

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

MGR INŻ. MATEUSZ SURMA

NOŚNOŚĆ NA ŚCINANIE
STRUNOBETONOWYCH PŁYT KANAŁOWYCH
Z UWZGLĘDNIENIEM NADBETONU,
OPARTYCH NA PODPORACH PODATNYCH

PRACA DOKTORSKA

Promotor: prof. dr hab. inż. Kazimierz Flaga, dr h.c.m.

Promotor pomocniczy: dr hab. inż. Wit Derkowski

Kraków, wrzesień 2017





Pracą tą pragnę podziękować:

Panu Bogu – za czas życia, w którym uczył mnie pokory, odwagi i pasji,

Hani, mojej Żonie – za wspólną naukę tego, co w naszym życiu dobre, proste i kochane,

Promotorom – za nadanie precyzyjnego kierunku pracy i czuwanie, aby go nie utracić,

*Doktorowi Derkowskiemu – za niepowtarzalną możliwość doświadczania bycia uczniem swojego Mistrza
oraz wszystkim, którzy wypowiedzianym i pisany słowem, potem i zmęczeniem, dobrą wolą i cierpliwością
umożliwili mi tę przygodę.*

Mateusz Surma



Praca naukowa sfinansowana ze środków na naukę:

L-1/281/DS-M/2013 w latach 2013 – 2014, projekt badawczy pt.:

Modelowe badania nośności na ścinanie strunobetonowych płyt stropowych typu hollow core na podporach podatnych, uwzględniające wpływ nadbetonu oraz lokalizacji prefabrykatu w stropie.

oraz

L-1/224/DS/2015 w latach 2015 – 2016, projekt badawczy pt.:

Ścinanie poprzeczne i podłużne w płytach kanałowych z betonem uzupełniającym.

Strunobetonowe płyty kanałowe, na których zrealizowano badania doświadczalne,
zostały wykonane i przekazane przez Grupę Pekabex S.A.



NOŚNOŚĆ NA ŚCINANIE STRUNOBETONOWYCH PŁYT KANAŁOWYCH Z UWZGLĘDNIENIEM NADBETONU, OPARTYCH NA PODPORACH PODATNYCH

MGR INŻ. MATEUSZ SURMA

STRESZCZENIE

W rozprawie doktorskiej, podjęto refleksję o charakterze naukowo-technicznym nad zagadnieniem wpływu podatności dźwigara na redukcję nośności ścinania strunobetonowych płyt kanałowych, ze szczególną rolą warstwy nadbetonu. Gruntowny przegląd literaturowy oraz studium parametryczne modeli obliczeniowych i europejskich normatywów wskazały, częściowo rozpoznany w świecie problem, iż wraz ze wzrostem ugięcia podpór następuje deformacja poprzeczna układu płyt. W konsekwencji płyty oparte na rozciąganej półce dźwigara, mają tendencję do przemieszczenia się w kierunku podłużnym podpory, czemu przeciwstawiają się adhezyjne siły przyczepności oraz tarcia w złączu płyta-dźwigar. Efektem takiej współpracy elementów stropowych jest pojawienie się strumienia poziomych naprężeń stycznych τ_{xz} w żeberku płyty, o przebiegu równoległym do osi dźwigara, co może prowadzić do zniszczenia zewnętrznych żeberek skrajnych płyt pola stropowego przy obciążeniu znacznie mniejszym, niż w przypadku oparcia na podporach sztywnych.

Badania doświadczalne, odwzorowujące rzeczywiste warunki pracy płyt kanałowych przy określonym sposobie podparcia, zależnym od lokalizacji elementu na stropie, przeprowadzone na 15 płytach różnych wysokości, potwierdziły znaczący wpływ poziomego naprężenia ścinającego na nośność ścinania, redukującego jej wartość nawet o ok. 40 %. Jednocześnie badania wykazały pozytywny wpływ warstwy nadbetonu (wzrost nośności nawet o ok. 80 %), której efektywność jest tym większa, im mniejsza jest wysokość nominalna płyty kanałowej. Wnioski badawcze potwierdziła również analiza numeryczna, z wykorzystaniem metody elementów skończonych, którą przeprowadzono, aby określić wielkości fizyczne, których pomiar w badaniach doświadczalnych był niemożliwy lub utrudniony, jak również w celu śledzenia rozwoju zarysowania betonu, którego obserwacja w doświadczeniach nie była możliwa z uwagi na nagły typ zniszczenia. Badania i analizy potwierdziły, iż najbardziej wytężonym fragmentem płyty jest żeberko skrajne.

W analizach numerycznych wykonano także symulacje pola stropowego, odpowiadającego możliwemu, rzeczywistemu ukształtowaniu konstrukcji Slim Floor, w celu określenia takiej wartości sztywności giętej dźwigara, dla której w obliczeniach nośności płyt na ścinanie należy uwzględnić podatność podpory. Zagadnienie to mogło znaleźć rozwiązanie jedynie na drodze symulacji komputerowej, ponieważ potrzebna liczba elementów konstrukcyjnych oraz rozmiary stanowiska przekraczały możliwości badań eksperymentalnych. Analiza numeryczna wykazała, iż doraźne ugięcie na poziomie 1/1350 rozpiętości można uznać za wartość, od której dźwigar traktuje się jako podporę podatną.

W pracy zaproponowano koncepcję autorskiego modelu obliczeniowego nośności płyt kanałowych na ścinanie, którego podstawę teoretyczną stanowi model pasmowy autorstwa Cholewickiego i model fiński autorstwa Pajari`ego i Leskelä. Celem rozwinięcia modelu było znalezienie alternatywnej metody do wyznaczania poziomego naprężenia stycznego τ_{xz} , którego wystąpienie ma decydujące znaczenie dla redukcji nośności na ścinanie płyt kanałowych opartych na podporach podatnych. Model autorski daje wyniki pośrednie pomiędzy modelami fińskim i niemieckim, co wydaje się być efektem pożądanym z uwagi na zachowawczy charakter modelu fińskiego. Rozwiązanie autorskie stanowi jak dotąd pierwszą próbę analitycznego uwzględnienia wpływu podatności żeberek, która może mieć duże znaczenie dla zachowania odpowiedniej nośności płyty kanałowej. W pozostałych modelach żeberka traktowane są jako układ sztywny, łączący poziome półki płyty. Analiza parametryczna modelu autorskiego potwierdza, że jest on ciekawą koncepcją obliczeniową, stanowiącą istotny wkład w rozwój zagadnienia stanu naprężeń i szacowania nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych. Model stanowi proste narzędzie obliczeniowe, przystępne dla inżynierskiej analizy przez projektantów konstrukcji Slim Floor. Uzyskane rezultaty mogą stanowić też punkt odniesienia dla wartości według modelu fińskiego i niemieckiego.

W pracy wskazano też ciekawe kwestie poboczne, traktujące m.in.: o różnicach parametrów wytrzymałościowych betonu żeberek płyt kanałowych, czy warunkach zespolenia w styku płyta-nadbeton.



SHEAR CAPACITY OF PRESTRESSED HOLLOW CORE SLABS WITH CONCRETE TOPPING ON FLEXIBLE SUPPORTS

MSc. Eng. Mateusz Surma

ABSTRACT

The dissertation presents a scientific and technical reflection on the influence of flexible supports on the reduction of shear capacity of prestressed Hollow Core slabs with the particular role of concrete topping layer. Thorough literature review and parametric study of computational models and European norms have pointed out the problem, which had already been partly recognized in the world, that deflection of the support beam results in transverse deformation of the slabs system. As a consequence, the precast units supported on the tensioned beam flange tend to move in the longitudinal direction of the support beam, which is reduced by adhesion forces and friction in the slab-beam joint. Such cooperation of the floor elements results in horizontal shear stress τ_{zx} in the web of the slab, parallel to the axis of the beam, which can lead to the destruction of the outer webs of the extreme floor slabs, taking much lower load than with the support on the rigid supports.

Experimental research simulating the real behaviour conditions of the floor units with a specific support conditions, depending on the location of the unit on the floor, carried out on 15 precast slabs of different heights, confirmed the significant effect of horizontal shear stress on shear capacity, reducing its value by up to 40 %. What is more, the research showed the positive effect of concrete topping layer (increase of shear capacity by up to 80 %), which efficiency increases with the decrease of nominal height of the slab. Research conclusions were also confirmed by numerical analysis, using the FEM, which was performed to determine the physical quantities that were impossible or difficult to measure in experimental research as well as to track the development of cracking of concrete that could not be observed in experiments due to the brittle type of damage. Research and analyses have confirmed that the outer web is the one that is most loaded.

In the FEM analysis, simulations of the floor slabs corresponding to the actual shape of the Slim Floor were performed to determine the value of the rigidity of the support beam, for which the flexibility of the support should be taken into account in the calculation of the shear capacity of the slab. This problem could only be solved by computer simulation, because the required number of structural components and the size of the test stand exceeded the possibilities of our laboratory. The limit value of the immediate deflection of the support beam was found to be the deflection at 1/1350.

The dissertation proposes the concept of the author's model of calculating the shear capacity of HC slabs, the theoretical basis of which is the Cholewicki band model and the Finnish model by Pajari and Leskelä. The purpose of the model development was to find an alternative method for determining the horizontal tangential stress τ_{zx} which occurrence is decisive for reducing the shear resistance of channel plates based on susceptible supports. The author's model gives intermediate results between Finnish and German models, which seems to be desirable, taking the conservative character of the Finnish model into account. The author's model is so far the first attempt at analytical consideration of the effect of web flexibility, which may be important to maintain the proper capacity of the slab. In the other models, the webs are treated as a rigid system, connecting the horizontal flanges of the plate. Parametric analysis of the author's model confirms that it is an interesting computational concept, which makes an important contribution to the development of the knowledge on the state of stresses and the estimation of the load-bearing capacity of HC slabs supported on flexible supports. The model is a simple calculation tool, affordable for engineering analysis by Slim Floor designers. The results obtained may also be a reference point for values obtained by the Finnish and German models.

Other interesting side issues, including: variation of mechanical properties of concrete or conditions of composite action in the slab-topping joint, are also pointed out in the thesis.



SPIS TREŚCI

Streszczenie	7
Abstract	9
Spis treści.....	11
Oznaczenia	15
1. Wprowadzenie – geneza problemu	19
2. Cele, zakres i tezy pracy.....	22
2.1. Cel pracy	22
2.2. Zakres pracy.....	22
2.3. Tezy pracy.....	23
3. Przegląd literaturowy	24
3.1. Technologia prefabrykacji płyt kanałowych.....	24
3.2. Charakterystyka strunobetonowych płyt kanałowych	26
3.3. Inżynierskie założenia projektowania płyt kanałowych	28
3.4. Stan graniczny nośności ścinania płyt kanałowych opartych na podporach.....	29
sztywnych	
3.4.1. Badania doświadczalne i analizy obliczeniowe płyt kanałowych.....	29
poddanych ścinaniu, opartych na podporach sztywnych	
3.4.2. Polskie doświadczenia naukowe w tematyce płyt kanałowych	30
3.4.3. Mechanizmy zniszczenia płyt kanałowych	31
3.4.4. Mechanizm zniszczenia płyt kanałowych poddanych ścinaniu,	33
opartych na podporach sztywnych	
3.4.4.1. Mechaniczne podstawy ścinania elementów strunobetonowych.....	33
3.4.4.2. Strefy podziały długości elementu strunobetonowego poddanego	34
ścinaniu	
3.4.4.3. Mechaniczne podstawy ścinania strunobetonowych płyt kanałowych	35
3.4.4.4. Długość transmisji i mechanizm przyczepności betonu do stali.....	37
w strunobetonie	
3.4.4.5. Aktualne normatywy i wytyczne projektowe dotyczące zagadnienia	40
3.5. Stan graniczny nośności ścinania płyt kanałowych opartych na podporach.....	42
podatnych	
3.5.1. Charakterystyka konstrukcji Slim Floor	42
3.5.2. Wpływ podatności podpór na zmianę nośności na ścinanie płyt kanałowych....	44
3.5.3. Badania i analizy obliczeniowe płyt kanałowych poddanych ścinaniu,	45
opartych na podporach podatnych	
3.5.3.1. Badania w ośrodkach skandynawskich (Finlandia i Szwecja).....	46
3.5.3.2. Badania w ośrodkach niemieckich.....	50
3.5.4. Inne badania nad zagadnieniami związanymi z konstrukcjami Slim Floor	55
3.5.5. Modele obliczeniowe nośności płyt kanałowych poddanych ścinaniu,	56
opartych na podporach podatnych	
3.5.5.1. Model fiński (Pajari-Leskelä)	56
3.5.5.2. Model niemiecki (Bode)	66
3.5.5.3. Model niemiecki (Hegger-Roggendorf).....	66

4. Studium parametryczne modeli obliczeniowych	72
4.1. Analiza parametryczna w obliczeniach nośności na ścinanie płyt kanałowych	73
na podstawie wybranych modeli oraz normatywów	
4.2. Analiza parametryczna wpływu nadbetonu na nośność na ścinanie płyt	76
kanałowych według modelu fińskiego	
4.3. Wnioski	79
5. Autorski model obliczeniowy nośności na ścinanie strunobetonowych	82
płyt kanałowych opartych na podporach podatnych	
5.1. Metoda pasmowa wyznaczania poziomego naprężenia stycznego τ_{xz}	82
(Cholewicki-Surma)	
5.2. Algorytm autorskiego modelu obliczeniowego płyt kanałowych opartych na	85
podporach podatnych	
6. Własne badania doświadczalne	87
6.1. Zakres badań	87
6.2. Badania zasadnicze nośności na ścinanie płyt kanałowych w wybranych	87
schematach statycznych	
6.2.1. Program badań	87
6.2.2. Charakterystyka elementów badawczych	88
6.2.3. Charakterystyka stanowiska badawczego	90
6.2.4. Parametry mierzone i system pomiarowy	93
6.2.5. Program obciążenia	96
6.2.6. Typy zniszczenia elementów badawczych	97
6.2.7. Analiza porównawcza wybranych parametrów badań	106
6.2.8. Wnioski z analizy badań	116
6.2.9. Podsumowanie	119
6.3. Badania dodatkowe	119
6.3.1. Badania właściwości mechanicznych styku podłużnego pomiędzy	119
płytą kanałową i nadbetonem	
6.3.1.1. Program badań	119
6.3.1.2. Charakterystyka elementów badawczych	120
6.3.1.3. Charakterystyka stanowiska badawczego oraz parametry mierzone	121
6.3.1.4. Model zniszczenia elementów badawczych oraz analiza wyników	122
6.3.1.5. Wnioski	123
6.3.2. Badania właściwości mechanicznych betonu płyt kanałowych	124
6.3.2.1. Elementy badawcze i charakterystyka badań	124
6.3.2.2. Analiza wyników i wnioski	127
6.3.3. Badanie właściwości mechanicznych nadbetonu	129
6.3.3.1. Analiza i wnioski	131
6.3.4. Badanie właściwości mechanicznych splotów sprężających	131
7. Analiza numeryczna	133
7.1. Analiza modeli płyt kanałowych stanowiących odniesienie do	134
badań doświadczalnych	
7.1.1. Charakterystyka geometryczna płyt kanałowych i stanowisk badawczych	134
7.1.2. Dyskretyzacja, modele i charakterystyki materiałowe	135
7.1.2.1. Beton płyt kanałowych i nadbetonu	135
7.1.2.2. Stal sprężająca	138

7.1.2.3. Stal zbrojeniowa nadbetonu i stal podkładek.....	139
7.1.2.4. Kontakt w analizie płyta kanałowa – nadbeton.....	140
7.1.3. Siatka elementów skończonych	140
7.1.4. Warunki brzegowe	142
7.1.4.1. Podparcie.....	142
7.1.4.2. Ciężar własny oraz obciążenia zewnętrzne siłą pionową i poziomą.....	142
7.1.4.3. Sprężenie.....	142
7.1.4.4. Kryteria zgodności modelu i typ analizy	143
7.1.5. Analiza wyników	144
7.1.5.1. Przemieszczenia	145
7.1.5.2. Zarysowanie i zniszczenie betonu.....	146
7.1.5.3. Odkształcenia w betonie	148
7.1.6. Wnioski	150
7.2. Analizy modelu pola stropowego	151
7.2.1. Charakterystyka geometryczna modelu stropu	151
7.2.2. Podatność dźwigara.....	152
7.2.3. Modele materiałowe i dyskretyzacja.....	153
7.2.4. Warunki brzegowe	154
7.2.5. Wyniki i wnioski.....	155
8. Wnioski końcowe	156
Literatura	163
Wykaz rycin, fotografii i tablic.....	169
Załączniki	
Załącznik A Przykład wymiarowania płyty kanałowej poddanej ścinaniu, opartej na podporze podatnej według modelu autorskiego	
Załącznik B Odkształcenie i przemieszczenia elementów badawczych w wybranych punktach w badaniach zasadniczych	
Załącznik C Rysunki stanowisk badawczych dla badań zasadniczych	



OZNACZENIA

Wielkie litery łacińskie

A_0	- pole pow. części przekroju poprzecznego powyżej rozpatrywanego przekroju na wysokości elementu
A_1	- pole pow. pasma 1 (ryc. 35)
A_2	- pole pow. pasma 2 (ryc. 35)
A_b	- pole pow. przekroju poprzecznego dźwigara
A_{hc}	- pole pow. przekroju poprzecznego płyty kanałowej
A_f	- pole pow. przekroju poprzecznego górnej półki płyty (ryc. 25)
A_p	- sumaryczne pole pow. splotów sprężających w przekroju płyty
A_{sv}	- pole pow. prętów zbrojeniowych nadbetonu
A_w	- pole pow. przekroju poprzecznego żeberka (ryc. 25)
A_{xy}	- pole pow. kontaktowej pomiędzy płytą i dźwigarem
A_y	- pole pow. kontaktowej pomiędzy sąsiednimi płytami sięgająca połowy rozpiętości elementu
A_{zesp}	- pole pow. kontaktowej pomiędzy płytą kanałową i nadbetonem
A_{zy}	- pole pow. kontaktowej pomiędzy płytą i dźwigarem
E_1	- sieczny moduł sprężystości pasma 1 (ryc. 35)
E_2	- sieczny moduł sprężystości pasma 2 (ryc. 35)
E_{hc}	- sieczny moduł sprężystości betonu płyty kanałowej
E_n	- sieczny moduł sprężystości taśmy neoprenowej
$(EA)_0$	- osiowa sztywność ściskania belki zespolonej
$(EA)_f$	- osiowa sztywność ściskania górnej półki belki zespolonej
$(EI)_0$	- sztywność giętą belki zespolonej
$(EI)_{0-top}$	- sztywność giętą przekroju zespolonego bez warstwy nadbetonu
F_b	- siła rozciągająca w przekroju poprzecznym dźwigara, działająca zgodnie z jego osią podłużną (ryc. 23)
F_{calc}	- obliczeniowa wartość siły niszczącej określona na podstawie modelu zniszczenia w wyniku ścinania według procedury dokładnej zawartej w normie (PN-EN 1168 2011)
F_{cf}	- siła ściskająca w półce górnej płyty od efektu poprzecznej deformacji przekroju poprzecznego (ryc. 23)
F_{top}	- nośność na ścinanie podłużne nadbetonu na jednostkę długości belki w pionowej płaszczyźnie zespolenia między belką i elementami stropowymi
F_{web}	- nośność na ścinanie poziome środka na jednostkę długości belki
G_n	- moduł Kirchoffa taśmy neoprenowej
I_1	- moment bezwładności pasma 1 (ryc. 34)
I_2	- moment bezwładności pasma 2 (ryc. 34)
I_b	- moment bezwładności przekroju poprzecznego dźwigara
I_{hc}	- moment bezwładności przekroju poprzecznego płyty kanałowej
I_{hc+top}	- moment bezwładności przekroju poprzecznego belki zespolonej z nadbetonem
I_w	- moment bezwładności pojedynczego poziomego przekroju poprzecznego żeberka
K^*_s	- sztywność połączenia uwzględniająca wpływ oparcia płyt na dźwigarze za pośrednictwem przekładek neoprenowych
K_n	- sztywność taśmy neoprenowej
K_s	- sztywność połączenia pionowego pomiędzy górną częścią przekroju płyty kanałowej i dźwigarem
L_b	- rozpiętość dźwigara
$L_{b,0}$	- rozpiętość dźwigara rozpatrywana w badaniach doświadczalnych ($L_{b,0}=5$ m)
L_e	- rozpiętość płyty w kierunku osi podłużnej dźwigara
L_{hc}	- rozpiętość płyty kanałowej
L_{eff}	- efektywna rozpiętość płyty kanałowej
L_{supp}	- głębokość oparcia płyty na podporze
M_z	- moment zginający w przekroju elementu
$M_{z,g+q}$	- moment zginający w przekroju płyty od ciężaru własnego i obciążeń zewnętrznych
P_0	- wstępna siła naciągowa
$P_{0,split}$	- wstępna siła naciągowa na pojedynczy splot
P_{m0}	- siła sprężająca po stratach doraźnych
P_{mt}	- siła sprężająca po stratach całkowitych
$P_{H,test}$	- pozioma siła tnąca zadawana z siłownika poziomego na element badawczy
$P_{H,test,max}$	- maksymalna pozioma siła tnąca w chwili osiągnięcia zniszczenia elementu badawczego
$P_{V,test}$	- pionowa siła tnąca zadawana z siłownika pionowego na element badawczy
$P_{V,test,max}$	- maksymalna pionowa siła tnąca w chwili osiągnięcia zniszczenia elementu badawczego

$P_{V, test, cr}$	- siła tnąca zadawana przez siłownik pionowy, przy której zarejestrowano pierwsze zarysowanie betonu
R_t	- parametr szorstkości powierzchni zespolonej (średnie odchylenie profilu od linii średniej)
S_{hc}	- moment statyczny pola przekroju płyty ponad osią przechodzącą przez środek ciężkości, względem tej osi
S_{hc+top}	- moment statyczny płyty i nadbetonu powyżej środka ciężkości układu zespolonego
V_{max}	- maksymalna wartość jednostkowych sił tnących
V_0	- siła tnąca w przekroju podporowym dźwigara (dla belki wolnopodpartej)
V_{comp}	- siła tnąca w przekroju płyty od obciążeń działających po zaistnieniu zespolenia
V_{hc1}	- siła tnąca w przekroju krytycznym od ciężaru własnego płyty (wz. 25)
V_{hc2}	- siła tnąca w przekroju krytycznym od obciążeń zewnętrznych (wz. 26)
$V_{Rd,c}$	- obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego w obszarach niezarysowanych
$V_{Rd, test}$	- maksymalna wartość pionowej siły tnącej, uzyskana w badaniach (nośność elementu badawczego poddanego ścinaniu)
V_y	- siła tnąca w przekroju, prostopadła do osi x
$V_{y, g+q}$	- siła tnąca od ciężaru własnego i obciążeń zewnętrznych w rozważanym przekroju
$V_{y, imp}$	- siła tnąca w przekroju podporowym dźwigara od obciążeń użytkowych
$V_{y, top}$	- siła tnąca w przekroju podporowym dźwigara od ciężaru warstwy nadbetonu
W	- wskaźnik wytrzymałości przekroju

Małe litery łacińskie

a	- odległość pomiędzy osią podparcia płyty kanałowej a linią obciążenia pionowego zadanego w badaniach
b	- szerokość rozważanego przekroju poprzecznego
b_{cr}	- odległość od wewnętrznej linii podparcia płyty kanałowej do obliczeniowego przekroju krytycznego (ryc. 23)
b_{eff}	- szerokość efektywna półki ściskanej (ryc. 23)
$b_{eff,0}$	- współczynnik empiryczny szerokości efektywnej półki ściskanej
$b_{eff,P/L}$	- długość płyty kanałowej włączonej do współpracy z dźwigarem (ryc. 23)
b_{hc}	- nominalna szerokość płyty kanałowej
b_w	- suma szerokości wszystkich żeberk płyty kanałowej
$b_{w,j}$	- szerokość pojedynczego żeberka płyty kanałowej
$b_{wyp,P/L}$	- szerokość betonu wypełniającego styk pomiędzy czołem płyty i środnikiem dźwigara (ryc. 23)
c	- pozioma siła tnąca w poziomie półki górnej dźwigara (ryc. 32)
ch	- współczynnik przyczepności adhezyjnej pomiędzy prefabrykatem i nadbetonem
c_{nom}	- otulina betonowa
$dF_p(l_x)$	- wartość siły sprężającej na odcinku l_x
e	- odległość krawędzi linii podparcia płyty kanałowej względem osi podłużnej dźwigara (ryc. 19)
e_0	- odległość środka ciężkości układu zespolonego od krawędzi dolnej układu
e_f	- osiowa odległość środka ciężkości górnej półki belki zespolonej do środka ciężkości przekroju zespolonego bez nadbetonu
$e_{hc, top}$	- osiowa odległość środka ciężkości górnej półki belki zespolonej do środka ciężkości przekroju zespolonego z uwzględnieniem nadbetonu
e_i	- odległość od dolnej krawędzi rozpatrywanego elementu do środka ciężkości belki zespolonej
e_p	- mimośród działania siły sprężającej
f	- współczynnik uwzględniający kształt przekroju poprzecznego płyty kanałowej (wz. 63)
f_c	- wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{cb}	- dwuosiowa wytrzymałość betonu na ściskanie
f_{ck}	- charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie mierzona na walcach
f_{cm}	- średnia wytrzymałość betonu na ściskanie mierzona na walcach
f_{ctd}	- obliczeniowa wartość wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie
f_{ctm}	- średnia wytrzymałość betonu na osiowe rozciąganie
$f_{p0,1k}$	- charakterystyczna wartość umownej granicy plastyczności stali sprężającej
f_{pk}	- charakterystyczna wytrzymałość stali sprężającej na rozciąganie
f_{ct}	- wytrzymałość betonu na rozciąganie
f_{yk}	- charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej zwykłej
f_1	- wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń na południku rozciągającym
f_2	- wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń na południku ściskającym

g_{max}	- ciężar własny płyty kanałowej wraz z wypełnionymi spoinami
g_{min}	- ciężar własny prefabrykatu
h_b	- wysokość przekroju poprzecznego dźwigara
h_{ct}	- część wysokości płyty, na której betonowe żeberko ma stałą wysokość
h_{hol}	- wysokość kanału płyty kanałowej
$h_{sl.bot}$	- wysokość półki dolnej płyty kanałowej
$h_{sl.eff}$	- wysokość efektywna płyty kanałowej
$h_{hc.t}$	- wysokość półki górnej płyty kanałowej
h_{top}	- wysokość warstwy nadbetonu
i_1, i_2, i_3	- powierzchnie kontaktowe w modelu belki zespolonej (ryc. 16)
k	- intensywność obciążenia (wz. 42)
$k_{xz,c}$	- współczynnik kształtu na kierunku xz zależny od przekroju poprzecznego płyty
$k_{zy,c}$	- współczynnik kształtu na kierunku zy zależny od przekroju poprzecznego płyty
k_v	- empiryczny współczynnik uwzględniający wpływ zginania poprzecznego płyty
l	- osiowy rozstaw żeberk, przyjęty zastępczo jako stały wzdłuż belki
l_f	- głębokość wypełnienia kanałów płyty kanałowej
l_n	- odległość pomiędzy powierzchniami określającymi wysokość pionowego przekroju żebra
l_{p2}	- górna granica długości transmisji siły sprężającej
l_x	- odległość rozpatrywanego przekroju od punktu początkowego odcinka, na którym sprężenie przekazuje się na beton
m	- ilość żeberk w przekroju poprzecznym płyty
n	- Ilość kanałów płyty
n_p	- liczba splotów sprężających w przekroju poprzecznym płyty kanałowej
q	- charakterystyczna wartość obciążenia użytkowego
s	- wielkość przesuwu płyty kanałowej wzdłuż osi dźwigara w wyniku jego ugięcia (ryc. 20)
s_t	- rozstaw prętów w nadbetonie równoległych do osi podłużnej płyty
u	- ugięcie elementu
$u_{m.test}$	- średnia wartość ugięcia elementu badawczego w linii obciążenia w chwili zniszczenia
w/c	- wskaźnik wodno-cementowy mieszanki betonowej
x_0	- długość początkowa elementu
z	- odległość środka ciężkości przekroju poprzecznego od rozpatrywanego włókna
z_a	- wierzchołek powierzchni zniszczenia w modelu Willam'a i Warnke'a

Wielkie litery greckie

Δg	- wartość ciężaru warstw wykończeniowych na płycie
ΔN_z	- siły wewnętrzne w żeberku płyty kanałowej (ryc. 24)
ΔT_z	- siły wewnętrzne półce górnej płyty kanałowej (ryc. 24)
ΔT	- zmiana temperatury
Θ	- kąt nachylenia krzyżulców betonowych
Θ_a	- kąt Lode'go

Małe litery greckie

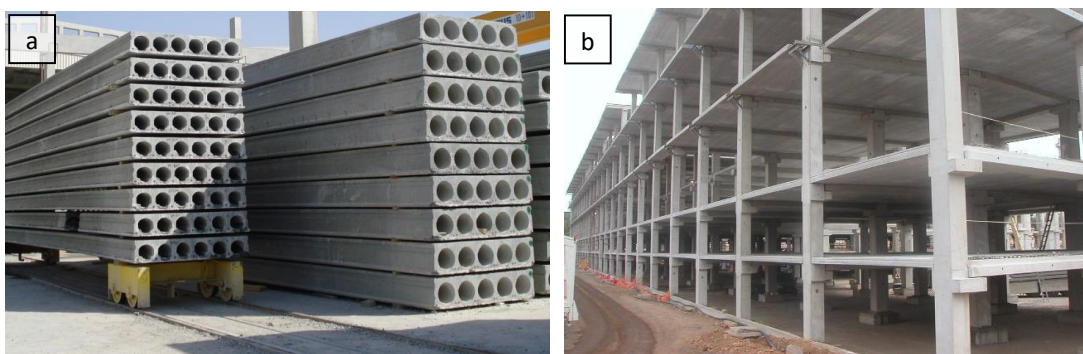
α_{crack}	- kąt nachylenia rysy w żeberku elementu badawczego
α_{comp}	- stosunek siły tnącej od obciążeń działających po zaistnieniu zespolenia do wartości nośności płyty na ścinanie w przekroju krytycznym
α_l	- współczynnik stosowany w celu uwzględniania wpływu liniowego przekazywania siły sprężającej na beton
α_p	- współczynnik uwzględniający liniowy przebieg naprężenia τ_{cpm} na długości transmisji
α_u	- bezwymiarowy stosunek sztywności dźwigara EI_b do sztywności poprzecznej płyty EI_{sl}
β	- współczynnik zmniejszający pozytywny wpływ siły sprężającej na nośność z uwagi na warunki przyczepności stali i betonu na długości transmisji
β_b	- współczynnik uwzględniający sposób oparcia płyty na ściskanej lub rozciąganej półce dźwigara
β_f	- współczynnik uwzględniający efekt wypełnienia betonem kanałów płyty
β_{top}	- współczynnik uwzględniający efekt ułożenia monolitycznej warstwy nadbetonu

ε_c	- odkształcenie betonu
ε_{cu}	- odkształcenie graniczne ściskanego betonu
ε_{pu}	- maksymalne wydłużenie splotu sprężającego w próbie osiowego rozciągania
ε_s	- odkształcenie stali
η'_{max}	- współczynnik maksymalnych sił jednostkowych (wz. 64)
κ	- krzywizna dźwigara
λ	- smukłość elementu
μ	- współczynnik tarcia
ν	- strumień poziomych naprężeń stycznych
$\nu_I(x)$	- jednostkowy strumień poziomych naprężeń stycznych dla wszystkich styków płyta-dźwigar
ν_{top}	- strumień naprężeń ścinających przenoszonych przez warstwę nadbetonu
ν_{web}	- strumień naprężeń ścinających przenoszonych przez żeberka płyty kanałowej
σ_1	- główne naprężenie rozciągające w betonowym przekroju elementu
σ_2	- główne naprężenie ściskające w betonowym przekroju elementu
σ_{cp}	- naprężenia ściskające w betonie od siły sprężającej na poziomie środka ciężkości przekroju
σ_m	- średnie naprężenie hydrostatyczne w modelu Willam'a i Warnke'a
σ_N	- naprężenie dociskowe w styku płyty kanałowej i nadbetonu
σ_p	- naprężenie w ciągnię sprężającym
σ_{pmi}	- naprężenie w ciągnię sprężającym po stratach całkowitych
σ_x	- naprężenie normalne w betonowym przekroju elementu o kierunku zgodnym z osią x (ryc. 7)
σ_y	- naprężenie normalne w betonowym przekroju elementu o kierunku zgodnym z osią y (ryc. 7)
σ_z	- naprężenie normalne w betonowym przekroju elementu o kierunku zgodnym z osią z (ryc. 7)
τ_{cpm}	- średnie naprężenie styczne w przekroju elementu spowodowane przekazaniem siły sprężającej na beton
τ_h	- naprężenie styczne w styku podłużnym pomiędzy płytą kanałową i nadbetonem
$\tau_{Rd,h}$	- nośność styku pomiędzy płytą kanałową i nadbetonem poddanego ścinaniu podłużnemu
$\tau_{xy,V}$	- naprężenie styczne dla przekroju poprzecznego płyty kanałowej pochodzące od przyłożonych obciążeń
τ_{xy}	- naprężenie styczne w betonowym przekroju elementu w płaszczyźnie xy (ryc. 7)
τ_{yz}	- naprężenie styczne w betonowym przekroju elementu w płaszczyźnie yz (ryc. 7)
τ_{zx}	- naprężenie styczne w betonowym przekroju elementu w płaszczyźnie zx (ryc. 7)
\emptyset	- średnica wkładki zbrojeniowego
\emptyset_{kr}	- średnica ziarna kruszywa

1. WPROWADZENIE – GENEZA PROBLEMU

Konstrukcyjne rozwiązania dla budownictwa kubaturowego z wykorzystaniem betonowych elementów prefabrykowanych cieszą się w ostatnich latach w Europie coraz większym powodzeniem. Sprężone stropy strunobetonowe mogą osiągać rozpiętości dochodzące nawet do 24 m. Dzięki stosowaniu w prefabrykacji wysokiej klasy betonu (co najmniej C30/37) uzyskuje się moduł sprężystości o ok. 20 % większy niż w konstrukcji monolitycznych (*Cholewicki 2014*). Ten fakt, podobnie jak ograniczenie naprężeń rozciągających w betonie na skutek sprężenia, sprawia że stropy te są stosunkowo sztywne. Dzięki wprowadzeniu aktywnej siły do przekroju, nawet w przypadku chwilowego przeciążenia wywołującego zarysowanie, po odciążeniu elementu następuje zamknięcie się rys. Stanowi to niewątpliwą zaletę nie tylko w kontekście trwałości, ale również i estetyki konstrukcji. Efekt sprężenia powoduje także odwrotne wygięcie prefabrykatu, dzięki czemu stropy sprężone nie wykazują problemów z nadmiernym ugięciem. Elementy z betonu wykonane w zakładach prefabrykacji nie wymagają dodatkowych zabezpieczeń przeciwpożarowych, czy też okresowych zabiegów konserwacyjnych, jakim podlegają chociażby budynki o konstrukcji stalowej, co czyni je tańszymi w eksploatacji (*Derkowski 2015*).

Stropy prefabrykowane posiadają jeszcze jedną szczególną zaletę, która decyduje o ich sukcesie i przewadze nad rozwiązaniami monolitycznymi – znaczne skrócenie okresu wznoszenia obiektu, co również przekłada się pozytywnie na ekonomię całej budowy. Znane są realizacje budynków, gdzie ponad 2000 m² stropu układa się w cyklu tygodniowym. Sprężone stropy dużych rozpiętości umożliwiają osiągnięcie rozpiętości przekraczających 20 m bez konieczności stosowania podpór tymczasowych ani szalowania, jedynie w przypadku bardzo dużych rozpiętości stosuje się nieliczne podpory tymczasowe dla utrzymania wymaganej odwrotnej strzałki ugięcia. Ponadto obiekty z wykorzystaniem prefabrykatów można realizować w warunkach zimowych, które stanowią znaczącą przeszkodę dla technologii monolitycznych w krajach o klimacie takich, jak Polska. Prace montażowe można prowadzić przy odpowiednim elektonagrzewie węzłów nawet do temperatury -20°C. Zaleta ta została szczególnie doceniona w krajach skandynawskich, gdzie stropy prefabrykowane stanowią ok. 70 % wszystkich wykonywanych stropów (*Elliott 2013*).



Fot. 1. Strunobetonowe płyty kanałowe w miejscu składowania (a) i wbudowania (b).

Najbardziej rozpoznawalnymi i chętnie wykorzystywanymi w budownictwie kubaturowym stropami wielkopłytkowymi pozostają wciąż strunobetonowe płyty kanałowe, znane pod nazwą hollow core lub spiroll (patrz fot. 1a). Świadczy o tym roczna światowa produkcja tych prefabrykatów, dochodząca do 50 mln m² (*Elliott 2016*). Płyty kanałowe poszerzyły zakres kształtowania powierzchni użytkowych, dając możliwość zwiększania dopuszczalnych obciążeń i rozpiętości, co pozwala na niemal dowolne kształtowanie powierzchni użytkowej obiektów np. poprzez zmniejszenie siatki słupów i swobodę umiejscowienia ścianek działowych. Stropy z kanałowych płyt strunobetonowych cieszą się dużą popularnością m.in. w wielkopowierzchniowych obiektach handlowych, biurowych, wielokondygnacyjnych budynkach mieszkalnych i garażach

wielopoziomowych. Dopuszczalne obciążenie tego typu stropu zależy od wysokości elementu oraz jego rozpiętości i może wynosić nawet 30 kN/m^2 (Słoniewski 2001).

Możliwość jednoczesnego wykorzystania wysokiej nośności na zginanie, przy zwiększonych w stosunku do stropów żelbetowych rozpiętościach, stworzyło nową płaszczyznę zastosowań w budownictwie komunikacyjnym np. jako małe kładki i mostki (CTC 2014). Z powodzeniem wykorzystuje się te elementy także, jako ściany zewnętrzne w układzie poziomym i pionowym (Wells 2016), w tym ściany zbiorników prefabrykowanych, oraz elementy ekranów akustycznych (BGC 2016). Czynione są także skuteczne próby z wykorzystaniem kanałów płyty jako ciągów instalacji grzewczych i łazienkowych (Thermodeck 2016), (Barton 2002).

Stropowe płyty kanałowe projektowane są najczęściej jako elementy wolnopodparte, a ich analiza obliczeniowa oparta jest na założeniach płaskiego stanu naprężeń. Jest to słuszne podejście, gdy płyta poddana jest obciążeniom równomiernie rozłożonym oraz pozostaje oparta na wzajemnie równoległych podporach sztywnych, najczęściej na ścianach lub wysokich belkach. Powyższe założenia w bardzo wielu przypadkach nie są jednak odzwierciedleniem jej rzeczywistych warunków pracy. Przykładem może być płyta oparta wzdłuż swojej dłuższej krawędzi, obciążona w sposób nierównomierny lub obciążona siłami skupionymi, prefabrykat z otworami, a także element oparty na podporach podatnych (Pajari 1994).

Z końcem lat 80-tych ubiegłego stulecia w Europie zaczęto wykonywać konstrukcje typu Slim Floor – prefabrykowane stropy dużych i średnich rozpiętości opierane na podporach podatnych, np.: wiotkich dźwigarach stalowych, żelbetowych, zespolonych lub sprężonych, których całkowita wysokość nieznacznie przekracza wysokość płyty stropowej. Brak konieczności stosowania wysuniętych poniżej dolnej krawędzi stropu żeber i podciągów, lub istotne ograniczenie ich wysokości, mają decydujący wpływ na możliwości kształtowania przestrzeni użytkowej pomieszczeń, jak również zmniejszenie wysokości całej kondygnacji. W budynkach wysokich ok. dwudziestocentymetrowe zmniejszenie wysokości kondygnacji pozwala na wykonanie dodatkowej kondygnacji w ramach tej samej wysokości budynku, jak również ograniczenie kosztów zewnętrznych okładzin elewacyjnych. W efekcie, stropy prefabrykowane są konkurencyjnym, pod względem ekonomicznym, rozwiązaniem konstrukcyjnym (Derkowski 2014a).

Projektując konstrukcję typu Slim Floor należy uwzględnić jednak fakt, że wraz ze wzrostem ugięcia podpór następuje deformacja układu płyt stropowych, w konsekwencji czego w płycie powstaje złożony stan naprężeń – pojawiają się poprzeczne naprężenia normalne i styczne. W wyniku ugięcia podpory, elementy stropowe oparte na rozciąganej półce dźwigara, mają tendencję do przemieszczenia się w kierunku podłużnym dźwigara, czemu przeciwstawiają się adhezyjne siły przyczepności oraz siły tarcia w złączu płyta-dźwigar, co generuje dodatkowe naprężenia. Efektem takiego mechanizmu jest pojawienie się strumienia poziomych naprężeń stycznych v w żeberku płyty, o przebiegu równoległym do osi dźwigara.

W dolnej części płyty, w strefie przypodporowej, może pojawić się zarysowanie, które będzie postępowało w betonowych żeberkach i nie zostanie ograniczone z powodu braku zbrojenia poprzecznego oraz niewielkiej wartości siły sprężającej w przekroju krytycznym zlokalizowanym na długości transmisji. Efektem tego mechanizmu może być ukośne zarysowanie, a w konsekwencji zniszczenie zewnętrznych żeberek skrajnych płyt pola stropowego. Badania doświadczalne prowadzone w Finlandii (Pajari 2010) oraz w Niemczech (Roggendorf 2010) wykazały, że zniszczenie to następuje pod wpływem siły tnącej o wartości mniejszej nawet o 60% niż w przypadku płyt opartych na podporach sztywnych, poddanych jedynie oddziaływaniom pionowego ścinania.

Zmienna krzywizna dźwigara κ , w zależności od miejsca oparcia płyt kanałowych, jest powodem różnic w ich schemacie pracy. Płyty w środkowych polach stropowych są przede wszystkim zginane poprzecznie i poddane obciążeniu mniejszym niż w przypadku oparcia na podporach sztywnych.

Przy odpowiednio dużym ugięciu podpory, płyty te mogą opierać się na dźwigarze wyłącznie w obszarze swoich skrajnych żeberk. Zewnętrzne płyty układu stropowego poddane są przede wszystkim deformacji poprzecznej w wyniku ścinania poprzecznego, co stanowi główny powód redukcji ich nośności. Reakcje podporowe płyt nie są równomiernie rozkładane na dźwigarze, co oznacza, że zewnętrzne żeberka skrajnych płyt są obciążone większą siłą niż żeberka wewnętrzne, podczas gdy w przypadku oparcia płyt na podporach sztywnych wszystkie żeberka obciążone są równomiernie.

Następstwem opisanych mechanizmów i oddziaływań poprzecznych w stropach tego typu jest zarysowanie płyt kanałowych w ich najsłabszym miejscu, tj. – skrajnych żeberkach, prowadzące do utraty nośności na ścinanie. Pomimo częstych realizacji konstrukcji tego typu, w obowiązującej normie dedykowanej płytom kanałowym (PN-EN 1168 2011) można jedynie znaleźć zapis, że „w przypadku podpór podatnych, należy uwzględnić redukcję nośności w efekcie poprzecznych naprężeń ścinających”. Nie podano natomiast żadnej procedury obliczeniowej dla tego zagadnienia, podczas gdy np. wytyczne Deutsches Institut für Bautechnik (Z-15.10-28 2009) i (Z-26.2-49 2007) mówią o konieczności stosowania aż 50-procentowej redukcji nośności na ścinanie. Chociaż do chwili obecnej nie zarejestrowano żadnej katastrofy konstrukcji Slim Floor, to należy mieć świadomość, że zapas bezpieczeństwa uwzględniany na etapie projektowania może okazać się zawodny, zwłaszcza w przypadku krótkich płyt silnie obciążonych w strefie przypodporowej.

Ponadto żaden z europejskich normatywów i wytycznych projektowych nie daje jasnej odpowiedzi na pytanie o realny wpływ na nośność na ścinanie płyt kanałowych opartych na podporach podatnych tzw. zabiegu monolityzacji (nadbetonowania) układu płyt. Zabieg monolityzacji poprzez, układanie dodatkowej warstwy nadbetonu, zapobiegający tzw. efektowi klawiszowania prefabrykatów i zapewniający możliwość redystrybucji obciążeń, jest szczególnie powszechny w krajach, gdzie wpływy oddziaływań sejsmicznych stanowią szczególne zagrożenie dla obiektów budowlanych. Próbę uwzględnienia tego zjawiska w obliczeniach inżynierskich podjęto w rekomendacjach The International Federation for Structural Concrete *fib* (*fib* 6 2000). Uzyskiwane wyniki obliczeń analitycznych wskazują jednak na pewne nieścisłości w porównaniu z wynikami badań doświadczalnych.

Kluczową kwestią dla właściwego podejścia projektowego pozostaje także znajomość granicznej wartości ugięcia dźwigara, po przekroczeniu której należałoby uwzględnić redukcję nośności płyt kanałowych na ścinanie w konstrukcjach Slim Floor.

2. CEL, ZAKRES I TEZY PRACY

2.1. CEL PRACY

Celem niniejszej dysertacji jest gruntowna analiza stanu granicznego nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych ze szczególnym uwzględnieniem wpływu nadbetonu. W pracy podjęto także próbę określenia granicy minimalnej podatności dźwigara, od której należy uwzględniać redukcję nośności na ścinanie płyt kanałowych.

Motywacją do podjęcia naukowej analizy wpływu wskazanych zagadnień było z jednej strony szybkie tempo rozwoju prefabrykacji betonowej dla budownictwa kubaturowego, z drugiej zaś istotne luki wytycznych i normatywów w zakresie metodologii ich bezpiecznego i ekonomicznego projektowania w rozpatrywanym zakresie.

2.2. ZAKRES PRACY

Cel dysertacji osiągnięto realizując następujący zakres prac:

- **przegląd literaturowy**

Określenie celów pracy oraz dobór właściwej metodologii analizy zagadnienia został poprzedzony gruntownym studium literaturowym badań i analiz teoretycznych przeprowadzonych dotychczas na świecie w tematyce płyt kanałowych. W rozdziale 3 skoncentrowano się w głównej mierze na charakterystyce i podsumowaniu zrealizowanych dotychczas badań doświadczalnych, modeli analitycznych i numerycznych oraz najnowszych normatywów i wytycznych w zakresie ścinania płyt kanałowych opartych zarówno na podporach sztywnych, jak i podatnych. Przedstawiono także charakterystykę strunobetonowych płyt kanałowych, szczególnie w aspekcie ich pracy w konstrukcjach typu Slim Floor.

- **Studium parametryczne modeli obliczeniowych**

Studium parametryczne podzielono na dwa etapy, w których przeprowadzono teoretyczne analizy obliczeniowe nośności na ścinanie płyt kanałowych na podstawie modeli: fińskiego autorstwa Pajari`ego i Leskelä oraz niemieckiego autorstwa Hegger`a i Roggendorf`a. Nośność na ścinanie płyt wyznaczono także zgodnie z najczęściej stosowanymi normatywami projektowymi dla elementów bez zbrojenia poprzecznego, opartych na podporach sztywnych. W etapie drugim analizie obliczeniowej poddano wpływ nadbetonu na nośność ścinania według modelu fińskiego.

- **Opracowanie autorskiego modelu obliczeniowego**

W rozdziale 5 przedstawiono autorski model analityczny wyznaczania nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych. Głównym celem analiz było znalezienie takiej metody wyznaczania rzeczywistych wartości poziomego naprężenia stycznego τ_{zx} , która mogłaby być jednocześnie inżynierskim narzędziem projektowym.

- **Własne badania doświadczalne**

Program badań doświadczalnych został zaplanowany w taki sposób, aby odwzorować rzeczywiste warunki pracy strunobetonowych płyt kanałowych przy określonych warunkach ich podparcia w zależności od lokalizacji prefabrykatu na stropie. Analizowano trzy schematy statyczne płyt stropowych poddanych ścinaniu, które odpowiadają pracy płyt opartych na podporach sztywnych oraz podatnych z rozróżnieniem na elementy w środkowym lub skrajnym obszarze pola stropowego. Łącznie przebadano 15 płyt kanałowych o różnych wysokościach, w tym 6 z nadbetonem. Przeprowadzono także badania dodatkowe w zakresie określenia parametrów mechanicznych betonu

prefabrykatów i nadbetonu oraz stali sprężającej, a także badania właściwości mechanicznych styku podłużnego pomiędzy płytą kanałową i nadbetonem.

- **Analiza numeryczna**

W analizie numerycznej, z wykorzystaniem metody elementów skończonych, wyodrębniono dwa etapy. W pierwszym wykonano 12 modeli płyt kanałowych w taki sposób, aby jak najdokładniej odwzorować warunki statyczno-wytrzymałościowe elementów badawczych oraz główne elementy stanowisk laboratoryjnych. Głównym celem analiz było określenie wielkości fizycznych, których pomiar w badaniach był niemożliwy lub utrudniony z uwagi na lokalizację lub nadmierną liczbę potrzebnych punktów pomiarowych, jak również śledzenie w czasie rozwoju zarysowania betonu, którego obserwacja w doświadczeniach była utrudniona z uwagi na kruchy typ zniszczenia.

W drugim etapie wykonano symulacje pola stropowego, odpowiadającego rzeczywistemu ukształtowaniu konstrukcji typu Slim Floor z płyt kanałowych i dźwigarów podatnych. Celem analizy było określenie takiej wartości sztywności giętej dźwigara, dla której należy uwzględnić podatność podpory w obliczeniach nośności płyt kanałowych na ścinanie. Zagadnienie to mogło zostać rozwiązane jedynie na drodze symulacji komputerowej, ponieważ potrzebna liczba elementów konstrukcyjnych oraz rozmiary stanowiska przekraczały możliwości badań doświadczalnych.

2.3. TEZY PRACY

Teza 1

Wzrost podatności podpory powoduje niekorzystną zmianę stanu naprężeń płyty kanałowej, która może powodować przekroczenie stanu granicznego nośności ścinania.

Teza 2

Układanie dodatkowej warstwy nadbetonu na prefabrykowanych, stropowych płytach kanałowych podnosi w znaczący sposób bezpieczeństwo stropu z uwagi na stan graniczny nośności ścinania.

Teza 3

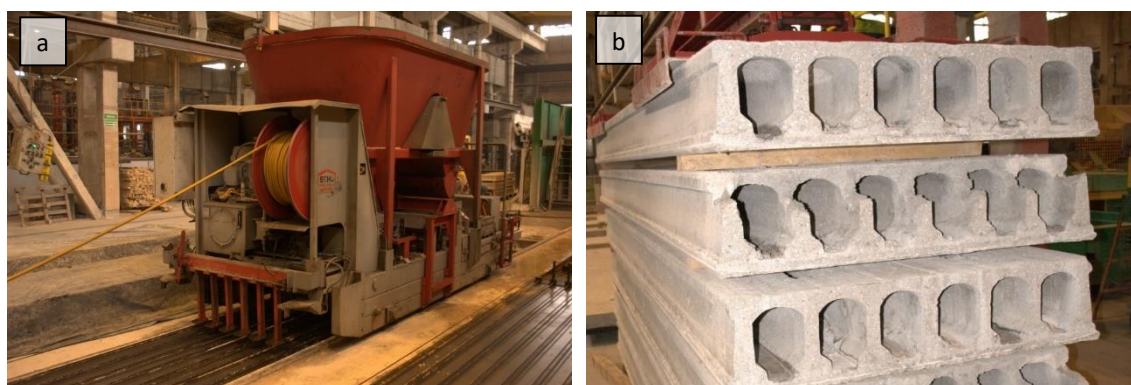
Za podpory podatne należy uważać dźwigary, których przyrost doraźnego ugięcia na skutek obciążeń powstałych po wypełnieniu styków między płytami kanałowymi jest większy niż 1/1350 rozpiętości.

3. PRZEGLĄD LITERATUROWY

3.1. TECHNOLOGIA PREFABRYKACJI PŁYT KANAŁOWYCH

Podwaliny pod powstanie technologii produkcji tych, początkowo żelbetowych prefabrykatów, położył już w latach 30-tych ubiegłego stulecia Wilhelm Schaefer, który zaproponował realizację kompozytowej płyty, składającej się z wewnętrznych rdzeni z betonu popiołowego, umieszczonych między dwoma warstwami betonu zbrojonego. Na przełomie lat 40-tych i 50-tych ubiegłego wieku technologia ta była systematycznie rozwijana i ulegała znaczącym przeobrażeniom, a jej wdrożenia do produkcji przemysłowej podjęły się firmy z Niemiec i Stanów Zjednoczonych. Pierwszą skuteczną realizację płyt kanałowych, jako elementów otworowych z wykorzystaniem betonu sprężonego przeprowadziła niemiecka firma Buderus'sche Eisenwerke, a w Stanach Zjednoczonych technologia ta została udoskonalona i opatentowana pod nazwą Spancrete. Początkowo płyty wykonywano w technologii sztywnych form, gdzie beton układano warstwowo, z podwieszonego zasobnika, w krótkich szalunkach, a uformowanie przekroju poprzecznego z kanałami zapewniały podłużne wkładki z tworzywa sztucznego (Capuano 2002).

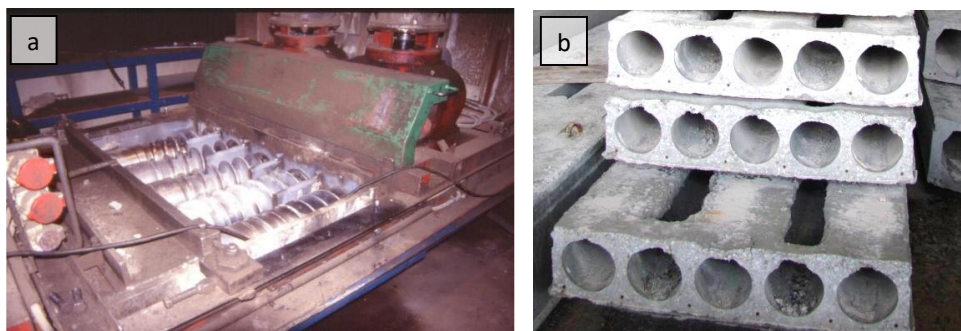
Rewolucja w technologii prefabrykacji stropowych płyt kanałowych nastąpiła w 1955 r. dzięki Maxowi Gassnerowi, który zaprojektował maszynę do warstwowego formowania i zagęszczania mieszanki betonowej metodą ślizgową (slip-form), poruszającą się wzdłuż długiego toru naciągowego (patrz fot. 2a). Za sprawą firm Max Roth i Weiler, które rozwinęły patent metody ślizgowej, produkcja sprężonych stropów kanałowych skutecznie rozprzestrzeniła się w Europie. Metoda ta umożliwia prefabrykację płyt w technologii bezszalunkowej bezpośrednio na gładkiej powierzchni stalowego stołu naciągowego. Przekrój poprzeczny płyty realizowany jest w dwóch etapach (1 – półka dolna, 2 – żeberka poprzeczne i półka górna). Interwał czasowy pomiędzy oboma etapami nie przekracza ok. 60 sekund. Odpowiednie zagęszczenie mieszanki betonowej zapewnia układ wibratorów wewnątrz maszyny formującej, pracujących w płaszczyznach pionowej i poziomej. Prefabrykaty uzyskiwane w technologii ślizgowej charakteryzują się smukłymi kanałami, o przekroju poprzecznym zbliżonym do prostokąta (patrz fot. 2b).



Fot. 2. Slip-former w trakcie produkcji prefabrykatów (a).
Płyty kanałowe wykonane w technologii ślizgowej (b).

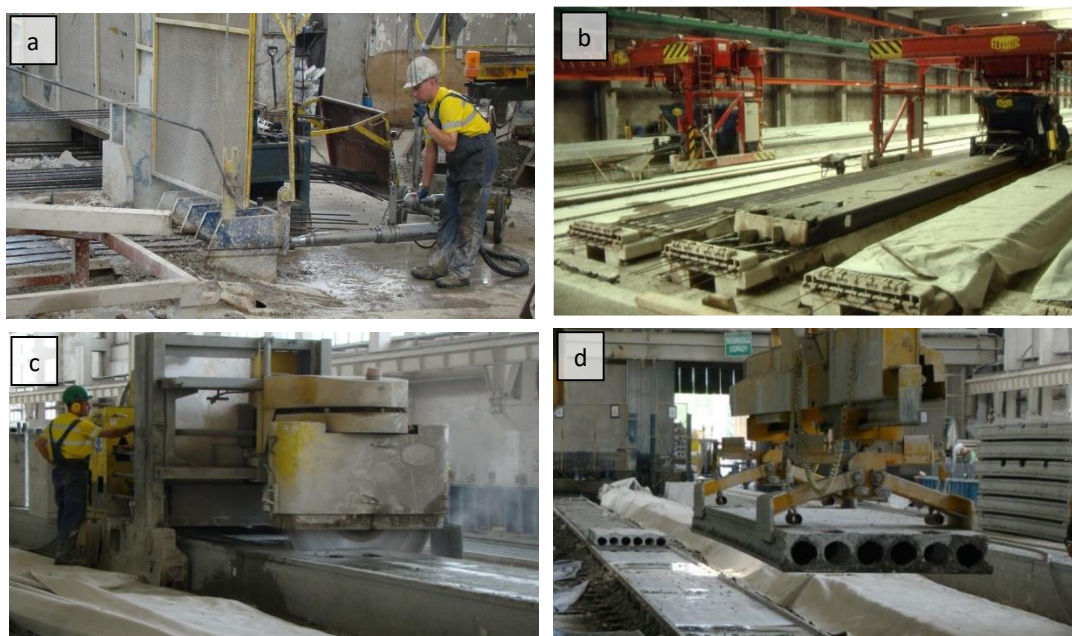
Kolejny przełom w optymalizacji prefabrykacji nastąpił wraz ze stworzeniem przez kanadyjską firmę Spiroll tzw. podajnika ślimakowego (patrz fot. 3a), umożliwiającego zastosowanie metody wyciskania (ekstruzji) z jednoczesnym wibrowaniem mieszanki, co pozwala na stosowanie betonu o niskim wskaźniku wodno-cementowym ($w/c=0,4$) i odpowiedniej konsystencji (konsystencja V0 według metody VeBe (PN-EN 206 2003), co w normie (PN 88 1988) odpowiadało konsystencji wilgotnej K1). Taka technologia produkcji z łatwością umożliwia wykonanie betonów o klasie wytrzymałości C50/60, dzięki czemu znacznie wzrasta przyczepność betonu do stali. Należy podkreślić, iż w produkcji sprężonych płyt kanałowych mieszankę betonową stawiane są specjalne

wymagania, tj. niemal natychmiastowa zdolność utrzymania kształtu prefabrykatu bez stosowania szalunków, wysoka wczesna wytrzymałość betonu i wartość modułu sprężystości oraz niewielkie odkształcenia reologiczne, itp. Prefabrykaty uzyskiwane w technologii ekstruzji charakteryzują się kanałami okrągłymi lub zbliżonymi do przekroju elipsy (patrz fot. 3b).



Fot. 3. Podajnik ślimakowy maszyny formującej - ekstrudera (a).
Płyty kanałowe wykonane w technologii ekstruzji (b).

W obu opisanych technologiach elementy wykonywane są na stalowym stole wzdłuż toru naciągowego o długości ok. 100÷200 m, wzdłuż krawędzi którego przebiega szyna, po której porusza się maszyna formująca. Po ułożeniu splotów sprężających na całej długości toru i ich naciągu (patrz fot. 4a), maszyna formująca, dzięki stalowej matrycy, formuje betonowy przekrój poprzeczny płyty o żądanej wysokości. Po realizacji pasmo płytowe przykrywa się matą lub folią, zabezpieczającą przed utratą wilgoci (patrz fot. 4b). Stół na którym wykonuje się elementy, może być podgrzewany od spodu za pomocą układu węzownic, w celu przyspieszenia procesu dojrzewania betonu. Zwolnienie naciągu poprzez przecięcie płyt (patrz fot. 4c) następuje po uzyskaniu przez beton wytrzymałości nie mniejszej niż 70% 28-dniowej wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cm} . Całkowity czas produkcji prefabrykatów trwa ok. 30 godzin, następnie płyty są wywożone z hali produkcyjnej i magazynowane (patrz fot. 4d).



Fot. 4. Proces produkcji płyt kanałowych – naciąg splotów sprężających (a), betonowanie i dojrzewanie betonu (b)¹, cięcie i zwalnianie naciągu (c), transport elementów (d).

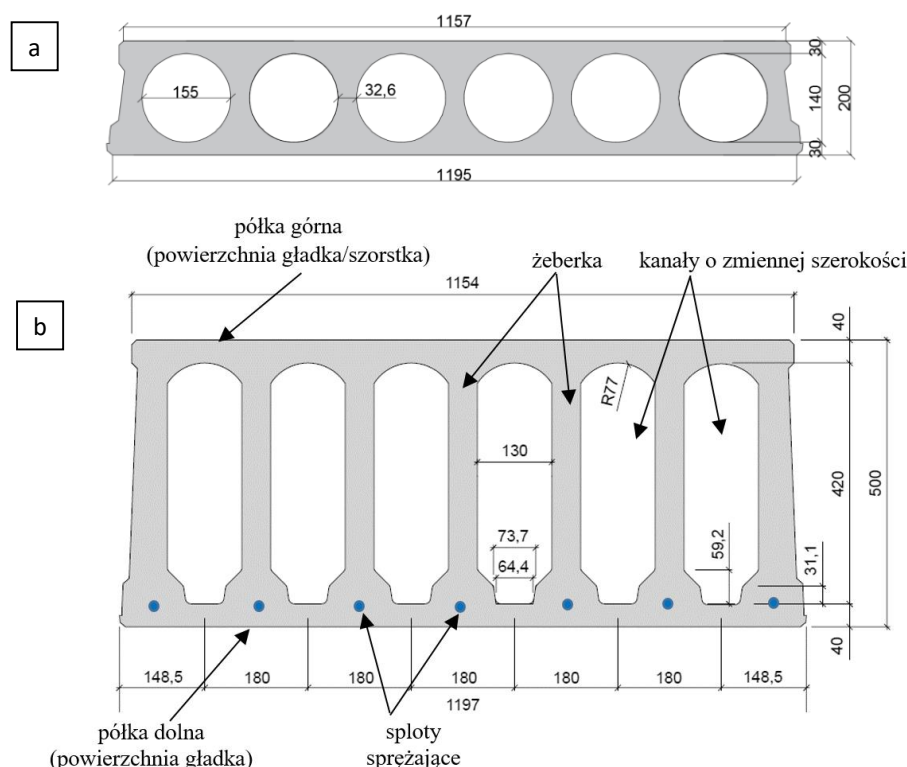
¹ Źródło fot. 4b: (Elliot 2016).

Dzięki technologii ekstruzji koszty jednostkowe produkcji gwałtownie spadły, a strunobetonowe płyty kanałowe o rozpiętości powyżej 7,0 m, wyparły w znacznej mierze płyty żelbetowe.

Technologie ekstruzji i ślizgowa zostały skutecznie wdrożone w USA, Kanadzie, Wielkiej Brytanii, krajach Beneluksu i Skandynawii oraz krajach byłego bloku Związku Radzieckiego. Konkurencja zakładów prefabrykacji, wykorzystujących obie technologie produkcji, przyczyniła się w znaczny sposób do ich udoskonalenia, dzięki czemu są one stosowane z powodzeniem po dziś dzień. W ostatnich latach zrodziły się nowe rynki zbytu o dużym zapotrzebowaniu, np. w: Chinach, krajach Dalekiego Wschodu, Afryce oraz Australii (Cholewicki 2014).

3.2. CHARAKTERYSTYKA STRUNOBETONOWYCH PŁYT KANAŁOWYCH

Stropowe płyty kanałowe mają dość ujednoliconą geometrię przekroju poprzecznego, która jest uzależniona od żądanych wielkości obciążeń i rozpiętości oraz technologii prefabrykacji. Płyty wykonywane w technologii ekstruzji charakteryzują się owalnymi lub eliptycznymi otworami w przeciwieństwie do niemal prostokątnych kanałów wykonywanych w technologii ślizgowej. W Europie produkowane są płyty w zakresie nominalnych wysokości 150÷500 mm i stałej szerokości ok. 1200 mm lub 600 mm, a węższe przekroje uzyskuje się poprzez cięcie wzdłuż osi kanałów. Wykonywane są także nietypowe płyty typu „Jumbo”, których nominalna wysokość przekroju przekracza 500 mm, a dolna półka i żeberka mogą być dozbrajane dodatkową siatką stalową. Przykładowe przekroje poprzeczne płyty kanałowych przedstawiono na ryc. 1.



Ryc. 1. Przekroje poprzeczne płyt: HC200 wykonane w technologii ekstruzji (a) i HC500 wykonane w technologii ślizgowej (b).

Podłużne kanały w znaczący sposób zmniejszają ciężar prefabrykatu (nawet do 60 % w porównaniu z płytami o pełnym przekroju i tej samej wysokości, obniżając tym samym poziom zużycia betonu. Zredukowanie ciężaru własnego płyty (ok. 1,5÷7 kN/m²) prowadzi do ok. 30-procentowej oszczędności w zużyciu stali sprężającej (Capuano 2002).

Płyty kanałowe sprężane są najczęściej w poziomie półki dolnej splotami 7-drurowymi o średnicy 7,8÷13,0 mm i charakterystycznej granicy plastyczności f_{pk} 1470÷1860 MPa. W płytach, w których

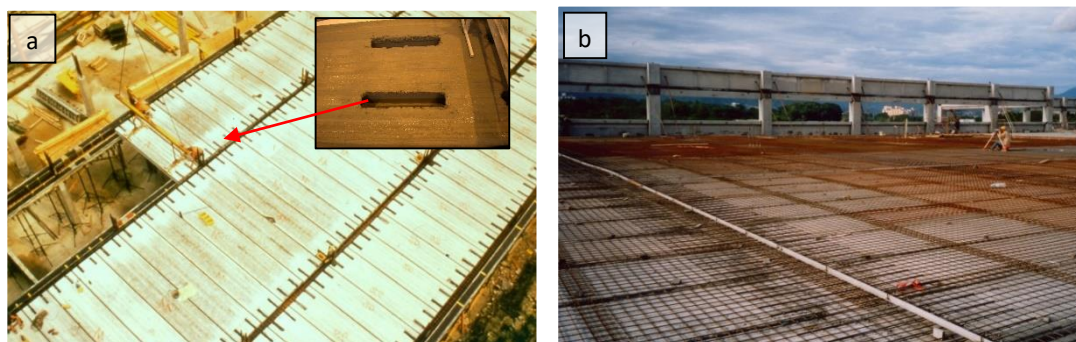
istnieje możliwość wystąpienia nadmiernej strzałki wygięcia w początkowej fazie pracy oraz w sytuacji wystąpienia momentu zginającego o wartości ujemnej (np. dla płyt z przewieszeniem) stosuje się sprężenie w poziomie półki górnej w postaci drutów gładkich lub splotów o niewielkiej średnicy.

Typowe płyty posiadają odporność ogniową klasy R60, a staranne wypełnienie styków między prefabrykatami w czasie montażu pozwala przyjąć parametry stropu klasy REI 60. Wykonuje się także płyty spełniające wymagania dla klas odporności ogniowej REI 90 i REI 120 przy zastosowaniu odpowiedniej grubości otuliny zbrojenia oraz warstwy nadbetonu (*Turkowski 2014*).

Strunobetonowe płyty kanałowe zazwyczaj nie posiadają żadnego zbrojenia poza swoim przekrojem, jednakże istnieje możliwość wykonywania elementów z wystającymi ciągniami, co stanowi rzadką praktykę z uwagi na wydłużony proces produkcji. Dlatego w celu połączenia sąsiednich płyt w miejscu ich wbudowania w strop, układa się pręty w podłużnych stykach płyt, a także otwiera poszczególne kanały w celu ich zazbrojenia i zabetonowania na określonej długości (patrz fot. 5a). Zabieg ten jest także skutecznym sposobem zwiększenia nośności płyt na ścinanie. Jest to szczególnie istotne, gdyż obie technologie prefabrykacji płyt kanałowych uniemożliwiają stosowania jakiegokolwiek zbrojenia poprzecznego w przekroju płyt, a jedynym zbrojeniem pozostają podłużne sploty sprężające. Brak strzemion w cienkościennych żeberkach stanowi z jednej strony znaczący mankament tych elementów, z drugiej zaś, rozwiązanie to jest także zaletą, umożliwiającą szybszą realizację i redukcję kosztów prefabrykacji.

W większości przypadków płyty kanałowe mogą pracować bez dodatkowej warstwy nadbetonu na górnej powierzchni. Jednak dla zwiększenia sztywności elementów, polepszenia efektu tarczowej pracy układu stropowego (*Cholewicki 1998*) i zwiększenia odporności ogniowej stosuje się często zabieg monolityzacji przez nadbetonowanie. Jest on szczególnie powszechny w krajach, gdzie wpływy oddziaływań sejsmicznych stanowią szczególne zagrożenie dla obiektów budowlanych (*Menegotto 1996*). Zaleca się także stosowanie warstwy nadbetonu w przypadku występowania znacznych obciążeń skupionych oraz przy zróżnicowaniu obciążeń, dla odpowiedniej dystrybucji obciążeń i zapobiegnięciu efektu „klawiszowania” płyt (*Elliot 2016*). Należy stosować beton uzupełniający o klasie wytrzymałości nie niższej niż C20/25 i minimalnej grubości 50 mm w miejscu maksymalnej strzałki wygięcia (z uwagi na minimalne otulenie prętów siatki zbrojeniowej). W celu polepszenia warunków przyczepności nadbetonu do płyt kanałowych górna ich powierzchnia może zostać uszorstkowiona na etapie produkcji.

Strop z płyt kanałowych przygotowany do betonowania pokazano na fot. 5b.

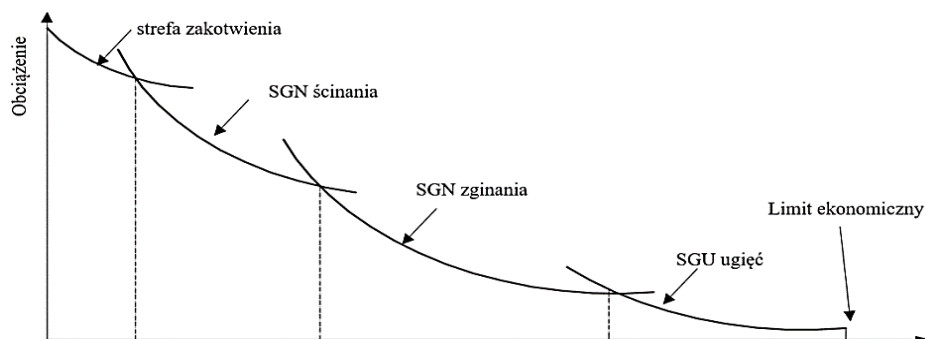


Fot. 5. Strop z płyt kanałowych z otwartymi kanałami w strefach przypodporowych (a) oraz zazbrojony przed nadbetonowaniem (b)².

² Źródło fot. 5: (*Elliot 2016*).

3.3. INŻYNIERSKIE ZAŁOŻENIA PROJEKTOWANIA PŁYT KANAŁOWYCH

Według współczesnych podstaw wymiarowania konstrukcji za element właściwie zaprojektowany uważa się ten, który spełnia warunki granicznych stanów nośności i użytkowości. Zależność ekonomicznej rozpiętości i dopuszczalnego obciążenia z uwagi na wymogi stanów granicznych w schematyczny sposób przedstawiono na ryc. 2.



Ryc. 2. Schematyczna reprezentacja relacji obciążeń do rozpiętości płyt kanałowych³.

Płyty kanałowe projektowane są najczęściej w sposób bardzo uproszczony, jako elementy wolnopodparte bez uwzględniania wpływu skręcania oraz podporowego momentu zginającego. W projektowaniu pojedynczych elementów bardzo często pomija się współpracę pomiędzy prefabrykatami związaną z redystrybucją obciążeń zewnętrznych. W modelu obliczeniowym zgodnym z założeniami teorii sprężystości przyjmuje się, że płyty wykonane są jako izotropowe, albo anizotropowe (a w rzeczywistości ortotropowe), a złącza poprzeczne między płytami traktuje się jako przeguby (Starosolski 2008). To powszechne podejście obliczeniowe jest słuszne i stanowi właściwe odwzorowanie sposobu pracy płyt w przypadku oparcia na równoległych, równomiernie odkształcalnych względem siebie podporach (ścianach lub wysokich dźwigarach) za pośrednictwem zaprawy lub odkształcalnych podkładek neoprenowych, gdy płyta poddana jest obciążeniom równomiernie rozłożonym na całej powierzchni. Sprawdzenie nośności sprowadza się wówczas do rozważenia głównych mechanizmów zniszczenia płyty od efektów zginania, ścinania i ich interakcji:

Powyższe założenia w bardzo wielu przypadkach nie są jednak odzwierciedleniem rzeczywistych warunków pracy płyt kanałowych. Za przykład, kiedy w wymiarowaniu należy uwzględnić dodatkowe oddziaływania, które powodują występowanie złożonego stanu naprężeń w przekroju poprzecznym, mogą posłużyć następujące sytuacje:

- płyta oparta wzdłuż jednej lub dwóch podłużnych krawędziach, np. zamocowanie w wieńcu podłużnym w przypadku płyt skrajnych,
- płyta obciążona w sposób nierównomierny lub siłami skupionymi, np. od ciężkich ścianek działowych (patrz praca (Lucio 2006)),
- płyta z otworami lub wycięciami w kluczowych dla nośności miejscach (patrz praca (Mönnig 1998)),
- płyta oparta na dźwigarach podatnych (patrz praca (Pajari 1995)).

Brak zbrojenia poprzecznego w pionowych żeberkach płyt kanałowych sprawia, że są one najbardziej newralgiczną częścią tego elementu konstrukcyjnego, stąd potrzeba gruntownej analizy nośności na ścinaniem, w szczególności, gdy siła tnąca występuje w interakcji z momentem skręcającym lub zginającym. W celu właściwej analizy pracy strunobetonowej płyty kanałowej w złożonym stanie naprężeń niezbędne jest wcześniejsze zrozumienie pracy tych elementów na tzw. podporach sztywnych (niepodatnych).

³ Źródło ryc. 2: (Elliot 2016).

3.4. STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI ŚCINANIA PŁYT KANAŁOWYCH OPARTYCH NA PODPORACH SZTYWNYCH

3.4.1. Badania doświadczalne i analizy obliczeniowe płyt kanałowych poddanych ścinaniu, opartych na podporach sztywnych

Pomimo dużej popularności płyt kanałowych w Europie, do końca lat 70-tych ubiegłego wieku nie określono klarownych wytycznych dla projektowania tych elementów poddanych ścinaniu. Procedury obliczeniowe opierano na założeniach dla belek żelbetowych, jedynie z uwzględnieniem różnic z uwagi na kształt przekroju poprzecznego oraz brak strzemion. Warto także nadmienić, że teoretyczne zasady wymiarowania konstrukcji żelbetowych zostały dokładnie rozwinięte w zakresie oddziaływania momentu zginającego i sił podłużnych, ale nie w pełni dla sił tnących. Istniejące modele obliczeniowe nośności na ścinanie elementów żelbetowych posiadają przede wszystkim podłoże empiryczne. Można do nich zaliczyć klasyczny model ścinania – tzw. kratownicy Mörsch'a (*Mörsch 1923*), zasadę Regan'a (*Regan 1971*) oraz model rotacyjny Walther'a (*Walther 1962*). W dalszej kolejności powstawały modele teoretyczne stanowiące znaczne rozwinięcie stanu wiedzy w zakresie mechaniki zniszczenia betonu pod wpływem siły tnącej – model Nielsen'a (*Nielsen 1978*), bazujący na zasadzie idealnej plastyczności materiału oraz model Bhide'a i Collins'a (*Bhide 1978*) oparty na założeniu o ograniczeniu odkształcalności betonu (*Gołycki 1968*).

Podwaliny naukowe pod zagadnienie ścinania w strunobetonowych płytach kanałowych na podstawie badań doświadczalnych i analiz teoretycznych, zostały położone dopiero w latach 80-tych i 90-tych ubiegłego wieku przez badaczy z międzynarodowych ośrodków: Sarja i Nykyri'ego (*Sarja 1982*), Walraven'a i Mercx'a (*Walraven 1983*), Becker'a (*Becker 1985*), Jonsson'a (*Jonsson 1988*), Pajari'ego (*Pajari 1989*), Mehlhorn'a (*Mehlhorn 1990*), Girhammar'a (*Girhammar 1992*), Pisanty'ego (*Pisanty 1992*), Yang'a (*Yang 1994*) oraz den Uijl'a (*Uijl 1983*).

Najlepszą podstawę empiryczną pod analizy teoretyczne nośności na ścinanie płyt kanałowych na podporach sztywnych dały badania doświadczalne prowadzone od 1979 r. przez fiński zespół pod kierownictwem Pajari'ego w Technical Research Centre of Finland VTT. W badaniach niemal 350 płyt kanałowych analizowano wpływy zginania, interakcji zginania ze ścinaniem oraz wpływ zarysowania w styku pomiędzy płytą i warstwą nadbetonu. W oparciu o szeroką pulę badań eksperymentalnych (*Sarja 1982*) przeprowadzono w VTT także pierwsze analizy numeryczne wymienionych powyżej zagadnień (*Pajari 1989*).

Do najbardziej znaczących prac naukowo-badawczych, stanowiących rozwinięcie zagadnienia wpływu siły tnącej na nośność strunobetonowych płyt kanałowych na podporach sztywnych w zależności od wysokości elementu, ukształtowania podpory oraz charakteru obciążenia, można zaliczyć prace: (*Hawkins 2003*), (*Fellinger 2005*), (*Pajari 2005*), (*Tape 2005*), (*Palermo 2007*), (*Girhammar 2008*), (*Bertagnolio 2009*) i (*Pajari 2009*). Zagadnienie ścinania z uwagi na swoją złożoność zrodziło potrzebę szczegółowych analiz wieloparametrycznych, wśród których można wyróżnić najważniejsze aspekty tj.:

- wpływ wysokości płyty – (*Palmer 2011*),
- wpływ wypełnienia kanałów betonem – (*Tape 2005*),
- wpływ ukształtowania ścięć płyty w strefie podparcia – (*Girhammar 1995*), (*Yang 1995*),
- wpływ warunków pożarowych na strefę podparcia płyt – (*van Acker 2003*), (*Fellinger 2005*),
- wpływ interakcji ścinania ze skręcaniem – (*Pajari 2004*), (*Broo 2008*), (*Pisanty 2008*),
- wpływ nadbetonu na nośność ścinania i zginania – (*Ueda 1991*), (*Ajdukiewicz 2008*), (*Girhammar 2008*), (*Bakar 2011*), (*Izni 2011*),
- wpływ oddziaływań cyklicznych – (*Walraven 2004*), (*Johansson 2009*).

3.4.2. Polskie doświadczenia naukowe w tematyce płyt kanałowych

Polskie doświadczenia badawcze i dorobek naukowy w zakresie strunobetonowych płyt kanałowych pozostaje dość skromny. W historii polskich badań można wyodrębnić dwa okresy, w których stropy wielkopłytowe znajdowały się w polu zainteresowań ośrodków naukowo-technicznych. W latach 1988-1989 na Politechnice Śląskiej za sprawą Starosolskiego i Glenszczyk (*Starosolski 1988a*) prowadzono prace badawcze nad wdrożeniem produkcji z płyt kanałowych z miękkim zbrojeniem podporowym, sprężanych metodą termiczną. Elementy stanowiły integralny składnik wdrażanego wówczas systemu szkieletowego SBD w budownictwie mieszkaniowym. W tym samym okresie prowadzono testy nad połączeniami prefabrykowanych rygli z wielkokanałowymi płytami stropowymi w celu określenia zależności między momentem podporowym i kątem obrotu połączeń rygla z płytami stropowymi (*Starosolski 1987*), a także nad zagadnieniem dopuszczalnych wycięć technologicznych (*Starosolski 1990*).

Lata 90-te ubiegłego wieku przyniosły w polskiej prefabrykacji betonowej duży zastój, co związane było z kryzysem ekonomicznym i odejściem od systemów wielkopłytowych w budownictwie mieszkaniowym. Z czasem zakłady prefabrykacji zaczęły wznawiać ulepszoną i zoptymalizowaną technologię produkcji, wykonując wysokiej jakości prefabrykaty zgodne z wymaganiami kolejnych norm projektowych (*PN-B 03264 2002*), (*EC2 2008*) oraz (*PN-EN 1168 2009*)

Zainteresowanie badawcze nad rozwojem systemu płyt kanałowych powróciło z początkiem XXI wieku za sprawą badań na Politechnice Śląskiej prowadzonych przez zespół Ajdukiewicza. Bezpośrednim celem badań było określenie nośności na zginanie, rysoodporności i sztywności w rzeczywistym schemacie pracy konstrukcji płyt otworowych pod działaniem obciążenia doraźnego (*Ajdukiewicz 2006*) oraz zachowania się płyt pod obciążeniem długotrwałym (*Ajdukiewicz 2008*). W kolejnych latach wspomniany zespół przeprowadził badania eksperymentalne nad nośnością na ścinanie płyt kanałowych opartych na podporach sztywnych (*Ajdukiewicz 2010*). Badania miały na celu empiryczną weryfikację wyników nośności na ścinanie otrzymywanych z wprowadzonej normy (*PN-EN 1168 2009*) i normy amerykańskiej (*ACI 318M-05*). Analiza badań przedstawiona w (*Ajdukiewicz 2010*) wykazała, że rzeczywista nośność płyt osiągnięta w wyniku ścinania jest większa niż ta wynikająca z metody analitycznej rozważanych norm. Ponadto zaobserwowano odejście od tej zależności dla płyt o niskim poziomie sprężenia, które niszczyły się przy większym udziale zginania niż ścinania.

