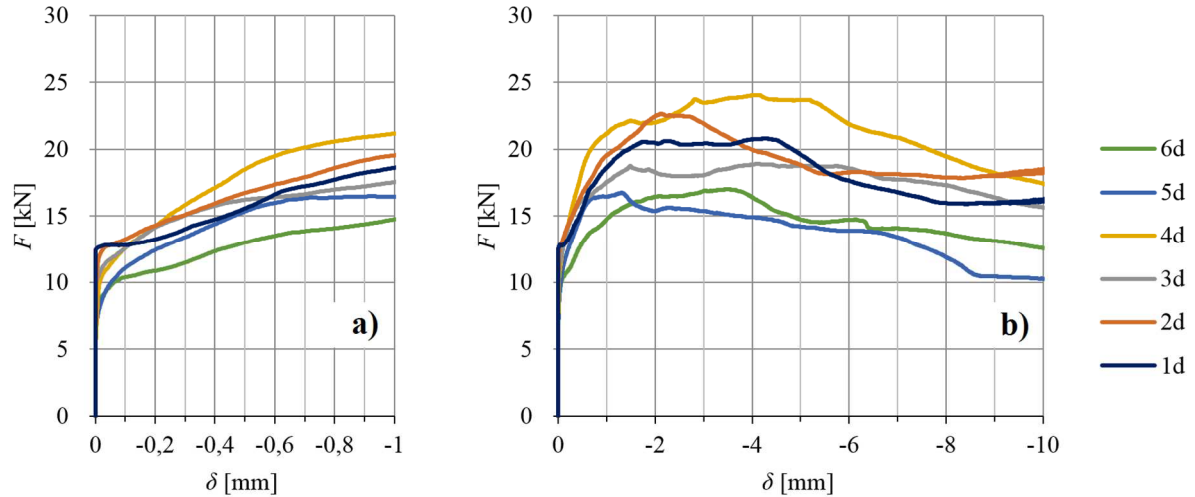
Próbkę oznaczoną 3b wyłączono z analizy.



Rys. D.23. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-1c, 2c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-2c, 3c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-3c,
 4c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-4c, 5c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-5c, 6c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-40-6c.



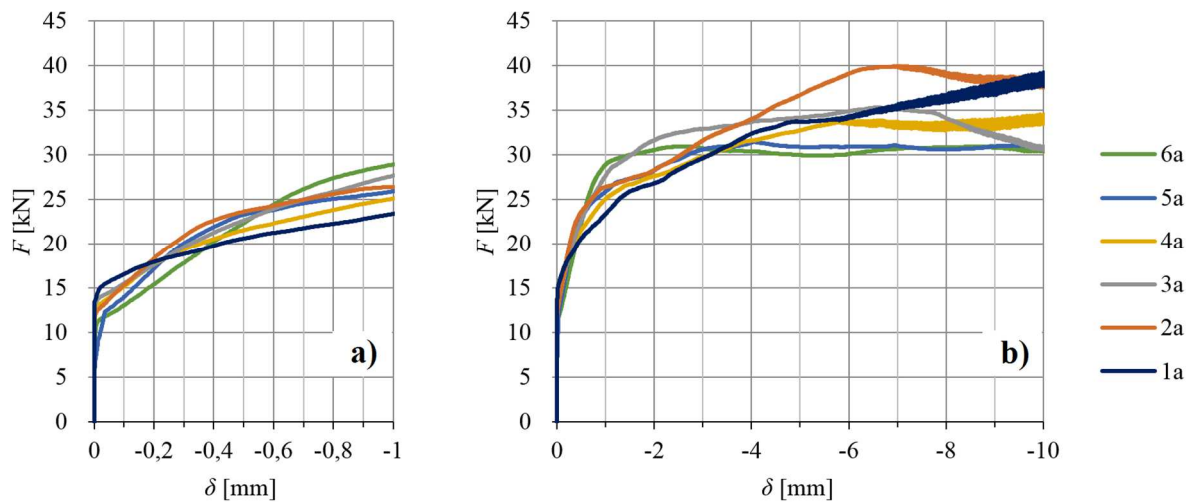
Rys. D.24. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1d → III-7φ5-A-0-40-1d, 2d → III-7φ5-A-0-40-2d, 3d → III-7φ5-A-0-40-3d,
 4d → III-7φ5-A-0-40-4d, 5d → III-7φ5-A-0-40-5d, 6d → III-7φ5-A-0-40-6d.

D.3.2. Beton HSC, elementy A(*1) – długość czynna 80 mm

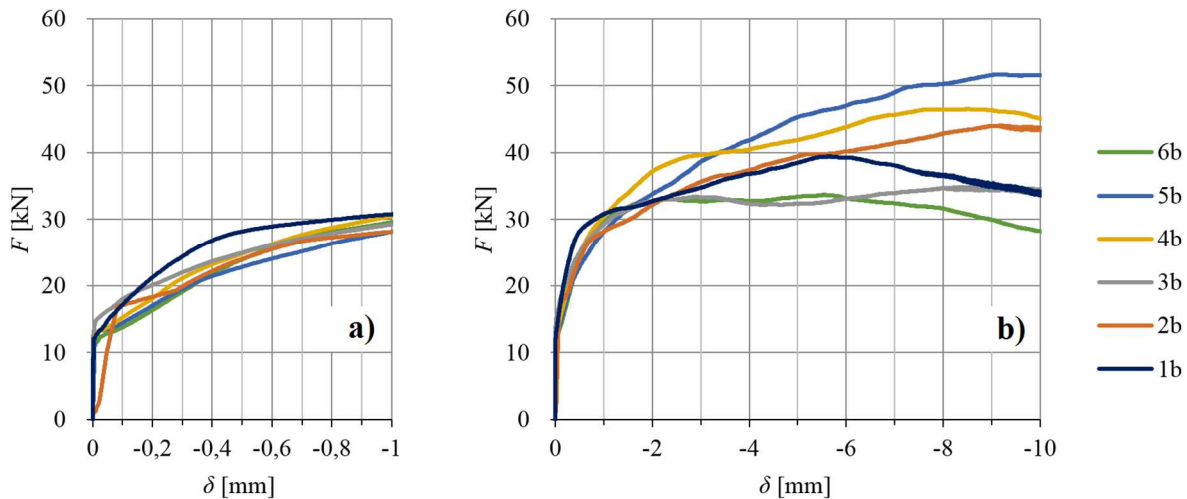
Na rysunkach D.25, D.26, D.27 i D.28 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 80 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



Rys. D.25. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1a → III-7φ5-A-0-80-1a, 2a → III-7φ5-A-0-80-2a, 3a → III-7φ5-A-0-80-3a,
 4a → III-7φ5-A-0-80-4a, 5a → III-7φ5-A-0-80-5a, 6a → III-7φ5-A-0-80-6a.



Rys. D.26. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-1a,

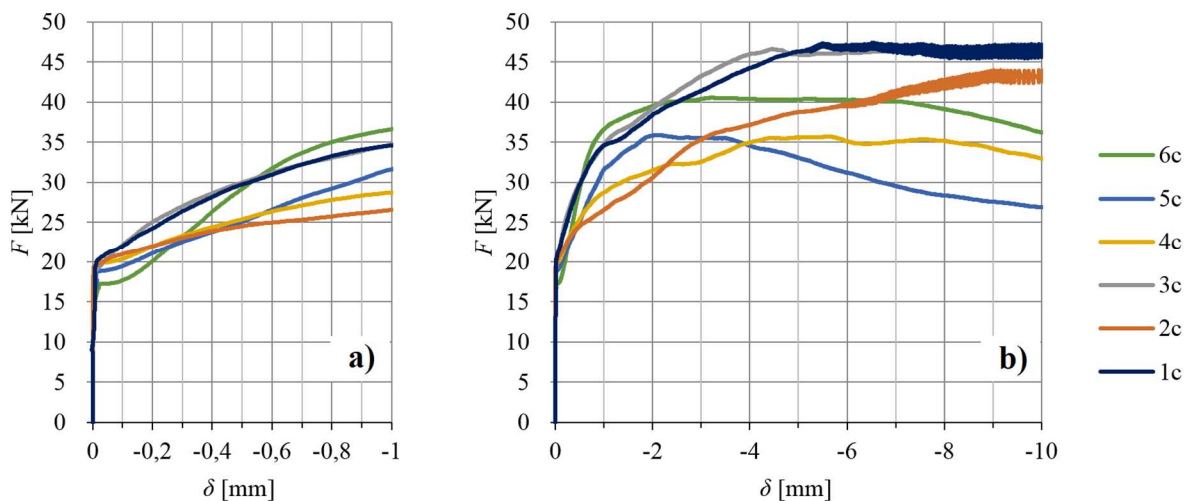
2b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-2b,

3b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-3b,

4b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-4a,

5b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-5b,

6b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-6b.



Rys. D.27. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-1c,

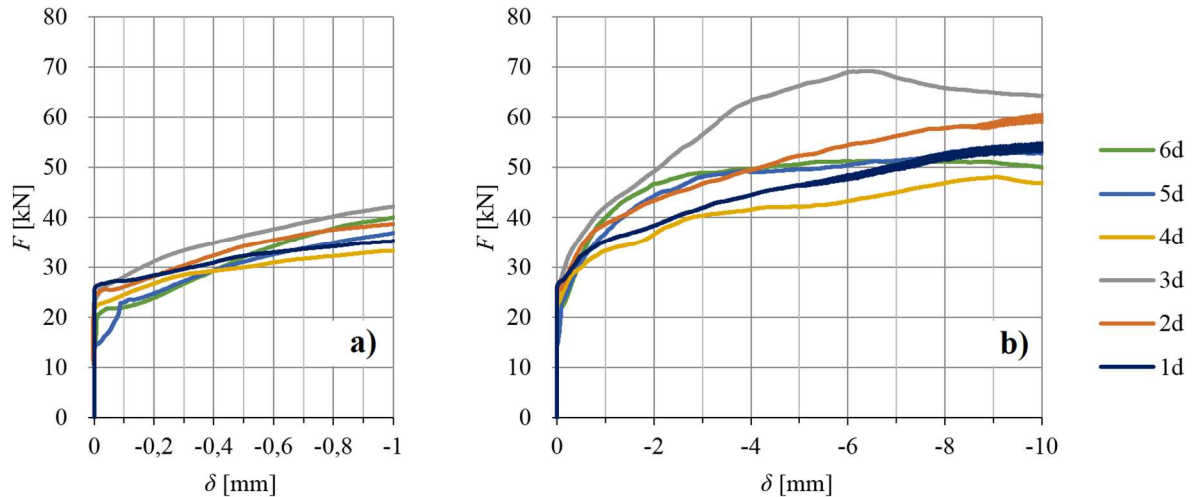
2c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-2c,

3c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-3c,

4c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-4c,

5c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-5c,

6c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-80-6c.



Rys. D.28. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

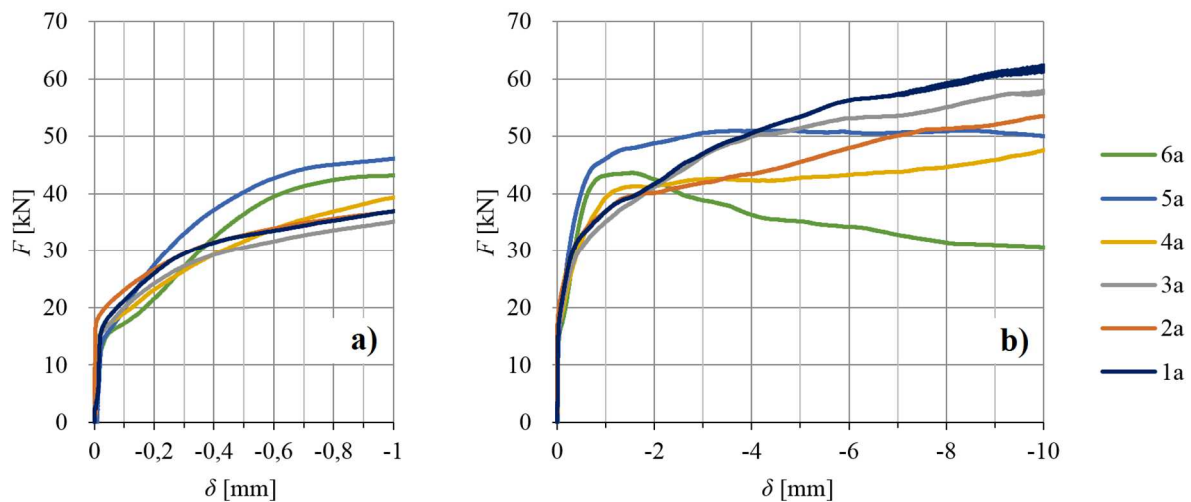
Oznaczenia próbek:

1d → III-7φ5-A-0-80-1d, 2d → III-7φ5-A-0-80-2d, 3d → III-7φ5-A-0-80-3d,
 4d → III-7φ5-A-0-80-4d, 5d → III-7φ5-A-0-80-5d, 6d → III-7φ5-A-0-80-6d.

Próbkę oznaczoną 3d wyłączono z analizy.

D.3.3. Beton HSC, elementy A(*1) – długość czynna 120 mm

Na rysunkach D.29, D.30, D.31 i D.32 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 120 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

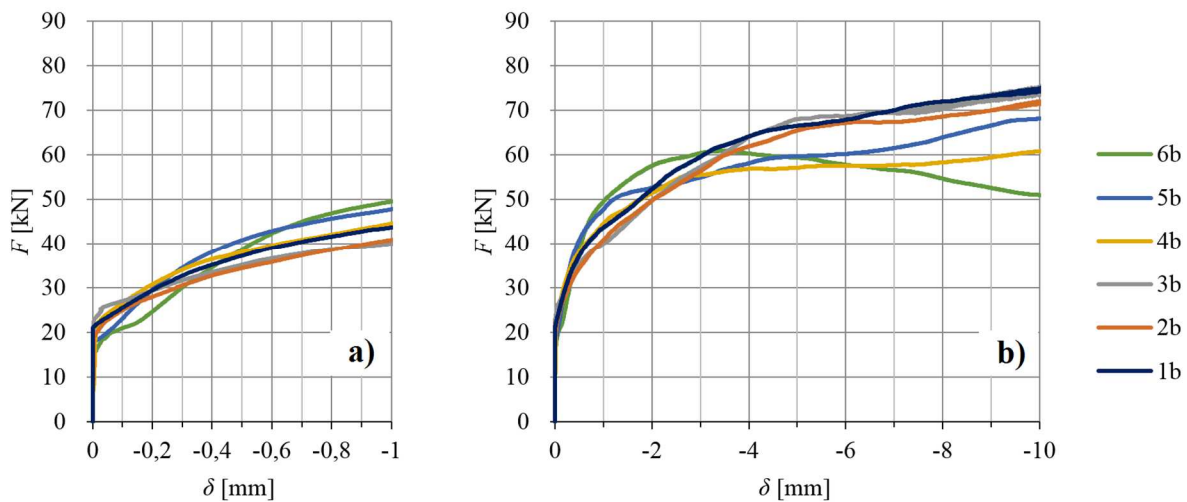


Rys. D.29. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1a → III-7φ5-A-0-120-1a, 2a → III-7φ5-A-0-120-2a, 3a → III-7φ5-A-0-120-3a,
 4a → III-7φ5-A-0-120-4a, 5a → III-7φ5-A-0-120-5a, 6a → III-7φ5-A-0-120-6a.

Próbkę oznaczoną 6a wyłączono z analizy.



Rys. D.30. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-1b,

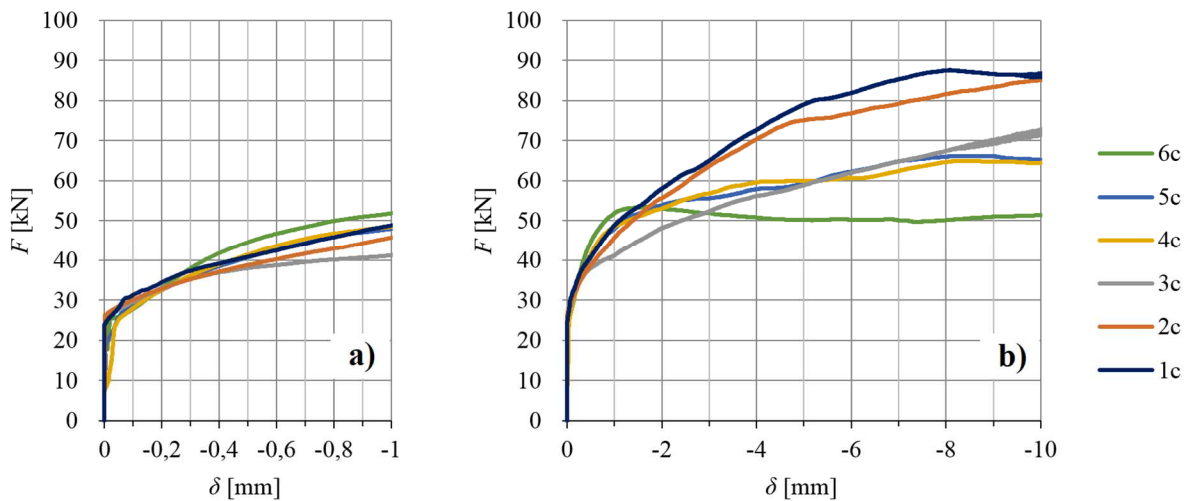
2b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-2b,

3b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-3b,

4b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-4b,

5b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-5b,

6b \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-6b.



Rys. D.31. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-1c,

2c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-2c,

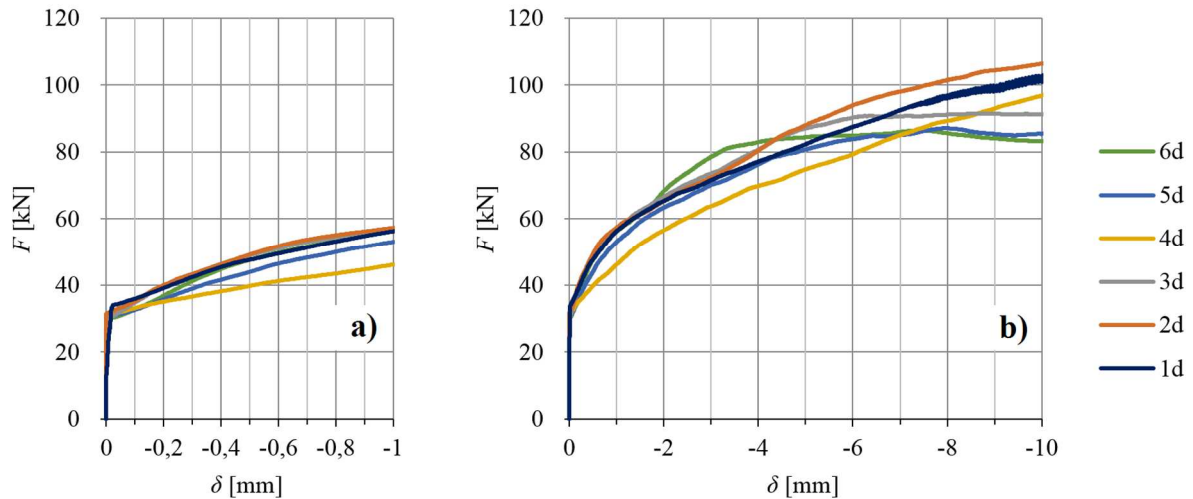
3c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-3c,

4c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-4c,

5c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-5c,

6c \rightarrow III-7 ϕ 5-A-0-120-6c.

Próbkę oznaczoną 6c wyłączono z analizy.



Rys. D.32. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

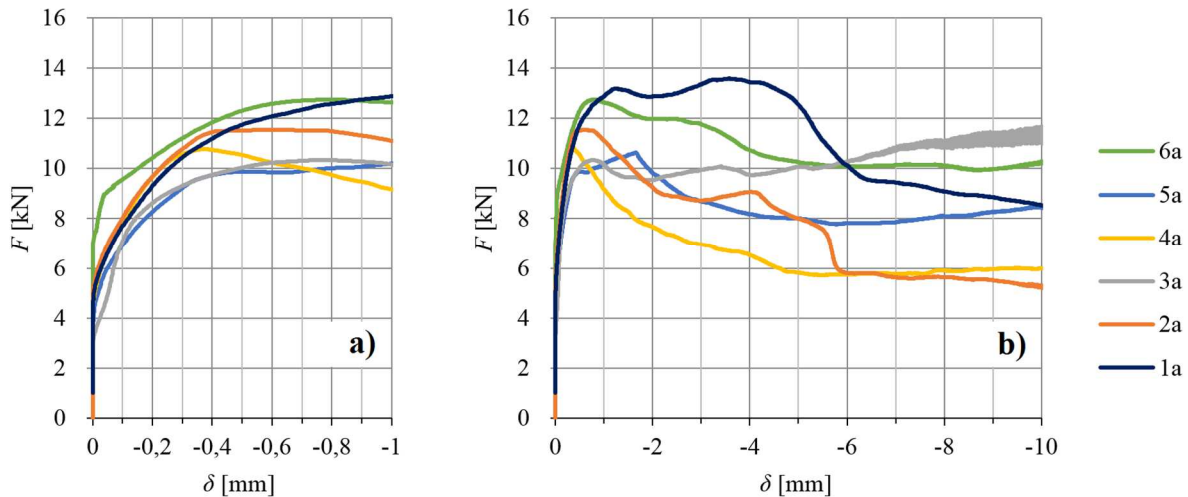
1d → III-7 ϕ 5-A-0-120-1d, 2d → III-7 ϕ 5-A-0-120-2d, 3d → III-7 ϕ 5-A-0-120-3d,
 4d → III-7 ϕ 5-A-0-120-4d, 5d → III-7 ϕ 5-A-0-120-5d, 6d → III-7 ϕ 5-A-0-120-6d.

D.4. Beton z receptury B (HSSCC) – badania na próbkach ciętych z pionowych słupków wykonanych z mieszanki betonowej samozagęszczalnej B(*)

Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego (HSSCC). Badano próbki wycięte z pionowych słupków wykonanych z samozagęszczalnej mieszanki betonowej. Dla splotów 7 ϕ 5 mm prowadzono prace badawcze na elementach typu III (słupki) zabetonowanych bez naciągu splotów w dniu 28.02.2013 r.

D.4.1. Beton HSSCC, elementy B(*) – długość czynna 40 mm

Na rysunkach D.33, D.34, D.35 i D.36 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 40 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

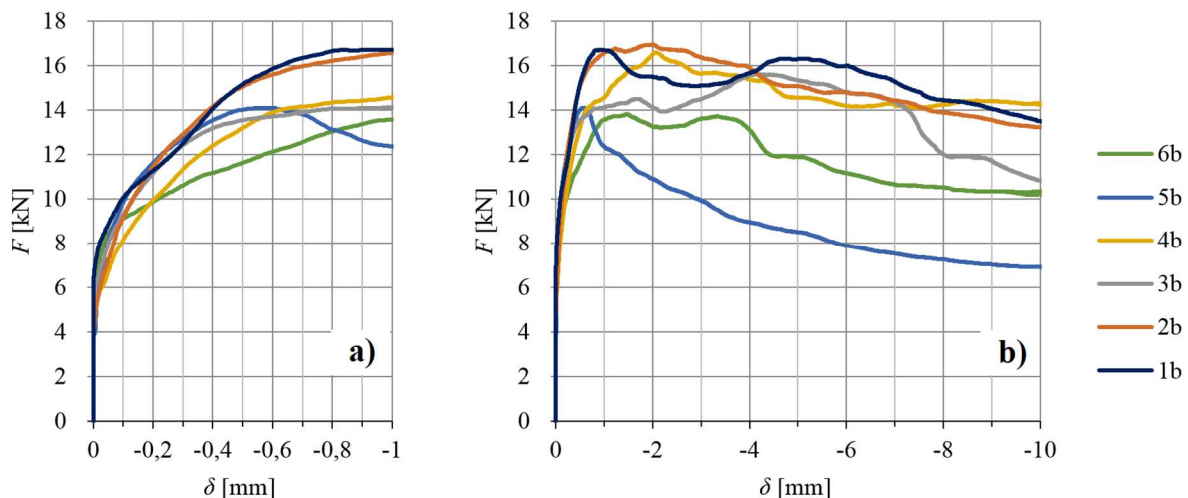


Rys. D.33. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1a \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-1a, 2a \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-2a, 3a \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-3a,
4a \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-4a, 5a \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-5a, 6a \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-6a.

Próbkę oznaczoną 1a wyłączono z analizy.

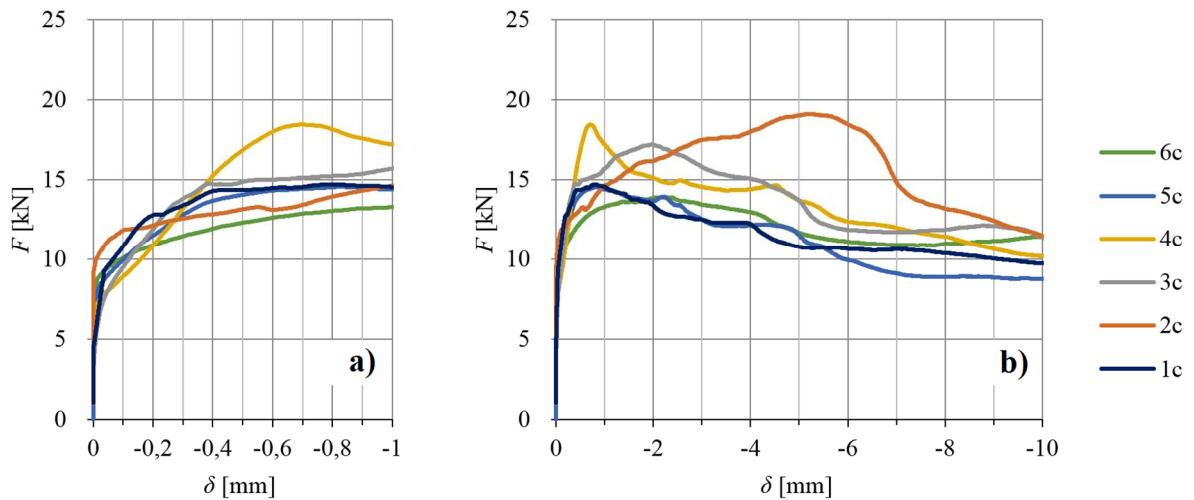


Rys. D.34. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1b \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-1b, 2b \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-2b, 3b \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-3b,
4b \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-4b, 5b \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-5b, 6b \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-6b.

Próbkę oznaczoną 5b wyłączono z analizy.

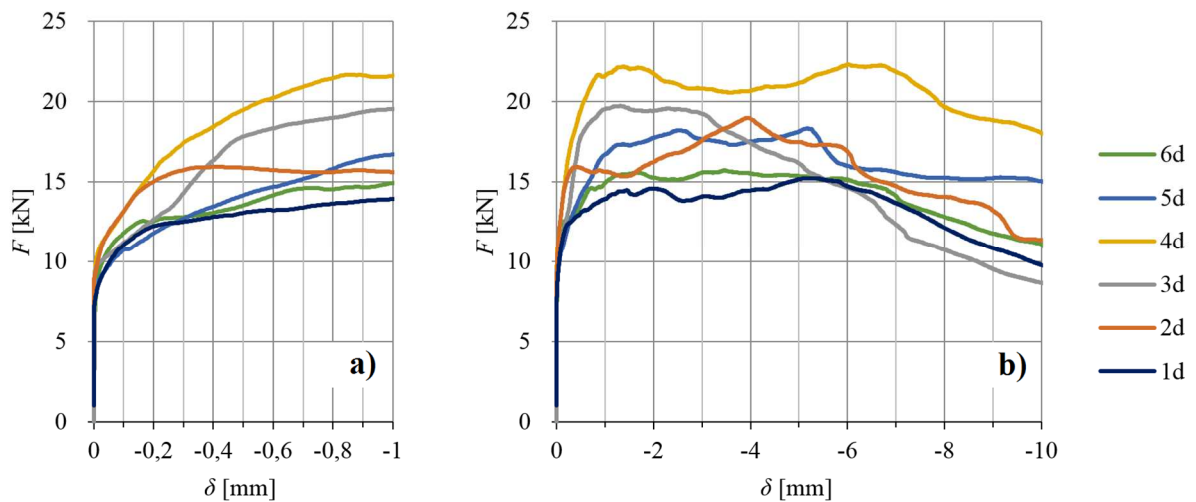


Rys. D.35. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1c \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-1c, 2c \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-2c, 3c \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-3c,
 4c \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-4c, 5c \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-5c, 6c \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-6c.

Próbkę oznaczoną 2c wyłączono z analizy.



Rys. D.36. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

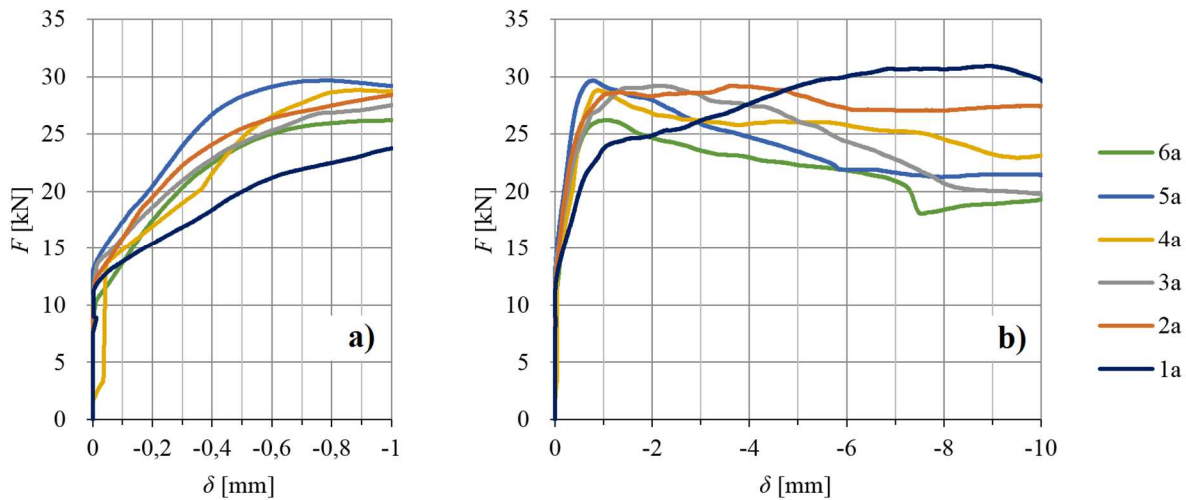
Oznaczenia próbek:

1d \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-1d, 2d \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-2d, 3d \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-3d,
 4d \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-4d, 5d \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-5d, 6d \rightarrow III-7 ϕ 5-B-0-40-6d.

Próbkę oznaczoną 4d wyłączono z analizy.

D.4.2. Beton HSSCC, elementy B(*) – długość czynna 80 mm

Na rysunkach D.37, D.38, D.39 i D.40 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 80 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



Rys. D.37. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-1a,

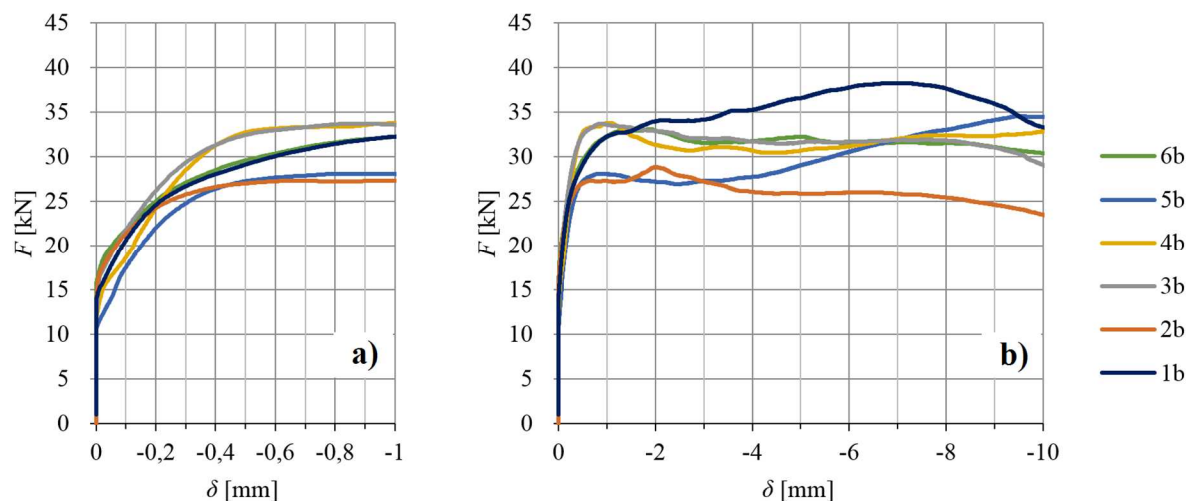
2a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-2a,

3a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-3a,

4a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-4a,

5a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-5a,

6a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-6a.



Rys. D.38. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-1b,

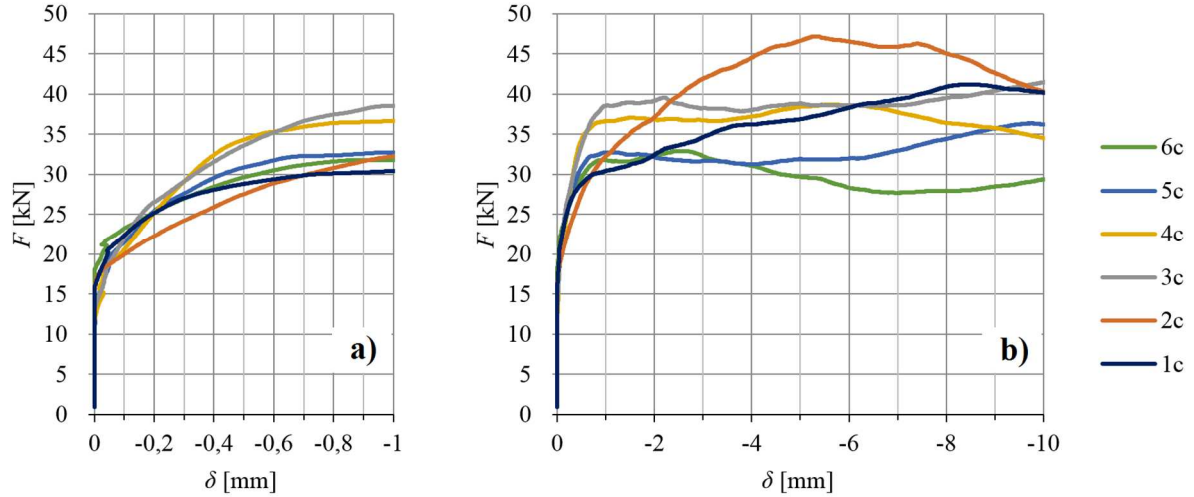
2b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-2b,

3b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-3b,

4b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-4b,

5b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-5b,

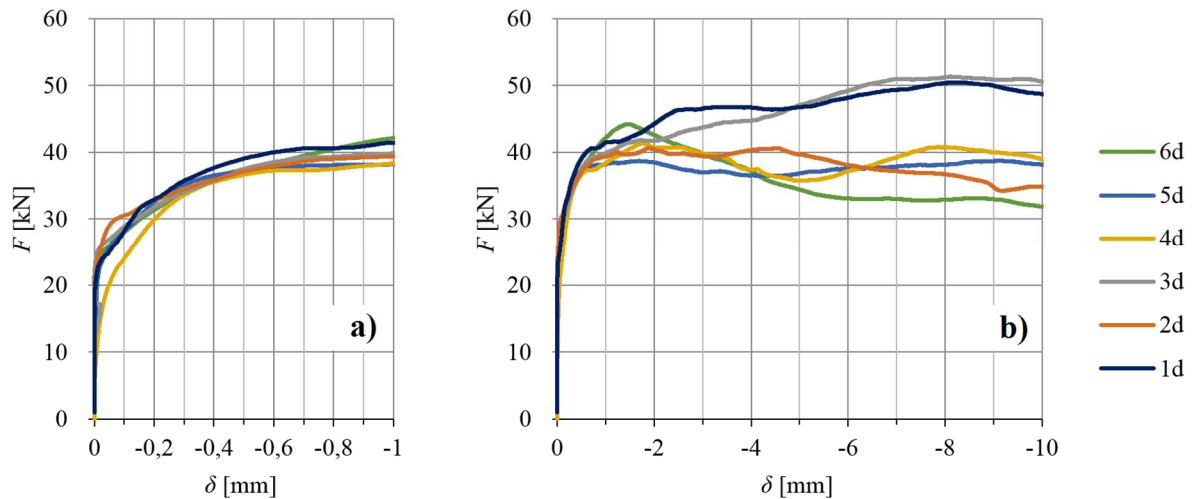
6b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-80-6b.



Rys. D.39. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1c → III-7φ5-B-0-80-1c, 2c → III-7φ5-B-0-80-2c, 3c → III-7φ5-B-0-80-3c,
 4c → III-7φ5-B-0-80-4c, 5c → III-7φ5-B-0-80-5c, 6c → III-7φ5-B-0-80-6c.



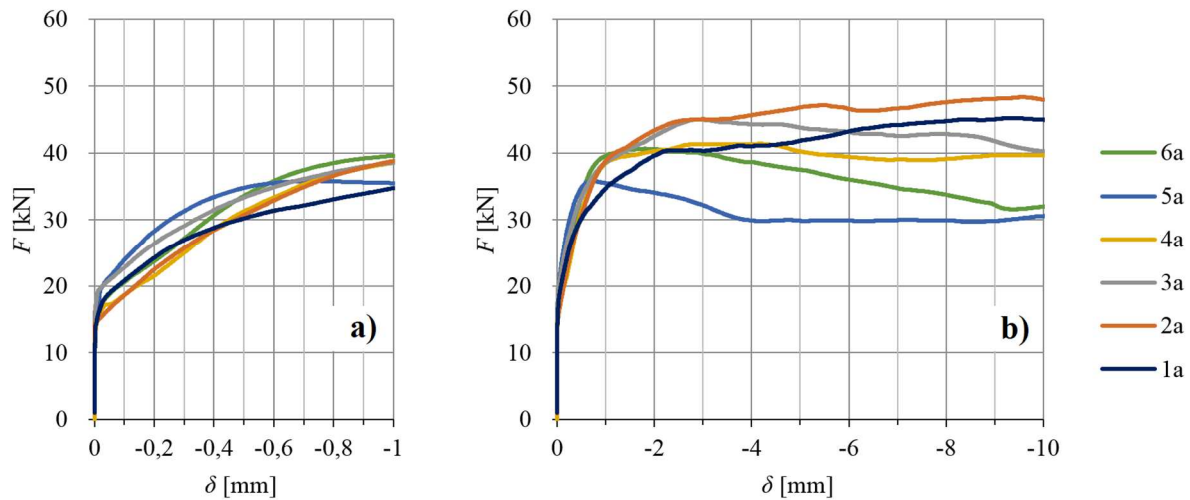
Rys. D.40. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1d → III-7φ5-B-0-80-1d, 2d → III-7φ5-B-0-80-2d, 3d → III-7φ5-B-0-80-3d,
 4d → III-7φ5-B-0-80-4d, 5d → III-7φ5-B-0-80-5d, 6d → III-7φ5-B-0-80-6d.

D.4.3. Beton HSSCC, elementy B(*) – długość czynna 120 mm

Na rysunkach D.41, D.42, D.43 i D.44 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 120 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

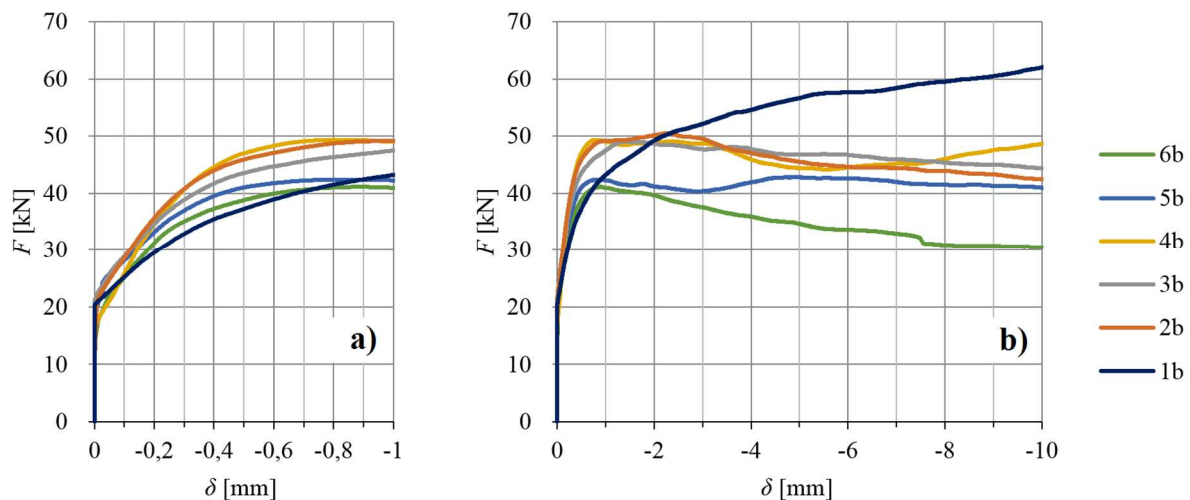


Rys. D.41. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-1a, 2a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-2a, 3a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-3a,
 4a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-4a, 5a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-5a, 6a \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-6a.

Próbkę oznaczoną 5a wyłączono z analizy.

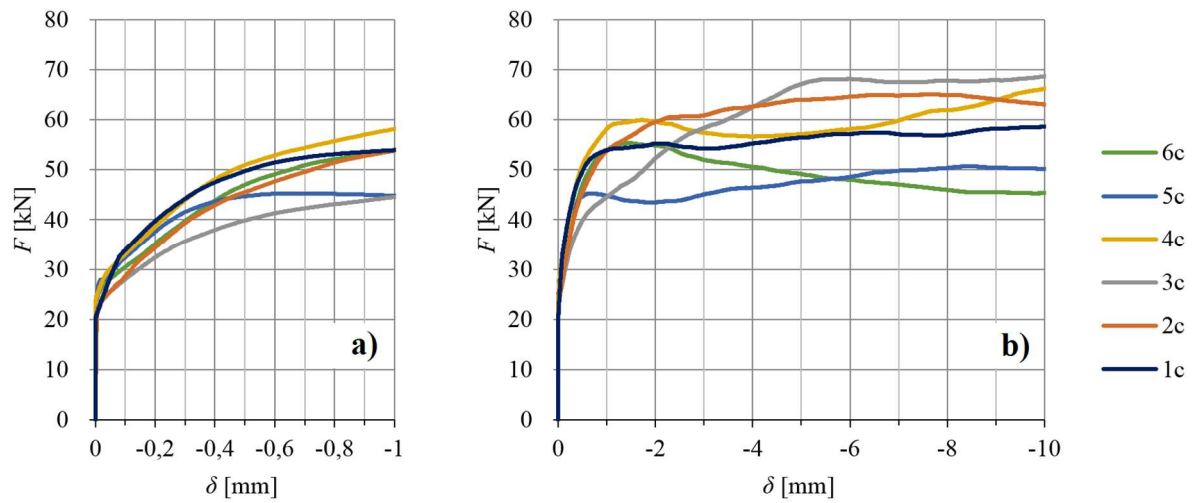


Rys. D.42. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-1b, 2b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-2b, 3b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-3b,
 4b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-4b, 5b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-5b, 6b \rightarrow III- $7\phi 5$ -B-0-120-6b.

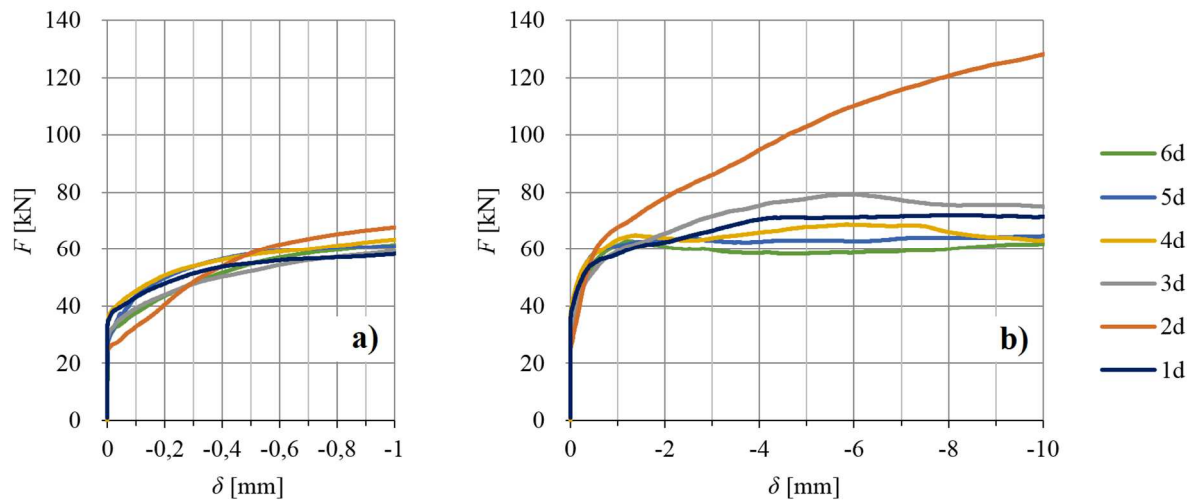
Próby oznaczone 1b i 6b wyłączono z analizy.



Rys. D.43. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1c → III-7φ5-B-0-120-1c, 2c → III-7φ5-B-0-120-2c, 3c → III-7φ5-B-0-120-3c,
 4c → III-7φ5-B-0-120-4c, 5c → III-7φ5-B-0-120-5c, 6c → III-7φ5-B-0-120-6c.



Rys. D.44. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1d → III-7φ5-B-0-120-1d, 2d → III-7φ5-B-0-120-2d, 3d → III-7φ5-B-0-120-3d,
 4d → III-7φ5-B-0-120-4d, 5d → III-7φ5-B-0-120-5d, 6d → III-7φ5-B-0-120-6d.

Próbie oznaczoną 2d wyłączono z analizy.

Załącznik E.

Wyniki badań przyczepności betonu do splotów 7φ5 mm ze wstępnym naciągiem

E.1. Beton z receptury A (HSC) – badania na próbkach kostkowych sprężonych

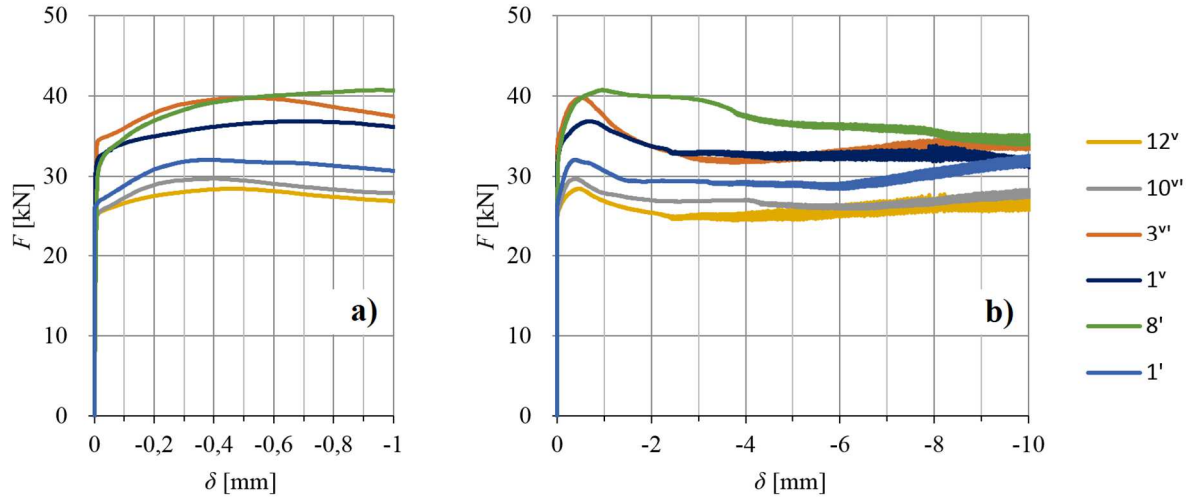
Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości zagęszczanego wibracyjnie (HSC). Dla splotów 7φ5 mm prowadzono prace badawcze na elementach typu I (kostki) zabetonowanych ze wstępnym naciągiem.

Objaśnienie do stosowanych indeksów przy oznaczeniach:

- ^I – betonowanie z dnia 15.04.2013 (tor lewy),
- ^{II} – betonowanie z dnia 15.04.2013 (tor prawy),
- ^{III} – betonowanie z dnia 10.02.2014 (tor lewy),
- ^{IV} – betonowanie z dnia 10.02.2014 (tor prawy),
- ^V – betonowanie z dnia 17.02.2014 (tor lewy),
- ^{VI} – betonowanie z dnia 17.02.2014 (tor prawy).