Wąski zakres polskich badań doświadczalnych uzupełniają rozważania analityczne i obliczeniowe. Istotny wkład wniósł tutaj Starosolski, którego prace stanowią ważne wskazówki dla projektantów strunobetonowych płyt kanałowych, a dotyczą następujących zagadnień:

- rezerw obliczeniowych wynikających z uwzględniania poprzecznej współpracy stropowych elementów prefabrykowanych (*Starosolski 2005a*),
- założeń konstrukcyjnych i obliczeniowych prefabrykowanych żelbetowych płyt stropowych z lub bez uwzględniania współpracy między elementami oraz płyty poddanych oddziaływaniom skręcania (analizą nie objęte tu zostały elementy strunobetonowe) (*Starosolski 2005b*), (*Starosolski 2008*),

Na polu analiz teoretycznych warto wymienić prace Cholewickiego i współautorów, realizowanych w ramach działalności Instytutu Techniki Budowlanej oraz *fib*, które przyczyniły się do rozwoju następujących płaszczyzn związanych z teorią i projektowaniem płyt kanałowych:

- sztywność przestrzenna tarczy stropowej ze sprężonych płyt prefabrykowanych obiektów szkieletowych ze szczególnym uwzględnieniem przekazywania siły tnącej między sąsiednimi prefabrykatami (*Cholewicki 1999*);
- prace zrealizowane z Elliottem – projektowanie połączeń i zbrojenia styków podłużnych (*Cholewicki 2001a*) oraz z Szulcem – (*Cholewicki 1991*), (*Cholewicki 2003*), wpływ

warunków oparcia płyty i kształtowanie obwodowych wieńców poprzecznych (Cholewicki 2008);

- interakcja w konstrukcjach zespolonych z betonu na podstawie tzw. modelu pasmowego, obejmującego zagadnienie oceny stanu granicznego nośności betonowej konstrukcji zespolonej z uwzględnieniem podatności połączeń dwóch betonów (np. płyta kanałowa z nadbetonem) (Cholewicki 2012) – prace zrealizowane z Szulcem;
- kształtowanie wieńców poprzecznych dla płyt w warunkach obciążeń wyjątkowych i katastrofy postępującej (Cholewicki 2011).

Cholewicki z Szulcem jako pierwsi w polskiej literaturze poruszyli zagadnienie nośności na ścinanie płyt kanałowych opartych na podporze podatnej. W publikacji (Szulc 2012) została krótko opisana charakterystyka wpływu podatności podpory oraz przedstawiony przykład obliczeniowy na podstawie rekomendacji *fib* (*fib 6 2000*). Cholewicki wraz z autorem niniejszej dysertacji prowadzili także analizy obliczeniowe zagadnienia w oparciu o założenia tzw. modelu pasmowego, które zostały przedstawione w p. 5. Zagadnienie wpływu podatności dźwigara, oprócz niniejszej pracy doktorskiej, znalazło się w polu zainteresowań i wąskiego zakresu badań doświadczalnych na Politechnice Łódzkiej. W 2016 r. Bodzak przebadał 2 płyty kanałowe w schemacie statycznym odpowiadającym pracy tych elementów w środkowym obszarze pola stropowego (Bodzak 2016), na podstawie których stwierdzono znaczną redukcję nośności ścinania (ok. 50 %) w przypadku oparcia płyt jedynie w obszarze żeberek skrajnych.

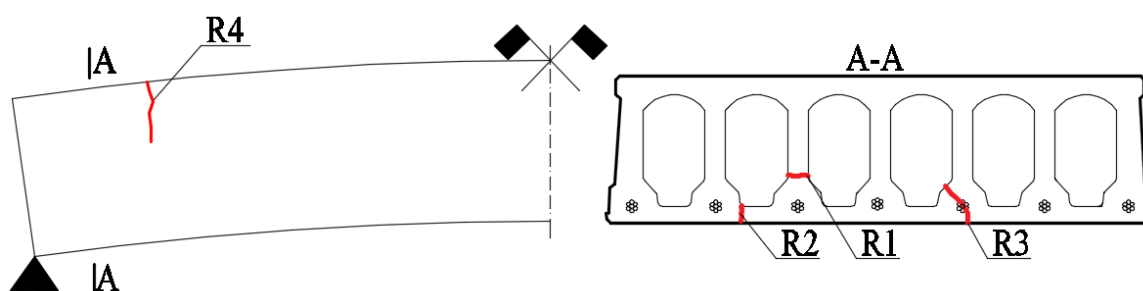
3.4.3. Mechanizmy zniszczenia płyt kanałowych

Jako punkt wyjścia w analizie pracy płyt kanałowych przyjmuje się, iż model zniszczenia sprężonych płyt kanałowych zależy od sytuacji pracy konstrukcji. Zniszczenie może nastąpić w wyniku działania:

- zbyt dużego efektu sprężenia (sytuacja początkowa),
- obciążenia ciężarem własnym i obciążeniami użytkowymi (sytuacja użytkowa).

Rzeczony zarysowania dolnej i górnej powierzchni oraz żeberek płyty, odpowiadający sytuacji początkowej, został przedstawiony na ryc. 3 na podstawie pracy (Uijl 1983), gdzie rozróżnia się:

- R1 – poziome zarysowanie na wysokości betonowych żeberek,
- R2 – pionowe zarysowanie półki dolnej pomiędzy żeberekami,
- R3 – pionowe lub ukośne zarysowanie propagujące się wzdłuż cięgien sprężających,
- R4 – poprzeczne zarysowanie półki górnej.



Ryc. 3. Typy zarysowania płyty kanałowej w sytuacji początkowej⁴.

Wymienione uszkodzenia nie muszą prowadzić bezpośrednio do zniszczenia płyty, zwłaszcza w sytuacji, gdy szerokość rozwarcia i zakres rozwoju rysy są niewielkie. Każda płyta kanałowa po produkcji powinna jednak zostać poddana gruntownemu procesowi kontroli jakości, gdyż opisane powyżej zarysowania mogą znacznie zredukować nośność na zginanie i ścinanie elementu, co

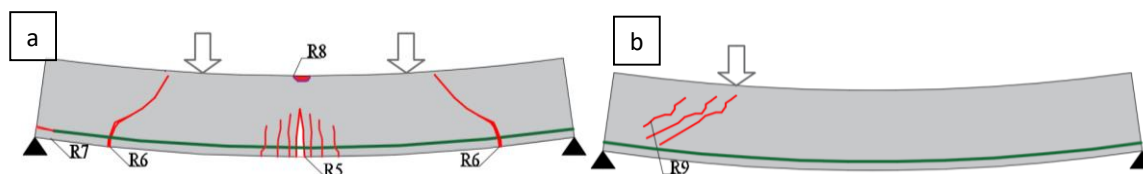
⁴ Źródło ryc. 3: (Pajari 1989).

w konsekwencji może prowadzić do ewentualnego zniszczenia, gdy płyta będzie pracowała pod pełnym obciążeniem w sytuacji użytkowej. Jeżeli płyta kanałowa oparta jest na rozciąganej części dźwigara mogą rozwinać się pierwotne rysy wzdłuż cięgien sprężających (R3), których propagacja osłabi przyczepność betonu do cięgien i doprowadzi do znacznego spadku siły sprężającej w przekroju (Gálvez 2009).

Mechanizmy zniszczenia w sytuacji użytkowej pracy konstrukcji zależą od wielu czynników, tj.: sposobu obciążenia (równomiernie rozłożone, siły skupione, itp.), rozpiętości i typu przekroju poprzecznego, lokalizacji i rodzaju splotów sprężających. Na podstawie badań doświadczalnych, Girhammar w pracy (Girhammar 1992) rozróżnia następujące przykłady rozwoju zarysowania, powodujące zniszczenie płyt kanałowych:

- R5 – rysy od zginania,
- R6 – rysy od interakcji zginania ze ścinaniem,
- R7 – rysy podłużne w efekcie utraty przyczepności betonu i stali,
- R8 – wymiażdżenie betonu w strefie ściskanej,
- R9 – zarysowanie od ścinania.

Zarysowanie typu R9 należy traktować jako mechanizm zniszczenia od tzw. czystego ścinania. W przypadku zniszczenia typu R6 i R7 inicjacja zarysowania i zniszczenie związane jest z dominującym działaniem momentu zginającego z wyraźnym wpływem siły tnącej. Rysy od zginania R5, uplastycznienie stali sprężającej oraz wymiażdżenie betonu w strefie ściskanej R8 należy traktować jako mechanizmy zniszczenia od tzw. czystego zginania. Opisane powyżej obrazy zarysowania płyt kanałowych w sytuacji użytkowej pracy konstrukcji przedstawiono na ryc. 4.



Ryc. 4. Typy zarysowania płyty kanałowej w sytuacji użytkowej od wpływów zginania (a) oraz ścinania (b).

3.4.4. Mechanizm zniszczenia płyt kanałowych poddanych ścinaniu, opartych na podporach sztywnych

3.4.4.1. Mechaniczne podstawy ścinania elementów strunobetonowych

Zjawisko ścinania w konstrukcji występuje wtedy, gdy układ sił wewnętrznych redukuje się do wypadkowej stycznej do przekroju poprzecznego. Wypadkową tą nazywamy siłą tnącą lub poprzeczną. Miejszem najbardziej narażonym na zniszczenie jest strefa przypodporowa elementu strunobetonowego, gdzie siła sprężająca jest niepełna z uwagi na jej rozwój na długości transmisji, a siła tnąca od obciążeń zewnętrznych i ciężaru własnego osiąga wartość maksymalną.

Wyteżenie elementów prętowych w strefie przypodporowej jest rozważane przy założeniu płaskiego stanu naprężeń. Z tego względu dla obliczeń nośności na ścinanie rozpatruje się płaski stan naprężeń określony trzema składowymi: σ_x , σ_y , i τ_{xy} . Występowanie naprężeń stycznych τ_{xy} wynika z faktu niepokrywania się naprężeń głównych z kierunkami układu naprężeń ortogonalnych (Godycki 1982). W analizie elementów prętowych obciążonych równomiernie naprężenia normalne σ_y prostopadłe do osi podłużnej x są znikome w porównaniu z naprężeniami równoległymi σ_x i w związku z tym mogą być pominięte przy wyznaczaniu naprężeń głównych σ_1 i σ_2 ($\sigma_y=0$), wyrażonych wzorami:

wz.1

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xy}^2} \text{ (rozciąganie)}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xy}^2} \text{ (ściskanie)}$$

wz.2

Wartości naprężeń normalnych i stycznych wyznaczonych z wzorów mechaniki przyjmują postać:

$$\sigma_x = \frac{M_z}{W_{hc}}$$

wz.3

gdzie:

M_z – moment zginający w przekroju,

W_{hc} – wskaźnik wytrzymałości przekroju.

$$\tau_{xy} = \frac{V_y \cdot S_{hc}}{I_{hc} \cdot b}$$

wz.4

gdzie:

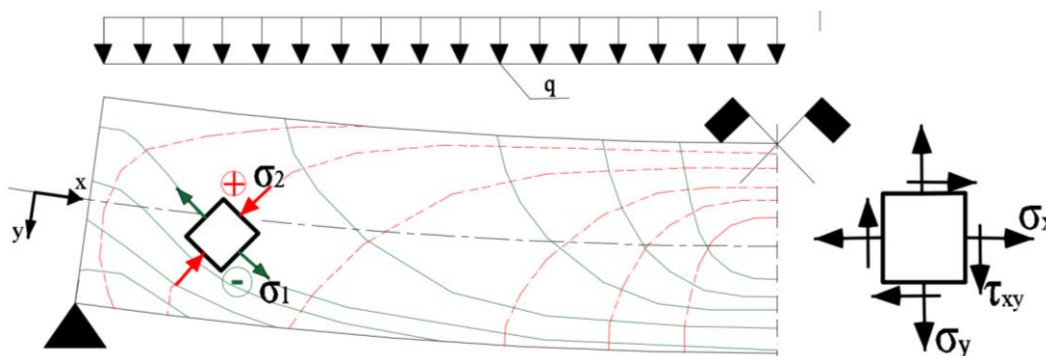
V_y – siła tnąca w przekroju, prostopadła do osi x ,

S_{hc} – moment statyczny części przekroju poprzecznego względem osi obojętnej,

I_{hc} – moment bezwładności przekroju poprzecznego,

b – szerokość rozważanego przekroju poprzecznego.

Na ryc. 5 przedstawiono przebieg trajektorii naprężeń w elemencie żelbetowym lub sprężonym z materiału jednorodnego przy działaniu momentu zginającego M_z i siły tnącej V_y powstałych od obciążenia ciągłego q (Godycki 1968).



Ryc. 5. Przebieg trajektorii naprężeń w niezarysowanym elemencie żelbetowym lub sprężonym. Linia przerywana – ściskanie, linia ciągłą – rozciąganie⁵.

Teoretyczne i praktyczne założenia projektowania strefy przypodporowej elementów żelbetowych stworzył Mörsch w pracy (Mörsch 1923), który oparł swoją teorię na przebiegu naprężeń głównych w strefie podparcia, zgodnych z obrazem zarysowania zaobserwowanym w doświadczeniach. Zgodnie z tzw. modelem kratownicowym strefa ściskana betonu w przekroju poprzecznym stanowi tzw. pas górny, a dolne zbrojenie rozciągane odpowiednio pas dolny. Rozciągane krzyżulce to strzemiona ukośne lub pręty ukośne. Krzyżulce ściskane zostają wyodrębnione przez zarysowanie ukośne elementu, występujące z chwilą przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie przez główne naprężenia rozciągające (Godycki 1982). Siła tnąca jest przekazywana na podporę dzięki mechanizmowi kratownicowemu. Ukośny zastrzał betonowy przejmuje siłę z pasa górnego i sprowadza ją do pasa dolnego, gdzie zbrojenie poprzeczne ponownie ją przekazuje do pasa górnego. W jednoprzęsłowych elementach strunobetonowych poddanych ścinaniu model kratownicowy, w bezpośrednim sąsiedztwie podpory, może zaistnieć jeżeli zbrojenie podłużne jest odpowiednio zakotwione – pas rozciągany może przenosić siłę rozciągającą. Teoria Mörsch'a, określana mianem klasycznej teorii ścinania, w swoich podstawach stanowi do dziś punkt wyjścia dla rozwoju kolejnych teoretycznych modeli obliczeniowych i założeń normowych.

⁵ Źródło ryc. 5: (Godycki 1968).

3.4.4.2. Strefy podziału długości elementu strunobetonowego poddanego ścinaniu

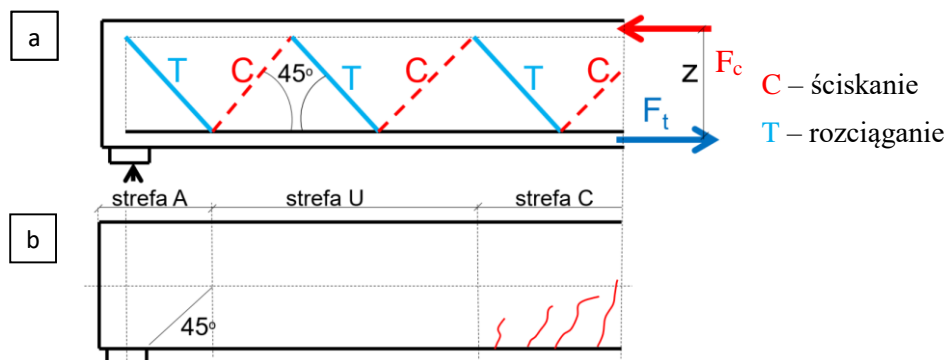
Przedstawiony na ryc. 5 stan naprężeń w przekroju elementu utrzymuje się do chwili wystąpienia zarysowania, po zaistnieniu którego zależy on w dużej mierze od stopnia zbrojenia poprzecznego. Zarysowanie zmienia trajektorię naprężeń głównych. Przyjmuje się, że beton strefy rozciąganej nie przenosi naprężeń rozciągających w żadnym przekroju (także pomiędzy rysami), co w konsekwencji powoduje zależność tych naprężeń od stycznych naprężeń ścinających, nachylonych do osi elementu pod kątem θ . Dla celów praktyki inżynierskiej powszechne zastosowanie ogranicza się do możliwości przyjęcia zmienności kąta nachylenia krzyżulców betonowych w zakresie $26,6^\circ \div 45^\circ$. Zmienność kąta θ stanowi główną modyfikację modelu kratowniczowego Mörsch'a, która została wprowadzona w wymiarowaniu na ścinanie zginanych elementów strunobetonowych np. według normy (EC2 2008). Według zaleceń tej normy definiuje się trzy strefy, uwzględniając zmienną nośność na ścinanie na długości elementu (Knauff 2009):

- A – strefa zakotwienia, sięgająca od czoła elementu do przekroju, w którym przecina się linia prowadząca pod kątem 45° od krawędzi podpory z osią podłużną belki,
- U – strefa niezarysowana od naprężeń normalnych,
- C – strefa zarysowana od naprężeń normalnych.

W strefie A największa siła tnąca przy podporze powinna być mniejsza od nośności na ścinanie ograniczonej przez zmiążdżenie ściskanych krzyżulców betonowych.

W strefie U obliczeniowa wartość siły tnącej jest porównywalna do wartości granicznej siły tnącej (obliczeniowej nośności na ścinanie dla elementów bez zbrojenia poprzecznego) określonej dla elementów sprężonych niezarysowanych przez zginanie.

W strefie C obliczeniową nośność na ścinanie elementu sprężonego bez zbrojenia na ścinanie określa się analogicznie jak dla elementu żelbetowego, dodatkowo uwzględniając wpływ siły sprężającej na naprężenia normalne. W przypadku, gdy siły tnące w tej strefie są mniejsze od nośności na ścinanie, nie ma potrzeby obliczania zbrojenia na ścinanie. Dla elementów projektowanych jako przekroje niezarysowane strefa C nie występuje. Zakres stref ścinania przedstawiono na ryc. 6.



Ryc. 6. Schemat kratownicy Mörsch'a (a) oraz strefy ścinania na długości elementu strunobetonowego (b).

Brak zbrojenia poprzecznego w żeberkach płyty kanałowych narzuca zasadnicze założenia projektowe dla strefy podparcia, zgodnie z którymi przekrój płyty projektowany powinien być jako niezarysowany w wyniku zginania oraz bez zarysowania ukośnego od ścinania.

Nośność na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych może być zmienna na długości także z uwagi na zmianę przekroju poprzecznego elementu. Przypadek ten ma miejsce, gdy otwiera się i wypełnia określoną ilość kanałów w strefie przypodporowej betonem uzupełniającym na etapie montażu. W niniejszej pracy wpływ wypełnienia kanałów nie jest rozważany, a analizowana nośność na ścinanie określana jest dla samego prefabrykatu lub prefabrykatu współpracującego z nadbetonem.

3.4.4.3. Mechaniczne podstawy ścinania strunobetonowych płyt kanałowych

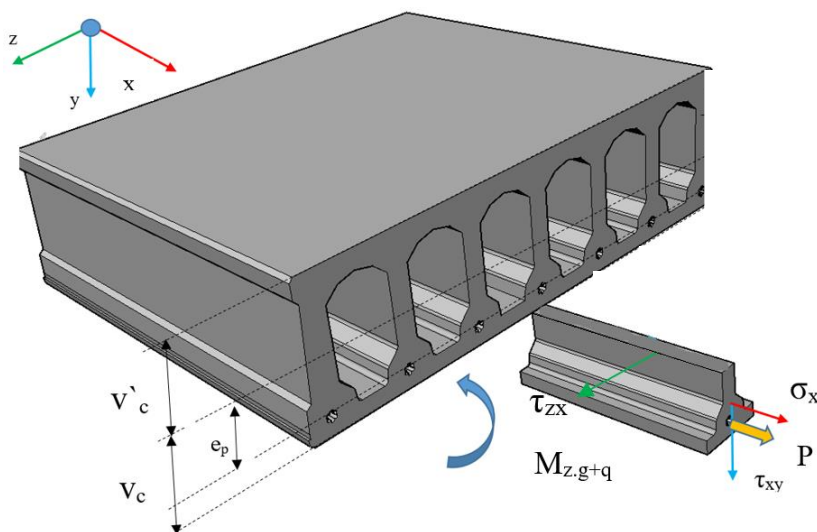
Spośród mechanizmów zniszczenia wymienionych w p. 3.4.3. znaczący wpływ na pracę strunobetonowych płyt kanałowych mają trzy: zarysowanie w wyniku ścinania, zniszczenie strefy zakotwień oraz zarysowanie od interakcji zginania ze ścinaniem. Autorzy zestawienia światowych badań doświadczalnych z różnych jednostek naukowo-technicznych z lat 1979-2005 dla ponad 150 płyt kanałowych wykazali w pracy (Bertagnolio 2009), że największe znaczenie dla nośności płyt ma nagłe zniszczenie w wyniku ścinania. Mechanizm ten jest szczególnie niebezpieczny dla płyt o niewielkiej i średniej rozpiętości przewidzianych dla stropów znacznie obciążonych siłami skupionymi lub liniowymi (Pajari 1995). Zarejestrowane w badaniach doświadczalnych przypadki utraty nośności w wyniku ścinania (w tym utraty przyczepności stali i betonu) charakteryzowały się nagłym przebiegiem, co nasuwa spostrzeżenie, że w przypadku rzeczywistych konstrukcji mechanizm zniszczenia tego typu może mieć tragiczne skutki, z uwagi na brak sygnałów postępującej destrukcji stropu.

Z powodu braku zbrojenia poprzecznego w żeberkach płyty kanałowej jej nośność ścinania zależy tylko od wytrzymałości betonu. Wystąpienie pierwszej rysy w betonowym żeberku może być uznane za początek postępującego zniszczenia elementu. Ponieważ w strefie podporowej naprężenia ściskające są znacznie mniejsze niż wytrzymałość betonu na ściskanie, zgodnie z analizą przeprowadzoną w pracach (Walraven 1983), (Girhammar 1992) i (Pajari 1994), za kryterium zniszczenia przyjęto osiągnięcie przez naprężenia główne rozciągające w betonie σ_1 (wg wz. 1) wartości większej niż obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie f_{ctd} betonu żeberka płyty. Podstawa analizy wynika z liniowej teorii sprężystości Euler'a-Bernoulli'ego, ponieważ płyty w strefie przypodporowej pracują jako elementy niezarysowane do chwili zniszczenia, a naprężenia ściskające w betonie tej strefy są stosunkowo niewielkie (Pajari 1994). Nośność na ścinanie jest zachowana przy spełnieniu nierówności:

$$\sigma_1 \leq f_{ctd}$$

wz.5

Rozkład składowych głównego naprężenia rozciągającego σ_1 , tj.: poziomego naprężenia normalnego σ_x i pionowego naprężenia stycznego τ_{xy} w żeberku płyty kanałowej w płaskim stanie naprężenia przedstawiono na ryc. 7. Zgodnie z p. 3.4.4.1. pionowe naprężenie normalne (prostopadłe do osi podłużnej elementu) σ_y jest pomijalnie małe, co potwierdzają także prace (Walraven 1983) i (Pajari 1994). Wykazała to także analiza numeryczna przeprowadzona przez Hegger'a (Hegger 2003).



Ryc. 7. Rozkład naprężeń w betonowym żeberku płyty kanałowej.

Naprężenie normalne równoległe do osi podłużnej elementu σ_x , będące wypadkową działania siły sprężającej, ciężaru własnego elementu oraz sumy obciążeń zewnętrznych, przy założeniu płaskiego stanu naprężeń, wyznacza się ze wzoru:

wz.6

$$\sigma_x = \frac{\alpha_l \cdot P}{A_{hc}} + \frac{\alpha_l \cdot P \cdot e_p - M_{z,g+q}}{I_{hc}} \cdot z$$

gdzie:

 P – siła sprężająca, $\alpha_l = \min(l_x/l_{pt2}; 1)$ – współczynnik uwzględniający wpływ liniowego przekazywania siły sprężającej na beton, l_{pt2} – górna granica długości transmisji siły sprężającej, l_x – odległość rozpatrywanego przekroju od punktu początkowego odcinka, na którym sprężenie przekazuje się na beton, e_p – mimośród działania siły sprężającej, z – odległość środka ciężkości przekroju poprzecznego od rozpatrywanego włókna, A_{hc} – pole powierzchni przekroju poprzecznego płyty, $M_{z,g+q}$ – moment zginający od ciężaru własnego i obciążeń zewnętrznych (kryterium znakowania według konwencji wektorowej), I_{hc} – moment bezwładności płyty.

Naprężenie styczne dla przekroju poprzecznego płyty kanałowej pochodzące od ciężaru własnego i obciążeń zewnętrznych można wyznaczyć w analogii do (wz. 4):

wz.7

$$\tau_{xy,V} = \frac{V_{y,g+q} \cdot S_{hc}}{I_{hc} \cdot b_w}$$

gdzie:

 $V_{y,g+q}$ – siła poprzeczna od ciężaru własnego i obciążeń zewnętrznych w rozważanym przekroju, b_w – suma szerokości wszystkich żeberek na poziomie rozważanego przekroju.

Opisane powyżej składowe rozciągające naprężenia głównego σ_I są podstawą warunku nośności na ścinanie dla elementów strunobetonowych niezarysowanych od zginania, opartych na podporach sztywnych, we wszystkich wiodących normach europejskich:

- (EC2 2008),
- (MC 2010),
- (PN-EN 1168 2011).

Zapis normy (EC2 2008) dotyczy pełnych przekrojów strunobetonowych, nie uwzględniając specyfiki stanu naprężeń w strefie podparcia płyt kanałowych. Normy (PN-EN 1168 2011) i (MC 2010) dają możliwość wyboru pomiędzy procedurą uproszczoną oraz dokładną dla określenia nośności ścinania i są wprost dedykowane strunobetonowym płytom kanałowym. Charakterystyka zapisów normowych i wytycznych dla płyt kanałowych na podporach sztywnych została przedstawiona w p. 3.4.4.5. pracy.

Wymienione zapisy normowe nie uwzględniają wpływu naprężeń stycznych od przekazania siły sprężającej na beton τ_{cpm} . Prace analityczne Pajari`ego na podstawie własnych badań (Pajari 1995) i Palermo (Palermo 2007) zwracają uwagę, iż pominięcie tej składowej naprężeń może być powodem niebezpiecznego zawyżenia obliczeniowej nośności płyt na ścinanie. Innego zdania pozostają Bertagnolio i Mancini, którzy analizując, we wspomnianej już pracy (Bertagnolio 2009), badania doświadczalne stwierdzają, że takie podejście normowe, proponowane np. przez normę (EC2 2008) jest bezpieczne. Analiza numeryczna Hegger`a (Hegger 2003) wykazała, że ta część naprężeń stycznych jest na tyle znaczącą wartością, że nie powinna zostać pominięta w szacowaniu nośności na ścinanie. Brak jednoznaczności w tej części analizy nośności zaowocował propozycją

dwóch procedur obliczeniowych w normach (*PN-EN 1168 2011*) i (*MC 2010*), gdzie w metodach dokładnych analizuje się wpływ naprężenia stycznego od efektu sprężenia.

Zmienność wartości naprężenia τ_{cpm} na długości transmisji uniemożliwia dokładne wyznaczenie złożonego stanu naprężeń w strefie podparcia płyty (*Roggendorf 2010*). Stosując metodę przybliżoną w oparciu o pracę (*Yang 1994*) naprężenie styczne od siły sprężającej, w przypadku sprężenia dołem, zostało określone jako:

$$\tau_{cpm} = \frac{dF_p}{dx} \cdot \frac{1}{b_w} \cdot \int_{A_0} \left(\frac{1}{A_{hc}} - \frac{e_p}{I_{hc}} \cdot z \right) dA = \frac{dF_p}{dx} \cdot \frac{1}{b_w} \cdot \left(\frac{A_0}{A_{hc}} - \frac{S_{hc} \cdot e_p}{I_{hc}} \right) \quad \text{wz.8}$$

gdzie:

$\frac{dF_p}{dx}$ – zmiana siły sprężającej na długości elementu,

A_0 – pole powierzchni przekroju poprzecznego powyżej rozpatrywanego przekroju na wysokości elementu.

Znajomość kryterium zniszczenia w wyniku ścinania oraz wartości składowych głównego naprężenia rozciągającego w żeberku płyty (wz. 6-8), pozwala wyrazić warunek „naprężeniowy” nośności (wz. 5) w postaci warunku „siłowego”, który określa maksymalną wartość siły tnącej $V_{Rd,c}$ dla spełnienia nośności ścinania, daną wzorem:

$$V_{Rd,c} = \frac{I_{hc} \cdot b_w}{S_{hc}} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_x \cdot f_{ctd}} - \tau_{xy,P} = \quad \text{wz.9}$$

$$= \frac{I_{hc} \cdot b_w}{S_{hc}} \cdot \left[\sqrt{f_{ctd}^2 + \left(\frac{\alpha_l \cdot P}{A_{hc}} + \frac{\alpha_l \cdot P \cdot e_p + M_{z,d+q}}{I_{hc}} \cdot z \right) \cdot f_{ctd}} - \frac{dP}{dx} \cdot \frac{1}{b_w} \cdot \left(\frac{A_0}{A_{hc}} - \frac{S_{hc} \cdot e_p}{I_{hc}} \right) \right]$$

Analiza nośności na ścinanie wymaga wskazania właściwego przekroju krytycznego na wysokości i długości elementu, w którym prawdopodobieństwo zniszczenia przekroju będzie największe. Specyfika płyt kanałowych wskazuje zależność lokalizacji punktu krytycznego od: kształtu przekroju poprzecznego (kształt kanałów wpływa na sumę szerokości żeberek), nominalnej wysokości przekroju płyty h_{hc} , umiejscowienia cięgien sprężających w przekroju, rozkładu siły sprężającej na długości elementu oraz wielkości obciążeń zewnętrznych działających na płytę (*Roggendorf 2010*). Analiza numeryczna pracy płyty kanałowej w 2-osowym stanie naprężeń przeprowadzona w pracy (*Pajari 1994*) wykazała, iż przekrój krytyczny znajduje się w odległości $0,25 \div 0,5 h_{hc}$ od wewnętrznej krawędzi podparcia elementu. Punkt krytyczny powstaje w wyniku przecięcia linii prowadzącej od końca długości podparcia pod kątem 35° do osi podłużnej elementu (*Pajari 1994*).

Walraven (*Walraven 1983*), badając płyty o kanałach kołowych, wskazuje lokalizację przekroju krytycznego w odległości $0,5d$ (d – użyteczna wysokość przekroju) od wewnętrznej krawędzi podparcia elementu. Dla płyt z owalnymi kanałami punkt krytyczny znajduje się na wysokości, gdzie żeberka są najcieńsze, co odpowiada połowie wysokości przekroju poprzecznego. Punkt krytyczny znajduje się w miejscu, gdzie przecina się linia prowadząca pod kątem 45° od krawędzi podpory z osią podłużną belki.

Sposób określania lokalizacji miejsca zniszczenia według różnych zapisów normowych dla płyt kanałowych pracujących na podporach sztywnych został przedstawiony w p. 3.4.4.5.

3.4.4.4. Długość transmisji i mechanizm przyczepność betonu do stali w strunobetonie

Normowa wartość nośności na ścinanie zakłada idealną współpracę splotów sprężających z otaczającym je betonem. W rzeczywistości ma miejsce początkowy wślizg splotów, który redukuje

pozytywny efekt naprężeń ściskających od sprężenia, przeciwdziałających zarysowaniu przekroju (Roehrych 2012).

Prace Dyby (Dyba 2014) oraz innych autorów jasno wskazują na znaczenie jakości zakotwienia cięgien sprężających na zniszczenie w skutek ścinania. Długość transmisji siły sprężającej i długość zakotwienia splotu w elementach strunobetonowych wynikają bezpośrednio z przyczepności betonu do stali. Aby konstrukcje strunobetonowe bezpiecznie przenosiły naprężenia wywołane od obciążeń zewnętrznych, beton i stal muszą wzajemnie odpowiednio współpracować. Zespoleń to zaistnieje jeśli:

- oba materiały posiadają zbliżoną rozszerzalność termiczną,
- zaistnieją siły przyczepności, dzięki którym zachodzi równość odkształceń betonu ε_c i stali ε_s na powierzchni styku (Dyba 2014).

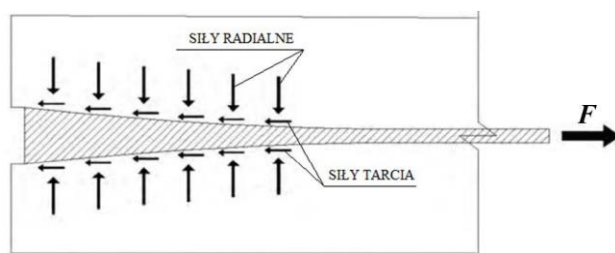
Mianem przyczepności określa się zespół czynników przeciwdziałających przerwaniu kontaktu między materiałami. Najważniejszym parametrem decydującym o nośności na ścinanie związanym z przyczepnością jest tzw. długość transmisji, na której następuje przekazanie siły sprężającej na beton. W dokumencie *fib (fib 10 2000)* wymienia się następujące zjawiska, dzięki którym możliwe jest przekazanie siły sprężającej pomiędzy cięgnami a betonem:

- siły adhezji zaczynu cementowego i stali sprężającej

Adhezja aktywnie przenosi obciążenia do osiągnięcia maksymalnego poziomu naprężenia na styku faz stal-beton. Po przekroczeniu granicznego naprężenia siły spójności spadają do 0 a zjawisko adhezji nie wpływa na przyczepność pomiędzy betonem a stalą (np. w strefie wślizgu splotu w głębi elementu).

- Efekt Hoyer'a (mechanizm klina)

Rozciągana stal sprężająca zmniejsza swoją średnicę i pole powierzchni przekroju poprzecznego zgodnie ze współczynnikiem Poissona. Po zabetonowaniu oraz zwolnieniu naciągu sploty próbują wrócić do pierwotnego kształtu. Beton otaczający cięgna ogranicza ich poprzeczne odkształcenie, co generuje powstanie ściskających sił radialnych do pobocznicy cięgien. W efekcie powstają siły tarcia wzdłuż osi splotu, które są skierowane przeciwnie do sił wymuszających przemieszczenie stali względem betonu (Hoyer 1939). Graficzną interpretację efektu Hoyer'a przedstawia ryc. 8.



Ryc. 8. Interpretacja graficzna efektu Hoyer'a⁶.

- Mechanizm zazębienia

W splotach zewnętrzne druty są spiralnie zwinięte wokół drutu centralnego. Mieszanka betonowa w trakcie formowania elementu całkowicie otacza splot dostając się w szczeliny pomiędzy poszczególnymi zewnętrznymi drutami. Po związaniu betonu podłużne spiralne klíny utworzone pomiędzy zewnętrznymi drutami pełnią rolę mechanicznego zakotwienia splotu. Po zwolnieniu naciągu splot próbuje wrócić do długości początkowej przed naciągiem i przemieszcza się w głąb betonu. Zewnętrzne druty starają się rozkręcać jednak napotykać na opór.

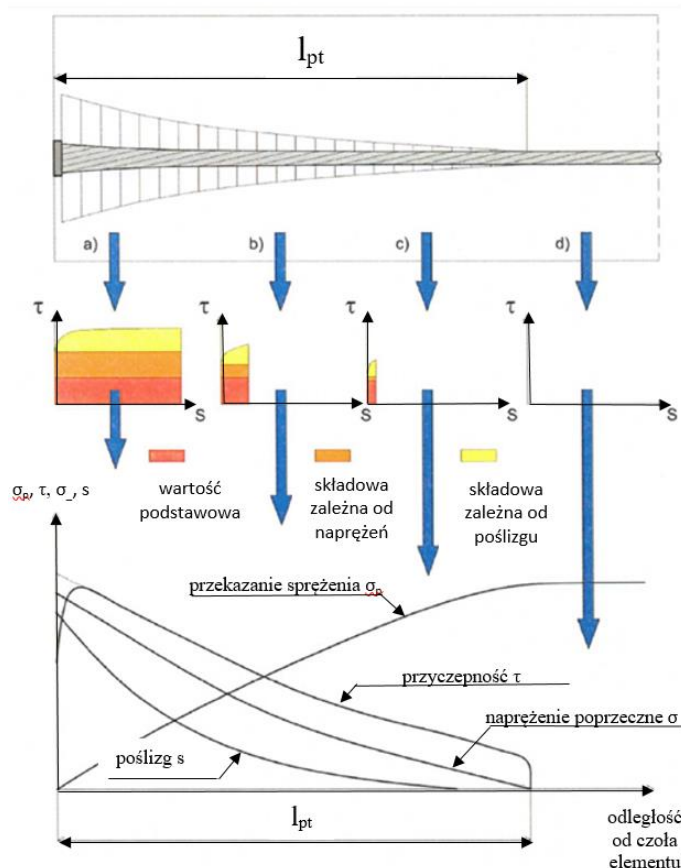
Pozostałe czynniki mające wpływ na strefę zakotwień w strunobetonie to: naprężenia w splotach, średnica, rozstaw i otulenie splotów, powierzchnia splotów, warunki betonowania, wytrzymałość

⁶ Źródło ryc. 8: (Hoyer 1939).

betonu, metody zwalniania naciągu, itd. (Dyba 2011). W pracy Hegger'a i Bertram'a (Hegger 2010a) określono obszary wprowadzania siły sprężającej, dla których lokalne wartości naprężeń przyczepności są zależne od sumy naprężeń od adhezji, tarcia i efektu Hoyer'a (Roggendorf 2010). Przy założeniu zmienności udziału efektu Hoyer'a i pozostałej siły sprężającej na długości transmisji Bülte (Bülte 2008) wyróżnia cztery obszary wprowadzenia siły:

- obszar brzegowy, w którym różnica naprężeń betonu i stali jest maksymalna, występuje wysokie parcie poprzeczne.
- Obszar środkowy, w którym sprężenie ze stali zostaje przekazane na beton, a stan równowagi sił przy przekazaniu sprężenia powoduje mniejsze parcie poprzeczne i mniejszy poślizg, składowa przyczepności zależna od naprężeń redukuje się.
- Obszar końcowy, gdzie przekazywana jest mała siła, parcie poprzeczne splotu jest minimalne i w związku z tym też część zależna od naprężeń jest mała, może wystąpić niewielki poślizg.
- Obszar poza długością transmisji, w którym panuje równowaga sił i brak poślizgu.

Graficzną interpretację obszarów przyczepności na długości transmisji przedstawiono na ryc. 9.



Ryc. 9. Obszary przyczepności na długości transmisji l_{pt} ⁷.

Analiza numeryczna Hegger'a (Hegger 2010a) wykazała, że główne naprężenia rozciągające w żeberku płyty kanałowej, powstałe po przekazaniu siły sprężającej na beton w wyniku aktywacji efektu Hoyer'a, mogą przekroczyć wytrzymałość betonu na rozciąganie. Naprężenia te nie powinny być zaniechane w projektowaniu strefy oparcia płyt kanałowych. Dlatego przy określaniu stanu granicznego nośności ścinania naprężenia styczne powstałe od siły sprężającej należy brać pod uwagę. Im większe jest rozciąganie betonu przy przekazaniu siły sprężającej z ciągnien, tym mniejsza część wytrzymałości betonu na rozciąganie pozostaje do wykorzystania przy działaniu siły tnącej.

⁷ Źródło ryc.9: (Bülte 2008).

Jest to szczególnie istotne w przypadku oparcia elementów na podporach podatnych. Gdy w wyniku działania naprężeń rozciągających od sprężenia i siły tnącej oraz oparcia na dźwigarze podatnym dojdzie do wystąpienia rysy wzdłuż cięgien sprężających (efekt odczołowego rozłupywania betonu), przyczepność zostanie znacznie osłabiona. Może prowadzić to do niekontrolowanego zwiększenia długości transmisji, co spowoduje większy zakres rozciąganej części prefabrykatu i całkowite zniszczenie zakotwienia cięgna w betonie.

3.4.4.5. Aktualne normatywy i wytyczne projektowe dotyczące zagadnienia

Poniżej przedstawione zostały najważniejsze, obowiązujące obecnie w Europie, normatywy ze szczególnym uwzględnieniem zagadnienia nośności na ścinanie płyt kanałowych opartych na podporach sztywnych. Zalicza się do nich:

- norma EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 (*EC2 2008*)

W świetle normy (*EC2 2008*) płyty kanałowe można traktować jako jednoprzęsłową belkę wolnopodpartą o przekroju poprzecznym niezarysowanym od zginania, której nośność na ścinanie powinna być ograniczona przez wytrzymałość betonu na rozciąganie wywołane naprężeniami głównymi. Nośność, wyrażona jako graniczna siła tnąca $V_{Rd,c}$, wyprowadzona ze wzoru na główne naprężenie rozciągające σ_l (patrz wz. 1), wyznaczana w przekroju oddalonym o połowę wysokości płyty h_{hc} od krawędzi podparcia, dana jest wzorem:

wz.10

$$V_{Rd,c} = \frac{I_{hc} \cdot b_w}{S_{hc}} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

gdzie:

I_{hc} – moment bezwładności przekroju poprzecznego,

S_{hc} – moment statyczny pola przekroju ponad osią przechodzącą przez środek ciężkości względem tej osi,

b_w – suma szerokości wszystkich żeberek na poziomie środka ciężkości,

σ_{cp} – naprężenia ściskające w betonie od siły sprężającej na poziomie środka ciężkości przekroju.

- Pre-norma *fib Model Code 2010 (MC 2010)*

Dokument *fib*, mający status pre-normy konstrukcji betonowych, w punkcie 7.3.3.4 dedykowanym w całości nośności na ścinanie płyt kanałowych, daje projektantowi wybór między metodą uproszczoną i dokładną. Metoda uproszczona wprowadza nieznaczną modyfikację względem normy (*EC2 2008*), poprzez uwzględnienie stałego empirycznego współczynnika, redukującego nośność o 20 %. Nośność określona jest wzorem:

wz.11

$$V_{Rd,c} = 0,8 \cdot \frac{I_{hc} \cdot b_w}{S_{hc}} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

Metoda dokładna pre-normy nie wskazuje konkretnego miejsca występowania maksymalnego, głównego naprężenia rozciągającego, w którym należy wymiarować przekrój na ścinanie, dając tym samym możliwość lepszego oszacowania nośności z uwagi szeroki zakres różnych typów ukształtowania przekroju geometrycznego płyty. Położenie punktu, w którym nastąpi zniszczenie, należy wyznaczyć na drodze określenia minimum funkcji nośności na ścinanie w zależności od wysokości przekroju. Stąd we wz. 12 wielkości geometryczne $b_w(y)$ i $S_{hc}(y)$ oraz naprężenie normalne od sprężenia $\sigma_{cp}(y)$ zostały zapisane jako funkcja wysokości przekroju poprzecznego y , zmiennej w zakresie od 0 do h_{hc} . Ponadto zaleca się uwzględnienie dodatkowego naprężenia stycznego od wpływu siły sprężającej na beton $\tau_{cpm}(y)$. Nośność na ścinanie według metody dokładnej wyraża się wzorem:

wz.12

$$V_{Rd,c} = \frac{I_{hc} \cdot b_w(y)}{S_{hc}(y)} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp}(y) \cdot f_{ctd}} - \tau_{cpm}(y)$$

Natomiast składowe naprężenia w betonie od sprężenia wzorami:

$$\sigma_{cp}(y) = \left[\frac{1}{A_{hc}} + \frac{(y_c - y) \cdot (y_c - y)}{I_{hc}} \right] \cdot F_p(l_x) \quad \text{wz.13}$$

$$\tau_{cpm}(y) = \frac{1}{b_w(y)} \cdot \left[\frac{A_{hc}(y)}{A_c} - \frac{S_{hc}(y) \cdot (y_c - y)}{I_{hc}} \right] \cdot \frac{dF_p(l_x)}{dx} \quad \text{wz.14}$$

w których $dF_p(l_x)$ oznacza wartość siły sprężającej na odcinku l_x .

▪ Norma PN-EN 1168+A3:2011 (PN-EN 1168 2011)

Norma europejska dedykowana strunobetonowym płytom kanałowym podobnie jak (MC 2010) daje projektantowi możliwość wyboru jednej z dwóch metod określania nośności na ścinanie elementów bez zbrojenia poprzecznego w strefach niezarysowanych przez zginanie. Metoda uproszczona (PN-EN 1168 2011) stanowi analogię metody opisaną w pre-normie (MC 2010). Oprócz wprowadzenia współczynnika redukującego całe wyrażenie $\varphi = 0,8$, występuje dodatkowo współczynnik $\beta = 0,9$ zmniejszający pozytywny wpływ siły sprężającej na nośność z uwagi na warunki przyczepności stali i betonu na długości transmisji. Wzór na nośność przyjmuje zatem postać:

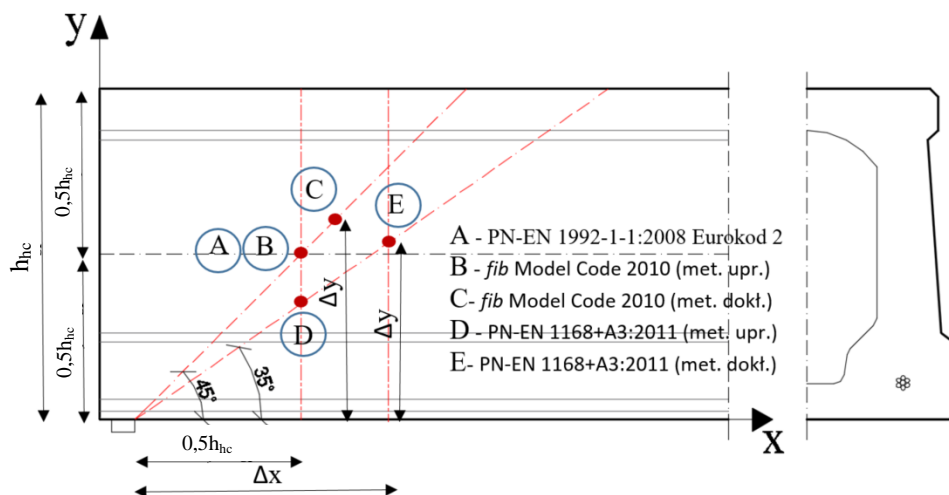
$$V_{Rd,c} = \varphi \cdot \frac{I_{hc} \cdot b_w}{S_{hc}} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \beta \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad \text{wz.15}$$

Metoda dokładana, podobnie jak w pre-normie (MC 2010) zakłada analityczne wyznaczenia krytycznego punktu zniszczenia na wysokości płyty. Ewentualną różnicę stanowi wskazanie kąta trajektorii naprężeń rozciągających w betonie, który przyjęto, zgodnie z propozycją Yang'a (Yang 1994) jako 35° .

Dodatkowo uwzględniono wpływ momentu zginającego od obciążeń zewnętrznych przy wyznaczeniu naprężenia normalnego (wz. 16), co ma szczególne znaczenie w sytuacji wymiarowania płyt poddanych działaniu momentu ujemnego (np. przy niezamierzonym zamocowaniu (Derkowski 2014b)). Zaleca się podobnie jak w pre-normie (MC 2010), uwzględnienie dodatkowego naprężenia stycznego od wpływu siły sprężającej na beton $\tau_{cpm}(y)$.

$$\sigma_{cp}(y) = \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{1}{A_{hc}} + \frac{(y_c - y) \cdot (y_c - y)}{I_{hc}} \right] \cdot F_p(l_x) \right\} - \frac{M_{z,g+d}}{I_{hc}} \times (y_c - y) \quad \text{wz.16}$$

Zaleca się także zmniejszenie nośności na ścinanie o 10 % w przypadku płyt kanałowych o wysokości przekraczającej 450 mm.



Ryc. 10. Przekroje krytyczne, w których należy rozważać nośność na ścinanie wg wybranych norm.

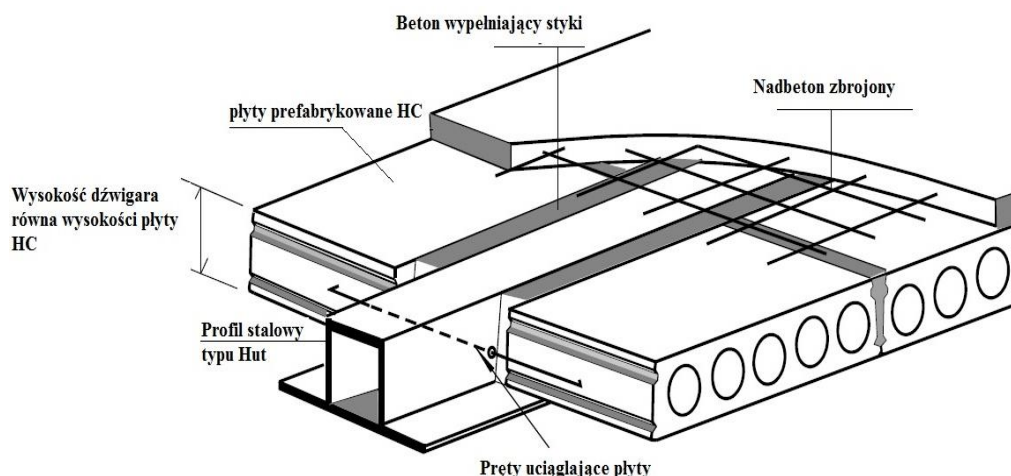
3.5. STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI ŚCINANIA PŁYT KANAŁOWYCH OPARTYCH NA PODPORACH PODATNYCH

3.5.1. Charakterystyka konstrukcji Slim Floor

Z końcem lat 80-tych ubiegłego stulecia w Europie zaczęto wykonywać konstrukcje typu Slim Floor – prefabrykowane stropy dużych i średnich rozpiętości opierane na dźwigarach stalowych, żelbetowych, zespolonych lub sprężonych o niewielkiej wysokości.

Dźwigary stosowane w konstrukcjach tego typu są przykładem podpór, które z uwagi na mniejszą sztywność w porównaniu z wysokimi belkami żelbetowymi, charakteryzują się większą strzałką ugięcia, której wartość stanowi o mierze ich podatności.

Konstrukcje Slim Floor, cieszące się szczególnym zainteresowaniem w krajach Skandynawii i Beneluksu, spełniają najlepiej swoje zadania w wielokondygnacyjnym budownictwie szkieletowym, gdzie rozpiętości stropów wynoszą $7 \div 12$ m. W celu ograniczenia nadmiernych ugięć dźwigarów i optymalizacji kosztów konstrukcji zaleca się stosunek rozpiętości płyt względem dźwigarów w granicach $1,0 \div 1,5$ (Elliott 2013). Szkielet konstrukcji stanowi układ stalowych lub betonowych słupów i dźwigarów, natomiast elementami wypełniającymi przestrzeń stropowe są płyty kanałowe (patrz ryc. 11).



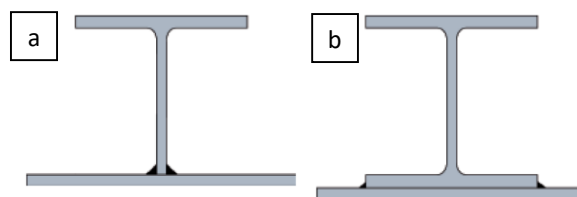
Ryc. 11. Elementy konstrukcji Slim Floor – płyty kanałowe oparte na stalowych profilach kapeluszowych.

Zagadnienie projektowania wiotkich dźwigarów stalowych w współpracy z płytami kanałowymi było przedmiotem badań doświadczalnych i analiz prowadzonych m.in.: przez ośrodki niemieckie pod kierunkiem: Feldmann'a (Feldmann 1998), Kuhlmann'a (Kuhlmann 2000), Lange'go (Lange 2006) i Braun'a (Braun 2014) oraz ośrodek brytyjski Elliot – Lam (Lam 2000).

Najczęściej stosowane dźwigary w kształtowaniu stalowego szkieletu konstrukcji Slim Floor to profile stalowe typu IFB, SFB, HEB lub profile kapeluszowe.

Dźwigar IFB (ang. Integrated Floor Beam) o przekroju dwuteowym, jest wykonany poprzez spawanie połowy kształtownika typu HEB/IPE/HE z szeroką blachą półki dolnej. W kształtownikach typu SFB (ang. Slim Floor Beam), będących modyfikacją dźwigarów IFB, do całego kształtownika typu HEB dopasowano dodatkową blachę spodnią (Braun 2014). Kształtowniki IFB oraz SFB zaliczane są do rodziny tzw. dźwigarów zespolonych dla konstrukcji Slim Floor – CoSFB (ang. Composite Slim Floor Beam).

Przykładowe profile belek stalowych IFB oraz SFB przedstawiono na ryc. 12.

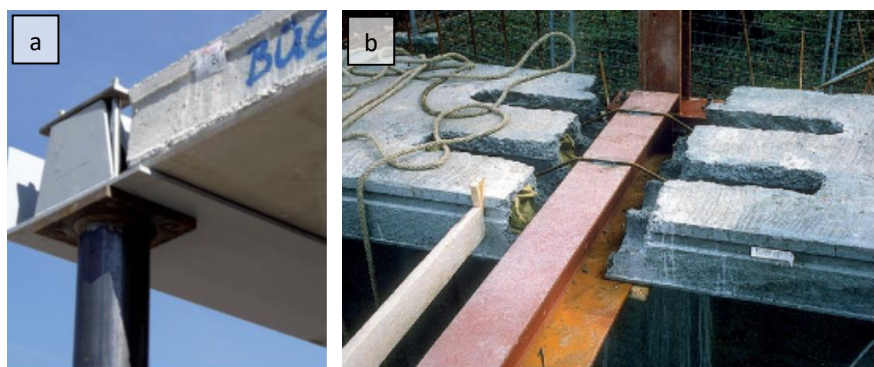


Ryc. 12. Dźwigary typu CoSFB – IFB (a) oraz SFB (b).

Blachownice typu kapeluszowego (ang. Hut profil) składają się z przekroju odwróconego U, przyspawanego do blachy podstawy (patrz ryc. 11).

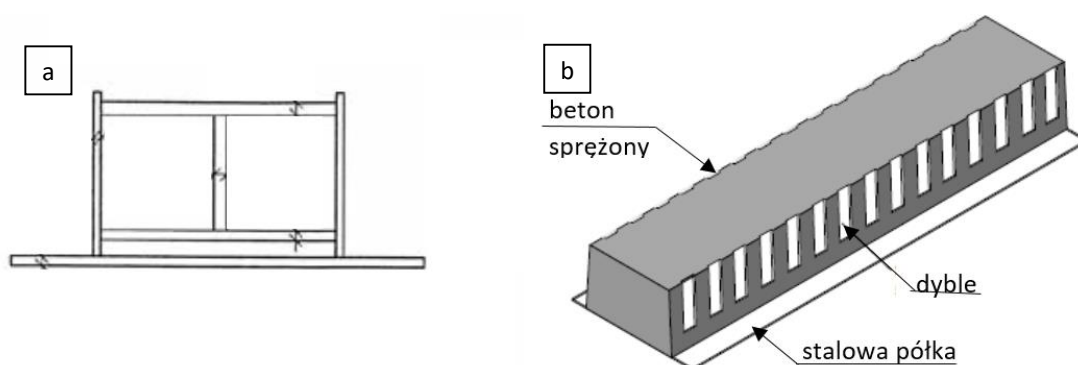
Coraz częściej stosowanym rozwiązaniem, o dobrych parametrach ogniochronnych i niskim ciężarze własnym, są belki zespolone typu Delta, o perforowanych środnikach i trapezowym przekroju poprzecznym (patrz fot. 6a). Po ułożeniu płyt kanałowych, następuje wypełnienie wnętrza stalowego profilu betonem uzupełniającym, którego zadaniem jest zespolenie i dosztywnienie całego dźwigara. W zależności od żądanej klasy ognioodporności wewnątrz przekroju może być dodatkowo zbrojone prętami (Plum 2010).

We wszystkich wymienionych dźwigarach po ułożeniu płyt kanałowych na ich półkach dolnych następuje zabetonowanie styku pionowego dźwigar-płyta w celu zespolenia i włączenia do współpracy w przenoszeniu obciążeń (patrz fot. 6b). Zabieg ten daje możliwość wytworzenia swego rodzaju wieńca, dzięki któremu dźwigar stalowy staje się elementem zespolonym stalowo-betonowym, zdolnym do przenoszenia większych obciążeń lub redukcji ugięcia.



Fot. 6. Montaż płyt kanałowych na belce Delta (a)⁸ i belce stalowej IFB (b)⁹.

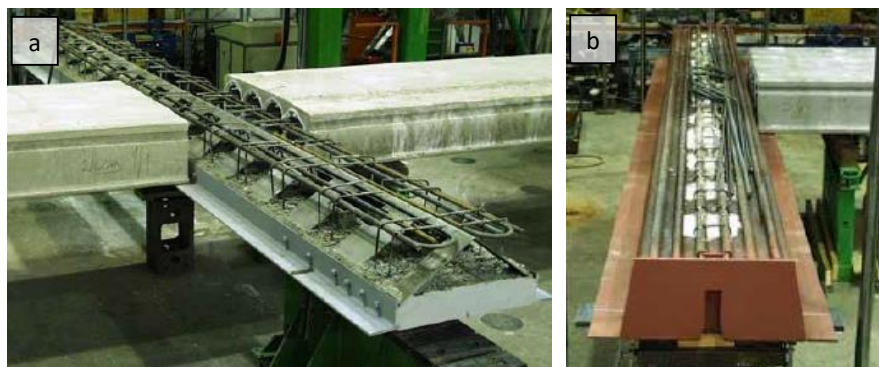
Inne typy zespolonych belek stalowo-betonowych to testowane w Skandynawii profile typu: MEK-Beam (ryc. 13a), LBL-Beam (ryc. 13b), A-Beam (fot. 7b) i Super-Beam (fot. 7a).



Ryc. 13. Dźwigary – MEK-Beam (a) oraz LBL-Beam (b).

⁸ Źródło fot. 6a: *bauforumstahl, Deutscher Stahlbau. Arbeitshilfe 6.20.*

⁹ Źródło fot. 6b: *(Roggendorf 2010).*



Fot. 7. Dźwigary – Super-Beam (a) oraz A-Beam (b)¹⁰.

3.5.2. Wpływ podatności podpór na zmianę nośności na ścinanie płyt kanałowych

Podatność ośrodka ciągłego, w ujęciu mechaniki, jest definiowana jako odwrotność sztywności i wyraża wielkość deformacji, jaka zostanie uzyskana pod wpływem obciążenia (Neimitz 1998). W rozumieniu takiej definicji za podpory podatne, uważa się dźwigary, których ugięcie u (lub krzywizna κ) pod wpływem obciążenia, ma realny wpływ na redukcję nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych. W rozważaniach prowadzonych w dysertacji nie uwzględnia się np. podatności ścian z dużymi otworami, a jedynie elementy belkowe wykorzystywane w konstrukcjach typu Slim Floor.

Praca Pajari`ego (Pajari 1995) wyróżnia dwa przypadki, w których należy rozważać wpływ podatności podpory na nośność płyt, którym towarzyszy wystąpienie trójosiowego stanu naprężeń:

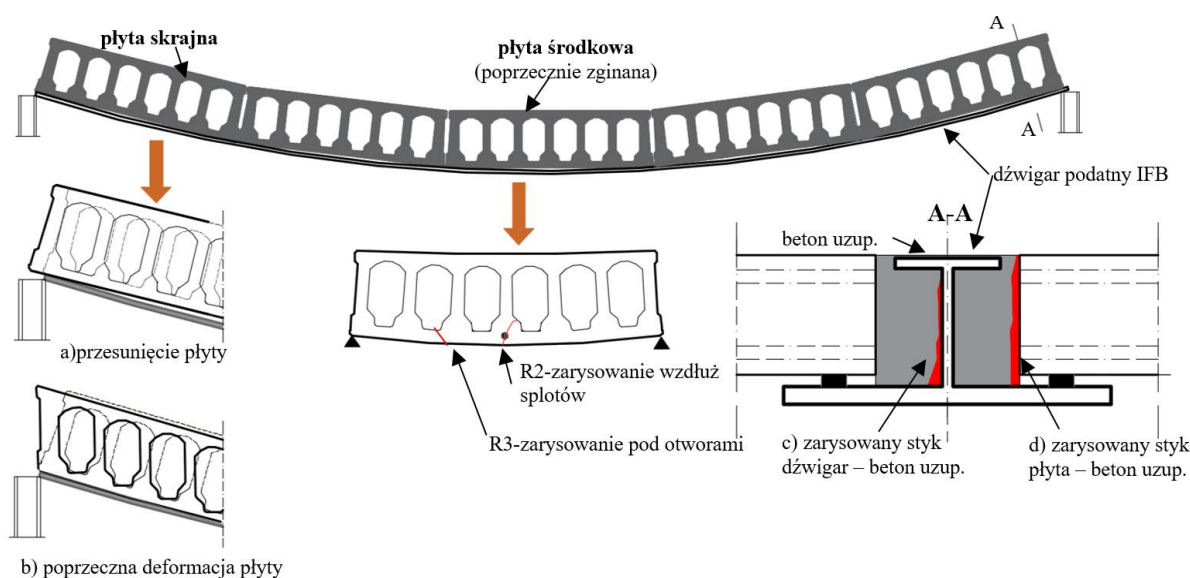
- płyty oparte na sztywnych ścianach z jedną swobodną krawędzią podłużną (np. skrajna płyta stropu). W tym przypadku wystąpią dodatkowe naprężenia w kierunku prostopadłym do osi dźwigara.
- Płyty oparte na wiotkich dźwigarach. Jest to sytuacja, gdy układ płyt stropowych wraz z dźwigarami pracuje jako strop płaski, a płyty są oparte tylko w obszarze słupów wsporczych pod dźwigarami, czemu towarzyszy wystąpienie prostopadłych naprężeń normalnych od zginania i dodatkowych naprężeń stycznych w strefie podparcia.

Zmonolizowany układ płyt kanałowych ma pewne podobieństwo do stropu płaskiego pracującego pod obciążeniem w płaszczyźnie prostopadłej. Pajari charakteryzuje mechanizm zachowania płyt na podporach podatnych, jako tzw. pracę poprzeczną. Efektem tego jest:

- a) w wyniku nadmiernego wzrostu ugięcia dźwigara, płyty dążą do przemieszczenia się wzdłuż odkształconej osi podłużnej podpory (patrz „a” na ryc. 14). Na skutek zespolenia, występującego od chwili związania betonu w podłużnych (płyta-płyta) i poprzecznych (płyta-dźwigar) stykach płyty kanałowej, na granicy płyty i dźwigara działają siły przyczepności adhezyjnej i/lub tarcia. Zespolenie uniemożliwia lub osłabia poziome przemieszczenie płyty kanałowej, prowadząc do jej poprzecznej deformacji (patrz „b” na ryc. 14), w wyniku czego pojawiają się dodatkowe naprężenia styczne w styku między płytą i dźwigarem. Prowadzi to przepływu strumienia poziomych naprężeń stycznych w kierunku poprzecznym płyty oraz zaistnienia trójosiowego stanu naprężeń.
- b) Jak wykazały badania doświadczalne (Pajari 1998a), przy ograniczonej możliwości poziomego przemieszczenia płyt, najbardziej narażone na zniszczenie są zewnętrzne żeberka skrajnych płyt pola stropowego, które ulegają największej deformacji poprzecznej. Już niewielkie ugięcie dźwigara, na poziomie 1/1000 rozpiętości, prowadzi do znacznego

¹⁰ Źródło fot. 7: (Pajari 2010).

- ograniczenia nośności płyt, dlatego oprócz wielkości ugięcia dźwigara należy także uwzględniać warunki zespolenia płyty z dźwigarem (*Pajari 1998b*).
- c) Płyty w środkowych polach stropowych są przede wszystkim zginane poprzecznie i poddane obciążeniu mniejszym sił niż w przypadku oparcia na podporach sztywnych. Przy odpowiednim ugięciu podpory, płyty te opierają się na dźwigarze wyłącznie w obszarze swoich skrajnych żeberek. Gdy płyty oparte są na półce dolnej dźwigara ugięcie podpory może aktywować w dolnej półce płyt poprzeczne naprężenia rozciągające, w wyniku których dochodzi do zarysowania półki dolnej wzdłuż cięgien sprężających (R2 wg ryc.14) lub rys pomiędzy żeberekami (R3 wg ryc.14). Rysy te spowodują osłabienie sztywności giętnej płyty, natomiast rysy R2 dodatkowo skutkują zmniejszeniem przyczepności lub poślizgiem splotów, znacznie redukując nośność na ścinanie.
 - d) W czasie montażu, po ułożeniu płyt na podporach, następuje zabetonowanie styku czoła płyty z dźwigarem, co może prowadzić w sytuacji użytkowej do wystąpienia niezamierzonego momentu zginającego w strefie podparcia. Zbyt duża wartość niezamierzonego momentu spowoduje pionowe zarysowanie w styku płyta-beton uzupełniający (patrz „d” na ryc. 14), dźwigar-beton uzupełniający (patrz „c” na ryc. 14) lub zarysowania samej warstwy betonu wypełniającego styk. Pojawienie się takich rys redukuje sztywność całego układu zespolonego, a strumień poziomych naprężeń stycznych pomiędzy płytą i dźwigarem jest przenoszony przez styk dźwigara z górną półką płyty.
 - e) W przypadku nierównomiernego (wzajemnie nierównoległego) ugięcia przeciwległych podpór płyty kanałowej, to pod obciążeniem, w płycie mogą zaistnieć dodatkowe naprężenia styczne od skręcania.



Ryc. 14. Zjawiska towarzyszące poprzecznej pracy płyty kanałowej na podporze podatnej.

Powyższa charakterystyka poprzecznej pracy płyt kanałowych została sformułowana w oparciu o badania doświadczalne prowadzone przez Pajari'ego w latach 1990-2009 (*Pajari 2010*), które zostały opisane w 3.5.3.1.

3.5.3. Badania i analizy obliczeniowe płyt kanałowych poddanych ścinaniu, opartych na podporach podatnych

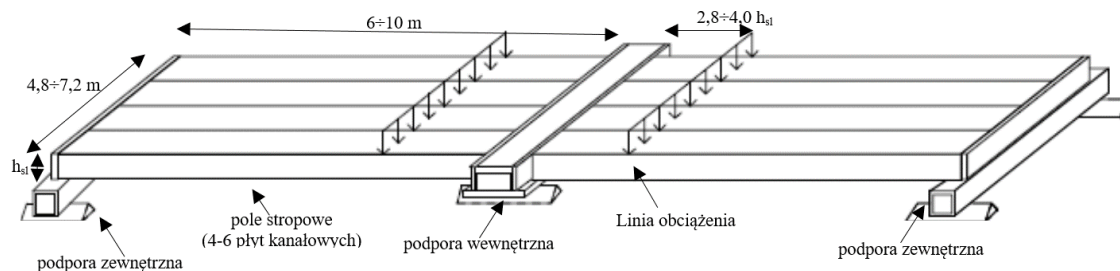
W poniższym podrozdziale została przedstawiona charakterystyka badań eksperymentalnych oraz analiz teoretycznych, dotyczących pracy strunobetonowych płyt kanałowych poddanych ścinaniu, opartych na dźwigarach podatnych, zrealizowanych w różnych ośrodkach badawczych.

3.5.3.1. Badania w ośrodkach skandynawskich (Finlandia i Szwecja)

▪ Pajari M. z zespołem (Technical Research Center of Finland VTT, Espoo)

Badania eksperymentalne pod kierunkiem Pajari`ego, prowadzone od końca lat 80-tych, były pierwszą w Europie próbą badawczą analizy wpływu podatności podpory na zmianę nośności na ścinanie płyt kanałowych. W pierwszym etapie przebadano trzy systemy stropowe, z których każdy składał się z dwóch pól płytowych (po 5 elementów w każdym polu) opartych na dźwigarze podatnym. W badaniu wykazano, że nośność na ścinanie płyt w układzie stropowym jest mniejsza o ok. 40÷70 % w porównaniu do nośności uzyskanej na świadku – pojedynczej płycie opartej na podporze sztywnej. W 1994 r. wykonano dalsze analizy na systemach stropowych, pojedynczych płytach oraz przeprowadzono analizę numeryczną. Do 2009 r. zespół Pajari`ego przebadał łącznie 20 systemów stropowych w ramach działalności: VTT, współpracy z przemysłem i Tampere University of Technology.

Stanowisko badawcze pokazano na ryc. 15. Dźwigar wewnętrzny (podpora podatna) wykonano, jako jednoprzęsłową belkę stalową, żelbetową, sprężoną lub zespoloną. Podpory zewnętrzne stanowiły elementy stalowe, a ich sztywność dobrano tak, aby poziom ugięć był adekwatny do ugięcia podpory wewnętrznej, dwukrotnie silniej obciążonej. Strefę oparcia płyt na dźwigarze wykonano bez uciąglenia płyt, aby w obu polach stropowych mogły pracować jako jednoprzęsłowe elementy wolnopodparte. Ilość płyt (o rozpiętościach 6,0÷10,0 m) w polu stropowym uzależniono od wysokości przekroju poprzecznego płyty kanałowej – dla elementów najniższych (265 mm) – 4 płyty w polu stropowym, a dla elementów najwyższych (500 mm) – 6 płyt. W zależności od ilości płyt kanałowych rozpiętość dźwigara wynosiła 4,8÷7,2 m. Obciążenie płyty realizowano w postaci siły liniowej w odległości $2,8 \div 4,0 h_{hc}$ od osi podłużnej dźwigara.



Ryc. 15. Stanowisko badawcze systemu stropowego¹¹.

Głównymi parametrami w badaniach były: typ dźwigara, wysokość nominalna i kształt przekroju poprzecznego płyty. W kilku przypadkach stosowano zabieg wypełnienia kanałów na określonej długości (maksymalna długość wypełnienia równała się wymiarowi jego wysokości). W trzech badaniach uwzględniono także wpływ obciążenia równomiernie rozłożonego na płycie w strefie ścinania (obciążenie w 3 rzędach) oraz wpływ warstwy nadbetonu (jedno badanie). Rozważano także efekt uciąglenia dźwigara podatnego (jedno badanie).

Główne wnioski z badań Pajari`ego:

- stosunek nośności płyt kanałowych poddanych ścinaniu opartych na podporach podatnych do nośności płyt na podporach sztywnych wynosi 0,30÷0,86.
- Zarysowanie ukośne, inicjujące nagłe zniszczenie stropu, występuje zawsze w skrajnym żeberku najbardziej zewnętrznej płyty kanałowej. Zarysowanie jest inne niż w przypadku ścięcia żeberka płyty pracującej na podporze sztywnej, gdzie po pojawieniu się rysy i wzroście obciążenia postępuje dalszy rozwój zarysowania w czasie.
- Wykazano, że nawet niewielkie ugięcie dźwigara może prowadzić do znacznego ograniczenia nośności płyt na ścinanie, dlatego oprócz krzywizny dźwigara należy uwzględniać także warunki zespolenia z płytą.

¹¹ Źródło ryc. 15: (Pajari 2010).

- W dwóch badaniach doszło do uplastycznienia dźwigarów w środku ich rozpiętości (belki betonowe o przekroju poprzecznym odwróconego T) w wyniku nadmiernego ugięcia.
- Poprzeczna deformacja płyty (przesunięcie poziome pomiędzy półką dolną i górną płyty w kierunku osi podłużnej dźwigara), na poziomie $0,4 \div 0,8$ mm, ma bardzo duży wpływ na zmianę nośności na ścinanie i występuje niezależnie od typu dźwigara i rozwiązania strefy podparcia. Podobne wartości poprzecznej deformacji płyt osiągnięto przy badaniu elementu opartego na podporze sztywnej poddanego kombinacji pionowej siły tnącej z siłą poziomą przyłożoną w do półki górnej w strefie podparcia. Badanie to opisuje praca (Pajari 1995).
- Ryzyko wystąpienia rys podłużnych wzdłuż cięgien sprężających w skrajnym żeberku płyty, w obszarze podparcia na dźwigarze, nie jest większe niż w przypadku oparcia płyty na podporze sztywnej. Na podstawie analizy numerycznej wykazano, że rysy tego typu powstają w chwili przekazania siły sprężającej na beton, a w wyniku obciążenia mogą jedynie dalej postępować.
- Wypełnienie kanałów betonem na krótkim odcinku nie przynosi wyraźnego wzrostu nośności płyt, czego powodem może być skurcz betonu uzupełniającego w kanale lub zarysowania elementu poza obszarem wypełnienia. Przeciwny efekt osiągnięto w badaniu pojedynczego elementu opartego na podporze sztywnej poddanego kombinacji sił poziomej i pionowej, gdzie wypełnienie kanałów powodowało znaczny wzrost nośności na ścinanie (Pajari 1995).

Na podstawie opisanych badań doświadczalnych, Pajari zaleca zabiegi technologiczne podnoszące nośność na ścinanie płyt kanałowych, pracujących na podporach podatnych (Pajari 1998), tj.:

- ograniczenie zespolenia płyta-dźwigar w dolnej części przekroju płyty i polepszenie jego właściwości w części górnej,
- stosowanie płyt o przekrojach poprzecznych z małymi otworami i szerokimi średnicami,
- wypełnianie kanałów płyt betonem na określonej długości,
- kształtowanie dźwigarów podatnych w schemacie belki ciągłej,
- stosowanie zbrojonej warstwy nadbetonu.

Pajari przeprowadził także analizę numeryczną symulującą zachowanie płyt kanałowych na podporach podatnych. Liniowe modele MES, pomimo znacznych uproszczeń (np. braku uwzględnienia wpływu zarysowania w stykach elementów) potwierdzają fakt iż, im bliżej strefy podparcia dźwigara, tym wpływ jego podatności ma większe znaczenia na ograniczenie nośności płyt na ścinanie (Pajari 1995).

Autor wskazuje także zagadnienia, które należy rozwiązać w przyszłości, w celu zgłębienia wiedzy na temat wpływu podatności dźwigara na zachowanie płyt kanałowych:

- praca płyt opartych na ściskanej krawędzi dźwigara,
- wpływ nadbetonu na nośność płyt kanałowych na ścinanie,
- kształtowanie wycięć w strefie przypodporowej płyt,
- wpływ uciąglenia dźwigarów.

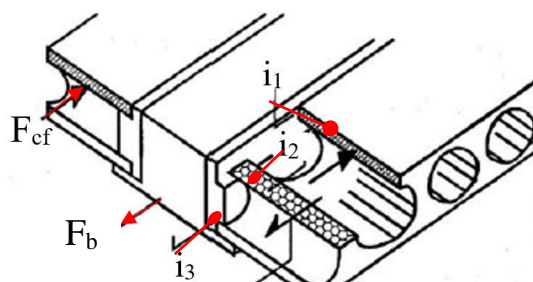
Na podstawie badań doświadczalnych wspartych analizą numeryczną powstał model obliczeniowy nośności na ścinanie płyt kanałowych opartych na podporach podatnych, uwzględniający efekt zespolenia płyty z dźwigarem. Model, rozwinięty i uzupełniony przez Leskelä, otrzymał nazwę modelu belki zespolonej i stał się podstawą do nakreślenia wytycznych normowych w Finlandii (CC 2007) i Holandii (CUR 2005), a także został niemal wprost zaadaptowany w rekomendacjach *fib* (fib 6 2000). Model belki zespolonej został szczegółowo opisany w p. 3.5.5.1.

- **Leskelä M. (Oulu University of Technology, Oulu, Finlandia)**

Prace Leskelä dotyczą teoretycznej i numerycznej analizy badań doświadczalnych płyt kanałowych na podporach podatnych, przeprowadzonych przez Pajari`ego. Leskelä prowadził rozważania

w oparciu o model belki zespolonej składający się z płyty kanałowej, podatnego dźwigara oraz betonu wypełniającego styk pomiędzy nimi. W swojej koncepcji za najbardziej miarodajny czynnik, wpływający na redukcję nośności na ścinanie płyty, uznaje poziom zespolenia płyty i dźwigara, a nie tylko miarę krzywizny podpory (*Leskelä 1994*). Ponadto uwzględnia zarysowanie wzdłuż dolnej krawędzi żeberek, zalecając ograniczenie poprzecznych odkształceń dolnej powierzchni płyty do wartości 0,01 %.

W pracy (*Leskelä 1991*) autor przeanalizował efekt zespolenia płyty kanałowej z dźwigarem przed i po zaistnieniu podłużnego zarysowania w styku między oboma elementami. Jak pokazano na ryc. 16 rozróżnia się trzy powierzchnie kontaktu w tzw. belce zespolonej (i_1, i_2, i_3), pomiędzy którymi następuje redystrybucja sił przyczepności z chwilą wystąpienia rysy. Pozioma siła tnąca F_{cf} , pojawiająca się w poziomie półki górnej, jest przenoszona najpierw na powierzchnię kontaktową i_1 (przekrój podłużny przez półkę górną płyty), następnie przez powierzchnię i_2 (przekrój podłużny betonowego żebereka), by w końcu zostać przekazywana na powierzchnię i_3 (styk podłużny płyta-belka). Przepływ siły przez żeberka płyty po zarysowaniu styku stanowi wyjaśnienie istoty poprzecznej deformacji skrajnej płyty pola stropowego i spadek nośności w wyniku oparcia na podporze podatnej. *Leskelä* zauważa, że największą rolę w tym zagadnieniu odgrywa poziom zespolenia płyty i dźwigara na pionowej powierzchni kontaktowej i_3 . Im zespolenie jest słabsze (podatne na zarysowanie), tym wartość strumienia poziomych naprężeń stycznych ν w betonowych żeberkach jest mniejsza, a więc zapas nośności płyty pozostaje większa (*Leskelä 1995*).



Ryc. 16. Płaszczyzny przekazywania siły F_{cf} wynikającej z zespolenia płyty-dźwigar¹².

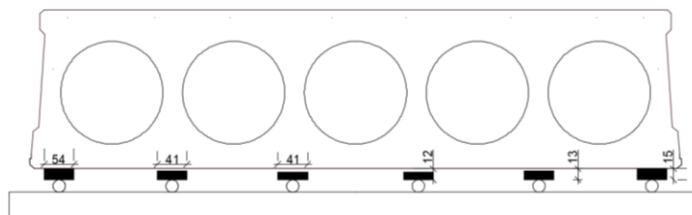
Stwierdza on w pracach (*Leskelä 1995*) i (*Leskelä 2006*), że wraz z redukcją poziomu zespolenia płyta-dźwigar, w wyniku dużej krzywizny ugięcia dźwigara, mogą wystąpić poziome naprężenia styczne w żeberkach płyty. Płyty posiadają znaczną giętną sztywność w płaszczyźnie poprzecznej, która jest wykorzystywana od chwili ugięcia dźwigara. Powstające naprężenia od poprzecznej deformacji nakładają się z naprężeniami stycznymi od siły ściskającej w półce górnej F_{cf} . Według *Leskelä* stosowanie modelu belki zespolonej Pajari'ego jest uprawnione niezależnie od wystąpienia rysy w betonie wypełniającym styk pomiędzy dźwigarem i płytą kanałową (*Leskelä 1995*). Prace *Leskelä* stanowią istotne uzupełnienie i rozwinięcie modelu belki zespolonej Pajari'ego, stad model ów jest nazywany fińskim modelem Pajari – *Leskelä*.

▪ **Ferreira M. i Bajic K. (KTH Royal Institute of Technology, Sztokholm, Szwecja)**

Autorzy przeprowadzili badania na 8 pojedynczych płytach kanałowych opartych na podporach sztywnych (*Ferreira 2002*). Jednak w sześciu badaniach podpory były wykonane w taki sposób (oparcie na rolkach stalowych różnej średnicy – patrz ryc. 17), aby obciążona statycznie płyta symulowała pracę elementu w środkowej strefie pola stropowego, kiedy ulega ona największej poprzecznej deformacji w wyniku dużej krzywizny ugięcia dźwigara. Celem badania było określenie spadku nośności na ścinanie płyty kanałowej, opartej jedynie w obszarze swoich skrajnych żeberek poddanej wpływom interakcji zginania ze ścinaniem (4-punktowe zginanie). W wyniku zaistnienia poprzecznego zginania płyty, w żeberkach występuje poziome naprężenie styczne, podobnie jak

¹² Źródło ryc. 16: (*Leskelä 1991*).

w warunkach rzeczywistej pracy elementu. Parametrami zmiennymi badania były: sposób ukształtowania przekroju poprzecznego prefabrykatu (zmienna grubość żeberek), a także sposób kształtowania wieńców poprzecznych i wypełnienia kanałów.