E.1.1. Beton HSC – długość czynna 80 mm

Na rysunkach E.1, E.2, E.3 i E.4 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 80 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

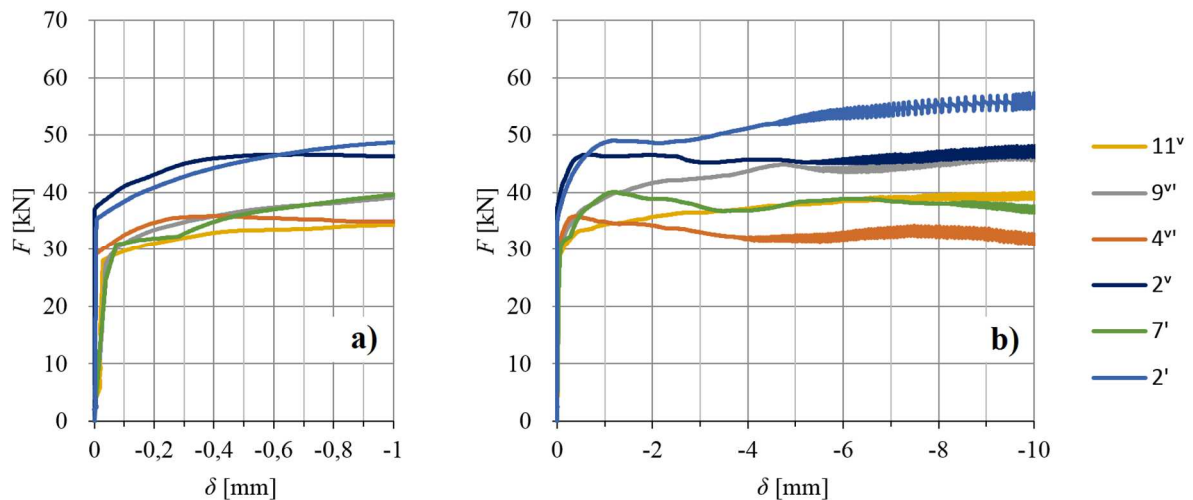


Rys. E.1. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 80 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1ⁱ → I-7φ5-A-n-80-1ⁱ, 8ⁱ → I-7φ5-A-n-80-8ⁱ, 1^v → I-7φ5-A-n-80-1^v,
 3^{vi} → I-7φ5-A-n-80-3^{vi}, 10^{vi} → I-7φ5-A-n-80-10^{vi}, 12^v → I-7φ5-A-n-80-12^v.

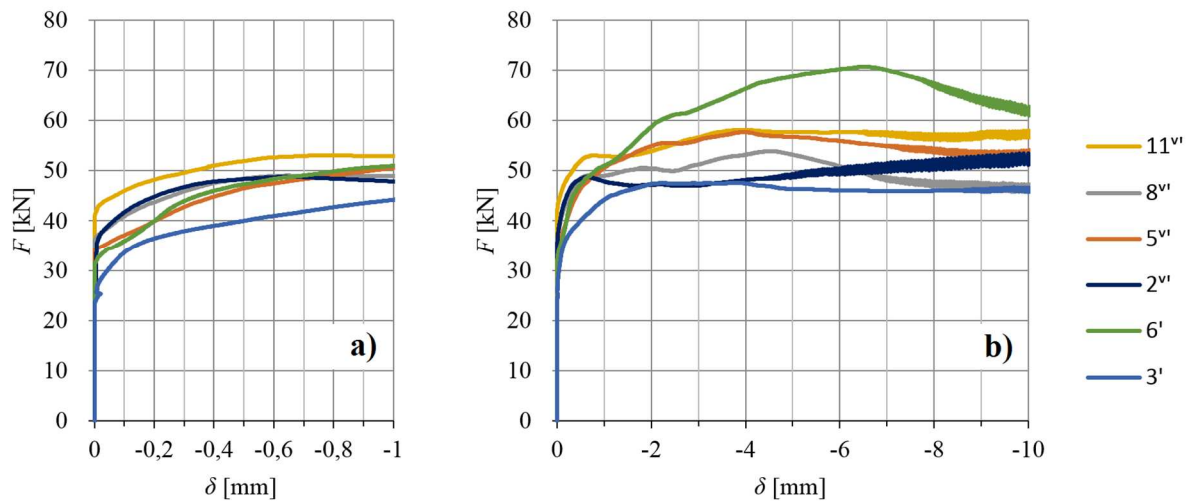


Rys. E.2. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 80 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

2ⁱ → I-7φ5-A-n-80-2ⁱ, 7ⁱ → I-7φ5-A-n-80-7ⁱ, 2^v → I-7φ5-A-n-80-2^v,
 4^{vi} → I-7φ5-A-n-80-4^{vi}, 9^{vi} → I-7φ5-A-n-80-9^{vi}, 11^v → I-7φ5-A-n-80-11^v.



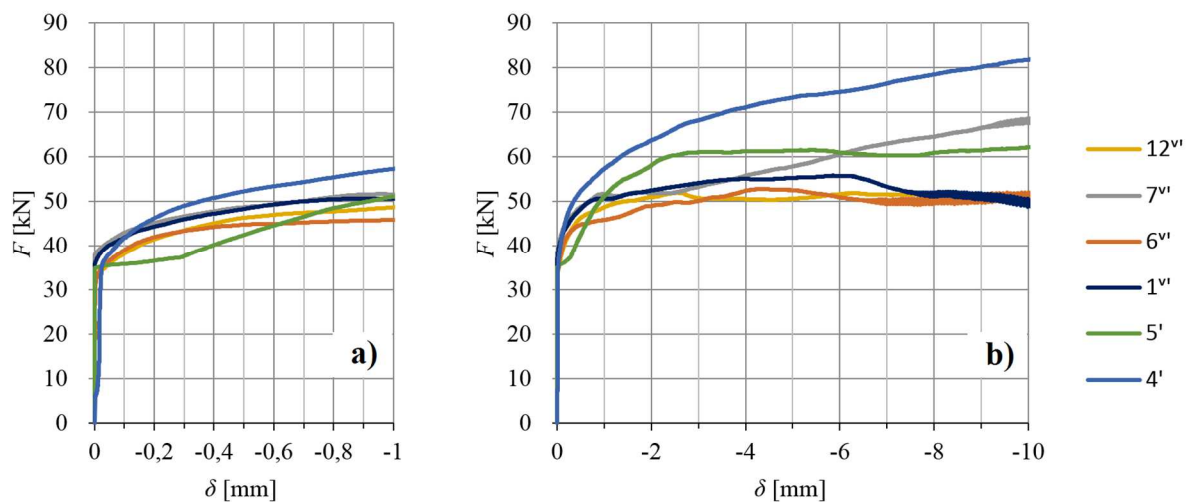
Rys. E.3. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 80 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$3^I \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-3^I$, $6^I \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-6^I$, $2^{VI} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-2^{VI}$,
 $5^{VI} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-5^{VI}$, $8^{VI} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-8^{VI}$, $11^{VI} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-11^{VI}$.

Próbie oznaczoną 6^I wyłączono z analizy.



Rys. E.4. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm wstępnie naciągniętych o długości czynnej 80 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

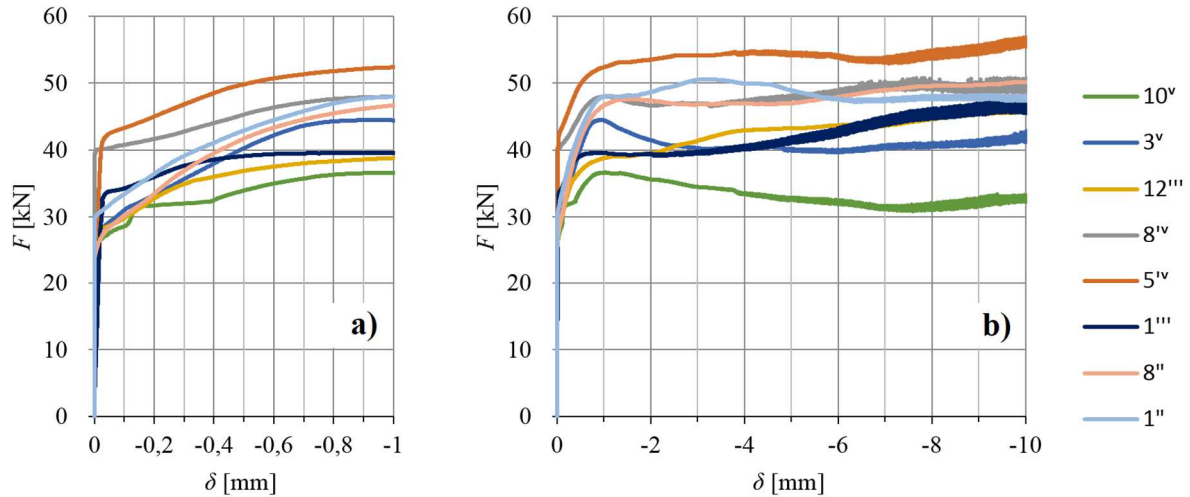
Oznaczenia próbek:

$4^I \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-4^I$, $5^I \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-5^I$, $1^{VI} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-1^{VI}$,
 $6^{VI} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-6^{VI}$, $7^{VI} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-7^{VI}$, $12^{VI} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-80-12^{VI}$.

Próbie oznaczoną 4^I wyłączono z analizy.

E.1.2. Beton HSC – długość czynna 120 mm

Na rysunkach E.5, E.6, E.7 i E.8 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 120 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.

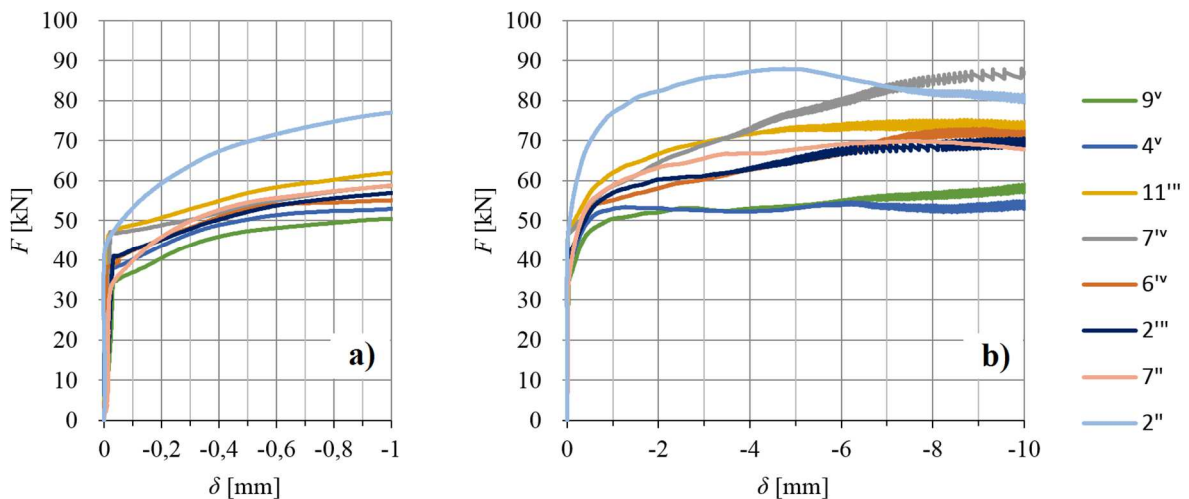


Rys. E.5. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1 ⁱⁱ → I-7 ϕ 5-A-n-120-1 ⁱⁱ ,	8 ⁱⁱ → I-7 ϕ 5-A-n-120-8 ⁱⁱ ,	1 ⁱⁱⁱ → I-7 ϕ 5-A-n-120-1 ⁱⁱⁱ ,
5 ^{iv} → I-7 ϕ 5-A-n-120-5 ^{iv} ,	8 ^{iv} → I-7 ϕ 5-A-n-120-8 ^{iv} ,	12 ⁱⁱⁱ → I-7 ϕ 5-A-n-120-12 ⁱⁱⁱ ,
3 ^v → I-7 ϕ 5-A-n-120-3 ^v ,	10 ^v → I-7 ϕ 5-A-n-120-10 ^v .	



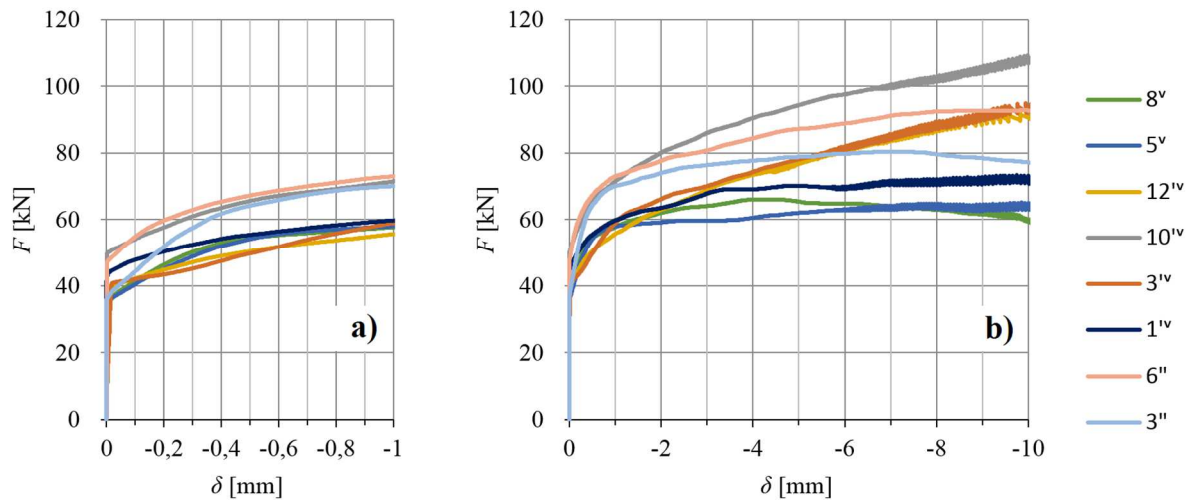
Rys. E.6. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

2 ⁱⁱ → I-7 ϕ 5-A-n-120-2 ⁱⁱ ,	7 ⁱⁱ → I-7 ϕ 5-A-n-120-7 ⁱⁱ ,	2 ⁱⁱⁱ → I-7 ϕ 5-A-n-120-2 ⁱⁱⁱ ,
6 ^{iv} → I-7 ϕ 5-A-n-120-6 ^{iv} ,	7 ^{iv} → I-7 ϕ 5-A-n-120-7 ^{iv} ,	11 ⁱⁱⁱ → I-7 ϕ 5-A-n-120-11 ⁱⁱⁱ ,
4 ^v → I-7 ϕ 5-A-n-120-4 ^v ,	9 ^v → I-7 ϕ 5-A-n-120-9 ^v .	

Próbkę oznaczoną 2^{II} wyłączono z analizy.

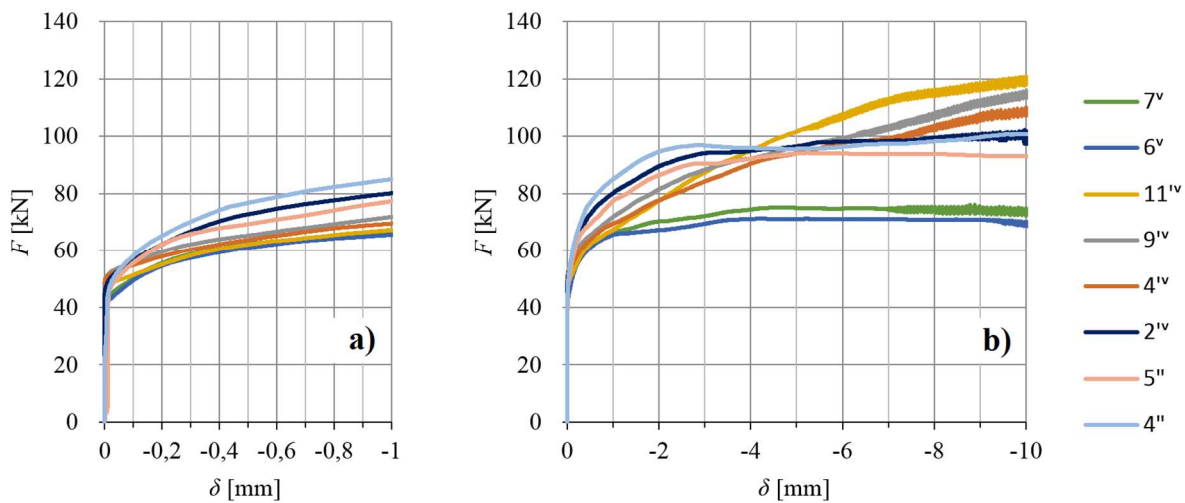


Rys. E.7. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$3^{II} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-3^{II}$, $6^{II} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-6^{II}$, $1^{IV} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-1^{IV}$,
 $3^{IV} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-3^{IV}$, $10^{IV} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-10^{IV}$, $12^{IV} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-12^{IV}$,
 $5^V \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-5^V$, $8^V \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-8^V$.



Rys. E.8. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

$4^{II} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-4^{II}$, $5^{II} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-5^{II}$, $2^{IV} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-2^{IV}$,
 $4^{IV} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-4^{IV}$, $9^{IV} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-9^{IV}$, $11^{IV} \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-11^{IV}$,
 $6^V \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-6^V$, $7^V \rightarrow I-7\phi 5-A-n-120-7^V$.

E.2. Beton z receptury B (HSSCC) – badania na próbkach kostkowych sprężonych

Poniżej przedstawiono wykresy zarejestrowanych sił wyciągających w funkcji przemieszczenia siedmiodrutowego splotu sprężającego względem betonu próbki dla betonu wysokiej wytrzymałości samozagęszczalnego (HSSCC). Dla splotów 7 ϕ 5 mm prowadzono prace badawcze na elementach typu I (kostki) zabetonowanych ze wstępnym naciągiem.

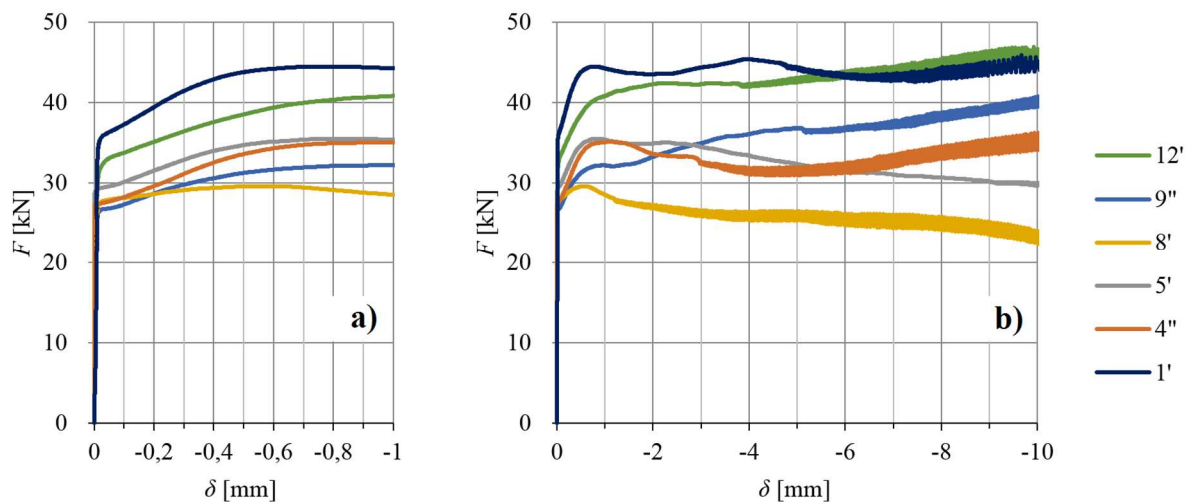
Badania doświadczalne przeprowadzono tylko na próbkach kostkowych o czynnej długości przyczepności 120 mm.

Objaśnienie do stosowanych indeksów przy oznaczeniach:

^I – betonowanie z dnia 12.02.2014 (tor lewy),

^{II} – betonowanie z dnia 12.02.2014 (tor prawy).

Na rysunkach E.9, E.10, E.11 i E.12 przedstawiono wyniki badań próbek o czynnej długości przyczepności 120 mm po 24 godzinach, 3, 7 i 28 dniach od zabetonowania.



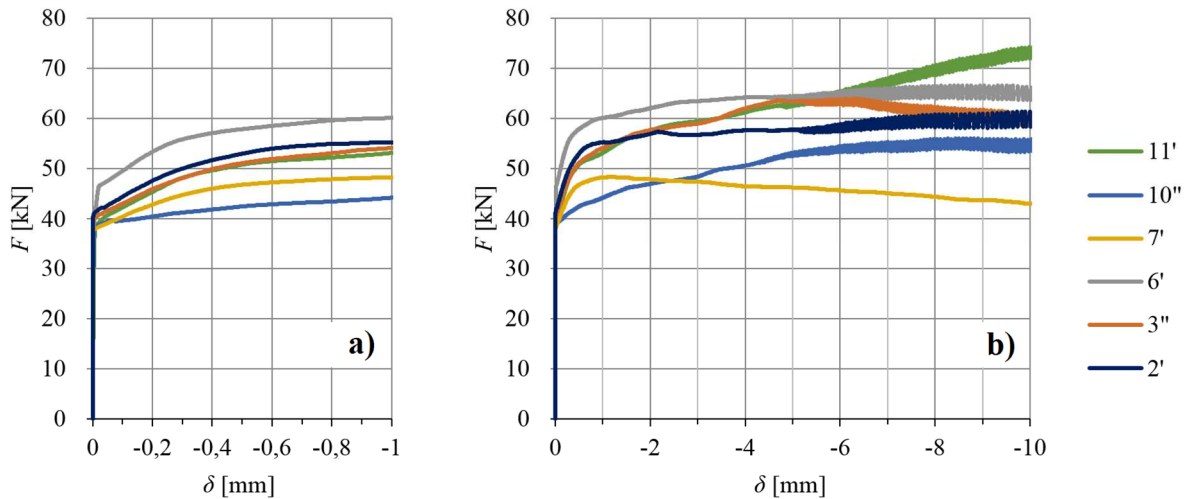
Rys. E.9. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSSCC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1^I → I-7 ϕ 5-B-n-120-1^I, 4^{II} → I-7 ϕ 5-B-n-120-4^{II}, 5^I → I-7 ϕ 5-B-n-120-5^I,
 8^I → I-7 ϕ 5-B-n-120-8^I, 9^{II} → I-7 ϕ 5-B-n-120-9^{II}, 12^I → I-7 ϕ 5-B-n-120-12^I.

Próbę oznaczoną 8^I wyłączono z analizy.



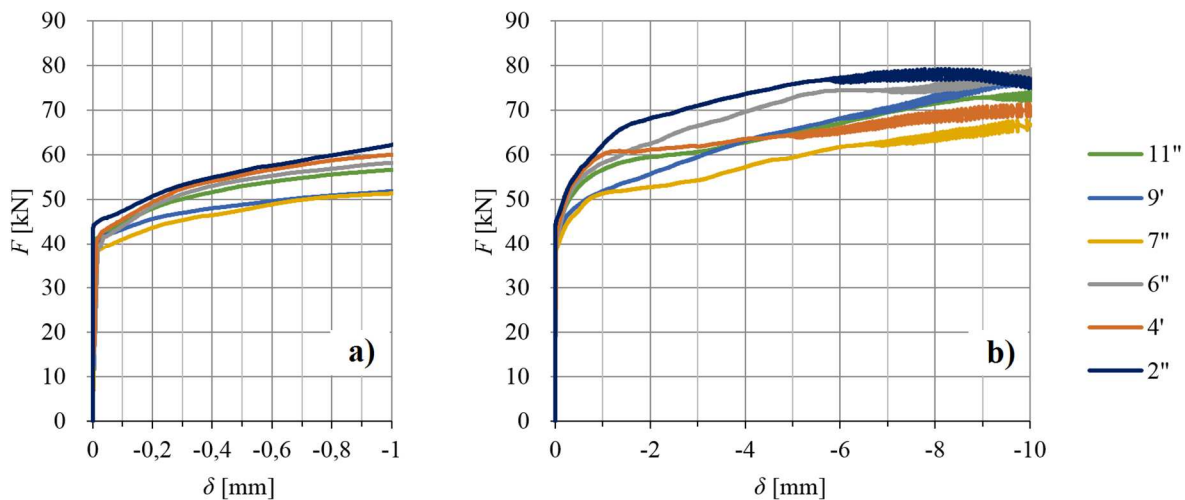
Rys. E.10. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

2' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-2', 3'' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-3'', 6' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-6',
 7' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-7', 10'' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-10'', 11' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-11'.

Próbkę oznaczoną 7^I wyłączono z analizy.

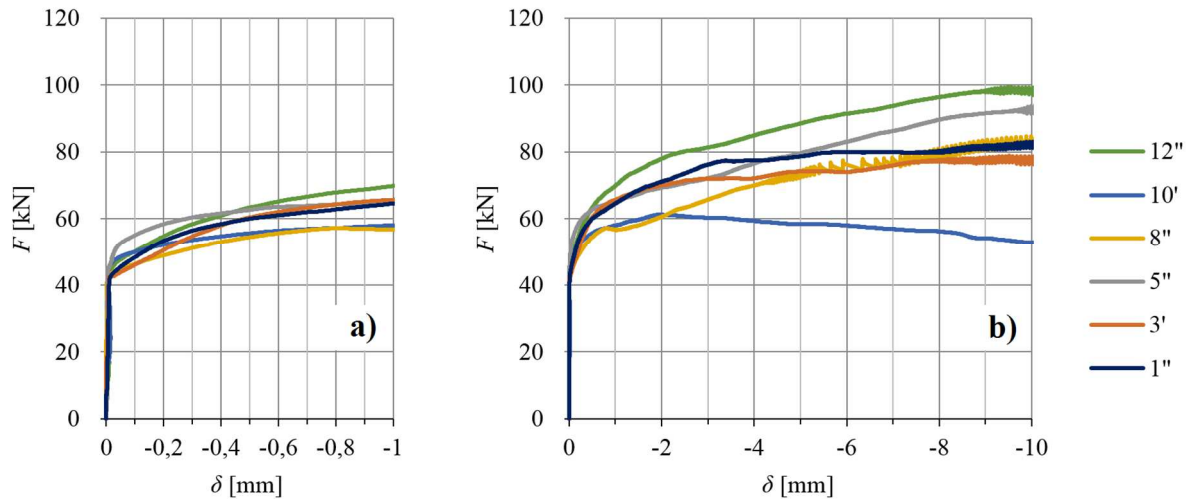


Rys. E.11. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

2'' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-2'', 4' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-4', 6'' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-6'',
 7'' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-7'', 9' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-9', 11'' \rightarrow I- $7\phi 5$ -B-n-120-11''.



Rys. E.12. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7 ϕ 5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm.

Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.

Oznaczenia próbek:

1'' \rightarrow I-7 ϕ 5-B-n-120-1'', 3' \rightarrow I-7 ϕ 5-B-n-120-3', 5'' \rightarrow I-7 ϕ 5-B-n-120-5'',
 8'' \rightarrow I-7 ϕ 5-B-n-120-8'', 10' \rightarrow I-7 ϕ 5-B-n-120-10', 12'' \rightarrow I-7 ϕ 5-B-n-120-12''.

Próbkę oznaczoną 10^l wyłączono z analizy

Załącznik F.

Średnie naprężenia przyczepności BWW do gładkich prętów $\phi 16$ mm i splotów $7\phi 5$ mm

W tabelach poniżej zestawiono wyniki obliczeń przyczepności betonu do prętów i splotów $7\phi 5$ mm. Wyznaczono średnią przyczepność dla poślizgu zbrojenia wynoszącym 0,1 mm, dla wartości poślizgu odpowiadającej maksymalnej sile wyciągającej oraz poślizgu 10 mm. Dla każdej wartości naprężenia przyczepności zostały przyporządkowane naprężenia i odkształcenia pojawiające się w zbrojeniu w czasie próby wyciągania. W tabelach podano liczbę prób (n) oraz parametry rozkładu (x – wartość średnia, s – odchylenie standardowe, v – współczynnik zmienności).

F.1. Przyczepność BWW do gładkich prętów $\phi 16$ mm

F.1.1. Beton HSC (receptura A)

Tabela F.1.

Wyniki średnie dla badań próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSC po 1 dniu dojrzewania

l_{cz} [mm]	Par. rozkł.	$\delta = 0,1$ mm			$\delta (F_{max})$			$\delta = 10$ mm		
		σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]
40	x [*]	50,7	0,2	5,1	71,5	0,3	7,1	43,9	0,2	4,4
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	3,7	0,02	0,37	6,5	0,03	0,65	4,5	0,02	0,45
	v [%]	7,4	7,4	7,4	9,0	9,0	9,0	10,2	10,2	10,2
80	x [*]	117,2	0,6	5,9	145,2	0,7	7,3	75,9	0,4	3,8
	n [szt.]	3			3			3		
	s [*]	20,6	0,10	1,03	14,0	0,07	0,70	4,1	0,02	0,21
	v [%]	17,6	17,6	17,6	9,6	9,6	9,6	5,5	5,5	5,5
120	x [*]	149,1	0,7	5,0	179,9	0,9	6,0	149,2	0,7	5,0
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	20,5	0,10	0,68	12,8	0,06	0,43	37,0	0,18	1,23
	v [%]	13,7	13,7	13,7	7,1	7,1	7,1	24,8	24,8	24,8

Tabela F.2.

Wyniki średnie dla badań próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Par. rozkł.	$\delta = 0,1$ mm			$\delta (F_{max})$			$\delta = 10$ mm		
		σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]
40	x [*]	60,2	0,3	6,0	78,6	0,4	7,9	55,5	0,3	5,5
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	4,7	0,02	0,47	4,5	0,02	0,45	4,3	0,02	0,43
	v [%]	7,8	7,8	7,8	5,7	5,7	5,7	7,7	7,7	7,7
80	x [*]	113,6	0,5	5,7	149,5	0,7	7,5	91,5	0,4	4,6
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	6,3	0,03	0,32	7,2	0,03	0,36	17,9	0,09	0,90
	v [%]	5,6	5,6	5,6	4,8	4,8	4,8	19,6	19,6	19,6
120	x [*]	160,3	0,8	5,3	208,5	1,0	7,0	133,5	0,6	4,5
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	20,5	0,10	0,68	15,5	0,07	0,52	7,0	0,03	0,23
	v [%]	12,8	12,8	12,8	7,5	7,5	7,5	5,2	5,2	5,2

Tabela F.3.

Wyniki średnie dla badań próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Par. rozkł.	$\delta = 0,1$ mm			$\delta (F_{max})$			$\delta = 10$ mm		
		σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]
40	x [*]	73,0	0,4	7,3	87,8	0,4	8,8	66,6	0,3	6,7
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	3,3	0,02	0,33	3,9	0,02	0,39	6,7	0,03	0,67
	v [%]	4,5	4,5	4,5	4,4	4,4	4,4	10,1	10,1	10,1
80	x [*]	145,7	0,7	7,3	171,0	0,8	8,5	77,2	0,4	3,9
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	5,9	0,03	0,29	9,83	0,05	0,49	41,57	0,20	2,08
	v [%]	4,0	4,0	4,0	5,8	5,8	5,8	53,8	53,8	53,8
120	x [*]	217,8	1,1	7,3	260,4	1,3	8,7	192,9	0,9	6,4
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	14,4	0,07	0,48	24,1	0,12	0,80	25,37	0,1	0,85
	v [%]	6,6	6,6	6,6	9,3	9,25	9,3	13,2	13,2	13,2

Tabela F.4.

Wyniki średnie dla badań próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Par. rozkł.	$\delta = 0,1$ mm			$\delta (F_{max})$			$\delta = 10$ mm		
		σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]
40	x [*]	91,4	0,4	9,1	113,4	0,5	11,3	73,9	0,4	7,4
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	12,7	0,06	1,27	17,3	0,08	1,73	4,3	0,02	0,43
	v [%]	13,9	13,9	13,9	15,3	15,3	15,3	5,9	5,9	5,9
80	x [*]	179,3	0,9	9,0	206,3	1,0	10,3	139,6	0,7	7,0
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	9,8	0,05	0,49	17,1	0,08	0,85	6,9	0,03	0,35
	v [%]	5,5	5,5	5,5	8,3	8,3	8,3	5,0	5,0	5,0
120	x [*]	261,5	1,3	8,7	311,8	1,5	10,4	226,0	1,1	7,5
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	12,1	0,06	0,40	24,2	0,12	0,81	36,9	0,18	1,23
	v [%]	4,6	4,6	4,6	7,8	7,8	7,8	16,3	16,3	16,3

F.1.2. Beton HSSCC (receptura B)

Tabela F.5.

Wyniki średnie dla próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSSCC po 1 dniu dojrzewania

l_{cz} [mm]	Par. rozkł.	$\delta = 0,1$ mm			$\delta (F_{max})$			$\delta = 10$ mm		
		σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]
40	x [*]	45,5	0,2	4,6	56,9	0,3	5,7	27,9	0,1	2,8
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	6,1	0,03	0,61	5,0	0,02	0,50	5,3	0,03	0,53
	v [%]	13,3	13,3	13,3	8,9	8,9	8,9	19,1	19,1	19,1
80	x [*]	110,2	0,5	5,5	132,9	0,6	6,6	55,5	0,3	2,8
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	10,8	0,05	0,54	10,6	0,05	0,53	10,3	0,05	0,51
	v [%]	9,8	9,8	9,8	8,0	8,0	8,0	18,5	18,5	18,5
120	x [*]	152,6	0,7	5,1	186,1	0,9	6,2	61,7	0,3	2,1
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	14,1	0,07	0,47	8,0	0,04	0,27	6,6	0,03	0,22
	v [%]	9,2	9,2	9,2	4,3	4,3	4,3	10,8	10,8	10,8

Tabela F.6.

Wyniki średnie dla próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Par. rozkł.	$\delta = 0,1$ mm			$\delta (F_{max})$			$\delta = 10$ mm		
		σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]
40	x [*]	59,2	0,3	5,9	78,3	0,4	7,8	40,2	0,2	4,0
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	7,3	0,04	0,73	2,6	0,01	0,26	5,0	0,02	0,50
	v [%]	12,4	12,4	12,4	3,3	3,3	3,3	12,4	12,4	12,4
80	x [*]	127,8	0,6	6,4	156,4	0,8	7,8	68,0	0,3	3,4
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	18,6	0,09	0,93	13,7	0,07	0,69	11,6	0,06	0,58
	v [%]	14,5	14,5	14,5	8,8	8,8	8,8	17,0	17,0	17,0
120	x [*]	184,6	0,9	6,2	230,3	1,1	7,7	121,4	0,6	4,0
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	12,4	0,06	0,41	15,6	0,08	0,52	12,1	0,06	0,40
	v [%]	6,7	6,7	6,7	6,8	6,8	6,8	10,0	10,0	10,0

Tabela F.7.

Wyniki średnie dla próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Par. rozkł.	$\delta = 0,1$ mm			$\delta (F_{max})$			$\delta = 10$ mm		
		σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]
40	x [*]	75,1	0,4	7,5	99,0	0,5	9,9	55,7	0,3	5,6
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	8,7	0,04	0,87	9,4	0,05	0,94	8,5	0,04	0,85
	v [%]	11,6	11,6	11,6	9,5	9,5	9,5	15,2	15,2	15,2
80	x [*]	150,2	0,7	7,5	187,4	0,9	9,4	115,1	0,6	5,8
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	16,2	0,08	0,81	16,0	0,08	0,80	12,8	0,06	0,64
	v [%]	10,8	10,8	10,8	8,6	8,6	8,6	11,1	11,1	11,1
120	x [*]	224,1	1,1	7,5	272,3	1,3	9,1	151,1	0,7	5,0
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	24,0	0,12	0,80	23,8	0,11	0,79	2,8	0,01	0,09
	v [%]	10,7	10,7	10,7	8,7	8,7	8,7	1,8	1,8	1,8

Tabela F.8.

Wyniki średnie dla próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Par. rozkł.	$\delta = 0,1$ mm			$\delta (F_{max})$			$\delta = 10$ mm		
		σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ [MPa]
40	x [*]	90,4	0,4	9,0	130,4	0,6	13,0	94,6	0,5	9,5
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	6,8	0,03	0,68	22,4	0,11	2,24	14,9	0,07	1,49
	v [%]	7,5	7,5	7,5	17,2	17,2	17,2	15,7	15,7	15,7
80	x [*]	189,0	0,9	9,4	238,9	1,2	11,9	147,8	0,7	7,4
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	27,1	0,13	1,35	16,97	0,08	0,85	10,3	0,05	0,51
	v [%]	14,3	14,3	14,3	7,1	7,1	7,1	7,0	7,0	7,0
120	x [*]	288,3	1,4	9,6	311,7	1,5	10,4	182,0	0,9	6,1
	n [szt.]	4			4			4		
	s [*]	22,0	0,11	0,73	12,4	0,06	0,41	14,7	0,07	0,49
	v [%]	7,6	7,6	7,6	4,0	4,0	4,0	8,1	8,1	8,1

F.2. Przyczepność BWW do splotów $7\phi 5$ mm bez wstępnego naciągu**F.2.1. Beton HSC (receptura A) – próbki kostkowe typu I**

Tabela F.9.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 1 dniu dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
80	x [*]	81,3	0,4	2,3	3,1	139,7	0,7	4,0	5,3	126,0	0,7	3,6	4,8
	n [szt.]	2				2				2			
	s [*]	1,9	0,01	0,05	0,07	8,0	0,04	0,23	0,30	10,4	0,05	0,30	0,39
	v [%]	2,3	2,3	2,3	2,3	5,7	5,7	5,7	5,7	8,2	8,2	8,2	8,2
120	x [*]	134,0	0,7	2,6	3,4	240,3	1,3	4,6	6,1	230,0	1,2	4,4	5,8
	n [szt.]	2				2				2			
	s [*]	1,9	0,01	0,04	0,05	9,9	0,05	0,19	0,25	41,5	0,22	0,79	1,05
	v [%]	1,4	1,4	1,4	1,4	4,1	4,1	4,1	4,1	18,0	18,0	18,0	18,0

Tabela F.10.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [%]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [%]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [%]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
80	x [*]	123,0	0,6	3,5	4,7	223,7	1,2	6,4	8,5	232,7	1,2	6,7	8,8
	n [szt.]	2				2				2			
	s [*]	5,2	0,03	0,15	0,20	5,2	0,03	0,15	0,20	1,9	0,01	0,05	0,07
	v [%]	4,2	4,2	4,2	4,2	2,3	2,3	2,3	2,3	0,8	0,8	0,8	0,8
120	x [*]	177,7	0,9	3,4	4,5	394,0	2,1	7,5	10,0	389,7	2,0	7,5	9,9
	n [szt.]	2				2				2			
	s [*]	4,2	0,02	0,08	0,11	46,2	0,24	0,88	1,17	52,3	0,28	1,00	1,33
	v [%]	2,4	2,4	2,4	2,4	11,7	11,7	11,7	11,7	13,4	13,4	13,4	13,4

Tabela F.11.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [%]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [%]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [%]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
80	x [*]	166,0	0,9	4,8	6,3	276,0	1,5	7,9	10,5	269,0	1,4	7,7	10,2
	n [szt.]	2				2				2			
	s [*]	29,2	0,15	0,84	1,11	32,1	0,17	0,92	1,22	41,0	0,22	1,18	1,56
	v [%]	17,6	17,6	17,6	17,6	11,6	11,6	11,6	11,6	15,2	15,2	15,2	15,2
120	x [*]	226,7	1,2	4,3	5,7	404,3	2,1	7,7	10,2	379,0	2,0	7,3	9,6
	n [szt.]	2				2				2			
	s [*]	10,4	0,05	0,20	0,26	33,5	0,18	0,64	0,85	2,4	0,01	0,05	0,06
	v [%]	4,6	4,6	4,6	4,6	8,3	8,3	8,3	8,3	0,6	0,6	0,6	0,6

Tabela F.12.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [%]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [%]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [%]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
80	x [*]	166,7	0,9	4,8	6,3	296,7	1,6	8,5	11,3	266,7	1,4	7,7	10,1
	n [szt.]	2				2				2			
	s [*]	0,9	0,00	0,03	0,04	5,7	0,03	0,16	0,22	18,9	0,10	0,54	0,72
	v [%]	0,6	0,6	0,6	0,6	1,9	1,9	1,9	1,9	7,1	7,1	7,1	7,1
120	x [*]	248,3	1,3	4,8	6,3	427,7	2,2	8,2	10,8	406,0	2,1	7,8	10,3
	n [szt.]	2				2				2			
	s [*]	29,7	0,16	0,57	0,75	9,0	0,05	0,17	0,23	39,6	0,21	0,76	1,00
	v [%]	12,0	12,0	12,0	12,0	2,1	2,1	2,1	2,1	9,8	9,8	9,8	9,8

F.2.2. Beton HSC – próbki typu III zagęszczane w 3 warstwach, receptura A(*3)

Tabela F.13.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) po 1 dniu dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	54,9	0,3	3,2	4,2	98,4	0,5	5,6	7,5	79,1	0,4	4,5	6,0
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	8,7	0,05	0,50	0,66	16,3	0,09	0,94	1,24	8,259	0,04	0,47	0,63
	v [%]	15,9	15,9	15,9	15,9	16,6	16,6	16,6	16,6	10,4	10,4	10,4	10,4
80	x [*]	101,9	0,5	2,9	3,9	217,2	1,1	6,2	8,3	194,5	1,0	5,6	7,4
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	11,6	0,06	0,33	0,44	12,9	0,07	0,37	0,49	30,0	0,16	0,86	1,14
	v [%]	11,4	11,4	11,4	11,4	5,9	5,9	5,9	5,9	15,4	15,4	15,4	15,4
120	x [*]	130,3	0,7	2,5	3,3	306,7	1,6	5,9	7,8	303,2	1,6	5,8	7,7
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	34,6	0,18	0,66	0,88	30,7	0,16	0,59	0,78	34,5	0,18	0,66	0,87
	v [%]	26,5	26,5	26,5	26,5	10,0	10,0	10,0	10,0	11,4	11,4	11,4	11,4

Tabela F.14.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) po 3 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	63,5	0,3	3,6	4,8	106,7	0,6	6,1	8,1	86,9	0,5	5,0	6,6
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	10,0	0,05	0,57	0,76	9,2	0,05	0,53	0,70	22,7	0,12	1,30	1,72
	v [%]	15,7	15,7	15,7	15,7	8,6	8,6	8,6	8,6	26,1	26,1	26,1	26,1
80	x [*]	118,3	0,6	3,4	4,5	245,8	1,3	7,1	9,3	239,2	1,3	6,9	9,1
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	32,2	0,17	0,92	1,22	31,6	0,17	0,91	1,20	41,2	0,22	1,18	1,57
	v [%]	27,2	27,2	27,2	27,2	12,8	12,8	12,8	12,8	17,2	17,2	17,2	17,2
120	x [*]	167,0	0,9	3,2	4,2	398,0	2,1	7,6	10,1	397,7	2,1	7,6	10,1
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	23,4	0,12	0,45	0,59	70,8	0,37	1,35	1,79	71,2	0,37	1,36	1,81
	v [%]	14,0	14,0	14,0	14,0	17,8	17,8	17,8	17,8	17,9	17,9	17,9	17,9

Tabela F.15.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) po 7 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	73,3	0,4	4,2	5,6	128,4	0,7	7,4	9,8	96,9	0,5	5,6	7,4
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	9,5	0,05	0,54	0,72	11,9	0,06	0,69	0,91	15,6	0,08	0,90	1,19
	v [%]	12,9	12,9	12,9	12,9	9,3	9,3	9,3	9,3	16,1	16,1	16,1	16,1
80	x [*]	135,1	0,7	3,9	5,1	260,4	1,4	7,5	9,9	258,4	1,4	7,4	9,8
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	18,4	0,10	0,53	0,70	35,4	0,19	1,02	1,35	35,8	0,19	1,03	1,36
	v [%]	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,8	13,8	13,8	13,8
120	x [*]	207,8	1,1	4,0	5,3	539,7	2,8	10,3	13,7	538,7	2,8	10,3	13,7
	n [szt.]	4				4				4			
	s [*]	9,1	0,05	0,17	0,23	21,4	0,11	0,41	0,54	21,5	0,11	0,41	0,55
	v [%]	4,4	4,4	4,4	4,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0

Tabela F.16.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) po 28 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	82,0	0,4	4,7	6,2	122,0	0,6	7,0	9,3	97,9	0,5	5,6	7,4
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	7,9	0,04	0,46	0,60	14,6	0,08	0,84	1,11	10,9	0,06	0,63	0,83
	v [%]	9,7	9,7	9,7	9,7	11,9	11,9	11,9	11,9	11,2	11,2	11,2	11,2
80	x [*]	159,9	0,8	4,6	6,1	378,6	2,0	10,9	14,4	358,6	1,9	10,3	13,6
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	15,6	0,08	0,45	0,59	43,6	0,23	1,25	1,66	64,7	0,34	1,86	2,46
	v [%]	9,8	9,8	9,8	9,8	11,5	11,5	11,5	11,5	18,0	18,0	18,0	18,0
120	x [*]	234,7	1,2	4,5	5,9	550,3	2,9	10,5	13,9	549,6	2,9	10,5	13,9
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	23,6	0,12	0,45	0,60	64,3	0,34	1,23	1,63	65,4	0,34	1,25	1,66
	v [%]	10,1	10,1	10,1	10,1	11,7	11,7	11,7	11,7	11,9	11,9	11,9	11,9

F.2.3. Beton HSC – próbki typu III zagęszczane w 1 warstwie, receptura A(*1)

Tabela F.17.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami 7 ϕ 5 mm z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie A(*1) po 1 dniu dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	53,8	0,3	3,1	4,1	96,6	0,5	5,5	7,3	96,4	0,5	5,5	7,3
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	5,7	0,03	0,33	0,43	6,6	0,03	0,38	0,50	6,7	0,04	0,38	0,51
	v [%]	10,5	10,5	10,5	10,5	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9
80	x [*]	98,7	0,5	2,8	3,8	233,2	1,2	6,7	8,9	225,0	1,2	6,5	8,6
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	9,4	0,05	0,27	0,36	23,8	0,13	0,68	0,90	23,3	0,12	0,67	0,89
	v [%]	9,5	9,5	9,5	9,5	10,2	10,2	10,2	10,2	10,4	10,4	10,4	10,4
120	x [*]	137,6	0,7	2,6	3,5	363,5	1,9	7,0	9,2	362,1	1,9	6,9	9,2
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	9,3	0,05	0,18	0,24	37,7	0,20	0,72	0,96	38,9	0,20	0,74	0,99
	v [%]	6,8	6,8	6,8	6,8	10,4	10,4	10,4	10,4	10,7	10,7	10,7	10,7

Tabela F.18.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami 7 ϕ 5 mm z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie A(*1) po 3 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	54,9	0,3	3,2	4,2	106,7	0,6	6,1	8,1	90,1	0,5	5,2	6,9
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	6,8	0,04	0,39	0,51	9,9	0,05	0,57	0,75	23,0	0,12	1,32	1,74
	v [%]	12,3	12,3	12,3	12,3	9,3	9,3	9,3	9,3	25,5	25,5	25,5	25,5
80	x [*]	105,3	0,6	3,0	4,0	277,3	1,5	8,0	10,5	265,3	1,4	7,6	10,1
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	11,9	0,06	0,34	0,45	46,4	0,24	1,33	1,76	57,5	0,30	1,65	2,19
	v [%]	11,3	11,3	11,3	11,3	16,7	16,7	16,7	16,7	21,7	21,7	21,7	21,7
120	x [*]	162,0	0,9	3,1	4,1	456,0	2,4	8,7	11,6	445,0	2,3	8,5	11,3
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	15,9	0,08	0,30	0,40	42,7	0,22	0,82	1,08	62,5	0,33	1,20	1,58
	v [%]	9,8	9,8	9,8	9,8	9,4	9,4	9,4	9,4	14,0	14,0	14,0	14,0

Tabela F.19.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie A(*1) po 7 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	64,2	0,3	3,7	4,9	134,8	0,7	7,7	10,2	92,0	0,5	5,3	7,0
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	5,9	0,03	0,34	0,45	19,7	0,10	1,13	1,50	14,1	0,07	0,81	1,08
	v [%]	9,2	9,2	9,2	9,2	14,6	14,6	14,6	14,6	15,4	15,4	15,4	15,4
80	x [*]	136,3	0,7	3,9	5,2	277,2	1,5	8,0	10,5	258,9	1,4	7,4	9,8
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	12,0	0,06	0,34	0,46	32,9	0,17	0,94	1,25	53,0	0,28	1,52	2,01
	v [%]	8,8	8,8	8,8	8,8	11,9	11,9	11,9	11,9	20,5	20,5	20,5	20,5
120	x [*]	194,7	1,0	3,7	4,9	504,8	2,7	9,7	12,8	473,3	2,5	9,1	12,0
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	8,2	0,04	0,16	0,21	73,2	0,38	1,40	1,85	63,2	0,33	1,21	1,60
	v [%]	4,2	4,2	4,2	4,2	14,5	14,5	14,5	14,5	13,4	13,4	13,4	13,4