Ryc. 17. Szczegół podparcia pojedynczej płyty kanałowej¹³.

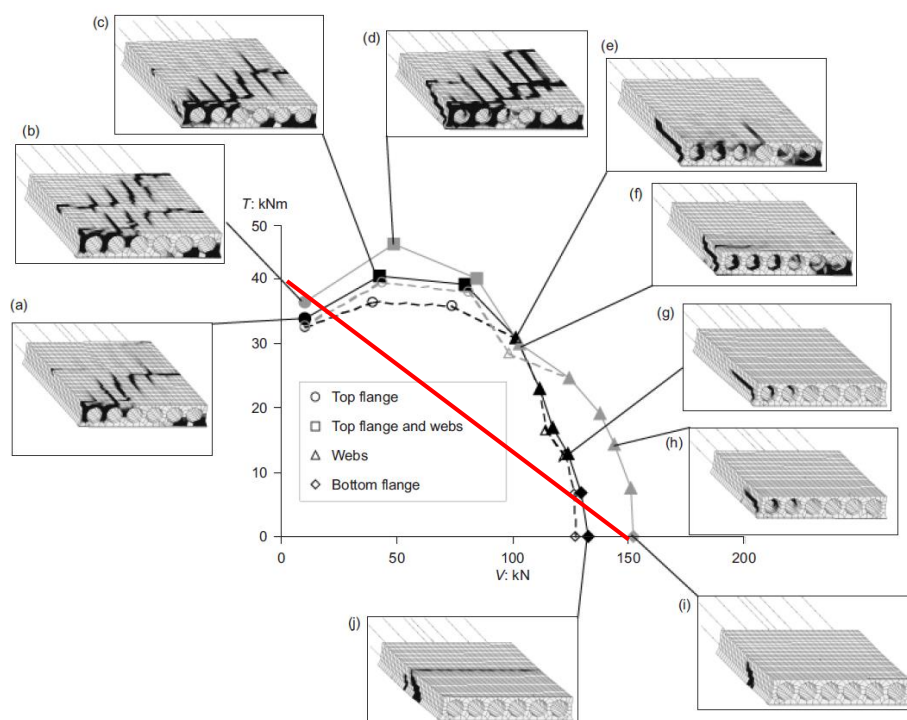
Uzyskana w badaniach nośność na ścinanie była o $15 \div 24$ % mniejsza niż w płytach opartych na podporach sztywnych. Wypełnienie kanałów na głębokości $140 \div 185$ mm prowadzi do mniej nagłego mechanizmu zniszczenia, jednak nie powoduje znaczącego zwiększenia nośności na ścinanie.

▪ Międzynarodowy zespół Holcotors (Finlandia, Szwecja, Belgia i Hiszpania)

Międzynarodowy zespół Holcotors, zrzeszający jednostki naukowo-badawcze Technical Research Centre of Finland i Chalmers University of Technology oraz przedstawicieli przemysłu prefabrykacji betonowej, pracował w latach 2002-2004 nad zagadnieniem nośności sprężonych płyt kanałowych poddanych oddziaływaniom ścinania i skręcania (*CORDIS 2002*). Powodem podjętych działań badawczych był wpływ skręcania na pracę płyt kanałowych, który może występować w sytuacji dużych wycięć i otworów w płytach, trójkrawędziowego podparcia elementów, obciążenia skupionego w obszarze podłużnej krawędzi płyty oraz nierównomiernego odkształcenia podpór podatnych w konstrukcjach typu Slim Floor. W pracach zespołu nie podejmuje się wprost zagadnienia wpływu podatności podpory na pracę płyt kanałowych, przedstawia się jednak cenną analizę przyczyn spadku nośności na ścinanie płyt w wyniku występowania złożonego stanu naprężeń w przekroju płyty.

Prace teoretyczne zespołu Holcotors nawiązują do badań doświadczalnych Pajari`ego zrealizowanych w 2004 r. (*Pajari 2004a-2004d*). Badania prowadzono na pojedynczych płytach oraz polach stropowych poddanych tzw. czystemu skręcaniu oraz interakcji skręcania ze ścinaniem. Parametry badawcze stanowiły: wysokość przekroju poprzecznego płyty, sposób obciążenia oraz lokalizacja otworu w polu stropowym. Ponieważ wyniki badań doświadczalnych znacznie różniły się od obliczeń analitycznych przeprowadzonych według procedury normowej (EN 1168 2009), koniecznym było wykonanie dodatkowych analiz obliczeniowych z wykorzystaniem modeli numerycznych. Broo i Lundgren wykonały analizę numeryczną dla elementów obciążonych siłą tnącą i momentem skręcającym (*Broo 2002*), która rozwijana była w dalszej pracy Broo (*Broo 2008*). Wyniki badań analitycznych dla interakcji ścinania ze skręcaniem według (EN 1168 2009) różnią się od obliczeń numerycznych. Wskazują na dużo mniejszą wartość nośności, niezależnie od schematu obciążenia siłą tnącą i momentem skręcającym. Jednak dla przypadku czystego skręcania obliczenia numeryczne dają mniejsze wartości nośności niż norma (EN 1168 2009), co związane jest z innym mechanizmem zniszczenia w wyniku zarysowania górnej półki płyty, czego wytyczne normowe nie uwzględniają. Broo w pracy (*Broo 2008*) jest zdania, iż diagram stworzony na bazie analiz numerycznych jest najlepszą metodą projektowania płyt kanałowych poddanych wpływowi skręcania i ścinania. Przykładowy diagram interakcji ścinania i skręcania dla płyty o wysokości przekroju 200 mm przedstawiono na ryc. 18. Linia czerwona prezentuje wyniki proponowane według normy (EN 1168 2009).

¹³ Źródło ryc. 17: (Ferreira 2002).

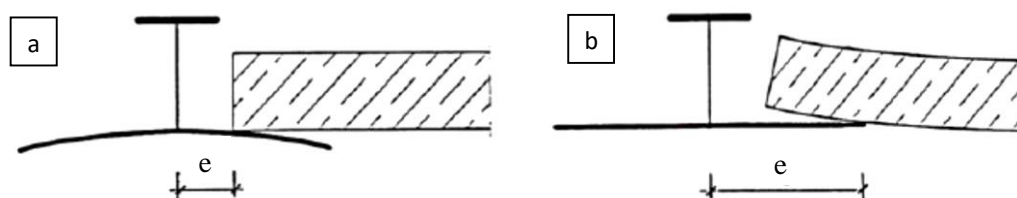


Ryc. 18. Diagram interakcji ścinania i skręcania płyty HC200 według modelu numerycznego Holcotors¹⁴.

3.5.3.2. Badania w ośrodkach niemieckich

▪ Bode H., Feldmann M., Müller C., Stengel J. i Sedlacek G.

Badania Bode`go, Feldmann`a, Müller`a, Stengel`a i Sedlack`a autorów były poświęcone przede wszystkim pracy stalowych dźwigarów stosowanych w konstrukcjach typu Slim Floor. Miały one na celu określić poziom interakcji między podłużną siłą działającą na dźwigar stalowy a poprzeczną siłą w zginanym pasie dolnym dźwigara. Na podstawie wyników badań powstała koncepcja wymiarowania wiotkiego dźwigara, w której poziom wykorzystania nośności na zginanie jest uzależniony od zachowania się dolnego i górnego pasa stalowej belki (Bode 1996). Na podstawie analizy rozkładu naprężeń w pasie rozciągającym, stanowiącym podporę dla płyt kanałowych, rozróżniono tzw. podparcia wiotkie oraz sztywne. W pierwszym przypadku obciążenie z płyt powoduje odkształcenie półki dolnej dźwigara, w efekcie czego płyta opiera się jedynie w obszarze czołowej krawędzi (patrz ryc. 19a). W drugim przypadku następuje wygięcie czoła płyty wzdłuż krawędzi nieodkształconego pasa dolnego dźwigara (patrz ryc. 19b). W przeprowadzonych badaniach wraz ze wzrostem obciążenia następowało przesunięcie punktu podparcia, zgodnie z mechanizmem pracy dźwigara typu wiotkiego. Sztywność pasa dolnego dźwigara wpływa na stan odkształceń płyty kanałowej w strefie podparcia, co związane jest także z mimośrodem reakcji podporowej płyty na dźwigar – mimośród e (patrz ryc. 19).



Ryc. 19. Praca dolnego pasa dźwigara – a) wiotkiego, b) sztywnego.

¹⁴ Źródło ryc. 18: (Broo 2008).

Przeprowadzono także pięć badań systemów stropowych, gdzie procedura badawcza była analogiczna jak w badaniach fińskich (Pajari 2010). System stropowy składał się z dwóch symetrycznych pól, po cztery płyty kanałowe o wysokości 150 mm i rozpiętości 4,20 m w każdym polu, opartych na stalowym dźwigarze wewnętrznym o przekroju IFB. Siłę liniową przykładano symetrycznie w odległości $3,5 \div 4,0 h_{hc}$. W dwóch badaniach wykonano także warstwę nadbetonu o grubości 40 mm.

Główne wnioski z badań:

- na spodniej powierzchni płyt środkowych wystąpiły dwie rysy podłużne, analogicznie jak w badaniach fińskich Pajari`ego.
- Warstwa nadbetonu ogranicza szerokość zarysowania między dźwigarem i płytą nawet przy dużych obciążeniach stropu. Dzięki temu nastąpił wzrost nośności płyt na ścinanie, co spowodowane było przekazaniem części obciążeń bezpośrednio na dźwigar w wyniku monolityzacji układu stropowego.
- Spadek nośności płyt, w porównaniu do tych na podporach sztywnych, spowodowany jest punktowym oparciem płyty na samej jej krawędzi.
- Z powodu występującego zarysowania w styku płyta-dźwigar, w obliczeniach nośności dźwigara nie należy uwzględniać szerokości współpracującej płyty.
- Dźwigar odkształca się zdecydowanie silniej w części środkowej niż skrajnej, co może prowadzić do pojawienia się efektów skręcania w płycie.

Autorzy zalecają bezpieczne podejście projektowania, w świetle którego płytę opartą na podporze podatnej poddaną ścinaniu należy wymiarować bez uwzględniania efektu sprężenia, jak również stosować technologiczny zabieg nadbetonowania oraz uciąganie dźwigarów (Bode 1996).

▪ Bode H., Heppes O.

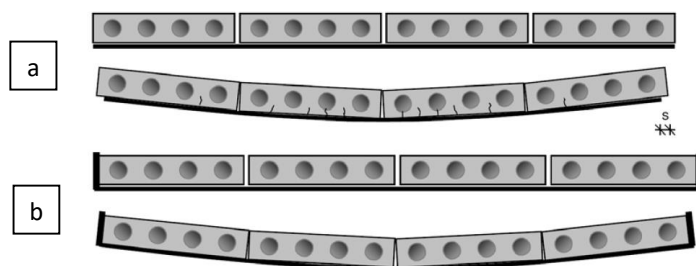
Badania Bode`go i Heppes`a, opisane w pracy (Bode 2000), stanowiły kontynuację prac naukowo-badawczych opisanych powyżej. Przedmiotem badań eksperymentalnych były dwa układy stropowe, dla których w każdym polu znajdowało się po cztery płyty kanałowe o wysokości 150 mm i rozpiętości 2,70 m. Wiotki dźwigar wewnętrzny stanowiła belka o przekroju IFB, a obciążenie liniowe przykładano symetrycznie w odległości 400÷520 mm od czoła prefabrykatu. Płyty na podporach zewnętrznych oparto za pośrednictwem podkładek neoprenowych, z drugiej zaś strony bezpośrednio na pasie dolnym dźwigara. Zasadniczą różnicę z poprzednimi badaniami stanowiło fakt zablokowania możliwości przesuwu płyt kanałowych wzdłuż osi dźwigara za pomocą blachy oporowej. Zabieg ten miał odzwierciedlać obecność blach kotwiących, mocowanych do słupa w układzie szkieletowym budynku, które stanowią punkt zamocowania dla stalowego dźwigara. W badaniu blachę oporową wykonano jako znacznie szerszą niż w rzeczywistości, aby uniemożliwić przesuw płyt w strefie przypodporowej dźwigara.

Główne wnioski z badań (Bode 2000):

- szeroka blacha oporowa spowodowała wystąpienie dużych sił, działających w poprzecznym kierunku płyt kanałowych (wzdłuż osi dźwigara), co doprowadziło do zarysowania naroży górnej półki płyt skrajnych, które są poddane dużo większej sile ściskającej niż półki dolne.
- Pomiędzy czołem płyt i betonem wypełniającym styk wzdłuż dźwigara propagowała się rysa, której rozwartość rosła wraz z przyrostem obciążenia.
- Zablokowanie możliwości przesuwu płyt wzdłuż osi dźwigara zapewnia współpracę układu zespolonego płyta – dźwigar pomimo rozwoju rysy podłużnej, co ogranicza prawdopodobieństwo wystąpienia zarysowania wzdłuż żebrek płyty.

Różnice w pracy płyt kanałowych opartych na dźwigarze podatnym z i bez możliwości przesuwu poziomego przedstawiono na ryc. 20.

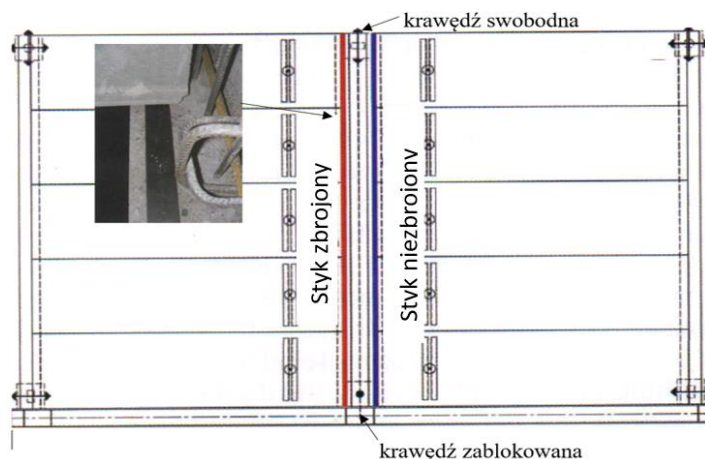
W podpunkcie 3.5.5.2. przedstawiono założenia modelu obliczeniowego autorstwa Bode`go.



Ryc. 20 Poprzeczna praca płyt kanałowych na dźwigarze podatnym w przypadku możliwości przesuwu na długości „s” (a) i zablokowaniu przesuwu (b)¹⁵.

▪ **Schnell J., Ackermann F., Nitsch A.**

Badania opisane w pracy (Schnell 2007), przeprowadzane były dla pól stropowych składających się z pięciu płyt kanałowych o rozpiętości 4,5 m i wysokości nominalnej 270 mm opartych na dźwigarze sprężonym. Obciążenie liniowe przyłożono w odległości $2,5 h_{hc}$ między osią podłużną dźwigara a osią podparcia płyt. Z jednej strony dźwigara uniemożliwiono poziome przemieszczenia skrajnych płyt w kierunku poprzecznym w obu polach stropowych, w drugiej części umożliwiono swobodny przesuw. Takie warunki podparcia na wiotkim dźwigarze miało symulować wymuszenia, jakie powstają w wyniku blokowania się sąsiednich pól stropowych w rzeczywistej konstrukcji Slim Floor. Drugim istotnym parametrem badawczym było zbrojenie kanałów płyt jednego pola stropowego strzemionami w celu uzyskania odpowiedniego „zszycia” płyt z betonem uzupełniającym. Drugie pole stropowe nie zostało dozbrojone. Schemat stanowiska badawczego przedstawiono na ryc. 21.



Ryc. 21 Stanowisko badawcze¹⁶.

Badania wykazały, iż:

- zastosowanie strzemion zszywających płytę z betonem wypełniającym styk pomiędzy płytą i dźwigarem znacznie redukuje zarysowanie tego obszaru, jak również ogranicza poprzeczną deformację płyt.
- Dla płyt mających swobodę przesuwu w płaszczyźnie poziomej na kierunku równoległym do osi dźwigara nośność na ścinanie była o ok. 60 % niższa niż dla płyt na podporach sztywnych, natomiast dla płyt z zablokowanym kierunkiem przemieszczeń poziomych różnica ta wynosiła ok. 30 %.
- Badania potwierdzają wnioski sformułowane przez Pajari`ego (Pajari 1994), świadczące o tym, że spadek nośności na ścinanie spowodowany jest poprzeczną deformacją przekroju

¹⁵ Źródło ryc. 20: (Roggendorf 2010).

¹⁶ Źródło ryc. 21: (Schnell 2007).

poprzecznego płyty. Jako drugi powód wskazano dystrybucję obciążeń na szerokości współpracującej płyty z dźwigarem.

Autorzy formułowali propozycję wytycznych projektowania płyt kanałowych pracujących na podporach podatnych, wedle których:

- projektowa nośność na ścinanie płyt powinna być określana jako 60 % nośności na ścinanie dla płyt opartych na podporach sztywnych;
 - strzałka ugięcia dźwigara nie powinna przekraczać $1/500$ jego rozpiętości;
 - należy koniecznie stosować zbrojenie betonu wypełniającego styk płyta-dźwigar;
 - płyty powinny być opierane na podporze za pośrednictwem podkładek neoprenowych;
 - przy wykonaniu wieńców obwodowych dla stropu z betonu o minimalnej klasie wytrzymałości C20/25 i odpowiednim zazbrojeniu styku pomiędzy płytą i dźwigarem można przyjąć, iż nośność na ścinanie wynosi 70 % nośności na podporach sztywnych.
- **Hegger J., Bülte S., Kerkeni N.**

Zespół pod kierunkiem Hegger'a przeprowadził szereg analiz numerycznych elementów strunobetonowych, których wyniki zostały zaprezentowane np. w pracach (Hegger 2003), (Hegger 2005) i (Hegger 2010a). Analizy skoncentrowano na zagadnieniu przekazywania siły sprężającej na beton w płytach kanałowych opartych zarówno na podporach sztywnych, jak i podatnych. Analizowano rozwój głównych naprężeń rozciągających oraz stycznych, związanych z wprowadzeniem siły sprężającej w przekrój płyty

W analizie rozważano różne wysokości przekrojów płyt kanałowych oraz typy dźwigarów, a głównym parametrem był współczynnik tarcia występującego w styku dźwigar-płyta po zarysowaniu. Analiza wykazała, że naprężenia styczne od siły sprężającej mogą się sumować z naprężeniami stycznymi od poprzecznej deformacji płyt, co zwiększa zagrożenie wystąpienia zarysowania wzdłuż cięgien sprężających. Częściowo wnioski analiz numerycznych na podstawie pracy (Hegger 2010a) przedstawiono w punkcie 3.4.4.4. Obliczenia w oparciu o numeryczny model powłokowy, pozwoliły na stworzenie nomogramów, z których można odczytać wielkość naprężeń stycznych w zależności od poziomu zespolenia płyty z dźwigarem oraz wielkości działającego obciążenia.

Analizy numeryczne zespołu Hegger'a pozwoliły określić następujące wytyczne projektowe:

- płyty oparte na dolnym pasie T-owego lub dwuteowego dźwigara nie są w stanie w pełni wykorzystać swojej nośności na ścinanie. Wyjątek stanowią bardzo sztywne dźwigary żelbetowe i sprężone o smukłości $L_b/d < 10$, (L_b – rozpiętość dźwigara, d – wysokość użyteczną przekroju).
 - W przypadku stosowania dźwigarów, dla których dopuszczalna strzałka ugięcia przekracza $1/300 L_b$, należy ograniczyć nośność płyt na ścinanie o 50 % w stosunku do oparcia na podporach sztywnych.
 - W celu zwiększenia przyczepności cięgien sprężających do betonu, narażonych na odspojenie w wyniku zarysowania podłużnego, należy poszerzyć szerokość podparcia płyt, a także zwiększyć stopień zbrojenia styków między płytami. Zaleca się także wypełnienie betonem i zazbrojenie dwóch kanałów płyty.
- **Hegger J., Roggendorf T.**

Zespół naukowo-badawczy Hegger'a, działający na RWTH Aachen University przeprowadził badania doświadczalne czterech systemów stropowych, które miały pomóc określić wpływ podatności stalowego dźwigara na nośność płyt kanałowych. Każde pole stropowe systemu składało się z pięciu płyt kanałowych o rozpiętości 5,09 m, a siła poprzeczna, w postaci obciążenia liniowego, przykładana była w odległości 4,97 m od osi dźwigara wewnętrznego. Podporę podatną stanowił dźwigar IFB, a przestrzeń pomiędzy dźwigarem i płytą wypełniono betonem uzupełniającym.

Wykonano także badania na płytach-świadkach, opartych na podporach sztywnych. Badania te zrealizowano zgodnie z procedurą dla elementów poddanych ścinaniu według normy (EN 1168 2009).

Podstawowymi zmiennymi rozważanymi w badaniach były: dwa rodzaje płyt kanałowych (o wysokości 265 mm z owalnymi kanałami i wysokości 250 mm ze smukłymi kanałami), dwa poziomy podatności dźwigara IFB, możliwość przesuwu płyt wzdłuż osi dźwigara (lub zablokowanie przesuwu), sposób oparcia płyty na podporze (z podkładkami elastomerowymi lub bez) oraz wypełnienie (lub brak wypełnienia) kanałów płyty betonem.

Procedura badawcza została szczegółowo opisana w pracach: (Hegger 2008) i (Roggendorf 2010). Stanowisko badawcze przedstawiono na fot. 8.



Fot. 8. System stropowy pod obciążeniem¹⁷.

Badania wykazały, iż:

- różnica nośności na ścinanie między elementami opartymi na podporach sztywnych i podatnych, z możliwością poziomego przemieszczenia, wynosi 52÷83 %.
- Przy ugięciu dźwigara na poziomie $1/100 \div 1/200 L_b$ nie zaobserwowano znaczących różnic w nośność płyt na ścinanie.
- Nie zaobserwowano znaczącej różnicy w nośności na ścinanie płyt o różnym ukształtowaniu przekroju poprzecznego.
- Przy dużej krzywiznie dźwigara zastosowanie podkładki elastomerowej o grubości 10 mm nie gwarantuje ciągłości podparcia płyt. Dlatego w zależności od naprężenia dociskowego w podporze, należy stosować podkładki o minimalnej grubości 10 mm i głębokości oparcia 70 mm.
- Wypełnienie wybranych kanałów betonem uzupełniającym nie powoduje ewidentnego podniesienia nośności na ścinanie płyt kanałowych, co może być związane niekorzystnymi warunkami przyczepności pomiędzy betonem uzupełniającym a powierzchnią kanału płyty. Jednak stopień deformacji poprzecznej przekroju płyt po zabetonowaniu kanałów jest mniejszy.
- W wyniku zespolenia pomiędzy płytą i dźwigarem deformacja dźwigara pociąga za sobą odkształcenie poprzeczne płyt. Wraz ze wzrostem krzywizny dźwigara dochodzi do zaistnienia naprężeń stycznych w żeberkach, których największe wartości osiągnęte są w skrajnych żeberkach najbardziej zewnętrznej płyty pola stropowego. Nałożenie na siebie efektu zespolenia i poprzecznej deformacji płyt prowadzi do znacznego ograniczenia nośności płyty na ścinanie.

Dodatkowo w celu pogłębienia stanu wiedzy nad zachowaniem płyt w strefie podparcia została przeprowadzona analiza numeryczna z uwzględnieniem nieliniowości materiałowych i geometrycznych. Analiza pozwoliła sformułować następujące wnioski (Hegger 2010b) i (Hegger 2010c):

¹⁷ Źródło fot. 8: (Hegger 2008).

- model zniszczenia płyt kanałowych na podporach podatnych w wyniku poprzecznej deformacji skrajnej płyty stropowej oraz uzyskane w obliczeniach wartości naprężeń stycznych mają dobrą zgodność z wynikami prezentowanymi w pracy (*Pajari 1998a*). Udowodniono, że poprzeczna deformacja i przepływ strumienia naprężeń stycznych nie są równomierne i osiągają maksymalną wartość w żeberku skrajnym, co inicjuje zniszczenie płyty.
- Poziom zespolenia płyty i dźwigara ma decydujący wpływ na poprzeczną deformację płyty. Gorsze warunki zespolenia prowadzą do większego ugięcia dźwigara, co umożliwia jednak mniejszą redukcję nośności płyty na ścinanie.
- Porównanie wyników w przypadku oparcia płyty na podporze stalowej typu IFB z T-ową belką betonową wskazuje, że odległość osi podparcia płyty do osi podłużnej dźwigara nie ma dużego znaczenia. Istotniejszą rolę odgrywają warunki zespolenia pomiędzy tymi dwoma elementami.
- Wzrost nośności na ścinanie następuje, gdy poziom ugięcia dźwigara jest odpowiednio ograniczony. Wyniki analizy wskazują, że zakres podatności dźwigara przekracza klasyczną podatność konstrukcji i musi być silnie ograniczony, aby nie powodować znacznego spadku nośności płyty na ścinanie. Projektowa nośność płyt kanałowych na ścinanie powinna być zredukowana w zależności od typu podpory podatnej, a za taką przyjmuje się dźwigar, którego strzałka ugięcia od obciążeń użytkowych jest większa niż $1/2000 L_b$.

Szerokie spektrum badań i analiz zrealizowanych w niemieckich ośrodkach naukowo-technicznych umożliwiło wypracowanie przez Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) jednolitego dokumentu (*Z-15.10-316 2014*), będącego inżynierskim rozwiązaniem rozważanego zagadnienia. Wytyczne DIBt zawierają następujące wskazania:

- obliczeniowa wartość siły poprzecznej nie powinna przekraczać 50 % wartości nośności na ścinanie, wyznaczonej dla płyty kanałowej opartej na podporze sztywnej;
- maksymalna ugięcie dźwigara nie powinno przekraczać $1/300$ jego rozpiętości;
- płyty kanałowe należy opierać za pośrednictwem podkładek elastomerowych, których szerokość i grubość powinny być nie mniejsze niż odpowiednio 35 mm i 10 mm;
- skrajne kanały płyt należy wypełnić betonem na długości minimum 80 cm i zaizolować strzemionami poziomymi (np. U – kształtnymi) zakotwionymi w wieńcu. Alternatywnie można zabetonować wszystkie kanały płyty.

3.5.4. Inne badania w ośrodkach międzynarodowych nad zagadnieniami związanymi z konstrukcjami Slim Floor

Konstrukcje typu Slim Floor są przedmiotem wieloaspektowych badań doświadczalnych i opracowań naukowych, których celem jest optymalizacja konstrukcji w zakresie bezpieczeństwa, użyteczności i opłacalności ich realizacji i stosowania. Oprócz wpływu podatności podpór na zmianę nośności ścinania strunobetonowych płyt kanałowych rozważa się zagadnienia współpracy elementów konstrukcyjnych składających się na cały układ zespolony dźwigar-płyta-beton wypełniający styki. Główne kierunki rozwoju prac naukowo-technicznych dotyczą zagadnień: nośności i odkształcalności dźwigarów stalowych i zespolonych, sposobów połączenia dźwigarów z płytami kanałowymi oraz pracy podpór w warunkach wysokich temperatur.

Ogólne wytyczne projektowe oraz analizy obliczeniowe dotyczące projektowania dźwigarów stalowych dla konstrukcji Slim Floor poddanych zginaniu i ścinaniu zostały przedstawione w pracach: (*Lawson 1996*), (*van Acker 2003*), (*Hicks 2003*), (*Lam 2007*) i (*Leskelä 1994*). Rozważania dotyczące zagadnienia skręcania skrajnych dźwigarów stalowych w wyniku jednostronnego oparcia płyt kanałowych można znaleźć w pracy Lange`go (*Lange 2006*).

Opracowania te nie zawierają jednak wyników z badań, ani analiz obliczeniowych w kierunku wpływu tych czynników na zmianę nośności płyt kanałowych.

W pracy Lam'a i Fu (*Lam 2007*) wykonano analizę numeryczną, dotyczącą możliwości zastosowania uciągłonych dźwigarów stalowych w celu optymalizacji wysokości stropu. W opracowaniu rozważa się różne rozwiązania połączeń dźwigar-płyta w zależności od ukształtowania powierzchni bocznych dźwigara stalowego oraz zagadnienie zespolenia pomiędzy płytami kanałowymi i dźwigarami.

Wiele opracowań dotyczy także badań nośności płyt kanałowych w warunkach pożarowych i podwyższonej temperatury przy zwiększonej krzywiznie dźwigara. W wyniku odkształcalności termicznej stalowego dźwigara podłużnej i poprzecznej, strefa podparcia płyt kanałowych przesuwają się w kierunku krawędzi czołowej. Najważniejsze prace w tym zakresie stanowią opracowania: (*Fontana 1996*), (*Buchanan 2008*), (*Fellinger 2005*) i (*van Acker 2010*). W płytach opartych na dźwigarach stalowych w warunkach pożarowych mogą pojawić się dodatkowe naprężenia w wyniku wzrostu ugięcia dźwigara.

3.5.5. Modele obliczeniowe nośności płyt kanałowych poddanych ścinaniu, opartych na podporach podatnych

Najbardziej kompleksową koncepcją wymiarowania płyt kanałowych na podporach podatnych stanowi model fiński autorstwa Pajari'ego i Leskelä (*Pajari 1995*). Zakłada on współpracę pomiędzy płytą, dźwigarem i betonem wypełniającym styk. Model stanowi najpowszechniejszą koncepcję wymiarowania płyt kanałowych na podporach podatnych z uwagi na prostotę podejścia oraz uwzględnienie wielu aspektów technologicznych związanych z montażem konstrukcji Slim Floor.

W dalszej kolejności wspomniano model Bode'go (*Bode 2000*), w którym autor kontynuuje rozważania teoretyczne zaproponowane przez badaczy fińskich, uwzględniając jednak wpływ wystąpienia rysy w podłużnym styku pomiędzy płytą i dźwigarem, powodującą zmianę sztywności całego układu zespolonego.

Kolejny model niemiecki Hegger'a i Roggendorf'a (*Roggendorf 2010*), podobnie jak modele poprzednie, oparty jest na podstawowych założeniach dla podpór sztywnych i tym samym kryterium zniszczenia. W odróżnieniu od modelu fińskiego uwzględnia wpływ rysy w styku płyty z dźwigarem lub płyty z betonem wypełniającym styk, pojawiającej się wraz ze wzrostem ugięcia dźwigara. W celu wyznaczenia sił wewnętrznych, które pojawiają się w następstwie poprzecznego odkształcenia płyty, jej przekrój poprzeczny analizuje się jako belkę Vierendeel'a. Poziom zespolenia płyty z dźwigarem wyznaczany jest w oparciu o empiryczny współczynnik tarcia μ , który jest jednym z najważniejszych parametrów modelu, zależnym od właściwości powierzchni dźwigara.

3.5.5.1. Model fiński (Pajari-Leskelä)

Model fiński określono mianem modelu belki zespolonej, ponieważ zakłada interakcję między elementami systemu stropowego, tj. płytą kanałową i dźwigarem podatnym. Współpraca pomiędzy nimi odbywa się dzięki zespoleniu zapewnianemu przez beton wypełniający styk pionowy płyta-dźwigar. Styki podłużne między sąsiednimi płytami także są wypełniane betonem, a zbrojenie układane prostopadłe do osi dźwigara w każdym styku ma zapewnić odpowiednie połączenie płyty z podporą. Ponadto w modelu istnieje możliwość uwzględnienia, bardzo często stosowanego zabiegu technologicznego, układania na płytach warstwy zbrojonego nadbetonu, monolityzującej cały układ stropowy.

Rozważając możliwość wystąpienia pionowej rysy podłużnej w styku pomiędzy czołem płyty kanałowej i dźwigarem, Pajari w pracy (*Pajari 1995*) wyróżnia kilka modeli współpracy obu elementów konstrukcyjnych:

- Model 1 (patrz ryc. 22a)

Sztywne połączenie pomiędzy płytą i dźwigarem na całej jej wysokości. Jak wykazały badania doświadczalne (*Pajari 1998*), jest to sytuacja niemożliwa do zaistnienia z uwagi na rozwój zarysowania styku pionowego. W modelu zaniedbuje się wystąpienie poziomych naprężeń stycznych w żeberkach od poprzecznej deformacji płyt.

- Model 2 (patrz ryc. 22b)

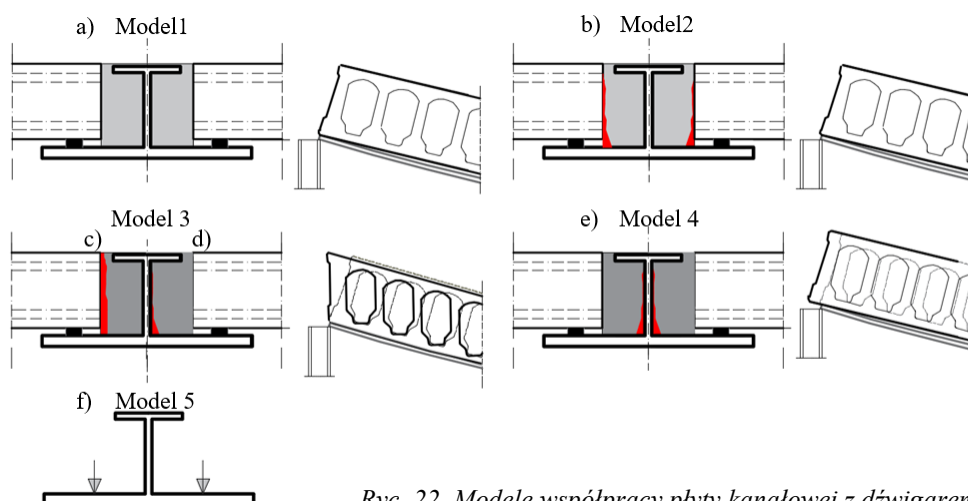
Możliwość zarysowania pionowego styku płyta-dźwigar. Zespoleń obu elementów występuje w sposób ciągły wzdłuż poziomego styku dolnej powierzchni płyty kanałowej z dolnym pasem dźwigara. Nie uwzględnia się sił tarcia, które mogą wystąpić pomiędzy zarysowanymi powierzchniami pionowymi elementów.

- Model 3 (patrz ryc. 22c i 22d)

Uwzględnia się poprzeczną deformację płyty z uwagi na zespolenie dolnej powierzchni płyty z dźwigarem. Lokalizacja pionowej rysy jest istotna dla określenia rozkładu naprężeń w płycie. Beton wypełniający styk redukuje poprzeczną deformację płyt, jeżeli rysa wystąpi pomiędzy betonem i dźwigarem.

- Model 4 i 5 (patrz ryc. 22e i 22f)

Model nr 4 może zaistnieć w sytuacji całkowitego wyeliminowania tarcia i przyczepności pomiędzy płytą i dźwigarem (np. poprzez podkładki umożliwiające poślizg), nie rozważa się w nim wpływu współpracy elementów na zachowanie płyt kanałowych. Model 5, w którym płyta reprezentowana jest jedynie przez wartość jej reakcji podporowej wykorzystuje się w projektowaniu dźwigarów.



Ryc. 22. Modele współpracy płyty kanałowej z dźwigarem.

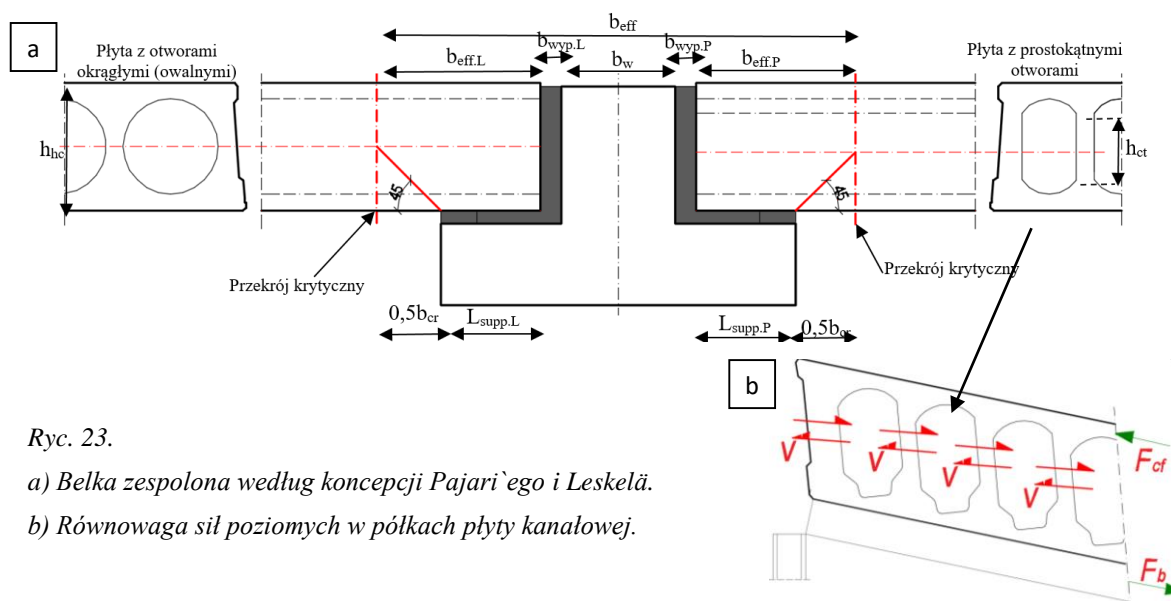
Pajari w pracy (*Pajari 1995*), jako podstawę do dalszych analiz teoretycznych, zaproponował przyjęcie modelu nr 2, który chociaż wykazuje pewne nieścisłości ze stanem rzeczywistej pracy konstrukcji, gwarantuje łatwość analizy złożonego stanu naprężeń w żeberkach płyty. Leskelä stwierdza ponadto, że niezależnie od poziomu efektywności interakcji między opisanymi powyżej elementami konstrukcyjnymi, układ stropowy pracuje jako system zespolony (*Leskelä 2006*).

Przy założeniu, że część przekroju płyt kanałowych na długości b_{eff} (patrz ryc. 23) zostaje włączona do współpracy z dźwigarem, w tych elementach istnieje podobny stan odkształceń w kierunku podłużnym dźwigara. W tym układzie półka górna płyty będzie pracowała jako ściskana półka ustroju zespolonego, połączona betonowymi żeberkami z przekrojem dźwigara. Szerokość efektywna półki ściskanej wyznacza się ze wzoru:

$$b_{eff} = b_{eff.L} + b_{eff.P} + b_w + b_{wyp.L} + b_{wyp.P}$$

wz.17

Oznaczenia składowych szerokości współpracującej przedstawiono graficznie na ryc. 23.



Ryc. 23.

- a) Belka zespolona według koncepcji Pajari`ego i Leskelä.
b) Równowaga sił poziomych w półkach płyty kanałowej.

W żeberkach, łączących ściskaną półkę górną z resztą przekroju, wraz z rozwojem poprzecznej deformacji płyty, gdy siła ściskająca w półce górnej F_{cf} jest równoważona przez siłę rozciągającą F_b w dolnej części układu zespolonego w kierunku poziomym, powstaje poziomy strumień naprężeń stycznych v równoległy do osi dźwigara (patrz ryc. 23b). Przy bardzo dobrych warunkach zespolenia między płytą i dźwigarem (brak zarysowania) całkowita szerokość półki ściskanej znacząco rośnie, a przy niskim poziomie zespolenia (po zarysowaniu) jest odpowiednio mniejsza. Słabsze zespolenie jest bardziej korzystne z uwagi na nośność płyty na ścinanie, gdyż mniejsza półka ściskana będzie generowała mniejszy strumień poziomych naprężeń stycznych.

Stan naprężeń w płycie zależy od sposobu i historii obciążenia. W celu uwzględnienia tego faktu w modelu obliczeniowym obciążenie rozpatruje się jako oddziaływanie przyłożone w dwóch krokach:

- w chwili montażu, a płyta obciążona jest jedynie ciężarem własnym,
- w okresie normalnej pracy stropu, gdy przyłożone są wszystkie obciążenia użytkowe.

Krok (a) rozważany jest do chwili związania betonu wypełniającego styki, a ciężar nadbetonu (jeżeli jest stosowany) uwzględniany jest jako obciążenie użytkowe (Leskelä 2006).

Model belki zespolonej stanowi rozwinięcie koncepcji ścinania w płytach kanałowych opartych na podporach sztywnych i bazuje na klasycznej teorii belkowej Euler`a-Bernoulli`ego, co zostało opisane w p. 3.4.4.3. Nieliniowości w układzie belki zespolonej (zarysowanie betonu i przemieszczenie płyty wzdłuż osi dźwigara) oraz skomplikowana geometria układu, wymagają zastosowania uproszczeń dla sformułowania analitycznej procedury wymiarowania. Stąd płytę rozważa się w schemacie wolnopodpartym, a w analizie złożonego stanu naprężeń utrzymującego się do chwili zniszczenia, korzysta się z zasady superpozycji, dającej możliwość traktowania składowych naprężeń w żeberku płyty.

Analiza numeryczna Pajari`ego (Pajari 1995) wykazała, że podobnie jak dla oparcia płyty na podporach sztywnych, można przyjąć założenie, iż naprężenia normalne σ_z i styczne τ_{yz} w żeberku płyty są równe zero. Naprężenia σ_y także mogą zostać pominięte z uwagi na nieznaczny wpływ reakcji podporowej w rozważanym przekroju. Należy jednak uwzględnić fakt, że dla przekrojów poprzecznych płyt z dużymi kanałami, poprzeczna deformacja powoduje wzrost naprężenia σ_y , co może być powodem zniszczenia w wyniku zginania. Uwzględniając liniową teorię sprężystości przyjmuje się założenie, że zarówno wartość naprężenia normalnego σ_y i poziomego naprężenia stycznego τ_{zx} w żeberku płyty są proporcjonalne do wartości strumienia naprężeń stycznych v .

Model zakłada zniszczenie płyty w wyniku ścinania, a jako kryterium zniszczenia przyjmuje osiągnięcie przez główne naprężenia rozciągające σ_1 ¹⁸ w żeberkach płyty wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ctd} . Warunek zniszczenia betonowych żeber, w których występuje złożony stan naprężeń (dwie składowe naprężenia stycznych τ_{xy} i τ_{zx} oraz stałe naprężenie normalne σ_x od efektu sprężenia) został oparty na funkcji zniszczenia betonu rozwiniętej przez Ottosen'a, opisaną w pracy (Ottosen 1977). Warunek zniszczenia, przy założeniu $\sigma_y = \sigma_z = \tau_{yz} = 0$, przyjmuje postać:

$$\sigma_1 = f_{ctd} \quad \text{wz.18}$$

Został on wyprowadzony następująco:

$$\sigma^3 - \sigma^2 \cdot \sigma_x - (\tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2) \cdot \sigma + \sigma_x \cdot \tau_{xy}^2 = 0 \quad \text{wz.19}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2 + \left(1 - \frac{\sigma_x}{\sigma_1}\right) \tau_{zx}^2} \quad \text{wz.20}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2 + \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_x}{f_{ctd}}\right) \tau_{zx}^2}} = f_{ctd} \quad \text{wz.21}$$

W modelu fińskim dla obliczeń naprężenia τ_{zx} wartość $\left(1 - \frac{\sigma_x}{f_{ctd}}\right)$ jest pominięta, jednak jej brak jest rekompensowany kalibracją modelu w dalszej części. Kryterium zniszczenia można zapisać w ostatecznej postaci:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2 + \tau_{zx}^2} = f_{ctd} \quad \text{wz.22}$$

W przypadku zerowania się naprężeń τ_{zx} wz. 22 stanowi kryterium zniszczenia w wyniku ścinania dla płyt opartych na podporach sztywnych.

Lokalizację przekroju krytycznego, w którym wyznacza się składowe złożonego stanu naprężeń, przedstawiono na ryc. 23. Punkt krytyczny na wysokości przekroju poprzecznego płyty umiejscowiony jest na poziomie środka ciężkości płyty, co jest potwierdzone w badaniach doświadczalnych dla elementów o stałej grubości żeber (kanały prostokątne).

Naprężenie normalne od efektu sprężenia σ_x oraz styczne pionowe τ_{xy} od siły tnącej wyznacza się w następujący sposób:

$$\sigma_x = - \frac{\alpha_l \cdot A_p \cdot \sigma_{pmt}}{A_{hc}} \quad \text{wz.23}$$

gdzie:

A_p – sumaryczne pole powierzchni splotów sprężających w przekroju płyty,
 σ_{pmt} – maksymalne naprężenie w ciągnięciu sprężającym po stratach całkowitych.

$$\tau_{xy} = \frac{V_y \cdot S_z}{I_z \cdot b_w} \quad \text{wz.24}$$

gdzie:

$V_y = V_{y.g+q}$ – (według wz. 7) siła tnąca w przekroju krytycznym od ciężaru własnego i obciążeń zewnętrznych.

¹⁸ W modelu fińskim przyjmuje się odwrotne znakowanie naprężeń normalnych od wpływu siły sprężającej niż jak to podano w założeniach teoretycznych zagadnienia we wz 6. Naprężeniu ściskającemu przypisano wartość ujemną ($\sigma_x < 0$).

Naprężenie styczne $\tau_{xy} = \tau_{xy,1} + \tau_{xy,2}$ jest maksymalnym naprężeniem w żeberku, na wysokości płyty, zależnym od historii przyłożonych obciążeń. Składowe naprężenia stycznego τ_{xy} określa się ze wzorów:

wz.25

$$\tau_{xy,1} = \frac{V_{hc1} \cdot S_{hc}}{I_{hc} \cdot b_w}$$

wz.26

$$\tau_{xy,2} = \frac{V_{hc2} \cdot S_{hc+top}}{I_{hc+top} \cdot b_w}$$

w których:

V_{hc1} – siła tnąca w przekroju krytycznym od ciężaru własnego płyty i obciążeń z kroku (a),

S_{hc} – moment statyczny powierzchni płyty powyżej środka ciężkości, względem rozważanego przekroju,

I_{hc} – moment bezwładności przekroju poprzecznego płyty,

V_{hc2} – siła tnąca w przekroju krytycznym od obciążeń zewnętrznych w kroku (b),

S_{hc+top} – moment statyczny płyty i nadbetonu powyżej środka ciężkości układu zespolonego,

I_{hc+top} – moment bezwładności przekroju poprzecznego belki zespolonej.

Trudniejsze zagadnienie stanowi określenie wartości poziomego naprężenia stycznego τ_{zx} w betonowym żeberku płyty, wywołanego przepływem strumienia naprężeń stycznych v w przekroju zespolonym. W celu wyznaczenia jego wartości przeprowadzono analizę wycinka belki zespolonej przy założeniu zespolenia wzdłuż poziomego styku dolnej powierzchni płyty kanałowej z dolnym pasem dźwigara. Układ pozostaje w równowadze, gdy siły wewnętrzne w żeberku i półce górnej równoważą się, co wyrażono w postaci wyrażenia:

wz.27

$$\Delta N_z = \Delta T_z$$

Siły w półce i żeberku wyznacza się odpowiednio według wzorów:

wz.28

$$\Delta N_z = \int_{A_f} (\sigma_z(z + \Delta z, x, y) - \sigma_z(x, y, z)) dA$$

wz.29

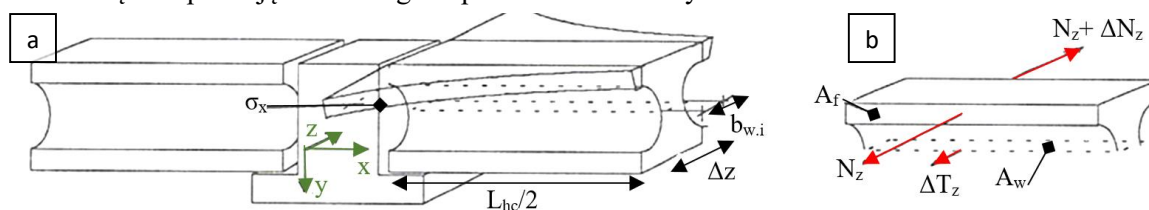
$$\Delta T_z = \int_{A_w} \tau_{zx}(x, y, z) dA$$

gdzie:

A_f – pole powierzchni przekroju poprzecznego górnej półki płyty,

A_w – pole powierzchni przekroju poprzecznego żeberka (wzdłuż osi podłużnej płyty).

Graficzną interpretację równowagi sił przedstawiono na ryc. 25.



Ryc. 24. Wycinek belki zespolonej (a) i rozkład sił wewnętrznych przy poprzecznej deformacji płyty (b)¹⁹.

Prawa strona wz. 29 reprezentuje efekt naprężeń stycznych w żeberku płyty. Jeżeli nieznany pozostaje rozkład naprężeń normalnych σ_z i stycznych τ_{zx} , należy przyjąć uproszczenie. W tym celu analizę oparto o elementarną koncepcję modelu belki zespolonej, w której część płyty jest reprezentowana przez szerokość współpracującej półki $b_{eff,L}$ ($b_{eff,P}$). Wiąże się to z zachowaniem zasady płaskich przekrojów Bernoulli'ego i obowiązywaniem prawa sprężystości Hooke'a.

¹⁹ Ryc. 24 na podst. (Pajari 1999b).

Naprężenie σ_z zmienia się w sposób liniowy wzdłuż osi y i jest stałe wzdłuż osi x . W dalszej kolejności należy określić charakterystyki materiałowo – geometryczne wszystkich składowych belki zespolonej: moduł sprężystości E_i , pole powierzchni przekroju poprzecznego A_i , odległość od dolnej krawędzi elementu składowego do środka ciężkości belki zespolonej e_i oraz moment sprężystości I_i . Wyznaczając parametry sztywnościowe, tj.: sztywność ściskania, jako $(EA)_i = E_i \cdot A_i$ oraz sztywność giętą $(EI)_i = E_i \cdot I_i$ dla elementów składowych $i=1 \dots m$, można policzyć następujące parametry modelu:

- osiową sztywność ściskania belki zespolonej, daną wzorem:

$$(EA)_0 = \sum_{i=1}^m E_i \cdot A_i \quad \text{wz.30}$$

- odległość środka ciężkości układu zespolonego od krawędzi dolnej układu:

$$e_0 = \frac{\sum_{i=1}^m e_i \cdot (EI)_i}{(EA)_0} \quad \text{wz.31}$$

- sztywność giętą belki zespolonej, daną wzorem:

$$(EI)_0 = \sum_{i=1}^m (EI)_i + \sum_{i=1}^m (e_i - e_0)^2 \cdot (EI)_i \quad \text{wz.32}$$

Wartość poziomego strumienia sił ścinających powinna być wyznaczona z uwzględnieniem wszystkich obciążeń występujących po zaistnieniu zespolenia. W obciążeniach tych zawierają się: reakcje od ewentualnego tymczasowego stemplowania płyty na czas montażu, obliczeniowy efekt układania nadbetonu i betonowania styków w różnym czasie, jak również obciążenie użytkowe działające na dźwigarze i płycie. W analizie obliczeniowej należy zwrócić szczególną uwagę na aspekt technologii montażu. Zespolenie pomiędzy płytą i dźwigarem zachodzi dopiero od chwili związania betonu w stykach. Można założyć, że przy braku podpór tymczasowych pod dźwigarem, nie wystąpi w płycie poziome naprężenie styczne τ_{zx} od ciężaru własnego płyty i betonu uzupełniającego styki. Obciążenie od ewentualnej warstwy nadbetonu jest natomiast przenoszone przez przekrój zespolony. Dodatkowe podparcie sprawia, że ciężar własny płyt oraz betonu wypełniającego styki przyczyni się do rozwoju poziomych naprężeń stycznych. W wyprowadzeniu poniższych wzorów modelu zakłada się brak podpór tymczasowych.

Naprężenie normalne $\sigma_i = \sigma_{z,i}$ w danej składowej belki zespolonej i od momentu zginającego M_z , wyznacza się ze wzoru:

$$\sigma_i = E_i \cdot \frac{M_z}{(EI)_0} \cdot y \quad \text{wz.33}$$

Przyrost tego naprężenia można wyrazić wzorem:

$$\Delta \sigma_i = \frac{d\sigma_i}{dz} \cdot \Delta z = \frac{E_i}{(EI)_0} \cdot \frac{dM_z}{dz} \cdot y \cdot \Delta z \quad \text{wz.34}$$

Znając wartość przyrostu naprężenia normalnego można wyznaczyć wartość siły tnącej w półce górnej płyty $2\Delta T_z$, uzyskaną przez połączenie powierzchni górnej półki po obu stronach belki zespolonej ($2A_f$):

$$\begin{aligned} 2\Delta T_z &= \int_{2A_f} \Delta \sigma_i dA = \int_{2A_f} \frac{E_i}{(EI)_0} \cdot V_y \cdot y \cdot \Delta z \cdot dA = \\ &= \frac{1}{(EI)_0} \cdot V_y \cdot \Delta z \cdot \int_{2A_f} E_i \cdot y \cdot dA = - \frac{e_f \cdot (EA)_f}{(EI)_0} \cdot V_z \cdot \Delta z \end{aligned} \quad \text{wz.35}$$

gdzie:

$(EA)_f$ – osiowa sztywność ściskania górnej półki belki zespolonej,
 e_f – osiowa odległość środka ciężkości górnej półki belki zespolonej do środka ciężkości przekroju zespolonego bez nadbetonu.

Powyższe wielkości można określić ze wzorów:

wz.36

$$(EA)_f = \int_{2A_f} E_i dA$$

wz.37

$$e_f = -\frac{1}{(EA)_f} \int_{2A_f} E_i \cdot y \cdot dA$$

Wartość strumienia naprężeń stycznych można obliczyć ze wzoru:

wz.38

$$\nu = \frac{-2\Delta T_z}{\Delta z} = \frac{e_f \cdot (EA)_f}{(EI)_0} \cdot V_z$$

Siła V_z oznacza siłę tnącą w dźwigarze, powstałą od obciążeń po stwardnieniu betonu wypełniającego styk płyta-dźwigar.

W sytuacji obecności warstwy nadbetonu wartość strumienia należałoby wyznaczyć ze wzoru:

wz.39

$$\nu = \frac{e_{hc,top} \cdot E_{hc} \cdot b_{eff} \cdot h_{hc,t} \cdot V_{y,top}}{(EI)_{0-top}} - \frac{e_f \cdot (EA)_f \cdot V_{y,imp}}{(EI)_0}$$

gdzie:

$e_{hc,top}$ – osiowa odległość środka ciężkości górnej półki belki zespolonej do środka ciężkości przekroju zespolonego z uwzględnieniem nadbetonu,

E_{hc} – sieczny moduł sprężystości betonu płyty kanałowej,

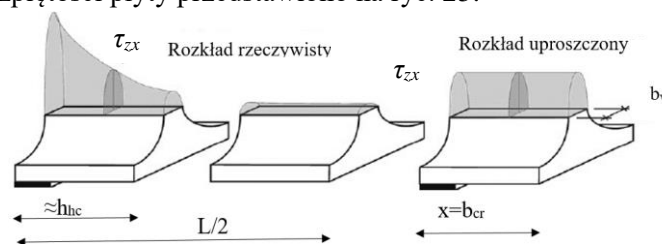
$h_{hc,t}$ – wysokość półki górnej płyty kanałowej,

$V_{y,top}$ – siła tnąca w dźwigarze od ciężaru warstwy nadbetonu,

$(EI)_{0-top}$ – sztywność giętna przekroju zespolonego bez warstwy nadbetonu,

$V_{y,imp}$ – siła tnąca w dźwigarze od obciążeń użytkowych.

Na podstawie wartości strumienia naprężeń stycznych ν można ustalić wartość naprężenia ścinającego τ_{zx} . Dokładny rozkład naprężeń τ_{zx} na długości płyty i zasięg miarodajnego przekroju nie został jednoznacznie określony. Reprezentację przybliżonej dystrybucji poziomego naprężenia stycznego wzdłuż rozpiętości płyty przedstawiono na ryc. 25.



Ryc. 25. Rzeczywisty i uproszczony (uśredniony) rozkład naprężeń τ_{zx} na długości żeberka²⁰.

W modelu fińskim przyjęto τ_{zx} na długości b_{cr} , równe średniej wartości naprężeń z odcinka h_{hc} (patrz ryc. 25).

wz.40

$$\tau_{zx} = \frac{3}{2} \cdot \frac{-2\Delta T_z}{b_w \cdot (2b_{cr})} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\nu \cdot b_{hc}}{2 \cdot b_w \cdot x} = \frac{3}{4} \cdot \frac{\nu \cdot b_{hc}}{b_w \cdot b_{cr}}$$

b_w – suma szerokości wszystkich żeberek płyty,

b_{hc} – nominalna szerokość płyty kanałowej,

$\nu \cdot b_{hc}$ – siła tnąca pochodząca od płyt opartych po obu stronach belki.

²⁰ Źródło ryc. 25: (Pajari 1995).

Współczynnik $3/2$ związany jest z faktem, że dla prostokątnego przekroju poprzecznego maksymalna wartość naprężeń stycznych jest 1,5–razy większa od wartości średniej

Parametr pomocniczy, określający położenie obliczeniowego przekroju krytycznego na długości płyty b_{cr} wyznacza się z zależności:

$$b_{cr} = h_{hc} - h_{ct} \quad \text{wz.41}$$

Wielkość b_{cr} oraz szerokość efektywna b_{eff} są parametrami określonymi doświadczalnie. Zadowalająca zgodność obliczeń analitycznych z nośnością płyt na ścinanie uzyskaną w badaniach doświadczalnych stanowi argument o właściwym przyjęciu obu parametrów.

Przekrój krytyczny jest oddalony na kierunku podłużnym od wewnętrznej krawędzi podparcia o odległość $0,5 \cdot b_{cr}$ (patrz ryc. 23). Dla przekrojów z kanałami okrągłymi $b_{cr} = h_{hc}$. Dla płyt z kanałami prostokątnymi przekrój krytyczny leży bliżej strefy podparcia i poniżej połowy wysokości przekroju płyty. Parametr b_{cr} nie jest zależny od typu dźwigara, właściwości styku, czy sposobu wypełnienia styku betonem uzupełniającym. Zależy on jedynie od ukształtowania geometrii przekroju poprzecznego płyty kanałowej, a w szczególności od wysokości h_{ct} , na której żeberko płyty ma stałą szerokość. Zależność tę wyjaśnia Leskelä przyjmując model 3 zniszczenia płyt (patrz ryc. 22c i 22d), w świetle którego następuje przepływ strumienia naprężeń stycznych w zarysowanym styku pomiędzy płytą lub dźwigarem i betonem uzupełniającym. Intensywność strumienia zależy od wielkości obciążeń na stropie, rodzaju dźwigara, sposobu ukształtowania styku, itd. Jednak przepływ strumienia zawsze wystąpi wzdłuż tej samej linii. Zakładając, że rozkład strumienia naprężeń stycznych można wyrazić w postaci:

$$v(x) = \alpha \cdot k \cdot v_1(x) \quad \text{wz.42}$$

gdzie: $v_1(x)$ wyraża jednostkowy strumień dla wszystkich styków płyta-dźwigar, k oznacza intensywność obciążenia, a α jest współczynnikiem proporcjonalności, to w taki sposób uwzględnia się różnice wynikające z różnego ukształtowania styków. Oznacza to, że strumień poziomych naprężeń stycznych jest taki sam dla wszystkich typów połączenia płyta-dźwigar, należy go jedynie wyskalować. Oczywiście wydaje się fakt, że przy wzroście obciążenia płyta kanałowa będzie poddana takiemu samemu stanowi naprężeń od strumienia naprężeń stycznych jak dźwigar, ale każdy stan naprężenia związany jest z inną intensywnością obciążenia na różnych stropach. Oznacza to, że pomijając pionową siłę tnącą, punkt krytyczny dla maksymalnych poziomych naprężeń stycznych nie zależy ani od rodzaju belki, ani od sposobu ukształtowania styków.

Rozkład naprężeń w przekroju poprzecznym płyty kanałowej rozważa się w przekroju krytycznym, w odległości $(0,25 \div 0,5) h_{hc}$ od krawędzi podparcia płyty (patrz ryc. 23). W tym przedziale maksymalne naprężenie główne, pochodzące od naprężeń σ_x i τ_{xz} w połowie wysokości przekroju żeberka mają prawie stałą wartość. Jest więc wielce prawdopodobne, że punkt krytyczny dla strumienia naprężeń stycznych znajduje się właśnie w tym obszarze.

Wartość szerokości współpracującej płyty $b_{eff,L/P}$ wyznaczono na podstawie badań i analizy numerycznej, posługując się zależnością między L_b (odległość miejsc zerowych dźwigara) i $L_{b,0}$ (stała rozpiętość belki rozpatrywana w badaniach doświadczalnych, równa 5 m). Empirycznie określono współczynnik $b_{eff,0}$, w zależności od wysokości płyty oraz rodzaju przekroju poprzecznego dźwigara (Pajari 1994).

$$b_{eff,L/P} = \frac{b_{eff,0}}{L_{b,0}} \cdot L_b \quad \text{wz.43}$$

Na podstawie badań doświadczalnych określono także wartości współczynników, redukujących niekorzystny wpływ naprężeń stycznych τ_{xz} w żeberku płyty, w zależności od stosowanych zabiegów technologicznych na etapie montażu stropu. Rozważa się tu:

- efekt wypełnienia betonem kanałów płyty – współczynnik β_f ,

- efekt ułożenia monolitycznej warstwy nadbetonu – współczynnik β_{top} .

Ponadto dla zwiększenia nośności na ścianie można wykorzystać fakt uciąglenia sąsiednich dźwigarów, co realizuje się jednak rzadko z powodu trudności i czasochłonności rozwiązania.

Redukcja z uwagi na wypełnienie kanałów jest uwzględniana tylko dla głębokości wypełnienia większej niż 50 mm od czoła w głąb płyty. Najlepszy efekt podniesienia nośności uzyskuje się przy głębokości równej wysokości kanału. Współczynnik redukcji β_f zawiera się w przedziale $0,5 \div 1,0$. Dokładną wartość współczynnika β_f można odczytać z tabeli 3.1 rekomendacji *fib (fib 6 2000)* lub wyznaczyć ze wzoru według normy fińskiej (*CC 2007*):

wz.44

$$\beta_f = 1 - 0,3 \cdot \frac{l_f - 50\text{mm}}{h_{hol} - 50\text{mm}} \geq 0,5$$

gdzie:

l_f – głębokość wypełnienia kanałów (w milimetrach),

h_{hol} – wysokość kanału (w milimetrach).

Wpływ warstwy nadbetonu jest uwzględniany poprzez współczynnik redukcji dany wzorem:

wz.45

$$\beta_{top} = \frac{v_{web}}{v_{top} + v_{web}} = \frac{\frac{0,5 \cdot F_{web}}{\Delta x}}{\frac{0,5 \cdot F_{top}}{\Delta x} + \frac{0,5 \cdot F_{web}}{\Delta x}} = \frac{F_{web}}{F_{top} + F_{web}} \leq 1,0$$

w którym v_{top} i v_{web} są poziomymi strumieniami siły ścinającej, przenoszonymi odpowiednio przez zbrojoną warstwę nadbetonu i żeberka płyty. Suma oddziaływań tych strumieni redukuje całkowite naprężenie ścinające, dane wzorem (*Pajari 1994*):

wz.46

$$v = 2\Delta \cdot N_z / \Delta z$$

Wartość strumieni v_{web} i v_{top} , można wyznaczyć ze wzorów:

wz.47

$$v_{web} = \frac{4}{3} \cdot \frac{b_w}{b_{sl}} \cdot b_{cr} \cdot \tau_{zx}$$

wz.48

$$v_{top} = \min \left[\frac{A_{sv} \cdot f_{yk}}{s_t} \cdot \mu; 0,2 \cdot f_{ck} \cdot h_{top} \right]$$

Analogicznie można zapisać wzory na siły F_{top} i F_{web} , które oznaczają odpowiednio nośność na ścinanie podłużne nadbetonu na jednostkę długości belki w pionowej płaszczyźnie zespolenia między belką i elementami stropowymi, czyli część naprężeń ścinających przejmowanych przez nadbeton oraz nośność na ścinanie poziome środkiem na jednostkę długości belki. Siły F_{web} i F_{top} można opisać formułami:

wz.49

$$F_{web} = \frac{4}{3} \cdot L_e \cdot \frac{b_w}{b_{hc}} \cdot b_{cr} \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{\beta_f}$$

wz.50

$$F_{top} = \min \left[2 \cdot L_e \cdot \frac{A_{sv} \cdot f_{yk}}{s_t} \cdot \mu; 0,2 \cdot f_{ck} \cdot h_{top} \cdot L_e \right]$$

W powyższych wzorach przyjęto następujące oznaczenia:

L_e – rozpiętość płyty w kierunku osi podłużnej dźwigara,

f_{ctm} – średnia wytrzymałość betonu płyty kanałowej na rozciąganie,

h_{top} – wysokość warstwy nadbetonu,

f_{ck} – wartość charakterystyczna wytrzymałość nadbetonu na ściskanie,

A_{sv} – pole przekroju poprzecznego prętów zbrojeniowych nadbetonu,

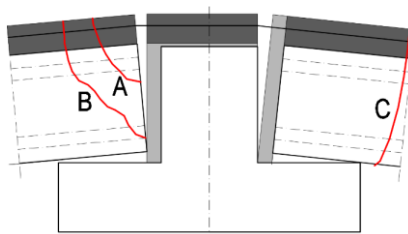
f_{yk} – granica plastyczności stali zbrojeniowej prętów w nadbetonie,

s_t – rozstaw prętów w nadbetonie równoległych do osi podłużnej płyty.

Nie tylko zbrojenie warstwy nadbetonu, ale także jej grubość h_{top} , szorstkość powierzchni i wytrzymałość betonu na ściskanie f_{ck} wpływają na wartość współczynnika β_{top} . W modelu współczynnik tarcia w styku płyta kanałowa – nadbeton przyjęto jako stałą wartość, równą $\mu=2,0$ (Pajari 1994).

Współczynnik redukcyjny nadbetonu β_{top} zmniejsza wartość naprężeń stycznych τ_{xz} , gdy minimalne zbrojenie warstwy nadbetonu stanowią pręty o średnicy co najmniej 5 mm w rozstawie nie większym niż 150 mm, a zbrojenie jest tak zakotwione, aby przenieść siłę rozciągającą pojawiającą się po wystąpieniu poprzecznego zarysowania (Pajari 1998b). Na podstawie badań (Pajari 2010) stwierdzono, że typowe zbrojenie nadbetonu (siatka 15x15 cm, $\phi=6$ mm) zwiększa wartość poziomej siły ścinającej w żeberku o 1÷3%, a silne zbrojenie nadbetonu (siatka 10x10 mm, $\phi=10$ mm) o 5÷12%.

Ciągłe zbrojenie nadbetonu nad podporą wprowadza pewien poziom niezamierzonego utwardzenia płyty na podporze, co może prowadzić do zarysowania (patrz ryc. 26). Rysy typu A w górnym narożu płyty nie są groźne, ale już rysy ukośne typu B i C redukują nośność płyt kanałowych na ścinanie.



Ryc. 26. Zarysowanie wywołane momentem od niezamierzonego zamocowania.

Z uwzględnieniem współczynników redukcyjnych graniczny warunek nośności na ścinanie dla płyt kanałowych na podporach podatnych przyjmuje postać:

wz.51

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2 + [\beta_f(\tau_{xz,1} + \beta_{top} \cdot \tau_{xz,2})]^2} \leq f_{ctd}$$

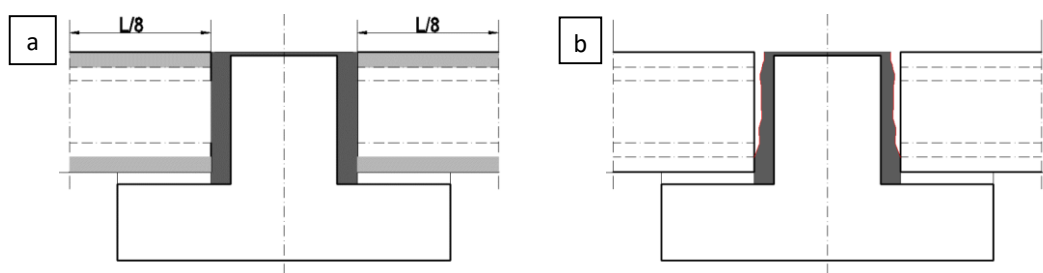
Wydaje się prawdopodobne, że zbrojenie w warstwie nadbetonu równoległe do osi płyty może redukować deformację płyty w kierunku dźwigara, a tym samym pozytywnie wpływać na nośność na ścinanie (Pajari 1998a). W świetle wspomnianych badań, w przypadku płyt o większej rozpiętości, warstwa nadbetonu jest korzystniejszą opcją zwiększenia nośności na ścinanie płyt niż wypełnienie kanałów. Chociaż nadbeton generuje dodatkowe obciążenia, to zwiększa sztywność układu stropowego (Pajari 1994). Dzięki zapewnieniu odpowiedniej przyczepności płyty i nadbetonu, można osiągnąć pozytywny wpływ redukcji poprzecznych naprężeń ścinających w żeberku i wzrost nośności na ścinanie płyty. Jednak obecność nadbetonu może mieć także negatywne konsekwencje, tzn. poprzez zwiększenie powierzchni półki ściskanej wzrasta całkowity strumień stycznych naprężeń podłużnych (Pajari 2010).

Autorzy modelu belki zespolonej rozważyli także możliwość pojawienia się zarysowania podłużnego wzdłuż cięgien sprężających, które może obniżyć przyczepność cięgien do betonu i doprowadzić do ich korozji. Dlatego w stanie granicznym użytkowalności, nośność na ścinanie w płycie jest redukowana w zamierzony sposób, gdy wykaże się przekroczenie wytrzymałości betonu płyty przez naprężenia rozciągające na jej dolnej krawędzi. Redukcji dokonuje się poprzez „wyłączenie” określonej ilości cięgien w żeberku na danej długości. W stanie granicznym użytkowalności sprawdza się dopuszczalną szerokość rozwarcia rysy w zależności od umownego odkształcenia poprzecznego dolnej powierzchni prefabrykatu (Pajari 1995b).

W wytycznych modelu zaleca się także, aby krzywizna dźwigara od charakterystycznych obciążeń użytkowych nie przekraczała wartości $\kappa=0,0027 \text{ m}^{-1}$. Ograniczenie to zostało wprowadzone z dwóch powodów, po pierwsze wartość empiryczna bazowej szerokości współpracującej b_{eff0} została określona w badaniach, w których nie wystąpiło ani uplastycznienie dźwigara, ani jego zmiażdżenie, po drugie uplastycznienie dźwigara może powodować różnice ugięć sąsiednich dźwigarów, co może generować skręcanie w płytach kanałowych (Pajari 1995b).

3.5.5.2. Model niemiecki (Bode)

Podobnie jak model fiński, także niemiecki model autorstwa Bode'go (Bode 2000) opiera się na kryterium zniszczenia w wyniku ścinania i wystąpieniu poziomych naprężeń stycznych τ_{xz} w żeberku płyty, które należy uwzględnić w sytuacji oparcia płyty na podporze podatnej. Naprężenia te są wyznaczane w zależności od sztywności giętej przekroju zespolonego EI_0 i EI_1 w różnych fazach pracy, które następują po sobie wraz z wystąpieniem zarysowania wzdłuż dźwigara (patrz ryc. 27).



Ryc. 27. Przekroje poprzeczne do obliczeń sztywności EI_0 (a) i EI_1 (b).

W modelu przyjęto założenie, że w wyniku szerokości rozwarcia rysy, rosnącej wraz z ugięciem dźwigara, nie wystąpi całkowite zespolenie płyty z dźwigarem. Dlatego zaleca się, zamiast wskazanego w modelu fińskim przekroju zespolonego, przyjąć następujący tok postępowania. Należy określić współpracującą szerokość płyty, która włącza się do współpracy z dźwigarem poprzez beton wypełniających styk. Według zaleceń normy niemieckiej (DIN 2008) przyjmuje się ją jako 1/4 rozpiętości dźwigara. Następnie wyznacza się sztywność giętą niezarysowanego przekroju zespolonego EI_0 . W zależności od poziomu obciążenia należy określić kąt obrotu czoła płyty na podporze. Znając wartość kąta obrotu można określić odkształcenie ε_0 oraz naprężenie podłużne σ_0 w górnej części przekroju zespolonego. Po zarysowaniu styku płyta-dźwigar pojawi się składowa naprężeń σ' (wz. 52), która uwzględnia stosunek sztywności giętych układu przed i po zarysowaniu EI_0 i EI_1 .

wz.52

$$\sigma' = \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{EI_1}{EI_0} \right)$$

Na podstawie składowej naprężeń σ' można wyznaczyć wartość strumienia sił ścinających i naprężenie styczne τ_{xz} . Koncepcja modelu obliczeniowego, silnie oparta na wynikach badań doświadczalnych (Bode 2000), wydaje się bardzo problematyczna w zastosowaniu. Porównanie wyników analizy obliczeniowej według powyższego modelu z wynikami dla elementów na sztywnej podporze wykazują spadek nośności na ścinanie płyt na podporach podatnych na poziomie ok. 40 %.

3.5.5.3. Model niemiecki (Hegger-Roggendorf)

Niemiecki model autorstwa Hegger'a i Roggendorf'a wraz z badaniami doświadczalnymi i analizą numeryczną (patrz p. 3.5.3.2.) został szczegółowo opisany w publikacjach (Hegger 2008), (Hegger 2011a-b) oraz rozprawie doktorskiej Roggendorf'a (Roggendorf 2010). Przyczynkiem dla jego powstania był niedobór jednoznacznych wytycznych projektowych dla płyt kanałowych

pracujących na podporach podatnych. Największą niepewność rodzi brak kryterium rozgraniczenia pomiędzy dźwigarami uważanymi za podatne i sztywne oraz wpływ dźwigarów stosunkowo sztywnych na zmianę nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych.

Model ten, podobnie jak modele Pajari`ego i Leskelä oraz Bode`go, oparty jest na wyjściowych założeniach dla podpór sztywnych i tym samym kryterium zniszczenia w wyniku przekroczenia wytrzymałości betonu przez główne naprężenie rozciągające w żeberku płyty. Jednak w kryterium obliczeniowym przyrównuje się wartość siły tnącej w rozważanym przekroju do nośności na ścinanie niezarysowanego przekroju strunobetonowego bez zbrojenia poprzecznego. W modelu niemieckim rozwinięto wzór na nośność ścinania $V_{Rd,c}$ dla płyt opartych na podporach sztywnych proponowany, przez normę niemiecką (DIN 2008) i uszczegółowiony wytycznymi projektowymi DIBt (Z-15.10-316 2014):

$$V_{Rd,c} = f \cdot \frac{I_{hc} \cdot b_w}{S_{hc}} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} - \alpha_p \cdot \tau_{cpm} \quad \text{wz.53}$$

w którym:

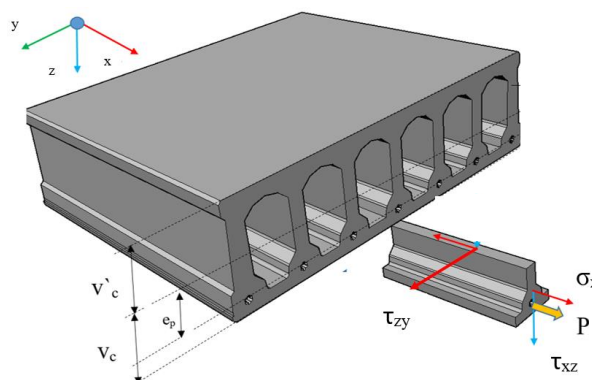
f – współczynnik uwzględniający kształt przekroju poprzecznego płyty kanałowej zmienny w przedziale $0,85 \div 1,0$ według zaleceń DIBt (Z-15.10-316 2014),

σ_{cp} – średnie naprężenia ściskające w betonie od siły sprężającej, $\sigma_{cd} = P/A$,

τ_{cpm} – średnie naprężenie styczne spowodowane przekazaniem siły sprężającej na beton,

α_p – współczynnik uwzględniający liniowy przebieg naprężenia τ_{cpm} na długości transmisji.

Przekrój krytyczny znajduje się w odległości równej połowie wysokości płyty h_{hc} od wewnętrznej krawędzi podparcia na dźwigarze. Konwencję znakowania składowych złożonego stanu naprężeń w betonowym żeberku płyty przedstawiono na ryc. 28.



Ryc. 28. Konwencja znakowania naprężeń w betonowym żeberku płyty kanałowej według modelu niemieckiego.

W przeciwieństwie do wcześniej opisanych modeli obliczeniowych, w niniejszym zagadnieniu jest analizowane w odniesieniu bezpośrednio do płyty kanałowej, a nie układu tzw. belki zespolonej płyta-dźwigar.

Podobnie jak w modelu fińskim rozważa się efekt poprzecznej deformacji płyt kanałowych w sytuacji pełnego zespolenia płyty, dźwigara i betonu uzupełniającego, postępującej wraz z przyrostem krzywizny dźwigara, czemu towarzyszy powstanie w żeberkach płyty dodatkowego poziomego naprężenia stycznego, oznaczonego tutaj jako τ_{zy} . Szczególną uwagę poświęcono konsekwencjom związanym z wystąpieniem rysy podłużnej w górnej części styku pionowego płyta-dźwigar lub płyta-beton uzupełniający. W badaniach (Hegger 2011a) zaobserwowano, że zarysowanie styku przed zniszczeniem rozwija się w dolnej połowie wysokości płyty. Sytuację, gdy zarysowany jest styk pomiędzy płytą i betonem wypełniającym styk przedstawiono na ryc. 29.

Przyrost krzywizny dźwigara powoduje powstanie poziomej siły ściskającej c na poziomie półek górnych sąsiadujących płyt, działającej w kierunku długości dźwigara. W efekcie przesuwania się

plyt wzdłuż tej osi aktywują się siły tarcia w styku obu elementów konstrukcyjnych. Mechanizm ten przedstawiono na ryc. 30, gdzie przyjęto następujące oznaczenia:

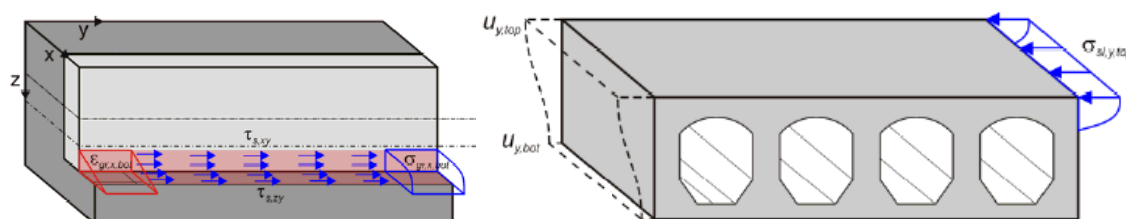
A_y – powierzchnia kontaktowa pomiędzy sąsiednimi płytami sięgająca połowy rozpiętości elementu ($L_s/2$),

A_{xy} i A_{zy} – powierzchnie kontaktowe pomiędzy płytą i dźwigarem.

W modelu przyjmuje się, że zawsze dochodzi do przemieszczania płyt wzdłuż osi dźwigara, a największa wartość sił tarcia, więc i siły c , jest osiągnięta z chwilą powstania podłużnego zarysowania. Ściskająca siła c rozwija się wzdłuż dźwigara i jest równoważona przez siły tarcia w skrajnej płycie stropu. Przyjęto uproszczenie, iż naprężenia styczne od wpływu tarcia $\tau_{s,xy}$ i $\tau_{s,zy}$ są reprezentowane przez jedno naprężenie $\tau_{s,y}$ działające w styku na powierzchni dźwigara A_b . Korzystając z ogólnej zasady tarcia ślizgowego Coulomb'a, maksymalną siłę poziomą c można wyznaczyć w zależności od wartości naprężenia dociskowego σ_z i współczynnika tarcia μ ze wzoru:

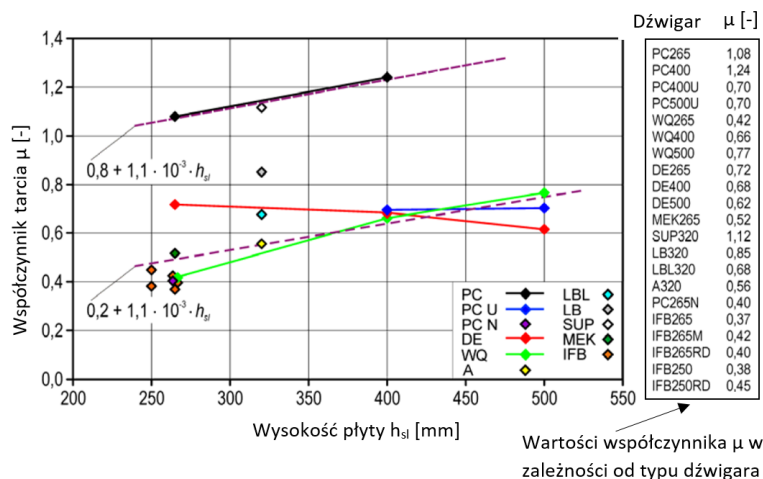
wz.54

$$c = \int \tau_{s,y} dA_b = \int \sigma_z dA_b$$



Ryc. 29. Naprężenia w styku skrajnej płyty i dźwigara w chwili zniszczenia²¹.