Tabela F.20.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie A(*1) po 28 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	78,3	0,4	4,5	6,0	133,4	0,7	7,7	10,1	101,0	0,5	5,8	7,7
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	6,8	0,04	0,39	0,52	19,7	0,10	1,13	1,50	19,7	0,10	1,13	1,50
	v [%]	8,7	8,7	8,7	8,7	14,8	14,8	14,8	14,8	19,5	19,5	19,5	19,5
80	x [*]	164,0	0,9	4,7	6,2	353,3	1,9	10,1	13,4	350,7	1,8	10,1	13,3
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	14,1	0,07	0,40	0,54	29,1	0,15	0,83	1,11	31,4	0,17	0,90	1,19
	v [%]	8,6	8,6	8,6	8,6	8,2	8,2	8,2	8,2	9,0	9,0	9,0	9,0
120	x [*]	218,0	1,1	4,2	5,5	632,8	3,3	12,1	16,0	625,2	3,3	12,0	15,8
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	11,9	0,06	0,23	0,30	51,3	0,27	0,98	1,30	60,6	0,32	1,16	1,54
	v [%]	5,5	5,5	5,5	5,5	8,1	8,1	8,1	8,1	9,7	9,7	9,7	9,7

F.2.4. Beton HSSCC – próbki typu III, receptura B(*)

Tabela F.21.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSSCC po 1 dniu dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	52,7	0,3	3,0	4,0	76,4	0,4	4,4	5,8	54,8	0,3	3,1	4,2
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	7,0	0,04	0,40	0,53	5,2	0,03	0,30	0,39	17,3	0,09	0,99	1,32
	v [%]	13,3	13,3	13,3	13,3	6,8	6,8	6,8	6,8	31,6	31,6	31,6	31,6
80	x [*]	100,2	0,5	2,9	3,8	204,9	1,1	5,9	7,8	162,7	0,9	4,7	6,2
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	9,6	0,05	0,28	0,37	18,8	0,10	0,54	0,71	36,7	0,19	1,05	1,39
	v [%]	9,6	9,6	9,6	9,6	9,2	9,2	9,2	9,2	22,5	22,5	22,5	22,5
120	x [*]	135,5	0,7	2,6	3,4	293,3	1,5	5,6	7,4	273,3	1,4	5,2	6,9
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	10,6	0,06	0,20	0,27	20,0	0,11	0,38	0,51	40,3	0,21	0,77	1,02
	v [%]	7,8	7,8	7,8	7,8	6,8	6,8	6,8	6,8	14,8	14,8	14,8	14,8

Tabela F.22.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	61,1	0,3	3,5	4,7	106,3	0,6	6,1	8,1	82,7	0,4	4,7	6,3
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	4,6	0,02	0,25	0,34	8,3	0,04	0,48	0,63	11,6	0,06	0,67	0,88
	v [%]	7,5	7,5	7,2	7,2	7,8	7,8	7,8	7,8	14,0	14,0	14,0	14,0
80	x [*]	135,9	0,7	3,9	5,2	222,7	1,2	6,4	8,5	204,3	1,1	5,9	7,8
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	14,9	0,08	0,43	0,57	20,2	0,11	0,58	0,77	26,6	0,14	0,76	1,01
	v [%]	10,9	10,9	10,9	10,9	9,1	9,1	9,1	9,1	13,0	13,0	13,0	13,0
120	x [*]	186,0	1,0	3,5	4,6	338,4	1,7	6,1	8,1	297,5	1,6	5,7	7,5
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	11,2	0,06	0,25	0,33	46,4	0,12	0,43	0,56	21,2	0,11	0,41	0,54
	v [%]	6,0	6,0	7,2	7,2	13,7	7,0	7,0	7,0	7,1	7,1	7,1	7,1

Tabela F.23.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	64,5	0,3	3,7	4,9	104,8	0,6	6,0	8,0	70,8	0,4	4,1	5,4
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	6,9	0,04	0,40	0,52	13,7	0,07	0,79	1,04	9,1	0,05	0,52	0,69
	v [%]	10,7	10,7	10,7	10,7	13,1	13,1	13,1	13,1	12,8	12,8	12,8	12,8
80	x [*]	143,6	0,8	4,1	5,5	264,6	1,4	7,6	10,1	247,4	1,3	7,1	9,4
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	8,6	0,05	0,25	0,33	33,5	0,18	0,96	1,27	30,2	0,16	0,87	1,15
	v [%]	6,0	6,0	6,0	6,0	12,7	12,7	12,7	12,7	12,2	12,2	12,2	12,2
120	x [*]	209,0	1,1	4,0	5,3	396,4	2,1	7,6	10,0	384,0	2,0	7,3	9,7
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	16,1	0,08	0,31	0,41	43,5	0,23	0,83	1,10	56,1	0,29	1,07	1,42
	v [%]	7,7	7,7	7,7	7,7	11,0	11,0	11,0	11,0	14,6	14,6	14,6	14,6

Tabela F.24.

Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
40	x [*]	76,7	0,4	4,4	5,8	121,0	0,6	6,6	8,8	76,1	0,4	4,4	5,8
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	5,6	0,03	0,32	0,43	17,3	0,06	0,69	0,92	15,9	0,08	0,91	1,21
	v [%]	7,4	7,4	7,4	7,4	14,3	10,4	10,4	10,4	20,9	20,9	20,9	20,9
80	x [*]	184,3	1,0	5,3	7,0	295,8	1,6	8,5	11,2	271,6	1,4	7,8	10,3
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	14,7	0,08	0,42	0,56	33,7	0,18	0,97	1,28	49,3	0,26	1,41	1,87
	v [%]	8,0	8,0	8,0	8,0	11,4	11,4	11,4	11,4	18,2	18,2	18,2	18,2
120	x [*]	277,3	1,5	5,3	7,0	455,7	2,4	8,7	11,5	447,1	2,4	8,6	11,3
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	25,2	0,13	0,48	0,64	48,3	0,25	0,92	1,23	47,8	0,25	0,91	1,21
	v [%]	9,1	9,1	9,1	9,1	10,6	10,6	10,6	10,6	10,7	10,7	10,7	10,7

F.3. Przyczepność BWW do splotów 7φ5 mm ze wstępnym naciągiem

F.3.1. Beton HSC (receptura A) – próbki sprężone typu I

Tabela F.25.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSC po 1 dniu dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
80	x [*]	207,4	1,1	6,0	7,9	232,8	1,2	6,7	8,8	209,8	1,1	6,0	8,0
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	28,6	0,15	0,82	1,09	34,5	0,18	0,99	1,31	20,7	0,11	0,59	0,79
	v [%]	13,8	13,8	13,8	13,8	14,8	14,8	14,8	14,8	9,9	9,9	9,9	9,9
120	x [*]	227,8	1,2	4,4	5,8	315,9	1,7	6,0	8,0	307,2	1,6	5,9	7,8
	n [szt.]	8				8				8			
	s [*]	36,6	0,19	0,70	0,93	37,1	0,20	0,71	0,94	45,1	0,24	0,86	1,14
	v [%]	16,1	16,1	16,1	16,1	11,7	11,7	11,7	11,7	14,7	14,7	14,7	14,7

Tabela F.26.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
80	x [*]	227,2	1,2	6,5	8,6	295,4	1,6	8,5	11,2	288,1	1,5	8,3	11,0
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	30,5	0,16	0,87	1,16	47,4	0,25	1,36	1,80	56,4	0,30	1,62	2,14
	v [%]	13,4	13,4	13,4	13,4	16,0	16,0	16,0	16,0	19,6	19,6	19,6	19,6
120	x [*]	285,5	1,5	5,5	7,2	461,4	2,4	8,8	11,7	453,4	2,4	8,7	11,5
	n [szt.]	7				7				7			
	s [*]	28,9	0,15	0,55	0,73	69,0	0,36	1,32	1,75	60,5	0,32	1,16	1,53
	v [%]	10,1	10,1	10,1	10,1	14,9	14,9	14,9	14,9	13,4	13,4	13,4	13,4

Tabela F.27.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
80	x [*]	266,8	1,4	7,7	10,1	362,4	1,9	10,4	13,8	347,9	1,8	10,0	13,2
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	31,2	0,16	0,90	1,19	27,3	0,14	0,78	1,04	31,8	0,17	0,91	1,21
	v [%]	11,7	11,7	11,7	11,7	7,5	7,5	7,5	7,5	9,2	9,2	9,2	9,2
120	x [*]	302,0	1,6	5,8	7,7	556,7	2,9	10,6	14,1	549,1	2,9	10,5	13,9
	n [szt.]	8				8				8			
	s [*]	39,7	0,21	0,76	1,01	100,3	0,53	1,92	2,54	109,0	0,57	2,09	2,76
	v [%]	13,1	13,1	13,1	13,1	18,0	18,0	18,0	18,0	19,9	19,9	19,9	19,9

Tabela F.28.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
80	x [*]	265,1	1,4	7,6	10,1	390,9	2,1	11,2	14,9	374,7	2,0	10,8	14,2
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	20,0	0,11	0,58	0,76	44,4	0,23	1,27	1,69	58,1	0,31	1,67	2,21
	v [%]	7,6	7,6	7,6	7,6	11,4	11,4	11,4	11,4	15,5	15,5	15,5	15,5
120	x [*]	362,6	1,9	6,9	9,2	652,3	3,4	12,5	16,5	649,3	3,4	12,4	16,5
	n [szt.]	8				8				8			
	s [*]	23,5	0,12	0,45	0,59	114,3	0,60	2,19	2,90	117,2	0,62	2,24	2,97
	v [%]	6,5	6,5	6,5	6,5	17,5	17,5	17,5	17,5	18,1	18,1	18,1	18,1

F.3.2. Beton HSSCC (receptura B) – próbki kostkowe sprężone typu I

Tabela F.29.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSSCC po 1 dniu dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
120	x [*]	207,6	1,1	4,0	5,3	269,3	1,4	5,2	6,8	261,5	1,4	5,0	6,6
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	28,9	0,15	0,55	0,73	35,2	0,19	0,67	0,89	45,1	0,24	0,86	1,14
	v [%]	13,9	13,9	13,9	13,9	13,1	13,1	13,1	13,1	17,2	17,2	17,2	17,2

Tabela F.30.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7 ϕ 5 mm
z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
120	x [*]	297,1	1,6	5,7	7,5	422,7	2,2	8,1	10,3	417,5	2,2	8,0	10,6
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	23,6	0,12	0,45	0,60	44,6	0,23	0,85	1,47	45,4	0,24	0,87	1,15
	v [%]	7,9	7,9	7,9	7,9	10,6	10,6	10,6	14,3	10,9	10,9	10,9	10,9

Tabela F.31.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7 ϕ 5 mm
z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
120	x [*]	297,4	1,6	5,7	7,5	489,7	2,6	9,4	12,4	487,8	2,6	9,3	12,4
	n [szt.]	6				6				6			
	s [*]	14,4	0,08	0,28	0,36	31,6	0,17	0,61	0,80	29,7	0,16	0,57	0,75
	v [%]	4,8	4,8	4,8	4,8	6,5	6,5	6,5	6,5	6,1	6,1	6,1	6,1

Tabela F.32.

Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7 ϕ 5 mm
z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania

l_{cz} [mm]	Param. rozkład.	$\delta = 0,1$ mm				$\delta (F_{max})$				$\delta = 10$ mm			
		σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]	σ [MPa]	ε [‰]	τ_r [MPa]	τ_z [MPa]
120	x [*]	324,0	1,7	6,2	8,2	578,8	3,0	11,1	14,7	578,8	3,0	11,1	14,7
	n [szt.]	5				5				5			
	s [*]	26,7	0,14	0,51	0,68	54,0	0,28	1,03	1,37	54,0	0,28	1,03	1,37
	v [%]	8,2	8,2	8,2	8,2	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3

Bibliografia

- [1] **AASHTO 6th edition. 2012.** *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington: American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO), 2012.
- [2] **Abdalla O. A., Ramirez J. A. i Lee R. H. 1993.** *Strand debonding in pretensioned beams - precast prestressed concrete bridges with debonded strands - simply supported tests*. West Lafayette: Purdue University, Final report FHWA/INDOT/JHRP-92, 1993.
- [3] **Abrishami H. H. i Mitchell D. 1993.** Bond characteristics of pretensioned strand. *ACI Materials Journal*, May-June 1993, strony 228-235.
- [4] **ACI 318-11. 2011.** *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary (ACI 318R-11)*. Farmington Hills: American Concrete Institute (ACI), 2011.
- [5] **ACI-ASCE Committee 326. 1962.** *Shear and diagonal tension*. *ACI Journal*, January, February, March 1962, 59(1), 59(2), 59(3), strony 1-30, 277-333, 353-359.
- [6] **ACI Committee 363. 1997.** *State of the art report of high-strength concrete*. Farmington Hills: American Concrete Institute (ACI), 1997.
- [7] **Aitcin P. C. 1998.** *High-performance concrete*. London: E&FN SPON, 1998.
- [8] **Ajdukiewicz A. 1998.** *Konstrukcyjne betony cementowe nowych generacji*. *Inżynieria i budownictwo*, 9 1998, 54(9), strony 496-502.
- [9] **Ajdukiewicz A. 2000.** *Rozwój badań i zastosowań betonów wysokowartościowych*. *Beton na progu nowego milenium*. Kraków, Listopad 2000.
- [10] **Ajdukiewicz A. 2001.** *Wpółczesne kierunki badań i zastosowań betonów wysokowartościowych*. *Inżynieria i budownictwo*, 2001 (57)2, strony 67-74.
- [11] **Ajdukiewicz A. 2004.** *Zastosowanie betonów wysokowartościowych w budynkach wysokich*. *Wiśła*, 2004, Dni betonu, Polski Cement 49-63.
- [12] **Al-Omaishi N., Tadros M. K. i Seguirant S. J. 2009.** *Elasticity modulus, shrinkage, and creep of high-strength concrete as adopted by AASHTO*. *PCI Journal*, Summer 2009.
- [13] **Arab A. A., Badie S. S. i Manzari M. T. 2011.** *A methodological approach for finite element modeling of pretensioned concrete members at release of prestressing*. *Engineering Structures*, 2011.
- [14] **Appa Rao G. i Kadhavan D. 2013.** *Nonlinear modelling of anchorage bond in reinforced concrete*. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, September 2013.
- [15] **ASTM A 1061. 2009.** *Standard test methods for testing multi-wire steel strand*. West Conshohocken: American Society for Testing Materials (ASTM), 2009.
- [16] **ASTM A 416. 2012.** *Standard specification for steel strand. Uncoated seven-wire for prestressed concrete*. West Conshohocken: American Society for Testing Materials (ASTM), 2012.
- [17] **ASTM C 1610. 2010.** *Standard test method for static segregation of self-consolidating concrete using column technique*. West Conshohocken: American Society of Testing and Materials (ASTM), 2010.
- [18] **ASTM C 1611. 2009.** *Standard test method for slump flow of self-consolidating concrete*. West Conshohocken: American Society for Testing Materials (ASTM), 2009.
- [19] **ASTM C 1621. 2009.** *Standard test method for passing ability of self-consolidating concrete by J-ring*. West Conshohocken: American Society for Testing Materials (ASTM), 2009.
- [20] **ASTM C 192. 2013.** *Standard practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory*. West Conshohocken: American Society for Testing Materials (ASTM), 2013.
- [21] **ASTM C 39. 2011.** *Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens*. West Conshohocken: American Society for Testing Materials (ASTM), 2011.

-
- [22] **ASTM C 469. 2010.** *Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression.* West Conshohocken: American Society for Testing Materials (ASTM), 2010.
- [23] **ASTM C 496. 2011.** *Standars test for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens.* West Conshohocken: American Society for Testing Materials (ASTM), 2011.
- [24] **ASTM C 78. 2010.** *Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading).* West Conshohocken: American Society for Testing Materials (ASTM), 2010.
- [25] **Avendaño A. R. i Bayrak O. 2011.** *Efficient shear reinforcement design limits for prestressed concrete beams.* ACI Structural Journal, November-December 2011, strony 689-697.
- [26] **Avendaño A. R. i Bayrak O. 2008.** *Shear strength and behavior of prestressed concrete beams.* Austin: Center for Transportation Research, University of Texas, Report No. IAC-88-5DD1A003-3, 2008.
- [27] **Åkesson M. 1993.** *Fracture mechanics analysis of the transmission zone in prestressed hollow core slabs.* Chalmers: Chalmers University of Technology, Lic. thesis. Publication 93:5, 1993.
- [28] **Bae S. i Bayrak O. 2003.** *Stress block parameters for high-strength concrete members.* ACI Structural Journal, September-October 2003, strony 626-636.
- [29] **Balázs G. L. 1992.** *Transfer control of prestressing strands.* PCI Journal, November-December 1992, strony 60-71.
- [30] **Balázs G. L. 1993.** *Transfer length of prestressing strand as a function of draw-in and initial prestress.* PCI Journal, March-April 1993, strony 86-93.
- [31] **Baltay P. i Gjelsvik A. 1990.** *Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress.* Journal of Materials in Civil Engineering, February 1990, 2(1), strony 46-49.
- [32] **Barnes R. W., Burns N. H. i Kreger M. E. 1999.** *Development length of 0,6-inch prestressing strand in standard I-shaped pretensioned concrete beams.* Austin: Center for Transportation Research, University of Texas, Report No. FHWA/TX-02/1388-1, 1999.
- [33] **Barnes R. W., Grove J. W. i Burns N. H. 2003.** *Experimental assessment of factors affecting transfer length.* ACI Structural Journal, November-December 2003, 100(6), strony 740-748.
- [34] **Barrios A. O. 1994.** *Behavior of high strength concrete pretensioned girders during transfer of prestressing forces.* Austin: University of Texas, MSc thesis, 1994.
- [35] **Bartos P. i Sonebi M. 2002.** *Bond behavior and pull-off test of self compacting concrete.* Proceedings International Conference Bond in Concrete from Research to Standard, Budapest 2002.
- [36] **BC2 2008. 2008.** *Design guide of high strength concrete to Singapore Standard CP 65.* Singapore: BCA Academy, 2008.
- [37] **Bennison P. 1992.** *Materials for concrete repair and protection - innovation and performance.* Construction Repair, July-August 1992.
- [38] **Bentz E. C., Vecchio F. J. i Collins M. P. 2006.** *Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements.* ACI Structural Journal, July-August 2006, strony 614-624.
- [39] **Birrcher D. B., Bayrak O. i Kreger M. E. 2010.** *Effects of increasing allowable compressive stress at prestress transfer.* ACI Structural Journal, January-February 2010, strony 21-31.
- [40] **Birrcher D., Tuchscherer R., Huizinga M., Bayrak O., Wood S. i Jirsa J. 2009.** *Strength and serviceability design of reinforced concrete deep beams.* Report FHWA/TX-09/0-5253-1, Austin: University of Texas, Center for Transportation Research, 2009.
- [41] **Boehm K. M., Barnes R. i Schindler A. 2010.** *Performance of self-consolidating concrete in prestressed girders.* Montgomery: Alabama Department of Transportation (ALDOT), 2010.
- [42] **Bolmsvik R. i Lundgren K. 2006.** *Modelling of bond between three-wire strands and concrete.* Magazine of Concrete Research, April 2006, 58(3) strony 123-133.
- [43] **Brown M. D., Bayrak O. i Jirsa J. O. 2006.** *Design for shear based on loading conditions.* ACI Structural Journal, July-August 2006, 103(4), strony 541-550.
-

-
- [44] **Buckner C. D. 1994.** *An analysis of transfer and development lengths for pretensioned concrete structures*, Report FHWA-RD-94-049. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, December 1994.
- [45] **Buckner C. D. 1995.** *A review of strand development length for pretensioned concrete members*. PCI Journal, March-April 1995, 40(2), strony 84-105.
- [46] **Buckner C. D., Logan D. R., Russell B. W., Burns N. H., Tadros M. K. i Baishya M. C. 1996.** *A review of strand development length for pretensioned concrete members - reader comments*. PCI Journal, March-April 1996, strony 112-127.
- [47] **Cairns J. i Plizzari G. 2003.** *Towards a harmonised European bond test*. Materials and Structures. October 2003, strony 498-506.
- [48] **Carroll J. C. 2009.** *Grade 300 prestressing strand and the effect of vertical casting position*. Blacksburg: Virginia Polytechnic Institute, 2009.
- [49] **Chan Y. W., Chen Y. S. i Liu Y. S. 2003.** *Development of bond strength of reinforced steel in SCC*. ACI Structural Journal, July 2003, 100(4), strony 490-498.
- [50] **Chinn J., Ferguson P. M. i Thompson J. N. 1955.** *Lapped splices in reinforced concrete beams*. ACI Journal, 1955, 27(2).
- [51] **Choulli Y., Mari A. R. i Cladera A. 2008.** *Shear behaviour of full-scale prestressed I-beams made with self compacting concrete*. Materials and Structures, 2008, 41(1), strony 131-141.
- [52] **Cieśla J. i Alexandrowicz K. 1979.** *Zasady projektowania i wykonania belek strunobetonowych o prostoliniowej trasie cięgien sprężających*. Warszawa: IBDM, 1979. Instrukcja.
- [53] **Clark A. P. 1946.** *Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars*. ACI Journal, 1946, 43(4), strony 381-400.
- [54] **Collins M. P., Mitchell D., Adebar P. i Vecchio F.J. 1996.** *A general shear design method*. ACI Structural Journal, January-February 1996, strony 36-44.
- [55] **Collins M. P., Bentz E. C. i Sherwood E. G. 2008.** *Where is shear reinforcement required? Review of research results and design procedures*. ACI Structural Journal, September-October 2008, strony 590-600.
- [56] **Cousins T. E., Badeaux M. H. i Moustafa S. 1992.** *Proposed test for determining bond characteristics of prestressing strand*. PCI Journal, January-February 1992, 37(1), strony 66-73.
- [57] **Cousins T. E., Francis L. H., Stallings J. M. i Gopu V. 1993.** *Spacing and concrete cover requirements for epoxy-coated prestressing strand in unconfined sections*. PCI Journal, September-October 1993, 38(5), strony 76-84.
- [58] **Cousins T. E., Johnston D. W. i Zia P. 1990.** *Transfer and development length of epoxy coated and uncoated prestressing strand*. PCI Journal, July-August 1990, 35(4), strony 92-103.
- [59] **Cousins T. E., Johnston D. W. i Zia P. 1990.** *Transfer length of epoxy-coated prestressing strand*. ACI Materials Journal, 1990, 87(3), strony 193-203.
- [60] **Cousins T. E., Stallings J. M. i Simmons M. B. 1994.** *Reduced strand spacing in pretensioned, prestressed members*. ACI Structural Journal, 1994, 91(3), strony 277-286.
- [61] **CSA-A23.3-04. 2010.** *Design of concrete structures, 5th edition*. Ontario: Canadian Standards Association, 2010.
- [62] **Czaja P., Hydzik J. i Wałach D. 2009.** *Ekonomiczne aspekty stosowania betonu wysokowartościowego w budownictwie podziemnym*. Górnictwo i Geoinżynieria, 2009, 33(3/1), strony 121-131.
- [63] **Deathearge J. H. i Burdette E. G. 1991.** *Development length and lateral spacing requirements of prestressing strand for prestressed concrete bridge products*. Knoxville: PCI Report, Transportation Center, University of Tennessee, 1991.
- [64] **Deathearge J. H., Burdette E. G. i Chew C. K. 1994.** *Development length and lateral spacing requirements of prestressing strand for prestressed concrete bridge girders*. PCI Journal, January-February 1994, 39(1), strony 70-83.
-

-
- [65] **Den Uijl J. A. 1992.** *Bond and splitting action of prestressing strand.* International Conference Bond in Concrete, Riga, October 1992, strony 79-88.
- [66] **Den Uijl J. A. 1998.** *Bond modelling of prestressing strand.* ACI Spring Convention, Seattle, Washington, ACI SP-180, April 1998, strony 145-169.
- [67] **Den Uijl J. A. 1995.** *High performance concrete in the prefab industry. Part 3: Transmission length of prestressing strand (in Dutch).* Delft: Technical University Delft, Stevin Report 25.5-95-5, 1995.
- [68] **Den Uijl J. A. 1992.** *Relation between draw-in and transmission length in pretensioned concrete members cut off by sawing.* Delft: Technical University Delft, Progress in Concrete Research, 1992, 3, strony 89-107.
- [69] **DIANA.** *User's manual: Finite element analysis.* TNO DIANA, Delft.
- [70] **Dill J. C. 2000.** *Development length of 0,6 inch diameter prestressing strand in high performance concrete.* Georgia: Georgia Institute of Technology, 2000.
- [71] **Domagała L. i Urban M. 2003.** *Betony samozagęszczalne - poszerzenie możliwości technologii betonu.* Czasopismo techniczne NOT, 2003, 123, strony 98-101.
- [72] **Dörr K. 1980.** *Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens.* PhD thesis, University of Darmstadt, 1980.
- [73] **Dyba M. 2011.** *Design for shear of flexural pretensioned elements in reference to codes: PN-EN 1992-1-1:2008 and ACI 318-08:2008.* 13th Professional Conference of Postgraduate Students – Juniorstav, Brno University of Technology, CD, 2011.
- [74] **Dyba M. 2014.** *Długość transmisji w strunobetonowych belkach z betonu wysokowartościowego.* Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2014. Wiedza i eksperymenty w budownictwie. strony 271-278.
- [75] **Dybeł P. i Furtak K. 2014.** *Ocena wpływu konsystencji mieszanki betonowej na przyczepność betonów wysokowartościowych do prętów zbrojenia.* Inżynieria i Budownictwo, 1 2014.
- [76] **Dybeł P. 2012.** *Wpływ składu i właściwości betonów wysokowartościowych na przyczepność do stalowych prętów zbrojeniowych.* Praca doktorska, Kraków: Politechnika Krakowska, 2012.
- [77] **ElBatanouny M. K. i Ziehl P. H. 2012.** *Determining slipping stress of prestressing strands in confined sections.* ACI Structural Journal, November-December 2012, strony 767-776.
- [78] **Elzanaty A. H., Nilson A. H. i Slate F. O. 1986.** *Shear capacity of prestressed concrete beams using high-strength concrete.* ACI Structural Journal, March-April 1986, 83(2), strony 359-368.
- [79] **fib Bulletin 10. 2000.** *Bond of reinforcement in concrete.* State of art. Report, FIB, August 2000.
- [80] **Flaga K. i Mierzwa J. 1992.** *Betony o dużej trwałości i wysokiej wytrzymałości (HSC), jako realizacja nowej materiałowo-technologicznej koncepcji kompozytu konstrukcyjnego.* Przegląd budowlany, 8-9 1992.
- [81] **Flaga K. 1995.** *Refleksje na temat zastosowania betonów wysokowartościowych w Polsce.* Przegląd budowlany. 6 1995.
- [82] **Gan Y. 2000.** *Bond stress and slip modeling in nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures.* MSc thesis. University of Toronto, National Library of Canada. 2000.
- [83] **Giergiec Z. 2013.** *Cement, kruszywa, beton - rodzaje, właściwości, zastosowanie.* Chorula: Góraźdże, 2013.
- [84] **Girgis A. F. M. i Tuan C. Y. 2004.** *Bond strength of self-consolidating concrete for prestressed concrete applications.* Lincoln: Nebraska Department of Roads, 2004.
- [85] **Girgis A. F. M. i Tuan C. Y. 2005.** *Bond strength and transfer length of pretensioned bridge girders cast with self-consolidating concrete.* PCI Journal, November-December 2005, strony 72-87.
- [86] **Gromysz K. 2004.** *Naprężenia przyczepności a długość zakotwienia prętów zbrojeniowych.* Inżynieria i budownictwo, Grudzień 2004, strony 643-649.
- [87] **Hamad B. i Itani M. 1998.** *Bond strength of reinforcement in high-performance concrete: The role of silica fume, casting position and superplasticizer dosage.* ACI Materials Journal, 1998, 95(5).
- [88] **Hamilton H. R., G. Llanos i Ross B. E. 2008.** *Shear performance of existing prestressed concrete bridge girders.* Gainesville: University of Florida, Report No. BD 545-56, 2008.
-

-
- [89] **Hanson N. W. i Kaar P. H. 1959.** *Flexural bond tests of pretensioned prestressed beams.* ACI Journal, 1959, 56(1), strony 783-802.
- [90] **Hartman D. L., Breen J. E. i Kreger M. E. 1988.** *Shear capacity of high strength prestressed concrete girders.* Austin: Center of Transportation Research, University of Texas, 1988.
- [91] **Hawkins N. M. i Kuchma D.A. 2007.** *Application of LFRD bridge design specifications to high-strength concrete: shear provisions.* Washington: Transportation Research Board, National Research Council, NCHRP Report 579, 2007.
- [92] **Heckmann C. P. 2008.** *Effects of increasing the allowable compressive stress at release on the shear strength of prestressed concrete girders.* MSc Thesis, Austin: University of Texas, 2008.
- [93] **Heckmann C. P. i Bayrak O. 2008.** *Effects of increasing the allowable compressive stress at release on the shear strength of prestressed concrete girders.* Austin : Center for Transportation Research, University of Texas, Report No. 0-5197-3, 2008
- [94] **Hegger J. i Bertram G. 2010.** *Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC – teil 1: Versuche zur verbundfestigkeit und übertragungslänge.* Beton und Stahlbeton, 2010, 105(6), strony 379-389.
- [95] **Horia C., Magureanu C. i Roxana B. 2013.** *Behaviour of reinforced high strength concrete beams in shear.* Cluj-Napoca, Rumunia : UTPRESS, 2013. Tradition and innovation - 60 years of civil engineering higher education in transilvania, strony 127-129.
- [96] **Hovell, C. G., Avendano A., Dunkman D., Moore A. M., Bayrak O. i Jirsa J. O. 2010.** *Behavior of texas U-beams and box-beams at prestress transfer and under shear loads.* Austin: Center of Transportation Research, University of Texas, 2010.
- [97] **Hsu T. T. C., Laskar A. i Mo Y. L. 2010.** *Shear strength of prestressed concrete beams part 2: comparison with ACI and AASHTO provisions.* ACI Structural Journal, May-June 2010, strony 340-345.
- [98] **Hueste M. B. D., Chomprea P., Trejo D., Cline D. B. H. i Keating P. B. 2004.** *Mechanical properties of high-strength concrete for prestressed members.* ACI Structural Journal, July-August 2004, strony 457-465.
- [99] **Instrukcja ITB 194/98. 1998.** *Badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonywanych w formach.* Warszawa : ITB, 1998.
- [100] **Janney J. R. 1954.** *Nature of bond in pre-tensioned prestressed concrete.* ACI Journal, 1954, 50(9), strony 717-736.
- [101] **Janney J. R. 1963.** *Report of stress transfer length studies on 270 k prestressing strand.* PCI Journal, 1963, 8(1), strony 41-45.
- [102] **Jaromska E. 2014.** *Badania przyczepności betonu wysokiej wytrzymałości do splotów sprężających.* Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2014, Wiedza i eksperymenty w budownictwie, strony 287-298.
- [103] **Jasiczak J. i Janiszewski D. 2003.** *Wczesny skurcz betonu modyfikowanego domieszkami.* V Sympozjum Naukowo-Techniczne: Reologia w technologii betonu. Gliwice, 2003, strony 59-72.
- [104] **Jasiczak J. i Mikołajczyk P. 1997.** *Technologia betonu modyfikowanego domieszkami i dodatkami: przegląd tendencji krajowych i zagranicznych.* Poznań: Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 1997, stron 164.
- [105] **Jasiczak J., Wdowska A. i Rudnicki T. 2008.** *Betony ultrawysokowartościowe.* Kraków: Polski Cement, 2008.
- [106] **Jeanty P. R., Mitchell D. i Mirza M. S. 1988.** *Investigation of "top bar" effects in beams.* ACI Structural Journal, 1988, 85(3), strony 251-257.
- [107] **Jiang X. 2013.** *Bond performace of high-capacity strands in high strength concrete.* PhD thesis, University of Tennessee, Knoxville, 2013.
- [108] **Jirsa O., Breen J. E., Luke J. J. i Hanad B. S. 1982.** *Effects of casting position on bond.* Proceedings, International Conference Bond in Concrete Paisley, Scotland, June 1982, strony 300-306.
- [109] **Kaar P. H., LaFraugh R. W. i Mass M. A. 1963.** *Influence of concrete strength on strand transfer length.* PCI Journal, 1963, 8(5), strony 47-67.
-

-
- [110] **Kahn L. F. i Mitchell A. D. 2002.** *Shear friction test with high-strength concrete.* ACI Structural Journal, 2002, 99(1), strony 98-103.
- [111] **Kahn L. F., Dill J. C. i Reutlinger C. G. 2002.** *Transfer and development length of 15-mm strand in high performance concrete girders.* Journal of Structural Engineering, July 2002, strony 913-921.
- [112] **Kamińska M. E. 1999.** *Doświadczalne badania żelbetowych elementów prętowych z betonu wysokiej wytrzymałości.* Łódź: Katedra Budownictwa Betonowego PŁ, 1999. Zeszyt nr 8.
- [113] **Kaszyńska M. 2002.** *BWW: możliwości, cechy, zastosowania.* XVII Ogólnopolska Konferencja: Warsztaty pracy projektanta konstrukcji, Ustroń, 2002.
- [114] **Kaufman M. K. i Ramirez J. A. 1987.** *Re-evaluation of the ultimate shear behavior of high-strength concrete prestressed I-beams.* ACI Structural Journal, May-June 1987, 85(3), strony 295-303.
- [115] **Kim Y. H., Trejo D. i Hueste M. B. D. 2012.** *Bond performance in self-consolidating concrete pretensioned bridge girders.* ACI Structural Journal, November-December 2012, strony 755-765.
- [116] **Kimura H. i Jirsa J. 1992.** *Effects of bar deformation and concrete strength on bond of reinforcing steel to concrete.* Ryga: 1992.
- [117] **Knauff M., Golubińska A. i Knyziak P. 2009.** *Nośność na ścinanie i strefa zakotwienia w strunobetonie według Eurokodu 2.* Budownictwo, Nr 1052, z. 60, 2009, strony 65-79.
- [118] **Kose M. M. i Burkett W. R. 2005.** *Formulation of new development length equation for 0,6 in. prestressing strand.* PCI Journal, September-October 2005, 50(5), strony 96-105.
- [119] **Kucharska L. i Brandt A. M. 1993.** *Skład, technologia i właściwości mechaniczne betonów wysokowartościowych.* Inżynieria i budownictwo. 9 1993.
- [120] **Kucharska L. i Moczko M. 1994.** *Influence of silica fume on the rheological properties of the matrices of high-performance concretes.* Advances in Cement Research. 1994, 6(24), strony 139-145.
- [121] **Labonte T. i Hamilton H. R. 2005.** *Self-consolidating concrete (SCC) structural investigation.* Miami: University of Florida, 2005.
- [122] **Lane S. H. 1998.** *A new development length equation for pretensioned strands in bridge beams and piles.* McLean: Federal Highway Administration, 1998.
- [123] **Langefeld D. P. 2012.** *Anchorage-controlled shear capacity of prestressed concrete bridge girders.* MSc thesis, Austin: University of Texas, 2012.
- [124] **Larson K. H., Peterman R. J. i Esmaily A. 2007.** *Bond characteristics of self-consolidating concrete for prestressed bridge girders.* PCI Journal, 52(4), 2007.
- [125] **Laskar A., Hsu T. T. C. i Mo Y. L. 2010.** *Shear strength of prestressed concrete beams part 1: experiments and shear equations.* ACI Structural Journal, May-June 2010, strony 330-339.
- [126] **Lee J. Y. i Hwang H. B. 2010.** *Maximum shear reinforcement of reinforced concrete beams.* ACI Structural Journal, September-October 2010, strony 580-588.
- [127] **Lettow S. 2004.** *The simulation of bond between concrete and reinforcement in nonlinear three-dimensional finite element analysis.* In: Proceedings of the 5th International PhD Symposium in Civil Engineering. Volume 2. Eds.: J. Walraven, J. Blaauwendraad, T. Scarpas, B.: Snijder. Delft, The Netherlands: A. A. Balkema Publishers, 2004, strony 757-764.
- [128] **Lim S. N., Choi Y. C., Oh B. H., Kim J. S., Shin S. i Lee M. K. 2013.** *Bond characteristics and transfer length of prestressing strand in pretensioned concrete structures.* In: Proceedings of the VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-8. Toledo, Spain 10-14 March 2013, stron 8.
- [129] **Loflin B. J. 2008.** *Bond and material properties of grade 270 and grade 300 prestressing strands.* Blacksburg: Virginia Tech, 2008.
- [130] **Logan D. R. 1997.** *Acceptance criteria for bond quality of strand for pretensioned prestressed concrete applications.* PCI Journal, March-April 1997, 42(2), strony 52-90.
- [131] **Losberg A. i Olsson P. 1979.** *Bond failure of deformed reinforcing bars based on the longitudinal splitting effect of the bars.* ACI Journal, January 1979, 76, strony 5-18.
-

- [132] **Lybas J. M., Hoffman V. L. i Cook R. A. 2003.** *Effects of strand anchorage devices on shear strength of pretensioned concrete beams.* PCI Journal, November-December 2003, strony 106-115.
- [133] **Łapko A. i Baj A. 2012.** *Projektowanie strefy podporowej w elementach strunobetonowych według Model Code 2010.* Inżynieria i budownictwo, Październik 2012, strony 541-544.
- [134] **Łapko A. 2003.** *Wymiarowanie pryzmatycznych zginanych elementów żelbetowych z betonów wysokowartościowych.* Inżynieria i budownictwo, Grudzień 2003, strony 698-702.
- [135] **Ma Z. J., Tadros M. K. i Baishya M. 2000.** *Shear behavior of pretensioned high-strength concrete bridge I-girders.* ACI Structural Journal, January-February 2000, 97(1), strony 185-192.
- [136] **MacGregor J. G. i Hanson J. M. 1969.** *Proposed changes in shear provisions for reinforced and prestressed concrete beams.* ACI Journal, 1969, 66(4), strony 276-288.
- [137] **Marshall W. T. i Mattock A. H. 1962.** *Control of horizontal cracking in the ends of pretensioned prestressed concrete girders.* PCI Journal, October 1962, 7(10), strony 56-74.
- [138] **Marti-Vargas J. R., Arbelaez C., Serna-Ros P. i Castro-Bugallo C. 2007.** *Reliability of transfer length estimation from strand end slip.* ACI Structural Journal, 2007, 104(4), strony 487-494.
- [139] **Marti-Vargas J. R., Fernandez-Prada M. A., Arbelaez C. A., Serna-Ros P. i Miguel-Sosa P. F. 2006.** *Transfer and development lengths of concentrically prestressed concrete.* PCI Journal, September-October 2006, strony 74-85.
- [140] **Mata L. A. 2004.** *Implementation od self-consolidating concrete (SCC) for prestressed concrete girders.* MSc thesis, Raleigh: North Carolina State University, 2004.
- [141] **Mattock A. H. 2001.** *Shear friction and high-strength concrete.* ACI Structural Journal, 2001, 98(1), strony 50-59.
- [142] **Meyer K. F i Kahn L. F. 2004.** *Transfer and development length of 0,6-inch strand in high strength lightweight concrete.* ACI Special Publication, January 2004, 218, strony 9-28.
- [143] **Mianowski K. M. 1971.** *Zagadnienie siły poprzecznej w belkach strunobetonowych.* Warszawa: PWN, 1971.
- [144] **Midas FEA.** *Manual: Analysis and algorithm mdas FEA, advanced nonlinear and detail analysis program.* Midas IT.
- [145] **Mikoś J. 1992.** *Technologia betonów wysokiej wytrzymałości.* Przegląd budowlany, 8-9 1992, strony 355-358.
- [146] **Mindess S., Young J. F. i Darwin D. 2003.** *Concrete.* Upper Saddle River: Prentice Hall, Pearson Education, 2003.
- [147] **Mitchell D., Cook W. D., Khan A. A. i Tham T. 1993.** *Influence of high strength concrete on transfer and development length of pretensioned strand.* PCI Journal, 1993, 38(3), strony 52-66.
- [148] **Model Code 1990.** *CEB Bulletin d'Information 1993.* London: CEB-FIP, 1993.
- [149] **Model Code 2010.** fib Bulletin 65 – Final draft volume 1, International Federation for Structural Concrete (fib) Lausanne, Switzerland, March 2012.
- [150] **Model Code 2010.** fib Bulletin 66 – Final draft volume 2, International Federation for Structural Concrete (fib) Lausanne, Switzerland, March 2012
- [151] **Moore A. M. 2010.** *Shear behavior of prestressed concrete U-beams.* MSc thesis, Austin: University of Texas, 2010.
- [152] **Mossakowski P. i Radomski W. 2010.** *Przyczepność zbrojenia stalowego oraz zbrojenia z taśm i prętów niemetalicznych do betonów konstrukcyjnych z popoętami fluidalnymi.* Warszawa: IPPT, 2010.
- [153] **Mote J. 2001.** *Bond mechanics of steel prestressing strand.* Norman Oklahoma: University of Oklahoma, 2001.
- [154] **Myers J. J., Volz J. S., Sells E., Porterfield K., Looney T., Tucker B. i Holman K. 2012.** *Self-consolidating concrete (SCC) for infrastructure elements. Repot B - Bond, transfer length and development length of prestressing strand.* Jefferson City: Missouri Department of Transportation, Report TRyy 1103, 2012.

-
- [155] **Myers J. J., Volz J. S., Sells E., Porterfield K., Looney T., Tucker B. i Holman K. 2012.** *Self-consolidating concrete (SCC) for infrastructure elements: Report E – hardened mechanical properties and durability performance*. Rolla: Missouri Department of Transportation, Report E, TRyy103, 2012.
- [156] **Myers J. J., Volz J. S., Sells E., Porterfield K., Looney T., Tucker B. i Holman K. 2012.** *Self-consolidating concrete (SCC) for infrastructure elements*. Rolla: Missouri Department of Transportation, Final Report TRyy1103, 2012.
- [157] **Naaman A. E. 2004.** *Prestressed concrete analysis and design: fundamentals*. Michigan: Techno Press, 2004.
- [158] **Nakamura E. 2011.** *Shear database for prestressed concrete members*. Austin: University of Texas, 2011.
- [159] **Nakamura E., Avendaño A. R. i Bayrak O. 2013.** *Shear database for prestressed concrete members*. ACI Structural Journal, November-December 2013, strony 909-918.
- [160] **Nawy E. G. 1996.** *Prestressed concrete: a fundamental approach*. New Jersey: Prentice-Hall, 1996.
- [161] **Neville A. M. 2012.** *Właściwości betonu*. Kraków: Polski Cement, 2012.
- [162] **Ngab A. S., Nilson A. H. i Slate F.O. 1981.** *Shrinkage and creep of high strength concrete*. ACI Journal, July-August 1981, 78(4), strony 255-261.
- [163] **Nilson A. H. 1972.** *Internal measurement of bond slip*. ACI Journal, July 1972.
- [164] **Noakowski P. 1984.** *Die berechnung von stahlbetonscheiben bei zwangbeanspruchung infolge temperatur*. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, 1978, strony 296.
- [165] **Nocuń-Wczelik W. 2005.** *Pył krzemionkowy - właściwości i zastosowanie w betonie*. Kraków: Polski Cement, 2005.
- [166] **Noppakunwijai P., Jongpitakseel N., Ma Z., Yehia S. A. i Tadros M. K. 2002.** *Pullout capacity of non-prestressed bent strands for prestressed concrete girders*. PCI Journal, July-August 2002, strony 90-103.
- [167] **Nunnally L. 2005.** *Shear behavior of prestressed self-consolidating concrete bulb-tee beams*. Virginia: University of Virginia, 2005.
- [168] **Oh B. H. i Kim E. S. 2000.** *Realistic evaluation of transfer lengths in pretensioned, prestressed concrete members*. ACI Structural Journal, May-June 2000, 97(6), strony 821-830.
- [169] **Oh B. H., Lim S. N., Lee M. K. i Yoo S. W. 2014.** *Analysis and prediction of transfer length in pretensioned, prestressed concrete members*. ACI Structural Journal, May-June 2014, strony 549-559.
- [170] **Okamura H. i Ouchi M. 2003.** *Self-compacting concrete*. Journal of Advanced Concrete Technology, April 2003, 1(1), strony 5-15.
- [171] **Oleśniewicz A. 1975.** *Statistical evaluation of transmission length of strand*. Research and Design Centre for Industrial Building BISTYP, Warszawa, 1975.
- [172] **Ozbakkaloglu T. i Saatcioglu M. 2004.** *Rectangular stress block for high-strength concrete*. ACI Structural Journal, July-August 2004, strony 475-483.
- [173] **Ozcebe G., Ersoy S. i Tankut T. 1999.** *Evaluation of minimum shear reinforcement requirements for higher strength concrete*. ACI Structural Journal, May-June 1999, 96(3), strony 361-369.
- [174] **Östlund L. 1963.** *Influence of covering layer by deformed bars (Ks-steel) on the splitting risk*. Sweden, 1963.
- [175] **Park H. i Cho J. Y. 2014.** *Bond-slip-strain relationship in transfer zone of pretensioned concrete elements*. ACI Structural Journal, May-June 2014, strony 503-513.
- [176] **Park H., Din Z. U. i Cho J. Y. 2012.** *Methodological aspects in measurement of strand transfer length in pretensioned concrete*. ACI Structural Journal, September-October 2012, strony 625-632.
- [177] **Perteson B. 2001.** *A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete*. Cement and Concrete Research, February 2001, 31(2), strony 193-198.
- [178] **Peterman R. J. 2007.** *The effects of as-cast depth and concrete fluidity on strand bond*. PCI Journal, May-June 2007, 52(3), strony 72-101.
-

-
- [179] **Petrou M. F., Wan B., Joiner W. S., Trezos C. G. i Harries K. A. 2000.** *Excessive strand end splice length for strand/reinforcement in high-strength concrete.* ACI Structural Journal, September-October 2000, 97(5), strony 774-782.
- [180] **Pędziwiatr J. 2007.** *Podstawowe zagadnienia przyczepności stali i betonów w elementach żelbetowych.* Wrocław: Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, 2007.
- [181] **PN-EN 12350-1:2011.** *Badania mieszanki betonowej. Część 1: Pobieranie próbek.* Warszawa : PKN, 2011.
- [182] **PN-EN 12350-10:2012.** *Badania mieszanki betonowej. Część 10: Beton samozagęszczalny. Badanie metodą L-pojemnika.* Warszawa: PKN, 2012.
- [183] **PN-EN 12350-11:2012.** *Badania mieszanki betonowej. Część 11: Beton samozagęszczalny. Badanie segregacji sitowej.* Warszawa: PKN, 2012.
- [184] **PN-EN 12350-12:2012.** *Badania mieszanki betonowej. Część 9: Beton samozagęszczalny. Badanie metodą J-pierścienia.* Warszawa: PKN, 2012.
- [185] **PN-EN 12350-2:2011.** *Badania mieszanki betonowej. Część 2: Badania konsystencji metodą opadu stożka.* Warszawa: PKN, 2011.
- [186] **PN-EN 12350-5:2011.** *Badania mieszanki betonowej. Część 5: Badanie konsystencji metodą stolika rozplwowego.* Warszawa: PKN, 2011.
- [187] **PN-EN 12350-8:2012.** *Badania mieszanki betonowej. Część 8: Beton samozagęszczalny. Badanie metodą rozplwyu stożka.* Warszawa: PKN, 2012.
- [188] **PN-EN 12350-9:2012.** *Badania mieszanki betonowej. Część 9: Beton samozagęszczalny. Badanie metodą V-lejka.* Warszawa: PKN, 2012.
- [189] **PN-EN 12390-1:2013-03.** *Badania betonu. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badań i form.* Warszawa: PKN, 2013.
- [190] **PN-EN 12390-2:2011.** *Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.* Warszawa: PKN, 2011.
- [191] **PN-EN 12390-3:2011.** *Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.* Warszawa: PKN, 2011.
- [192] **PN-EN 12390-5:2011.** *Badania betonu. Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badania.* Warszawa: PKN, 2011.
- [193] **PN-EN 12390-6:2011.** *Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badań.* Warszawa: PKN, 2011.
- [194] **PN-EN 13412:2008.** *Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań: Oznaczanie modułu sprężystości przy ściskaniu.* Warszawa: PKN, 2008.
- [195] **PN-EN 1992-1-1:2008.** *Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.* Warszawa: PKN, 2008.
- [196] **PN-EN 206:2014-04.** *Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.* Warszawa: PKN, 2014.
- [197] **PN-EN 206-1:2003P-ERRATA.** *Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.* Warszawa: PKN, 2003.
- [198] **PN-EN 206-9:2010.** *Beton. Część 9: Dodatkowe zasady dotyczące betonu samozagęszczalnego (SCC).* Warszawa: PKN, 2010.
- [199] **PN-EN 933-1:2012.** *Badania geometycznych właściwości kruszyw. Część 1: Oznaczenia składu ziarnowego. Metoda przesiewania.* Warszawa: PKN, 2012.
- [200] **PN-EN ISO 15630-3:2011.** *Stal do zbrojenia i sprężania betonu. Metody badań. Część 3: Stal do sprężania.* Warszawa: PKN, 2011.
- [201] **PN-EN ISO 6892-1:2010.** *Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej.* Warszawa: PKN, 2010.
- [202] **Pozolo A. M. i Andrawes B. 2011.** *Transfer length in prestressed self-consolidating concrete box and I-girders.* ACI Structural Journal. May-June 2011, 108(3), strony 341-349.
-