Wartość współczynnika tarcia zależna jest od właściwości powierzchni kontaktowej pomiędzy płytą, dźwigarem i betonem uzupełniającym. Ponieważ przemieszczenie płyt wzdłuż dźwigara jest zablokowane jedynie w dolnym przekroju płyty, dochodzi do deformacji o wartości Δu . Współczynnik tarcia μ jest podstawowym parametrem modelu, zależnym od właściwości powierzchni, wyznaczonym empirycznie w toku badań fińskich i niemieckich. Wartości współczynnika μ przedstawiono na ryc. 30.



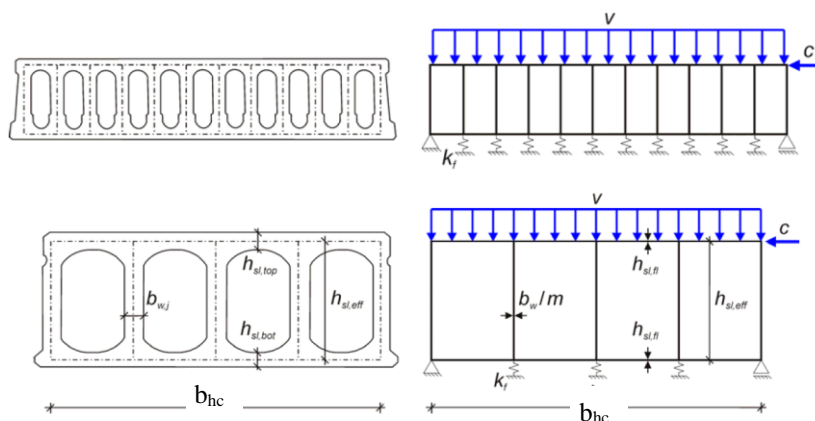
Ryc. 30. Wartość współczynnika tarcia μ w zależności od wysokości płyty i typu dźwigara²².

W celu określenia naprężeń stycznych τ_{xz} i τ_{zy} przekrój poprzeczny płyty przedstawiono jako belkę Vierendeel'a (patrz ryc. 31), obciążoną po zarysowaniu poziomą siłą ścinającą c i pionowym obciążeniem liniowym v (wpływ zginania poprzecznego), opartą jedynie w skrajnych węzłach. Przyjmuje się, że pręty kratownicy (żeberka i półki płyty) są usztywnione w węzłach. Rozkład sił

²¹ Źródło ryc. 29: (Hegger 2011a).

²² Źródło ryc. 30: (Roggendorf 2010).

wewnętrznych w skrajnym żeberku płyty kanałowej wyznaczony według modelu numerycznego opisanego w pracy (Hegger 2011b) przedstawiono na ryc. 32.

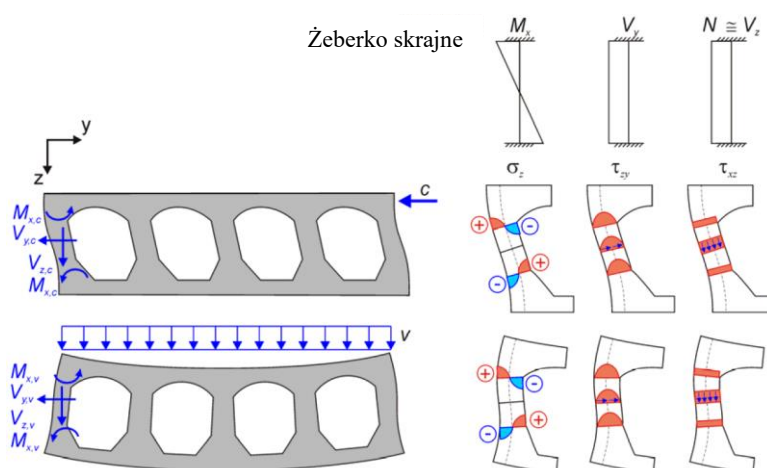


Ryc. 31. Model przekroju poprzecznego płyty kanałowej obciążonej siłami c i v ²³.

Dla przekroju poprzecznego płyty przyjęto następujące założenia:

- szerokość pojedynczego żeberka wynosi $b_{w,j}=b_w/m$, gdzie m to ilość żeberek w przekroju poprzecznym płyty,
- ilość kanałów w przekroju płyty wynosi n ,
- wysokość półki górnej i dolnej płyty wynosi $h_{hc,fl}=(h_{sl,top}+h_{sl,bot})/2$,
- wysokość efektywna płyty $h_{sl,eff}$ zawarta pomiędzy osiami ciężkości półki dolnej o górnej,
- nominalna szerokość przekroju płyty wynosi $b_{hc}=1200$ mm.

Moment zginający M_x na krawędziach poziomych płyty pochodzi od rozkładu naprężeń normalnych σ_z w żeberkach. Siła poprzeczna V_y i powiązane z nią naprężenie styczne τ_{zy} są wynikiem działania siły c i v . Siła podłużna N jest równoważna siłę poprzeczną V_z i związana z obecnością naprężenia stycznego τ_{xz} w żeberku płyty. Działanie siły c powoduje wystąpienie momentu skręcającego, co prowadzi do zaistnienia w żeberku dodatkowej siły poprzecznej $V_{z,c}$. Poprzeczne zginanie powoduje działanie siły poprzecznej $V_{z,v}$.



Ryc. 32. Siły wewnętrzne w skrajnym żeberku płyty kanałowej²⁴.

Siły poprzeczne od siły ścinającej c (patrz ryc. 32) określone dla skrajnego żeberka modelu kratownicowego wynoszą (wz. 55) i (wz. 56):

²³ Źródło ryc. 31: (Roggendorf 2010).

²⁴ Źródło ryc. 32: (Hegger 2011a).

wz.55

$$V_{z.c} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h_{sl,eff}}{b_{hc}} \cdot c$$

wz.56

$$V_{y.c} = \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot b_{hc} \cdot b_{w,j}^3 + 2n \cdot h_{sl,eff} \cdot h_{hc,fl}^3}{n(2b_{hc} \cdot b_{w,j}^3 + n \cdot h_{sl,eff} \cdot h_{sl,fl}^3)} \cdot c$$

Na podstawie wartości sił $V_{z.c}$ oraz $V_{y.c}$ można określić naprężenia styczne $\tau_{xz,c}$ i $\tau_{zy,c}$:

wz.57

$$\tau_{xz,c} = \frac{m \cdot V_{z.c} \cdot S_y}{I_y \cdot b_w} = \beta_f \cdot k_{xz,c} \cdot m \cdot \mu \frac{V_{comp} \cdot S_y}{I_y \cdot b_w}$$

wz.58

$$\tau_{zy,c} = \frac{3}{2} \frac{V_{y.c}}{x \cdot b_w} = \frac{3}{2} \beta_f \cdot k_{zy,c} \cdot m \cdot \mu \frac{V_{comp}}{l_x \cdot b_w}$$

gdzie:

x – odległość przekroju krytycznego od czoła elementu ($x=L_{supp} + h_{sl}/2$, gdzie L_{supp} to głębokość oparcia płyty na dźwigarze,

β_f – współczynnik wypełnienia kanałów betonem (patrz wz. 44).

Siła tnąca V_{comp} występuje z chwilą zaistnienia zespolenia w styku płyty z dźwigarem i jest obliczana z pominięciem ciężaru własnego płyty. Znajomość wartości V_{comp} pozwala wyznaczyć ostateczną wartość poziomej siły ściskającej c , jako:

wz.59

$$c = V_{comp} \cdot \mu$$

Współczynniki kształtu $k_{xz,c}$ i $k_{zy,c}$ zależą od przekroju poprzecznego płyty (ich wyprowadzenie podano w pracy (Roggendorf 2010)), a wyznacza się je ze wzorów:

wz.60

$$k_{xz,c} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h_{sl,eff}}{b_{hc}}$$

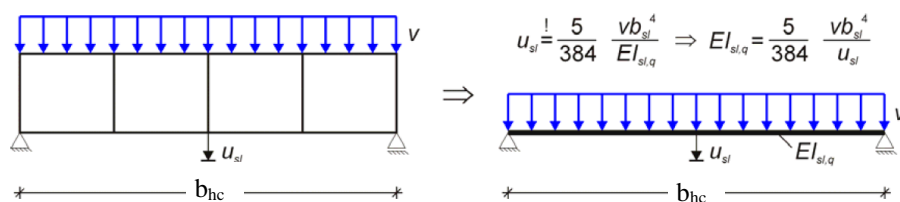
wz.61

$$k_{xy,c} = \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot b_{hc} \cdot b_{w,j}^3 + 2n \cdot h_{sl,eff} \cdot h_{hc,fl}^3}{n(2b_{hc} \cdot b_{w,j}^3 + n \cdot h_{sl,eff} \cdot h_{sl,fl}^3)}$$

Współczynnik $k_{xz,c}$ uwzględnia wzrost naprężenia stycznego w skrajnym żeberku płyty od skręcania w wyniku działania siły poziomej c .

Z powodu trudności przy określeniu właściwości podparcia, z uwagi na obecność i rodzaj przekładek elastomerowych, długość podparcia, sztywność giętną wieńców itp., trudno jest analitycznie wyznaczyć składowe naprężenia stycznych $\tau_{xz,v}$ i $\tau_{zy,v}$. Efekt zginania został uwzględniony zatem zastępczo za pomocą współczynników empirycznych (Hegger 2011a).

Na podstawie analizy numerycznej i badań doświadczalnych stwierdzono, że wpływ zginania poprzecznego płyty zależy od sztywności dźwigara i sztywności płyty kanałowej. Sposób wyznaczania zginania poprzecznego płyty przedstawiono na ryc. 33. Autorzy modelu twierdzą, iż bezwymiarowy stosunek sztywności giętnej dźwigara EI_b do sztywności poprzecznej płyty EI_{sl} , który można zapisać w postaci $\alpha_u = (EI_b/L_b^3)/(EI_{sl,q}/b_{hc}^3)$, lepiej odzwierciedla stosunek wpływu sztywności poprzecznej układu płyta-dźwigar niż tylko sama sztywność dźwigara EI_b/L_b .

Ryc. 33. Zasada wyznaczania sztywności giętej dźwigara²⁵.

Im sztywniejsza płyta w stosunku do dźwigara (wzrost sztywności α_u), tym większe jego ugięcie i koncentracja naprężeń w strefie podparcia płyty. Odwrotnie jest w przypadku wiotkich płyt i sztywnych dźwigarów, gdzie wystąpi mniejsze zginanie. Na tej podstawie wpływ zginania poprzecznego płyty uwzględnia się za pomocą empirycznego współczynnika k_v , którego wartość zawiera się w przedziale 1,2÷2,5 (Hegger 2011b):

$$k_v = 1 + \beta_f \cdot \frac{L_b^3 EI_{sl,q}}{EI_b \cdot b_{hc}^3} \quad \text{wz.62}$$

Do wyznaczenia nośności na ścinanie płyt kanałowych na podporach podatnych stosuje się wzór na nośność na ścinanie z normy (DIN 2008) rozbudowany o człon naprężeń uwzględniających zarysowanie w złączu układu zespolonego oraz współczynniki kształtu:

$$V_{Rd,c,bw} = f \cdot \frac{I_c \cdot b_w}{S_c \cdot (1 + \alpha_{comp} \cdot \beta_f \cdot k_{xz,c} \cdot m \cdot \mu)} \quad \text{wz.63}$$

$$\left(\sqrt{f_{ctd}^2 - \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} - \left(\sqrt{1 - \frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{cp}}{f_{ctd}}} \cdot k_v \cdot \tau_{zy,c} \right)^2 - \alpha_p \cdot \tau_{cpm} \right) < 0.8 \cdot V_{Rd,c}$$

gdzie:

$\alpha_{comp} = V_{Ed,comp} / V_{Rd,c,bw}$ – stosunek siły tnącej $V_{Ed,comp}$ od obciążeń działających po zaistnieniu zespolenia do wartości nośności na ścinanie płyty na podporze podatnej $V_{Rd,c,bw}$ lub (w uproszczeniu) 40 % nośności płyty na podporze sztywnej $V_{Rd,c}$.

Przedstawiony powyżej niemiecki model obliczeniowy został w 2016 r. pozytywnie zaadaptowany został do inżynierskiego rozwiązania zagadnienia wpływu podatności dźwigara na zmianę nośności ścinania płyt kanałowych. Dokument Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken (BVSF 2016), stanowiący rozwinięcie podejścia proponowanego w (Z-15.10-316 2014), zawiera następujące wytyczne projektowe:

- za dźwigary podatne uważa się elementy belkowe o minimalnej długości 2,4 m, których strzałka ugięcia od obciążeń charakterystycznych, zaistniałych po związaniu betonu w stykach podłużnych płyt kanałowych, jest nie mniejsza niż $L_b/2000$. Za długość L_b rozumie się rozpiętość dźwigara jednoprzęsłowego lub odległość pomiędzy miejscami zerowymi belki ciągłej. W przypadku stosowania tymczasowego podparcia dźwigarów na etapie montażu do obciążeń determinujących strzałkę ugięcia wlicza się również ciężar własny konstrukcji.
- Dźwigary o mniejszej strzałce ugięcia niż $L_b/2000$ rozpiętości należy traktować jako podpory sztywne, a nośność płyt kanałowych wyznaczać zgodnie z (EN 1168 2009).
- W obliczeniach można pominąć wpływ zespolenia dźwigara z płytą kanałową.
- Model obliczeniowy nie obejmuje płyt o szerokości przekraczającej 1200 mm. Natomiast płyty węższe, wykonywane poprzez podłużne cięcie, nie powinny być stosowane jako skrajne elementy stropowe.

²⁵ Źródło ryc. 33: (Hegger 2011a).

4. STUDIUM PARAMETRYCZNE MODELI OBLICZENIOWYCH

Modele analityczne, opisane w punkcie 3.5.5., zostały poddane szczegółowej analizie porównawczej w celu określenia udziału różnych parametrów, opisujących wpływ podatności dźwigarów oraz obecności nadbetonu na nośność na ścinanie płyt kanałowych. Przeprowadzone analizy porównawcze zostały podzielone na dwie grupy:

- analizy parametryczne nośności na ścinanie płyt kanałowych na podstawie modeli: fińskiego Pajari`ego i Leskelä (p. 3.5.5.1.), niemieckiego Hegger`a i Roggendorf`a (p. 3.5.5.3.). Nośność na ścinanie płyt wyznaczono także zgodnie z najczęściej stosowanymi normatywami projektowymi dla elementów bez zbrojenia poprzecznego, opartych na podporach sztywnych, tj.: (EC2 2008), (PN-EN 1168 2011) oraz (MC 2010).
- Analizy parametryczne wpływu nadbetonu na nośność ścinania według rekomendacji *fib* (*fib* 6 2000), na podstawie modelu fińskiego.

W obliczeniach, jako podpory podatne rozważono cztery typy dźwigarów, tj.: strunobetonowe belki o przekroju poprzecznym w kształcie odwróconej litery T (typ RT), belki stalowe o przekroju dwuteowym (typ IFB) oraz kapeluszowym (typ Hut), a także belki zespolone stalowo-betonowe (typ Delta). Dla dźwigarów stalowych przyjęto stal konstrukcyjną klasy S355, dla belki strunobetonowej beton klasy C50/60. Rozważa się belki o stałej rozpiętości $L_b=7,2$ m, tak aby stanowiły podporę dla 6 płyt o pełnej szerokości. Charakterystykę geometryczną dźwigarów (h_b – wysokość przekroju poprzecznego, A_b – pole przekroju poprzecznego, I_b – moment bezwładności) oraz parametry uwzględniające zakres podatności dźwigarów (u – strzałka ugięcia) przedstawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Charakterystyka dźwigarów przyjętych w analizie porównawczej.

		Belka strunobetonowa (typ RT)	Belka stalowa (typ IFB)	Belka stalowa (typ HUT)	Belka zespolona stalowo-betonowa (typ Delta)
h_b	[mm]	470÷700	200÷500	200÷500	200÷500
A_b	$\frac{[mm^2]}{x 10^5}$	2,22÷2,53	0,3÷0,41	0,44÷0,62	0,1÷0,3
I_b	$\frac{[mm^4]}{x 10^8}$	156÷395	1,5÷17,5	2,6÷27,8	1÷17
u	[-]	$1/400 L_b$	$1/400 \div 1/250 L_b$	$1/400 \div 1/250 L_b$	$1/400 \div 1/250 L_b$

Obliczenia wykonano dla szerokiej gamy strunobetonowych płyt kanałowych o nominalnej wysokości h_{hc} zmiennej w zakresie 200÷500 mm i zróżnicowanym przekroju poprzecznym zależnym od technologii produkcji:

- płyty wykonane w technologii ślizgowej z kanałami zbliżonymi do przekroju prostokąta (oznaczenie np. HC200/1 – typ 1),
- płyty wykonane w technologii ekstruzji z kanałami okrągłymi lub owalnymi (oznaczenie np. HC200/2 – typ 2).

W obliczeniach przyjęto klasę betonu C50/60 oraz sploty 7-drutowe o średnicy 12,5 mm, wykonane ze stali sprężającej Y1860 w ilości n_p w przekroju płyty. Schemat statyczny zakłada pracę płyty jako elementu wolnopodpartego o rozpiętości L_{hc} , obciążonego: ciężarem własnym g_{min} (g_{max} – z wypełnionymi spoinami), ciężarem warstw wykończeniowych $\Delta g=1$ kN/m² oraz obciążeniem użytkowym $q=5$ kN/m². Podane wartości obciążeń są wartościami charakterystycznymi. Charakterystykę geometryczną (A_{hc} – pole powierzchni przekroju, I_{hc} – moment bezwładności) i charakterystykę sprężenia (P_0 – wstępna siła naciągowa, P_{m0} – siła sprężająca po stratach doraźnych, P_{mt} – siła sprężająca po stratach całkowitych, l_{pt} – długość transmisji) przedstawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Charakterystyka płyt kanałowych do studium parametrycznego.

		Typ przekroju 1					Typ przekroju 2				
		HC200/1	HC265/1	HC320/1	HC400/1	HC500/1	HC200/2	HC265/2	HC320/2	HC400/2	HC500/2
h_{hc}	[mm]	200	265	320	400	500	200	265	320	400	500
L_{hc}	[m]	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0
A_{hc}	$\times 10^5$ [mm ²]	1,55	1,75	2,00	2,29	2,80	1,24	1,75	1,91	2,12	2,85
I_{hc}	$\times 10^8$ [mm ⁴]	6,93	15,60	26,1	46,92	86,80	6,52	15,94	24,96	45,14	89,50
b_w	[mm]	480	280	315	315	350	231	216	315	275	340
g_{min}	[kN/m ²]	3,10	3,52	4,10	4,70	5,6	2,45	3,6	3,95	4,5	5,6
g_{max}	[kN/m ²]	3,27	3,76	4,32	4,96	6,11	2,6	3,8	4,2	4,8	6,11
n_p	[-]	8	8	10	12	14	7	8	10	11	14
P_0	[kN]	1040	1040	1300	1560	1820	917	1048	1250	1485	1820
P_{pm0}	[kN]	937	940	1164	1387	1616	825	947	1119	1319	1619
P_{pm1}	[kN]	829	841	1041	1235	1441	726	848	999	1180	1444
l_{pt}	[mm]	1180	1180	1172	1163	1162	1180	1190	1126	1200	1163

4.1. ANALIZA PARAMETRYCZNA W OBLICZENIACH NOŚNOŚCI NA ŚCINANIE PŁYT KANAŁOWYCH NA PODSTAWIE WYBRANYCH MODELI I NORMATYWÓW

Celem tej części analiz jest porównanie poziomu wyężenia płyt kanałowych poddanych ścinaniu według różnych normatywów i wytycznych projektowych. Wyężenie płyt w modelu fińskim jest rozumiane jako stosunek głównych naprężeń rozciągających w żeberku płyty do obliczeniowej wytrzymałości betonu na rozciąganie σ_1/f_{ctd} . W modelu niemieckim oraz normatywach: (EC2 2008), (PN-EN 1168 2011) i (MC 2010) wyężenie stanowi stosunek obliczeniowej wartości naprężenia stycznego w żeberku, wyznaczonego na podstawie siły tnącej $V_{y,g+q}$ w rozważanym przekroju do maksymalnej wartości naprężenia stycznego odpowiadającego nośności na ścinanie V_{Rdc} (τ_{Ed}/τ_{Rd}).

Tablice 3 i 4 zawierają wartości wyężenia płyt kanałowych poddanych ścinaniu oraz naprężenia styczne τ_{xy} oraz τ_{zx} w żeberku płyt o przekroju poprzecznym typu 1 i 2 opartych na belce strunobetonowej typu RT według modelu fińskiego (dla przypadków z jak i bez nadbetonu) oraz wyężenie obliczone według modelu niemieckiego. W tabelach 3 i 4 zostały również zestawione wielkości wyężenia płyt według normatywów, nie uwzględniających podatności podpór. Nie są one prezentowane w kolejnych tablicach 5-10, gdyż wspomniane dokumenty nie odnoszą się do rodzaju podpory. W tablicach 5-10 przedstawiono wyniki dla płyt opartych na dźwigarach stalowych typu IFB (tablice 5-6), typu Hut (tablice 7-8) oraz zespolonych typu Delta (tablice 9-10).

Tablica 3. Wyężenie płyt typu 1, opartych na belce strunobetonowej RT.

		Model fiński			Model niemiecki	EC2	PN-EN 1168	MC 2010
		bez nadbetonu	nadbeton zbrojony					
HC200/1	τ_{xy} [MPa]	0,80	0,9	τ_{Rd} [MPa]	1,63	2,41	1,90	1,92
	τ_{zx} [MPa]	1,45	1,65					
	σ_1/f_{ctd} [%]	66	76					
H320/1	τ_{xy} [MPa]	1,23	1,38	τ_{Rd} [MPa]	1,64	2,43	1,92	1,94
	τ_{zx} [MPa]	4,12	3,71					
	σ_1/f_{ctd} [%]	192	175					
H500/1	τ_{xy} [MPa]	1,09	1,21	τ_{Rd} [MPa]	1,54	2,43	1,92	1,94
	τ_{zx} [MPa]	5,88	5,09					
	σ_1/f_{ctd} [%]	274	238					
				τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	71	43	54	53

Tablica 4. Wytrzymałość płyt typu 2, opartych na belce strunobetonowej RT.

		Model fiński			Model niemiecki	EC2	PN-EN 1168	MC 2010
		bez nadbetonu	nadbeton zbrojony					
HC200/2	τ_{xy} [MPa]	1,45	1,67	τ_{Rd} [MPa]	1,58	1,96	1,96	2,00
	τ_{zx} [MPa]	1,67	1,80					
	σ_I/f_{ctd} [%]	88	100					
HC265/2	τ_{xy} [MPa]	1,70	1,91	τ_{Rd} [MPa]	1,44	1,95	1,95	1,98
	τ_{zx} [MPa]	2,71	3,11					
	σ_I/f_{ctd} [%]	137	158					
HC320/2	τ_{xy} [MPa]	1,19	1,34	τ_{Rd} [MPa]	1,72	1,95	1,95	1,98
	τ_{zx} [MPa]	2,89	3,04					
	σ_I/f_{ctd} [%]	133	143					
HC400/2	τ_{xy} [MPa]	1,32	1,50	τ_{Rd} [MPa]	1,53	1,93	1,93	1,96
	τ_{zx} [MPa]	5,44	4,65					
	σ_I/f_{ctd} [%]	254	220					
HC500/2	τ_{xy} [MPa]	1,12	1,24	τ_{Rd} [MPa]	1,62	1,94	1,94	1,97
	τ_{zx} [MPa]	5,39	4,91					
	σ_I/f_{ctd} [%]	250	228					

Tablica 5. Wytrzymałość płyt typu 1, opartych na belce stalowej IFB.

		Model fiński			Model niemiecki
		bez nadbetonu	nadbeton zbrojony		
HC 200/1	τ_{xy} [MPa]	0,80	0,9	τ_{Rd} [MPa]	1,81
	τ_{zx} [MPa]	1,69	1,61		
	σ_I/f_{ctd} [%]	76	74		
HC265/1	τ_{xy} [MPa]	1,31	1,48	τ_{Rd} [MPa]	1,70
	τ_{zx} [MPa]	1,84	1,60		
	σ_I/f_{ctd} [%]	95	91		
HC320/1	τ_{xy} [MPa]	1,23	1,38	τ_{Rd} [MPa]	1,82
	τ_{zx} [MPa]	1,96	1,72		
	σ_I/f_{ctd} [%]	96	91		
HC400/1	τ_{xy} [MPa]	1,21	1,35	τ_{Rd} [MPa]	1,77
	τ_{zx} [MPa]	1,74	1,61		
	σ_I/f_{ctd} [%]	86	85		
HC500/1	τ_{xy} [MPa]	1,09	1,21	τ_{Rd} [MPa]	1,76
	τ_{zx} [MPa]	1,91	1,79		
	σ_I/f_{ctd} [%]	90	88		

Tablica 6. Wytrzymałość płyt typu 2, opartych na belce stalowej IFB.

		Model fiński			Model niemiecki
		bez nadbetonu	nadbeton zbrojony		
HC200/2	τ_{xy} [MPa]	1,45	1,66	τ_{Rd} [MPa]	1,81
	τ_{zx} [MPa]	1,96	1,75		
	σ_I/f_{ctd} [%]	99	98		
HC265/2	τ_{xy} [MPa]	1,70	1,91	τ_{Rd} [MPa]	1,70
	τ_{zx} [MPa]	1,74	1,56		
	σ_I/f_{ctd} [%]	100	101		
HC320/2	τ_{xy} [MPa]	1,19	1,34	τ_{Rd} [MPa]	1,82
	τ_{zx} [MPa]	1,35	1,38		
	σ_I/f_{ctd} [%]	70	75		
HC400/2	τ_{xy} [MPa]	1,32	1,50	τ_{Rd} [MPa]	1,75
	τ_{zx} [MPa]	1,88	1,67		
	σ_I/f_{ctd} [%]	94	92		
HC500/2	τ_{xy} [MPa]	1,12	1,24	τ_{Rd} [MPa]	1,76
	τ_{zx} [MPa]	1,88	1,78		
	σ_I/f_{ctd} [%]	88	88		

Tablica 7. Wytężenie płyt typu 1, opartych na belce stalowej Hut.

		bez nadbetonu	nadbeton zbrojony		Model niemiecki
HC200/1	τ_{xy} [MPa]	0,80	0,9	τ_{Rd} [MPa]	1,81
	τ_{zx} [MPa]	1,59	2,42		
	σ_1/f_{ctd} [%]	71	110	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	44
HC265/1	τ_{xy} [MPa]	1,31	1,48	τ_{Rd} [MPa]	1,70
	τ_{zx} [MPa]	2,34	2,85		
	σ_1/f_{ctd} [%]	115	140	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	77
HC320/1	τ_{xy} [MPa]	1,23	1,38	τ_{Rd} [MPa]	1,82
	τ_{zx} [MPa]	2,53	2,91		
	σ_1/f_{ctd} [%]	120	140	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	68
HC400/1	τ_{xy} [MPa]	1,21	1,35	τ_{Rd} [MPa]	1,77
	τ_{zx} [MPa]	2,16	2,58		
	σ_1/f_{ctd} [%]	103	124	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	68
HC500/1	τ_{xy} [MPa]	1,09	1,21	τ_{Rd} [MPa]	1,76
	τ_{zx} [MPa]	2,33	2,72		
	σ_1/f_{ctd} [%]	108	127	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	62

Tablica 8. Wytężenie płyt typu 2, opartych na belce stalowej Hut.

		Model fiński			Model niemiecki
		bez nadbetonu	nadbeton zbrojony		
HC200/2	τ_{xy} [MPa]	1,45	1,67	τ_{Rd} [MPa]	1,87
	τ_{zx} [MPa]	1,83	2,61		
	σ_1/f_{ctd} [%]	94	131	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	77
HC265/2	τ_{xy} [MPa]	1,70	1,91	τ_{Rd} [MPa]	1,69
	τ_{zx} [MPa]	2,20	2,79		
	σ_1/f_{ctd} [%]	116	145	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	101
HC320/2	τ_{xy} [MPa]	1,19	1,34	τ_{Rd} [MPa]	1,84
	τ_{zx} [MPa]	1,74	2,37		
	σ_1/f_{ctd} [%]	84	114	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	64
HC400/2	τ_{xy} [MPa]	1,32	1,50	τ_{Rd} [MPa]	1,76
	τ_{zx} [MPa]	2,33	2,69		
	σ_1/f_{ctd} [%]	112	132	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	75
HC500/2	τ_{xy} [MPa]	1,12	1,24	τ_{Rd} [MPa]	1,80
	τ_{zx} [MPa]	2,28	2,68		
	σ_1/f_{ctd} [%]	105	126	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	62

Tablica 9. Wytężenie płyt typu 1, opartych na belce zespolonej Delta.

		Model fiński			Model niemiecki
		bez nadbetonu	nadbeton zbrojony		
HC200/1	τ_{xy} [MPa]	0,80	0,9	τ_{Rd} [MPa]	1,81
	τ_{zx} [MPa]	1,16	2,05		
	σ_1/f_{ctd} [%]	54	93	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	44
HC265/1	τ_{xy} [MPa]	1,31	1,48	τ_{Rd} [MPa]	1,70
	τ_{zx} [MPa]	1,14	1,83		
	σ_1/f_{ctd} [%]	70	99	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	77
HC320/1	τ_{xy} [MPa]	1,23	1,38	τ_{Rd} [MPa]	1,82
	τ_{zx} [MPa]	1,60	2,22		
	σ_1/f_{ctd} [%]	82	110	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	68
HC400(1)	τ_{xy} [MPa]	1,21	1,35	τ_{Rd} [MPa]	1,75
	τ_{zx} [MPa]	1,75	2,22		
	σ_1/f_{ctd} [%]	81	109	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	69
HC500/1	τ_{xy} [MPa]	1,09	1,21	τ_{Rd} [MPa]	1,76
	τ_{zx} [MPa]	1,64	2,01		
	σ_1/f_{ctd} [%]	79	97	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	62

Tablica 10. Wyężenie płyt typu 2, opartych na belce zespolonej Delta.

		Model fiński			Model niemiecki
		bez nadbetonu	nadbeton zbrojony		
HC200/2	τ_{xy} [MPa]	1,45	1,67	τ_{Rd} [MPa]	1,80
	τ_{zx} [MPa]	1,34	12,21		
	σ_I/f_{ctd} [%]	77	115	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	80
HC265/2	τ_{xy} [MPa]	1,70	1,91	τ_{Rd} [MPa]	1,69
	τ_{zx} [MPa]	1,07	1,79		
	σ_I/f_{ctd} [%]	79	109	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	101
HC320/2	τ_{xy} [MPa]	1,23	1,38	τ_{Rd} [MPa]	1,82
	τ_{zx} [MPa]	1,60	2,22		
	σ_I/f_{ctd} [%]	82	111	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	68
HC400/2	τ_{xy} [MPa]	1,32	1,50	τ_{Rd} [MPa]	1,76
	τ_{zx} [MPa]	1,89	2,31		
	σ_I/f_{ctd} [%]	95	116	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	75
HC500/2	τ_{xy} [MPa]	1,12	1,24	τ_{Rd} [MPa]	1,80
	τ_{zx} [MPa]	1,62	2,00		
	σ_I/f_{ctd} [%]	78	96	τ_{Rd}/τ_{Ed} [%]	62

4.2. ANALIZA PARAMETRYCZNA WPŁYWU NADBETONU NA NOŚNOŚĆ NA ŚCINANIE PŁYT KANAŁOWYCH WEDŁUG MODELU FIŃSKIEGO

W analizie określono różnice wyężenia płyty na ścinanie w zależności od charakteru współpracy prefabrykatu z warstwą nadbetonu, rozważając następujące przypadki: płyta bez nadbetonu, pełne zespolenie między płytą i warstwą zbrojonego nadbetonu, zespolenie pomiędzy płytą i niezbrojonym nadbetonem oraz nadbeton niewspółpracujący z płytą, obecny jedynie w postaci dodatkowego obciążenia. Wyniki przedstawiono w tablicach 11 i 12.

Uwzględniono także wpływ wypełnienia kanałów na zmianę nośności płyt kanałowych poddanych ścinaniu. Analizę przeprowadzono dla sytuacji oparcia płyty na dźwigarach strunobetonowych typu RT o strzałce ugięcia $1/400 L_b$. W tablicach 11 i 12 przedstawiono szczegółowe wyniki składowych naprężeń w betonowym żeberku – pionowe τ_{xy} i poziome τ_{zx} naprężenia styczne.

Następnie rozpatrywano wpływ grubości warstwy zbrojonego nadbetonu h_{top} na wyężenie płyty HC320/1. W obliczeniach przyjęto zbrojenie nadbetonu w postaci siatki prętów o średnicy 6 mm w rozstawie co 15 cm, ze stali żebrowanej klasy AIII N. Szczegółowe wyniki przedstawiono w tablicy 13. Wpływ nadbetonu zbrojonego został uwzględniony poprzez współczynnik redukcyjny β_{top} , ze zmianą funkcji minimalnej na maksymalną we wz. 50. Wyjaśnienie modyfikacji wz. 50 i odstępstwo od procedury modelu fińskiego zostało opisane we wnioskach A10-A12.

Analizowano także wpływ współczynnika tarcia μ między górną powierzchnią płyty i nadbetonem. Rozpatrywano wartość współczynnika tarcia $\mu=2,0$, zalecaną przez model fiński, jak również wartości dla różnych typów powierzchni bez poprzecznych łączników stalowych. Charakterystykę przeprowadzono dla powierzchni w zakresie od gładkiej ($\mu=0,5$) do bardzo szorstkiej ($\mu=1,4$) według klasyfikacji (MC 2010). Szczegółowe wyniki przedstawiono w tablicy 14.

Wykonano też obliczenia nośności na ścinanie poziome w styku między warstwą betonu uzupełniającego i płytą, zależnej od warunków zespolenia w styku. W obliczeniach uwzględniono także naprężenia w płycie wywołane różnicą skurczu obu betonów i pełzania nadbetonu, które przyczyniają się do pogorszenia warunków pracy całej konstrukcji (Flaga 2002), (Flaga 2011). Obliczenia wykonano dla zaleceń projektowych norm i wytycznych: (EC2 2008), (EN 1168 2009), (MC 2010), (fib 6 2000), (PN-B-03264 2002), (ACI 318M-11). Wyniki przedstawiono w tablicy 15. Określono także wpływ stopnia zbrojenia nadbetonu na współczynnik β_{top} redukujący udział naprężeń stycznych τ_{zx} . W obliczeniach przyjęto 3 średnice prętów zbrojeniowych, układanych w różnym rozstawie s . Szczegółowe wyniki przedstawiono w tablicy 16.

Tablica 11. Wyteżenie (σ_1/f_{ctd}) oraz składowe naprężenia w żeberku dla płyt typu 1, opartych na dźwigarze sprężonym typu RT, w zależności od obecności i sposobu uwzględniania współpracy nadbetonu z płytą.

	HC 200/1			HC 265/1			HC 320/1			HC 400/1			HC 500/1		
	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]
bez nadbetonu	0,80	1,45	66	1,31	2,88	139	1,23	4,12	192	1,21	5,05	235	1,09	5,88	274
nadbeton zbrojony	0,90	1,65	76	1,48	2,66	132	1,38	3,71	175	1,35	4,46	209	1,21	5,09	238
nadbeton niezbrojony	0,90	1,98	90	1,48	3,23	158	1,38	4,46	210	1,35	5,36	251	1,21	6,03	282
nadbeton jako balast	0,80	1,84	82	1,31	3,65	173	1,23	5,23	244	1,21	6,41	300	1,09	7,46	350
wypełnione kanały	0,80	1,02	56	1,31	2,01	118	1,23	2,06	137	1,21	2,53	165	1,09	2,94	191

Tablica 12. Wyteżenie (σ_1/f_{ctd}) oraz składowe naprężenia w żeberku dla płyt typu 2, opartych na dźwigarze sprężonym typu RT, w zależności od obecności i sposobu uwzględniania współpracy nadbetonu z płytą.

	HC 200/2			HC 265/2			HC 320/2			HC 400/2			HC 500/2		
	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]	τ_{xy} [MPa]	τ_{zx} [MPa]	σ_1/f_{ctd} [%]
bez nadbetonu	1,45	1,67	88	1,7	2,71	137	1,19	2,89	133	1,32	5,44	254	1,12	5,39	250
nadbeton zbrojony	1,67	1,8	100	1,91	3,11	158	1,34	3,04	143	1,5	4,65	220	1,24	4,91	228
nadbeton niezbrojony	1,63	2,29	115	1,84	3,04	158	1,33	3,12	169	1,48	5,77	264	1,24	5,55	269
nadbeton jako balast	1,45	2,10	109	1,7	3,44	170	1,19	3,81	180	1,32	6,91	325	1,12	6,85	320
wypełnione kanały	1,45	1,17	78	1,7	1,9	119	1,19	1,45	96	1,32	2,72	180	1,12	2,7	175

Tablica 13. Wyteżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od grubości warstwy nadbetonu.

		Grubość warstwy nadbetonu [mm]			
		brak	40	60	80
HC 200/1	τ_{xy} [MPa]	0,80	0,85	0,90	0,94
	τ_{zx} [MPa]	1,45	1,38	1,65	1,90
	σ_1/f_{ctd} [%]	65	56	76	88
HC500/1	τ_{xy} [MPa]	1,09	1,16	1,21	1,26
	τ_{zx} [MPa]	5,88	4,40	5,09	5,78
	σ_1/f_{ctd} [%]	273	201	237	270

Tablica 14. Wyteżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od współczynnika tarcia μ .

		Wartość współczynnika tarcia μ					
		2	1,4	1	0,9	0,6	0,5
HC 200/1	β_t	0,546	0,576	0,605	0,630	0,718	0,754
	τ_{zx} [MPa]	1,98	2,07	2,15	2,23	2,48	2,59
	σ_1/f_{ctd} [%]	90	94	98	101	112	118
HC500/1	β_t	0,529	0,559	0,588	0,613	0,704	0,741
	τ_{zx} [MPa]	6,03	6,28	6,53	6,74	7,50	7,80
	σ_1/f_{ctd} [%]	282	294	306	316	353	368

Tablica 15. Porównanie nośności styku poziomego na ścinanie poziome v_{Rd} według różnych normatywów.

EC2 2008 EN 1168 2009		fib 6 2000 PN-B-03264 2002		MC 2010		ACI 318M-11	
gładka	290+6=	gładka	508+6=	gładka	230÷700 kPa	czysta, wolna od zanieczyszczeń, uszorstkowiona	550 kPa
$cf_{ctd} + \mu\sigma_n$	296 kPa	$cf_{ctd} + \mu\sigma_n$	514 kPa	szorstka	700÷1150 kPa		
szorstka	580+8=	szorstka	652+8=	szorstka	700÷1150 kPa		
$cf_{ctd} + \mu\sigma_n$	588 kPa	$cf_{ctd} + \mu\sigma_n$	660 kPa	bardzo szorstka	1150÷1600 kPa		

Tablica 16. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od stopnia zbrojenia nadbetonu.

		Stopień zbrojenia nadbetonu						
		ϕ 6 co 15 cm	ϕ 8 co 15 cm	ϕ 10 co 15 cm	ϕ 6 co 10 cm	ϕ 8 co 10 cm	ϕ 10 co 10 cm	
HC 200/1		(Funkcja „MIN” we wz. 50) - $\beta_{top}=0,546$, $\tau_{zx}=1,98$, $\sigma_1/f_{ctd}=91$ %						Funkcja „MAX” we wz. 50
	β_{top}	0,535	0,392	0,292	0,434	0,301	0,216	
	τ_{zx} [MPa]	1,95	1,53	1,24	0,90	1,28	1,02	
	σ_1/f_{ctd} [%]	89	71	60	76	61	51	
HC500/1		(Funkcja „MIN” we wz. 50) - $\beta_{top}=0,529$, $\tau_{zx}=6,0$, $\sigma_1/f_{ctd}=282$						Funkcja „MAX” we wz. 50
	β_{top}	0,517	0,373	0,278	0,412	0,286	0,204	
	τ_{zx} [MPa]	5,93	4,75	3,93	5,10	3,99	3,31	
	σ_1/f_{ctd} [%]	277	221	183	237	186	154	

Analizowano również wpływ szerokości efektywnej płyty, na której współpracuje ona z dźwigarem, przyjmując wielkości b_{eff0} oraz b_{eff} zalecane przed model fiński. Sprawdzono także wpływ szerokości współpracującej, wyznaczonej według (EC2 2008). Wyniki przedstawiono w tablicy 17.

W dalszym ciągu obliczeń określono wpływ kolejności układania betonu wypełniającego pionowe styki i nadbetonu, rozważając dwie sytuacje: gdy nadbeton i styki betonowane są w tym samym czasie oraz gdy nadbeton układany jest po związaniu betonu uzupełniającego w stykach. Wyniki przedstawiono w tablicy 18.

W tablicy 19 przedstawiono różnice sposobu uwzględniania szerokości współpracującej nadbetonu i płyty oraz ich wpływ na wytyżenie żeberka z uwagi na uwzględnienie różnych klas betonów prefabrykatu i nadbetonu. Różnica klas obu betonów została wyrażona poprzez współczynnik porównawczy $\alpha_{nad}=E_{cm,n}/E_{cm,hc}$.

Tablica 17. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od szerokości współpracującej płyty z dźwigarem b_{eff0}/b_{eff} .

		Szerokość współpracująca płyty b_{eff}						
b_{eff0}/b_{eff} [mm]		100/144	150/216	200/288	300/432	400/576	500/720	EC2 (b_{eff} =1440)
HC 200/1	τ_{zx} [MPa]	1,43	1,98	2,45	3,22	3,82	4,31	5,85
	σ_1/f_{ctd} [%]	67	90	111	146	175	198	272
	b_{eff0}/b_{eff} [mm]	100/144	200/288	300/432	400/576	550/792	600/864	EC2 (b_{eff} =1440)
HC 500/1	τ_{zx} [MPa]	1,95	3,32	4,33	5,12	6,03	6,28	7,69
	σ_1/f_{ctd} [%]	94	154	201	239	282	293	362

Tablica 18. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od kolejności układania nadbetonu.

		Kolejność układania nadbetonu	
		styki i nadbeton betonowane razem	nadbeton układany po stwardnieniu styków
HC 200/1	τ_{zx} [MPa]	0,90	0,73
	σ_1/f_{ctd} [%]	90	87
HC 500/1	τ_{zx} [MPa]	1,21	1,18
	σ_1/f_{ctd} [%]	282	281

Tablica 19. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od sposobu uwzględniania redukcji z uwagi na różnicę klas betonu prefabrykatu i nadbetonu.

		$\alpha_{nad}=1,0$	$\alpha_{nad}=0,865$
HC 200/1	τ_{xy} [MPa]	0,90	0,90
	τ_{zx} [MPa]	2,04	1,98
	σ_1/f_{ctd} [%]	93	90
HC 500/1	τ_{xy} [MPa]	1,21	1,21
	τ_{zx} [MPa]	6,29	6,03
	σ_1/f_{ctd} [%]	294	282

4.3. WNIOSKI

Wyniki pierwszej części analiz parametrycznych pozwalają sformułować następujące wnioski:

- A1.** wartości nośności na ścinanie płyt pracujących na podporach uznawanych za sztywne, obliczone według normatywów (*PN-EN 1168 2011*) oraz (*MC 2010*) można uznać za tożsame, podczas gdy wyniki uzyskane według procedury (*EC2 2008*) dla niezarysowanych przekrojów strunobetonowych wykazują niebezpieczną tendencję do zawyżania obliczeniowej nośności o ok. 10÷15 % w porównaniu do powyższych normatywów (patrz tablice 3 i 4). Przeszacowanie normowej nośności według (*EC2 2008*) w porównaniu z badaniami doświadczalnymi sięga nawet 20÷30 %, co obrazuje i potwierdza praca (*Bertagnolio 2009*), stanowiąca przegląd badań przeszło 150 płyt kanałowych z różnych ośrodków badawczych. Biorąc pod uwagę wnioski Ajdukiewicza zawarte w pracy (*Ajdukiewicz 2010*), w której przeprowadzono refleksję nad niespójnościami normatywów w rozważanym obszarze, zaleca się obliczenia nośności płyt według (*EC2 2008*) przy pominięciu pozytywnego wpływu sprężenia. Autor argumentuje swoje podejście faktem niepewności efektywności sprężenia w obszarze ścinania z uwagi na długość odcinka przekazania siły sprężającej na betonu.

Przeprowadzona analiza potwierdza, iż silniejsze sprężenie płyt (często występujące w zakładach prefabrykacji z uwagi na parametry wytrzymałościowe stali i betonu) i wzrost naprężeń ściskających σ_{cp} , przy uwzględnieniu zmienności siły na długości transmisji, nie powoduje znaczącego zwiększenia nośności na ścinanie.

- A2.** Uśrednione, z uwagi na typ dźwigara, wartości wyężenia płyt (σ_l/f_{ctd}) o wysokościach 200 mm, 320 mm i 500 mm są większe odpowiednio o ok. 17 %, 45 % i 80 % w porównaniu z wymienionymi normami. Dysproporcje wyników są tym większe, im większa jest wysokość przekroju poprzecznego płyty. Należy także podkreślić, iż różnice te zależą silnie od typu dźwigara, a ściślej od jego sztywności giętej $E_b I_b$. Paradoksalnie, im większa sztywność, tym wyężenie płyty (σ_l/f_{ctd}) większe – dla oparcia na dźwigarach strunobetonowych RT $\sigma_l/f_{ctd}=77\div262$ %, na dźwigarach stalowych IFB oraz zespolonych Delta $\sigma_l/f_{ctd}=65\div90$ %. Dysproporcje z uwagi na typ dźwigara i wysokość przekroju płyty związane są faktem wzrostu sztywności giętej przekroju poprzecznego tzw. belki zespolonej (układu zespolonego płyty kanałowej z dźwigarem), która zależna jest od empirycznie ustalonej szerokości efektywnej półki ściskanej $b_{eff,0}$ (wz. 43). Dalsze wyjaśnienie tej zależności sformułowano we wniosku A6.
- A3.** Różnice wyników między modelem fińskim i niemieckim wynoszą średnio ok. 35 %, przy czym należy zwrócić uwagę na fakt (podobnie jak we wniosku A2) dużego rozrzutu wyników w zależności od trzech decydujących parametrów: wysokości i typu przekroju poprzecznego płyty oraz rodzaju dźwigara (patrz tablice 3-10). Dla płyt z kanałami niemal prostokątnymi model fiński daje wyężenia większe o 27÷53 % niż model niemiecki, podczas gdy dla płyt o owalnych przekrojach kanałów różnica wyężenia jest zmienna w przedziale 12÷41 %.

Dysproporcje wyników mogą być związane z różnymi założeniami koncepcyjnymi obu modeli, w których płytę rozpatruje się jako element zespolony z dźwigarem lub wydzielony element konstrukcyjny (wg modelu niemieckiego). Dotychczas wykonano na świecie stosunkowo niewiele badań doświadczalnych z wykorzystaniem płyt kanałowych na podporach podatnych, dlatego wydaje się trudnym jednoznacznie wyrokować, który z nich jest bliższy rzeczywistości, stanowiąc jednocześnie użyteczne narzędzie projektowe, dające wyniki zarówno bezpieczne, jak i ekonomiczne.

- A4.** Analiza obliczeniowa stalowego dźwigara IFB o rozpiętości $L_b=6,2$ m, przeprowadzona w oparciu o model fiński w celu wskazania wartości minimalnego doraźnego ugięcia dźwigara, od której właściwym wydaje się uwzględniać wpływ jego podatności na redukcję nośności na ścinanie płyty kanałowej, wykazała, że za wartość tę należy uznać ugięcie większe niż

$1/1100 L_b$. W modelu fińskim, ani w wytycznych *fib* nie zdefiniowano dolnej granicy krzywizny, wskazując jedynie jej górną wartość na poziomie $\kappa=0,0027$ 1/m, co dla tożsamej rozpiętości dźwigara odpowiadałoby strzałce ugięcia na poziomie $1/480 L_b$.

Wspomniane w p. 3.5.3. wytyczne (*BVSF 2016*) stawiają ostrzejsze warunki dla dolnej granicy podatności, wskazując strzałkę ugięcia dźwigara równą $1/2000 L_b$. W świetle powyższych wytycznych, a nawet obliczeń analitycznych, można by stwierdzić, iż niemal każdy dźwigar stosowany w budynkach z wykorzystaniem płyt kanałowych należałoby uznać za podatny i fakt ten uwzględnić w redukcji nośności na ścinanie płyty.

- A5.** Ukształtowanie przekroju poprzecznego płyt ma znaczący wpływ na jej nośność na ścinanie. Bez względu na typ podpory, płyty kanałowe o niewielkiej wysokości (np. HC200) i niemal prostokątnych kanałach wykazują nośność większą o 25÷50 % niż płyty o kanałach owalnych (patrz tablice 3-10). Fakt ten wydaje się znaczący przy wyborze producenta prefabrykatu, gdy ścinanie jest dominującym obciążeniem (np. siłą skupioną), a aspekty ekonomiczne narzucają konieczność małej wysokości konstrukcyjnej części stropu.

Na podstawie szczegółowej analizy parametrycznej modelu fińskiego można sformułować następujące wnioski:

- A6.** poziom wyężenia płyt poddanych ścinaniu (σ_1/f_{ctd}) wzrasta w warunkach współpracy ze zbrojonym nadbetonem, gdy grubość betonu uzupełniającego jest większa (patrz tablice 11-13). Chociaż oczywistym jest fakt, że ciężar własny warstwy betonu uzupełniającego stanowi dodatkowe obciążenie płyty, można by uznać za słuszne rozumowanie, że zwiększenie przekroju poprzecznego układu zespolonego zmniejszy to wyężenie. Należy jednak wspomnieć, że Pajari w komentarzu do swoich badań (*Pajari 1994*) zwraca uwagę na negatywne konsekwencje wpływu nadbetonu poprzez zwiększenie powierzchni strefy ściskanej, a w rezultacie wzrostu podłużnego strumienia sił ścinających w żeberku płyty. Rekomendacje *fib* (*fib 6 2000*), zostały opatrzone stwierdzeniem, że „jeżeli w modelu belki zespolonej z nadbetonem stosuje się tę samą szerokość efektywną b_{eff} jak dla płyty bez nadbetonu, może on mieć negatywny wpływ na nośność płyty na ścinanie. Możliwe jest, że pręty zbrojeniowe nadbetonu równoległe do osi płyty mogą mieć pozytywny wpływ na nośności na ścinanie płyt kanałowych poprzez redukcję deformacji płyty w kierunku równoległym do osi dźwigara”. Wynika z tego, że dotychczasowe badania i analizy nie pozwalają na jednoznaczne określenie wpływu warstwy nadbetonu na pracę strunobetonowych płyt kanałowych.
- A7.** Analiza wpływu współczynnika tarcia na styku górnej powierzchni płyty i nadbetonu (współczynnik μ zmienny w zakresie 0,5÷2,0) wskazuje realny wpływ tego parametru na wyężenie płyty (σ_1/f_{ctd}), które dla powierzchni bardzo gładkiej jest nawet o 30 % większe niż w przypadku zaleceń fińskich przy $\mu=2,0$ (patrz tablice 14). Biorąc jednak pod uwagę fakt, iż górna powierzchnia prefabrykatów wykonywana jest najczęściej jako szorstka, wielkość współczynnika tarcia μ nie jest parametrem wiodącym modelu. Obliczenia nośności poziomego ścinania w styku według różnych normatywów (patrz tablica 15), jedynie w przypadku powierzchni zespolenia scharakteryzowanej jako bardzo gładka, wskazują na sytuację niebezpieczną (rozwarstwienie niezbrojonego styku płyta-nadbeton).
- A8.** Niewielkie znaczenie ma także technologiczny zabieg etapowania betonowania styków pionowych między płytą i dźwigarem oraz układania nadbetonu (patrz tablica 18). Analiza wskazuje na kilkuprocentowy spadek wyężenia w przypadku, gdy nadbeton układany jest po stwardnieniu styków, a ciężar własny nadbetonu przenoszony jest już przez układ zespolony.
- A9.** Redukcja efektywnej szerokości betonu uzupełniającego na płycie stropowej z uwagi na różnice klas wytrzymałości betonu płyty i nadbetonu w nieznaczny sposób wpływa na poziom wyężenia płyty (patrz tablica 19).

Modyfikacja algorytmu uwzględniania warstwy zbrojonego betonu uzupełniającego w modelu fińskim, poprzez zmianę wzoru na nośność na ścinanie podłużne nadbetonu na jednostkę długości belki w pionowej płaszczyźnie zespolenia między belką i elementami stropowymi F_{top} (wz. 50), poprzez zmianę funkcji z wartości min. na max., pozwala postawić następujące wnioski:

- A10.** wzrost stopnia zbrojenia nadbetonu (dla warstwy o tej samej grubości) poprawia warunki pracy układu zespolonego płyta-dźwigar (patrz tablica 16). Pręty w nadbetonie mogą redukować deformację dźwigara, a więc także pozytywnie wpływać na nośność płyty.
- A11.** Istnieje wyraźna zależność między wysokością płyty a efektywnością stopnia zbrojenia nadbetonu. Analiza obliczeniowa wykazuje większą redukcję stycznych naprężeń poziomych τ_{zx} wraz ze wzrostem wysokości przekroju poprzecznego (patrz tablice 11-12).
- A12.** Obserwuje się także zależność między wysokością płyty i typem przekroju poprzecznego oraz wzrost nośności na ścinanie przy współpracy ze zbrojonym nadbetonem. Dla płyt o kanałach owalnych nadbeton redukuje wyężenie dopiero dla elementów o wysokości nominalnej 400 mm i większych. Natomiast dla płyt o kanałach niemal prostokątnych pozytywny wpływ nadbetonu jest już zauważalny w elementach o wysokości nominalnej większej niż 265 mm (patrz tablice 11-12).
- A13.** Analiza obliczeniowa, różnicująca sposób uwzględniania współpracy płyty z nadbetonem ewidentnie wykazuje, iż najlepszy wpływ dla nośności ścinania ma zabieg wypełniania kanałów (patrz tablice 11-12).

Zmiana funkcji z wartości minimalnej na maksymalną (MIN→MAX) dla nośność na ścinanie podłużne nadbetonu na jednostkę długości belki F_{top} wydaje się być zasadna, przy odpowiednim zakotwieniu prętów siatki zbrojeniowej nadbetonu w wieńcach stropu.

Wyniki analizy parametrycznej, uwzględniającej obecność nadbetonu, nie odpowiadają w pełni głównym wnioskom wynikającym z badań eksperymentalnych (*Pajari 1994*), świadczących o pozytywnym wpływie betonu uzupełniającego na nośność płyt na ścinanie. W zakresie powyższych badań wykonano tylko jeden test stropu z płyt z uwzględnieniem zbrojonej warstwy nadbetonu (płyta kanałowa o wysokości 265 mm z nadbetonem grubości 60 mm). Porównanie tego doświadczenia z wynikami innych badań płyt kanałowych bez warstwy betonu uzupełniającego pokazuje, że nadbeton zwiększa nośność na ścinanie płyt o ok. 50 % (*Pajari 2010*).

Przeprowadzona szeroka analiza badań eksperymentalnych oraz istniejących modeli obliczeniowych dla strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych wykazała brak jednoznacznego określenia wpływu warstwy nadbetonu na ich nośność na ścinanie. Fakt ten stanowi podstawę podjęcia tej tematyki w niniejszej dysertacji.

5. AUTORSKI MODEL OBLICZENIOWY NOŚNOŚCI NA ŚCINANIE STRUNOBETONOWYCH PŁYT KANAŁOWYCH OPARTYCH NA PODPORACH PODATNYCH

Otwarta dyskusja nad przyjęciem spójnej metodologii wymiarowania strunobetonowych płyt kanałowych poddanych ścinaniu, ze szczególnym uwzględnieniem podatności podpór, prowadzona w europejskich środowiskach naukowców i projektantów jest obecnie bardzo żywa. Na podstawie analizy zagadnienia w dysertacji przedstawiono autorski model analityczny wyznaczania nośności na ścinanie tego typu konstrukcji. Głównym celem analiz było znalezienie takiej metody wyznaczania rzeczywistych wartości poziomego naprężenia stycznego τ_{xz} , która mogłaby być jednocześnie inżynierskim narzędziem projektowym.

5.1. METODA PASMOWA WYZNACZANIA POZIOMEGO NAPRĘŻENIA STYCZNEGO τ_{xz} (CHOLEWICKI-SURMA)

Podstawą metodologii wyznaczania poziomego naprężenia stycznego τ_{xz} jest pasmowa metoda dla konstrukcji zespolonych autorstwa Cholewickiego. Oparta o metodę energetyczną, powstała ona z inspiracji prac Cholewickiego nad ścianowymi konstrukcjami wielkopłytowymi przy założeniu interakcji dwóch pasm (np. ścian i belek) połączonych ośrodkiem o cechach odkształcalnych. W ustrojach takich specyficzną funkcję spełniają połączenia poddane działaniu pionowych sił poprzecznych. Sztywności połączeń w zasadniczy sposób wpływają na sztywność ustroju i dlatego na tę cechę zwraca się szczególną uwagę (Cholewicki 2001b).

Metoda pasmowa zakłada tzw. podatne połączenie pasm, które od połączenia sztywnego będzie różniło się odmiennym przebiegiem naprężeń normalnych w przekroju poprzecznym, różnym rozkładem jednostkowych sił ścinających w przekroju zespolenia oraz większymi wartościami ugięcia całego zginanego przekroju (Szulc 2012a).

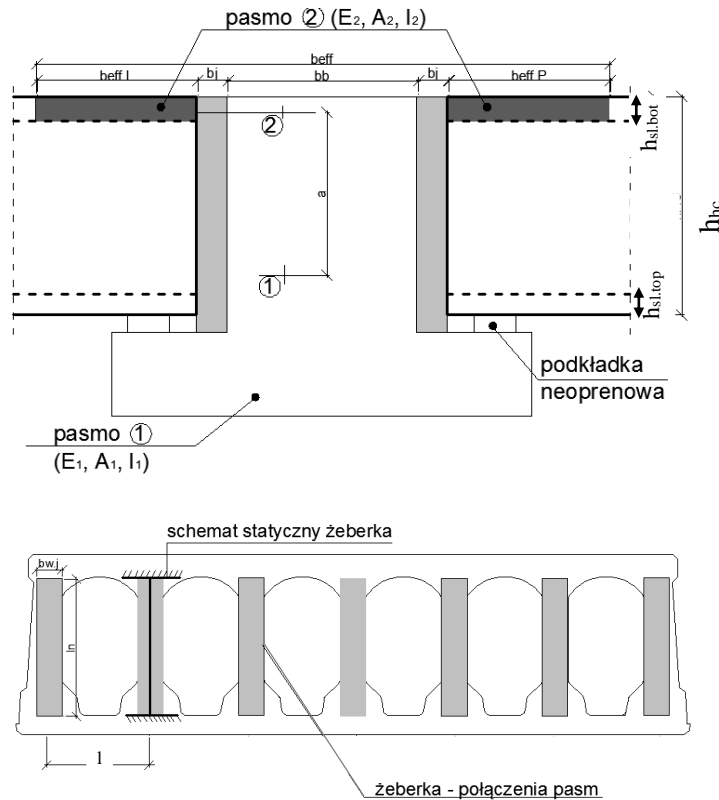
Analiza styku pionowego między czołem płyty kanałowej i dźwigarem, w którym rozwarcie rysy płyty z dźwigarem decyduje o cechach podatnych całego połączenia, została opisana w (Cholewicki 2012). W celu wyznaczenia poziomego naprężenia stycznego τ_{xz} w żeberku płyty autorzy pracy (Cholewicki 2016) podają metodę obliczania poziomych sił w płaszczyźnie płyty, skierowanych równolegle do pionowego połączenia płyta-dźwigar. Metoda ta uwzględnia wpływ podatności betonowych żeberk płyty, jak również podatności podparcia, wynikającej ze sprężystości materiału przekładki pomiędzy płytą i dźwigarem, na zmianę nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych. Model został stworzony w oparciu o następujące założenia:

▪ Założenie nr 1

Do analizy pracy ustroju zespolonego przyjęto układ utworzony przez pasmo dolne ①, którym jest dźwigar oraz pasmo górne ②, którym są ściskane półki górne płyt opierających się na dźwigarze. Rozstaw osiowy pasm między ich środkami ciężkości wynosi a . Parametry sprężyste i sztywnościowe pasm są określone przez następujące wielkości: moduły sprężystości E_1 i E_2 , pola powierzchni przekroju poprzecznego A_1 i A_2 , oraz moment bezwładności I_1 i I_2 , odpowiednio dla pasma ① i ②. Część ② położona jest całkowicie ponad osią obojętną przekroju konstrukcji traktowanej jako homogeniczna (patrz ryc. 34).

Określenie szerokości współpracującej ściskanej półki płyty z dźwigarem $b_p = b_{eff,L} = b_{eff,P}$ przyjęto analogicznie jak w fińskim modelu belki zespolonej (patrz ryc. 34).

Przekaz jednostkowych sił pomiędzy pasmami dokonuje się poprzez żeberka płyt kanałowych. Żeberka, w stałym rozstawie l , pełnią funkcję łączników pasm i są sztywno „zamocowane” w półkach płyty, co przedstawiono na ryc. 34.



Ryc. 34. Schemat połączenia pasm 1 i 2.

■ Założenie nr 2

Stan ściskania w miejscu oparcia płyt na dźwigarze poprzez podkładki z neoprenu, jest na tyle duży, że połączenie płyty z dźwigarem może być wstępnie uważane za ośrodek niepodatny w kierunku działania strumienia sił tnących, czyli sił interakcyjnych. Jedynymi podatnymi elementami w kierunku działania strumienia sił są żeberka płyt. Strumień jednostkowych sił tnących powstaje w układzie płyta-dźwigar jako efekt interakcji zamierzonej lub niezamierzonej. Maksymalną wartość jednostkowych sił tnących V_{max} [kN/m] można wyznaczyć ze wzoru:

$$V_{max} = \eta_{max} \cdot V_0 \cdot \frac{\psi}{\alpha^2} \quad \text{wz.64}$$

gdzie:

V_0 – siła tnąca w przekroju podporowym dźwigara (dla belki wolnopodpartej),

η_{max} – współczynnik maksymalnych sił jednostkowych w funkcji wartości $\alpha \cdot L/2$ określonej rzędną $x=0,5L$ (patrz tablica 20),

ψ/α^2 – stosunek charakteryzujący parametry geometryczne i sztywnościowe konstrukcji.

Iloczyn $\alpha \cdot L/2$ i stosunek ψ/α^2 [1/m] wyznacza się za pomocą wzorów:

$$\alpha \cdot \frac{L}{2} = \frac{L}{2} \sqrt{\left(\frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{a^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2} \right) \cdot K_s} \quad \text{wz.65}$$

$$\frac{\psi}{\alpha^2} = \frac{\frac{a}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2}}{\frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{a^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2}} \quad \text{wz.66}$$

Wyprowadzenie wzoru na V_{max} wraz z omówieniem prezentuje praca (Cholewicki 2001c).

Tablica 20. Wartości współczynników η_m i η_{\max} (na podstawie (Cholewicki 2006)).

$\alpha \cdot \frac{L}{2}$	η_{\max}	$\alpha \cdot \frac{L}{2}$	η_{\max}
0,50	0,076	5,25	0,810
0,75	0,154	5,50	0,818
1,00	0,238	5,75	0,826
1,25	0,319	6,00	0,833
1,50	0,397	6,25	0,840
1,75	0,462	6,50	0,846
2,00	0,518	6,75	0,852
2,25	0,566	7,00	0,857
2,50	0,605	7,25	0,862
2,75	0,640	7,50	0,867
3,00	0,669	7,75	0,871
3,25	0,694	8,00	0,875
3,50	0,715	8,25	0,878
3,75	0,733	8,50	0,883
4,00	0,750	8,75	0,886
4,25	0,764	9,00	0,889
4,50	0,778	9,25	0,892
4,75	0,800	9,50	0,895
5,00	0,800	9,75	0,898
		10,00	0,900

Zakładając sztywne połączenie betonowych żeberk z półką górną i dolną płyty przyjęto schemat statyczny żeberka, jak dla pręta obustronnie utwierdzonego, dla którego sztywność połączenia można wyznaczyć ze wzoru:

wz.67

$$K_s = \frac{12E_c I_w}{l l_n^3}$$

gdzie:

E_c – moduł sprężystości żeberka płyty ($E_c = E_2$),

l – osiowy rozstaw żeberk, przyjęty zastępczo jako stały wzdłuż belki. We wzorze przyjęto wymiar l ponieważ połączenie traktuje się jako „rozmyte” na całej jego długości,

I_w – moment bezwładności pojedynczego poziomego przekroju poprzecznego żeberka na podstawie wzoru:

wz.68

$$I_w = \frac{b_p \cdot b_{w,j}^3}{12}$$

gdzie:

b_p – szerokość płyty włączona do współpracy (według modelu fińskiego),

$b_{w,j}$ – szerokość przekroju pojedynczego żeberka,

l_n – odległość pomiędzy powierzchniami określającymi wysokość pionowego przekroju żebra.

Ostatecznie sztywność połączenia przyjmuje postać:

wz.69

$$K_s = \frac{E_c b_p b_{w,j}^3}{l l_n^3}$$

Ze względu na symetrię układu sztywność połączenia K_s w obliczeniach naprężenia można zastosować tzw. schemat połówkowy. Wartość naprężenia, rozumianego jako stosunek maksymalnej siły tnącej pojedyncze żeberko o wymiarach $b_{w,j} \times b_p$ do pola powierzchni przekroju poprzecznego tego żeberka, wyznacza się ze wzoru:

wz.70

$$\tau_{zx} = \frac{V_{\max}}{b_{w,j} b_p} \cdot l$$

Dotychczas wyróżniono tylko sztywność połączenia pionowego pomiędzy górną częścią przekroju płyty kanałowej, a dźwigarem K_s . Można także uwzględnić sztywność K_s^* z uwagi na wpływ oparcia płyt na dźwigarze za pośrednictwem przekładek neoprenowych. Uwzględniając wpływ podatności stycznej podkładek, gdzie sztywność połączenia można zapisać wzorem:

$$K_s^* = \frac{K_s \cdot K_n}{K_n + K_s} \quad \text{wz.71}$$

w którym:

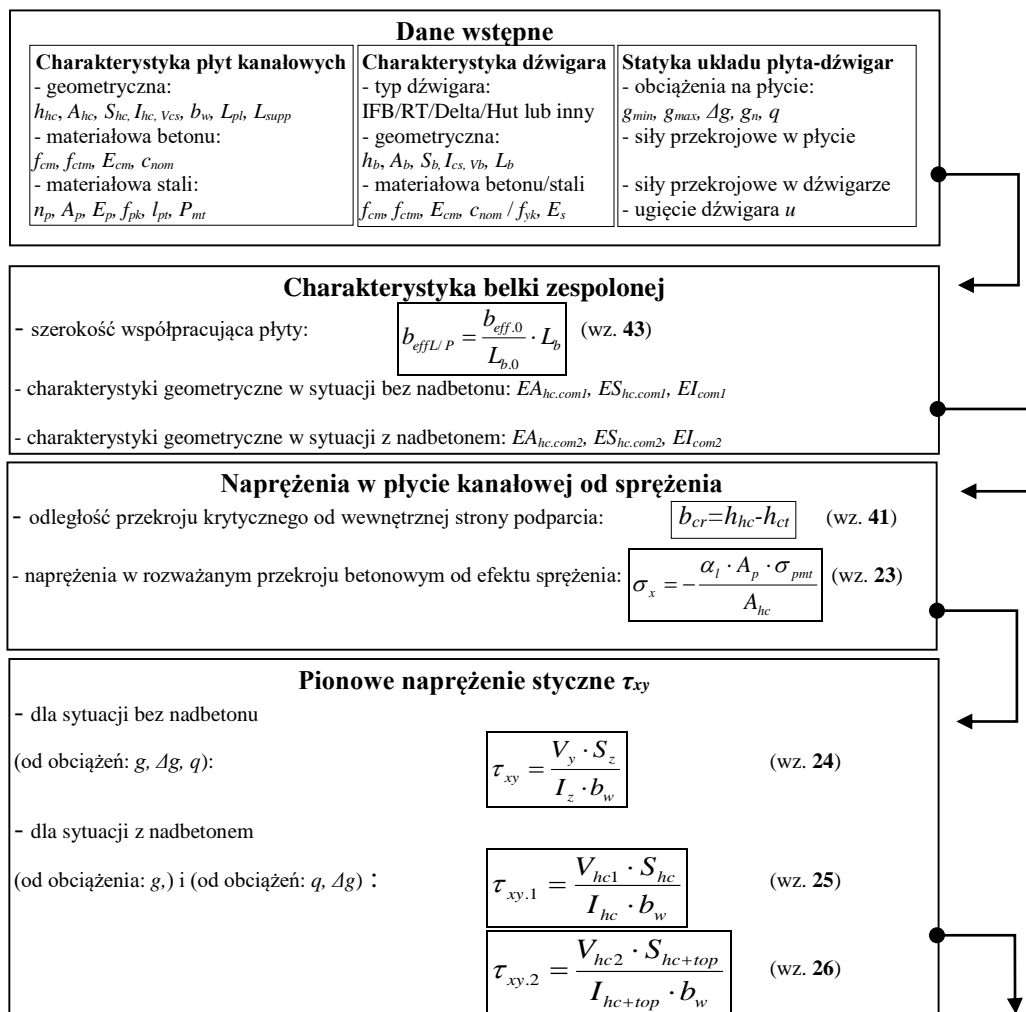
K_n – sztywność taśmy neoprenowej.

W przypadku, gdy $K_n \geq K_s$, należy przyjąć $K_s^* \approx K_s$.

Przedstawienie konstrukcji w postaci wyodrębnionych pasm – półki górnej płyty i dźwigara, połączonych żeberkami o odpowiedniej podatności stanowi inne, wcześniej niestosowane podejście do rozważań nad przepływem sił wewnętrznych w tych elementach.

5.2. ALGORYTM AUTORSKIEGO MODELU OBLICZENIOWEGO PŁYT KANAŁOWYCH OPARTYCH NA PODPORACH PODATNYCH

Autorski model obliczeniowy bazuje na modelu fińskim (rekomendacjach *fib*), przy czym zakłada implementację opisaną w p. 5.1. metody pasmowej wyznaczania poziomego naprężenia stycznego τ_{xz} . Drugą, zasadniczą zmianę dokonano w sposobie wyznaczania współczynnika redukcyjnego β_{top} , dla którego składową F_{top} (patrz wz. 50) wyznaczono przez wybranie maksymalnej, a nie minimalnej funkcji, co opisano w p. 4.3. Ponadto model ten pozwala uwzględnić podatność oparcia płyty na dźwigarze za pomocą różnych typów przekładek. Wszystkie pozostałe zasady określania składowych głównego naprężenia rozciągającego σ_I oraz samo kryterium zniszczenia pozostały tożsame procedurze *fib*. Poniżej przedstawiono algorytm autorskiego modelu obliczeniowego.



Współczynniki redukcyjne

- wypełnienie kanałów:

$$\beta_f = 1 - 0,3 \cdot \frac{l_f - 50mm}{h_{hol} - 50mm} \geq 0,5 \quad (\text{wz. 44})$$

- warstwa nadbetonu:

$$F_{web} = \frac{4}{3} \cdot L_e \cdot \frac{b_{w.}}{b_{hc}} \cdot b_{cr} \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{\beta_f} \quad (\text{wz. 49})$$

$$F_{top} = \max \left[2 \cdot L_e \cdot \frac{A_{sv} \cdot f_{yk}}{s_t} \cdot \mu; 0,2 \cdot f_{ck} \cdot h_{top} \cdot L_e \right] \quad (\text{wz. 50})$$

$$\beta_{top} = \frac{F_{web}}{F_{top} + F_{web}} \leq 1,0 \quad (\text{wz. 45})$$

Poziome naprężenie styczne τ_{zx}

- podział na pasma ① i ② - patrz ryc. 34

- sztywność połączenia płyta – dźwigar:

$$K_s = \frac{12 E_c I_w}{l I_n^3} \quad (\text{wz. 67})$$

- parametry sztywnościowe:

$$\alpha \cdot \frac{l}{2} = \frac{L}{2} \sqrt{\left(\frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{a^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2} \right) \cdot K_s} \quad (\text{wz. 65})$$

$$\frac{\psi}{\alpha^2} = \frac{\frac{a}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2}}{\frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{a^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2}} \quad (\text{wz. 65})$$

- odczytanie max. i średnich współczynników jednostkowej siły tnącej η_m i η_{max} na podstawie tablicy 20

- maksymalna jednostkowa siła tnąca:

$$V_{max}' = \eta_{max}' \cdot V_0 \cdot \frac{\psi}{\alpha^2} \quad (\text{wz. 64})$$

- poziome naprężenie styczne:

$$\tau_{zx} = \frac{V_{max}'}{b_{wj} b_p} \cdot l \quad (\text{wz. 70})$$

Kryterium nośności na ścinanie

- główne naprężenie rozciągające:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 + [\beta_f (\tau_{zx,1} + \beta_{top} \cdot \tau_{zx,2})]^2} \quad (\text{wz. 51})$$

kryterium:

$$\sigma_1 \leq f_{ctd} \quad - \text{nośność spełniona}$$

W załączniku A przedstawiono przykład obliczeniowy według opisanego algorytmu dla płyty kanałowej HC320 opartej na dźwigarze stalowym typu IFB.

6. WŁASNE BADANIA DOŚWIADCZALNE

6.1. CEL ORAZ ZAKRES BADAŃ

W zakresie badań zostały wyodrębnione dwa główne etapy: badania zasadnicze nośności na ścinanie płyt kanałowych (patrz p. 6.2.) oraz badania dodatkowe, niezbędne dla właściwej interpretacji uzyskanych wyników części zasadniczej (patrz p. 6.3.).

Program badań zasadniczych został zaplanowany w taki sposób, aby odwzorować rzeczywiste warunki pracy strunobetonowych płyt kanałowych w zależności od ich lokalizacji na stropie. Niemożliwe było przeprowadzenie doświadczeń na pełnowymiarowych polach stropowych o naturalnych rozmiarach – takich, jakie opisano w ramach badań fińskich (patrz p. 3.5.3.1.) i niemieckich (patrz p. 3.5.3.2.). Dlatego przewidziano trzy typy badań na 15 płytach kanałowych ze zróżnicowaniem schematu statycznego poprzez zmianę warunków oparcia i obciążenia. Taka symulacja pracy układu płyt stropowych została zainspirowana badaniami Pajari`ego (*Pajari 1995*) oraz szwedzkim eksperymentem Ferreira i Bajic (*Ferreira 2002*) dla płyt kanałowych bez nadbetonu.

Celem badań dodatkowych było określenie właściwości mechanicznych styku podłużnego pomiędzy płytą kanałową i nadbetonem (patrz p. 6.3.1.). Wykonano także badania właściwości mechanicznych betonu płyt kanałowych (patrz p. 6.3.2.) oraz nadbetonu (p. 6.3.3.), w ramach których określono: średnie wytrzymałości materiału na osiowe rozciąganie i ściskanie oraz średni moduł sprężystości. W badaniach określono także właściwości mechaniczne stali splotów, użytych do sprężenia płyt kanałowych w zakresie: wytrzymałości na rozciąganie, modułu sprężystości oraz granicznego wydłużenia przy zerwaniu. Badania opisano w p. 6.3.4.

Płyty kanałowe, będące przedmiotem badań, zostały wykonane w zakładzie prefabrykacji, w ramach produkcji ciągłej i przekazane na potrzeby badań doświadczalnych przez Grupę Pekabex S.A.

Badania doświadczałne wykonano w Laboratorium Badawczym Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej akredytowanym przez Polskie Centrum Akredytacji. Pełny zakres badań doświadczalnych zrealizowano w okresie od grudnia 2013 do sierpnia 2016 r.

6.2. BADANIA ZASADNICZE NOŚNOŚCI NA ŚCINANIE PŁYT KANAŁOWYCH W WYBRANYCH SCHEMATACH STATYCZNYCH

6.2.1. Program badań

W zakresie badań zasadniczych przewidziano 15 wielkoelementowych doświadczeń, w których analizie poddano 3 rodzaje strunobetonowych płyt kanałowych o zróżnicowanej geometrii przekroju poprzecznego. Przedmiotem badań były płyty o nominalnych wysokościach przekroju: 200 mm, 320 mm i 500 mm, zrealizowane w ślizgowej technologii prefabrykacji. Przekrój poprzeczny elementów dobrano w taki sposób, aby uwzględnić niską, średnią i maksymalną wysokość z asortymentu płyt kanałowych, najczęściej wykonywanych współcześnie na polskim i światowym rynku prefabrykatów.

W programie badań wyodrębniono trzy etapy, różniące schemat statyczny z uwagi na warunki oparcia i sposób obciążenia płyt stropowych:

- **etap 1** – badania referencyjne płyt kanałowych opartych na podporach sztywnych, pod obciążeniem siłą o charakterze liniowym w strefie przypodporowej. Wyniki tego etapu, uzyskane z badań 3 płyt o różnej wysokości przekroju bez nadbetonu, stanowiły punkt odniesienia w analizie porównawczej dla pozostałych elementów.
- **Etap 2** – badania odzwierciedlały pracę płyty kanałowej opartej w środkowej części dźwigara podatnego. Z tego powodu płyty etapu 2 oparto jedynie w obszarze wybranych żeberek, a pionową siłę w strefie przypodporowej przyłożono punktowo w osi żeberek. Nietypowy schemat statyczny pozwolił uzyskać efekt zginania płyt w płaszczyźnie

poprzecznej. Badaniu poddano 6 płyt o różnych wysokościach przekroju, w tym 3 elementy z warstwą nadbetonu.

- **Etap 3** – badania odzwierciedlały pracę skrajnej płyty kanałowej pola stropowego, której zewnętrzne żeberko jest silnie wyężone w wyniku deformacji poprzecznej płyty z uwagi na ugięcie dźwigara podatnego. Sposób oparcia i przyłożenia pionowej siły był analogiczny jak w etapie 1. Zasadniczą różnicę stanowiło dodatkowe obciążenie poziomą siłą ścinającą, przyłożoną w strefie podparcia na poziomie półki górnej, co było symulacją efektu klinowania się sąsiednich płyt pola stropowego. Badaniu poddano 6 płyt o różnych wysokościach przekroju, w tym 3 elementy z warstwą nadbetonu.

Oznaczenia elementów rozważanych w badaniach zasadniczych przedstawiono w tablicy 21.

Tablica 21. Oznaczenie elementów badawczych.

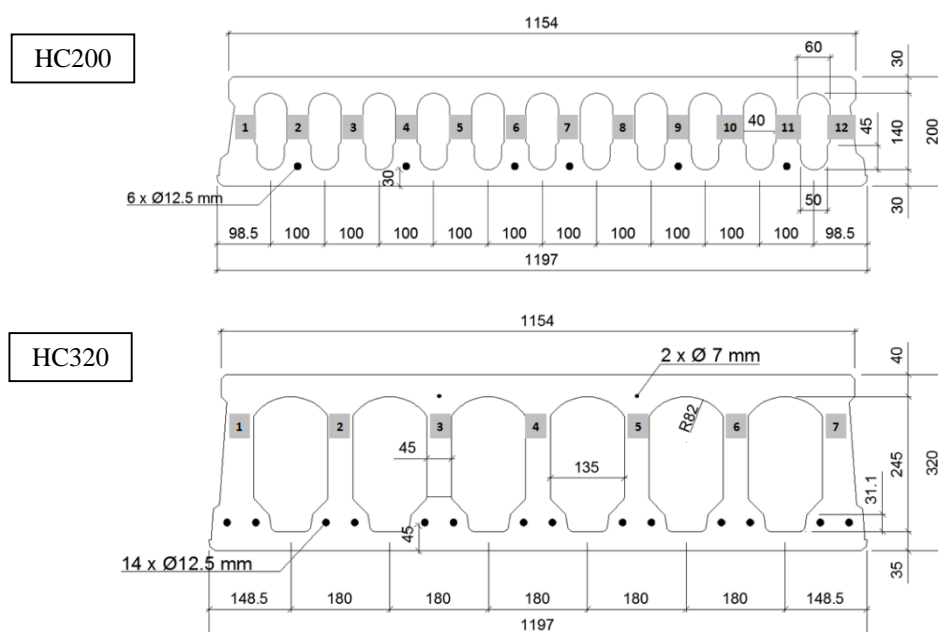
	bez nadbetonu (-)			z nadbetonem (T)		
Etap 1	HC200r	HC320r	HC500r	-		
Etap 2	HC200m	HC320m	HC500m	HC200 e/T	HC320m/T	HC500m/T
Etap 3	HC200e	HC320e	HC500e	HC200 e/T	HC320e/T	HC500e/T

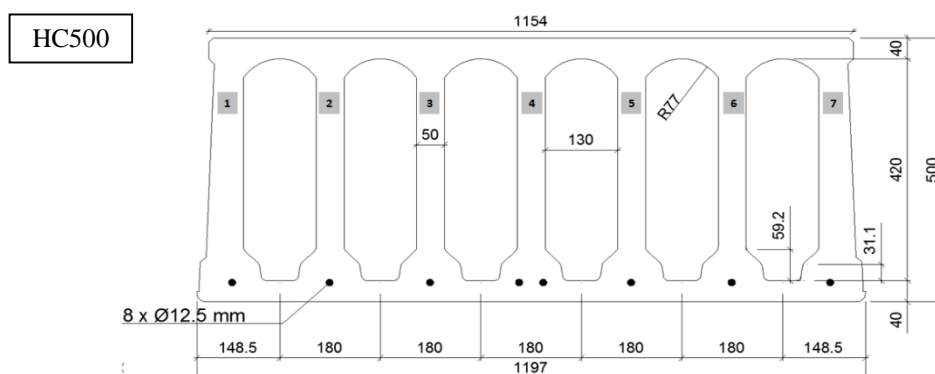
6.2.2. Charakterystyka elementów badawczych

- **Strunobetonowe płyty kanałowe**

Według dokumentacji projektowej, beton badanych płyt kanałowych powinien spełniać wymagania jak dla klasy wytrzymałości C50/60, a sploty sprężające wymagania jak dla stali klasy Y1860. Sprężenie na poziomie półki dolnej płyt stanowią 7-drutowe sploty o średnicy 12,5 mm, a zbrojenie sprężające na poziomie półki górnej, obecne jedynie w płytach HC320, wykonano w postaci 2 drutów gładkich o średnicy 7 mm. Rzeczywiste właściwości mechaniczne betonu prefabrykatów oraz stali zostały określone w ramach badań dodatkowych i przedstawione odpowiednio w p. 6.3.2. oraz p. 6.3.4.