-
- [203] **Radomski W. 1993.** *Niektóre problemy obliczeniowo-teoretyczne i techniczne związane z zastosowaniem betonu wysokiej wytrzymałości.* Inżynieria i budownictwo, 9 1993.
- [204] **Raymond K. K., Bruce R. N. i Roller J. J. 2005.** *Shear behavior of HPC bulb-tee girders.* American Concrete Institute (ACI), Seventh International Symposium on the Utilization of high-strength/high-performance concrete, 2005, strony 705-722.
- [205] **Rehm, G. 1961.** *Über die Grundlagen des Verbund Zwischen Stahl und Beton.* Heft 138, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1961.
- [206] **Reineck K. H., Kuchma D. A., Kim K. S. i Marx S. 2003.** *Shear database for reinforced concrete members without shear reinforcement.* ACI Structural Journal, March-April 2003, 100(2), strony 240-249.
- [207] **RILEM/CEP/FIP. 1983.** *Technical recommendations for testing and use of construction materials.* Spon, UK: E&FN, 1983.
- [208] **Roller J. J., Martin B. T., Russell H.G. i Bruce R. N. 1993.** *Performance of prestressed high strength concrete bridge girders.* PCI Journal, 1993, strony 34-45.
- [209] **Roller J. J. i Russell H. G. 1990.** *Shear strength of high-strength concrete beams with web reinforcement.* ACI Structural Journal, March-April 1990, 87(2), strony 191-198.
- [210] **Rose D. R. i Russell B. W. 1997.** *Investigation of standardized tests to measure the bond performance of prestressing strand.* PCI Journal, 1997, 42(4), strony 56-80.
- [211] **Runzell B., Shield C. i French C. W. 2007.** *Shear capacity of prestressed concrete beams.* Minneapolis: University of Minnesota, Report No. MN/RC 2007-47, 2007.
- [212] **Russell B. W. 1994.** *Impact of high strength concrete on the design and construction of pretensioned girder bridges.* Journal of Structural Engineering, July-August 1994, strony 76-89.
- [213] **Russell B. W. i Burns N. H. 1993.** *Design guidelines for transfer, development and debonding of large diameter seven wire strands in pretensioned concrete girders.* Austin: University of Texas, Report No. 1210-5F, 1993.
- [214] **Russell B. W. i Burns N. H. 1996.** *Measured transfer lengths of 0,5 and 0,6 in. strands in pretensioned concrete.* PCI Journal, September-October 1996, strony 44-65.
- [215] **Russell B. W. i Burns N. H. 1997.** *Measured transfer lengths on pretensioned concrete elements.* Journal of Structural Engineering, May 1997, strony 541-549.
- [216] **Russell B. W., Burns N. H. i Kreger M. 1991.** *Measurement of transfer length on prestressing strands in prestressed concrete specimens.* Austin: Texas State Department of Highways and Public Transport, Report No. FHWA/TX-91+1210-1, 1991.
- [217] **Schnittker B. i Bayrak O. 2008.** *Allowable compressive stress at prestress transfer.* Austin: Center for Transportation Research, University of Texas, Report No. 0-5197-4, 2008.
- [218] **Seruga A. 1995.** *Ocena doświadczalna przyczepności betonu do prętów zbrojeniowych chronionych żywicą epoksydową.* Inżynieria i budownictwo, 7-8 1995, strony 382-384.
- [219] **Seruga A. i Jaromska E. 2012.** *Długość transmisji siły sprężającej w płytowych elementach strunobetonowych.* Czasopismo Techniczne, 4-B 2012, 109(21), strony 75-102.
- [220] **Seruga A., Kańka S. i Lisowicz T. 2012.** *Moduł sprężystości betonów na kruszywie granitowym w świetle badań doświadczalnych.* Czasopismo Techniczne, 4-B 2012, 109(21), strony 103-117.
- [221] **Shafaie J., Hosseini A. i Marefat M. S. 2009.** *3D finite element modelling of bond-slip between rebar and concrete in pull-out test.* The 3rd International Conference on Concrete and Development, Teheran, 2009, strony 403-413.
- [222] **Shahawy M. A. i Batchelor B. 1991.** *Bond and shear behavior of prestressed AASHTO type II beams.* Gainesville: Structural Research Center, Florida Department of Transportation, Progress report No. 1, 1991.
- [223] **Shahawy M. A. i Batchelor B. 1996.** *Shear behavior of full-scale prestressed concrete girders: comparison between AASHTO specifications and LRFD code.* PCI Journal, May-June 1996, 41(3), strony 48-62.
- [224] **Shahawy M. A. i Chun S. C. 1999.** *A new approach to shear design of prestressed concrete members.* PCI Journal, July-August 1999, strony 92-117.
-

-
- [225] **Shahawy M. A. i Chun S. C. 2001.** *Enhancement of the performance of prestressed concrete girders using strand anchorage.* PCI Journal, September-October 2001, strony 82-96.
- [226] **Shahawy M. A., Issa M. i Batchelor B. D. 1992.** *Strand transfer lengths in full scale AASHTO prestressed concrete girders.* PCI Journal, May-June 1992, 37(3), strony 84-96.
- [227] **Smarzewski P. i Stolarski A. 2007, 54(1).** *Badanie i wyznaczanie naprężeń przyczepności betonu do stali zbrojeniowej.* Biuletyn WAT, 2007, 54(1), strony 7-24.
- [228] **Sneed L. H. i Ramirez J. A. 2010.** *Influence of effective depth on shear strength of concrete beams - experimental study.* ACI Structural Journal, September-October 2010, strony 554-562.
- [229] **Soretz S. i Holzenbein H. 1979.** *Influence of rib dimension of reinforcing bars on bond and bendability.* January 1979, ACI Journal - Symposium Paper.
- [230] **Staton B. W., Do N. H., Ruiz E. D. i Hale W. M. 2009.** *Transfer lengths of prestressed beams cast with self-consolidating concrete.* PCI Journal, Spring 2009, strony 64-83.
- [231] **Stocker M. F. i Sozen M. A. 1969.** *Investigation of prestressed reinforced concrete for highway bridges. Part VI: Bond characteristics of prestressing strand.* University of Illinois. Structural Research Series No. 344, 1969.
- [232] **Stroeven P. i De Wind G. 1982.** *Structural and mechanical aspects of debonding of a steel bar from cementitious matrix.* Bond in Concrete. Applied Science Publishers, 1982, strony 40-50.
- [233] **Sun S., Kuchma D. A. i Kim K. S. 2009.** *Analysis of photographically measured crack development from shear tests on large bridge girders.* PCI Journal, Summer 2009, strony 81-98.
- [234] **Szwabowski J. i Gołaszewski J. 2010.** *Technologia betonu samozagęszczalnego.* Kraków: Polski Cement, 2010.
- [235] **Szwabowski J. i Śliwiński J. 2003.** *Betony samozagęszczalne.* Budownictwo, technologia, architektura, 2003 (22)2, strony 42-47.
- [236] **Şener S. 1997.** *Size effect tests of high strength concrete.* Journal of Materials in Civil Engineering, February 1997, strony 46-48.
- [237] **Śliwiński J. 1996.** *Projektowanie składu betonu zwykłego. Część II: Doświadczalna iteracyjna metoda kolejnych przybliżeń.* Cement-Wapno-Beton, 3 1996, strony 106-109.
- [238] **Śliwiński J. 2003.** *Zasady projektowania składu betonów wysokowartościowych.* Cement-Wapno-Beton, 6 2003.
- [239] **Tabatabai H. i Dickson T. 1993.** *The history of the prestressing strand development length equation.* PCI Journal, November-December 1993, strony 64-75.
- [240] **Tassi G. i Erdélyi L. 1984.** *The time dependent change of the transmission length in prestressed pretensioned members.* Rilem Symposium on Long-Term Observation of Concrete Structures. Budapest, 1984.
- [241] **Tepfers R. 1973.** *A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars.* PhD thesis, Goteborg: Chalmers University of Technology, 1973.
- [242] **Tepfers R. 1979.** *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars.* Magazine of Concrete Research, February 1979, 31(160), strony 3-12.
- [243] **Thompson M. K., Zielh M. J., Jirsa O. i Breen J. E. 2005.** *CCT nodes anchored by headed bars - part 1: behavior of nodes.* ACI Structural Journal, November-December 2005, strony 808-815.
- [244] **Thompson M. K., Jirsa J. O. i Breen J. E. 2006.** *CCT nodes anchored by headed bars - part 2: capacity of nodes.* ACI Structural Journal, January-February 2006, strony 65-73.
- [245] **Tuan C. Y., Yehia S. A., Jungpitaksseel N. i Tadros M. K. 2004.** *End zone reinforcement for pretensioned concrete girders.* PCI Journal, 2004, 49(3), strony 68-82.
- [246] **Ubysz A., Bayat H., i Nazari B. 2011.** *Odkształcenia i naprężenia resztkowe w belkach z betonu o wysokiej wytrzymałości. W Konstrukcje betonowe: badania, projektowanie, naprawa i eksploatacja. End zone reinforcement for pretensioned concrete girders.* PCI Journal, 2004, 49(3), strony 68-82.
- [247] **Urban M. 2008.** *Reologiczne podstawy uzyskiwania betonów samozagęszczalnych o wysokiej wytrzymałości.* Cement-Wapno-Beton, 5 2008, 13(75), strony 241-253.
-

-
- [248] **Urban M. 2006.** *Samozagęszczalne betony wysokiej wytrzymałości.* Przegląd budowlany, 12 2006, strony 20-28.
- [249] **Vecchio F. J. 2000.** *Analysis of shear-critical reinforced concrete beams.* ACI Structural Journal, January-February 2000.
- [250] **Vecchio F. J. 2000.** *Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation.* Journal of Structural Engineering, September 2000, strony 1070-1077.
- [251] **Vecchio F. J. i Collins M. P. 1986.** *The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear.* ACI Journal, March-April 1986, strony 219-231.
- [252] **Vecchio F. J. i Emará M. B. 1992.** *Shear deformations in reinforced concrete frames.* ACI Structural Journal, January-February 1992, strony 46-56.
- [253] **Vecchio F. J. i Lai D. 2004.** *Crack shear-slip in reinforced concrete elements.* Journal of Advanced Concrete Technology, October 2004, strony 289-300.
- [254] **Vecchio F. J., Collins M. P. i Aspiotis J. 1994.** *High-strength concrete elements subjected to shear.* ACI Structural Journal, July-August 1994, strony 423-432.
- [255] **Wałach D., Szumiński A. i Dybeł P. 2012.** *The influence of specimens size on the deformational properties of high-performance concretes.* AGH Journal of Mining and Geoengineering, 2012, 36(1), strony 327-336.
- [256] **Wan B., Harries K. A. i Petrou M. F. 2002.** *Transfer length of strands in prestressed concrete piles.* ACI Structural Journal, September-October 2002, 99(5), strony 577-585.
- [257] **Wan B., Petrou M. F., Harries K. A. i Hussein A. A. 2002.** *Top bar effects in prestressed concrete piles.* ACI Structural Journal, March-April 2002, 99(2), strony 208-214.
- [258] **Weerasekera R. i Loov R. E. 1990.** *Prestress transfer length predicted by cohesive crack model.* In: *Micromechanics of failure of quasi-brittle materials.* Ed. Shah S. P., Swartz S. E., Wang M. L. Elsevier Applied Science, London, 1990, strony 417-426.
- [259] **Wolska-Kotańska C. 1996.** *Dodatki i domieszki do betonów wysokowartościowych.* Cement-Wapno-Beton, 1996, I/LXIII, 6, strony 216-220.
- [260] **Zia P. i Mostafa T. 1977.** *Development length of prestressing strands.* PCI Journal, September-October 1977, 22(5), strony 54-63.

Spis rysunków

Rys. 3.1.	Przekroje belek poddane badaniom [142]	21
Rys. 3.2.	Rysy ukośne rodzaju: I, IIA, IIB, IIC i III [142]	22
Rys. 3.3.	Schematy zniszczenia belek [142].....	24
Rys. 3.4.	Charakterystyka elementów z bazy po I etapie	29
Rys. 3.5.	Przekroje elementów z bazy poddanych analizie po III etapie.....	30
Rys. 3.6.	Sposób obciążenia elementów.....	31
Rys. 3.7.	Zniszczenie od ścinania przy współdziałaniu zginania [95].....	32
Rys. 3.8.	Zniszczenie od zmiężdżenia betonu w środku belki [122].....	32
Rys. 3.9.	Zniszczenie od zmiężdżenia betonu [91]	32
Rys. 3.10.	Zniszczenie od uplastycznienia zbrojenia poprzecznego [91].....	33
Rys. 3.11.	Zniszczenie od rozerwania połączenia środka z dolną półką przy zniszczeniu strefy zakotwienia cięgien [95]	33
Rys. 3.12.	Procentowa częstość występowania danego typu zniszczenia	33
Rys. 4.1.	Kryteria wytrzymałościowe dla betonów według różnych norm [144].....	48
Rys. 4.2.	Struktura stwardniałego betonu [103]	48
Rys. 4.3.	Porowatość betonu i jej związek z wytrzymałością [37].....	49
Rys. 4.4.	Przykłady wykresów σ - ε dla zaczynu cementowego, kruszywa i betonu: a) beton zwykły; b) BWB [119].....	50
Rys. 4.5.	Porównanie wybranych właściwości mechanicznych betonów zwykłych i BWB [118], gdzie: f_c – wytrzymałość na ściskanie, f_t – wytrzymałość na rozciąganie, E – moduł odkształcalności podłużnej, K_{IC} – współczynnik intensywności naprężeń, G_f – energia pęknięcia, C_f i L_0 – parametry określające rozmiary strefy mikrozarazowania wokół czubka rysy.	50
Rys. 4.6.	Badanie rozptyłu mieszanki [154]	57
Rys. 4.7.	Badanie metodą J-pierścienia [154]	58
Rys. 4.8.	Aparatura do badania metodą L-pojemnika [154].....	59
Rys. 4.9.	Kolumna segregacyjna [154].....	59
Rys. 4.10.	Relacja między gęstością a wytrzymałością betonu [12] [1 kip/ft ³ = 1602 kg/m ³ , 1 ksi = 6,895 MPa]	61
Rys. 4.11.	Typowy wykres naprężenie-odkształcenie dla betonu [145].....	63
Rys. 4.12.	Zależność naprężenie-odkształcenie dla betonów o różnych wytrzymałościach [147].....	65
Rys. 4.13.	Relacja między modułem sprężystości a wytrzymałością betonu [12] [1 ksi = 6,895 MPa].....	66
Rys. 4.14.	Skurcz BWB w różnych warunkach pielęgnacji: 1) bez pielęgnacji, 2) pielęgnacja wodą przez 7 dni, 3) pielęgnacja wodą przez 7 dni i uszczelnienie powierzchni betonu po tym czasie [7]	67
Rys. 4.15.	Relacja względnego współczynnika pęcznienia do względnej wytrzymałości dla próbek z betonu tradycyjnego i samozagęszczalnego osuszonych i uszczelnionych przed utratą wilgoci [7]	68
Rys. 5.1.	Schemat badań do wyznaczania naprężenia adhezji [179].....	71
Rys. 5.2.	Schemat badań do wyznaczania sił tarcia stal-beton [179]	71
Rys. 5.3.	Schemat rozkładu naprężeń przyczepności wzdłuż gładkiego pręta zbrojeniowego [227]	73
Rys. 5.4.	Przebieg zależności naprężeń przyczepności od przemieszczenia pręta ze stali zwykłej [78].....	73
Rys. 5.5.	Efekt Hoyerera (mechanizm klina).....	75
Rys. 5.6.	Rozkład naprężenia w gładkich sprężonych drutach [99] [1 ksi = 6,895 mpa, 1 cal = 25,4 mm]	79
Rys. 5.7.	Mechanizmy zachodzące w strefie transmisji siły sprężającej [213]	80
Rys. 5.8.	Ideowa zależność naprężenia przyczepności od poślizgu [78].....	81
Rys. 5.9.	Z lewej - podłużne odkształcenia na powierzchni betonu dla równomiernego rozkładu naprężenia na podstawie obliczeń MES. Z prawej – rozkład naprężeń przyczepności z nich wywnioskowany. Oba wykresy dla różnych stosunków długości transmisji do użytecznej wysokości przekroju (x/l_t) [65]	82

Rys. 5.10.	Modele pracy otuliny betonowej – Smarzewski i Stolarski [227]	85
Rys. 5.11.	Składowe przyczepności na długości transmisji [93]	90
Rys. 5.12.	Wpływ kierunku betonowania i ułożenia pręta na naprężenia przyczepności [204]	91
Rys. 5.13.	„Dobre” i „słabe” warunki przyczepności [194]	92
Rys. 5.14.	Podstawowa próba na zginanie „ <i>beam test</i> ”	93
Rys. 5.15.	Modele badań: a) „ <i>beam anchorage test</i> ”, b) „ <i>beam splice test</i> ”	94
Rys. 5.16.	Schemat badania „ <i>pull-out test</i> ”: a) badanie osiowe, b) badanie mimośrodowe	94
Rys. 5.17.	Różne schematy obciążenia próbek [179]	94
Rys. 5.18.	Schemat badania „ <i>lap test</i> ”	95
Rys. 5.19.	Badanie przyczepności osiowo osadzonego rozciąganego pręta „ <i>embedded-rod test</i> ” [227]	95
Rys. 5.20.	Rama badawcza dla badania przyczepności pod naciągiem [56]	96
Rys. 5.21.	Próbki betonowe do testu NASP oraz cylindry do badania wytrzymałości na ściskanie [153].....	97
Rys. 5.22.	Zależność obciążenia od przemieszczenia dla betonu HSC [153] [1 lb = 0,454 kg, 1 cal = 25,4 mm]	97
Rys. 5.23.	Zależność obciążenia od przemieszczenia dla betonu HSSCC [153] [1 lb = 0,454 kg, 1 cal = 25,4 mm]	97
Rys. 6.1.	Słupek świadek do badania betonu: a) geometria formy wraz z oznaczeniem poziomów betonowania (wymiar w mm), b) gotowy element	107
Rys. 6.2.	Pocięty słupek betonowy na kostki 160×160×(~160) mm do badań.....	107
Rys. 6.3.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC z receptury A zagęszczanego w 3 warstwach z uwzględnieniem wysokości betonowania A(*3): a) do 10 dni, b) do 90 dni	111
Rys. 6.4.	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSC z receptury A zagęszczanego w 3 warstwach z uwzględnieniem wysokości betonowania A(*3): a) do 10 dni, b) do 90 dni.....	111
Rys. 6.5.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC z receptury A zagęszczanego w 1 warstwie	113
Rys. 6.6.	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSC z receptury A zagęszczanego w 1 warstwie z uwzględnieniem wysokości betonowania A(*1): a) do 10 dni, b) do 90 dni.....	113
Rys. 6.7.	Średnia gęstość objętościowa betonu z receptury A zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) oraz w 1 warstwie A(*1) z uwzględnieniem wysokości betonowania	114
Rys. 6.8.	Średnia temperatura po 20÷22 godzinach dojrzewania betonu z receptury A zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) oraz w 1 warstwie A(*1) z uwzględnieniem wysokości betonowania	115
Rys. 6.9.	Badanie rozplywu mieszanki samozagęszczalnej.....	116
Rys. 6.10.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSSCC z receptury B z uwzględnieniem wysokości betonowania B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni.....	119
Rys. 6.11.	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSSCC z receptury B z uwzględnieniem wysokości betonowania B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni	119
Rys. 6.12.	Gęstość objętościowa betonu z receptury B z uwzględnieniem wysokości betonowania B(*)	120
Rys. 6.13.	Średnia temperatura po 20÷22 godzinach dojrzewania betonu z receptury B z uwzględnieniem wysokości betonowania B(*).....	121
Rys. 6.14.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie określonej na próbkach kostkowych 150×150×150 mm dla betonu według receptury A (HSC) i B (HSSCC): a) do 10 dni, b) do 90 dni.....	121
Rys. 6.15.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie określonej na próbkach walcowych $\phi 150 \times 300$ mm dla betonu według receptury A (HSC) i B (HSSCC): a) do 10 dni, b) do 90 dni.....	122
Rys. 6.16.	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie osiowe określonej na próbkach walcowych $\phi 150 \times 300$ mm dla betonu według receptury A (HSC) i B (HSSCC): a) do 10 dni, b) do 90 dni	122
Rys. 6.17.	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu określonej na kostkach 150×150×150 mm dla betonu według receptury A (HSC) i B (HSSCC): a) do 10 dni, b) do 90 dni.....	123
Rys. 6.18.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC określonej na próbkach sześciennych 150×150×150 mm a oraz próbkach 160×160×(~160) mm ciętych ze słupków pionowych zagęszczanych w 3 warstwach A(*3) i w 1 warstwie A(*1): a) do 10 dni, b) do 90 dni	124

Rys. 6.19.	Rozwój wytrzymałości betonu HSC na rozciąganie przy rozłupywaniu określonej na próbkach sześciennych 150×150×150 mm a oraz próbkach 160×160×(~160) mm ciętych ze słupków pionowych zagęszczanych w 3 warstwach A(*3) i w 1 warstwie A(*1): a) do 10 dni, b) do 90 dni	124
Rys. 6.20.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSSCC określonej na próbkach sześciennych 150×150×150 mm B oraz próbkach 160×160×(~160) mm ciętych ze słupków pionowych B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni	125
Rys. 6.21.	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie betonu HSSCC przy rozłupywaniu określonej na próbkach sześciennych 150×150×150 mm b oraz próbkach 160×160×(~160) mm ciętych ze słupków pionowych B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni	125
Rys. 6.22.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC z receptury A na elementach zagęszczanych w 3 warstwach A(*3), w 1 warstwie A(*1) oraz betonu HSSCC z receptury B na elementach B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni	126
Rys. 6.23.	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSC z receptury A na elementach zagęszczanych w 3 warstwach A(*3), w 1 warstwie A(*1) oraz betonu HSSCC z receptury B na elementach B(*): a) do 10 dni, b) do 90 dni.....	127
Rys. 6.24.	Przebieg badania: a) pomiar, b) zerwany pręt	127
Rys. 6.25.	Zależność siły od wydłużenia dla badanych prętów gładkich $\phi 16$ mm.....	129
Rys. 6.26.	Próbki przed i po badaniu.....	129
Rys. 6.27.	Oslabienie przekroju w miejscu zerwania	129
Rys. 6.28.	Przyjęta geometria splotu do badań.....	130
Rys. 6.29.	Przygotowanie próbek do badania	130
Rys. 6.30.	Przebieg badania splotu w maszynie – splot po zerwaniu.....	131
Rys. 6.31.	Zależność siły od wydłużenia dla badanych splotów sprężających $7\phi 5$ mm	132
Rys. 6.32.	Zerwane sploty	132
Rys. 6.33.	Mechanizm zerwania: a) widok splotu z boku, b) i c) czoło splotu w miejscu zerwania	132
Rys. 7.1.	Geometria form elementów typu I (kostek), II (belek) i III (słupków) wraz z oznaczeniem poziomów betonowania (wymiar w mm).....	135
Rys. 7.2.	Wymiary próbek do badań o różnych czynnych długościach przyczepności (wymiar w mm).....	135
Rys. 7.3.	Projekt koncepcyjny toru naciągowego – rzut z góry (wymiar w mm).....	136
Rys. 7.4.	Przygotowane sploty sprężające.....	137
Rys. 7.5.	Zamontowane sploty przy różnych długościach czynnych: a) 40 mm, b) 80 mm, c) 120 mm	138
Rys. 7.6.	Zabezpieczenie splotów przed przemieszczeniami podczas betonowania	138
Rys. 7.7.	Przygotowane formy z zamontowanymi splotami do betonowania	138
Rys. 7.8.	Zacisk plastyczny	139
Rys. 7.9.	Przygotowany tor naciągowy	139
Rys. 7.10.	Rejestracja siły sprężającej: a) czujnik (siłomierz HBM) i wzmacniacz pomiarowy, b) zapis komputerowy	139
Rys. 7.11.	Naciąg ciągien zestawem sprężającym (2 prasy, węże wysokociśnieniowe i agregat pompowy) przy jednoczesnej rejestracji siły przetwornikami zamontowanymi pod zakotwieniem	140
Rys. 7.12.	Wyprostowane tory po naciągu splotów	140
Rys. 7.13.	Elementy typu I na torze przygotowane do betonowania.....	140
Rys. 7.14.	Zabetonowane elementy próbne typu II w jednym z betonowań	141
Rys. 7.15.	Zabetonowane próbki na torze naciągowym	141
Rys. 7.16.	Zabezpieczony tor przed odparowywaniem wody – widok z góry (zdjęcie w nocy).....	142
Rys. 7.17.	Gotowe elementy słupkowe – typu III	142
Rys. 7.18.	Pocięte i przygotowane próbki do badań przyczepności.....	143
Rys. 7.19.	Rozkotwanie zakotwień gwintowanych na torze – sprężanie próbek	143
Rys. 7.20.	Cięcie splotów na torze pomiędzy elementami kostkowymi po zwolnieniu siły naciągowej	144
Rys. 7.21.	Stanowisko pomiarowe: a) koncepcja i zasada działania (wymiar w mm), b) warunki rzeczywiste.....	144
Rys. 7.22.	Badania <i>pull-out</i> : a) pręt gładki $\phi 16$ mm, b) splot $7\phi 5$ mm	146