Badania prowadzono dla trzech nominalnych wysokości przekroju poprzecznego płyt $h_{hc} - 200$ mm, 320 mm i 500 mm. Nominalna szerokość wszystkich płyt to $b_{hc} = 1197$ mm. Osiowa rozpiętość płyt L_{eff} wynosiła odpowiednio 4,0 m dla płyt HC200 i HC320 oraz 5,4 m dla HC500, zgodnie z zaleceniami (*PN-EN 1168 2011*). Geometria przekrojów poprzecznych przedmiotowych płyt kanałowych wraz z zaznaczeniem lokalizacji spłotów spreżających została przedstawiona na ryc. 35.





Ryc. 35. Geometria przekrojów poprzecznych przedmiotowych płyt kanałowych (wymiaru w [mm]).

Górną powierzchnię płyt HC320 i HC500 wykonano jako szorstką w procesie podłużnego grabienia na etapie prefabrykacji, natomiast powierzchnię płyt HC200 jako zatartą na gładko.

Charakterystyka płyt pod kątem geometrii oraz głównych właściwości konstrukcyjnych została przedstawiona w tabelicy 22. Oznaczenia w tabelicy są analogiczne do przyjętych w tabelicy 1 w p. 4.

Tablica 22. Charakterystyka płyt kanałowych.

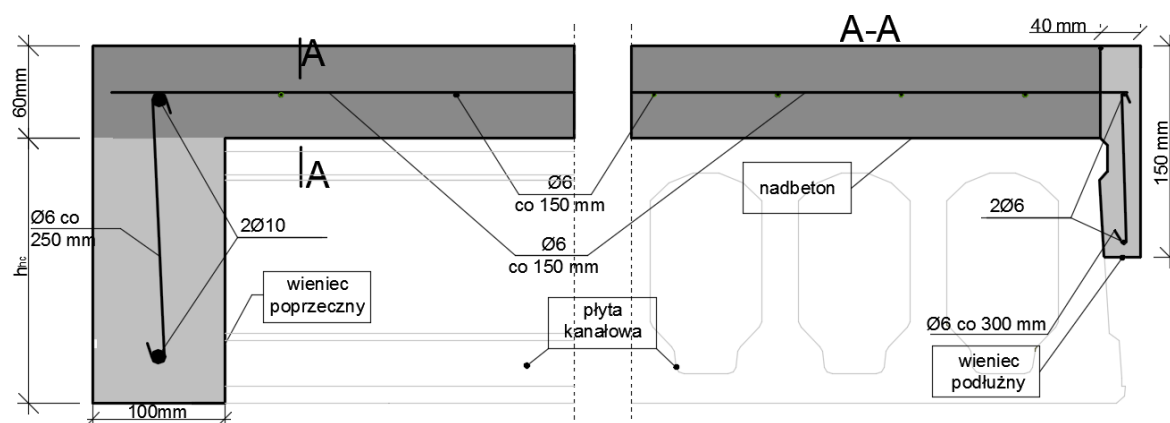
		HC 200	HC 320	HC 500
Geometria				
$h_{sl,top} / h_{sl,bot}$	[mm]	30/30	40/35	40/40
A_{hc}	$\times 10^5$ [mm ²]	1,55	2,00	2,80
I_{hc}	$\times 10^8$ [mm ⁴]	6,91	26,10	86,80
b_w	[mm]	480	315	350
c_{nom}	[mm]	30	45	30
Ciężar własny i sprężenie				
g_{min}	[kN/m ²]	3,10	4,10	5,6
sprężenie dołem	[-]	6φ12,5 mm	14φ12,5 mm	8φ12,5 mm
sprężenie górą	[-]	-	2φ7 mm	-
σ_{cp}^*	[MPa]	9,86	16,12	8,10
$P_{0,splot}$	[kN]	104	dół → 104	104
			góra → 35	
$P_{0,slab}$	[kN]	624	dół → 1456	832
			góra → 70	
P_{pm0}	[kN]	94% P _{0,slab}	92 % P _{0,slab}	92 % P _{0,slab}
P_{pmt}	[kN]	75 % P _{0,slab}	75 % P _{0,slab}	75 % P _{0,slab}
l_{pt}	[mm]	1180	1172	1162

*wartość naprężeń w betonie (na dolnej krawędzi płyty) od sprężenia, poza długością transmisji.

- **Elementy monolityczne - nadbeton i wieńce żelbetowe**

We wszystkich badaniach płyt kanałowych z nadbetonem, w celu odwzorowania rzeczywistych warunków pracy, zostały wykonane wieńce poprzeczne w strefie podparcia wzdłuż krótszego boku płyty i wąskie wieńce podłużne wzdłuż dłuższego boku. Poprzeczne wieńce podporowe o wymiarach 100 mm x wysokość płyty, zazbrojono dwoma prętami o średnicy 10 mm wzdłuż dolnej i górnej krawędzi oraz strzemionami z prętów giętych w kształcie litery S o średnicy 6 mm, w rozstawie co 250 mm. Wieńce podłużne, o wymiarach 40 x 150 mm, zazbrojono dwoma prętami podłużnymi o średnicy 6 mm, zakotwionymi w wieńcach poprzecznych oraz strzemionami z prętów giętych w kształcie litery S, o średnicy 6 mm, w rozstawie co 300 mm.

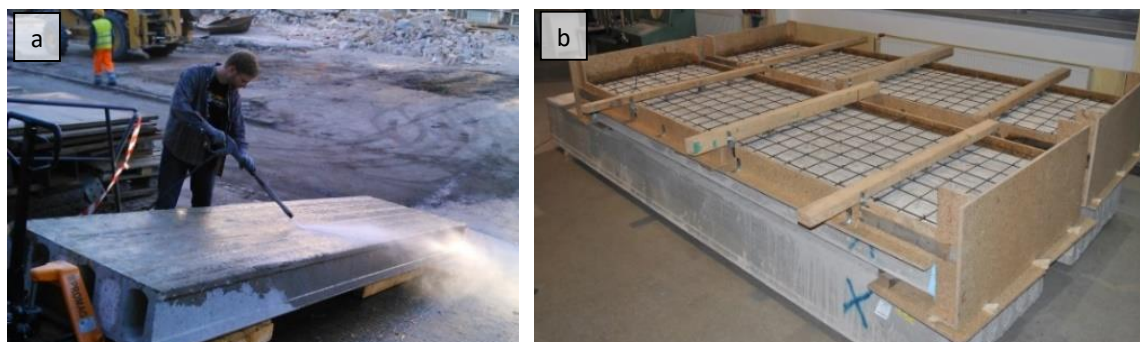
Nadbeton wykonano na całej powierzchni górnej płyty kanałowej, jako warstwę o stałej wysokości równej 60 mm, zbrojoną siatką z prętów o średnicy 6 mm i oczku 150 x 150 mm. Pręty siatki zbrojeniowej nadbetonu zostały zakotwione w wieńcach podłużnych i poprzecznych. Zbrojenie wieńców oraz nadbetonu wykonano ze stali zbrojeniowej klasy AIII N, gatunku St500b. Geometrię i szkic zbrojenia wieńców w płytach kanałowych z nadbetonem przedstawiono na ryc. 36.



Ryc. 36. Przekrój podłużny i poprzeczny nadbetonowanej płyty kanałowej.

W programie badań przyjęto, że beton elementów monolitycznych powinien spełniać wymagania jak dla klasy C20/25. Właściwości mechaniczne betonu zostały określone w ramach badań dodatkowych i przedstawione p. 6.3.3.

Przed betonowaniem górna powierzchnia płyt została oczyszczona na mokro metodą strumieniową w celu usunięcia pyłów oraz luźnych fragmentów betonu, a tuż przed betonowaniem odpowiednio nawilżona. Elementy monolityczne tj. wieńce i warstwa nadbetonu, ułożone zostały w jednym cyklu technologicznym. Wszystkie kanały płyt zostały zadeklowane w celu wyeliminowania niekontrolowanego zabetonowania. Beton zagęszczano za pomocą wibratora wglębnego, a powierzchnia górna płyty po zatarciu na gładko, pozostawała pod przykryciem w odpowiednich warunkach wilgotnościowych przez okres 10 dni trwania pielęgnacji, do czasu rozszalowania. Proces przygotowania elementów badawczych do nadbetonowania przedstawiono na fot. 9.

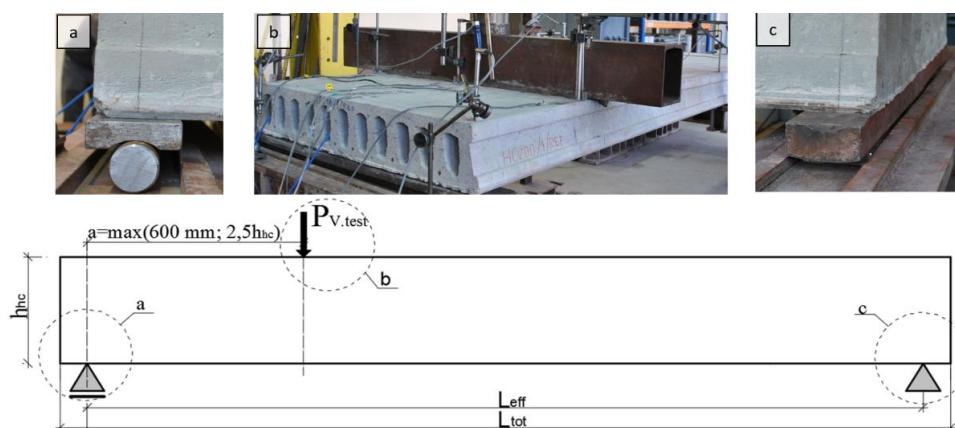


Fot. 9. Czyszczenie górnej powierzchni płyt HC320 przed betonowaniem (a). Przygotowany szalunek z ułożonym zbrojeniem nadbetonu na płytach HC320 (b).

6.2.3. Charakterystyka stanowiska badawczego

Zgodnie z zaleceniami załącznika J normy (PN-EN 1168 2011) dla płyt kanałowych przyjęto schemat statyczny, jak dla jednoprzęsłowego elementu swobodnie podpartego z podporą przegubowo-przesuwną (rolka stalowa – patrz ryc. 37a) z jednej strony i przegubowo-nieprzesuwną z drugiej (stalowa leżnia z możliwością obrotu – patrz ryc. 37c). Podpory stanowiska zbudowane zostały z masywnych, nieodkształcalnych, modułowych elementów stalowych, ustawionych na sztywnej płycie żelbetowej o grubości 1,0 m, gwarantującej dużą sztywność podparcia stanowiska.

Obciążenie pionowe realizowano w postaci siły liniowej (za wyjątkiem etapu 2) o kierunku prostopadłym do osi podłużnej elementu, w odległości a (większa z dwóch wartości: 600 mm lub 2,5-krotności wysokości płyty stropowej h_{hc}) od osi podparcia elementu. We wszystkich badaniach przyjęto stałą głębokość oparcia $L_{supp}=100$ mm. Siłownik pionowy systemu badawczego podwieszono na stendzie stalowym o dużej sztywności, dzięki czemu praktycznie wyeliminowano odkształcenia własne stanowiska. Schemat statyczny dla badań ścinania pokazano na ryc. 37.



Ryc. 37. Ogólny schemat statyczny stanowiska badawczego.

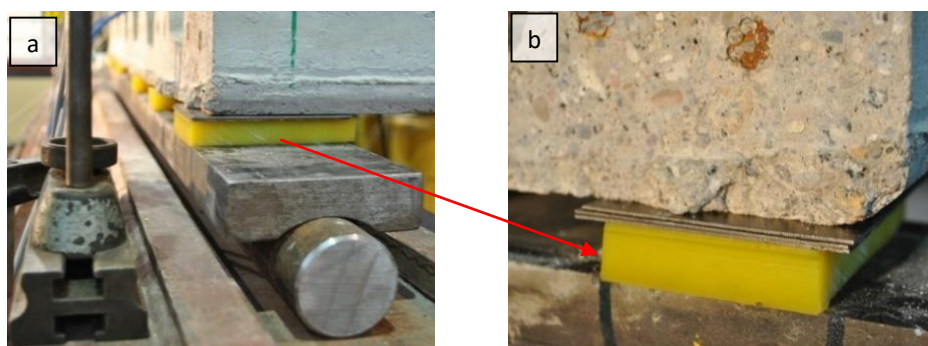
Stanowiska w poszczególnych etapach badań zasadniczych posiadają następującą charakterystykę:

- **stanowisko badawcze w etapie 1**

Pionowa siła $P_{V.test}$ ²⁷ o charakterze liniowym, przekazywana była na element badawczy poprzez trawers poprzeczny, wykonany jako zamknięty profil stalowy, składający się z dwóch spawanych, ceowników typu C200. Trawers układano na elemencie za pośrednictwem warstwy wyrównawczej z zaprawy cementowo-polimerowej o grubości ok. 15 mm w celu wyeliminowania wszelkich nieregularności powierzchni górnej elementu. Obciążenie z głowicy maszyny wytrzymałościowej było przekazywane bezpośrednio na trawers. Widok stanowiska przedstawiona na ryc. 37.

- **Stanowisko badawcze w etapie 2**

Stanowisko zostało skonstruowane tak, aby umożliwić poprzeczne zginanie badanych płyt kanałowych. Elementy badawcze oparto symetrycznie (względem osi podłużnej i poprzecznej) na obu końcach, w sposób punktowy – w obszarze wybranych żeberek (nr 1, 2, 3, 5, 6, 7 w płytach HC320 i HC500 oraz nr 1, 2, 4, 9, 11, 12 w płycie HC200 – numeracja żeberek wg ryc. 35). Reakcja podporowa z płyty była przenoszona na rolkę lub leżnię stalową poprzez układ podkładek z tworzywa sztucznego²⁸ o wymiarach 60 x 100 mm (patrz fot. 10). Różnicę wysokości między podkładkami zapewniono poprzez stalowe blaszki o grubości 0,80 mm w taki sposób, aby wolna przestrzeń między górną powierzchnią przekładki i dolną krawędzią płyty różniła się o ok. 2,4 mm, dla kolejnych żeberek (patrz fot. 10b). Przed obciążeniem płyta opierała się jedynie w obszarze skrajnych żeberek. Obciążenie realizowano przez schodkowy układ trawersów z kształtowników stalowych, na które siła pionowa przekazywana była z lewara poprzez sztywny element stalowy. Trawersy najniższej linii układane były na elemencie badawczym za pośrednictwem wylewki z zaprawy cementowo-polimerowej o grubości ok. 15 mm (patrz fot. 11b).

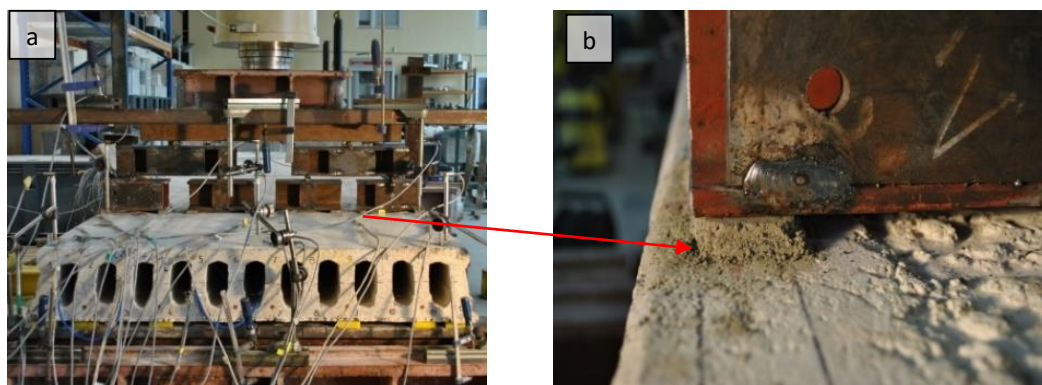


Fot. 10. Strefa podparcia płyty na stanowisku dla badań etapu 2 (a).

Szczegół oparcia żeberka skrajnego za pośrednictwem podkładki z tworzywa sztucznego (b).

²⁷ $P_{V.test}$ – pionowa siła zadawana z siłownika pionowego na element badawczy.

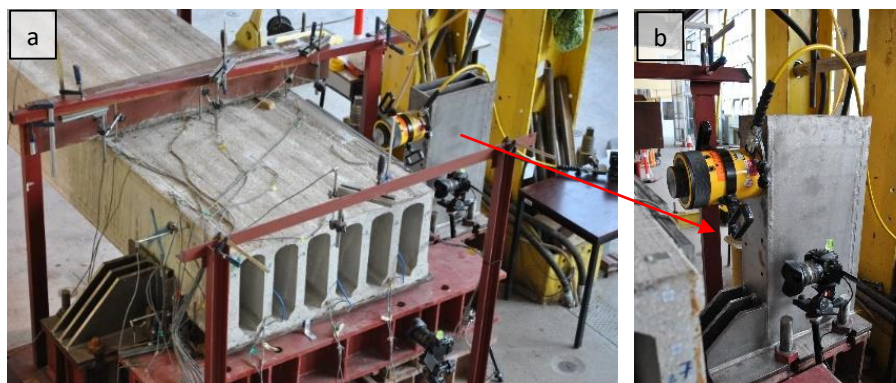
²⁸ Twardość podkładek określona na 90°ShA w skali Shore'a za pomocą durometru typu A wg normy (ISO 868 2005).



Fot. 11. Schodkowy układ trawersów w badaniu etapu 2 (a).
Szczegół oparcia skrajnego trawersu na prefabrykacie za pośrednictwem zaprawy (b).

▪ Stanowisko badawcze w etapie 3

Ukształtowanie strefy podparcia elementów badawczych oraz sposób przyłożenia pionowej siły $P_{V.test}$ był analogiczny, jak w badaniach etapu 1. Zasadniczą różnicę stanowiło dodatkowe obciążenie poziomą siłą ścinającą $P_{H.test}$ ²⁹, generowaną przez siłownik, znajdujący się w płaszczyźnie półki górnej, prostopadłe do osi podłużnej elementu (patrz fot. 12).

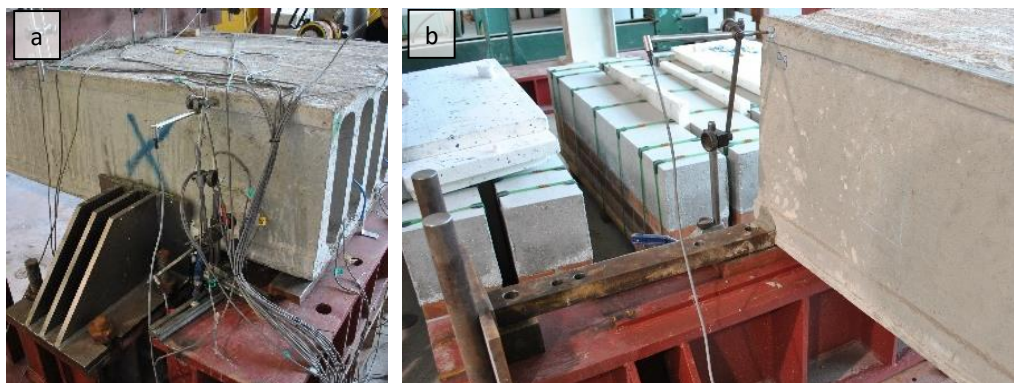


Fot. 12. Stanowisko badawcze dla elementu HC500e (a) oraz szczegół mocowania siłownika poziomego (b).

Przekazanie siły $P_{H.test}$ na betonową półkę płyty odbywało się poprzez stalowy płaskownik, na długości a pomiędzy osiami podparcia i obciążenia pionowego. Siłownik usytuowano centralnie pomiędzy tymi osiami. W celu przekazania siły poziomej na element badawczy zaprojektowano i wykonano specjalną ramę stalową, dzięki której mógł zaistnieć zamknięty układ przepływu siły $P_{H.test}$, wywołującej efekt poprzecznej deformacji płyty. Siłownik poziomy przykręcono do stalowego słupa z profilu IPE 400, dodatkowo usztywnionego blachami, który przykręcono śrubami do stalowego stendu, spoczywającego na posadzce (patrz fot. 12b). Po drugiej stronie elementu badawczego do stendu przykręcono sztywny element oporowy z blach stalowych, który przejmował większą część reakcji od siły poziomej i uniemożliwiał przemieszczenie się płyty. Blacha elementu oporowego o szerokości 400 mm opierała się o dolną krawędź płyty kanałowej (patrz fot. 13a). Przemieszczenia i obrót płyty przy nieobciążonym krańcu wykluczono poprzez zastosowanie dodatkowego, małego elementu oporowego (patrz fot. 13b).

Rysunki konstrukcyjne stanowisk badawczych wszystkich płyt kanałowych, ze szczegółowym rozmieszczeniem aparatury pomiarowej zostały przedstawione w załączniku C.

²⁹ $P_{H.test}$ – pozioma siła zadawana z siłownika poziomego na element badawczy.



Fot. 13. Elementy oporowe w osi obciążenia poziomego (a) i na nieobciążonej podporze (b).

6.2.4. Parametry mierzone i system pomiarowy

W trakcie badań rejestrowane były w sposób ciągły, z częstotliwością próbkowania $2\div 5$ Hz, następujące wielkości fizyczne:

- czas obciążenia [s],
- pionowa siła $P_{V.test}$ [kN],
- pozioma siła $P_{H.test}$ [kN] (tylko w badaniach etapu 3),
- odkształcenia betonu płyt i nadbetonu w wybranych miejscach [$\mu\text{m}/\text{m}$],
- przemieszczenia elementu badawczego w wybranych miejscach [mm].

Wielkości fizyczne zostały zarejestrowane za pomocą następujących systemów pomiarowych:

▪ siła pionowa

Wielkość pionowej siły $P_{V.test}$ mierzono czujnikiem siły, wbudowanym w system ISTS (Instron Schenck Testing Systems), znajdującym się pomiędzy badanym elementem a tłokiem siłownika. Obciążenie pionowe wywołano z użyciem przegubowo zamocowanego siłownika PL1.0N o mocy do 1 MN i maksymalnym wysuwie tłoka 250 mm oraz sterownika elektronicznego Labtronic 8800. Obciążenie zadawano przy użyciu modułu sterowania wielkością siły ze stałą prędkością. Wykorzystano wbudowany w system ISTS czujnik pomiaru drogi, rejestrujący zakres wysuwu tłoka.

▪ Siła pozioma

Wielkość poziomej siły ścinającej $P_{H.test}$ mierzono przetwornikiem siły C6A HBM, znajdującym się pomiędzy badanym elementem a tłokiem siłownika poziomego, włączonym do systemu akwizycji danych. Obciążenie poziome wywołano przy użyciu cylindra ENERPAC RCH-603 o mocy do 0,6 MN i maksymalnym wysuwie tłoka 76 mm. Obciążenie zadawano z zastosowaniem lekkiej pompki ręcznej ENERPAC GA45GC. Aparaturę pokazano na fot. 14a.

▪ Wślizg splotów sprężających

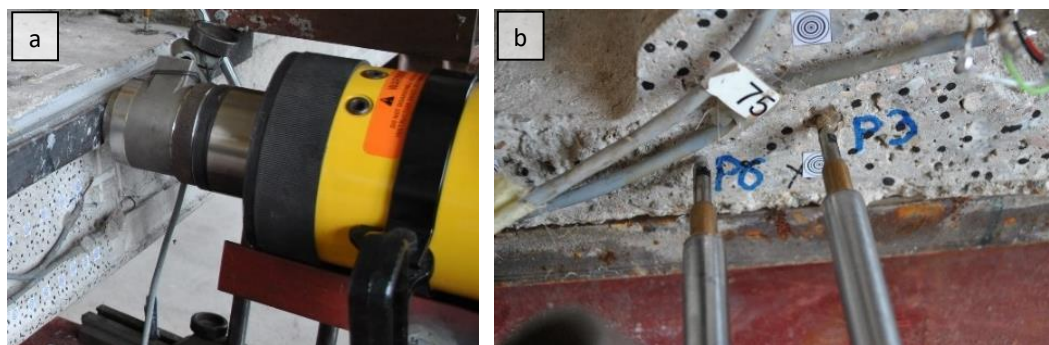
Wślizg splotów sprężających rejestrowano za pomocą pary czujników indukcyjnych o bazie pomiarowej 25 mm. Jeden z czujników (np. nr P3 na fot. 14b), umieszczony równolegle do osi splotu (prostopadle do czoła elementu), mierzył przemieszczenie poziome całego elementu badawczego w osi splotu. Drugi równoległy, umieszczono kilkanaście milimetrów dalej na powierzchni betonu w czole elementu (np. nr P6 na fot. 14b). Różnica zapisu przemieszczeń obu czujników pozwoliła określić bezwzględną, przybliżoną wielkość wślizgu splotu.

▪ Przemieszczenia elementu badawczego

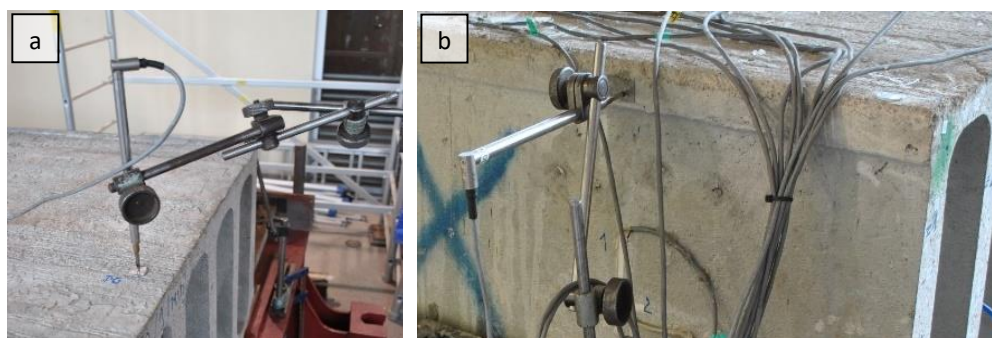
Przemieszczenia pionowe badanych elementów mierzono w czterech liniach, tj.: w osiach podpór, w środku rozpiętości oraz w osi siły pionowej (patrz fot. 15a). W badaniach etapu 3 mierzono także przemieszczenia poziome górnej i dolnej krawędzi elementu w pobliżu podpór (patrz fot. 15b). Wszystkie pomiary przemieszczeń rejestrowano w sposób ciągły za pomocą czujników

indukcyjnych typu HBM o różnej bazie pomiarowej: 25 mm, 50 mm i 100 mm, w zależności od miejsca usytuowania czujnika i spodziewanego poziomu przemieszczenia.

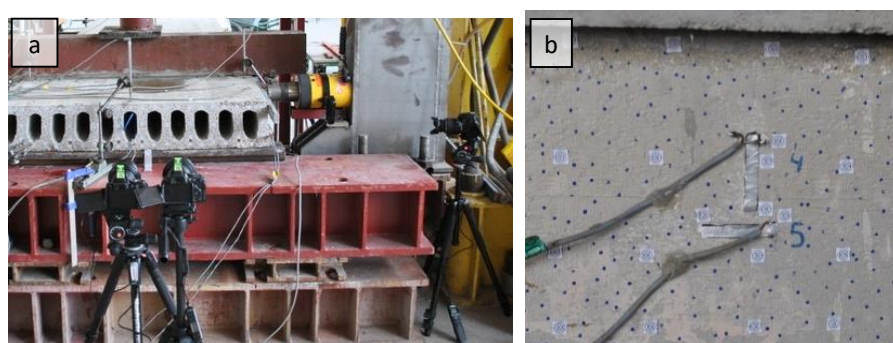
W badaniach etapu 3 w celu określenia przemieszczeń pionowych i poziomych w strefie obciążenia badanego elementu zastosowano dodatkowy system pomiaru za pomocą cyfrowych kamer optycznych wysokiej jakości. Celem metody wizyjnego pomiaru deformacji BAC (Tekieli 2014) było określenie rozwoju deformacji całego pola pomiarowego, a nie tylko ograniczonej ilości punktów na jej powierzchni. Mierzono przemieszczenie punktów (tzw. markerów powierzchniowych) na powierzchni betonu w czole elementu oraz na zewnętrznym żeberku z częstotliwością próbkowania 0,5 Hz. Aparaturę pomiarową oraz przygotowanie powierzchni elementu do tego pomiaru pokazano na fot. 16.



Fot. 14. Przetwornik siły C6A HBM i siłownik poziomy RCH-603 (a).
Para czujników indukcyjnych do pomiaru poziomu wślizgu splotów sprężających (b).



Fot. 15. Czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń pionowych (a) oraz poziomych (b) elementu.



Fot. 16. Cyfrowe kamery optyczne (a) oraz markery powierzchniowe dla badań metodą BAC (b).

▪ Odkształcenia betonu płyty i nadbetonu

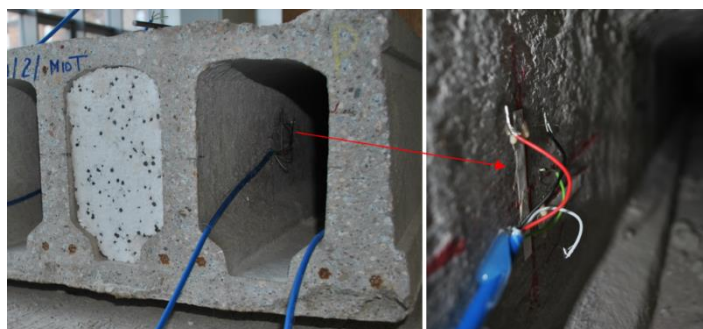
Odkształcenia betonu na poziomych powierzchniach płyty i nadbetonu mierzono za pomocą tensometrów elektrooporowych typu RL, o oporności 300 Ω i bazie pomiarowej 50–75 mm (patrz fot. 17a). Bazę dobrano z uwagi na niejednorodność betonu, przyjmując iż powinna być ona większa niż 3-krotność maksymalnej średnicy ziarna kruszywa. Powierzchnia betonu przed klejeniem

tensometrów była szlifowana oraz odpylana dla zapewnienia odpowiedniej przyczepności tensometru do powierzchni. W elementach nadbetonowanych w celu pomiaru odkształceń na ściskanej powierzchni prefabrykatu, tensometry zostały naklejone przed betonowaniem, a następnie odpowiednio zabezpieczane przed wpływem wilgoci z mieszanki betonowej i uszkodzeniami mechanicznymi (patrz fot. 17b).

Mierzono także odkształcenia betonu żeberek w kierunku poziomym (równoległe do osi podłużnej elementu) i pionowym, wewnątrz kanałów płyty. Pomiary odkształceń betonu żeberek zrealizowano za pomocą tensometrów elektrooporowych o tych samych parametrach jak opisano powyżej. Tensometry, po uprzednim oszlifowaniu powierzchni betonu, klejono na żeberka w odległości ok. 350 mm od czoła elementu, na wysokości środka ciężkości przekroju. Lokalizacja była determinowana niewielkimi wymiarami kanałów (szczególnie w płytach HC200), które utrudniały podłączenie układy tensometrycznego. Rejestrowano odkształcenia betonu w minimum 3 żeberkach: skrajnym, przedskrajnym i środkowym (patrz fot. 18).



Fot. 17. Tensometry na powierzchni płyty (a) oraz powierzchni przygotowanej do nadbetonowania (b).



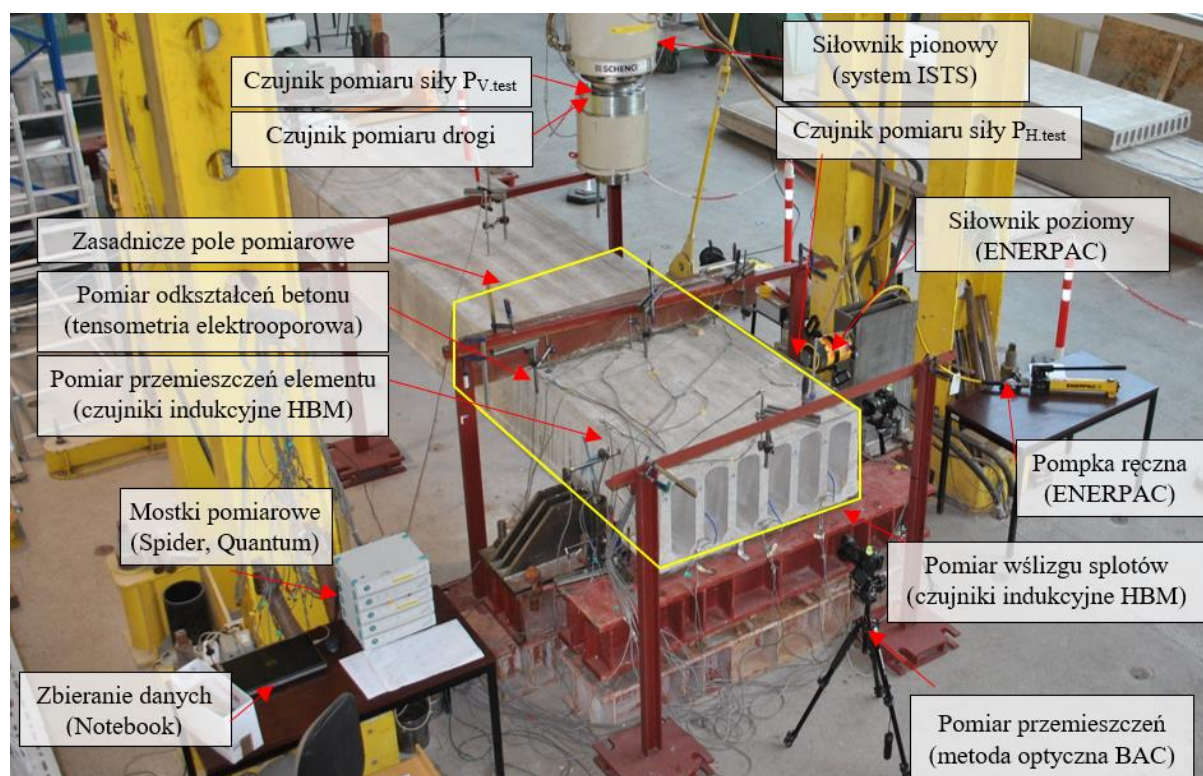
Fot. 18. Tensometry na betonowym żeberku płyty H320.

W celu wyeliminowania niepożądanych odkształceń wywołanych różnicą temperatur, każdy tensometr układu podłączono do osobnego potencjometru wieloobrotowego, za pomocą którego niwelowano różnicę oporności. Pomiar odkształceń był włączony do ciągłego systemu akwizycji danych.

Szczegółowe rozróżnienie i rozmieszczenie punktów pomiarowych dla każdego elementu badawczego zilustrowano szczegółowo w załączniku C.

Wszystkie pomiary wykonano przy użyciu komputerowego systemu pomiarowego HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik) z zastosowaniem mostków pomiarowych Spider 8 i Quantum.

Wszystkie elementy układu pomiarowego, na przykładzie płyty H500e, przedstawiono na ryc. 38.



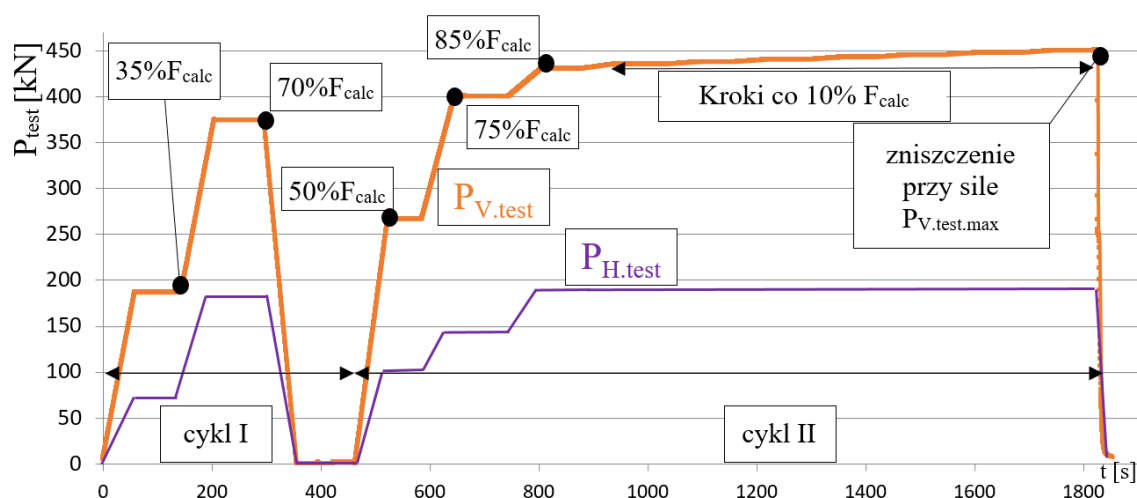
Ryc. 38. Elementy układu pomiarowego na przykładzie płyty HC500e.

6.2.5. Program obciążenia

Pionową siłę $P_{V.test}$ realizowano zgodnie z załącznikiem J normy (PN-EN 1168 2011) w 2 cyklach:

- cykl I, w którym obciążenie przykładano w dwóch krokach o stałym przyroście siły do poziomu 35 % i 70 % obliczeniowej siły niszczącej F_{calc} , z tolerancją $2 \div 7$ %,
- cykl II, w którym element obciążano w dwóch krokach do wartości 50 % i 75 % F_{calc} , a następnie w krokach o stałym przyroście siły co 10 % F_{calc} aż do osiągnięcia zniszczenia.

Każdy krok obciążenia w obu cyklach następował w stałej jednostce czasu, równej 60 s. Po każdym z kroków siła była utrzymywana na danym poziomie także przez 60 s. Po cyklu I, którego celem było ułożenie i dopasowanie wszystkich elementów stanowiska badawczego, następowało niemal całkowite odciążenie konstrukcji (utrzymywano siłę pionową na poziomie ok. $1 \div 2$ kN). Przykładowy program obciążenia pionową siłą przedstawiono na ryc. 39.



Ryc. 39. Program obciążenia siłami pionową i poziomą.

Program obciążenia siłą poziomą $P_{H.test}$ (do osiągnięcia wartości $P_{H.test.max}^{30}$) w badaniach etapu 3 przyjęto w sposób analogiczny, jak dla siły pionowej $P_{V.test}$, zakładając stałą proporcję pomiędzy obiema siłami na poziomie $P_{H.test}/P_{V.test}=0,35$. Arbitralnie ustalony stosunek sił stanowi nawiązanie do niemieckiego modelu obliczeniowego Hegger'a-Roggendorf'a (Roggendorf 2010), w którym wartość horyzontalnej siły ścinającej w poziomie półki górnej (wz. 45) uzależniono od współczynnika tarcia w styku płyty z dźwigarem.

Kroki czasowe dla poszczególnych przyrostów obciążenia $P_{H.test}$ wynosiły 60 s, podobnie jak dla siły $P_{V.test}$, jednak miały one charakter skokowy (nie idealnie liniowy) z uwagi na ręczny system zadawania siły.

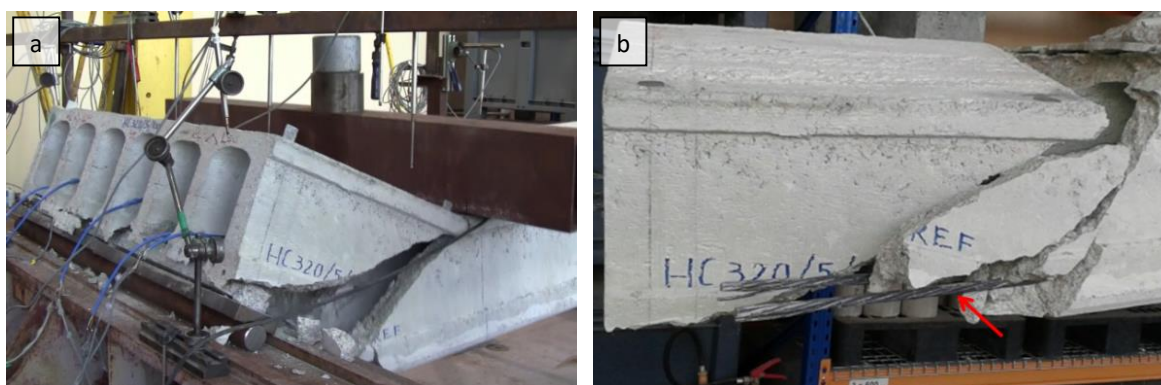
Obliczeniowa wartość siły niszczącej F_{calc} została oszacowana na podstawie procedury dokładnej zawartej w (PN-EN 1168 2011). W obliczeniach przyjęto średnie wytrzymałości materiałów, określone na podstawie badań dodatkowych, uwzględniając częściowe współczynniki materiałowe $\alpha_{cc}=1,0$ i $\gamma_c=\gamma_s=1,0$.

6.2.6. Typy zniszczenia elementów badawczych

Poniżej zawarto opis przebiegu badań płyt kanałowych poddanych ścinaniu, ze szczegółową analizą historii zarysowania, prowadzącego do wyczerpania stanu granicznego nośności przy pionowym obciążeniu zewnętrznym równym $P_{V.test.max}^{31}$. Opis dotyczy badań w cyklu II obciążenia, który nastąpił po wzajemnym dopasowaniu wszystkich elementów stanowiska badawczego po cyklu I.

▪ HC320r

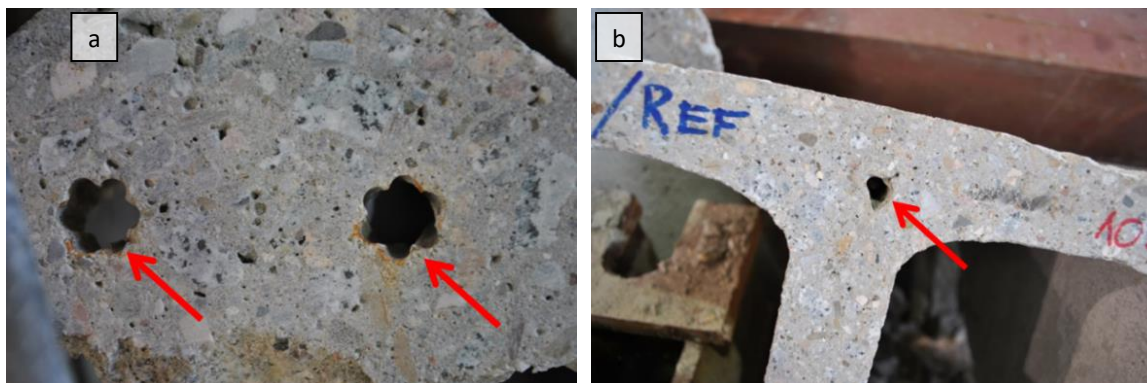
W elemencie HC320r nie zaobserwowano zarysowania niemal do chwili zniszczenia, które nastąpiło w sposób nagły przy sile $P_{V.test.max}=341$ kN. Skokowa zmiana odkształceń betonu żeberk (patrz ryc. 40a) wskazuje na pierwsze zarysowanie przy sile o wartości $P_{V.test}=180$ kN (53 % $P_{V.test.max}$). Chociaż zniszczenie płyty nastąpiło w sposób kruchy, można wyróżnić dwie jego fazy, następujące tuż po sobie. W pierwszej, wystąpiło ukośne pęknięcie skrajnego żeberka nr 7 pod kątem 45° , które rozwinęło się pomiędzy spodnią powierzchnią płyty i osią obciążenia, powodując zarysowanie powierzchni spodniej na całej szerokości elementu. W drugiej, nastąpiło ukośne pęknięcie pod kątem ok. 26° wszystkich żeberk między osią podparcia i obciążenia (patrz fot. 19a). Zniszczeniu towarzyszyło odłupanie fragmentu betonu od splotów sprężających półki dolnej i drutów sprężających półki górnej w strefie przypodporowej (patrz fot. 19b). Żaden splot w półce dolnej nie uległ zerwaniu, natomiast w momencie zniszczenia pękły dwa druty w półce górnej płyty. Pozbawione przyczepności druty i sploty sprężające wysunęły się z betonu strefy przypodporowej (patrz fot. 20).



Fot. 19. Zniszczenie elementu HC320r i odsłonięte sploty sprężające.

³⁰ $P_{H.test.max}$ – maksymalna pomierzona wartość siły poziomej w chwili osiągnięcia zniszczenia elementu.

³¹ $P_{V.test.max}$ – maksymalna pomierzona wartość siły pionowej w chwili osiągnięcia zniszczenia elementu.



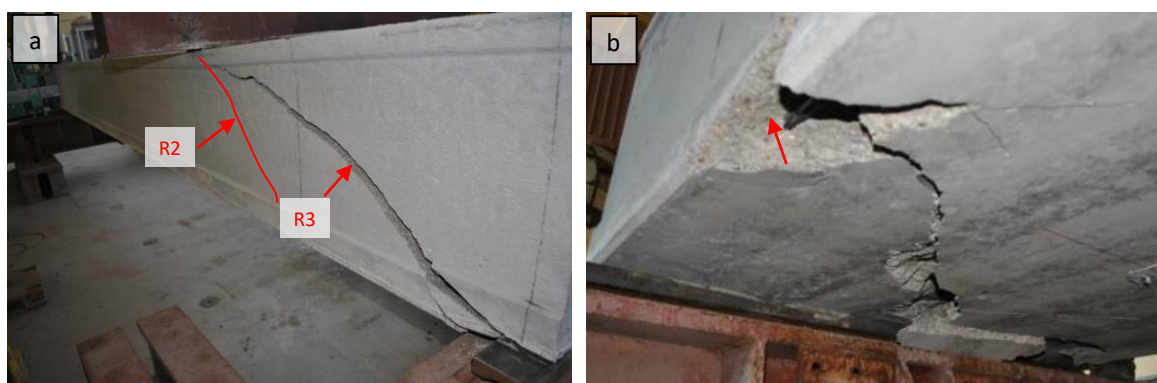
Fot. 20. Wysunięcie splotów sprężających pólki dolnej (a) i drutów pólki górnej (b) z betonu.

▪ HC500r

Pomiar odkształceń żeberek (patrz ryc. 40b) wskazuje na pierwsze zarysowanie elementu przy sile $P_{V.test}=270$ kN (60 % $P_{V.test,max}$). Od wartości $P_{V.test}=390$ kN (80 % $P_{V.test,max}$) obserwowano rozwój zarysowania, które przebiegało asymetrycznie w obu skrajnych żeberkach. Pierwsza rysa (patrz R1 na fot. 21a) w żeberku nr 1 miała przebieg pionowy z lekkim odchyleniem do środka rozpiętości elementu. W chwili zniszczenia wystąpiły dwa dodatkowe pęknięcia ukośne R2 i R3 pod kątem odpowiednio 41° i 22° (patrz fot. 22a). W skrajnym żeberku nr 7 zarysowanie rozwijało się ukośne pod kątem 31° (patrz R4 na fot. 21b). W chwili zniszczenia nie pojawiły dodatkowe rysy tego żeberka. Zarysowanie powierzchni spodniej płyty postępowało w niesymetrycznym łuku, rozpiętym pomiędzy skrajnymi żeberkami, którego strzałka skierowana była do czoła elementu. W miejscu przejścia rys ukośnych z żeberek w rysę powierzchni spodniej nastąpiło odsłonięcie splotów w wyniku odspojenia otuliny i częściowe zniszczenie zespolenia wzdłuż linii zarysowania spodniej powierzchni płyty. W chwili zniszczenia, przy sile $P_{V.test,max}=450$ kN, nie doszło do zerwania cięgien sprężających.



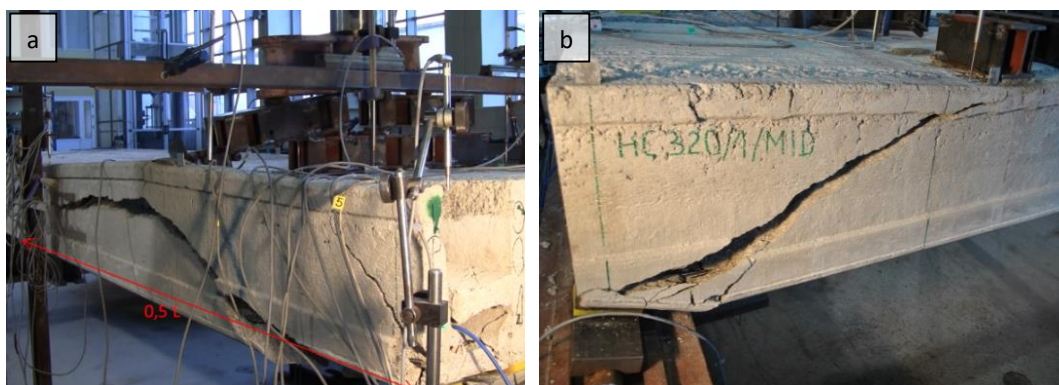
Fot. 21. Zniszczenie elementu HC500r w linii obciążenia.



Fot. 22. Ukośne zarysowanie żeberka nr 1 (a) oraz pęknięcie powierzchni spodniej i odsłonięcie splotów sprężających (b) w elemencie HC500r.

▪ HC320m

W elemencie HC320m pierwsze zarysowanie wystąpiło po osiągnięciu siły $P_{V.test}=150$ kN (45 % $P_{V.test.max}$), na co wskazuje zapis odkształceń żeberek (patrz ryc. 41a). Od siły $P_{V.test}=215$ kN (65 % $P_{V.test.max}$) postępowało zarysowanie górnej powierzchni płyty wzdłuż osi żeberka nr 1, co było związane z pierwotnym zarysowaniem, obecnym w elemencie przed badaniem. W styku tego żeberka z półką dolną postępowało zarysowanie, które było także widoczne na spodniej powierzchni płyty. Rozwojowi rysy podłużnej, od siły $P_{V.test}=248$ kN (75 % $P_{V.test.max}$) towarzyszyło zarysowanie ukośne pod kątem 36° żeberka nr 1 pomiędzy osiami podparcia i obciążenia. Zarysowanie to połączyło się z podłużnym zarysowaniem powierzchni spodniej, a w obszarze splotów żeberka nr 2 wystąpiły rysy podłużne. Przy sile $P_{V.test}=330$ kN nastąpiło zniszczenie skrajnego żeberka nr 1. Zarysowanie postępujące w osi półki górnej i dolnej, spowodowało rozległe podłużne pęknięcie tego żeberka, sięgającej połowy rozpiętości elementu (patrz fot. 23a). Redystrybucja obciążeń spowodowała gwałtowne zniszczenie w strefie podparcia (patrz fot. 24). Beton żeberka w obszarze splotów czoła płyty uległ ukośnemu zarysowaniu pod kątem $19\div 21^\circ$. Wzdłuż podłużnej osi płyty oprócz rysy ukośnej nastąpiło także podłużne pęknięcie żeberka nr 4 w miejscu jego połączenia z półką górną (patrz. R1 na fot. 24a). W skrajnym żeberku nr 7 wystąpiło ukośne pęknięcie rozwijające się od osi podparcia ku osi obciążenia (patrz fot. 23b). Zniszczeniu towarzyszyło także znaczny wślizg cięgien sprężających we wszystkich żeberkach płyty, jednak nie wystąpiło zerwanie splotów sprężających.



Fot. 23. Pęknięcia ukośne skrajnych żeberek nr 1 (a) i 7 (b) elementu HC320m.

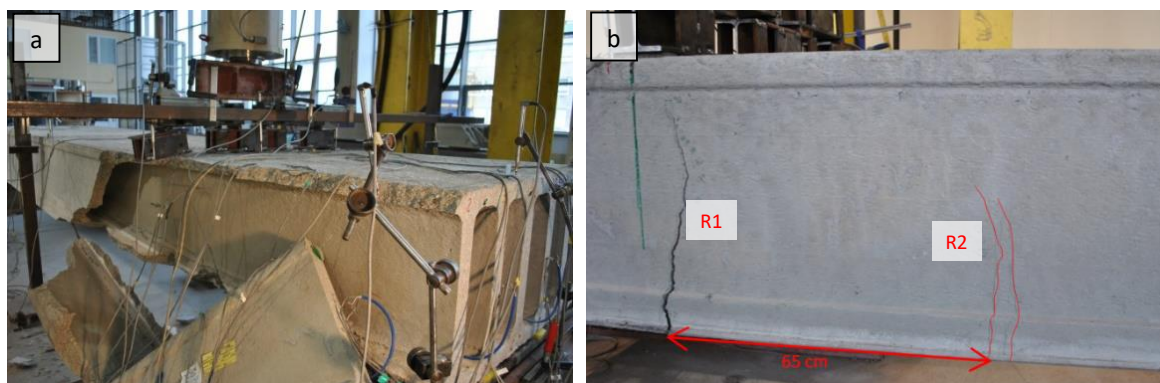


Fot. 24. Zniszczenie strefy podparcia płyty HC320m.

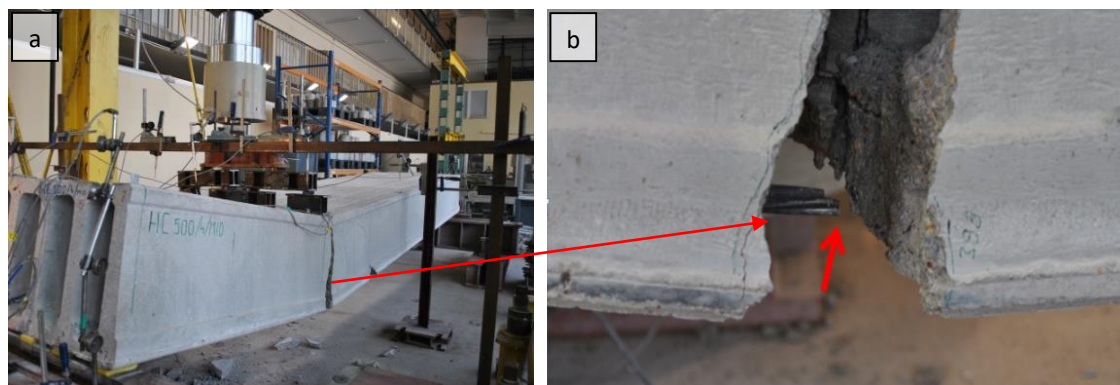
▪ HC500m

W płycie HC500m pierwsza rysa ukośna wystąpiła w skrajnym żeberku nr 1 przy sile $P_{V.test}=202$ kN (44 % $P_{V.test.max}$) i przebiegała pomiędzy osiami podparcia i obciążenia pod kątem 27° . Przy podporze postępowały rysy podłużne w stykach półki dolnej z żeberkami nr 1 i 2, które wraz ze wzrostem obciążenia sięgały linii obciążenia. Przy sile $P_{V.test}=342$ kN (74 % $P_{V.test.max}$), wraz z rozwojem podłużnego zarysowania w styku żeberka i półek, nastąpiło odspojenie żeberka nr 1 na długości 1,5 m (patrz fot. 25a). Zniszczenie skrajnego żeberka było powodem redystrybucji obciążeń i przyczyniło się do szybkiego rozwoju zarysowania kolejnych żeberek. Na odsłoniętym żeberku nr 2 uwidoczniły się rysy ukośne. Przy sile $P_{V.test}=430$ kN (94 % $P_{V.test.max}$) silnie zarysowało się

środkowe żeberko nr 4 między splotami. W żeberku nr 7 rozwój zarysowania był różny od opisanego dla żeberka nr 1. Rysa pionowa R1 w osi obciążenia rozwinęła się w zarysowanie powierzchni spodniej (patrz fot. 25b). Od siły $P_{V.test}=380$ kN (83 % $P_{V.test.max}$), oprócz rysy R1, rozwinęło się zarysowanie ukośne pod kątem 45° . Rysa pionowa w osi obciążenia świadczy o znacznym wpływie zginania. Potwierdza to zerwanie splotu sprężającego w chwili zniszczenia płyty (patrz fot. 26b), a także zarysowanie pionowe żeberka nr 7 w odległości 2,0 m od osi podparcia (patrz R2 na fot. 25b). Zniszczenie elementu (patrz fot. 26a) osiągnięto przy obciążeniu $P_{V.test.max}=457$ kN.



Fot. 25. Zniszczenie żeberka nr 1 (a) oraz zarysowanie pionowe w osi obciążenia (b) elementu HC500m.



Fot. 26. Pęknięcie w osi obciążenia (a) oraz zerwany splot w żeberku nr 1 (b) płyty HC500m.

▪ HC320m/T

Element HC320m/T uległ zniszczeniu w sposób nagły poprzez ukośne zarysowanie żeberek, przebiegające pomiędzy liniami obciążenia i podparcia pod kątem $24^\circ \div 30^\circ$ (patrz fot. 27). Do chwili zniszczenia nie zaobserwowano zarysowania w płycie i w nadbetonie. Tensometry zarejestrowały pierwszy skokowy przyrost odkształceń żeberek, świadczący o wystąpieniu zarysowania, przy sile $P_{V.test}=164$ kN (44 % $P_{V.test.max}$) oraz nagły wzrost odkształceń przy $P_{V.test}=280$ kN (75 % $P_{V.test.max}$). Spodnia powierzchnia zarysowała się podobnie jak w elementach bez HC320r i HC320m, jednak łuk zarysowania przebiegał zdecydowanie bliżej osi podparcia niż w w/w elementach (patrz fot. 27c). W chwili zniszczenia nie doszło do zniszczenia zespolenia płyty z nadbetonem.



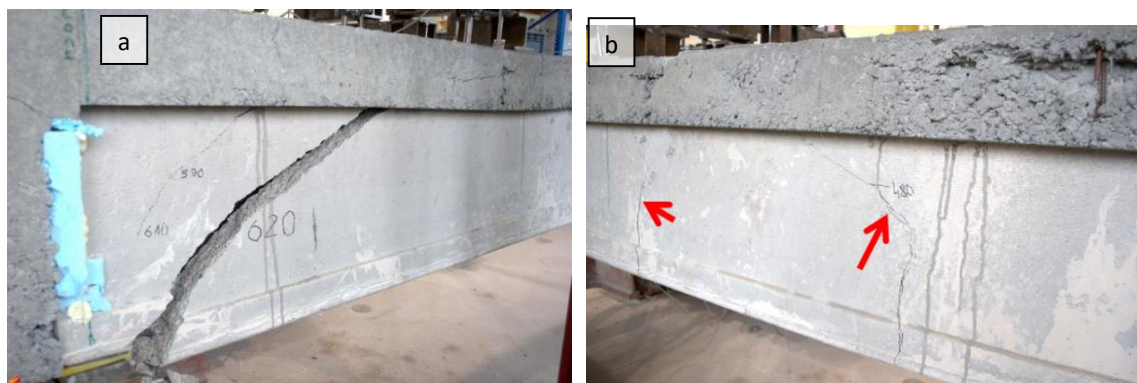


Fot. 27.

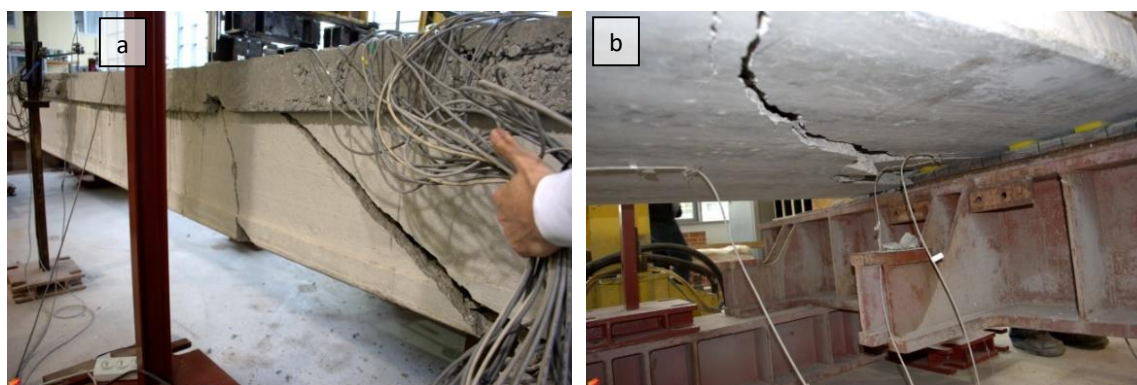
- a) Pęknięcie skrajnego żeberka nr 1.
- b) Pęknięcie skrajnego żeberka nr 7.
- c) Zarysowanie spodniej powierzchni płyty C320m/T.

▪ HC500m/T

Pierwsza widoczna rysa pionowa w osi obciążenia elementu HC500m/T wystąpiła w skrajnych żeberkach z chwilą osiągnięcia siły $P_{V.test}=400$ kN (65 % $P_{V.test.max}$) i postępowała wzdłuż linii obciążenia na spodzie płyty. Wraz ze wzrostem siły do poziomu $P_{V.test}=460$ kN (74 % $P_{V.test.max}$) pionowe zarysowanie rozwinęło się do wieńców podłużnych i nadbetonu. Przy sile o wartości $P_{V.test}=480$ kN (77 % $P_{V.test.max}$) pojawiła się dodatkowa pionowa rysa w żeberkach skrajnych w odległości ok. 2,45 m od osi podparcia w kierunku środka rozpiętości, widoczne również jako rysa spodu płyty. Pierwsza krótka ukośna rysa w żeberku nr 7 wystąpiła przy sile $P_{V.test}=580$ kN (94 % $P_{V.test.max}$) i rozwinęła się w odległości 0,2 m od osi podparcia. Z chwilą zniszczenia elementu żeberka skrajne uległy silnemu zarysowaniu ukośnemu. Pęknięcie wystąpiło także na spodniej powierzchni płyty wzdłuż jego osi podłużnej. Rysy wystąpiły także na wieńcu podporowym. Zniszczenie elementu HC500m/T osiągnięto przy sile $P_{V.test.max}=620$ kN. Nie doszło do zerwania cięgien sprężających, ani rozwarstwienia w styku płyty z nadbetonem.



Fot. 28. Pęknięcie ukośne żeberka nr 7 (a) oraz jego zarysowanie pionowe w obszarze osi obciążenia (b).



Fot. 29. Pęknięcie ukośne żeberka nr 1 (a) oraz zarysowanie powierzchni spodniej (b) w płycie HC500m/T.

▪ HC200e

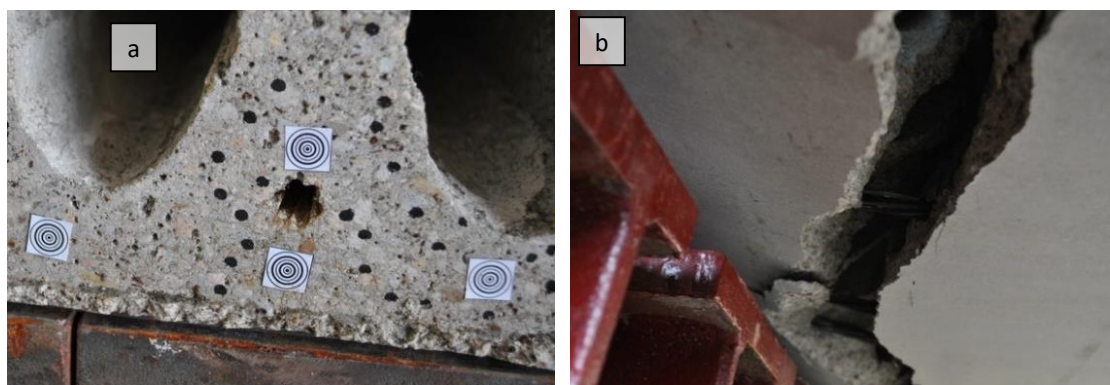
Zniszczenie elementu nastąpiło w chwili osiągnięcia maksymalnej siły pionowej $P_{V.test.max}=190,5$ kN, której odpowiadała wartość obciążenia poziomego $P_{H.test.max}=72,9$ kN ($P_{H.test.max}/P_{V.test.max}=37$ %).

Z chwilą pęknięcia żeberek w linii obciążenia nastąpiło wyczerpanie nośności płyty. Rozwój zarysowania spodniej powierzchni płyty, o przebiegu równoległym do linii obciążenia, świadczy o równomiernym przekazaniu pionowej siły na podporę. Pierwsza rysa pionowa w żeberku skrajnym nr 12 (patrz fot. 30b) postępowała od siły pionowej o wartości $P_{V, test} = 122 \text{ kN}$ (64 % $P_{V, test, max}$), co potwierdza zapis odkształceń żeberek (patrz ryc. 43a).



Fot. 30.

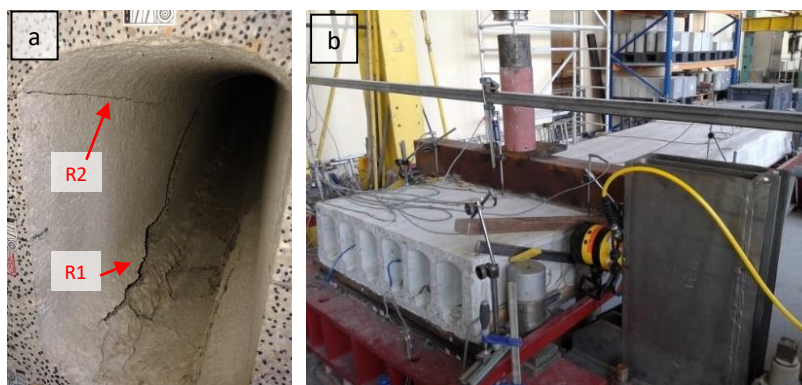
- a) Rysa pionowa w żeberku nr 1 w chwili zniszczenia.
- b) Rysa pionowa w żeberku nr 12 w początkowej fazie rozwoju.
- c) Rysa pionowa w żeberku nr 12 w chwili zniszczenia.



Fot. 31. Wślizg splotów w czole elementu (a). Pęknięcie powierzchni spodniej i odsłonięte sploty (b).

▪ HC320e

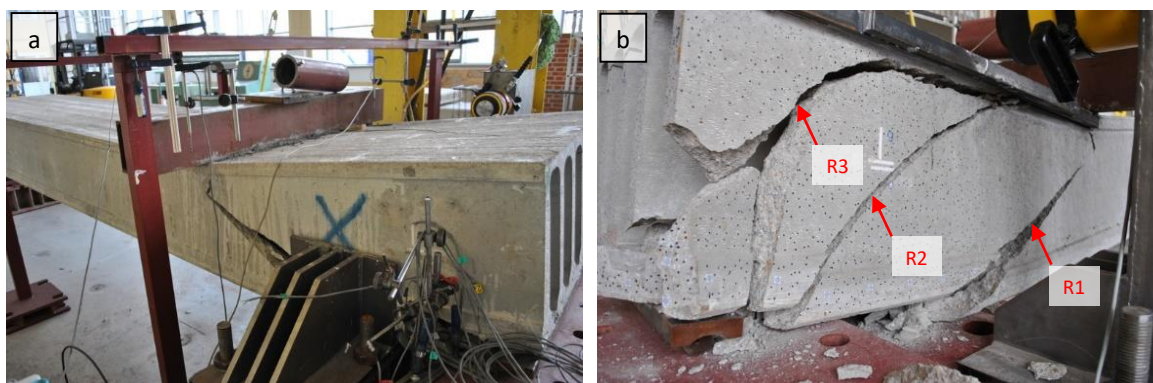
Badanie elementu HC320e należy uznać za niemięropodajne, gdyż element uległ zniszczeniu przedwcześnie. Powodem było niezachowanie jednoczesności odciażenia elementu – siła pozioma została zwolniona zbyt szybko, co doprowadziło do nagłej zmiany schematu statycznego i gwałtownego zniszczenia przy sile pionowej o wartości $P_{V, test} = 198,4 \text{ kN}$. Z chwilą wyczerpania nośności nastąpiło ukośne pęknięcie wszystkich żeberek od osi podparcia do linii obciążenia pod kątem 22° (patrz rysa 1 na fot. 32a). Zaobserwowano także podłużne zarysowanie w styku żeberka nr 6 z półką górną (patrz rysa 2 na fot. 32a).



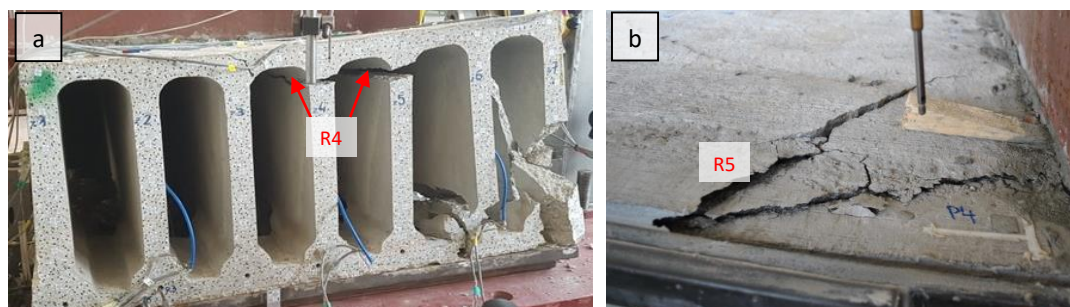
Fot. 32. Zarysowanie ukośne żeberek (a) oraz zniszczenie elementu HC320e.

▪ HC500e

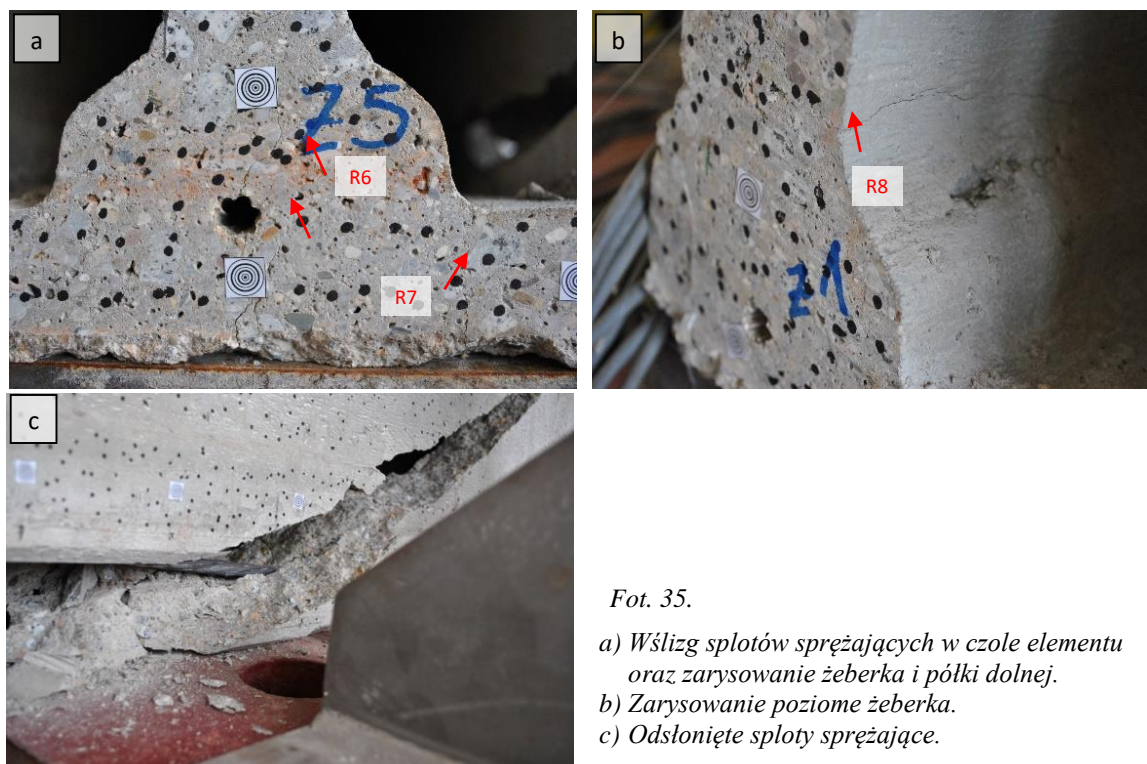
Zniszczenie elementu nastąpiło w chwili osiągnięcia siły pionowej $P_{V.test.max}=374$ kN, której odpowiadała wartość obciążenia poziomego $P_{H.test.max}=127$ kN ($P_{H.test.max}/P_{V.test.max}=34\%$). Pierwsza rysa ukośna w żeberku skrajnym nr 7 rozwinęła się po przekroczeniu siły pionowej o wartości $P_{V.test}=225$ kN (60 % $P_{V.test.max}$), o czym świadczy skokowy wzrost poślizgu splotu sprężającego (patrz ryc. 43b). Z chwilą wyczerpania nośności płyty wystąpiły rysy ukośne pod kątem 45° (R1). Zarysowanie to we wszystkich żeberkach po osiągnięciu dolnych krawędzi płyty tworzyło zarysowanie powierzchni spodniej o przebiegu równoległym do osi podparcia. W żeberku skrajnym nr 7 wystąpiły ponadto dwa kolejne pęknięcia R2 i R3 rozwijające się pod kątem 45° , co doprowadziło do całkowitego zniszczenia tego żeberka. W czole elementu zaobserwowano podłużne zarysowanie poziome w styku żeberek nr 4 i 5 z półką górną (patrz R4 na fot. 34a) oraz ukośne pęknięcie powierzchni górnej (patrz R5 na fot. 34b), propagujące się od środkowych żeberek do krawędzi żeberka nr 7. W chwili zniszczenia nie doszło do zerwania cięgien sprężających, lecz do wysunięcia splotów z betonu strefie podparcia (patrz fot. 35a), czemu towarzyszyło wystąpienie podłużnych rys wzdłuż splotów (patrz R6 na fot. 35a). Wystąpiły także drobne rysy pionowe R7 i poziome R8, o charakterze podłużnym, w styku żeberek z półką dolną.



Fot. 33. Zarysowanie ukośne żeberek skrajnych nr 1 (a) oraz nr 7 (b).



Fot. 34. Zarysowanie podłużne w styku żeberek i półki górnej (a) oraz zarysowanie powierzchni górnej elementu HC500e (b).

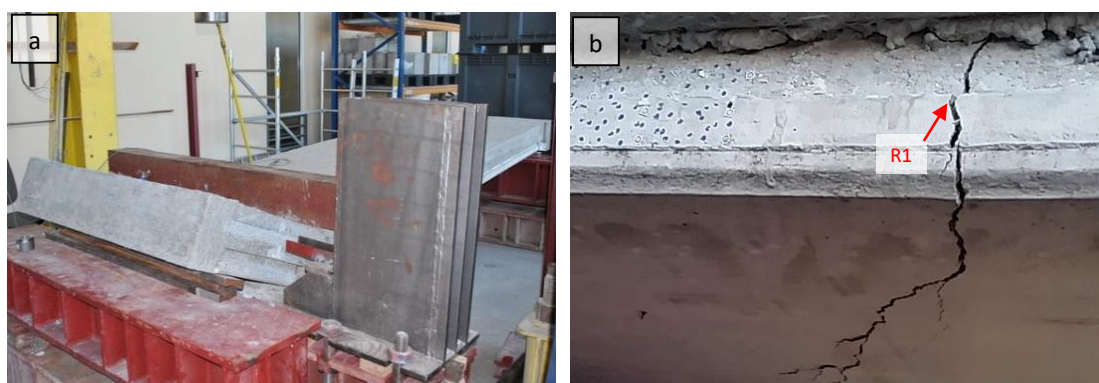


Fot. 35.

- a) Wzłizg splotów sprężających w czole elementu oraz zarysowanie żeberka i półki dolnej.
 b) Zarysowanie poziome żeberka.
 c) Odsłonięte sploty sprężające.

▪ HC200e/T

Zniszczenie elementu nastąpiło w chwili osiągnięcia maksymalnej siły pionowej $P_{V.test,max}=355,8$ kN, której odpowiadała wartość obciążenia poziomego $P_{H.test,max}=113$ kN ($P_{H.test,max}/P_{V.test,max}=32\%$). Z chwilą wyczerpania nośności płyty nastąpiło pęknięcie żeberek w linii obciążenia (patrz R1 na fot. 36b). Rozwój zarysowania spodniej powierzchni, o przebiegu równoległym do osi obciążenia, świadczy o równomiernym przekazaniu pionowej siły na podporę. Jedynie w obszarze żeberka nr 12 zaobserwowano dodatkowe pęknięcie ukośne pod kątem 64° (patrz R2 na fot. 36c) w chwili zniszczenia. Pierwsza rysa pionowa w żeberku skrajnym nr 12 wystąpiła przy sile pionowej o wartości $P_{V.test}=158$ kN ($44\% P_{V.test,max}$). Z chwilą uzyskania obciążenia na poziomie $P_{V.test}=178$ kN ($50\% P_{V.test,max}$) rysa propagowała się z żeberka na powierzchnię spodnią, natomiast przy obciążeniu $P_{V.test}=215$ kN ($63\% P_{V.test,max}$) rozwinęła się w kierunku wieńca podłużnego w linii obciążenia. W chwili zniszczenia nie doszło do zerwania cięgien sprężających (patrz fot. 36c). Zerwaniu natomiast uległy pręty zbrojeniowe wieńca podłużnego w linii obciążenia. Nie zaobserwowano rozwarstwienia w poziomym styku płyty z nadbetonem.



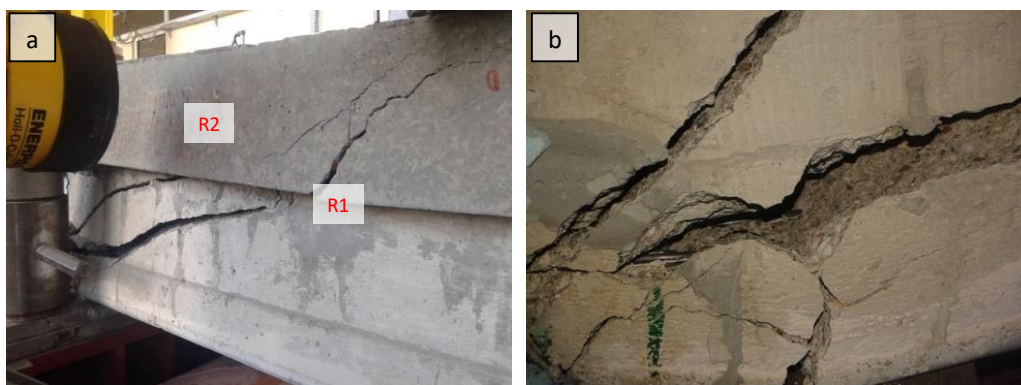


Fot. 36.

- a) Zniszczenie elementu HC200e/T.
- b) Pęknięcie żeberka nr 12 i spodniej powierzchni płyty.
- c) Dodatkowa rysa ukośna w żeberku nr 12, odsłonięte sploty sprężające.

▪ HC320e/T

Zniszczenie elementu nastąpiło w chwili osiągnięcia maksymalnej siły pionowej $P_{V.test.max}=419,6$ kN, której odpowiadała wartość obciążenia poziomego $P_{H.test.max}=147,2$ kN ($P_{H.test.max}/P_{V.test.max}=35\%$). Pierwsza rysa ukośna w żeberku skrajnym nr 7 rozwinęła się po przekroczeniu siły pionowej o wartości $P_{V.test}=150$ kN (36 % $P_{V.test.max}$), o czym świadczy pomiar odkształceń betonu (patrz ryc. 44b). Rozwój wyraźnego zarysowania ukośnego w żeberkach nastąpił po osiągnięciu siły $P_{V.test}=215$ kN (52 % $P_{V.test.max}$). Z chwilą wyczerpania nośności nastąpiło pęknięcie ukośne żeberka (patrz R1 na fot. 33a) pod kątem 20° . Rysy typu R1 we wszystkich żeberkach po osiągnięciu dolnych krawędzi płyty połączyły się w zarysowanie powierzchni spodniej. W żeberku nr 7 pojawiło się dodatkowe pęknięcie R2 o przebiegu ukośnym odchylonym od rysy R1 o ok. 8° (patrz R2 na fot. 37a). W chwili zniszczenia nie doszło do zerwania ciągów sprężających, w miejscach pęknięć spodniej powierzchni płyty sploty zostały odsłonięte (patrz fot. 37b). Nie zaobserwowano także rozwarstwienia w poziomym styku płyty z nadbetonem.

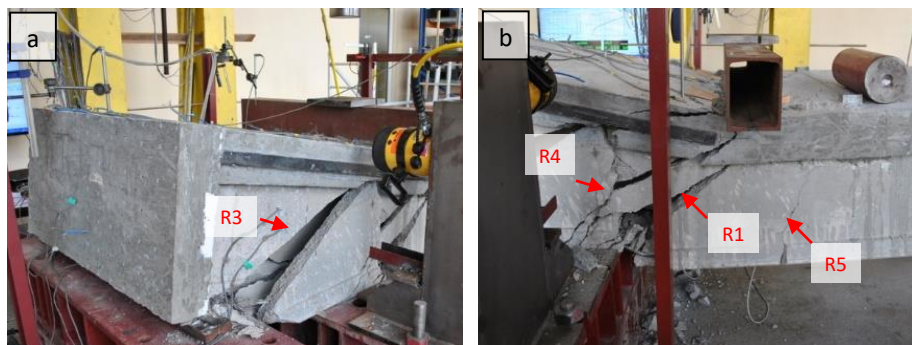


Fot. 37. Zarysowanie ukośne żeberka i nadbetonu (a) i odsłonięte sploty sprężające (b).

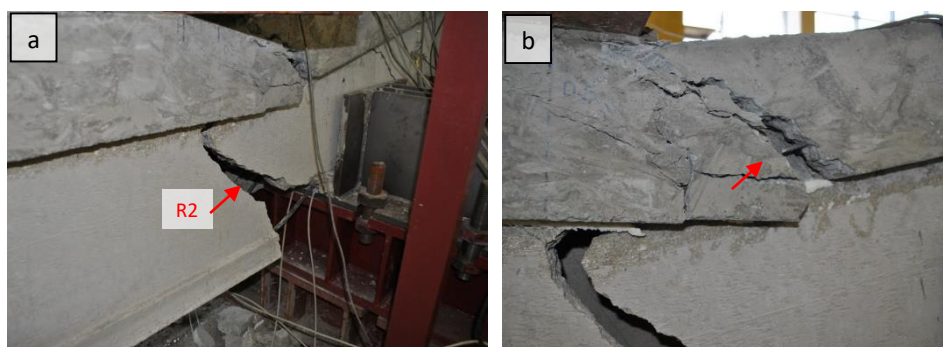
▪ HC500e/T

Zniszczenie elementu nastąpiło w chwili osiągnięcia maksymalnej siły pionowej $P_{V.test.max}=524,2$ kN, której odpowiadała wartość obciążenia poziomego $P_{H.test.max}=175,9$ kN ($P_{H.test.max}/P_{V.test.max}=34\%$). Pierwsza rysa ukośna w żeberku skrajnym nr 7 propagowała się po przekroczeniu siły pionowej o wartości $P_{V.test}=150$ kN (30 % $P_{V.test.max}$), o czym świadczy zapis odkształceń betonu (patrz ryc. 44c). Wyraźny rozwój zarysowania ukośnego w żeberkach nastąpił po osiągnięciu siły $P_{V.test}=225$ kN (43 % $P_{V.test.max}$). Z chwilą wyczerpania nośności płyty nastąpiło pęknięcie ukośne (patrz R1 na fot. 37a) pod kątem 45° . Rysy typu R1 we wszystkich żeberkach po osiągnięciu dolnych krawędzi płyty połączyły się w zarysowanie powierzchni spodniej. W żeberku nr 1 pojawiło się dodatkowe pęknięcie R2 o przebiegu ukośnym pod kątem 45° (patrz R2 na fot. 39). W chwili zniszczenia w żeberku skrajnym nr 7 rozwinęły się dwa dodatkowe pęknięcia ukośne - R3 pod kątem 40° i R4 pod kątem 45° , a także rysa pionowa R5 (patrz fot. 38). Zarysowaniu uległa także górna powierzchnia płyty wzdłuż linii obciążenia pionowego (patrz R6 na fot. 40b).

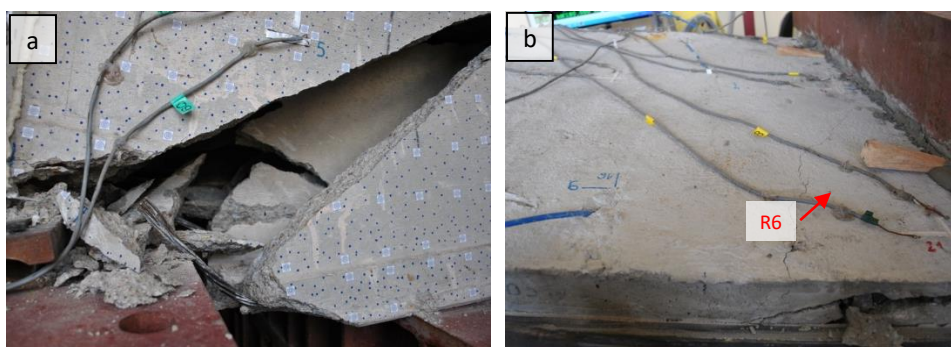
Nie doszło do zerwania cięgien sprężających, w miejscach pęknięć spodniej powierzchni płyty sploty zostały odsłonięte (patrz fot. 40a). Nie zaobserwowano rozwarstwienia w poziomym styku płyty z nadbetonem, zerwane zostały natomiast pręty zbrojeniowe wieńca podłużnego (patrz fot. 39b).



Fot. 38. Zarysowanie ukośne żeberka nr 7 i zniszczenie elementu HC500e/T.



Fot. 39. Zarysowanie ukośne żeberka nr 1 (a) i zniszczenie wieńca podłużnego (b).



Fot. 40. Odsłonięte sploty sprężające zniszczonych żeberek (a) oraz zarysowanie powierzchni górnej elementu H500e/T (b).

6.2.7. Analiza porównawcza wybranych parametrów badań

Wyniki badań zasadniczych zostały przedstawione w tablicy 23, gdzie scharakteryzowano następujące zarejestrowane wartości:

$P_{V.test.max}$ – maksymalna wartość siły pionowej pomierzonej w chwili osiągnięcia zniszczenia elementu,

$P_{H.test.max}$ – maksymalna wartość siły poziomej (w badaniach etapu 3) pomierzonej w chwili osiągnięcia zniszczenia elementu badawczego,

$P_{V.test.cr}$ – wartość siły pionowej, przy której zarejestrowano pierwsze zarysowanie betonu. Wartość niemierzona w badaniach, określona na podstawie analizy pomiaru odkształceń betonu metodą tensometryczną i wizyjną.

$u_{m.test}$ – średnia wartość ugięcia elementu w linii obciążenia w chwili poprzedzającej zniszczenie,

α_{crack} – kąt nachylenia rysy w żeberku (rysa pionowa – $\alpha_{crack}=90^\circ$).

Na podstawie wielkości obciążenia tj.: ciężaru własnego płyty kanałowej, obciążenia realizowanego przez siłownik pionowy, ciężaru stalowych trawersów i aparatury pomiarowej oraz betonu

uzupełniającego w nadbetonowanych płytach, wyznaczono maksymalną wartość reakcji na podporze bliższej osi obciążenia $V_{Rd.test}$, określanej dalej jako nośność płyty kanałowej.

Tablica 23 jest zbiorem danych 12 z 15 przebadanych elementów. Z analizy wykluczono bowiem wyniki elementów HC200r, HC200m oraz HC200m/T z uwagi na ich wady technologiczne – znaczące odchyłki geometryczne, mające wpływ na pracę płyt pod obciążeniem. W tablicy 24 przedstawiono relację $V_{Rd.test,i}/V_{Rd.test.ref}$, która wyraża stosunek nośności ścinania elementów zbadanych w etapie 2 i 3 do elementu referencyjnego z etapu 1, o tej samej wysokości przekroju. Przedstawiono także zależność $V_{Rd.test,i}/V_{Rd.test,i}$, która wyraża stosunek nośności ścinania elementów zbadanych w etapie 2 i 3 z nadbetonem do tych bez nadbetonu w tym samym etapie.

Tablica 23. Wyniki parametrów mierzonych w badaniach zasadniczych.

Lp.	Element	Etap badania	Data badania	$P_{V.test.max}$ [kN]	$P_{V.test.cr}$ [kN]	$P_{H.test.max}$ [kN]	$u_{m.test}$ [mm]	α_{crack} [°]	$V_{Rd.test}$ [kN]
1	HC320r	etap 1	31.01.2014	341,0±1,71	180,0±0,90	-	2,1	26-45	279,3
2	HC500r		05.02.2014	450,0±2,25	270,0±1,35		11	22÷41	356,3
3	HC320m	etap 2	11.02.2014	330,0±1,65	150,0±0,75		6,9	24-36	270,5
4	HC500m		27.02.2014	457,0±2,29	210,0±1,05		42,9	24-35	361,6
5	HC320m/T		24.02.2015	373,0±1,87	164,0±0,82		5,5	24-45	307,5
6	HC500m/T		30.05.2014	620,0±3,10	400,0±2,00		10,9	26-90	490,1
7	HC200e	etap 3	28.06.2016	190,5±0,95	122,0±0,61	73,0±1,10	41	65-90	167,9
8	HC320e		08.09.2015	198,4±0,99	95,0±0,48	69,4±1,04	2,4	22	165,2
9	HC500e		23.06.2016	374,6±1,87	225,0±1,13	127,0±1,91	2,9	45	298,3
10	HC200e/T		25.08.2016	355,8±1,78	158,0±0,79	113,0±1,70	10	64-90	308,4
11	HC320e/T		28.09.2015	419,6±2,10	147,2±0,74	160,0±2,40	2,5	20-28	344,8
12	HC500e/T		04.08.2016	524,2±2,62	150,0±0,75	175,9±2,64	6,1	40-90	413,3

Tablica 24. Poziom wykorzystania nośności ścinania płyt z uwagi na zmianę schematu statycznego oraz wpływ nadbetonu.

	Etap badania	$\frac{V_{Rd.test,i}}{V_{Rd.test.ref}} [-]$		$\frac{V_{Rd.test,i}}{V_{Rd.test,i}} [-]$
1	etap 2	$\frac{V_{Rd.test.HC320m}}{V_{Rd.test.HC320r}} = 0,96$	9	$\frac{V_{Rd.test.HC320m/T}}{V_{Rd.test.HC320m}} = 1,13$
2		$\frac{V_{Rd.test.HC500m}}{V_{Rd.test.HC500r}} = 1,01$		
3		$\frac{V_{Rd.test.HC320m/T}}{V_{Rd.test.HC320r}} = 1,09$	10	$\frac{V_{Rd.test.HC500m/T}}{V_{Rd.test.HC500m}} = 1,35$
4		$\frac{V_{Rd.test.HC500m/T}}{V_{Rd.test.HC500r}} = 1,36$		
5	etap 3	$\frac{V_{Rd.test.HC320e}}{V_{Rd.test.HC320r}} = 0,58$	11	$\frac{V_{Rd.test.HC200e/T}}{V_{Rd.test.HC200e}} = 1,83$
6		$\frac{V_{Rd.test.HC500e}}{V_{Rd.test.HC500r}} = 0,83$		
7		$\frac{V_{Rd.test.HC320e/T}}{V_{Rd.test.HC320r}} = 1,23$	12	$\frac{V_{Rd.test.HC500e/T}}{V_{Rd.test.HC500e}} = 1,39$
8		$\frac{V_{Rd.test.HC500e/T}}{V_{Rd.test.HC500r}} = 1,16$		

Na rycinach 40-53 zaprezentowano wyniki rejestrowanych odkształceń i przemieszczeń betonu w wybranych punktach pomiarowych badanych elementów. Pełny zapis odkształceń i przemieszczeń w punktach pomiarowych został przedstawiony w załączniku B, natomiast w niniejszej części pracy zaprezentowano tylko wyniki najważniejsze do analizy porównawczej.

Pomiar tensometryczny odkształceń na kierunku pionowym ε_y (na wysokości płyty) oraz poziomym ε_x (wzdłuż osi podłużnej płyty) w wybranych żeberkach płyt kanałowych pozwolił określić wartość głównego odkształcenia w danym punkcie. Odkształcenie styczne ε_{xy} , na kierunku w którym nie prowadzono pomiaru, wyznaczono z twierdzenia Pitagorasa jak dla trójkąta prostokątnego o przyprostokątnych ε_x i ε_y . Wartość odkształcenia głównego wyznaczono z zależności geometrycznej, jak dla rozety prostokątnej:

wz.72

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_{xy})^2 + (\varepsilon_{xy} - \varepsilon_y)^2}$$

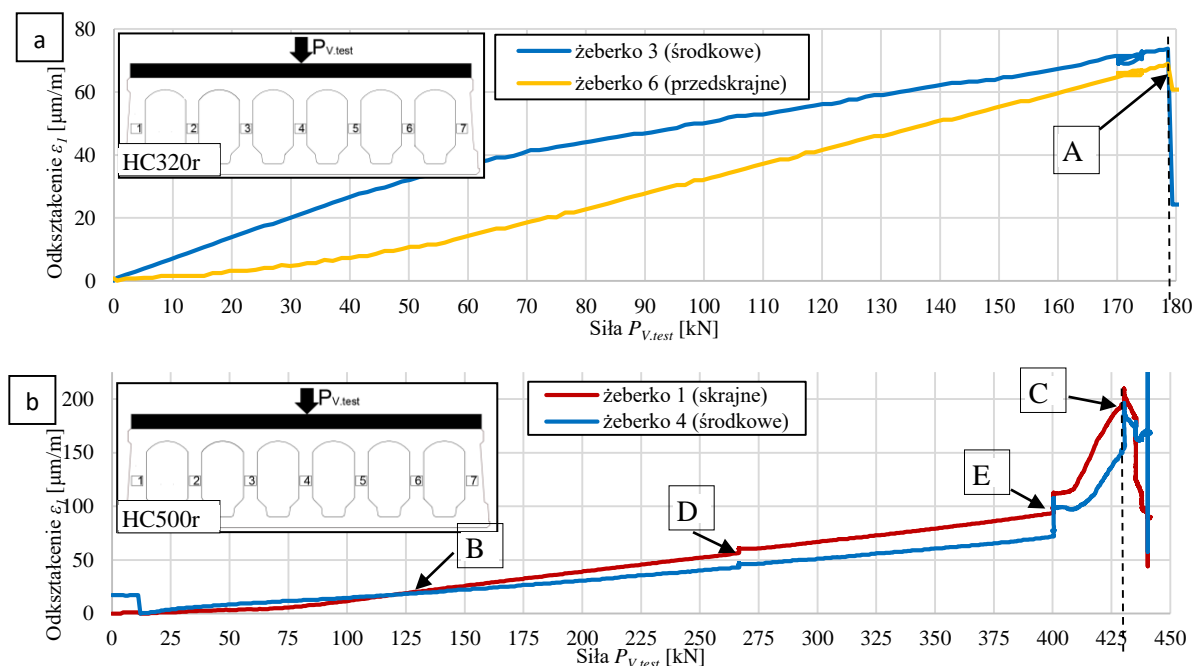
Rozwój odkształceń w funkcji siły pionowej $P_{V.test}$ w wybranych żeberkach elementów HC320 i HC500 z etapu 1 i 2 przedstawiono odpowiednio na rycinach 40-42. Natomiast rozwój odkształceń w żeberkach elementów HC200, HC320 i HC500 etapu 3 przedstawiono na rycinach 43-44.

▪ HC320r

W elemencie HC320r największe odkształcenie główne tuż przed zarysowaniem, w wyniku którego zniszczone zostały tensometry (punkt A na ryc. 40a), notowano w środkowym żeberku nr 4 ($\varepsilon_{1,4}=73 \mu\text{m/m}$), a jego wartość była o 10 % większa niż w żeberku przedskrajnym nr 6 ($\varepsilon_{1,6}=66 \mu\text{m/m}$). Różnica odkształceń żeberk malała w miarę zbliżania się do chwili zarysowania.

▪ HC500r

W elemencie HC500r rozwój odkształceń w żeberkach nr 1 i 4 był niemal równy do siły pionowej $P_{V.test}=125 \text{ kN}$ (punkt B), po przekroczeniu której silniej obciążone było żeberko skrajne. Pomiar tensometryczny wskazuje na największe odkształcenie tuż przed zniszczeniem (punkt C na ryc. 40b) w skrajnym żeberku nr 1 ($\varepsilon_{1,1}=175 \mu\text{m/m}$), którego wartość była ok. 15 % większa niż w żeberku środkowym nr 4 ($\varepsilon_{1,4}=150 \mu\text{m/m}$). Punktami D i E oznaczono skokowy wzrost odkształceń w chwili pierwszego oraz zasadniczego zarysowania żeberk płyty. Pomiar odkształceń podłużnych górnej powierzchni płyty wskazuje równomierny rozwój na szerokości płyty (patrz ryc. B-6).



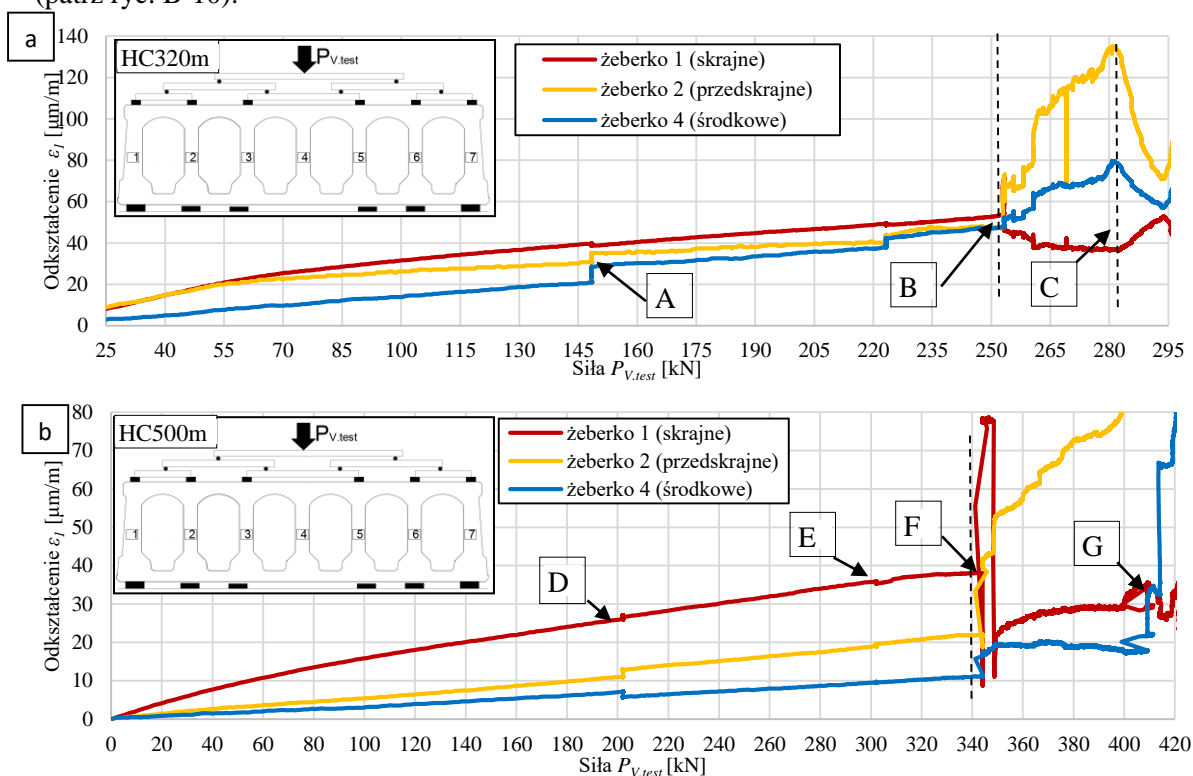
Ryc. 40. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC320r (a) i HC500r (b) w etapie 1.

▪ HC320m

Skokowy wzrost odkształceń elementu HC320m świadczy o pierwszym zarysowaniu żeberek, które oznaczono punktem A na ryc. 41a. Pomiar tensometryczny wskazuje na nieznacznie większe wartości odkształceń w skrajnym żeberku nr 1 do chwili jego pęknięcia (punkt B na ryc. 41a) w porównaniu do pozostałych żeberek płyty. W wyniku redystrybucji obciążeń odkształcenie tego żeberka ($\varepsilon_{1,1}=38 \mu\text{m/m}$) tuż przed zniszczeniem tensometrów (punkt C na ryc. 41a) było mniejsze o ok. 50 % niż w żeberku nr 4 i ok. 70 % niż w żeberku przedskrajnym nr 2.

▪ HC500m

Nagła zmiana wartości odkształceń elementu HC500m świadczy o dwuetapowym zarysowaniu żeberek, które oznaczono punktami D i E na ryc. 41b. Do chwili zniszczenia żeberka skrajnego nr 1 (punkt F) było ono najsilniej wytężone, a wartość odkształcenia była odpowiednio 2- i 4-krotnie większa niż żeberka nr 2 i 4. Po redystrybucji obciążeń do chwili zniszczenia elementu (punkt G) najsilniej obciążone pozostawało żeberko nr 2. Pomiar odkształceń podłużnych górnej powierzchni płyty wskazuje, iż odkształca się ona najsilniej w osi skrajnego żeberka nr 1 przy linii obciążenia, (patrz ryc. B-9). Analiza odkształceń poprzecznych górnej powierzchni płyty wskazuje, że największe odkształcenia miały miejsce w osi głównej płyty w miejscu przecięcia z linią obciążenia (patrz ryc. B-10).



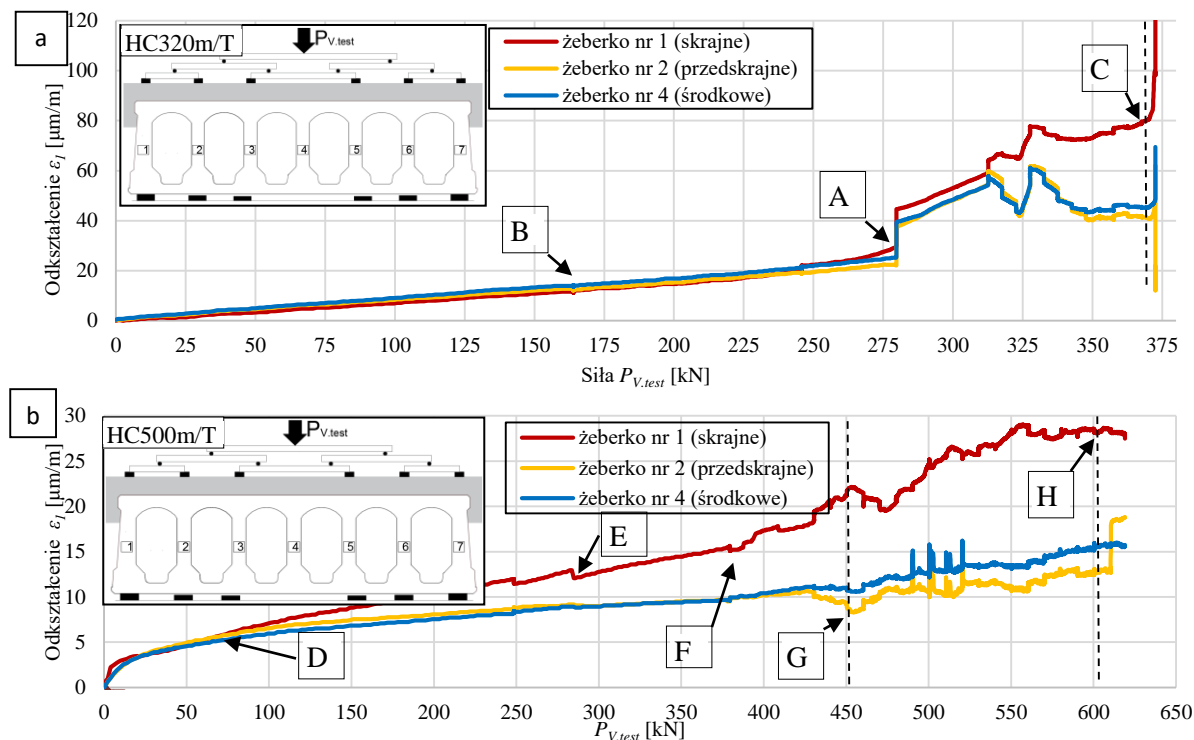
Ryc. 41. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC320m (a) i HC500m (b) w etapie 2.

▪ HC320m/T

Pomiar tensometryczny wskazuje, iż w elemencie HC320m/T do chwili zarysowania (punkt A na ryc. 42a) rozwój odkształceń postępował współliniowo, nawet przy nieznacznym skokowym wzroście w wyniku zarysowania (punkt B). Tuż przed zniszczeniem elementu (punkt C) największe odkształcenie notowano w skrajnym żeberku nr 1 ($\varepsilon_{1,1}=80 \mu\text{m/m}$), którego wartość była 2-krotnie większa niż w żeberkach przedskrajnym nr 2 i środkowym nr 4 ($\varepsilon_{1,4}=42 \mu\text{m/m}$). Pomiar odkształceń podłużnych górnej powierzchni nadbetonu wskazuje, iż odkształca się ona równomiernie w linii obciążenia (patrz ryc. B-21).

▪ HC500m/T

W elemencie HC500m/T odkształcenia betonu żeberek rozwijały się równomiernie do punktu D, następnie następował wyraźny przyrost odkształceń w żeberku nr 1. Punktami E i F na ryc. 42b zaznaczono dwie skokowe zmiany odkształceń elementu świadczące o zarysowaniu. Skok odkształceń (punkt G) wskazuje zarysowanie żeberek nr 2 i 4. Największe odkształcenie przed zniszczeniem elementu (punkt H) notowano w skrajnym żeberku nr 1 ($\varepsilon_{1,1}=29 \mu\text{m/m}$), którego wartość była ok. 2-krotnie większa niż w żeberkach przedskrajnym nr 2 i środkowym nr 4.



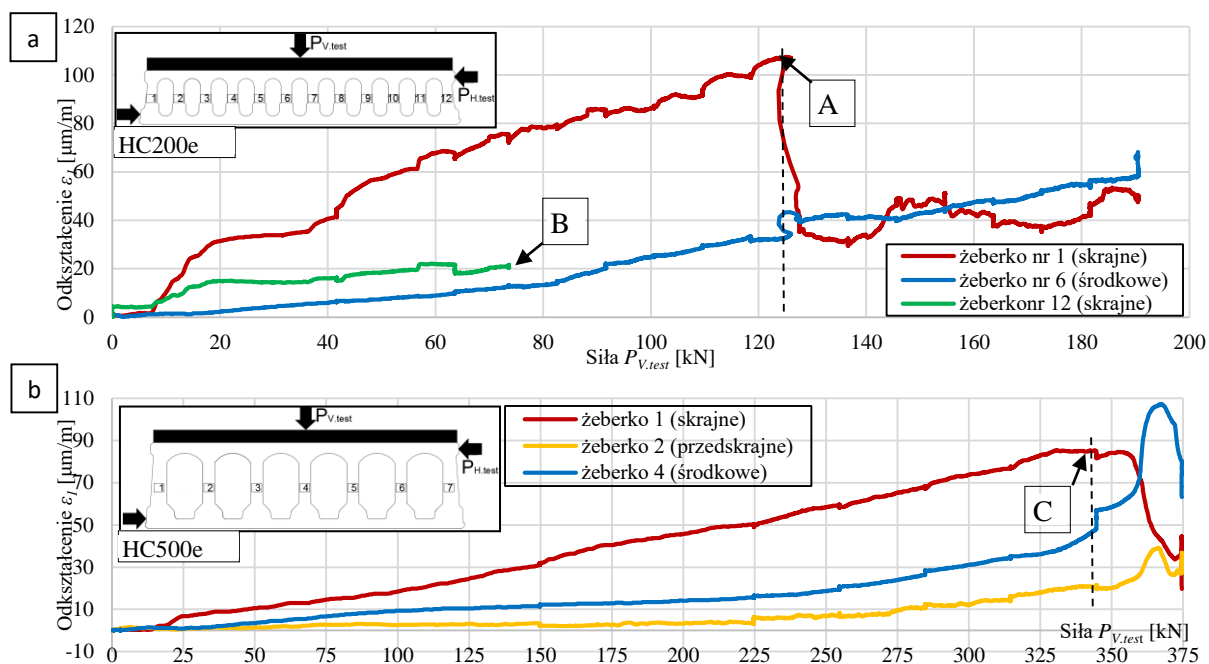
Ryc. 42. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC320m/T (a) i HC500m/T (b) w etapie 2.

▪ HC200e

W elemencie HC200e pomiar tensometryczny wskazuje na największe odkształcenie przed zarysowaniem płyty (punkt A na ryc. 43c) w skrajnym żeberku nr 1 ($\varepsilon_{1,1}=108 \mu\text{m/m}$), którego wartość była ok. 2,5-krotnie większa niż w żeberku środkowym nr 6 ($\varepsilon_{1,6}=42 \mu\text{m/m}$). Po zarysowania płyty w osi obciążenia rozwój odkształceń w żeberkach nr 1 i 6 był zbliżony, co do przebiegu i wartości. Tensometry na skrajnym żeberku nr 12 zostały uszkodzone już przy sile $P_{V, test}=73 \text{ kN}$. Pomiar odkształceń podłużnych górnej powierzchni płyty wskazuje, iż odkształca się ona równomiernie na długości linii obciążenia. Analiza odkształceń poprzecznych górnej powierzchni wskazuje, że największe odkształcenia miały miejsce w obszarze osi żeberka skrajnego nr 12 (patrz ryc. B-34).

▪ HC500e

W elemencie HC 500e pomiar odkształceń (punkt C na ryc. 43b) wskazuje na największą wartość w skrajnym żeberku nr 1 ($\varepsilon_{1,1}=85 \mu\text{m/m}$), która była o 60 % większa niż w żeberku środkowym nr 7 i 4-krotnie większa niż w żeberku przedskrajnym nr 4. Po zarysowaniu nastąpił gwałtowny spadek odkształceń żeberka skrajnego i znaczny wzrost żeberka środkowego. Pomiar odkształceń podłużnych górnej powierzchni płyty i nadbetonu wskazuje, iż odkształca się ona równomiernie na długości linii obciążenia. Analiza odkształceń poprzecznych górnej powierzchni płyty i nadbetonu wskazuje, że największe odkształcenia miały miejsce w obszarze żeberka skrajnego nr 7 i w linii obciążenia siłą poziomą i zmniejszały się wraz ze zbliżaniem się ku żeberku nr 1.



Ryc. 43. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC200e (a), i HC500e (b) w etapie 3.

▪ HC200e/T

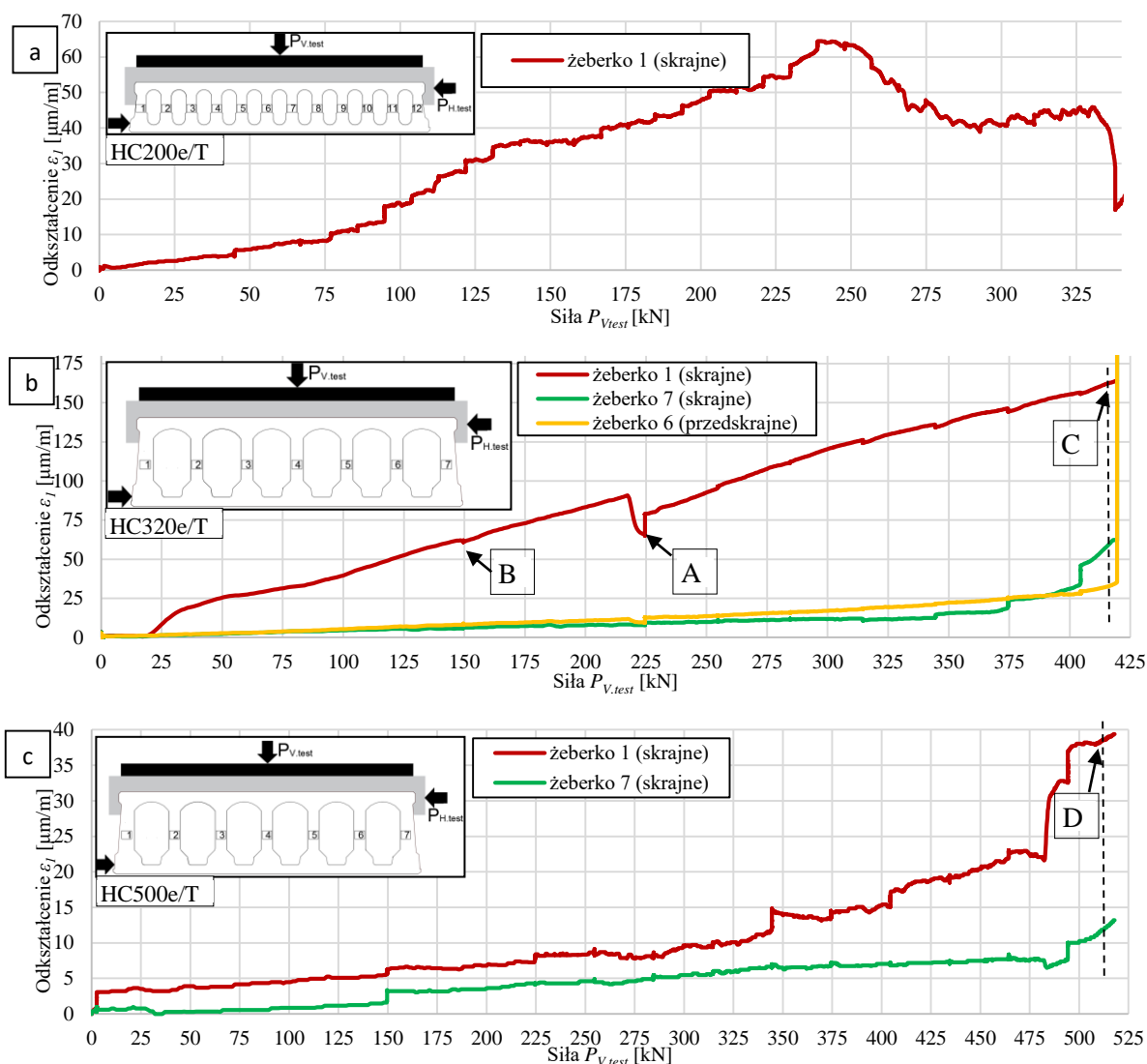
W elemencie HC200e/T jedynie tensometry żeberka skrajnego zachowały sprawność przez cały czas pomiaru, wskazując maksymalną wartość $\varepsilon_{L,1}=65 \mu\text{m/m}$. Pomiar odkształceń podłużnych górnej powierzchni płyty wskazuje, iż odkształca się ona równomiernie na długości linii obciążenia. Analiza odkształceń poprzecznych górnej i dolnej powierzchni płyty wskazuje, że największe odkształcenia miały miejsce w obszarze osi żeberka skrajnego nr 1 (patrz ryc. B-46).

▪ HC320e/T

W elemencie HC320e/T punkt A na ryc. 44b obrazuje dużą skokową zmianę odkształceń, szczególnie wyraźną w żeberku nr 1, której wystąpienie świadczy o zarysowaniu żeberek płyty. O wcześniejszym zarysowaniu może świadczyć także nieznaczna zmiana odkształceń w punkcie B. Przez cały cykl obciążenia wyraźnie najsilniej obciążone pozostawało skrajne żeberko nr 1, w którym odkształcenie tuż przed zniszczeniem (punkt C) ($\varepsilon_{L,1}=164 \mu\text{m/m}$), było ok. 3-krotnie większe niż w żeberku skrajnym nr 7 i ok. 5-krotnie niż w żeberku przedskrajnym nr 2.

▪ HC500e/T

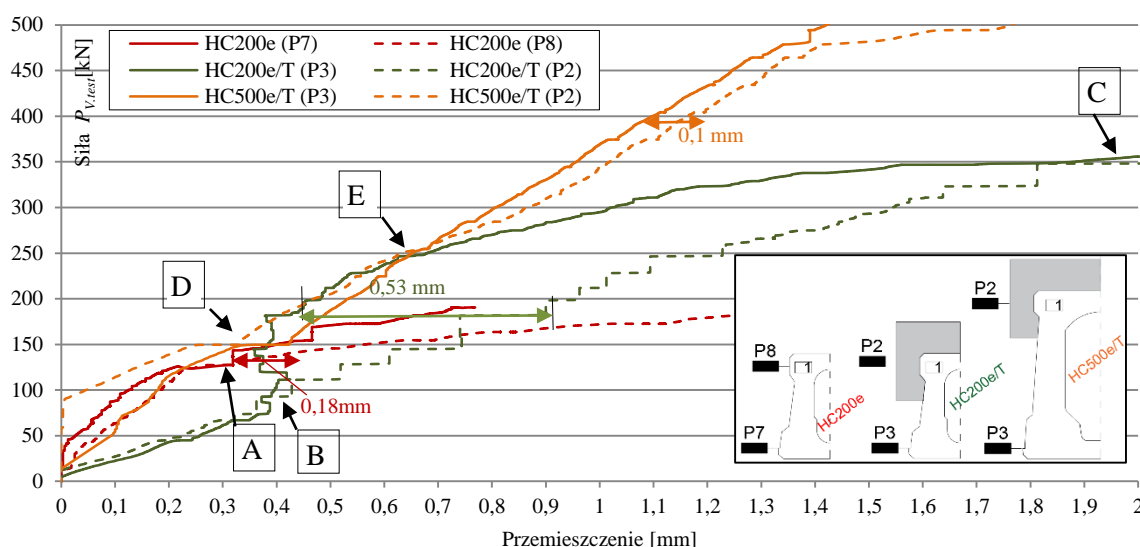
W elemencie HC500e/T pomiar tensometryczny wskazuje na największe odkształcenie tuż przed zniszczeniem (punkt D) w skrajnym żeberku nr 1 ($\varepsilon_{L,1}=39 \mu\text{m/m}$), którego wartość była 3-krotnie większa niż w drugim żeberku skrajnym nr 7 ($\varepsilon_{L,7}=13 \mu\text{m/m}$). Pomiar odkształceń podłużnych górnej powierzchni płyty i nadbetonu wskazuje, iż odkształca się ona równomiernie na długości linii obciążenia. Analiza odkształceń poprzecznych górnej powierzchni płyty i nadbetonu wskazuje, że największe odkształcenia miały miejsce w obszarze osi żeberka skrajnego nr 7 i w linii obciążenia siłą poziomą i zmniejszały się wraz ze zbliżaniem się ku żeberku nr 1 (patrz ryc. B-54).



Ryc. 44. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC200e/T (a), HC320e/T (b) i HC500e/T (c) w etapie 3.

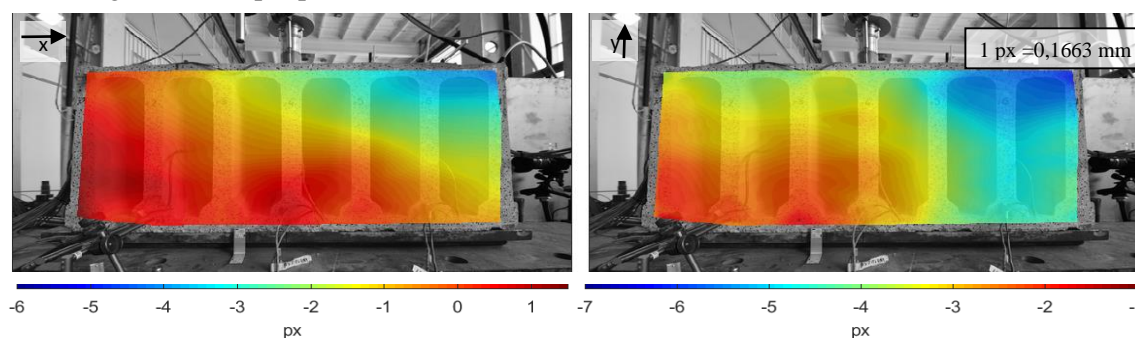
Poprzeczne deformacje przekrojów poprzecznych płyt HC200 i HC500 z etapu 3, zaistniałe w skutek interakcji sił poziomej $P_{H, test}$ i pionowej $P_{V, test}$, przedstawiono na ryc. 45. Miarą deformacji poprzecznych jest różnica przemieszczeń poziomych półki górnej (linie przerywane) i dolnej (linie ciągłe) płyty kanałowej, zarejestrowane w obszarze żeberka skrajnego nr 1, w odległości 200 mm od osi przyłożenia siły poziomej w kierunku podpory elementu.

W elemencie HC200e różnica przemieszczeń półki dolnej i górnej była niemal równa do chwili wystąpienia pierwszego zarysowania żeberek (punkt A), które poprzez redukcję sztywności przekroju, spowodowało systematyczny wzrost deformacji poprzecznej do wartości maksymalnej 0,18 mm przy 80 % siły $P_{V, test, max}$. Analogiczną zależność przyrostu deformacji od chwili zarysowania (punkt B) obserwowano w elemencie HC200e/T. Jednak z uwagi na znaczący udział warstwy betonu uzupełniającego w sztywności całego elementu badawczego w miarę zbliżania się do obciążenia niszczącego (punkt C) następowało wyrównanie przemieszczeń obu półek płyty. Przy 80 % siły $P_{V, test, max}$ różnica przemieszczeń wyniosła 0,53 mm. W nadbetonowanym elemencie HC500e/T do chwili wystąpienia zarysowania (punkt D) oraz jego znacznego rozwoju (punkt E) większą wartość przemieszczeń wykazywał obszar półki dolnej płyty, co świadczy o poziomym przemieszczaniu się całego elementu. W miarę zbliżania się do wartości siły niszczącej nie notowano znaczących różnic przemieszczeń obu półek płyty (wartość przy 80 % siły $P_{V, test, max}$ to 0,1 mm).

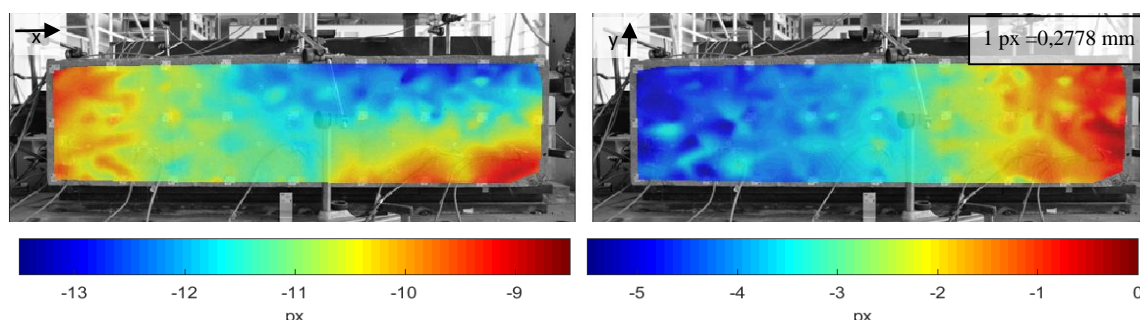


Ryc. 45. Rozwój przemieszczeń poziomych pólki górnej i dolnej w wybranych elementach etapu 3.

Na rycinach 46 i 47 zaprezentowano mapy deformacji żeberek w czole elementów badawczych bez nadbetonu oraz deformacji powierzchni pionowej wieńców poprzecznych elementów nadbetonowanych, wykonane wizyjną metodą pomiaru dla wybranych płyt etapu 3. Celem pomiaru była jakościowa analiza obrazu deformacji powierzchni czoła elementu pod wpływem interakcji sił ścinających. Ryc. 46 oraz ryc. B-55a w załączniku B pokazują, że w elemencie HC500e tuż przed zniszczeniem (po zarysowaniu żeberka nr 1, co pokazano na ryc. 43b) największemu przemieszczeniu poziomemu uległo żeberko skrajne nr 7, znajdujące się w bezpośredni sąsiedztwie miejsca przyłożenia siły poziomej. W elemencie HC320e/T obserwuje się zachowanie współliniowości charakterystycznych punktów pomiarowych zlokalizowanych wzdłuż krawędzi górnej i dolnej wieńca poprzecznego (patrz ryc. 47 i ryc. B-56a). Taki obraz deformacji analizowanej powierzchni betonu związany jest z wpływem wieńca poprzecznego na dosztywnienie elementu badawczego w strefie podparcia.

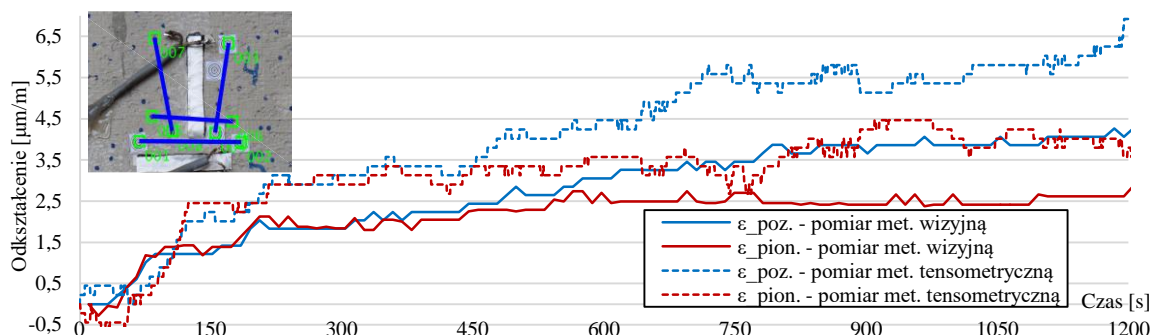


Ryc. 46. Mapy deformacji żeberek w czole elementu badawczego HC500e wykonana przy pomocy wizyjnej metody pomiaru odkształceń.



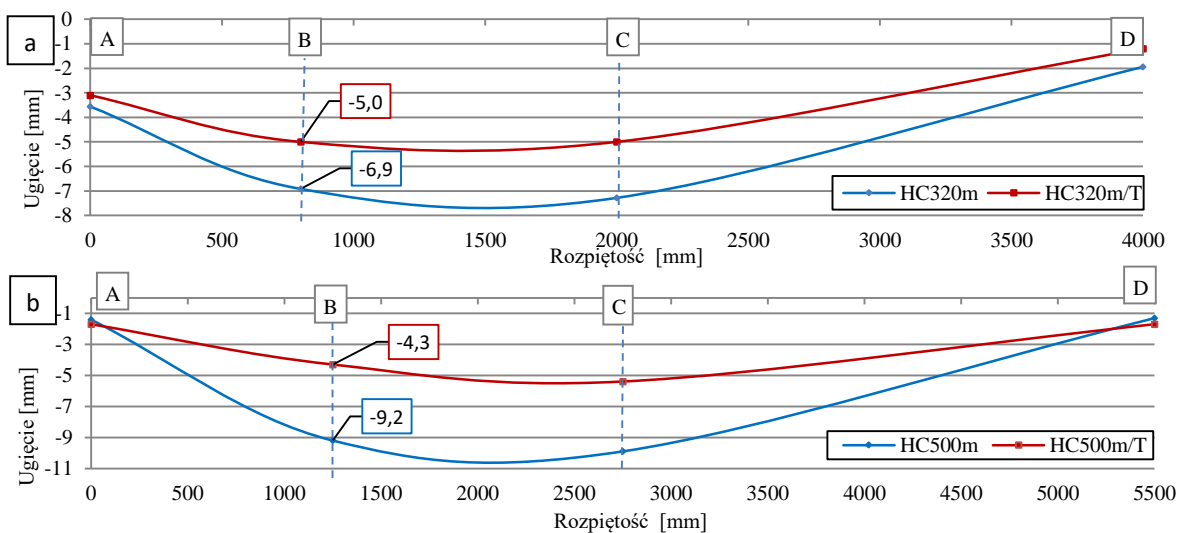
Ryc. 47. Mapy deformacji powierzchni wieńca poprzecznego elementu HC320e/T wykonana przy pomocy wizyjnej metody pomiaru odkształceń.

W celu porównania wyników pomiaru odkształceń betonu za pomocą tensometrii elektrooporowej oraz metody wizyjnej przeprowadzono analizę porównawczą obu metod. W tym celu na zewnętrznej stronie żeberka skrajnego nr 7 elementu HC500e/T przyklejono dwa prostopadłe tensometry, rejestrujące poziome i pionowe odkształcenie powierzchni. W bezpośrednim sąsiedztwie końców tensometrów przymocowano papierowe repery powierzchniowe, stanowiące bazę dla metody pomiaru wizyjnego. Wyniki analizy porównawczej przedstawiono na ryc. 48.

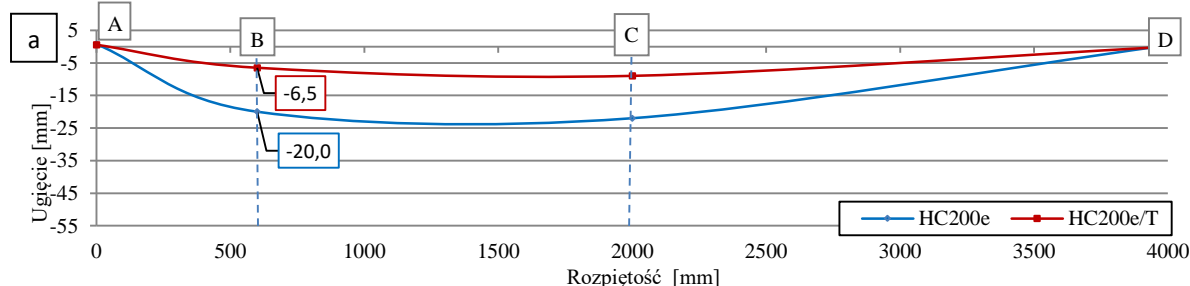


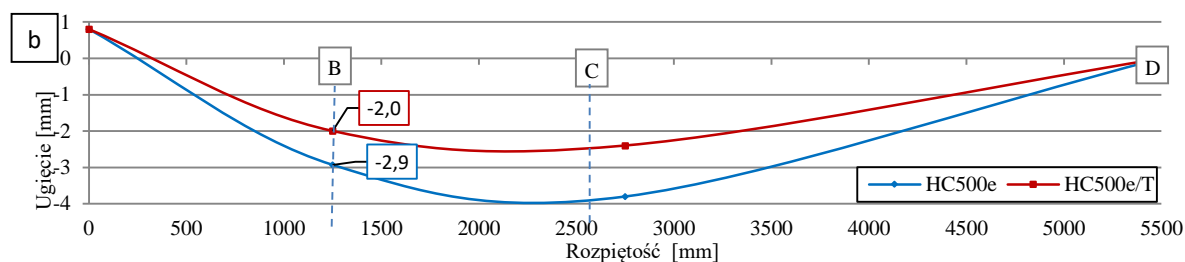
Ryc. 48. Rozwój odkształceń skrajnego żeberka elementu HC500e/T pomierzony metodą tensometriioporowej oraz wizyjnej metody pomiaru.

Porównano także różnice ugięć z uwagi na obecność warstwy nadbetonu w elementach badawczych. Na rycinach 49 i 50 przedstawiono linię ugięć na podstawie pomiaru w czterech liniach pomiarowych na długości płyty (osie A-B-C-D). Dla płyt kanałowych bez nadbetonu wartości w linii B (linia obciążenia) stanowią miarę ugięcia przy sile pionowej $P_{V, test}$ tuż przed zniszczeniem, natomiast dla elementów nadbetonowanych wartość ugięć przyjęto dla tej samej siły pionowej jak dla elementów bez nadbetonu. Każda przedstawiona na wykresie wartość stanowi średnie ugięcie z dwóch lub trzech czujników z każdej linii pomiarowej. Ugięcia w osiach podparcia A i D dla elementów z etapu 2 wskazują wartości ujemne z uwagi na podatność podkładek z tworzywa sztucznego, na których oparto płyty kanałowe. Linia ciągła łącząca wartości punktów pomiarowych stanowi przybliżoną linię ugięć powstałą na drodze aproksymacji wielomianem trzeciego stopnia.



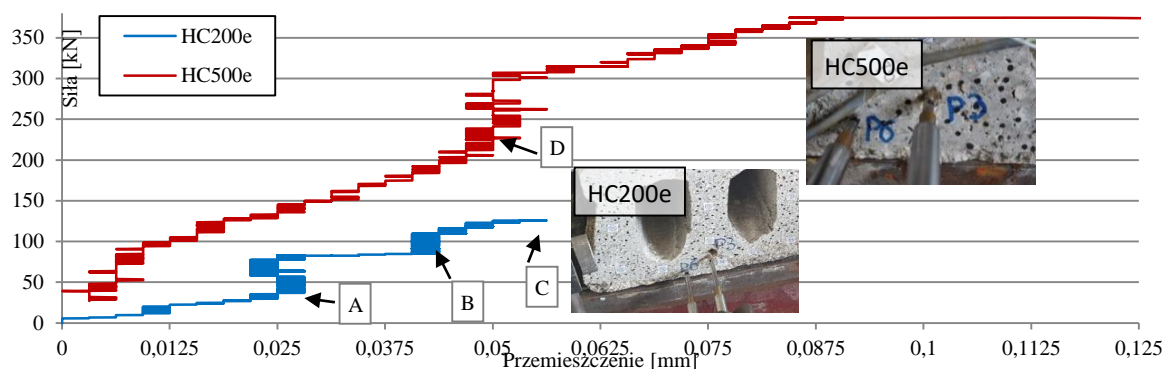
Ryc. 49. Linia ugięcia na długości płyt o wysokości 320 mm (a) i 500 mm (b) badanych w etapie 2.





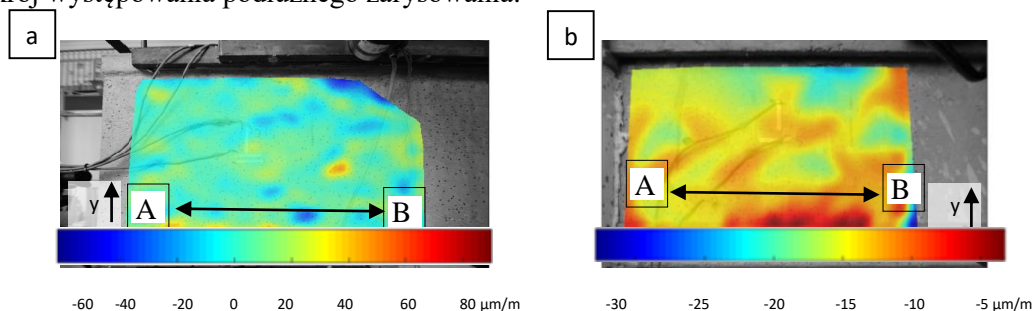
Ryc. 50. Linia ugięcia na długości płyt o wysokości 200 mm (a) i 500 mm (b) badanych w etapie 3.

Na ryc. 51 przedstawiono rozwój wślizgu spłotów sprężających w funkcji czasu dla elementów HC200e i HC500e. Wartość wślizgu określono jako różnicę osiowego przemieszczenia wybranego spłotu w czole elementu i przemieszczenia betonu w sąsiedztwie spłotu. W badaniu oś pomiaru czujników indukcyjnych była stała przez cały czas trwania badania. W elemencie HC200e poślizg spłotu postępował liniowo do wartości siły $P_{V.test}=50$ kN (punkt A), osiągając wartość ok. 0,025 mm. Skok różnicy przemieszczeń ciętna i otaczającego betonu (punkt B), do wartości ok. 0,048 mm, świadczy o znacznym osłabieniu warunków zespolenia beton-stal. Pojawienie się pierwszego zarysowania żeberka płyty przy sile $P_{V.test}=122$ kN (punkt C) spowodowało przyrost ugięcia elementu, czego skutkiem było zsuniecie się czujnika z powierzchni betonu i koniec pomiaru. W elemencie HC500e różnica przemieszczeń spłotu i betonu postępowała jednostajnie, osiągając wartość ok. 0,05 mm w chwili pierwszego zarysowania elementu przy sile pionowej $P_{V.test}=250$ kN (punkt D). W chwili zniszczenia elementu wartość poślizgu wyniosła ok. 0,09 mm.



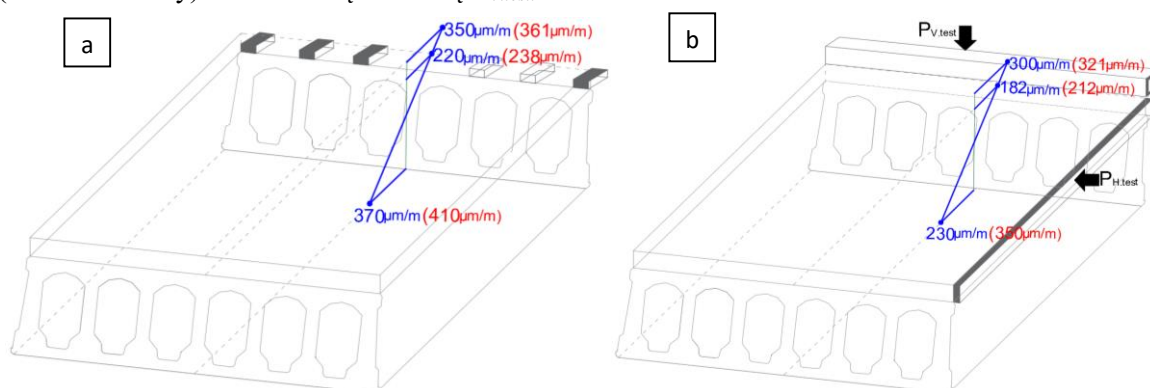
Ryc. 51. Rozwój wślizgu spłotów sprężających w czasie w elementach HC200e i HC500e.

Ryc. 52 przedstawia mapy odkształceń zewnętrznej powierzchni żeberka skrajnego nr 7 w elementach HC500e i HC500e/T. W obu przypadkach, na odcinku oznaczonym AB, widoczny jest liniowo rozłożony zbiór punktów, w których pionowe odkształcenia betonu wyraźnie różnią się od deformacji przyległej powierzchni elementu. W elemencie HC 500e obserwuje się lokalne wydłużenie materiału o ok. 50 $\mu\text{m}/\text{m}$ większe niż na pozostałej powierzchni, natomiast w elemencie nadbetonowanym HC500e/T w punktach tych lokalne skrócenie materiału jest ok. 10 $\mu\text{m}/\text{m}$ mniejsze niż ich otoczenie. W obu przypadkach miejsce występowania liniowych zaburzeń deformacji powierzchni zlokalizowane jest w obszarze poszerzenia żeberka, tj. w bezpośrednim obszarze jego styku z półką dolną. Jak wspomniano w opisie zniszczenia badanych elementów, często był to przekrój występowania podłużnego zarysowania.



Ryc. 52. Mapa odkształceń pionowych powierzchni żeberka nr 7 w elementach HC500e (a) i HC500e/T (b).

Na ryc. 53 przedstawiono rozkład odkształceń na wysokości płyt HC320m/T oraz HC32e/T z nadbetonem, uzyskany w badaniach doświadczalnych (kolor niebieski) oraz analizie teoretycznej (kolor czerwony) w linii obciążenia siłą $P_{V.test}$.



Ryc. 53. Rozkład odkształceń na wysokości płyt HC320m/T (a) oraz HC32e/T (b) z nadbetonem, uzyskany w badaniach doświadczalnych (kolor niebieski) oraz analizie teoretycznej (kolor czerwony) w linii obciążenia siłą $P_{V.test}$.

6.2.8. Wnioski z analizy badań

Analiza badań doświadczalnych stanowi podstawę do sformułowania końcowych wniosków, które podzielono na trzy kategorie. W pierwszej przedstawiono wnioski dotyczące wpływu schematu statycznego, odzwierciedlającego pracę płyty kanałowej w zależności od lokalizacji na stropie, na redukcję nośności ścinania płyty. Wnioski te są nawiązaniem do pierwszej tezy doktoratu. Druga kategoria wniosków dotyczy wpływu warstwy nadbetonu na zmianę nośności ścinania elementów badawczych i odnosi się do drugiej tezy doktoratu. W kategorii trzeciej zawarte zostały wnioski dodatkowe, dotyczące przede wszystkim pobocznych parametrów mierzonych oraz weryfikacji samej metodologii pomiaru.

A. Wpływ schematu statycznego na zachowanie badanych płyt kanałowych poddanych działaniu sił ścinających

- A1.** Elementy bez nadbetonu, analizowane w etapie 3, uległy zniszczeniu przy pionowej sile $P_{V.test}$ o wartości mniejszej niż elementy referencyjne o tej samej wysokości przekroju poprzecznego. Redukcja nośności dla płyt HC320 i HC500 wyniosła odpowiednio 42 % i 17 % (patrz pozycje 5 i 6 w tablicy 24). Powodem szybszego wyczerpania nośności elementów w etapie 3 było działanie dodatkowej, poziomej siły ścinającej $P_{H.test}$, wywołującej poprzeczną deformację przekroju poprzecznego płyty, co przedstawiono na rycinach 43-44 dla elementów o wysokości 200 mm i 500 mm.
- A2.** Wartości odkształceń głównych betonu żeberek w płytach etapu 3 tuż przed zniszczeniem nie były równe, co świadczy o różnym poziomie ich obciążenia. Potwierdził to pomiar odkształceń zarówno w czole elementu, jak i w przekroju poprzecznym pomiędzy osią podparcia i linią obciążenia płyty. Widoczne jest to np. na mapach deformacji żeberek w czole elementu HC500e, wykonanych za pomocą wizyjnej metody pomiaru (patrz ryc. 44). Pomiar tensometryczny odkształceń betonu żeberek we wszystkich elementach etapu 3 (także nadbetonowanych) przed jego zniszczeniem wskazuje na największe obciążenie żeberka skrajnego nr 1, w obszarze którego uniemożliwiono przemieszczenie płyty w płaszczyźnie półki dolnej. Odkształcenia betonu żeberka przedskrajnego nr 2 stanowiło odpowiednio 25 % (w elemencie HC500e – patrz ryc. 43) i 20 % (w elemencie HC320e/T – patrz ryc. 44) odkształceń żeberka nr 1. Odkształcenia betonu żeberka środkowego stanowiło odpowiednio 38 % (w elemencie HC200e – patrz ryc. 43) i 63 % (w elemencie HC500e – patrz ryc. 43) odkształceń żeberka nr 1. W elementach nadbetonowanych odkształcenie żeberka nr 1 było

większe ok. 3 – krotnie dla elementu HC320e/T (patrz ryc. 44b) i HC500e/T (patrz ryc. 44c) niż drugie żeberko skrajne nr 7, które to bezpośrednio obciążano siłą poziomą. W badaniach referencyjnych różnice odkształceń betonu żeberek w tym samym przekroju na szerokości płyty były niewielkie i wahały się pomiędzy 10÷15 % (patrz ryc. 40).

- A3.** Zmiana schematu statycznego z podparcia liniowego na punktowe oraz obciążenie płyty jedynie w obszarze wybranych żeberek w elementach badawczych bez nadbetonu etapu 2 nie spowodowała znacznej redukcji nośności na ścinanie. Nośność elementów HC320m oraz HC500m została wyczerpana przy siłach niszczących $P_{V.test}$ o wartościach niemal równych jak w badaniach referencyjnych (patrz pozycje 1 i 2 w tablicy 24). Poprzeczne zginanie płyty kanałowej jest powiązane z momentem bezwładności jej przekroju poprzecznego, wpływającym na sztywność giętną przekroju – im większy moment bezwładności tym mniejszy stopień redukcji nośności na ścinanie (obliczeniowy moment bezwładności płyty HC320 stanowi 70 % momentu płyty HC500).
- A4.** Odkształcenia betonu żeberek w płytach bez nadbetonu etapu 2 w chwili poprzedzającej zniszczenie elementu lub znaczące zarysowanie żeberka wskazują na maksymalne obciążenie żeberek skrajnych, w obszarze których element opierał się na początku badania. W elemencie HC500m odkształcenia betonu żeberka przedskrajnego nr 2 i środkowego nr 4 stanowiły odpowiednio ok. 50 % i 25 % odkształceń żeberka nr 1 (patrz ryc. 41b). W elemencie HC320m odkształcenia wszystkich żeberek do chwili zniszczenia żeberka nr 1 rozwijały się jednorodnie a różnica między nimi wynosiła ok. 10 % (patrz ryc. 41a). W obu elementach, po zniszczeniu żeberka skrajnego nr 1, do chwili wyczerpania nośności płyty najsilniej obciążone pozostawało żeberko przedskrajne nr 2. Podobna tendencja wystąpiła w płytach nadbetonowanych HC320m/T i HC500m/T, gdzie odkształcenia betonu żeberka skrajnego było ok. 2-krotnie większe niż żeberka przedskrajnego i środkowego (patrz ryc. 42). W owych elementach w odróżnieniu od tych bez nadbetonu zniszczenie wszystkich żeberek następowało w tym samym momencie.
- A5.** Typ zarysowania, poprzedzający moment wyczerpania nośności elementów badawczych, wskazuje silną zależność pomiędzy mechanizmem zniszczenia a geometrią przekroju poprzecznego płyty kanałowej. W najniższych płytach HC200 (siła pionowa przyłożona w 1/7 rozpiętości) pionowe zarysowanie żeberek propagujące się w linii obciążenia wskazuje, że to moment zginający był dominującym obciążeniem, prowadzącym do zniszczenia. W elementach najwyższych HC500 (siła pionowa przyłożona w 1/4 rozpiętości) obserwowano wyraźne efekty interakcji ścinania ze zginaniem z dominującym wpływem ścinania. Rysa pionowa w linii obciążenia rozwijała się w sposób systematyczny, a w końcowej fazie następowały gwałtowne pęknięcia ukośne żeberek w strefie przypodporowej. W badaniach etapu 2 zaobserwowano wpływ warstwy nadbetonu na zmianę modelu zniszczenia płyty o wysokości 500 mm, tzn. wzrost sztywności nadbetonowanego elementu spowodował zmniejszenie udziału zginania, co uwidoczniło się w postaci silniejszego zarysowania ukośnego i mniejszych rys pionowych. Klasyczny obraz zarysowania w wyniku ścinania wystąpił w płytach HC320 (siła poprzeczna przyłożona w 1/5 rozpiętości), które niszczyły się w sposób nagły przez pęknięcia ukośne betonu żeberek bez oznak zarysowania pionowego.

B. Wpływ warstwy nadbetonu na zmianę nośności ścinania badanych płyt kanałowych

- B1.** Dodatkowa warstwa nadbetonu pozytywnie wpłynęła na wzrost nośności wszystkich nadbetonowanych płyt kanałowych. W elementach badawczych rejestrowano wyczerpanie nośności płyt z nadbetonem przy sile większej odpowiednio o 13 % dla płyt HC320m/T (patrz pozycja 19 w tablicy 24) i 35 % dla płyt HC500m/T (patrz pozycja 10 w tablicy 24) oraz 83 % dla płyt HC200e/T (patrz pozycja 11 w tablicy 24) i 39 % dla płyt HC500e/T (patrz pozycja 12 w tablicy 24) względem elementów o tej samej wysokości przekroju bez nadbetonu w danym

etapie badań. Nadbetonowane płyty kanałowe wykazały nośność większą odpowiednio o 9 % dla płyt HC320m/T (patrz pozycja 7 w tablicy 24) i 36 % HC500m/T (patrz pozycja 4 w tablicy 26) oraz o 23 % dla płyt HC320e/T (patrz pozycja 8 w tablicy 24) i 16 % dla płyt HC500e/T (patrz pozycja 8 w tablicy 24) względem elementów referencyjnych.

- B2.** Poziom wzrost nośności ścinania elementu badawczego z uwagi na obecność nadbetonu zależy od nominalnej wysokości płyty kanałowej. Dla płyty niskiej HC200, gdzie nadbeton stanowi 30 % wysokość prefabrykatu, wzrost nośności w etapie 3 wyniósł aż 83 % (patrz pozycja 11 w tablicy 24). Dla płyty wysokiej, gdzie nadbeton stanowi 12 % wysokości elementu, wzrost nośności w etapie 3 wyniósł odpowiednio 39 % (patrz pozycja 12 w tablicy 24).
- B3.** Wzrost sztywności nadbetonowanych elementów spowodował redukcję odkształceń w żeberkach płyt kanałowych w etapach 2 i 3, co potwierdzają wartości odkształceń w najbardziej wyężonym żeberku skrajnym elementów bez nadbetonu zarejestrowane tuż przed zniszczeniem tego żeberka przy określonej sile $P_{V, test}$ w porównaniu do wartości odkształcenia tego żeberka w elementach nadbetonowanych przy tej samej sile pionowej. W badaniach etapu 2 odkształcenie żeberka skrajnego elementów HC320m/T i HC500m/T było mniejsze o ok. 60 % (patrz ryciny 43-44) względem płyt bez nadbetonu o tej samej wysokości przekroju. W etapie 3 odkształcenie żeberka skrajnego elementów HC200e/T i HC500e/T było mniejsze odpowiednio 3 – i 6 – krotnie (patrz ryciny 45-46) względem tożsamyh płyt bez nadbetonu.
- B4.** Zwiększona sztywność elementów spowodowana obecnością nadbetonu znajduje także odzwierciedlenie w redukcji przemieszczeń pionowych (ugięć). W badaniach etapu 2 ugięcie w linii obciążenia elementów HC320m/T i HC500m/T było mniejsze odpowiednio o 28 % i 53 % (patrz ryc. 49) względem płyt bez nadbetonu o tej samej wysokości przekroju. W etapie 3 ugięcie w osi B elementów HC200e/T i HC500e/T było mniejsze odpowiednio o 68 % i 32 % (patrz ryc. 50) względem tożsamyh płyt bez nadbetonu.
- B5.** Obserwacja oraz analiza odkształceń na wysokości płyt (patrz ryc. 55) wskazują, iż w żadnych z nadbetonowanych elementów badawczyh nie nastąpiło rozwarstwienie w poziomym styku płyta-nadbeton, co świadczy o odpowiednich warunkach zespolenia obu materiałów zarówno dla górnej powierzchni płyty wykonanej jako uszorstkowiona (HC320 i HC500), jak również zatartej na gładko (HC200).

C. Wnioski dodatkowe

- C1.** Pomiar wślizgu splotów sprężających w elementach HC200e i HC500e (patrz ryc. 51) wskazuje na zależność pomiędzy redukcją przyczepności betonu do stali a rozwojem zarysowania płyty kanałowej. Pojawieniu się rys w betonowych żeberkach towarzyszy skokowy wzrost wartości poślizgu splotów, co z kolei przyspiesza wyczerpanie nośności elementu z uwagi na coraz mniejszy wpływ efektu sprężenia. W chwili zniszczenia elementów następuje całkowite wysunięcie splotów z betonu strefy przypodporowej.
- C2.** Na mapach odkształceń skrajnego żeberka w elementach HC200e i HC500e/T (ryc. 52) odcinkiem A-B zaznaczono miejsca występowania większych odkształceń pionowych w podłużnym styku pomiędzy żeberkiem i półką dolną. W miejscu tym obserwowano wystąpienie i rozwój podłużnego zarysowania żeberka, które było widoczne także w elementach HC320m i HC500m (patrz np. fot. 35b). Ten typ zarysowania może być związany ze specyfiką technologii prefabrykacji metodą ślizgową, w której półka dolna i żeberka realizowane są w dwóch, następujących krótko po sobie krokach. Istnieje prawdopodobieństwo, iż nawet ta krótka przerwa pomiędzy układaniem i zagęszczeniem kolejnych warstw betonu powoduje pogorszenie właściwości zespolenia. W konsekwencji mogłoby to prowadzić do osłabienia styku, czyniąc go bardziej podatnym na oddziaływania ścinania podłużnego. Jednak

stwierdzenie o takim pochodzeniu zarysowania podłużnego styku żeberek z półką dolną wymagałoby weryfikacji na drodze dalszych badań doświadczalnych i analiz.

- C3.** Wykorzystana w badaniach etapu 3 metoda wizyjnego pomiaru odkształceń umożliwiła przedstawienie obrazu deformacji żeberek w czole płyt kanałowych oraz na pionowej powierzchni wieńca poprzecznego elementów nadbetonowanych. Analiza porównawcza przedmiotowej metody pomiaru z tensometrią elektrooporową przeprowadzona na fragmencie żeberka skrajnego elementu HC500e/T (patrz ryc. 48) wskazuje zbliżony kształt rozwoju odkształceń w funkcji czasu dla obu metod badawczych. Obserwuje się jednak rosnącą różnicę wyników wraz ze wzrostem obciążenia, czego powodem może być deformacja poprzeczna płyty, powodująca brak prostopadłości badanej powierzchni względem kierunku obserwacji. Nie uwzględnienie kąta obrotu w tej płaszczyźnie prowadzi do znacznego zaniżania wyników metody wizyjnej. W analizie metody wizyjnej uwzględniono tylko wpływ obrotu płyty kanałowej na podporze w wyniku przyrostu obciążenia pionowego.

6.2.9. Podsumowanie

Badania płyt kanałowych poddanych działaniu pionowej i poziomej siły ścinającej, stanowiące odzwierciedlenie warunków pracy skrajnej płyty pola stropowego, potwierdzają tezę pierwszą o niekorzystnym wpływie podatności dźwigara na przekroczenie stanu granicznego nośności ścinania. Uzyskany spadek nośności na poziomie $17\div 42\%$ należy uznać za znaczący w kontekście bezpieczeństwa konstrukcji z wykorzystaniem tego typu elementów. Zgodnie z pierwotnym założeniem najsilniej obciążonym fragmentem płyty na tym etapie badań było żeberko skrajne, w obszarze którego uniemożliwiono poziome przemieszczenie elementu. Jako pierwsze ulegało ono zarysowaniu, prowadząc do szybkiego zniszczenia elementu lub znacznej redystrybucji obciążeń na pozostałe żeberka, poprzedzającej zniszczenie.

Badania wykazały niewielki wpływ zginania (sięgający 5%) w przekroju poprzecznym płyty kanałowej na zmianę nośności ścinania w badaniach symulujących zachowania płyt w obszarze środkowym dźwigara podatnego, gdy opierają się one jedynie na swoich zewnętrznych żeberkach. Istnieje zależność pomiędzy wpływem poziomu zginania poprzecznego na redukcję nośności ścinania, a sztywnością przekroju poprzecznego płyty. Należy także zwrócić szczególną uwagę, iż również w tym schemacie statycznym najsilniej wyężone zawsze pozostawało żeberko skrajne.

Badania doświadczalne potwierdzają, iż układanie warstwy nadbetonu jest zabiegiem o znaczącym wpływie dla podniesienia nośności ścinania płyt kanałowych opartych na belkach podatnych. Zarówno dla elementów odpowiadających pracy płyt środkowych jak i skrajnych zwiększenie nośności ścinania odpowiednio o $13\div 35\%$ oraz $39\div 83\%$ należy uznać za efekt bardzo pożądany. Badania potwierdzają drugą część tej tezy, iż efektywność zastosowania nadbetonu zależy od geometrii przekroju poprzecznego płyty, a dokładnie od proporcji grubości warstwy nadbetonu do wysokości przekroju płyty.

6.3. BADANIA DODATKOWE

6.3.1. Badania właściwości mechanicznych styku podłużnego pomiędzy płyty kanałową i nadbetonem

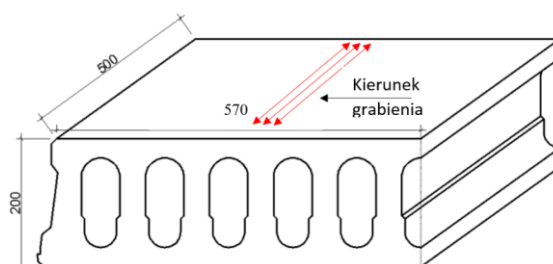
6.3.1.1. Program badań

Przedmiotem badań było 9 elementów – fragmentów prefabrykowanych płyt kanałowych, na górnej powierzchni których ułożono warstwę nadbetonu. Układ zespolony prefabrykat-nadbeton, po uzyskaniu 28-dniowej wytrzymałości betonu uzupełniającego na ściskanie, poddano próbie ścinania w styku podłużnym obu materiałów. Program badań przewidywał:

- **etap 1** – określenie miary przyczepności adhezyjnej pomiędzy prefabrykatem i nadbetonem przy braku oddziaływań prostopadłych do płaszczyzny styku (6 testów),
- **etap 2** – określenie miary przyczepności adhezyjnej w interakcji z dociskiem pomiędzy warstwami obu betonów (3 testy),
- **etap 3** – określenie miary tarcia przy docisku warstw bez przyczepności adhezyjnej (3 testy).

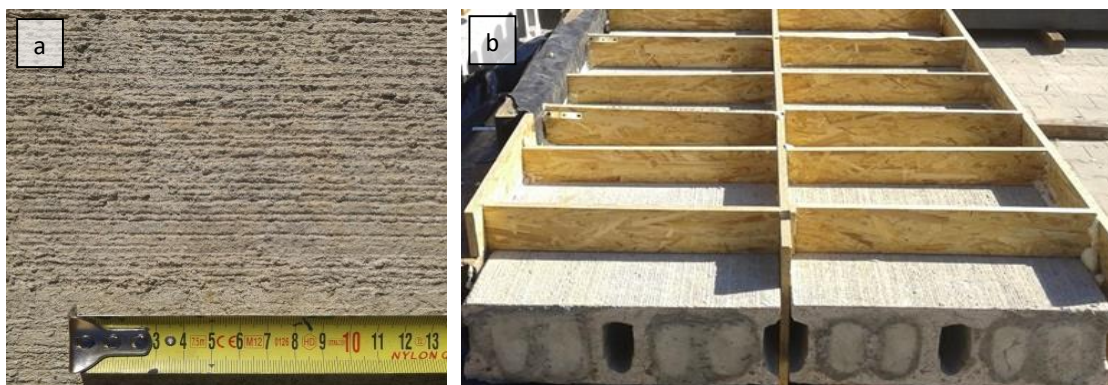
6.3.1.2. Charakterystyka elementów badawczych

Elementy prefabrykowane uzyskano z bieżącej produkcji w zakładzie produkcyjnym poprzez podłużne cięcie strunobetonowej płyty kanałowej o nominalnej wysokości 200 mm i szerokości 1200 mm wzdłuż podłużnej osi symetrii. Następnie elementy połówkowe pocięto poprzecznie na odcinki o długości 500 mm. W ten sposób powstały próbki o wymiarach 570x500x200 mm. Według dokumentacji projektowej prefabrykaty wykonano z betonu o klasie wytrzymałości C50/60 i sprężono cięgnami 7-drutowymi o średnicy 12,5 mm. Górna powierzchnia płyt została mechanicznie uszorstkowiona w procesie podłużnego grabienia świeżego betonu szczotkami o sztywnym włosiu. Geometrię elementu badawczego przedstawiono na ryc. 54.



Ryc. 54. Prefabrykowany element badawczy.

Przed ułożeniem warstwy nadbetonu określono szorstkość górnej powierzchni prefabrykatu, przyjmując za parametr tzw. szorstkość średnią R_f . Do jej wyznaczenia posłużono się, zalecaną przez (MC 2010), metodą wyrównania piaskiem drobnym, według której określona objętość drobnego piasku jest rozłożona i wyrównana na powierzchni, z wypełnieniem nierówności. Szorstkość średnia, oszacowana jako stosunek objętości piasku do wydzielonego pola powierzchni pomiarowej, wyniosła $R_f=1,3$ mm, co pozwala sklasyfikować rozważaną powierzchnię prefabrykatu między szorstką, a gładką według (MC 2010). Widok powierzchni prefabrykatu przedstawiono na fot. 41a.



Fot. 41. Uszorstkowiona górna powierzchnia płyty (a).
Elementy z zabetonowanymi kanałami przygotowane do ułożenia nadbetonu (b).

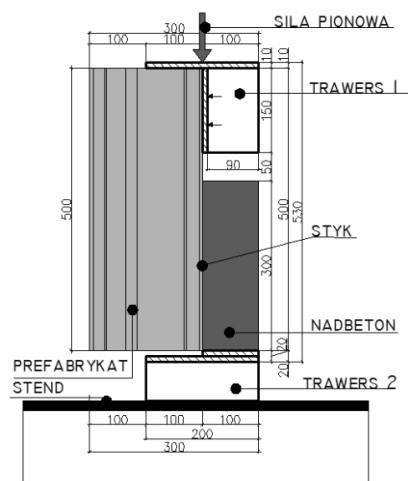
Wybrane kanały prefabrykatów wypełniono betonem w celu usztywnienia elementu oraz zakotwienia stalowych trawersów do badań ścinania. Górna powierzchnia prefabrykatu została oczyszczona na mokro metodą strumieniową w celu usunięcia pyłów oraz luźnych fragmentów betonu, a tuż przed betonowaniem odpowiednio nawilżona. Przygotowane do nadbetonowania elementy badawcze przedstawiono na fot. 41b. Na tak przygotowanej powierzchni ułożona została warstwa nadbetonu o stałej grubości 100 mm. Efektywną powierzchnię zespolenia A_{zesp} stanowiło pole o wymiarach 570 x 300 mm. Wyniki badań materiałowych nadbetonu, przeprowadzone po 28 dniach dojrzewania, przedstawiono w tablicy 25.