Rys. 7.23.	Wyciągnięte zbrojenie po badaniach: a) pręt gładki $\phi 16$ mm, b) spłot sprężający $7\phi 5$ mm, c) rozpleciony spłot – drugi mechanizm zniszczenia dla spłotów	147
Rys. 7.24.	Rozłupana próbka z prętem gładkim $\phi 16$ mm o długości czynnej 120 mm	147
Rys. 7.25.	Rozłupana próbka ze spłotem siedmiodrutowym $7\phi 5$ mm o długości czynnej 120 mm	147
Rys. 7.26.	Ślad spłotu w rozłupanej próbce: a) pierwszy mechanizm zniszczenia – ścięcie klinów, b) drugi mechanizm zniszczenia – wysuwania po trasie skręcenia	148
Rys. 7.27.	Zależność siła-poślizg w elementach próbnym typu II z gładkim prętem $\phi 16$ mm wykonanych z betonu HSC.....	149
Rys. 7.28.	Zależność siła-poślizg w elementach próbnym typu II z gładkim prętem $\phi 16$ mm wykonanych z betonu HSSCC.....	150
Rys. 7.29.	Zależność siła-poślizg w elementach próbnym typu I ze spłotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSC.....	152
Rys. 7.30.	Zależność siła-poślizg w elementach próbnym typu III ze spłotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3).....	154
Rys. 7.31.	Zależność siła-poślizg w elementach próbnym typu III ze spłotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie A(*1)	156
Rys. 7.32.	Zależność siła-poślizg w elementach próbnym typu III ze spłotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSSCC samozagęszczalnego B(*)	158
Rys. 7.33.	Zależność siła-poślizg w elementach próbnym typu I sprężonych ze spłotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSC	161
Rys. 7.34.	Zależność siła-poślizg w elementach próbnym typu I sprężonych ze spłotem $7\phi 5$ mm wykonanych z betonu HSSCC.....	163
Rys. 8.1.	Pole przekroju, obwód zastępczy i rzeczywisty spłotu $7\phi 5$ mm użytego w badaniach	165
Rys. 8.2.	Powierzchnia ścinanych podłużnych betonowych klinów.....	166
Rys. 8.3.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu II z prętem $\phi 16$ mm, wykonanych z betonu według receptury A.....	166
Rys. 8.4.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu II z prętem $\phi 16$ mm, wykonanych z betonu HSSCC według receptury B	167
Rys. 8.5.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu I ze spłotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu HSC według receptury A.....	169
Rys. 8.6.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu III ze spłotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury A(*3) zagęszczanego w 3 warstwach.....	169
Rys. 8.7.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu III ze spłotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury A(*1) zagęszczanego w 1 warstwie	170
Rys. 8.8.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek typu III ze spłotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury B.....	171
Rys. 8.9.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek sprężonych typu I ze spłotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury A.....	172
Rys. 8.10.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek sprężonych typu I ze spłotem $7\phi 5$ mm, wykonanych z betonu według receptury B.....	173
Rys. 8.11.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek z betonu według receptury A.....	174
Rys. 8.12.	Naprężenie przyczepności w funkcji poślizgu dla próbek z betonu według receptury B.....	175
Rys. 8.13.	Naprężenie przyczepności betonu HSC do prętów $\phi 16$ mm: a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm	176
Rys. 8.14.	Naprężenie przyczepności betonu HSSCC do prętów $\phi 16$ mm: a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm	177
Rys. 8.15.	Naprężenie przyczepności betonu HSC do spłotów $7\phi 5$ mm na elementach kostkowych: a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm.....	177
Rys. 8.16.	Naprężenie przyczepności betonu HSC do spłotów $7\phi 5$ mm na elementach słupkowych A(*3): a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm.....	178
Rys. 8.17.	Naprężenie przyczepności betonu HSC do spłotów $7\phi 5$ mm na elementach słupkowych A(*1): a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm.....	179

Rys. 8.18.	Naprężenie przyczepności betonu HSSCC do splotów 7φ5 mm na elementach słupkowych B(*): a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm	179
Rys. 8.19.	Naprężenie przyczepności betonu HSC do splotów 7φ5 mm zabetonowanych pod naciągiem na elementach kostkowych: a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm	180
Rys. 8.20.	Naprężenie przyczepności betonu HSSCC do splotów 7φ5 mm zabetonowanych pod naciągiem na elementach kostkowych: a) poślizg 0,1 mm, b) maksymalna siła, c) poślizg 10 mm	181
Rys. 8.21.	Średnie naprężenie przyczepności przy poślizgu 0,1 mm ($\tau_{0,1}$), dla wszystkich typów elementów próbnych	187
Rys. 8.22.	Średnie naprężenie przyczepności przy maksymalnej sile wyciągającej (τ_{max}), dla wszystkich typów elementów próbnych	188
Rys. 8.23.	Średnie naprężenie przyczepności przy poślizgu 10 mm (τ_{10}), dla wszystkich typów elementów próbnych.....	189
Rys. 8.24.	Średnie naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ na wysokości elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania	190
Rys. 8.25.	Średnie naprężenia przyczepności τ_{max} na wysokości elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania	190
Rys. 8.26.	Średnie naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania	192
Rys. 8.27.	Średnie naprężenia przyczepności τ_{max} na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania	192
Rys. 8.28.	Iloraz naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania.....	195
Rys. 8.29.	Iloraz naprężenia przyczepności τ_{max} i wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania.....	195
Rys. 8.30.	Iloraz naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania.....	196
Rys. 8.31.	Iloraz naprężenia przyczepności τ_{max} i wytrzymałości na ściskanie na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania.....	196
Rys. 8.32.	Iloraz naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i wytrzymałości na rozciąganie na wysokości elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania.....	198
Rys. 8.33.	Iloraz naprężenia przyczepności τ_{max} i wytrzymałości na rozciąganie na wysokości elementów z betonu HSC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania.....	198
Rys. 8.34.	Iloraz naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i wytrzymałości na rozciąganie na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania.....	200
Rys. 8.35.	Iloraz naprężenia przyczepności τ_{max} i wytrzymałości na rozciąganie na wysokości elementów z betonu HSSCC: a) po 1 dniu, b) po 3 dniach, c) po 7 dniach, d) po 28 dniach dojrzewania.....	200
Rys. 8.36.	Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu I z betonu HSC z prętami φ16 mm)	201
Rys. 8.37.	Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu I z betonu HSSCC z prętami φ16 mm)	201
Rys. 8.38.	Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu I z betonu HSC ze splotami 7φ5 mm).....	202
Rys. 8.39.	Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu III z betonu HSC A(*3) ze splotami 7φ5 mm)	204
Rys. 8.40.	Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu III z betonu HSC A(*1) ze splotami 7φ5 mm)	204
Rys. 8.41.	Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy typu III z betonu HSSCC B(*) ze splotami 7φ5 mm).....	205
Rys. 8.42.	Histogramy naprężenia przyczepności $\tau_{0,1}$ i τ_{max} dla danej długości czynnej (elementy sprężone typu I z betonu HSC ze splotami 7φ5 mm)	206
Rys. 8.43.	Zależność średnie naprężenie przyczepności-średnia wytrzymałość na ściskanie dla betonu HSC: a) dla $\tau_{0,1}$, b) dla τ_{max}	208

Rys. 8.44.	Zależność średnie naprężenie przyczepności-średnia wytrzymałość na ściskanie dla betonu HSSCC: a) dla $\tau_{0,1}$, b) dla τ_{\max}	208
Rys. 8.45.	Zależność średnie naprężenie przyczepności-średnia wytrzymałość na rozciąganie osiowe dla betonu HSC: a) dla $\tau_{0,1}$, b) dla τ_{\max}	209
Rys. 8.46.	Zależność średnie naprężenie przyczepności-średnia wytrzymałość na rozciąganie osiowe dla betonu HSSCC: a) dla $\tau_{0,1}$, b) dla τ_{\max}	209
Rys. 9.1.	Uźebrowanie pręta w modelu Shafaie i innych [221].....	210
Rys. 9.2.	Radialne naprężenie ściskające jako funkcja odkształcenia postaciowego i poślizgu [27].....	211
Rys. 9.3.	Model Bolmsvik'a i Lundgren'a [42].....	212
Rys. 9.4.	Dobór płytek zwiększających tarcie [42].....	212
Rys. 9.5.	Model MES przyczepności spłotu Lim'a i innych [127].....	212
Rys. 9.6.	Pojedynczy element interfejsowy 16-węzłowy w modelu Lim'a i innych [127].....	213
Rys. 9.7.	Rozkład odkształcenia głównego w betonie w modelu Jiang'a [106].....	213
Rys. 9.8.	Zjawiska przyczepnościowe występujące na długości transmisji [13].....	214
Rys. 9.9.	Specyfika zążeń mechanicznego dla spłotów sprzężających [13].....	214
Rys. 9.10.	<i>Cubic Function</i> dla przyczepności [72].....	215
Rys. 9.11.	<i>Power Law</i> dla przyczepności [163].....	216
Rys. 9.12.	Model <i>Muliti-linear</i> dla przyczepności.....	217
Rys. 9.13.	Naprężenia wyciągające i przemieszczenia na elemencie interfejsowym 2D [143].....	218
Rys. 9.14.	Powierzchniowe elementy interfejsowe [143].....	218
Rys. 9.15.	Zachowanie rozciąganego i ściskanego betonu w modelu <i>Total Strain Crack</i> [69].....	219
Rys. 9.16.	Kryterium uplastycznienia <i>Von Mises'a</i> [69].....	220
Rys. 9.17.	Definicja wzmocnienia plastycznego [143].....	220
Rys. 9.18.	Zaprojektowane funkcji przyczepności <i>Multi-linear</i> do obliczeń numerycznych.....	222
Rys. 9.19.	Schemat modelu MES 3D badań <i>pull out</i>	223
Rys. 9.20.	Model próbki z prętem $\phi 16$ mm: a) widok z boku, b) widok 3D kostki betonowej.....	224
Rys. 9.21.	Model: a) widok 3D, b) zasiatkowana geometria.....	224
Rys. 9.22.	Odształcenia główne: a) ε_1 , b) ε_2 , c) ε_3 , dla poślizgu 0,1 mm.....	226
Rys. 9.23.	Odształcenia główne: a) ε_1 , b) ε_2 , c) ε_3 , dla poślizgu 0,5 mm.....	227
Rys. 9.24.	Zarysowanie wewnętrzne przy poślizgu 0,1 mm.....	228
Rys. 9.25.	Zarysowanie wewnętrzne przy poślizgu 0,5 mm.....	228
Rys. 9.26.	Schemat modelu MES 3D próbki ze spłotem.....	230
Rys. 9.27.	Model 3D spłotu i jego przekrój poprzeczny.....	230
Rys. 9.28.	Model przestrzenny próbki ze spłotem: a) widok 3D, b) przekrój.....	231
Rys. 9.29.	Model zasiatkowany.....	231
Rys. 9.30.	Zasiatkowane elementy interfejsowe: widok z boku, b) widok z góry.....	231
Rys. 9.31.	Odształcenia główne: a) ε_1 , b) ε_2 , c) ε_3 , dla poślizgu 0,1 mm.....	233
Rys. 9.32.	Odształcenia główne: a) ε_1 , b) ε_2 , c) ε_3 , dla poślizgu 1,2 mm.....	234
Rys. 9.33.	Naprężenia <i>Von Mises'a</i> przy poślizgu 0,1 mm.....	235
Rys. 9.34.	Naprężenia <i>Von Mises'a</i> przy poślizgu 1,2 mm.....	235
Rys. 9.35.	Naprężenia główne σ_1 przy poślizgu 0,1 mm.....	236
Rys. 9.36.	Naprężenia główne σ_1 przy poślizgu 1,2 mm.....	236
Rys. 9.37.	Rysy i mikrorysy przy poślizgu 0,05 mm.....	237
Rys. 9.38.	Rysy i mikrorysy przy poślizgu 0,1 mm.....	237
Rys. 9.39.	Rysy i mikrorysy przy poślizgu 0,5 mm.....	238
Rys. 9.40.	Rysy i mikrorysy przy poślizgu 1,2 mm.....	238
Rys. 9.41.	Rozkład przemieszczeń przy poślizgu 1,2 mm.....	239
Rys. 9.42.	Obraz wektorów przemieszczeń przy poślizgu 2,5 mm: a) aksonometria, b) widok z góry.....	239
Rys. 9.43.	Naprężenia główne σ_1 przy poślizgu 0,1 mm przy zmienionym schemacie statycznym podparta podstawa dolna.....	240
Rys. A.1.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSC z receptury A w okresie: a) do 10 dni, b) do 90 dni.....	250

Rys. A.2.	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie betonu HSC z receptury A w okresie: a) do 10 dni, b) do 90 dni	250
Rys. A.3.	Rozwój modułu sprężystości betonu HSC z receptury A w okresie: a) do 10 dni, b) do 90 dni	251
Rys. A.4.	Rozwój wytrzymałości na ściskanie betonu HSSCC z receptury B w okresie: a) do 10 dni, b) do 90 dni	251
Rys. A.5.	Rozwój wytrzymałości na rozciąganie betonu HSSCC z receptury B w okresie: a) do 10 dni, b) do 90 dni	252
Rys. A.6.	Rozwój modułu sprężystości betonu HSSCC z receptury B w okresie: a) do 10 dni, b) do 90 dni	252
Rys. C.1.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	255
Rys. C.2.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	256
Rys. C.3.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzenia dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	256
Rys. C.4.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	257
Rys. C.5.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	257
Rys. C.6.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	258
Rys. C.7.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	258
Rys. C.8.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	259
Rys. C.9.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	259
Rys. C.10.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	260
Rys. C.11.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	260
Rys. C.12.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	261
Rys. C.13.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 24 godzinach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	262
Rys. C.14.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzenia, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	262

Rys. C.15. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	263
Rys. C.16. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	263
Rys. C.17. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 24 godzinach dojrzewania dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	264
Rys. C.18. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	264
Rys. C.19. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	265
Rys. C.20. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	265
Rys. C.21. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 24 godzinach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	266
Rys. C.22. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	266
Rys. C.23. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	267
Rys. C.24. Zależność siła-poślizg na próbkach typu II wykonanych z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania, dla prętów $\phi 16$ mm o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	267
Rys. D.1. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	268
Rys. D.2. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	269
Rys. D.3. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	269
Rys. D.4. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	270
Rys. D.5. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	270
Rys. D.6. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	271
Rys. D.7. Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów $7\phi 5$ mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	271

Rys. D.8.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	272
Rys. D.9.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	273
Rys. D.10.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	273
Rys. D.11.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	274
Rys. D.12.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	274
Rys. D.13.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	275
Rys. D.14.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	275
Rys. D.15.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	276
Rys. D.16.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	276
Rys. D.17.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	277
Rys. D.18.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	277
Rys. D.19.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	278
Rys. D.20.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 3 warstwach A(*3), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	278
Rys. D.21.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	279
Rys. D.22.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	280
Rys. D.23.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	280
Rys. D.24.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	281

Rys. D.25. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	281
Rys. D.26. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	282
Rys. D.27. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	282
Rys. D.28. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	283
Rys. D.29. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	283
Rys. D.30. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	284
Rys. D.31. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	284
Rys. D.32. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSC, układanego i zagęszczanego w 1 warstwie A(*1), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	285
Rys. D.33. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	286
Rys. D.34. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	286
Rys. D.35. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	287
Rys. D.36. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 40 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	287
Rys. D.37. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	288
Rys. D.38. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	288
Rys. D.39. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	289
Rys. D.40. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	289
Rys. D.41. Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.....	290

Rys. D.42.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	290
Rys. D.43.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	291
Rys. D.44.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu III wykonanych z betonu HSSCC, samozagęszczalnego B(*), po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm bez naciągu o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	291
Rys. E.1.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	293
Rys. E.2.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	293
Rys. E.3.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	294
Rys. E.4.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o długości czynnej 80 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	294
Rys. E.5.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	295
Rys. E.6.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	295
Rys. E.7.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	296
Rys. E.8.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	296
Rys. E.9.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSSCC po 24 godzinach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	297
Rys. E.10.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	298
Rys. E.11.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	298
Rys. E.12.	Zależność siła-poślizg na próbkach typu I wykonanych z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania, dla splotów 7φ5 mm wstępnie naciągniętych o czynnej długości 120 mm. Poślizg: a) do 1 mm, b) do 10 mm.	299

Spis tablic

Tabela 3.1.	Zawartość bazy UTPCSDB-2011 (1/3) [157]	26
Tabela 3.2.	Zawartość bazy UTPCSDB -2011 (2/3) [157]	27
Tabela 3.3.	Zawartość bazy UTPCSDB -2011 (3/3) [157]	28
Tabela 3.4.	Liczebność poszczególnych przekrojów do analizy	31
Tabela 3.5.	Mechanizmy zniszczenia w analizowanej grupie elementów	33
Tabela 6.1.	Parametry techniczne cementu CEM-I 42,5 R przyjętego do badań.....	101
Tabela 6.2.	Stos okruszowy piasku 0/2 mm [75].....	101
Tabela 6.3.	Stos okruszowy kruszywa łamanego bazaltowego 2/8 mm [75]	102
Tabela 6.4.	Stos okruszowy kruszywa łamanego bazaltowego 8/16 mm [75]	102
Tabela 6.5.	Receptura wagowa 1 m ³ mieszanki betonowej A	103
Tabela 6.6.	Receptura wagowa 1 m ³ mieszanki betonowej B.....	104
Tabela 6.7.	Zastawienie próbek dla mieszanki betonowej A	106
Tabela 6.8.	Zastawienie próbek dla mieszanki betonowej B	106
Tabela 6.9.	Zastawienie próbek dla poszczególnych mieszanek	107
Tabela 6.10.	Charakterystyki wytrzymałościowe BWW według receptury A (HSC)	108
Tabela 6.11.	Charakterystyki wytrzymałościowe BWW w słupkach świadkach A(*3) według receptury A ...	110
Tabela 6.12.	Charakterystyki wytrzymałościowe BWW w słupkach świadkach A(*1) według receptury A ...	112
Tabela 6.13.	Charakterystyki wytrzymałościowe BWW według receptury B (HSSCC).....	117
Tabela 6.14.	Charakterystyki wytrzymałościowe BWW w słupkach świadkach B(*) według receptury B	118
Tabela 6.15.	Charakterystyka mechaniczna badanych prętów gładkich $\phi 16$ mm.....	128
Tabela 6.16.	Cechy geometryczne splotu 7 $\phi 5$ mm Y 1860	130
Tabela 6.17.	Charakterystyka mechaniczna badanych splotów siedmiodrutowych 7 $\phi 5$ mm	131
Tabela 7.1.	Zarejestrowane siły naciągowe dla betonu HSC	159
Tabela 7.2.	Zarejestrowane siły naciągowe dla betonu HSSCC	162
Tabela 8.1.	Średnia przyczepność betonu HSC do prętów $\phi 16$ mm na próbkach typu I	182
Tabela 8.2.	Średnia przyczepność betonu HSSCC do prętów $\phi 16$ mm na próbkach typu I	182
Tabela 8.3.	Przyczepność betonu HSC do splotów 7 $\phi 5$ mm bez naciągu na próbkach typu I.....	183
Tabela 8.4.	Przyczepność betonu HSC do splotów 7 $\phi 5$ mm bez naciągu na próbkach typu III – A(*3).....	183
Tabela 8.5.	Przyczepność betonu HSC do splotów 7 $\phi 5$ mm bez naciągu na próbkach typu III – A(*1).....	184
Tabela 8.6.	Przyczepność betonu HSSCC do splotów 7 $\phi 5$ mm bez naciągu na próbkach typu III – B(*).....	184
Tabela 8.7.	Przyczepność betonu HSC do splotów 7 $\phi 5$ mm z wstępnym naciągiem na próbkach typu I	185
Tabela 8.8.	Przyczepność betonu HSSCC do splotów 7 $\phi 5$ mm z wstępnym naciągiem na próbkach typu I ..	185
Tabela 8.9.	Przyczepność na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7 $\phi 5$ mm z betonu HSC ..	191
Tabela 8.10.	Przyczepność na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7 $\phi 5$ mm z betonu HSSCC	193
Tabela 8.11..	Przyczepność i wytrzymałość na ściskanie betonu HSC na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7 $\phi 5$ mm	194
Tabela 8.12.	Przyczepność i wytrzymałość na ściskanie betonu HSSCC na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7 $\phi 5$ mm	196
Tabela 8.13.	Przyczepność i wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSC na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7 $\phi 5$ mm	197
Tabela 8.14.	Przyczepność i wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu HSSCC na wysokości elementu pionowego typu III ze splotami 7 $\phi 5$ mm	199

Tabela 9.1.	Parametry betonu HSC do obliczeń MES	219
Tabela 9.2.	Parametry stali zwykłej do obliczeń MES	220
Tabela 9.3.	Parametry wzmocnienia plastycznego stali zwykłej do obliczeń MES	220
Tabela 9.4.	Parametry stali sprężającej do obliczeń MES	221
Tabela 9.5.	Parametry wzmocnienia plastycznego stali sprężającej do obliczeń MES	221
Tabela 9.6.	Szywność interfejsu do obliczeń MES.....	221
Tabela 9.7.	Współczynniki funkcji <i>Multi-linear</i> do obliczeń MES	222
Tabela F.1.	Wyniki średnie dla badań próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSC po 1 dniu dojrzewania.....	300
Tabela F.2.	Wyniki średnie dla badań próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania	301
Tabela F.3.	Wyniki średnie dla badań próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania	301
Tabela F.4.	Wyniki średnie dla badań próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania ..	302
Tabela F.5.	Wyniki średnie dla próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSSCC po 1 dniu dojrzewania	302
Tabela F.6.	Wyniki średnie dla próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania.....	303
Tabela F.7.	Wyniki średnie dla próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania	303
Tabela F.8.	Wyniki średnie dla próbek z prętami $\phi 16$ mm z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania.....	304
Tabela F.9.	Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 1 dniu dojrzewania.....	304
Tabela F.10.	Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania	305
Tabela F.11.	Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania	305
Tabela F.12.	Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych typu I ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania	305
Tabela F.13.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) po 1 dniu dojrzewania	306
Tabela F.14.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) po 3 dniach dojrzewania.....	306
Tabela F.15.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) po 7 dniach dojrzewania.....	307
Tabela F.16.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 3 warstwach A(*3) po 28 dniach dojrzewania.....	307
Tabela F.17.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie a(*1) po 1 dniu dojrzewania.....	308
Tabela F.18.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie a(*1) po 3 dniach dojrzewania	308
Tabela F.19.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie a(*1) po 7 dniach dojrzewania	309
Tabela F.20.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSC zagęszczanego w 1 warstwie a(*1) po 28 dniach dojrzewania	309
Tabela F.21.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSSCC po 1 dniu dojrzewania	310
Tabela F.22.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania	310
Tabela F.23.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania	311
Tabela F.24.	Wyniki średnie dla badań próbek słupkowych typu III ze splotami $7\phi 5$ mm z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania	311

Tabela F.25. Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSC po 1 dniu dojrzewania	312
Tabela F.26. Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSC po 3 dniach dojrzewania	312
Tabela F.27. Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSC po 7 dniach dojrzewania	313
Tabela F.28. Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSC po 28 dniach dojrzewania	313
Tabela F.29. Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSSCC po 1 dniu dojrzewania	313
Tabela F.30. Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSSCC po 3 dniach dojrzewania	314
Tabela F.31. Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSSCC po 7 dniach dojrzewania	314
Tabela F.32. Wyniki średnie dla badań próbek kostkowych sprężonych typu I ze splotami 7φ5 mm z betonu HSSCC po 28 dniach dojrzewania	314