Tablica 25. Charakterystyka materiałowa nadbetonu.

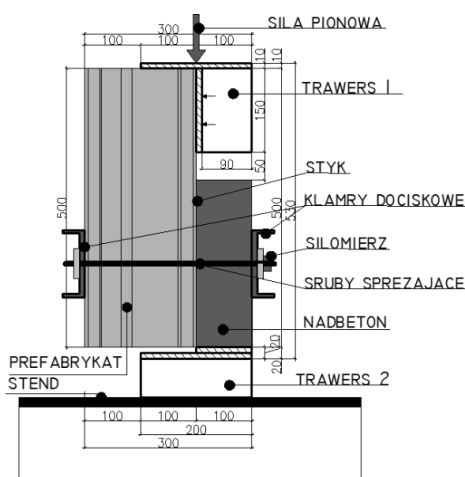
				Parametry rozkładu		
	n ₁	n ₂	n ₃	Odchyl. standard <i>s</i>	Wsp. zmiennosci <i>V</i> [-]	Wynik średni
f_{ct} [MPa]	2,6	2,9	2,8	0,12 MPa	4,5 %	$f_{ctm,n}=2,75$
f_c [MPa]	49,2	44,7	47,1	1,84 MPa	3,9 %	$f_{cm,n}=47,0$
E_c [GPa]	22,2	22,9	22,7	0,29 GPa	1,3 %	$E_{cm,n}=22,6$

6.3.1.3. Charakterystyka stanowiska badawczego oraz parametry mierzone

Stanowisko dla etapu 1 badań zrealizowano w taki sposób, aby uzyskać efekt ścinania w styku podłużnym, w wyniku działania osiowej siły, z wyeliminowaniem wpływu zginania od mimośrodru układu sił obciążenie zewnętrzne-reakcja podporowa. Element badawczy ustawiono w płaszczyźnie pionowej, opierając go na trawersie przykręconym do powierzchni bocznej nadbetonu (trawers 2 wg ryc. 55). Siłę pionową z lewara przykładano w osi zespolenia poprzez trawers stalowy przykręcony do prefabrykatu (trawers 1 wg ryc. 55). Kierunek obciążenia był zgodny z kierunkiem uszorstkowania prefabrykatów, co odpowiada warunkom pracy płyt w warunkach rzeczywistych. Dodatkowo w badaniach etapu 2 i 3 efekt równomiernego docisku nadbetonu do prefabrykatu w styku osiągnięto poprzez układ stalowych klamer (ceowniki C120) skręconych ze sobą dwoma śrubami sprężającymi. W każdą śrubę wprowadzono wstępną siłę ok. 10 kN za pomocą klucza dynamometrycznego. Stanowiska badawcze do tego etapu badań pokazano na ryc. 56.



Ryc. 55. Stanowisko badawcze do etapu 1.



Ryc. 56. Stanowisko badawcze do etapów 2 i 3.

6.3.1.4. Model zniszczenia elementów badawczych oraz analiza wyników

Dla każdego z elementów danego etapu osiągnięto zbliżony model zniszczenia, polegający na:

- w etapie 1 – rozwarstwieniu w styku prefabrykat-nadbeton w wyniku utraty przyczepności między oboma betonami oraz odspojeniu warstwy nadbetonu,
- w etapie 2 – rozwarstwieniu w styku i poślizgu odspojonej części nadbetonu bez znaczącego przyrostu siły ścinającej,
- w etapie 3 – znacznym przemieszczeniu warstwy nadbetonu dociśniętego klamrami do płyty w wyniku poślizgu w styku (etap 3).

Model zniszczenia przedstawiono na ryc. 57.



Ryc. 57. Odspojenie nadbetonu od płyty.

Analizę wyników badań doświadczalnych przeprowadzono w oparciu o wytyczne projektowe dla niezbrojonego styku poziomego, sformułowane w pre-normie (MC 2010), w myśl których uwzględniono obliczeniowo równoczesne współdziałanie sił przyczepności adhezyjnej oraz efektu tarcia związanego z dociskiem w styku obu materiałów $\sigma_{N,h}$ (Randl 2010). W klasycznym modelu dla elementów zespolonych, w celu określenia nośności styku na ścinanie podłużne $\tau_{Rd,h}$ poddanego dociskowi $\sigma_{N,h}$, stosuje się hipotezę wyężeniową Coulumb'a, a nośność styku określa się jako:

wz.73

$$\tau_{Rd,h} = c_h \cdot f_{ctm,n} + \mu_h \cdot \sigma_{N,h}$$

Na podstawie analizy wyników badań etapu 1 wyznaczono średnią wartość współczynnika przyczepności adhezyjnej $c_{h,sr}=0,24$ (przy wartości minimalnej $c_{h,min}=0,19$ i maksymalnej $c_{h,max}=0,33$). Wynik uzyskano, zgodnie ze wz. 73, dzieląc wartość naprężenia stycznego w styku τ_h wywołanego przez siłę P_{test} w chwili rozwarstwienia styku, działającą na efektywną powierzchnię zespolenia A_{zesp} , przez wartość średniej wytrzymałości nadbetonu na rozciąganie $f_{ctm,n}$. W analizie pominięto człon wz. 73 związany ze współczynnikiem tarcia μ_h ($\mu_h \sigma_{N,i}=0$), z uwagi na brak docisku pomiędzy warstwami w rozważanym przypadku. Duża wartość współczynnika zmienności $V_{k,sr}=25\%$ jest spowodowana dwoma wynikami (próbek Z1_1 i Z1_3) znacznie różniącymi się od pozostałych, co mogło być efektem np. lokalnych różnic uszorstkowania powierzchni. Wykluczenie tych dwóch wyników pozwala określić wartość współczynnika przyczepności $c_{h,sr}=0,21$ przy współczynniku zmienności $V_{k,sr}=5,3\%$. Wyniki analizy badań przedstawiono w tablicy 26.

Tablica 26. Współczynniki przyczepności adhezyjnej c_h wyznaczone w badaniu etapu 1.

Nr próbki	Siła niszcząca P_{test} [kN]	Powierzchnia zespolenia A_{zesp} [m ²]	Naprężenie w styku $\tau_h=P_{test}/A_{zesp}$ [MPa]	$c_{h,i}$ [-]	Parametry rozkładu
Z1_1	144,0	0,17	0,84	0,33	<ul style="list-style-type: none"> ▪ wartość średnia $c_{h,sr}=0,24$ ▪ odchyl. standard. $s_{h,sr}=0,06$ ▪ wsp. zmienności $V_{h,sr}=25\%$
Z1_2	90,0		0,53	0,19	
Z1_3	141,4		0,83	0,30	
Z1_4	98,9		0,58	0,21	
Z1_5	100,7		0,59	0,21	
Z1_6	105,5		0,62	0,22	

Średnią wartość współczynnika tarcia pomiędzy prefabrykatem i nadbetonem $\mu_{h,sr}=0,7$ (przy wartości minimalnej $\mu_{h,min}=0,5$ i maksymalnej $\mu_{h,max}=0,8$), określono na podstawie analizy badań etapu 3, dzieląc wartość naprężenia stycznego w styku $\tau_h = P_{test}/A_{zesp}$, przez wartość docisku $\sigma_{N,i}$. W analizie uwzględniono wzrost naprężeń dociskowych z uwagi na przyrost siły w śrubach sprężających, który następował na skutek stopniowego rozwarstwiania styku i wzajemnego przemieszczania się prefabrykatu i nadbetonu w trakcie obciążania styku siłą ścinającą. Wyniki badań przedstawia tablica 27.

Tablica 27. Współczynniki tarcia μ_h wyznaczony w badaniu etapu 3.

Nr próbki	Siła niszcząca P_{test} [kN]	Powierzchnia zespolenia A_{zesp} [m ²]	Naprężenie w styku $\tau_h = P_{test}/A_{zesp}$ [MPa]	Docisk $\sigma_{N,i}$ [MPa]	μ_i [-]	Parametry rozkładu
Z2b_1	27,8	0,17	0,16	0,216	0,8	<ul style="list-style-type: none"> wartość średnia $\mu_{h,sr}=0,67$ odchyl. standard. $s_{h,sr}=0,15$ wsp. zmienności $V_{h,sr}=22,3\%$
Z2b_2	18,9		0,11	0,216	0,5	
Z2b_3	27,2		0,16	0,215	0,7	

Analiza badań etapu 2 z uwzględnieniem równoczesnego efektu docisku (przy współczynniku tarcia $\mu_{h,sr}=0,7$ uzyskanym w etapie 3) oraz działania sił przyczepności adhezyjnej wskazuje na wartość współczynnika przyczepności $c_{h,sr}=0,24$ (przy wartości minimalnej $c_{h,min}=0,22$ i maksymalnej $c_{h,max}=0,26$). Wyniki badań przedstawiono w tablicy 28.

Tablica 28. Współczynniki przyczepności adhezyjnej c_h wyznaczony w badaniu etapu 2.

Nr próbki	Siła niszcząca P_{test} [kN]	Powierzchnia zespolenia A_{zesp} [m ²]	Naprężenie w styku $\tau_h = P_{test}/A_{zesp}$ [MPa]	Docisk $\sigma_{N,i}$ [MPa]	$c_{h,i}$ [-]	Parametry rozkładu
Z2a_1	101,8	0,17	0,60	0,118	0,22	<ul style="list-style-type: none"> wartość średnia $c_{h,sr}=0,24$ odchyl. standard. $s_{h,sr}=0,02$ wsp. zmienności $V_{h,sr}=8,3\%$
Z2a_2	119,6		0,70	0,112	0,25	
Z2a_3	122,6		0,72	0,118	0,26	

6.3.1.5. Wnioski

Na podstawie badań doświadczalnych oraz analizy wyników sformułowano następujące wnioski:

- średnia wartość współczynnika $c_{h,sr}=0,24$ ($c_{h,sr}=0,21$) nie pozwala zakwalifikować rozważanej powierzchni zespolenia jako „szorstkiej”, dla której współczynnik adhezji powinien wynosić minimum $c_h=0,40$ według pre-normy (MC 2010). Wnioskować więc można, że pomimo procesu grabienia, szorstkość rozważanej powierzchni prefabrykatu stanowi formę pośrednią między normowymi powierzchniami klasyfikowaną jako „gładka” i „szorstka”. Potwierdza to także uzyskana wartość średniej szorstkości $R_t=1,3$ mm, która jest mniejsza niż wymagana dla powierzchni szorstkiej wartość minimalna³².
- Średnia wartość współczynnik tarcia $\mu_{h,sr}=0,67$, uzyskanego w badaniach bez przyczepności adhezyjnej, wskazuje, iż powierzchnię prefabrykatu można charakteryzować jako „gładką” według (MC 2010) po zniszczeniu przyczepności adhezyjnej. Badania potwierdziły, że dla przedmiotowych płyt kanałowych efekt tarcia powoduje pomijalnie mały wzrost nośności styku na ścinanie podłużne.

³² Pre-norma (MC 2010) definiuje cztery kategorie chropowatości powierzchni:

- bardzo gładka – R_t niemierzalne,
- gładka – $R_t < 1,5$ mm,
- szorstka – $1,5 \text{ mm} \leq R_t < 3,0$ mm,
- bardzo szorstka – $R_t \geq 3,0$ mm.

- Model zniszczenia próbek w etapie 2 pokazuje, że zjawisko przyczepności adhezyjnej i tarcia nie zachodzą równocześnie, chociaż wzory analityczne dla nośności zespolenia w styku poziomym tak właśnie każą traktować to zjawisko. Badania wykazały, iż do chwili zniszczenia przyczepności adhezyjnej wpływ tarcia jest pomijalnie mały i nie ma znaczenia dla wartości współczynnika adhezji c_h .

Badania wykazały, że proces uszorstkowania górnej powierzchni prefabrykatu poprzez podłużne grabienie betonu nie dał efektu uzyskania powierzchni zespolenia o parametrach właściwych tzw. powierzchni szorstkiej ze względu na zbyt płytki profil uformowanych bruzd (Derkowski 2016).

6.3.2. Badania właściwości mechanicznych betonu płyt kanałowych

6.3.2.1. Elementy badawcze i charakterystyka badań

Według dokumentacji projektowej beton płyt kanałowych powinien spełniać wymagania jak dla klasy wytrzymałości C50/60. Beton wykonano na łamanym kruszywie granitowym o maksymalnym uziarnieniu do $\phi_{kr}=16$ mm i cemencie klasy CEM I 52,5R. Zastosowano mieszankę betonową o wskaźniku $w/c=0,42$, klasie konsystencji V0 dla metody Vebe. Płyty kanałowe zrealizowano na długim torze naciągowym, z wykorzystaniem technologii ślizgowej. W celu przyspieszenia procesu dojrzewania betonu, elementy po zabetonowaniu pozostawały przykryte folią paroizolacyjną i podgrzewane od spodu (przez ogrzanie stalowego stołu naciągowego) do temperatury około 34°C. Zwolnienie naciągu i przekazanie siły sprężającej na beton nastąpiło po około 13 h od zabetonowania przy średniej wytrzymałości betonu $f_{cm} \geq 40$ MPa, mierzonej na kostkach sześciennych.

Na potrzeby zaplanowanych badań doświadczalnych wycięto fragment płyty kanałowej o wysokości 320 mm i długości 1200 mm. Po 28 dniach od betonowania wykonano 12 cylindrycznych odwiertów rdzeniowych o średnicy $\phi 150$ mm (patrz fot. 42), usytuowanych centralnie wzdłuż osi żeberek. Uzyskano próbki o przekroju podłużnym w kształcie „wioselka”, składającego się ze środka o stałej grubości, rozszerzającego się w obszarach połączenia z półkami. W celu wyeliminowania wpływu ewentualnego braku osiowości próbek, która mogłaby powstać w efekcie nieidealnie osiowego umiejscowienia odwiertu w stosunku do osi żeberka, odcięto górne i dolne części żeberka wraz z półkami. Dzięki temu uzyskano betonowe próbki wycinkowe o quasi-prostokątnym przekroju poprzecznym 48 x 140 mm (wymiar w największych miejscach) oraz wysokości 140 mm (smukłość próbki $\lambda=h/b=2,91$).



Fot. 42. Pobrane próbki wycinkowe z fragmentu płyty kanałowej.

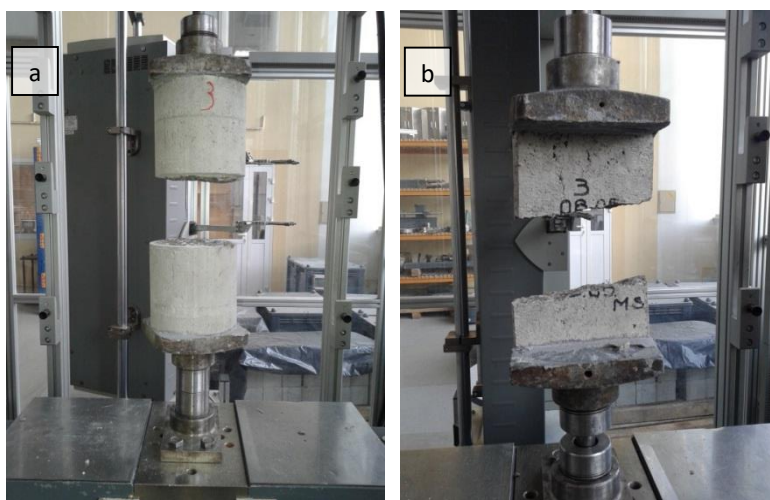
Na potrzeby badań porównawczych, w trakcie produkcji płyt kanałowych, z podajnika urządzenia formującego pobrano 10 próbek walcowych ($\phi 150/300$ mm) oraz 5 próbek sześciennych ($150 \times 150 \times 150$ mm). Beton w formach został zagęszczony poprzez ułożenie form na powierzchni maszyny formującej. Następnie próbki dojrzewały pod przykryciem przez około 12 h w tych samych warunkach termiczno-wilgotnościowych, jak prefabrykaty na torze naciągowym. Na tak przygotowanych próbkach materiałowych przeprowadzono następujące badania doświadczalne:

- **badanie wytrzymałości betonu na rozciąganie**

Badaniu wytrzymałości na osiowe rozciąganie poddano 3 walce $\phi 150/300$ mm oraz 5 próbek wycinkowych. W środku wysokości próbek walcowych wykonano obwodowe nacięcie o głębokości

10 mm, dzięki któremu kontrolowano miejsce zniszczenia próbki. Z uwagi na małą szerokość nominalną próbek wycinkowych, badano je bez nacięcia kontrolnego.

Stalowe uchwyty, przyklejone do górnej i dolnej powierzchni próbek, zamocowano w osi obciążenia maszyny wytrzymałościowej Zwick/Roel Z1200 za pośrednictwem dwóch przegubów. Siłę realizowano w sposób statyczny ze stałą szybkością obciążenia, wynoszącą 300 N/s dla walców i 120 N/s dla próbek wycinkowych. W czasie badania rejestrowano siłę zrywającą oraz sposób zniszczenia. Wszystkie badane próbki uległy zniszczeniu poprzez zerwanie w obszarze środka wysokości próbki (patrz fot. 43). Badanie przeprowadzono zgodnie z procedurą (RIL 2007). Wyniki badań przedstawiono w tablicy 29.



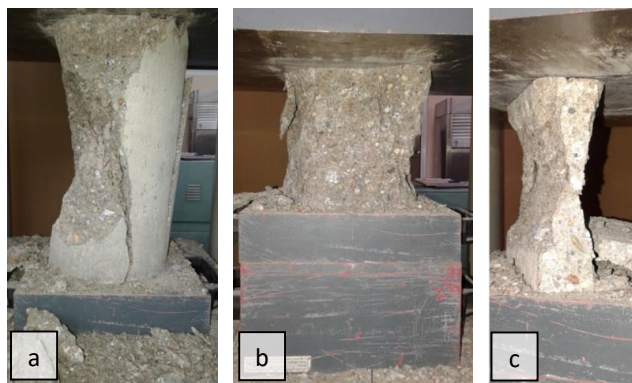
Fot. 43. Badanie osiowego rozciągania na próbkach walcowych (a) oraz próbkach wycinkowych (b).

Tablica 29. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie f_{ctm} .

		Parametry rozkładu		
	f_{cti} [MPa]	Odchyl. standard. s [-]	Wsp. zmienności V [-]	f_{ctm} [MPa]
Walce ϕ150/300	3,41	0,12	3,5 %	3,28
	3,31			
	3,13			
Próbki wycinkowe 48x140x140	2,15	0,09	4,2 %	2,24
	2,32			
	2,12			
	2,26			
	2,36			

▪ Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie

Badaniu wytrzymałości na ściskanie poddano 3 walce $\phi 150/300$ mm, 3 kostki sześciennie $150 \times 150 \times 150$ mm oraz 5 próbek wycinkowych. Próbę osiowego ściskania zrealizowano w uniwersalnej maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roel Z400. Siłę realizowano w sposób statyczny ze stałą szybkością obciążenia, wynoszącą 500 N/s dla walców i 120 N/s dla próbek wycinkowych. W czasie badania rejestrowano siłę zrywającą oraz sposób zniszczenia. Badanie przeprowadzono zgodnie z procedurą (PN EN 12390 2011). Model zniszczenia poszczególnych próbek pokazano na fot. 44. Wyniki badań przedstawiono w tablicy 30.



Fot. 44. Badanie osiowego ściskania na:

- a) próbkach walcowych,
b) kostkowych,
c) wycinkowych.

Tablica 30. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe ściskanie f_{cm} .

	f_{ci} [MPa]	Parametry rozkładu		
		Odchyl. standard. s [-]	Wsp. zmienności V [-]	f_{cm} [MPa]
Kostki 150x150x150	82,6	0,61	0,7 %	83,0
	82,7			
	83,9			
Walce ϕ 150/300	69,4	1,84	2,6 %	71,8
	72,0			
	73,9			
Próbki wycinkowe 48x140x140	35,3	2,28	6,3 %	36,1
	37,7			
	39,4			
	32,7			
	35,5			

▪ Badanie modułu sprężystości

Badaniu modułu sprężystości poddano 3 walce ϕ 150/300 mm oraz 3 próbki wycinkowe. Do określenia siecznego modułu sprężystości przyjęto dolną wartość naprężeń ściskających równą 5 MPa oraz górną wartość równą 1/3 wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cm} , określonej na odpowiednich próbkach. Odształcenia betonu w próbkach walcowych mierzono za pomocą układu 3 ekstensometrów, o bazie pomiarowej 150 mm i dokładności pomiaru 1×10^{-5} mm, równomiernie rozmieszczonych wzdłuż pobocznic walca, równolegle do jego tworzącej. W próbkach wycinkowych zastosowano dwa ekstensometry, usytuowane symetrycznie po obu stronach próbki. Dla każdej z próbek wykonano trzy cykle obciążenia i odciążenia. Współczynnik sprężystości betonu E_{cm} określony został jest jako tangens kąta nachylenia siecznej wykresu zależności naprężenie – odształcenie w przyjętym zakresie. Badanie wykonano zgodnie z procedurą (DIN 1991). Wyniki badań przedstawiono w tablicy 31.

Tablica 31. Wyniki badań modułu sprężystości betonu E_{cm} .

	σ_u [MPa]	σ_o [MPa]	E_{ci} [GPa]	Parametry rozkładu		
				Odchyl. standard. s [-]	Wsp. zmienności V [-]	E_{cm} [GPa]
Walce $\phi 150/300$	0,50	23,9	34,9	0,84	2,3%	36,0
			36,9			
			36,3			
Próbki wycinkowe 48x140x140	0,50	3,60	29,7	1,27	4,5%	27,9
			27,0			
			27,0			

6.3.2.2. Analiza wyników i wnioski

Analiza wyników badań wytrzymałościowych betonu, przeprowadzonych na normowych próbkach walcowych i sześciennych oraz na próbkach wycinkowych, pobranych z żeberka płyty kanałowej, wykazała że:

- średnia wytrzymałość betonu na ściskanie uzyskana na próbkach walcowych wynosi $f_{cm.cyl}=71,8$ MPa, natomiast na próbkach sześciennych $f_{cm.cube}=83$ MPa ($f_{cm.cyl}/f_{cm.cube}=0,86$). Wartości te pozwalają na zakwalifikowanie badanego betonu do klasy wytrzymałościowej C60/75.
- Średnia wytrzymałość na osiowe rozciąganie uzyskana na próbkach walcowych $f_{ctm.cyl}=3,28$ MPa odpowiada normowej klasie wytrzymałościowej betonu C35/45.
- Średnia wartość siecznego modułu sprężystości $E_{cm.cyl}=36,0$ GPa odpowiada normowej klasie wytrzymałościowej betonu C40/50. Uwzględniając zalecany przez Serugę (Seruga 2012) współczynnik redukcyjny o wartości 0,8 dla określania modułu sprężystości betonów na kruszywie granitowym, klasę wytrzymałości betonu można uznać by za większą.
- Średnia wytrzymałość na rozciąganie, uzyskana w badaniu osiowego rozciągania próbek wycinkowych, $f_{ctm.wyc}=2,24$ MPa jest mniejsza o 32 % od wytrzymałości badanej na walcach.
- Średnia wytrzymałość na ściskanie, uzyskana w badaniu próbek wycinkowych, $f_{cm.wyc}=36,1$ MPa jest mniejsza o 57 % względem wytrzymałości kostkowej $f_{cm.cube}$ i o 50 % w stosunku do walcowej $f_{cm.cyl}$.
- Średni moduł sprężystości betonu, uzyskany w badaniu próbek wycinkowych, $E_{cm.wyc}=27,9$ GPa jest mniejszy o 23 % względem modułu badanego na walcach. Po uwzględnieniu współczynnika przeliczeniowego biorącego pod uwagę rodzaj użytego kruszywa moduł ten odpowiada normowej klasie wytrzymałościowej betonu C35/45.

Zagadnienie relacji wytrzymałościowych pomiędzy próbkami betonowymi różnych kształtów i rozmiarów jest rozpoznawane od bardzo wielu lat i posiada bogatą literaturę (Bud 1972), (Piwowarski 1974). Najczęściej podawane są empirycznie wyznaczone wartości współczynników przeliczeniowych wytrzymałości na ściskanie, mierzonej po 28 dniach dojrzewania, dla kostek sześciennych oraz walcowych. Do chwili obecnej nie udało się określić satysfakcjonującej zależności ogólnej pomiędzy geometrią próbki a wytrzymałością betonu. Neville w pracy (Neville 2000) zaproponował stosunkowo szeroką formułę, umożliwiającą przeliczenie wytrzymałości betonu na ściskanie w próbce o dowolnym kształcie na wytrzymałość próbki sześcienną o długości boku 150 mm:

$$\frac{R_c}{R_{15}} = 0,56 + 0,697 \cdot \left(\frac{d_{probka}}{\frac{V_{probka}}{6H_{probka} \cdot d_{probka}} + H_{probka}} \right) \quad \text{wz.74}$$

gdzie:

d_{probka} – długość boku próbki prostopadłościowej lub średnica podstawy walca,

V_{probka} – objętość próbki,

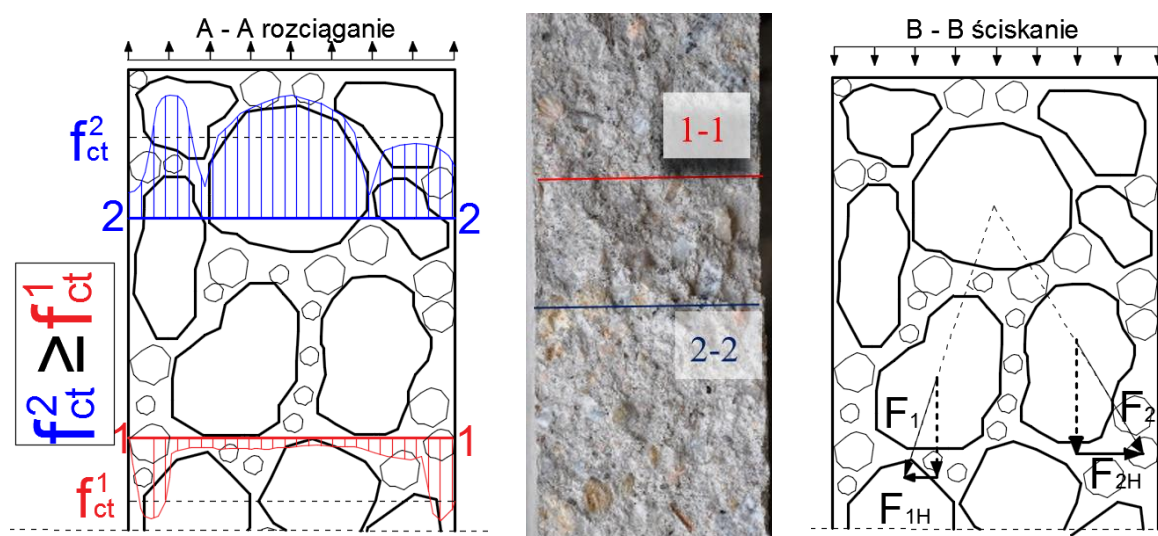
H_{probka} – wysokość próbki.

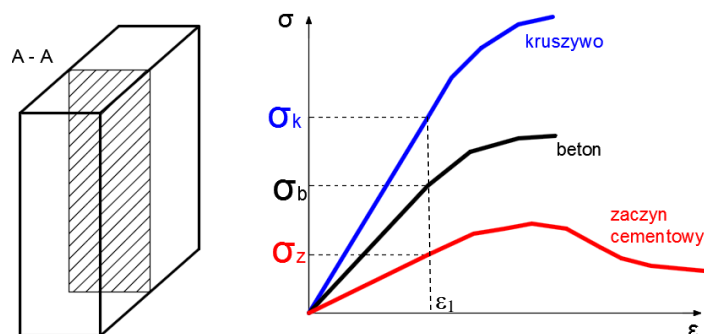
Stosując powyższą formułę do analizy wyników przeprowadzonych badań próbek wycinkowych, uzyskuje się współczynnik przeliczeniowy zbliżony do 0,80, podczas gdy w badaniach uzyskano wartość poniżej 0,50. Zatem, można stwierdzić, iż to nie tylko kształt próbki zdecydował o tak znacznym obniżeniu wytrzymałości betonu.

W stanie osiowego ściskania siły wewnętrzne w przekroju rozkładają się proporcjonalnie do sztywności poszczególnych materiałów tworzących kompozyt betonowy. Ziarna kruszywa grubego przejmują największe siły ściskające. W zależności od względnej lokalizacji tych ziaren, siły przekazywane pomiędzy nimi mają przebieg ukośny, tzn. że oprócz głównych składowych sił równoległych do kierunku obciążenia występują również składowe prostopadłe do tego kierunku. W próbkach, w których na szerokości znajduje się znaczna ilość ziaren kruszywa grubego, wpływ składowych sił prostopadłych do kierunku obciążenia jest znikomy, ponieważ mają one różną zwroty i w dużym stopniu wzajemnie się równoważą. W próbce o bardzo małej szerokości możliwy jest taki układ ziaren kruszywa, że składowe prostopadłe do kierunku obciążenia będą powodować poprzeczne rozrywanie i przyczyniać się do wcześniejszego zniszczenia (patrz przekrój B-B na ryc. 58) (Flaga 2016).

Spadek wytrzymałości betonu na rozciąganie obserwowany może być w betonach poddanych przyspieszonemu dojrzewaniu w warunkach podwyższonej temperatury. O wytrzymałości na rozciąganie decyduje przede wszystkim ilość wody i utworów koloidalnych zawartych w strukturze betonu, a tych jest znacznie mniej w betonie naparzanym niż w betonie tężącym normalnie. Ponadto betony poddane obróbce termicznej są narażone na powstawanie mikrouszkodzeń strukturalnych, wywołanych naprężeniami termicznymi i skurczowymi (Flaga 1974). Defekty te powstają w wyniku dużych różnic rozszerzalności cieplnych poszczególnych składników betonu, a także rozwoju niestacjonarnych pól temperatury i wilgotności, będących efektem wymiany ciepła i masy (wody) z otoczeniem.

Przyczyn obniżonej wytrzymałości betonu w przekroju żeberka w stosunku do wytrzymałości betonu wykonanego z tej samej mieszanki lecz formowanego w postaci normowych próbek sześciennych lub walcowych można doszukiwać się również w dużej niejednorodności materiału na szerokości przekroju o szerokości zaledwie 48 mm. Powodem obniżenia wytrzymałości betonu w próbkach wyciętych z żeberka bardzo niewielkiej szerokości przekroju może być niejednorodna lokalizacja ziaren kruszywa w próbce. Poszczególne przekroje poprzeczne na wysokości przekroju mogą mieć drastycznie różne proporcje zawartości kruszywa w stosunku do spoiwa – możliwe są przekroje o dużym nasyceniu ziarnami kruszywa grubego, jak i o dużym nasyceniu matrycą (zaprawą lub zaczynem cementowym). Przy założeniu zasady płaskości przekrojów Bernoulli'ego średnie naprężenia rozciągające w przekrojach 1-1 i 2-2, pokazanych na ryc. 58, mogą być bardzo zróżnicowane. O wytrzymałości takiej próbki na rozciąganie decyduje wytrzymałość słabszego z tych przekrojów – w rozpatrywanym przypadku wytrzymałość przekroju 1-1 (Flaga 2016).





Ryc. 58. Schemat rozkładu naprężeń w betonowym przekroju cienkościennym poddanym osiowemu ściskaniu i rozciąganiu (wg (Flaga 2016)).

W świetle wytycznych Deutsches Institut für Bautechnik wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie, uzyskane w badaniach próbek wycinkowych, są tylko nieznacznie mniejsze niż wartości dopuszczalne w ocenie kontroli jakości materiału. Dokument (Z-15.10-316 2014), bazując na wytycznych normy (PN EN 206 2003), wymaga, aby dla betonu żeberek płyt kanałowych spełniono następujące kryteria:

- średnia wytrzymałość betonu określona na 3 próbkach wycinkowych musi spełniać nierówność:

$$f_{ctm.wyc} \geq 0,85 f_{ctk0.05} + 0,3 \text{ MPa}$$

na podstawie tablicy 29 uzyskano:

$$f_{ctm.wyc} = 2,24 \text{ MPa} \leq 0,85 f_{ctk0.05} + 0,3 \text{ MPa} = 2,77 \text{ MPa}$$

- wytrzymałość betonu na rozciąganie każdej próbki wycinkowej musi spełniać nierówność:

$$f_{cti.wyc} \geq 0,85 f_{ctk0.05} - 0,3 \text{ MPa}$$

na podstawie tablicy 30 uzyskano:

$$f_{cti.wyc.min} = 2,12 \text{ MPa} \leq 0,85 f_{ctk0.05} - 0,3 \text{ MPa} = 2,17 \text{ MPa},$$

gdzie przez wartość $f_{ctk0.05}$ należy rozumieć normową, charakterystyczną wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Otwartym pozostaje więc pytanie, którą wartość wytrzymałości na rozciąganie betonu żeberek należy przyjmować do inżynierskiego wymiarowania płyty kanałowej jako elementu konstrukcyjnego. Interpretacja zagadnienia wydaje się ciekawą kwestią wymagającą szerszej analizy poza tematem niniejszej pracy doktorskiej.

6.3.3. Badania właściwości mechanicznych nadbetonu

Według dokumentacji projektowej, nadbeton powinien spełniać wymagania jak dla klasy wytrzymałości C20/25. Beton wykonano na łamanym kruszywie granitowym o maksymalnym uziarnieniu do $\phi_k = 16 \text{ mm}$ i cemencie z popiołem lotnym klasy CEM II/B-V 32,5N. Zastosowano mieszankę betonową o wskaźniku $w/c = 0,55$, klasie konsystencji V3 dla metody Vebe.

Badania właściwości mechanicznych nadbetonu przeprowadzono w trzech seriach, co związane było z kolejnymi etapami układania nadbetonu na płytach kanałowych oraz terminarzem badań w różnych odstępach czasu w okresie 2013 – 2016. W każdej serii wykonano badania wytrzymałości betonu w próbie osiowego ściskania i rozciągania, modułu sprężystości oraz ciężaru objętościowego betonu.

Badaniu wytrzymałości na osiowe rozciąganie poddano łącznie 9 walców $\phi 150/300 \text{ mm}$. W środku wysokości próbek walcowych wykonano obwodowe nacięcie o głębokości 10 mm. Stalowe uchwyty, przyklejone do górnej i dolnej powierzchni próbek, zamocowano w osi obciążenia

maszyny wytrzymałościowej Zwick/Roel Z1200 za pośrednictwem dwóch przegubów. Siłę realizowano w sposób statyczny ze stałą szybkością obciążenia, wynoszącą 300 N/s. Wyniki badań przedstawiono w tablicy 32.

Badaniu wytrzymałości na ściskanie poddano łącznie 9 walców $\phi 150/300$ mm i 9 kostek sześciennych $150 \times 150 \times 150$ mm. Próbę osiowego ściskania zrealizowano w uniwersalnej maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roel Z400. Siłę realizowano w sposób statyczny ze stałą szybkością obciążenia, wynoszącą 500 N/s. Wyniki badań przedstawiono w tablicy 33.

Tablica 32. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie f_{ct} .

Seria (data)	$f_{ct,i}$ [MPa]	Parametry rozkładu		
		Odchyl. standard. s [MPa]	Wsp. zmienności V [-]	f_{ctm} [MPa]
I (marzec 2014)	1,76	0,02	1,15 %	1,79
	1,81			
	1,79			
II (wrzesień 2014)	1,85	0,16	8,16 %	1,96
	2,19			
	1,85			
III (sierpień 2016)	1,04	0,06	5,26 %	1,12
	1,17			
	1,16			

Tablica 33. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe ściskanie $f_{cm,cube}$ na próbkach sześciennych.

Seria (data)	$f_{ci,cube}$ [MPa]	Parametry rozkładu		
		Odchyl. standard. s [MPa]	Wsp. zmienności V [-]	$f_{cm,cube}$ [MPa]
I (marzec 2014)	43,2	1,45	3,47 %	41,8
	42,4			
	39,8			
II (wrzesień 2014)	49,8	2,40	5,08 %	47,2
	47,7			
	44,0			
III (sierpień 2016)	27,0	0,12	0,46 %	26,9
	26,7			
	26,9			

Tablica 34. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe ściskanie $f_{cm,cyl}$ na próbkach walcowych.

Seria (data)	$f_{ci,cyl}$ [MPa]	Parametry rozkładu		
		Odchyl. standard. s [MPa]	Wsp. zmienności V [-]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]
I (marzec 2014)	39,8	0,81	2,1 %	38,8
	37,4			
	39,2			
	38,6			
	39,2			
II (wrzesień 2014)	43,1	0,78	1,81 %	43,2
	41,9			
	43,1			
	43,8			
	44,2			
III (sierpień 2016)	25,5	0,28	1,13 %	25,1
	24,9			
	24,9			

Tablica 35. Wyniki badań modułu sprężystości betonu E_{cm} .

Seria (data)	$E_{c,i}$ [GPa]	Parametry rozkładu		
		Odchyl. standard. s [GPa]	Wsp. zmienności V [-]	E_{cm} [GPa]
I (marzec 2014)	32,4	2,65	8,6 %	30,8
	33,0			
	27,1			
II (wrzesień 2014)	27,3	0,14	0,51 %	27,5
	27,6			
	27,6			
III (sierpień 2016)	22,4	0,24	1,11 %	22,1
	21,8			
	22,1			

6.3.3.1. Analiza i wnioski

Analiza wyników badań wytrzymałościowych nadbetonu, przeprowadzonych na normowych próbkach walcowych i sześciennych wykazała że:

- średnia wytrzymałość betonu na ściskanie uzyskana na próbkach walcowych I i II serii wynosi $f_{cm,cyl.I-II}=44,5$ MPa, natomiast na próbkach III serii $f_{cm,cyl.III}=26,9$ MPa ($f_{cm,cyl.III} / f_{cm,cyl.I-II}=0,60$). Wartości te pozwalają na zakwalifikowanie badanego betonu odpowiednio do klasy wytrzymałościowej C35/45 i C20/25.
- Średnia wytrzymałość na osiowe rozciąganie uzyskana na próbkach walcowych I i II serii wynosi $f_{ctm,cyl.I-II}=1,88$ MPa, a na próbkach III serii $f_{ctm,cyl.III}=1,12$ MPa ($f_{ctm,cyl.III} / f_{ctm,cyl.I-II}=0,60$), co odpowiada normowej klasie wytrzymałościowej betonu odpowiednio C16/20 i poniżej C12/15.
- Średnia wartość siecznego modułu sprężystości betonu I i II serii $E_{cm,cyl.I-II}=29,2$ GPa odpowiada normowej klasie wytrzymałościowej betonu C20/25. Średnia wartość siecznego modułu sprężystości betonu III serii $E_{cm,cyl.III}=22,1$ GPa odpowiada normowej klasie wytrzymałościowej betonu poniżej C12/15. Różnica wartości modułów sprężystości betonów pomiędzy uśrednioną wartością serii I i II a serią III wynosi 32 %.
- Istnieje wyraźna różnica pomiędzy parametrami wytrzymałościowymi nadbetonu III serii, a seriami I i II, związana z dużym odstępem czasu pomiędzy produkcją betonu w węźle betoniarskim.

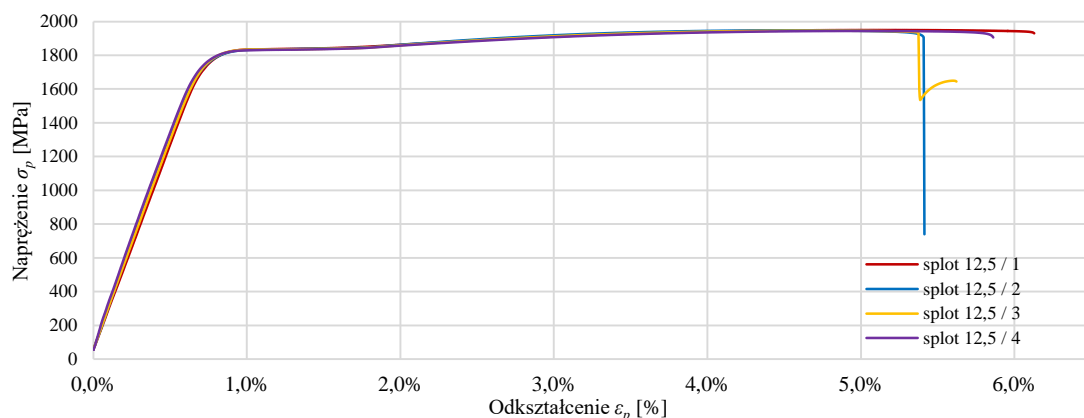
6.3.4. Badania właściwości mechanicznych splotów sprężających

Badania właściwości mechanicznych stali sprężającej wykonano na 4 fragmentach splotów o całkowitej długości 700 mm. Sploty zostały pobrane z odcinka płyty kanałowej zniszczonej w badaniu ścinania, na którym stal sprężająca nie uległa zerwaniu, ani uszkodzeniu. Zgodnie z dokumentacją projektową 7-drutowe sploty sprężające wykonano ze stali o klasie wytrzymałości Y1860 S7, o średnicy 12,5 mm i polu przekroju poprzecznego 93 mm².

Dla splotów wykonano statyczną próbę rozciągania według metody B normy (ISO 15630 2011), stosując charakterystyki dla stali sprężających z normy (ISO 6892 2010). Badania realizowano w uniwersalnej maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roel Z100. Przygotowanie splotu do badań polegało na nałożeniu tulei aluminiowej o grubości ścianki 1 mm na końcowe odcinki badanego elementu, które zostały zakotwione w maszynie wytrzymałościowej. W czasie badania rejestrowano: wydłużenie splotu za pomocą ekstensometru o bazie pomiarowej równej 250 mm, siłę zrywającą oraz sposób zniszczenia. Wstępną siłę sprężającą przyjęto na poziomie 4 kN. Pomiar modułu sprężystości był wykonywany w zakresie naprężeń w stali na poziomie 300÷1200 MPa. Sterowanie obciążeniem odbywało się za pomocą siły z prędkością 30 MPa/s do osiągnięcia umownej granicy

plastyczności, a następnie automatycznie przełączane było na sterowanie odkształceniem aż do zerwania wszystkich drutów. Dla badanych splotów sprężających uzyskano następujące średnie wyniki:

- wytrzymałość na rozciąganie f_{pk} – 1947,1 MPa;
- umowna granica plastyczności $f_{p0.1k}$ – 1770,4 MPa;
- moduł sprężystości E_p – 198,9 GPa;
- wydłużenie przy maksymalnej sile ϵ_p – 5,8 %.



Ryc. 59. Zależność naprężenie (σ_p) – odkształcenie (ϵ_p) dla badanych splotów sprężających.

W miejscach zerwania powstawały charakterystyczne przewężenia. Zniszczone fragmenty splotów pokazano na fot. 45.



Fot. 45. Zniszczone sploty sprężające:

- sposób zerwania splotów,
- przeważenie przekroju po zerwaniu (widok od czoła splotu).
- przeważenie przekroju po zerwaniu (widok z boku).

7. ANALIZA NUMERYCZNA

Współczesny poziom rozwoju mechaniki komputerowej wykorzystującej matematyczne narzędzia w postaci metod numerycznych oraz możliwości sprzętowe, z uwagi na moc obliczeniową komputerów, pozwalają prowadzić symulacje zachowania się konstrukcji budowlanych z imponującą dokładnością uzyskiwanych wyników, przy adekwatnym wydatku czasowym. Makroskopowe analizy pracy wielkowymiarowych, statycznych układów konstrukcyjnych (reprezentowanych przez elementy prętowe, powłokowe, bryłowe, itp.) pod obciążeniami różnej natury oraz możliwości śledzenia zmian zachodzących w strukturze materiału (także w fazie poza sprężystą), sprawiają iż wykorzystanie numerycznych metod przybliżonego rozwiązywania równań różniczkowych mechaniki, stanowi aktualnie nieodzowne narzędzie zarówno dla bardziej wymagających obliczeń inżynierskich, jak też zaawansowanych badań naukowych. Analizy numeryczne z wykorzystaniem np. metody elementów skończonych (nazywanej dalej MES) zaimplementowanej w różnych programach komercyjnych, przy zachowaniu rozsądku nakazującego weryfikację w oparciu np. o obliczenia analityczne lub wyniki badań laboratoryjnych, pozwalają uzyskać rozwiązanie zagadnień w obszarze naukowo-technicznym, na ścieżce często krótszej i tańszej (ekonomicznie i czasowo) niż praco- i czasochłonne badania doświadczalne. A w wielu przypadkach, z uwagi na skalę rozwiązywanego problemu i związane z nią przeszkody, są cennym uzupełnieniem analiz lub nawet główną metodą.

W niniejszej pracy analiza numeryczna okazała się niezbędna właśnie z powodu zakresu i wielkości zagadnień problemowych potrzebnych dla sformułowania końcowych wniosków. Analizy z wykorzystaniem MES zostały podzielone na dwie grupy z uwagi na rodzaj rozważanego problemu, obejmując następujące zakresy tematyczne:

- w części pierwszej przeprowadzono analizy modeli płyt kanałowych stanowiących odniesienie do badań doświadczalnych z zachowaniem podobieństwa w zakresie podstawowych charakterystyk geometrycznych i materiałowych elementów oraz sposobu obciążenia. Głównym celem tych analiz MES, po ustaleniu korelacji z wynikami laboratoryjnymi, było określenie wielkości fizycznych (odkształceń i przemieszczeń elementu w wybranych miejscach konstrukcji), których pomiar w badaniach był niemożliwy lub utrudniony z uwagi na lokalizację lub nadmierną liczbę potrzebnych punktów pomiarowych, jak również śledzenie w czasie rozwoju zarysowania betonu, którego obserwacja w doświadczeniach nie była łatwa.
- W drugim etapie wykonano symulacje wielkowymiarowego pola stropowego konstrukcji Slim Floor z płyt kanałowych i dźwigarów podatnych. Wiodącym parametrem analizy był poziom sztywności giętej dźwigara, natomiast celem było określenie granicznej sztywności, dla której w obliczeniach nośności płyt kanałowych na ścinanie należy uwzględniać podatność podpory. Zagadnienie to mogło zostać rozwiązane jedynie na drodze symulacji komputerowej, ponieważ potrzebna liczba elementów konstrukcyjnych oraz rozmiary stanowiska przekraczały możliwości badań doświadczalnych.

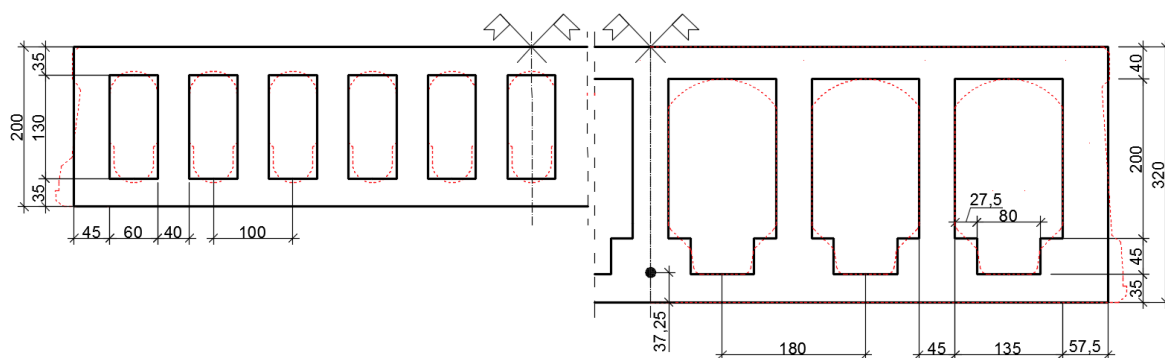
Analizę numeryczną modeli konstrukcji wykonano w komercyjnym programie Ansys Mechanical przy użyciu języka programowania APDL (Ansys Parametric Design Language). Statyczną analizę zagadnienia przeprowadzono z uwzględnieniem wpływu nieliniowości geometrycznych i materiałowych, wynikających ze zmiany sztywności betonowych elementów modelowanej konstrukcji.

7.1. ANALIZY MODELI PŁYT KANAŁOWYCH STANOWIĄCYCH ODNIESIENIE DO BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

W ramach tej części wykonano 12 modeli płyt kanałowych w taki sposób, aby jak najdokładniej odwzorować statyczno-wytrzymałościowe warunki pracy elementów badawczych. Wartości mechaniczne materiałów stali i betonu, sposób przekazania siły sprężającej ze stali na beton oraz etapowość obciążenia siłami zewnętrznymi zamodelowano w sposób możliwie najbardziej wierny rzeczywistości. W celu ograniczenia wielkości zagadnienia obliczeniowego zastosowano szereg uproszczeń i przybliżeń, dotyczących przede wszystkim geometrii układu konstrukcyjnego poprzez np.: redukcję detali przekroju poprzecznego płyt i nadbetonu oraz symetrię przekroju względem osi podłużnej. Należy jednak pamiętać, iż model numeryczny stanowi jedynie przybliżenie zachowania elementu konstrukcyjnego i materiału pod obciążeniem, z uwagi na przyjęte uproszczenia oraz niejednorodności materiałowe betonu oraz różnego rodzaju odchyłki geometryczne i imperfekcje spowodowane ograniczoną dokładnością na etapie produkcji i montażu poszczególnych elementów stanowiska badawczego. Dla poszczególnych modeli zachowano nazewnictwo tożsame z określeniami przyjętymi w badaniach doświadczalnych (np. HC320r).

7.1.1. Charakterystyka geometryczna płyt kanałowych i stanowisk badawczych

Płyty kanałowe oraz wybrane elementy stanowiska badawczego zamodelowano jako elementy bryłowe. Geometrię przekroju poprzecznego płyt kanałowych dobrano w taki sposób, aby była ona regularna (a siatka jak najbardziej równomierna), pozbawiona fazowania i zaokrąglenia krawędzi. Obrys przekroju stanowi prostokąt o stałej szerokości równej 1150 mm i nominalnej wysokości równej odpowiednio 200 mm, 320 mm lub 500 mm. Uproszczeniom poddano także kształt przekroju poprzecznego kanałów – w płytach HC200 przyjęto regularne kanały prostokątne, natomiast w płytach wyższych prostokątny kanał ulega przewężeniu z uwagi na poszerzenie żeberek w ich styku z półką dolną. Ponieważ miejscem newralgicznym dla ścinania pozostają żeberka płyty, zachowano rzeczywistą szerokość żeberek wewnętrznych i uśrednioną na wysokości dla zewnętrznych. Takie przybliżenie geometrii przekroju poprzecznego daje możliwość generacji siatki elementów skończonych o bardziej regularnych wymiarach, a jednocześnie nie powoduje zakłamań wyników w odniesieniu do rzeczywistości. Przy przyjętych uproszczeniach geometrii pole powierzchni przekroju A_{cs} i moment bezwładności I_{cs} są mniejsze odpowiednio o 5 % i 6 % względem wartości rzeczywistych. Przekroje poprzeczne płyt kanałowych stosowanych w modelu przedstawiono na ryc. 60.



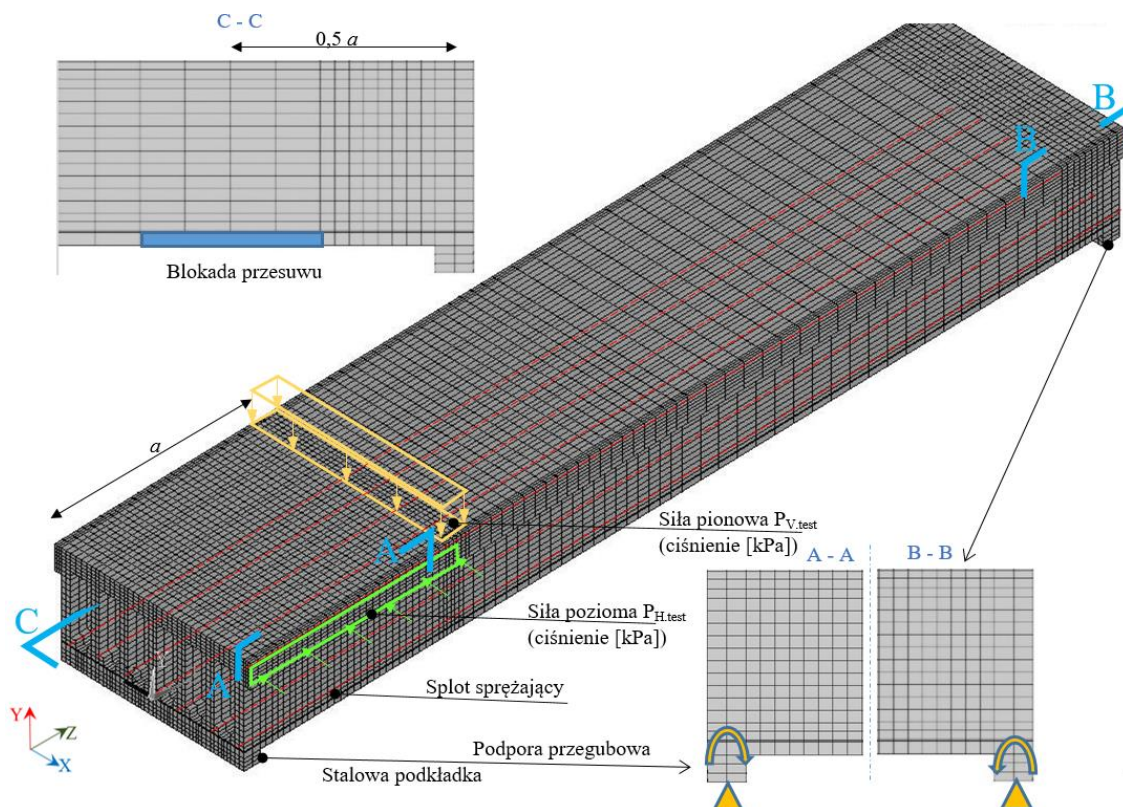
Ryc. 60. Przekroje poprzeczne płyt HC200 i HC320 – modelowe (linia czarna) i rzeczywiste (linia czerwona). Środek ciężkości splotu lub grupy splotów w żeberku, względem dolnej krawędzi elementu, przyjęto na stałą wysokości równej 36,25 mm (otulina równa $c_{nom}=30$ mm) we wszystkich rozważanych przypadkach. Sploty lokalizowano wzdłuż pionowej osi sprężanego żeberka.

Podobne uproszczenie geometrii zastosowano dla elementów z nadbetonem, w których przekrój wieńców podłużnych i poprzecznych przyjęto jako prostokątny o wymiarach zbliżonych do

rzeczywistych. Bez zmian pozostała całkowita długość płyt kanałowych równa 4,10 m (dla HC200 i HC320) i 5,50 m (dla HC500) oraz głębokość podparcia równa 100 mm.

W modelach odpowiadających badaniom typu 1 i 2 zastosowano symetrię układu (geometrii i obciążenia), a tzw. modele połówkowe, uzyskane poprzez redukcję wzdłuż osi podłużnej płyty, zmniejszyły wymaganą moc obliczeniową zadania. W środku rozpiętości zostały ustalone więzy uniemożliwiające przesuw w kierunku X. Brak symetrii z uwagi na obecność siły poziomej w badaniach etapu 3 nie pozwolił na tego typu uproszczenie redukcyjne.

Na ryc. 61 przedstawiono model stanowiska badawczego elementu HC500e oraz globalny układ współrzędnych XYZ, stały we wszystkich prowadzonych analizach.



Ryc. 61 Szczegóły modelu stanowiska badawczego na przykładzie HC500e/T.

7.1.2. Dyskretyzacja, modele i charakterystyki materiałowe

Uproszczenia geometryczne, które zastosowano w modelach bryłowych, pozwoliły na znaczne skrócenie czasu obliczeń i efektywne wykorzystanie dostępnej mocy obliczeniowej. Za miarę wielkości zagadnienia uznaje się ilość elementów skończonych oraz odpowiadającą im liczbę węzłów, które to w zależności od wymiarów płyty kanałowej, zmieniały się w przedziale: 15938÷53516 elementów oraz 24984÷77003 węzłów.

7.1.2.1. Beton płyt kanałowych i nadbetonu

Oba betony zostały zamodelowane z wykorzystaniem standardowego, dla tego typu materiału w analizach trójwymiarowych pakietu Ansys, elementu skończonego SOLID 65. Definiowany jest on za pomocą ośmiu węzłów, z których każdy dysponuje trzema stopniami swobody (przemieszczenia na kierunkach X, Y i Z). Element umożliwia wykonanie obliczeń z uwzględnieniem materiałowej nieliniowości konstrukcji pod obciążeniem statycznym, pozwalając na analizę: miażdżenia przy ściskaniu, zarysowania przy rozciąganiu, plastycznych deformacji, jak również umożliwia modelowanie zbrojenia rozproszonego. Pękanie materiału dozwolone jest

w trzech ortogonalnych kierunkach w każdym punkcie całkowania. Reprezentację graficzną elementu skończonego przedstawiono na ryc. 65.

Zachowanie betonu pod obciążeniem zależne jest od jednego z zaimplementowanych modeli, opisujących liniowo-sprężystą lub nieliniową charakterystykę materiału, w której uwzględnia się:

- pękanie, poprzez stosowanie modyfikacji zależności między naprężeniami i odkształceniami, jak również uwzględnianie współczynnika transferu sił poprzecznych przez rysę, który odpowiada za redukcję wytrzymałości na ścinanie;
- miażdżenia, przez całkowity zanik integralności materiału. Przyjmuje się, że parametry betonu maleją do poziomu, na którym sztywność elementu jest pomijalnie mała.

Kryterium zniszczenia betonu w złożonym stanie naprężeń opisane jest pięcioparametrowym modelem konstytutywnym według teorii Willam'a i Warnke'a (Willam 1974) oraz hipotezy Hubera-Miesesa-Hencky'ego, według której o wyłączeniu materiału w danym punkcie ciała decyduje gęstość energii odkształcenia postaciowego, niezależnie od rodzaju stanu naprężenia (Bodnar 2004), a uplastycznienie następuje, gdy naprężenia zredukowane osiągną granicę plastyczności (Ansys 2015).

W przestrzeni naprężeń wytrzymałość betonu reprezentowana jest przez powierzchnię graniczną, ograniczoną hydrostatycznie przez osie naprężeń głównych σ_1 , σ_2 i σ_3 oraz dewiatorowo. Poszczególne wytrzymałości w szczególnych stanach naprężenia (jednoosiowe ściskanie lub rozciąganie, dwuosiowe równomierne ściskanie, itp.) są punktami tej powierzchni. Na powierzchni granicznej rozróżnia się południk rozciągania, wzdłuż którego leżą punkty odpowiadające zniszczeniu przy $\sigma_2 = \sigma_1 > \sigma_3$, południk ściskania wzdłuż którego $\sigma_2 = \sigma_3 < \sigma_1$ oraz południk ścinania, na którym $-\sigma_1 = \sigma_3$, i $\sigma_2 = \sigma_m$. Sposób zniszczenia betonu zależy od poziomu średniego naprężenia σ_m i miejsca, w którym ścieżka naprężenia przebija powierzchnię graniczną (Majewski 2003). Równanie powierzchni zniszczenia zapisane jest w przestrzeni zdefiniowanej przez średnie naprężenie normalne σ_m i styczne τ_a oraz kąt Lode'go Θ_a , przybiera postać:

wz.75

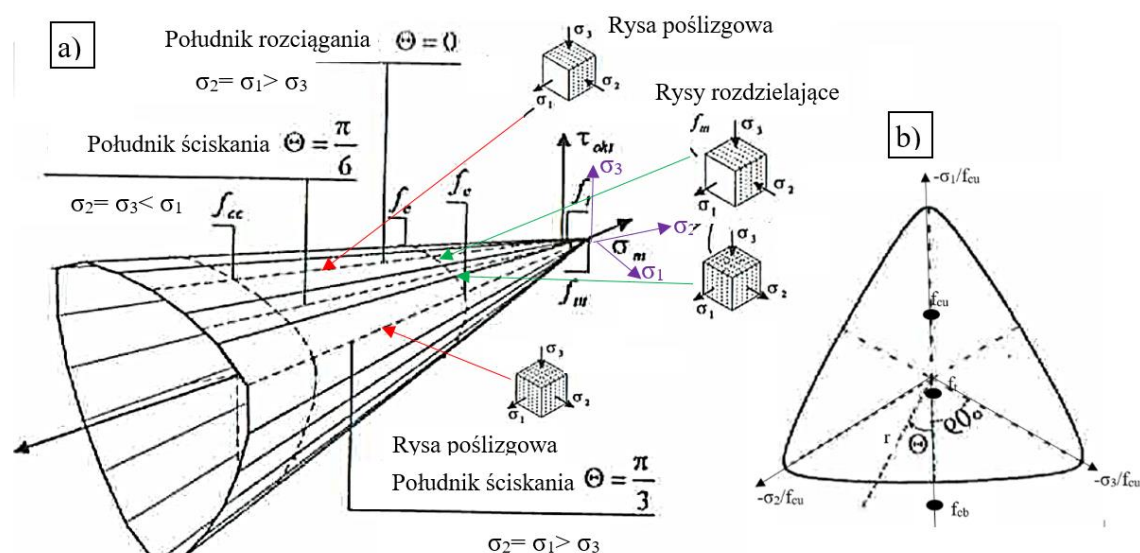
$$\frac{1}{z_a} \frac{\sigma_a}{f_{cu}} + \frac{1}{r(\Theta_a)} \frac{\tau_a}{f_{cu}} = 1$$

gdzie:

- z_a – wierzchołek powierzchni,
- r – wektor powierzchni zniszczenia,
- f_{cu} – jednoosiowa wytrzymałość betonu na ściskanie.

Składowe powierzchni zniszczenia z i r są ustalone na podstawie jednoosiowej i dwuosiowej wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cu} i f_{cb} oraz jednoosiowej wytrzymałości na rozciąganie f_{ct} (Willam 1974). Kształt trójparametrowej powierzchni zniszczenia Willam'a i Warnke'a oraz jej przekrój dewiatorowy pokazano na ryc. 62.

Trójparametrowe kryterium Willam'a i Warnke'a bardzo dobrze reprezentuje zniszczenie betonu w zakresie naprężeń hydrostatycznych $f_{ct}/3 \geq \sigma_m \geq -4f_c/3$. Większość spotkanych w praktyce (na podstawie badań) przypadków mieści się w tym przedziale. W stanach dwu- i trójosiowego rozciągania (wierzchołek stożka) oraz przy trójosiowym ścisaniu ($\sigma_m < -4f_c/3$) wytrzymałość betonu jest przeszacowana, co wynika z założenia prostoliniowych południków powierzchni granicznej, które w rzeczywistości są zakrzywione (Majewski 2003). W oparciu o powyższy model konstytutywny betonu, przejście ze stanu sprężystego do plastycznego oraz sprężystego do kruchego, może być rozwiązane w efekcie dwóch numerycznych ścieżek: proporcjonalnego przenikania, w którym obciążenie dzieli się proporcjonalnie na części sprężyste i niesprężyste w zależności od powierzchni zniszczenia oraz normalnego przenikania, w którym ścieżka sprężysta sięga powierzchni plastycznej poprzez przecięcie z normalną (Wolanski 2004).



Ryc. 62. Powierzchnia graniczna Willam'a i Warnke'a: a) widok, b) przekrój dewiatorowy dla $\sigma_m = 0^{25}$.

Zależność pomiędzy jednoosiowym naprężeniem ściskającym i odkształceniem ($\sigma_c - \varepsilon_c$) betonów wyznaczono na podstawie wieloliniowej krzywej proponowanej w pracy (Kachlakev 2001). Pierwszy niezerowy punkt nr 1 na krzywej zdefiniowany jest zgodnie z prawem Hooke'a według liniowej zależności $\sigma_c = E_{cm} \cdot \varepsilon_c$. Położenie kolejnych punktów nr 2÷4 zdefiniowane jest według wieloliniowej krzywej ($\sigma_c - \varepsilon_c$) dla betonu proponowanej w pracy (MacGregor 1992), według której wytrzymałość betonu w dowolnym punkcie ε_c wynosi:

$$\sigma_c = \frac{E_{cm} \cdot \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2} \quad \text{wz.76}$$

i jest zależna od granicznego odkształcenia w chwili osiągnięcia naprężenia f_{cm} :

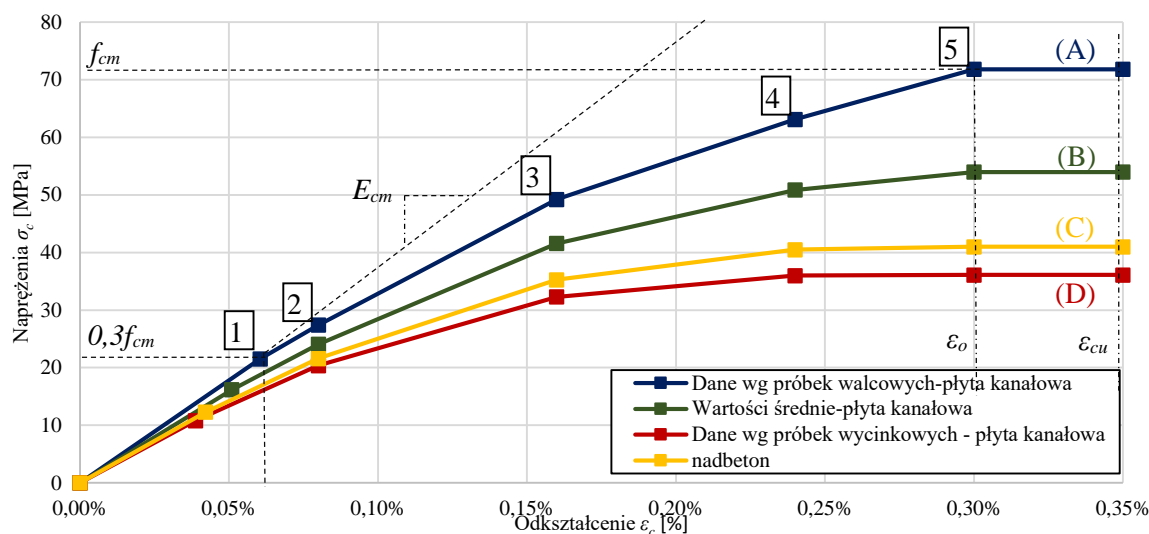
$$\varepsilon_0 = \frac{2f_{cm}}{E_{cm}} \quad \text{wz.77}$$

Dla zależności opisanej wz. 76 przyjęto wartości odkształceń ε_c , dla których wyznaczono wartości σ_c . Punkt ostatni nr 5 został przyjęty dla wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cm} i odkształcenia przy zmiażdżeniu równym 0,3 %.

Na ryc. 63 przyjęty w modelu rozkład ($\sigma_c - \varepsilon_c$) dla betonu płyty kanałowej i nadbetonu reprezentują krzywe oznaczone odpowiednio (B) i (C). Wykres zawiera także rozkład określony na podstawie danych uzyskanych z badań na próbkach walcowych (A) i wycinkowych (D). Wartości materiałowe betonów wykorzystane do analizy MES (patrz tablica 36) zostały przyjęte jako średnie uzyskane w badaniach pomocniczych, opisanych w p. 6.3.2. i 6.3.3 pracy. Dla betonu płyt kanałowych przyjęto wartości charakterystyk materiałowych (E_{cm} , f_{ctm} i f_{cm}) uśrednione z wyników uzyskanych na próbkach walcowych i wycinkowych. Uśrednienie to podyktowane jest z jednej strony faktem niejednorodności betonu w miejscach o różnych grubościach płyty (np. cienkie żeberko – właściwości adekwatne określonym na próbkach wycinkowych oraz jego poszerzenia na styku z półką dolną – wyniki zbliżone do właściwości określonych na normowych próbkach walcowych), a z drugiej potrzebą ujednolicenia charakterystyk materiałowych dla całego elementu w modelu.

²⁵Źródło ryc. 62: (Majewski 2003).

Parametry nadbetonu ($E_{cm,n}$, $f_{ctm,n}$ i $f_{cm,n}$) przyjęto jako średnie wartości uzyskane w badaniach doświadczalnych.



Ryc. 63. Wykres zależności naprężenie-odkształcenie (σ_c - ϵ_c) dla betonu płyt i nadbetonu w jednoosiowym stanie naprężenia.

Tablica 36. Charakterystyka i parametry modelu betonów.

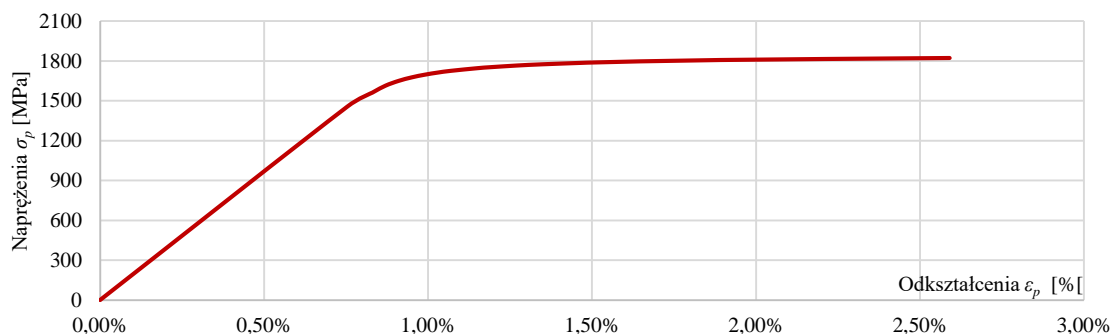
Parametr	Symbol	Wartość (beton płyty)	Wartość (nadbeton)
Ciężar objętościowy	$DENS$	23,75 kN/m ³	
Moduł sprężystości podłużnej E_{cm}	EX	31,95 GPa	29,15 GPa
Współczynnik Poisson'a ν	$PRXY$	0,2	
Współczynnik przenoszenia sił tnących przez rysę otwartą	$SHCF-OP$	0,3	
Współczynnik przenoszenia sił tnących przez rysę zamkniętą	$SHCF-CL$	1,0	
Jednoosiowa wytrzymałość na rozciąganie	f_{ctm}	2,76 MPa	1,88 MPa
Jednoosiowa wytrzymałość na ściskanie	f_{cm}	53,95 MPa	41,00 MPa
Dwuosiowa wytrzymałość na ściskanie	f_{cb}	1,20 f_c	
Wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń na południku rozciągania	f_1	1,45 f_c	
Wytrzymałość w trójosiowym stanie naprężeń na południku ściskania	f_2	1,725 f_c	
Mnożnik sztywności dla warunków związanych z pękaniem	-	0,6	

Wartość współczynnika przenoszenia sił tnących przez rysę zawiera się w przedziale $0 \div 1,0$, gdzie wartość 0 reprezentuje tzw. gładkie zarysowanie i całkowity brak transferu sił tnących przez rysę, a wartość 1,0 oznacza tzw. rysę szorstką i pełny transfer sił. Na podstawie pracy Kachlakev'a (Kachlakev 2001) stwierdza się, że przy wartości współczynnika poniżej 0,2 zadanie nie osiąga zbieżności, natomiast wartości większe, przy których zadanie jest zbieżne, nie wpływają w istotny sposób na wyniki analizy. Stąd wartość współczynnika $SHCF-OP$ przyjęto równą 0,3.

7.1.2.2. Stal sprężająca

W celu uproszczenia analizy obliczeniowej dla stali sprężającej założono jednoosiowy stan naprężenia oraz jednakowe zachowanie przy ściskaniu i rozciąganiu. Do modelowania splotu sprężającego użyto liniowego elementu skończonego LINK 180, mającego trzy stopnie swobody w obu węzłach i stałość parametrów na całej swojej długości, dzięki czemu funkcje kształtu implikują stałe naprężenia na długości elementu. W elemencie nie uwzględnia się zginania, ale można uwzględniać duże deformacje, plastyczność i pełzanie. Nieliniową zależność odkształcenie-naprężenie (patrz ryc. 64) przyjęto na podstawie statycznej próby rozciągania splotu, opisanej

w p. 6.3.4. W tablicy 37 przedstawiono przyjętą charakterystykę materiału ($E_p, f_{p,0.1k}$), a na ryc. 65c reprezentację elementu.



Ryc. 64. Wykres zależności naprężenie-odkształcenie (σ_p - ε_p) dla stali sprężającej w jednoosiowym stanie naprężenia.

Tablica 37. Parametry modelu stali sprężającej.

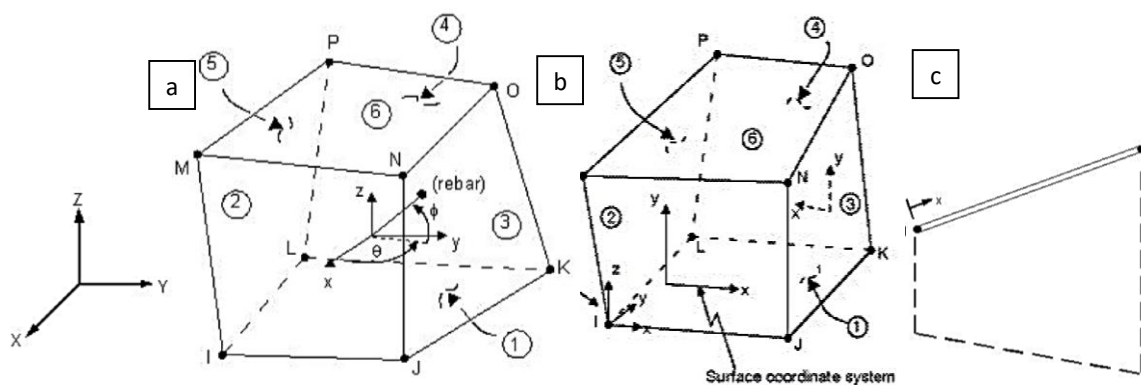
Parametr	Symbol	Wartości
Moduł sprężystości podłużnej E_p	EX	198,9 GPa
Współczynnik Poisson'a	$PRXY$	0,3
Granica plastyczności f_{pk}	$Yield Stss$	1974,1 MPa
Współczynnik rozszerzalności cieplnej	$ALPX$	$12 \cdot 10^{-6}$ 1/K
Powierzchnia przekroju poprzecznego splotu A_p	-	93 mm ²

7.1.2.3. Stal zbrojeniowa nadbetonu i stal podkładek

Dla podkładek odpowiadających wszystkim typom badań oraz stali zbrojeniowej nadbetonu zastosowano element służący do modelowania trójwymiarowych struktur SOLID 45, definiowany przez osiem węzłów, po trzy stopnie swobody w każdym – przemieszczenia na kierunkach X, Y i Z. Model materiałowy stali zwykłej zakłada liniową zależność, definiowaną przez wielkości E_s (EX) i ν ($PRXY$) oraz biliniową relację (σ_s - ε_s) zależną od f_{yk} ($Yield Stss$) i $Tang Mod$. W tablicy 38 przedstawiono charakterystykę przyjętego materiału, a na ryc. 65b reprezentację elementu.

Tablica 38. Parametry modelu stali podkładek i zbrojenia rozproszonego nadbetonu.

Parametr	Symbol	Wartości
Moduł sprężystości	EX	193 GPa
Współczynnik Poisson'a	$PRXY$	0,3
Granica plastyczności	$Yield Stss$	415 MPa
Parametr wzmocnienia	$Tang Mod$	20 MPa



Ryc. 65. ES wykorzystane w analizie: betonu – SOLID 65 (a), stali zwykłej – SOLID 45 (b), stali sprężającej – LINK 180 (c) (Ansys 2011).

Charakterystykę materiałów pod kątem przyporządkowania elementów skończonych, jak również ich numeracji w analizie podano w tablicy 39.

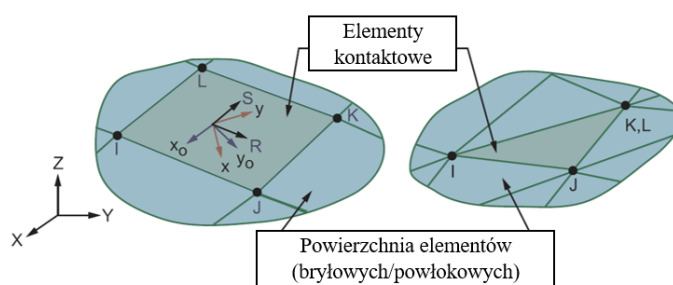
Tablica 39. Charakterystyka modeli materiałowych.

Materiał	Element (ES)	Numer materiału
Beton płyt kanałowych	SOLID 65	1
Stal splotów sprężających	LINK 180	2
Podkładki i inne elementy stalowe	SOLID 45	3
Nadbeton	SOLID 65	4

7.1.2.4. Kontakt w analizie płyta kanałowa - nadbeton

W celu doboru najefektywniejszej metody symulacji współpracy płyty kanałowej z nadbetonem wykonano analizę porównawczą pomiędzy modelem z elementami interfejsowymi a sztywnym połączeniem materiałów w węzłach. W pierwszym rozwiązaniu zastosowano czterowęzłowy element interfejsowy typu CONTA 173, który umożliwia uwzględnienie zarówno adhezyjnej zależności (przyczepności), jak również ortotropowego współczynnika tarcia. Element posiada taką samą charakterystykę geometryczną, jak elementy łączonych warstw (patrz ryc. 66). W analizie wykorzystano wartości współczynnika przyczepności kohezyjnej $c_{h,sr}=0,24$ i współczynnika tarcia $\mu_{h,sr}=0,67$, wyznaczone w badaniach doświadczalnych styku podłużnego w p. 6.3.1.

Z tak zamodelowanym złączeniem przeprowadzono analizę dla elementu HC500m/T. Jej wyniki porównano z drugim podejściem obliczeniowym, w którym węzły siatki górnej powierzchni płyty kanałowej i dolnej powierzchni nadbetonu są połączone w sposób sztywny bez możliwości separacji. Dyskretyzacja obu powierzchni zespolenia jest tożsama. Wyniki odkształceń żeberek oraz betonu w sąsiedztwie płyty wskazują na różnice rzędu ok. 5 %, co świadczy o niewielkim wpływie dokładnego rozwiązania z elementami interfejsowymi na wyniki końcowe. Z tego powodu w dalszych analizach nadbetonowanych płyt zastosowano rozwiązanie bez kontaktowe, co w znaczny sposób uprościło model obliczeniowy.



Ryc. 66. Element interfejsowy CONTA 173 wykorzystany w analizie: styku płyta - nadbeton (Ansys 2011).

7.1.3. Siatka elementów skończonych

W modelowaniu konstrukcji z betonu zbrojonego kluczowym jest zapewnienie odpowiedniej współpracy pomiędzy betonem i stalą z uwagi na przyczepności pomiędzy nimi. Jest to możliwe jedynie poprzez odpowiednią dyskretyzację modelu w obszarze połączenia. Można wyróżnić kilka sposobów podejścia do modelowania połączenia pomiędzy elementami betonowymi i stalowymi. W programie Ansys najczęściej stosowane jest podejście dyskretne lub rozproszone, oba zostały wykorzystane na potrzeby analizy. Ich reprezentację graficzną przedstawiono na ryc. 67.

Podejście dyskretne polega na zastosowaniu modeli elementów stalowych, które połączone są z elementami betonowymi we wspólnych węzłach siatki, co zapewnia współpracę pomiędzy tymi dwoma materiałami. Zaletą tego podejścia jest możliwość zastosowania rzeczywistej geometrii oraz właściwości fizycznych obu materiałów (Kisala 2015). Oczwistą wadą jest ograniczenie w kształtowaniu siatki betonu poprzez położenie elementów stalowych. Metodę tę wykorzystano do zamodelowania splotów sprężających o stałej średnicy 12,5 mm i polu powierzchni przekroju poprzecznego 93 mm². Model wiernie odzwierciedla rzeczywistą ilość splotów w przekroju danej

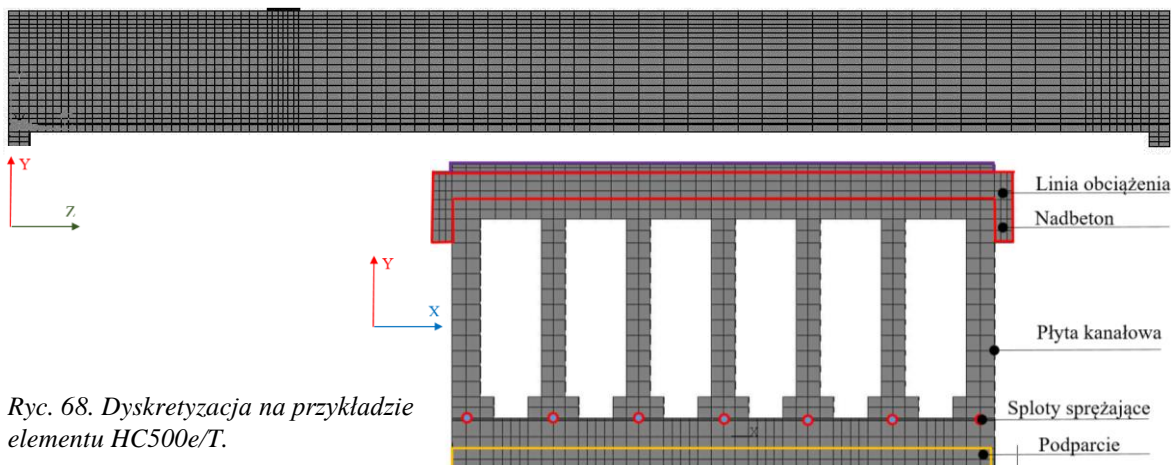
płyty zarówno w przypadku żeberek zbrojonych dwoma splotami (HC320) lub niezbrojonych w ogóle (HC200).



Ryc. 67. Reprezentacja modeli zbrojenia w betonie: model dyskretny (a), model rozproszony (b) (wg (Tavarez 2001)).

Siatkowanie płyty wzdłuż osi podłużnej (kierunek Z) nie było równomierne, a wymiar elementów skończonych (ES) zmieniał się w zakresie $5 \div 80$ mm. Podłużne zagęszczenie siatki (ES w zakresie $5 \div 30$ mm) przyjęto na odcinku pomiędzy czołem elementu i linią obciążenia pionowego, gdzie spodziewano się rozwoju zarysowania. Dogęszczenie siatki umożliwiło także większą dokładność uwzględnienia rozkładu siły sprężającej na długości transmisji. Na odcinku poza linią obciążenia wymiar ES nie był większy niż 80 mm. Dyskretyzacja modelu w kierunku Z była tożsama dla wszystkich jego elementów, tj.: płyty kanałowej, splotów sprężających oraz nadbetonu, dzięki czemu uzyskano stosunkowo jednorodną i regularną siatkę z elementów sześciennych (patrz ryc. 68). Na kierunku pionowym Y zastosowano jednorodną siatkę ES o wymiarze ok. 30 mm. Jedynie w obszarze splotów sprężających znajdowała się pojedyncza warstwa ES o wymiarze pionowym ok. 2 mm. Dyskretyzacja modelu została wykonana z zachowaniem podstawowych zasad prawidłowego siatkowania, tzn.:

- średni stosunek szerokości do długości ES wyniósł ok. 0,5, co świadczy o dobrej jakości geometrycznej ES;
- na grubości cienkościennych żeberek i półek płyty kanałowej znajdowały się minimum 2 ES.



Ryc. 68. Dyskretyzacja na przykładzie elementu HC500e/T.

W modelu dyskretnym w połączeniu stali sprężającej z betonem założono pełną przyczepność obu materiałów, bez możliwości separacji. Podejście to uniemożliwia śledzenia rozwoju poślizgu w zależności od przyrostu deformacji płyty kanałowej, jednak w znaczący sposób skraca zagadnienie obliczeniowe.

Podejście rozproszone zastosowano w modelu zbrojenia nadbetonu, którego siatka prętów o średnicy 6 mm ma drugorzędne znaczenie dla analizy globalnej. W modelu tym zbrojenie zdefiniowano przez podstawowe charakterystyki materiału: moduł sprężystości, współczynnik Poisson'a i granicę plastyczności (EX , $PRXY$, $Yield Stass$ – wg konwencji Ansys) przedstawione w tablicy 38 oraz

współczynnik gęstości zbrojenia w rozważanym kierunku i kąt osi prętów względem globalnego układu współrzędnych. W analizie współczynnik gęstości zbrojenia na kierunku równoległym i prostopadłym do osi podłużnej elementu przyjęto na poziomie 0,35 %.

7.1.4. Warunki brzegowe

7.1.4.1. Podparcie

Na obu końcach płyty zastosowana została podpora, z możliwością przesuwu w kierunku Z oraz obrotu w płaszczyźnie YZ. W tym celu środkowa linia węzłów podkładki podporowej otrzymała więzy przemieszczeń UY i UX (patrz ryc. 61). Obciążenie reakcją najpierw zostaje przekazane na stalową podkładkę podporową, a dopiero później na betonową powierzchnię płyty, co umożliwia bardziej równomierne rozłożenie obciążeń. W modelach odpowiadających badaniom etapu 1 i 3 zastosowano podparcie liniowe na całej szerokości płyty kanałowej, natomiast w symulacji etapu 2 oparto punktowo wybrane żeberka za pomocą podkładek o wymiarach 50x100 mm. Ponadto w badaniach z dodatkową siłą poziomą zastosowano więzy przemieszczeń w kierunku X na odcinku 400 mm (w osi działania siły poziomej) na wysokości półki dolnej płyty (patrz ryc. 61).

7.1.4.2. Ciężar własny oraz obciążenia zewnętrzne siłą pionową i poziomą

Ciężar własny oraz warstw nadbetonu zostały zadane poprzez wartości przyspieszenia grawitacyjnego równego $9,81 \text{ m/s}^2$ oraz ciężar objętościowy betonu $23,75 \text{ kN/m}^3$.

Wypadkową obciążenia pionowego $P_{V.test}$ lokowano, w zależności od wysokości płyty, w odległości a równej odpowiednio 600 mm, 800 mm i 1250 mm od osi podparcia (patrz ryc. 61). Obciążenie poziome półki górnej $P_{H.test}$ przyjęto na długości a pomiędzy osiami podparcia i obciążenia pionowego. W modelu zrezygnowano ze stalowych trawersów poprzecznych, za pośrednictwem których w badaniach przekazywano siłę poziomą oraz stalowych przekładek używanych przy obciążeniu poziomym. Powodem była chęć uniknięcia koncentracji naprężeń, osłabienia w naprężeniach oraz wystąpienia nierealnego zarysowania obszarów dociskowych, pochodzących z połączenia różnych materiałów w tożsamy węzłach siatki. Dlatego obciążenia reprezentujące oba oddziaływania zewnętrzne były zadawane jako ciśnienia na powierzchni o polu odpowiadającym powierzchni spodniej części trawersu i przekładki stalowej.

7.1.4.3. Sprężenie

W pracy Wolanskiego (Wolanski 2004) zawarto informację, że zalecanym sposobem przekazania siły ze stali sprężającej na beton w programie Ansys jest zastosowanie funkcji wstępnego odkształcenia (ang. initial strain), które wywołuje efekt równoważny w stosunku do siły sprężającej. Jednak sam Wolanski stwierdza, że proponowana metoda ma poważne ograniczenie możliwości zadania siły w ciągnie sprężającym o wartości większej niż jedna trzecia siły docelowej. Wynika to z definicji wstępnego odkształcenia, które przykładane jest w postaci tylko jednego kroku i nie jest możliwy jego podział na mniejsze podkroki, co skutkuje brakiem zbieżności rozwiązania. Obliczenia własne, przy zastosowaniu funkcji initial stain, potwierdzają tę prawidłowość – zadanie zostało rozwiązane przy sile nie większej niż 40 % siły docelowej.

Problem ten można rozwiązać stosując podejście zaproponowane przez Kisałę w pracy (Kisała 2015), polegające na zastąpieniu wstępnego odkształcenia przez zadanie oddziaływania temperaturowego. Ochłodzenie cięgna sprężającego powoduje jego skrócenie, co skutkuje powstaniem siły ściskającej w betonie odpowiadającej efektowi sprężenia. Wartość temperatury jaką należy zastosować, można obliczyć ze wzorów na rozszerzalność cieplną:

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

wz.78

$$x = x_0 \cdot (1 + \varepsilon_p)$$

wz.79

$$\Delta T = \frac{x - x_0}{x_0 \cdot a} = \frac{\varepsilon_p}{a}$$

wz.80

gdzie:

ε_p – odkształcenie w stali sprężającej,

σ_p – naprężenie w stali sprężającej odpowiadające sile sprężającej w danej sytuacji obliczeniowej,

E_p – moduł sprężystości podłużnej stali sprężającej,

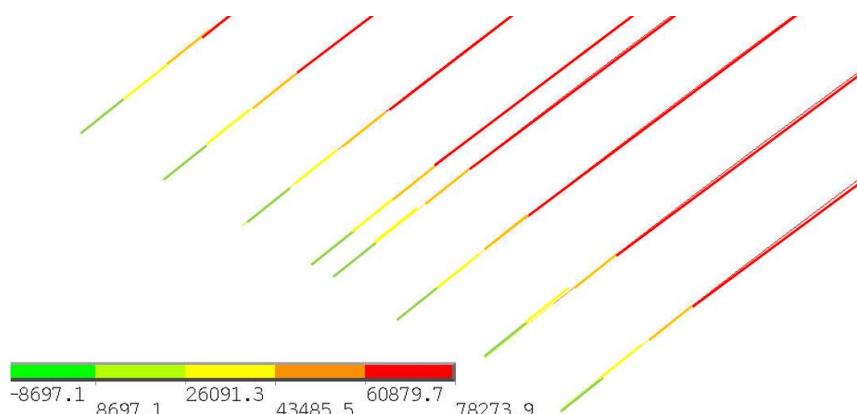
x – długość elementu po zmianie temperatury,

x_0 – długość początkowa elementu,

a – współczynnik rozszerzalności liniowej stali ($1,2 \cdot 10^{-5}$ 1/K),

ΔT – przyrost temperatury.

Zastosowanie tego sposobu pozwala podzielić krok obciążenia na mniejsze przyrosty, a tym samym uzyskać zbieżności rozwiązania w sytuacji pojawiania się zarysowania betonu. Metoda pozwala w pełni wykorzystać właściwości stali sprężającej i analizować elementy w pełnym zakresie sprężenia. Na ryc. 69 przedstawiono rozkład siły sprężającej w splotach. Przyrost siły na długości transmisji zamodelowano skokowo, dzieląc ją na minimum cztery odcinki, z których każdy składa się z co najmniej dwóch ES.



Ryc. 69. Rozkład siły sprężającej w splotach w pierwszym kroku obciążenia (wartości siły w [N]).

7.1.4.4. Kryteria zgodności modelu i typ analizy

Sprężysto-plastyczna analiza zbrojonych elementów betonowych z wykorzystaniem algorytmu iteracyjnego wyznaczania przybliżonej wartości pierwiastka funkcji Newtona-Raphsona wiąże się z trudnością uzyskania zbieżności rozwiązania, które zależy od zmiennych warunków zadania, powodowanych pojawieniem się rys i uplastycznienia stali. Rozwiązanie zadania na drodze analizy statycznej zostało podzielone na odpowiednią ilość kroków obliczeniowych, w celu uzyskania zbieżności oraz wyznaczenia punktu pierwszego zarysowania, a analiza prowadzona była do momentu przerwania obliczeń ze względu na brak możliwości uzyskania zbieżności rozwiązania. W całej analizie zastosowano kryterium siły. Czas końca kroku obciążenia odnosi się do końcowej wartości obciążenia na końcu kroku. Model był analizowany z wykorzystaniem punktów restartu umożliwiających rozpoczęcie obliczania kolejnego etapu zadania bez konieczności powtarzania obliczeń od początku. W analizie przyjęto szereg ustawień domyślnych programu Ansys, jak też wprowadzono własne modyfikacje parametrów z uwagi na specyfikę konkretnego elementu. Typowe polecenia statycznej analizy nieliniowej na etapie Solution Controls przedstawiono

w tablicy 40. Podkroki ustawiono w taki sposób, aby wskazywać przyrost obciążenia stosowany w analizie. Polecenia służące do sterowania solverem przedstawiono w tablicy 41.

Tablica 40. Komendy użyte do kontroli analizy nieliniowej. Tablica 41. Komendy użyte w Output Solver.

Analysis Options	Small Displacement
Calculate Prestress Effects	No
Automatic Time Stepping	On
Initial No. of Substeps	100
Max. No. Of Substeps	1000÷100000
Min. No. Of Substeps	15
Write Items of Results File	All Solutions Items
Frequency	Write Every Substep

Equation Solver	Sparse Direct
Number of Restart Files	1
Frequency	Write Every Substep

Polecenia użyte dla algorytmu nieliniowego i kryteriów konwergencji przedstawiono w tablicy 42.

Tablica 42. Algorytm nieliniowy i parametry kryterium konwergencji.

Line Search	Off
DOF solution predictor	Prog Chosen
Maximum number of iteration	100
Cutback Control	Cutback according to predict number of iterations
Equiv. Plastic Strain	0,15
Explicit Creep ratio	0,1
Implicit Creep ratio	0
Incremental displacement	10000000
Points per cycle	13
Set Convergence Criteria	
Label Ref. Value	U
Tolerance	0,001÷0,01
Min. Ref.	L2

Podstawowe parametry analizy nieliniowej – kroki i podkroki obciążenia na podstawie analizy elementu HC500m przedstawiono w tablicy 43.

Tablica 43. Charakterystyka kroków obciążenia w analizie elementu HC500m.

Czas początkowy kroku	Czas końcowy kroku	Numer kroku	Ilość kroków	Przyrost obciążenia	Nazwa obciążenia
0,0	0,6	1	100	-225,5 K	sprężenie
0,6	1,0	2	100	-180,4 K	sprężenie
1,0	2,0	3	100	23,75 kN/m ³	ciężar własny
2,0	3,0	4	100	54,22 kN	obciążenie zewnętrzne
4,0	5,0	5	100	54,22 kN	
5,0	6,0	6	100	54,22 kN	
6,0	7,0	7	100	54,22 kN	
7,0	8,0	8	21	11,62 kN	

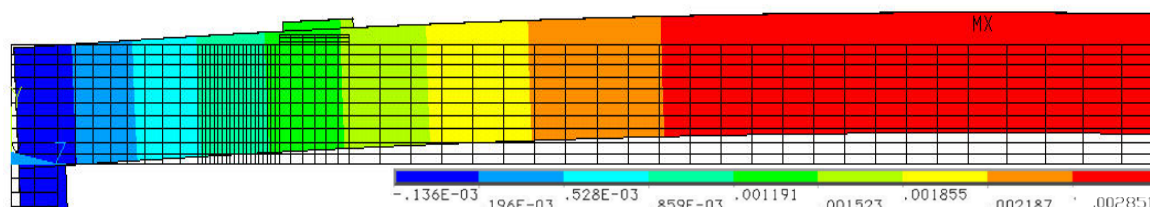
7.1.5. Analiza wyników

Uzyskane wyniki obliczeń numerycznych zostały poddane szczegółowej analizie, w której porównano je z wartościami pomierzonymi w badaniach doświadczalnych oraz obliczeń teoretycznych. Szczególną uwagę poświęcono historii i lokalizacji zarysowania, którego charakter nie został w pełni rozpoznany w badaniach doświadczalnych z powodu nagłego mechanizmu zniszczenia. Przedmiotem analizy porównawczej są także, wyznaczone w symulacji, wartości odkształceń betonu oraz deformacji pionowych i poziomych pod działaniem siły sprężającej i obciążeń zewnętrznych.

7.1.5.1. Przemieszczenia

Wyniki przemieszczeń pionowych związane z przyłożeniem siły sprężającej w pierwszym i drugim kroku obciążenia wskazują na dobrą zbieżność z obliczeniami ręcznymi. Dla elementu HC200 wygięcie od sprężenia w obszarze środka rozpiętości wyniosło 2,851 mm, natomiast ciężar własny powoduje redukcję wygięcia o -0,582 mm. Obliczenia teoretyczne tożsamyh przemieszczeń pionowych wskazały na wartości 2,78 mm i -0,54 mm. Różnica wyników na poziomie poniżej 5 % jest w pełni zadowalająca i świadczy o właściwym doborze parametrów modelu numerycznego.

Obraz przemieszczeń pionowych połowy elementu HC200 przedstawiono na ryc. 70.



Ryc. 70. Przemieszczenia pionowe elementu HC200 pod wpływem sprężenia (wartości w [N]).

Wyniki porównawcze obliczeń teoretycznych i analizy MES wstępnego wygięcia od sprężenia i redukcji jego wartości pod działaniem ciężaru własnego (pierwszy krok obciążenia w modelu) w środku rozpiętości elementów HC320 i HC500 przedstawiono w tablicy 44.

Tablica 44. Porównanie wyników ugięć wg obliczeń teoretycznych i analizy MES w środku rozpiętości elementów.

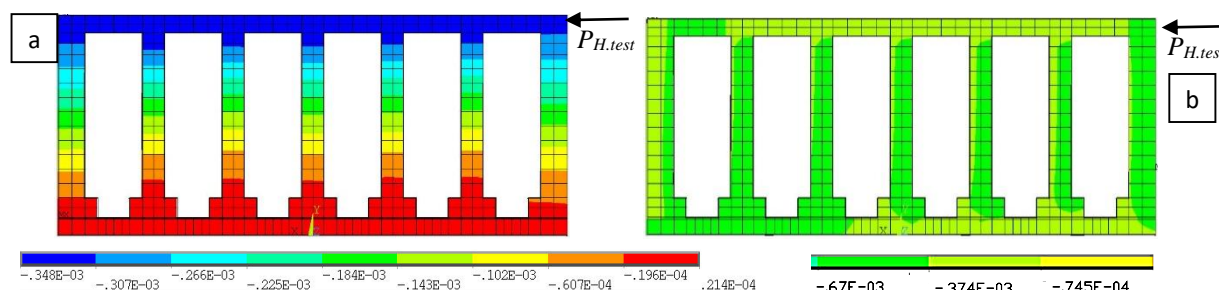
	Analiza MES		Obliczenia ręczne	
	Wygięcie od sprężenia [mm]	Ugięcie od cięż. własn. [mm]	Wygięcie od sprężenia [mm]	Ugięcie od cięż. własn. [mm]
HC200	2,851	-0,582	2,78	-0,54
HC320	3,382	-0,205	3,25	-0,19
HC500	1,891	-0,293	1,81	-0,28

Wartości przemieszczeń pionowych z analizy MES, rejestrowane w kolejnych krokach obciążenia, zostały porównane z ugięciami z badań doświadczalnych i przedstawione w tablicy 45. Dla elementów bez nadbetonu wartości w linii obciążenia stanowią miarę ugięcia przy sile pionowej $P_{V, test}$ tuż przed zniszczeniem, natomiast dla elementów nadbetonowanych wartość ugięcia przyjęto dla tej samej siły pionowej jak dla elementów bez nadbetonu. Ugięcia według analizy MES przytoczono dla siły pionowej, bliskiej wartości ustalonej dla badań doświadczalnych. Ostateczna wartość ugięcia elementów według analizy MES zostały pomniejszona o wartość wygięcia od sprężenia, ponieważ w badaniach doświadczalnych rejestrowano jedynie przyrosty przemieszczeń od obciążeń zewnętrznych, bez uwzględniania wyjściowej miary wygięcia. Każda z przytoczonych w tablicy 45 wartości stanowi uśrednione ugięcie w linii pomiarowej.

Tablica 45. Porównanie wyników ugięć w linii obciążenia według analizy MES i badań doświadczalnych.

	Ugięcie – MES a_{MES} [mm]	Ugięcie – badania doświadczalne. a_{test} [mm]	a_{MES} / a_{test} [%]
HC320r	1,912	2,1	91%
HC500r	8,253	11	75%
HC320m	5,439	6,9	79%
HC500m	7,368	9,2	80%
HC320m/T	5,183	5,5	94%
HC500m/T	4,87	4,3	113%
HC200e	6,783	20	34%
HC500e	3,542	2,9	122%
HC200e/T	6,831	6,5	105%
HC500e/T	2,863	2,0	140%

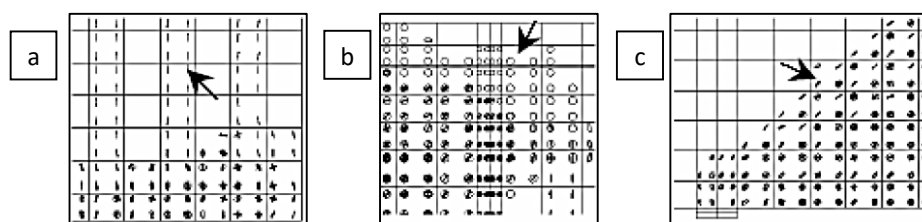
Na ryc. 71 przedstawiono mapy przemieszczeń poziomych i pionowych (wzdłuż osi X i Y), będące obrazem deformacji przekroju poprzecznego w czole elementu HC500e, na skutek działania interakcji siły pionowej $P_{V.test}$ i poziomej $P_{H.test}$. Uzyskane wartości przemieszczeń stanowią punkt odniesienia dla pomiaru przemieszczeń metodą wizyjną, której wyniki dla tożsamego elementu przedstawiono na ryc. 46. Porównanie deformacji żeberka, bezpośrednio obciążonego siłą $P_{H.test}$, wskazuje różnicę na poziomie ok. 10 % i 15% dla przemieszczeń poziomych X i pionowych Y.



Ryc. 71. Deformacje poziome (a) i pionowe (b) w czole elementu HC500e (wartości w [m]).

7.1.5.2. Zarysowanie i zniszczenie betonu

Metoda krokowego przykładania obciążeń pozwoliła uchwycić powstanie i rozwój pierwszego zarysowania strefy przypodporowej. Na ryc. 73 przedstawiono schematyczny rozwój zarysowania skrajnych żeberek w modelowanych płytach kanałowych oraz fotografie rzeczywistego zniszczenia. Ryc. 72 przedstawia graficzną konwencję wizualizacji różnych typów rys w betonie, stosowaną w programie Ansys. Prezentowane typy zarysowania zarejestrowane zostały przy pionowej sile tnącej o wartości ok. 10÷15 % mniejszej niż siła niszcząca $P_{V.test.max}$.



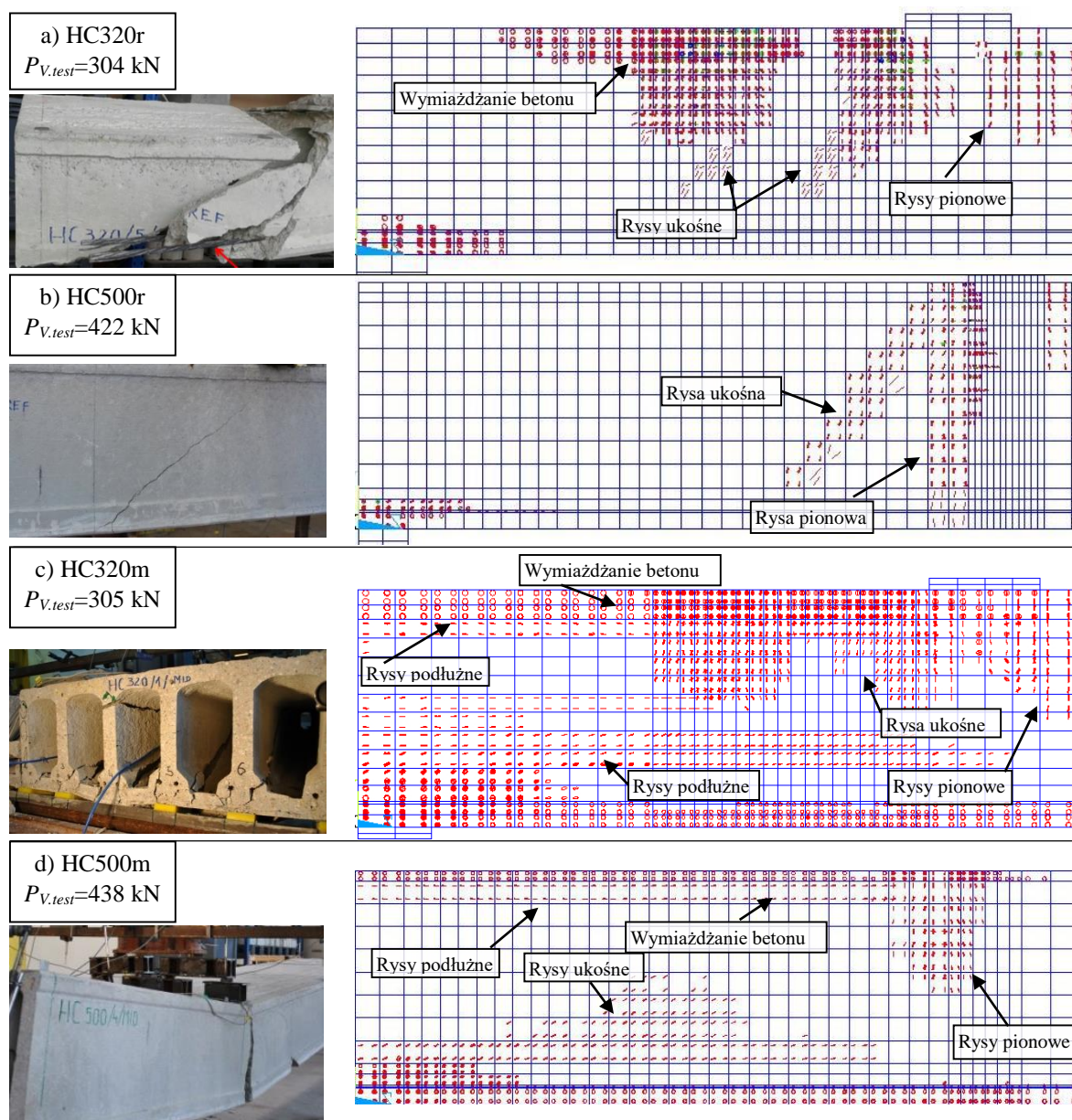
Ryc. 72. Graficzne przedstawienie zarysowania odpowiadające: pionowym rysom od zginania (a), rysom powstałym w wyniku wymiażdżenia betonu (b) i rysom ukośnym (c).

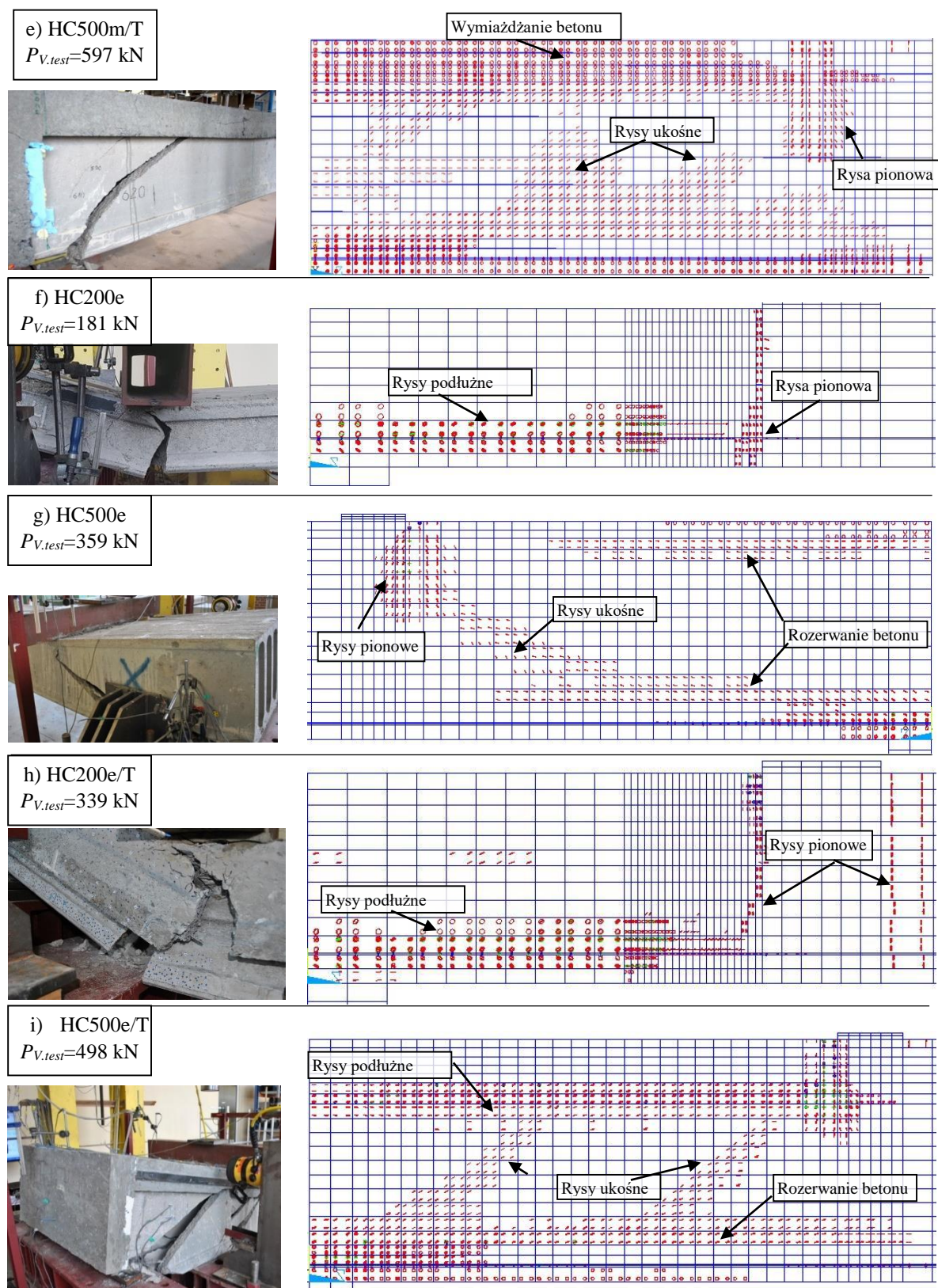
Analiza MES potwierdza, iż we wszystkich analizowanych płytach niskich HC200, jak też często w płytach wysokich HC500 pierwsze i zarazem główne rysy inicjowały się w linii obciążenia i miały charakter typowego zarysowania pionowego. Rozwój takiego zarysowania, z lekkim odchyleniem ku osi podparcia, w modelach HC200e (patrz ryc. 73f) i HC200e/T (patrz ryc. 73h) potwierdza dominujący wpływ zginania, co w pełni koresponduje z badaniami doświadczalnymi. W modelach tych nie pojawiły się rysy ukośne. Inicjacja zarysowania rozpoczyna się przy sile pionowej większej średnio o ok. 9 % niż rejestrowano to w badaniach, na podstawie pomierzonych odkształceń. Powodów tej rozbieżności należy doszukiwać się w pełnej jednorodności betonu w całej swojej objętości oraz brak ukrytych wad materiałowych w modelowanych elementach.

Również w modelu elementu HC500m (patrz ryc. 73e) rysa pionowa była dominującym zarysowaniem, natomiast w badaniach doświadczalnych nie zarejestrowano rys ukośnych w połowie wysokości przekroju pomiędzy osiami podparcia i obciążenia. W pozostałych modelach płyt wysokich oprócz rysy pionowej, widoczne są też rysy ukośne, których rozwój rozpoczyna się przy wartości ok. 85÷95 % siły niszczącej, co odpowiada nagłemu modelowi zniszczenia płyt osiągniętemu w badaniach. Rysa ukośna pojawiała się zawsze nieco poniżej środka wysokości przekroju płyty i propagowała w kierunku osi podparcia (w modelach MES nie zawsze ją osiągając z uwagi na przerwanie obliczeń w chwili braku zbieżności zadania) oraz osi obciążenia, łącząc się

tam z zarysowaniem pionowym – taki mechanizm zarysowania widoczny jest na: ryc. 73b, ryc. 73e i ryc. 73i. W elementach HC500e/T (patrz ryc. 73i) oraz HC500m/T (patrz ryc. 73e) wystąpiły równocześnie dodatkowe, krótkie rysy ukośne bliżej osi podparcia, co dokładnie odzwierciedla sytuację rzeczywistą z badań doświadczalnych. Podobny przebieg krótkiej rysy w żeberku prezentuje ryc. 73a dla elementu HC320r. Kąt nachylenia rys ukośnych w żeberkach modelowanych płyt kanałowych wskazują na bardzo dobrą zgodność z badaniami doświadczalnymi.

Należy zwrócić uwagę, że niemal we wszystkich modelowanych elementach (poza płytami HC320r i HC500r) od wartości ok. 35÷40 % siły niszczącej, w obszarze powyżej osi splotów sprężających, postępowało zarysowanie poziome od czoła elementu wzdłuż osi podłużnej płyty. W modelach MES nie zaistniało natomiast, obserwowane w badaniach doświadczalnych elementów HC320m i HC500m, wczesne zniszczenie skrajnego żeberka, po którym dochodziło do redystrybucji obciążeń, umożliwiającej dalszą pracę elementu pod obciążeniem. W modelach numerycznych elementów etapu 2, w styku żeberek z półką górną, widoczne są rysy podłużne, które w badaniach doświadczalnych uwidoczniły się w postaci poziomego pęknięcia (patrz ryc. 73c). Ten typ zarysowania, jak również gęsta siatka rys wzdłuż górnej krawędzi płyty, jest pochodną dużej deformacji niszczącego elementu, połączonej z wymiżdżania betonu ściskanego w najbardziej wyężonym przekroju (patrz ryc. 73c-e).



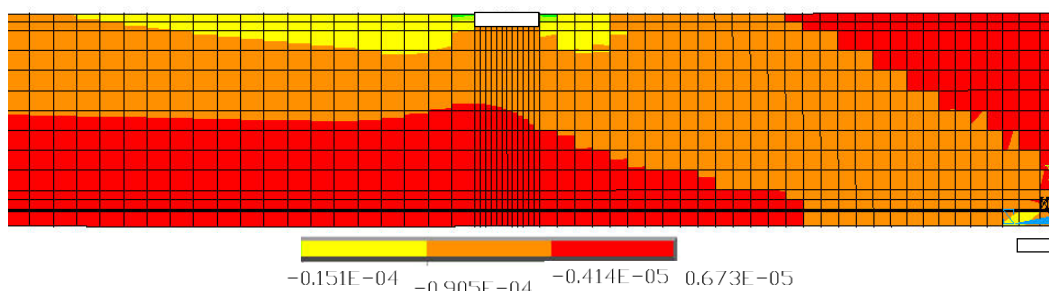


Ryc. 73. Zarysowanie strefy przypodporowej modeli elementów badawczych w sytuacji poprzedzającej zniszczenie.

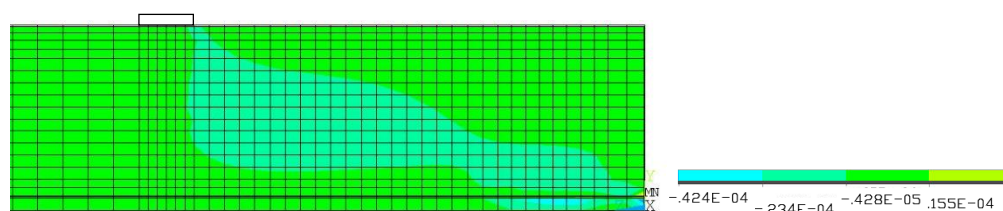
7.1.5.3. Odształcenia w betonie

Zastosowane modele obliczeniowe pozwoliły śledzić rozwój odkształceń w elemencie betonowym, który zmienia się wraz z pojawieniem się kolejnych zarysowań. Otrzymane wyniki dobrze pokrywają

się z rezultatami badań doświadczalnych. Mapy odkształceń w żeberkach modelowanych płyt kanałowych w zadowalający sposób odpowiadają przedstawionym w poprzednim punkcie pracy typom zarysowania i zniszczenia elementów. Na ryc. 75 przedstawiono rozkład odkształceń głównych w skrajnym żeberku elementu HC500e, gdzie kąt nachylenia trajektorii odkształceń odpowiada pochyleniu rysy ukośnej z ryc. 73g. Rozkład odkształceń stycznych w płaszczyźnie YZ (patrz ryc. 76) jest jeszcze bliższy obrazowi przebiegu zarysowania, odzwierciedlając „poziomowanie” się rysy w środkowym odcinku między osiami podparcia i obciążenia. Uzyskane wartości odkształcenia głównego w chwili poprzedzającej zniszczenie (ok. $90 \mu\text{m/m}$), w miejscu odpowiadającym lokalizacji badawczego punktu pomiarowego, są większe o ok. 6 % niż wynik z pomiaru tensometrycznego (ok. $85 \mu\text{m/m}$), co przedstawiono ryc. 43.

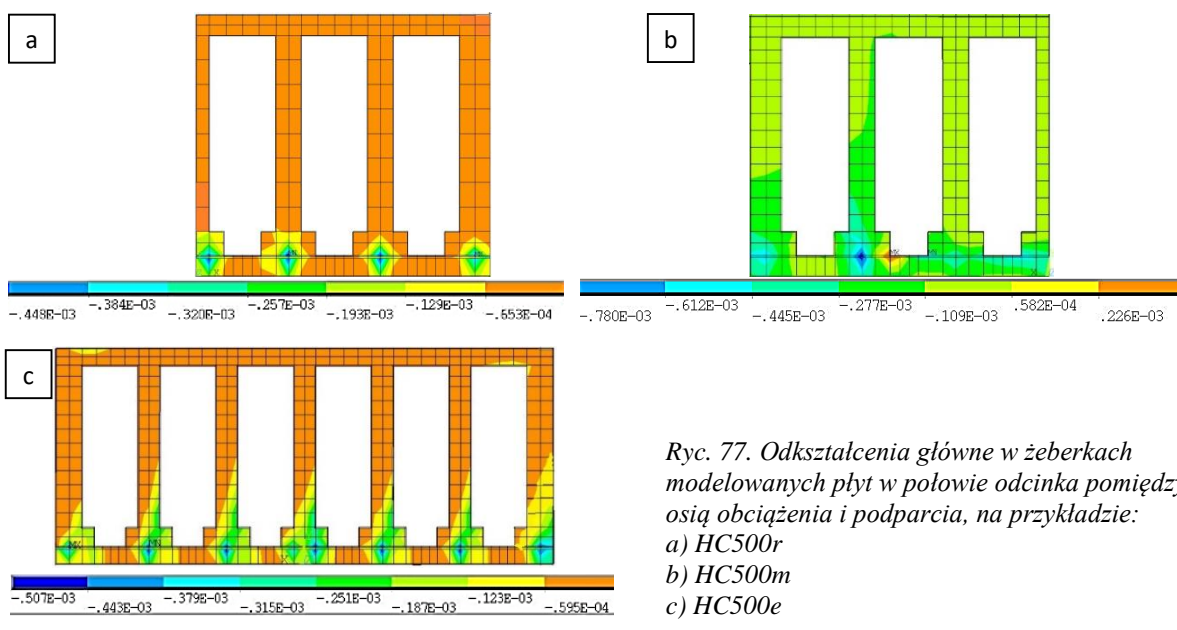


Ryc. 75. Odształcenia główne w skrajnym żeberku elementu HC500e w chwili poprzedzającej zniszczenie.



Ryc. 76. Odształcenia styczne w płaszczyźnie YZ w skrajnym żeberku elementu HC500e w chwili poprzedzającej zniszczenie.

W analizie MES szczególną uwagę poświęcono poziomowi wyężenia żeberk modelowanych płyt kanałowych. Analiza numeryczna potwierdziła obserwacje poczynione w badaniach doświadczalnych, iż rozkład odkształceń w płytach referencyjnych można uznać, zgodnie z oczekiwaniami, za tożsamy przy zachowaniu warunków symetrycznego podparcia i obciążenia pionowego (patrz ryc. 77a) oraz że w badaniach etapu 3 przy interakcji ścinających sił pionowej i poziomej najbardziej wyężonym żeberkiem jest żeberko skrajne (patrz ryc. 77c), w obszarze którego zablokowana jest możliwość przesuwu wzdłuż osi X. Analiza MES elementów, odpowiadających płytom z etapu 2, wskazuje na największe wyężenie żeberka przedszkrajnego.



Ryc. 77. Odształcenia główne w żeberkach modelowanych płyt w połowie odcinka pomiędzy osi obciążenia i podparcia, na przykładzie:
a) HC500r
b) HC500m
c) HC500e

7.1.6. Wnioski

Na podstawie analizy numerycznej MES modeli płyt kanałowych stanowiących odniesienie do badań doświadczalnych z zachowaniem podobieństwa w zakresie podstawowych charakterystyk geometrycznych i materiałowych elementów oraz sposobu obciążenia, można sformułować następujące wnioski:

- analiza przemieszczeń i odkształceń powstałych od efektów krokowego zadania siły sprężającej oraz ciężaru własnego i obciążeń zewnętrznych, odczytane w odpowiednich punktach modeli MES, w zadawalający sposób korespondują z wynikami uzyskanymi w toku obliczeń teoretycznych (patrz tablice 44 i 45) oraz badaniach doświadczalnych (patrz ryciny 70 i 71). Różnice wyników poszczególnych parametrów mogą mieć swoje źródło zarówno w przyjętych uproszczeniach geometrii przekroju poprzecznego płyt kanałowych, jak również w charakterystyce zastosowanych modeli materiałowych oraz w idealizacji geometrycznej i materiałowej elementów badawczych, które w analizie pozbawione są jakichkolwiek imperfekcji i ukrytych wad materiałowych.
- Mapy rozwoju zarysowania płyt kanałowych pozwoliły prześledzić historię zarysowania, od inicjacji rys pionowych i podłużnych w stykach żeber z półką dolną po zniszczenie elementu (patrz ryc. 73). Analiza MES potwierdziła uzyskaną w badaniach eksperymentalnych zależność typu występujących rys (pionowych i ukośnych) oraz mechanizmu zniszczenia płyty kanałowej od wysokości przekroju poprzecznego prefabrykatu. Lokalizacja oraz trajektoria zarysowania (kąt nachylenia rys ukośnych) w modelach symulacyjnych bardzo dokładnie odpowiada obrazowi zarysowania osiągniętemu w badaniach eksperymentalnych.
- Analiza potwierdziła zróżnicowanie obciążenia poszczególnych żeber płyt kanałowych w zależności od warunkach ich podparcia i obciążenia. Dla płyt kanałowych, w których symulowano pracę na podporze sztywnej, gdy obciążenie i oparcie na podporze są symetryczne względem osi podłużnej elementu oraz płyt w schemacie odpowiadającym skrajnemu elementowi pola stropowego, otrzymano wyniki o spodziewanej tendencji – równomierne obciążenie żeber w pierwszym przypadku (patrz ryc. 77a) oraz znaczne przeciążenie żeberka skrajnego, przy krawędzi którego uniemożliwiono przemieszczenie poziome, w drugim (patrz ryc. 77c). Istotna różnica w porównaniu z badaniami eksperymentalnymi zaistniała natomiast dla elementów, odpowiadających pracy płyt w obszarze środkowym stropu, w których największe wyężenie zarejestrowano w żeberku przedskrajnym (patrz ryc. 77b).
- Metoda symulacji obciążenia konstrukcji betonowej za pomocą siły sprężającej poprzez wykorzystanie oddziaływania temperaturowego w splotach, okazała się być bardzo dokładna i w pełni odpowiednia specyfice konstrukcji strunobetonowych. Metoda ta pozwala w pełni wykorzystać właściwości stali sprężającej i analizować elementy konstrukcyjne w pełnym zakresie sprężenia. Poziom siły sprężającej w pierwszym kroku obciążenia płyty był równy wartości siły naciągowej oszacowanej w toku obliczeń teoretycznych. Analiza przyrostu naprężeń w splotach potwierdziła, iż w żadnym z nich nie doszło do uplastycznienia stali sprężającej.
- W modelu z zastosowaniem elementów kontaktowych w złączy płyty kanałowej i nadbetonu nie doszło do oznak jego rozwarstwienia, tym samym potwierdzono obserwacje z badań eksperymentalnych o wystarczających warunkach zespolenia obu betonów w zaistniałym stanie obciążenia styku.

7.2. ANALIZY MODELU POŁA STROPOWEGO

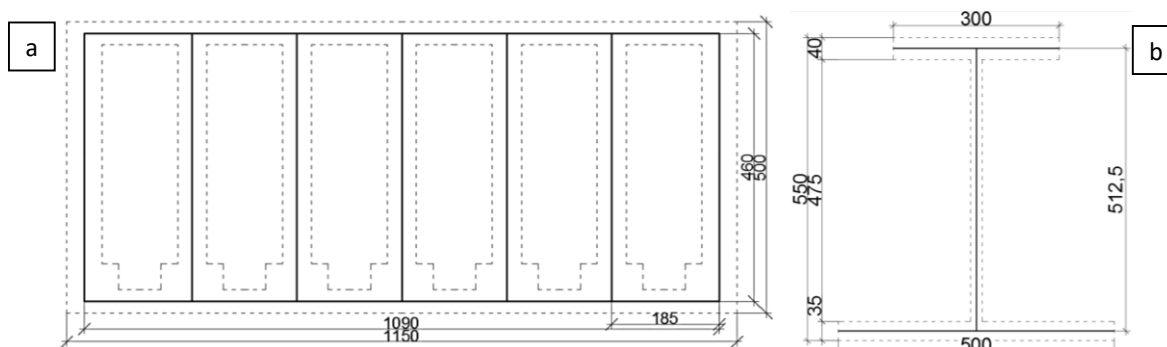
Celem tej części analiz numerycznych było oszacowanie doraźnego ugięcia dźwigara na skutek obciążeń powstałych po wypełnieniu styków między płytami kanałowymi, które można przyjąć za graniczną wartość pomiędzy podporami sztywnymi i podatnymi. Dla płyt kanałowych HC500 wykonano model pola stropowego, składający się z dźwigara stalowego IFB oraz układu sąsiadujących płyt kanałowych. Aby dokładnie odwzorować pracę typowego stropu w konstrukcji Slim Floor, wyjściowe wymiary geometryczne elementów zostały określone na podstawie technicznych wytycznych projektowych – (Z-15.10-316 2014) dla płyt kanałowych i (Arcelor 2014) dla dźwigarów podatnych.

Dla pola stropowego przeprowadzono analizy numeryczne, śledząc zmianę poziomych naprężeń stycznych τ_{xz} w skrajnym żeberku zewnętrznej płyty kanałowej, w zależności od sztywności giętej dźwigara $E_b I_b$, która była głównym parametrem obliczeń.

7.2.1. Charakterystyka geometryczna modelu stropu

Pierwotny modelowany strop składał się z dziesięciu płyt kanałowych o nominalnej wysokości 500 mm i całkowitej rozpiętości 15,20 m. Zastosowany w obliczeniach powłokowy model konstrukcji wymagał, aby przekroje poprzeczne żeberek i poziomych półek płyty kanałowej były elementami o nieskończenie małej grubości. Uproszczenie geometrii przekroju poprzecznego płyt HC500 do osiowych wymiarów poszczególnych ścianek przedstawiono na ryc. 78a, a podstawową charakterystykę geometryczną w tablicy 46.

Dźwigary stropowe reprezentowane są w analizie przez profile stalowe typu IFB o stałej rozpiętości $L_b=6,20$ m, która została dobrana w taki sposób, aby dźwigar stanowił podporę dla pięciu płyt kanałowych z każdej strony, względem jego osi podłużnej. We wszystkich modelach wykorzystano stały przekrój poprzeczny dźwigara o wysokości 550 mm, którego graficzne uproszczenie do elementów powłokowych przedstawiono na ryc. 78b.



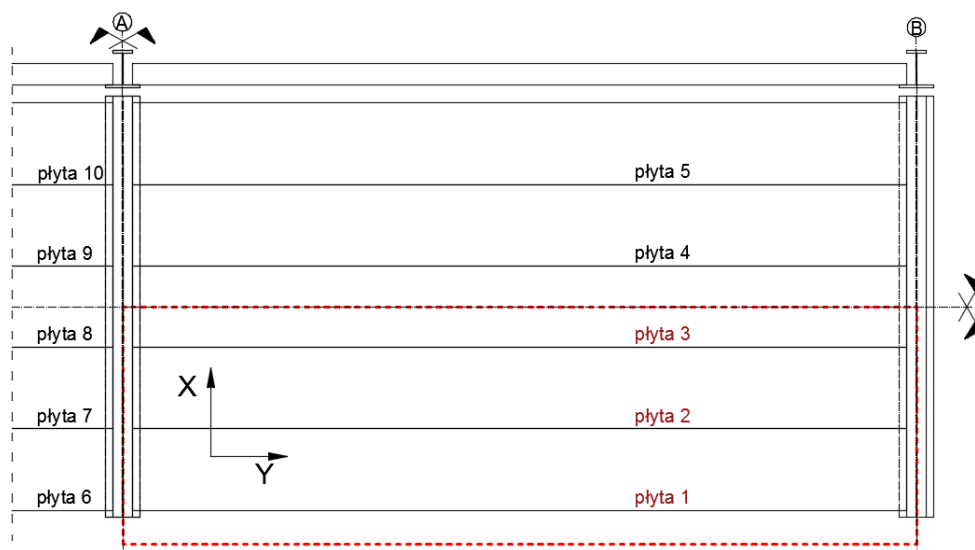
Ryc. 78. Wymiary przekroju poprzecznego płyty HC500 (a) i dźwigara IFB (b).
Przekrój w modelu powłokowym (linia ciągłą) i brylowym (linia przerywana).

Tablica 46. Charakterystyka płyty kanałowej HC500 w analizie numerycznej.

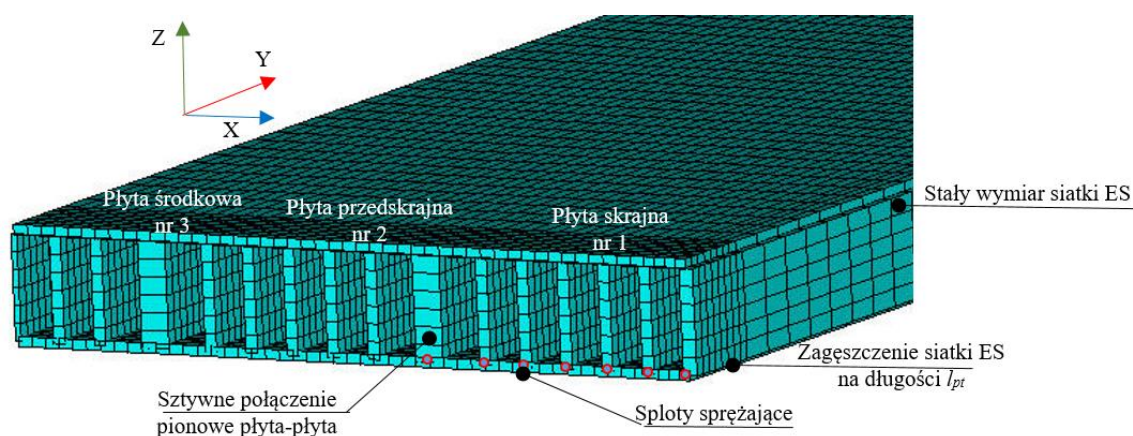
		HC 500
Rozpiętość całkowita L_{hc}	[m]	15,20
Rozpiętość efektywna L_{eff}	[m]	15,00
Ciężar własny g_{min}	[kN/m ²]	5,2
sprężenie dołem	[-]	10φ12,5 mm
P_{pnt}	[kN]	110
l_{pt}	[mm]	400

W symulacji wykorzystano podwójną symetrię układu w obu kierunkach X i Y, dzięki czemu zagadnienie obliczeniowe zostało zredukowane do modelu „ćwiartki”, na którą składają się: dźwigar w osi A o połowie rozpiętości i połowie przekroju poprzecznego, dźwigar w osi B o połowie

rozpiętości i pełnym polu przekroju poprzecznego oraz 2,5 płyty kanałowej (nr 1 – skrajna, 2 – przedskrajna i 3 – środkowa) pełnej rozpiętości. Rzut oraz widok modelowanego fragmentu pola stropowego przedstawiono na rycinach 79 i 80.



Ryc. 79. Rzut fragmentu analizowanego pola stropowego.



Ryc. 80. Widok modelu pola stropowego i globalny układ współrzędnych przyjęty w analizie.

7.2.2. Podatność dźwigara

W celu ograniczenia czasochłonności zadania obliczeniowego z uwagi na geometrię i siatkowanie dźwigara, efekt zmiennego przyrostu ugięcia przy stałym układzie obciążenia, został uzyskany poprzez parametryzację sztywności giętej dźwigara, sterowaną poprzez wartość modułu sprężystości stali E_s . Zakres zmienności modułu E_s została dobrana w taki sposób, aby strzałka ugięcia dźwigara zawierała się pomiędzy $1/2000$ i $1/250$ jego rozpiętości L_b .

$1/2000 L_b$ odpowiada minimalnej strzałce ugięcia, wskazanej w zaleceniach niemieckich (BVSF 2016) za minimalną wartość, od której w wymiarowaniu płyt kanałowych należy uwzględnić redukcję nośności na ścinanie. Natomiast ugięcie równe $1/250 L_b$ odpowiada wielkości, która przyjmowana jest dla większości stropów, jako podstawowe sprawdzenie stanu granicznego użyteczności ugięć.

Jako podporę sztywną (przesztywnioną), niezbędną dla właściwej interpretacji wyników, uznano dźwigar, którego ugięcie jest o rząd wielkości mniejsze od ugięcia $1/2000 L_b$ i wynosi $1/20000 L_b$. Parametryzację ugięcia w funkcji modułu sprężystości E_s prezentuje tablica 47.

Tablica 47. Parametryzacja podatności dźwigara w zależności od modułu sprężystości stali E_s .

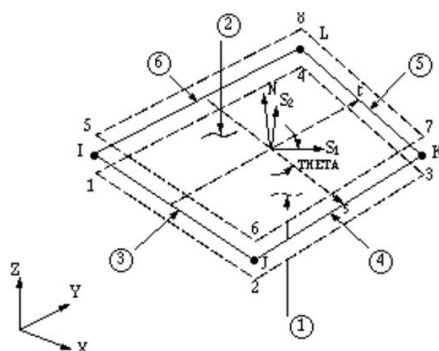
Strzałka ugięcia u	E_s [GPa]
$1/20000 L_b$	2970
$1/2000 L_b$	297
$1/1500 L_b$	223
$1/1350 L_b$	201
$1/1250 L_b$	186
$1/1000 L_b$	148
$1/750 L_b$	111
$1/500 L_b$	74
$1/400 L_b$	59
$1/300 L_b$	43
$1/250 L_b$	35

7.2.3. Modele materiałowe i dyskretyzacja

Zastosowanie przestrzennego modelu powłokowego pozwoliło na znaczne skrócenie czasu obliczeń. Wielkość modelu wyniosła: 17258 elementów skończonych oraz 249471 węzłów.

W liniowej analizie obliczeniowej beton płyt kanałowych oraz ścianki dźwigarów zamodelowano z wykorzystaniem elementu powłokowego typu SHELL 181, który dobrze nadaje się do modelowania cienkich lub umiarkowanie grubych struktur powłokowych. Definiowany jest on za pomocą czterech węzłów, z których każdy dysponuje sześcioma stopniami swobody (przemieszczenia i obroty na kierunkach i względem osi X, Y i Z). Reprezentację graficzną elementu skończonego przedstawiono na ryc. 81. Do modelowania splotu sprężającego, podobnie jak w modelach bryłowych opisanych w p. 7.1. użyto liniowego elementu skończonego LINK 180.

Charakterystyki materiałowe elementów konstrukcyjnych zadane w definicji modeli materiałowych przedstawiono w tablicy 48.



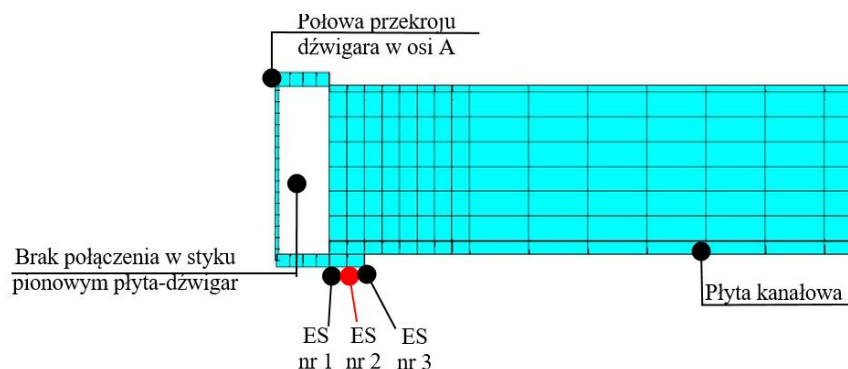
Ryc. 81. Element SHELL 181 wykorzystany w analizie powłoki płyty kanałowej i dźwigara (Ansys 2011).

Tablica 48. Charakterystyka i parametry modeli materiałowych.

Parametr	Symbol	Beton płyt kanałowych	Stal dźwigarów	Stal sprężająca
Element skończony	ES	SHELL181	SHELL181	LINK180
Ciężar objętościowy [kN/m ³]	DENS	23,75	78,00	-
Moduł sprężystości podłużnej E_{cm} [GPa]	EX	32,0	30÷2970	198,9
Współczynnik Poisson'a ν	PRXY	0,2	0,3	0,3

Na obu końcach płyty zastosowana została podpora, z możliwością przesuwu w kierunku Y oraz obrotu w płaszczyźnie ZY. W tym celu wykorzystano elementy kontaktowe typu MPC184 (ang. Multipoint Constraint Element), czyli tzw. sztywne wirtualne beleczki, służące do przenoszenia sił i momentów zginających pomiędzy dwoma łączonymi bryłami lub powierzchniami. Głębokość podparcia płyty na dźwigarze ($L_{supp}=100$ mm) została podzielona na 2 ES, w linii połączenia których zastosowano elementy MPC184 wiążące płytę z dźwigarem na całej jego długości (we wszystkich wspólnych węzłach tego rzędu). Dzięki elementom MPC184 zablokowano także możliwość

przemieszczania się płyt wzdłuż osi dźwigara. Graficzną reprezentację połączenia płyty z dźwigarem za pomocą elementów MPC przedstawiono na ryc. 82.



Ryc. 82. Połączenie płyty z dźwigarem za pomocą ES typu MPC184.

W analizie nie rozpatrywano innych połączeń powłok za pomocą elementów kontaktowych. Pionowe powłoki sąsiadujących płyt zostały połączone ze sobą sztywno w węzłach, bez możliwości wzajemnej separacji. Tym samym nie rozpatrywano w modelu możliwości wystąpienia zarysowania w zabetonowanych podłużnych stykach między płytami. Jak pokazano na ryc. 82 nie ma elementów pośrednich pomiędzy pionową powierzchnią środka dźwigara oraz czołem płyt kanałowych. Jest to konsekwencja założenia, iż w tym styku podłużnym doszło już do wystąpienia rysy, separującej obie powierzchnie. W połączeniu stali sprężającej z betonem założono pełną przyczepność obu materiałów, bez możliwości separacji.

Siatkowanie płyty wzdłuż osi podłużnej (kierunek Y) było niemal równomierne, a wymiar elementów skończonych (ES) zmieniał się w zakresie 50÷150 mm. Dogęszczenie siatki w strefie przypodporowej umożliwiło uwzględnienie rozkładu siły sprężającej na długości transmisji. Dyskretyzację dźwigara zrealizowano jako regularną siatkę o wymiarze 25 mm.

7.2.4. Warunki brzegowe

Dla dźwigarów zastosowano podparcia w ich skrajnych węzłach z zapewnieniem możliwości obrotu w płaszczyźnie ZX. Z uwagi na zabieg symetrii względem osi Y w środku rozpiętości dźwigara zablokowano obrót w tej płaszczyźnie i umożliwiono przemieszczenie w kierunku Z. Symetria względem osi X wymagała zablokowania obrotów w płaszczyźnie ZY.

Obciążenie stropu stanowi: ciężar własny płyt kanałowych g_{min} i obciążenie użytkowe $q=10 \text{ kN/m}^2$ oraz ciężar warstw wykończeniowych $\Delta g=2 \text{ kN/m}^2$. Tak duży poziom obciążeń zewnętrznych stropu został ustalony w celu uzyskania stosunkowo dużych pionowych sił tnących w płytach kanałowych, których wartości w przybliżeniu wynosiły 40 % nośności elementu na ścinanie. Wszystkie te obciążenia były zadawane jako ciśnienia na górnej powierzchni płyt kanałowych.

Efekt sprężenia został zadany poprzez oddziaływanie temperaturowe odpowiadające, stanowiące ekwiwalent siły sprężającej o wartości 110 kN na splot.

Podstawowe parametry analizy stropu przedstawiono w tablicy 49.

Tablica 49. Charakterystyka kroków obciążenia w analizie stropu.

Czas początkowy kroku	Czas końcowy kroku	Numer kroku	Ilość kroków	Przyrost obciążenia	Nazwa obciążenia
0,0	1,0	1	2	160 K	sprężenie
1,0	2,0	2	2	23,75 kN/m ³	ciężar własny
2,0	3,0	3	2	2,00 kN/m ²	Δg
3,0	4,0	4	2	10,00 kN/m ²	q

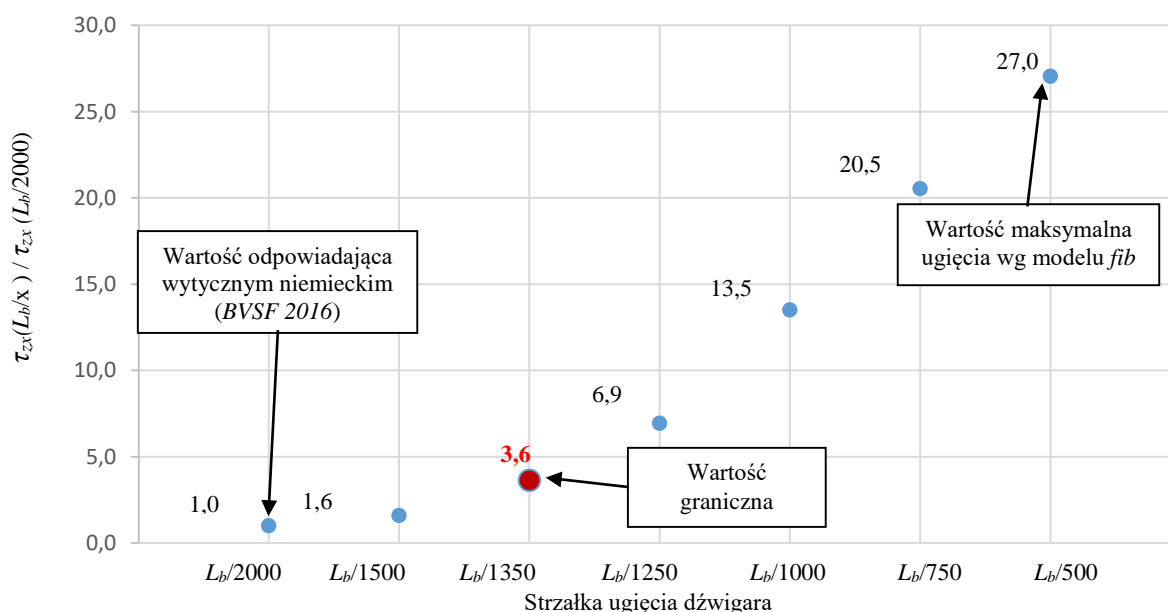
7.2.5. Wyniki i wnioski

Zadanie obliczeniowe zostało rozwiązane dla ośmiu z jedenastu rozważanych przypadków, ponieważ w analizach, w których ugięcie dźwigara było większe lub równe $1/400 L_b$ nie uzyskano zbieżności z powodu zbyt dużych przemieszczeń. Dla pozostałych przypadków porównano wyniki poziomego naprężenia stycznego τ_{zx} w skrajnym żeberku płyty, uzyskane dla określonego poziomu deformacji dźwigara pod obciążeniami od warstw wykończeniowych i obciążenia użytkowego. Wyniki analizy przedstawiono w tablicy 50.

Tablica 50. Wartości naprężenia stycznego τ_{zx} w płycie kanałowej w zależności od ugięcia dźwigara.

Strzałka ugięcia $1/L_b$	Naprężenie τ_{zx} [MPa]
1/200000 (podpora idealnie sztywna)	0,000
1/2000	0,061
1/1500	0,097
1/1350	0,221
1/2500	0,423
1/1000	0,824
1/750	1,253
1/500	1,650

Na ryc. 83 przedstawiono bezwzględną zależność przyrostu naprężeń stycznych τ_{zx} względem wartości uzyskanej dla ugięcia równego $1/2000 L_b$.



Ryc. 83. Bezwzględna zależność przyrostu naprężeń stycznych względem ugięcia równego $1/2000 L_b$.

Obliczenia numeryczne dla płyty HC500 wskazały, iż zgodnie z oczekiwaniami, zarówno dla dźwigara przeszywnionego, jak również w przypadku bardzo małych ugięć w zakresie $(1/2000 \div 1/1500) L_b$ wartość poziomych naprężeń ścinających w żeberku płyty τ_{zx} jest znikoma. Ewidentny wzrost wartości naprężenia rozpoczyna się od strzałki ugięcia równej $1/1350 L_b$, dla której wartość naprężenia τ_{zx} na poziomie ok. 0,221 MPa stanowi niemal ok. 9 % charakterystycznej normowej wytrzymałości betonu na rozciąganie (dla klasy wytrzymałości betonu C50/60) i jest aż 3,6-krotnie większa niż naprężenie uzyskane przy strzałce ugięcia zalecanej przez wytyczne niemieckie (BVSF 2016). Należy więc uznać, iż strzałka ugięcia równa $1/1350 L_b$ stanowi graniczną wartość doraźnego ugięcia, od której dźwigar można traktować jako podporę podatną w projektowaniu płyt kanałowych poddanych ścinaniu.

8. WNIOSKI KOŃCOWE

Wnioski dotyczące nośności na ścinanie strunobetonowych, stropowych płyt kanałowych, współpracujących z warstwą nadbetonu konstrukcyjnego, pracujących na podporach podatnych, sformułowane zostały na podstawie szerokiej analizy badań światowych w tym zakresie, przeprowadzonych analiz parametrycznych znanych z literatury modeli obliczeniowych oraz własnych badań doświadczalnych i obliczeń numerycznych.

Przyjęto podział wniosków na dwie grupy z uwagi na ich poziom ważności oraz spójności z głównym tematem dysertacji. Wnioski główne stanowią nawiązanie do wyjściowych tez doktoratu, jak również zawierają analizę autorskiego modelu analitycznego. Wnioski dodatkowe związane są z ważnymi, jednak drugorzędnymi dla głównego nurtu rozprawy, spostrzeżeniami uzyskanymi w toku prac.

Wnioski główne

A1. Wzrost podatności podpory powoduje niekorzystną zmianę stanu naprężeń płyty kanałowej, która może powodować przekroczenie stanu granicznego nośności ścinania.

Słuszność pierwszej tezy dysertacji o wpływie podatności podpory na redukcję nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych została potwierdzona na każdym etapie prowadzonych prac. Badania doświadczalne, symulujące zachowanie skrajnej płyty pola stropowego, wykazały spadek nośności na ścinanie na poziomie $17\div 42\%$ (patrz tablica 24) – taką redukcję nośności należy uznać za znaczącą w kontekście bezpieczeństwa konstrukcji typu Slim Floor. Należy także zwrócić szczególną uwagę, iż wartość poziomej siły tnącej $P_{H, test}$, dzięki której symulowano efekt poprzecznej deformacji w wyniku klinowania się górnych pólek sąsiadujących płyt, przyjęto zachowawczo jako 35% pionowego obciążenia niszczącego $P_{V, test}$. Według analizy Hegger'a i Roggendorf'a (Roggendorf 2010), w której wartość poziomej siły ścinającej c w półce górnej (patrz wz. 45) uzależniono od poziomu zespolenia płyty kanałowej z dźwigarem, stosunek ten może zawierać się w przedziale od 0,4 do nawet powyżej 1,0. Tak więc możliwa jest sytuacja, iż redukcja nośności będzie w rzeczywistości jeszcze większa. Na możliwość tak wielkiego spadku nośności wskazują także badania Pajari'ego (Pajari 2010), gdzie niemal we wszystkich spośród 20 pełnowymiarowych stropów, niezależnie od typu dźwigara podatnego, siła tnąca powodująca zniszczenie była niższa o ok. 60% od siły osiągniętej przy oparciu płyt na podporach sztywnych. Uzyskane wyniki doświadczeń wpisują się adekwatnie w wąską grupę badań tego zagadnienia zrealizowanych dotychczas w świecie.

Zgodnie z oczekiwaniami sformułowanymi na podstawie badań fińskich i niemieckich (patrz p. 3.5.3.) pomiary wykazały, iż najsilniej obciążonym fragmentem płyty było żeberko skrajne, w obszarze którego uniemożliwiono poziome przemieszczenie elementu. Własne badania doświadczalne wykazały, że żeberko to ulegało odkształceniu $2\div 5$ – krotnie większemu niż pozostałe (patrz ryc. 43-44). Tą znaczną dysproporcję odkształceń potwierdza także numeryczna analiza modeli symulujących badania doświadczalne. Żeberka skrajne jako pierwsze ulegały zarysowaniu ukośnemu lub pionowemu, prowadząc do natychmiastowego zniszczenia elementu, albo znacznej redystrybucji obciążeń na pozostałe żeberka, poprzedzającej zniszczenie płyty.

W warunkach rzeczywistej pracy konstrukcji obecność wieńca podłużnego i brak dalszego fragmentu stropu uniemożliwiają poprzeczną redystrybucję sił w skrajnym żeberku ostatniej płyty stropowej. Należy więc uznać, iż zarysowanie tego żeberka prowadzi do wyczerpania nośności całego układu stropowego. Nagłe zniszczenie skrajnego żeberka pociąga za sobą zniszczenie kolejnych elementów, które wykazywały jeszcze bezpieczny zapas nośności. Ten mechanizm zniszczenia można przyrównać do katastrofy postępującej układu konstrukcyjnego.

Badania, symulujące zachowanie się płyt w obszarze środkowym dźwigara podatnego, gdy opierają się one jedynie na swoich zewnętrznych żeberkach, wykazały niewielki, sięgający 5% , wpływ zginania w przekroju poprzecznym płyty kanałowej na zmianę jej nośności ścinania (patrz tablica 24). Również w tym schemacie statycznym najsilniej wyczerpane pozostawało żeberko skrajne.

Nieliniowa analiza numeryczna wykazała jednak, iż najsilniej obciążone jest żeberko przedskrajne, co potwierdziły także liniowe analizy numeryczne przeprowadzone przez autora dysertacji oraz Bodzaka (Bodzaka 2015). Wobec nieznacznych różnic odkształceń uzyskanych w badaniach eksperymentalnych, mogących wynikać z szeregu innych, niezamierzonych czynników, wydaje się, że wnioski z analiz numerycznych mogą być bliższe rzeczywistemu zachowaniu konstrukcji.

Z inżynierskiego punktu widzenia przypadek płyt w środkowym obszarze pola stropowego nie jest decydujący w wymiarowaniu konstrukcji Slim Floor w zakresie nośności na ścinanie, gdyż w warunkach rzeczywistej pracy konstrukcji jest mało prawdopodobne, aby uzyskać odpowiednio duże ugięcie dźwigara bez jego wcześniejszego uplastycznienia lub zniszczenia płyt skrajnych stropu. Ponadto można spodziewać się wykorzystania pozytywnego efektu wypełnienia betonem zamków pomiędzy sąsiednimi elementami. Zarysowanie jednego żebra nie spowoduje wyczerpania nośności całego zmonolityzowanego układu płyt stropowych, gdyż sąsiednie żebra będą miały możliwość przejęcia sił z zarysowanej części skrajnego żeberka płyty wewnętrznej. Poziom redystrybucji sił w przekroju poprzecznym płyty pomiędzy poszczególnymi żebrami w jednym elemencie jak i pomiędzy sąsiednimi prefabrykatami może być jeszcze większy, gdy zastosowana zostanie warstwa zbrojonego nadbetonu.

Duża różnica w rozkładzie obciążenia na poszczególne żeberka płyty jest znaczącym wnioskiem inżynierskim, który potwierdza, iż nośność na ścinanie płyt kanałowych opartych na podporach podatnych nie jest sumą nośności poszczególnych żeberek. Miarą bezpieczeństwa płyty jest nośność najbardziej wytężonego żeberka. Niewielkie różnice odkształceń żeberek w badaniach referencyjnych (patrz tablica 40) wykazują, iż uproszczona metoda przyjmowania sumarycznej grubości żeberek jest dopuszczalna tylko w przypadku oparcia na podporach sztywnych.

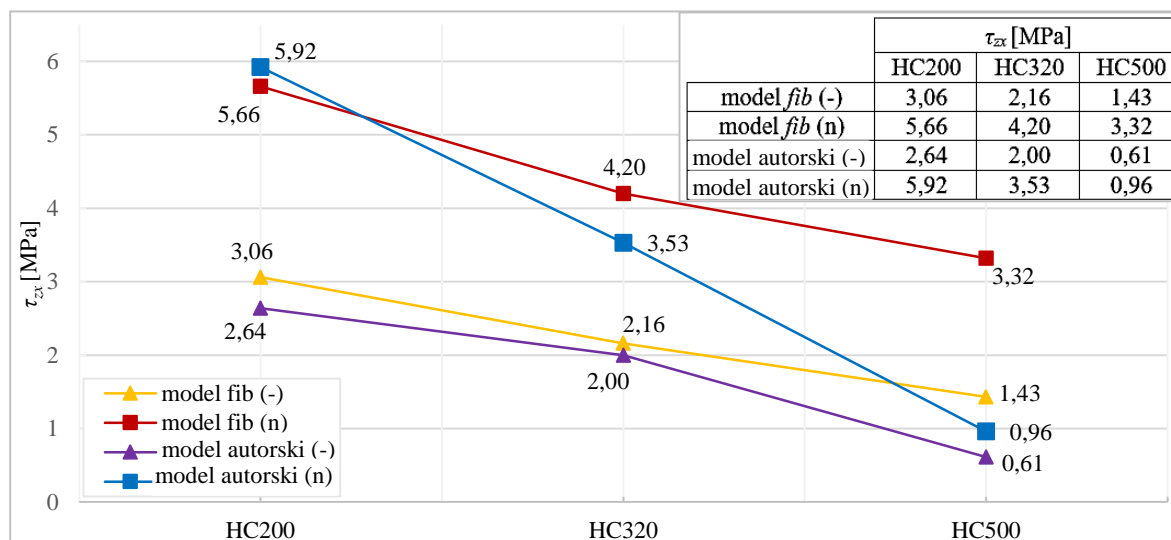
A2. Autorski model wyznaczania nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych na podporach podatnych.

Opisane we wniosku A1 efekty negatywnego wpływu podatności podpory na pracę strunobetonowych płyt kanałowych są zjawiskiem coraz lepiej rozpoznanym, jednak naukowo-techniczne metody projektowania prefabrykatów stropowych, uwzględniające tę zależność wydają się być w dalszym ciągu naznaczone istotnymi mankamentami. Model fiński Pajari`ego i Leskelä, przyjęty jako wiodący w rekomendacjach *fib* i stanowiący wykładnię projektowania konstrukcji typu Slim Floor w krajach skandynawskich, choć bardzo przystępny w obliczeniach inżynierskich, wydaje się być zbyt zachowawczym narzędziem obliczeniowym, wedle którego nośność na ścinanie może być znacznie niedoszacowana. Natomiast model niemiecki Hegger`a i Roggendorf`a, wykorzystywany od niedawna w krajach Europy Zachodniej, jest bardzo mało przejrzysty dla projektantów, z uwagi na skomplikowaną procedurę obliczeniową. Jego wykorzystanie, bez implementacji do programów komercyjnych, jest bardzo mało przystępne. Analiza porównawcza obu modeli, przeprowadzona w p. 4. wykazała, iż różnice wytężenia płyt wynoszą średnio ok. 35 %, przy czym należy zwrócić uwagę na fakt dużego rozrzutu wyników w zależności od trzech decydujących parametrów: wysokości i typu przekroju poprzecznego płyty oraz rodzaju dźwigara (patrz tablice 3-10). Dla płyt o kanałach niemal prostokątnych, model fiński daje wytężenia większe o 27÷53 % niż model niemiecki, podczas gdy dla płyt o kanałach kołowych lub owalnych różnica wytężenia jest zmienna w przedziale 12÷41 %. Dysproporcje wyników mogą być pochodną założeń koncepcyjnych obu modeli, w których płytę rozpatruje się jako element zespolony z dźwigarem, bądź też jako wydzielony element konstrukcyjny

Na podstawie analizy zagadnienia w dysertacji przedstawiono autorski model analityczny wyznaczania nośności na ścinanie tego typu konstrukcji. Głównym celem analiz było znalezienie takiej metody wyznaczania rzeczywistych wartości poziomego naprężenia stycznego τ_{zx} , która mogłaby być jednocześnie inżynierskim narzędziem projektowym.

Teoretyczne założenia modelu autorskiego, w oparciu o źródłową teorię metody pasmowej autorstwa Cholewickiego, zawarto w p. 5.1. Przedstawienie konstrukcji w postaci wyodrębnionych pasm – półki górnej płyty i dźwigara, połączonych żeberkami o odpowiedniej podatności stanowi inne, wcześniej niestosowane podejście do rozważań nad przepływem sił wewnętrznych w tych elementach.

W celu określenia relacji pomiędzy wartościami naprężeń stycznych τ_{zx} wyznaczonych według autorskiego modelu oraz rekomendacji *fib*, przeprowadzono analizę porównawczą dla płyt o wysokościach nominalnych 200 mm, 320 mm i 500 mm opartych na podatnym dźwigarze stalowym typu IFB. W analizie rozpatrywano przypadki stropu nadbetonowanego, jak również bez nadbetonu. Procedurę obliczeniową ze szczegółową charakterystyką geometryczno-materiałową elementów na przykładzie stropu z płyt HC320 przedstawiono w Załączniku A, a zasadnicze efekty analizy na ryc. 84.



Ryc. 84. Wartości poziomych naprężeń stycznych τ_{zx} wg modelu *fib* i modelu autorskiego.
Symbole (-) oraz (n) oznaczają odpowiednio elementy bez nadbetonu i nadbetonowane.

Dla wszystkich przypadków bez nadbetonu wyniki naprężenia stycznego τ_{zx} uzyskiwane w modelu autorskim są niższe niż według rekomendacji *fib*, a średnia różnica pomiędzy nimi wynosi ok. 25 % (przy wartości minimalnej ok. 10 % i maksymalnej ok. 60 %). W elementach nadbetonowanych, podobna zależność utrzymuje się dla płyt średnich (HC320) i wysokich (HC500), dla których średnia różnica wyników wynosi ok. 45 %. W płycie HC200, w której nadbeton zwiększa konstrukcyjną wysokość stropu aż o 30%, powodując duży wzrost sztywności układu zespolonego płyta-dźwigar, przy małej wysokości żeberek, wyniki obu modeli nieznacznie się różnią. Analiza obliczeniowa wskazuje, iż relacja wartości naprężeń τ_{zx} według obu modeli jest silnie zależna od wysokości płyty, a więc od podatności jej żeberek.

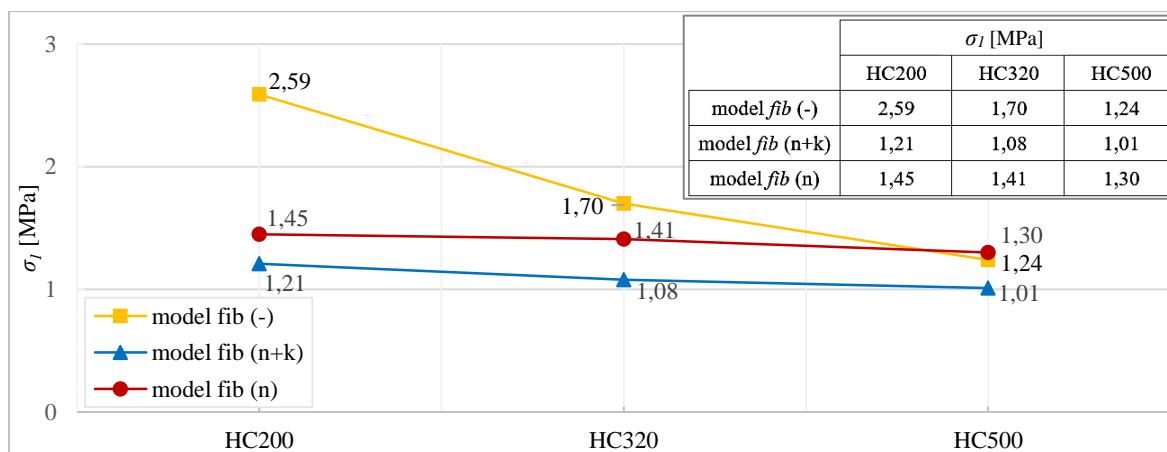
Zarówno w modelu autorskim, jak i fińskim widoczny jest ok. 50-procentowy wzrost wartości naprężenia stycznego τ_{zx} z uwagi na zastosowanie zbrojonej warstwy nadbetonu. Ta „wrażliwość” obu modeli na wzrost sztywności układu zespolonego związana jest z faktem, iż w autorskim podejściu przyjęto tę samą, co w modelu *fib*, zasadę określania szerokości współpracującej płyty z dźwigarem. W obu podejściach współpraca płyty z dźwigarem opiera się na założeniach tzw. belki zespolonej (patrz p. 3.5.5.1. pracy).

W przeprowadzonej analizie uwzględniono także oparcie płyt na dźwigarze za pośrednictwem ciągłych podkładek neoprenowych o wymiarach 40x10 mm (szerokość x grubość). Wpływ podatności podparcia z uwagi na obecność neoprenu daje wyniki naprężeń τ_{zx} 2÷3-krotnie mniejsze niż przy oparciu bez podkładek. Tak duża redukcja niekorzystnego efektu ścinania poziomego w żeberekach, choć w teorii realna, w rzeczywistości wydaje się jednak zbyt optymistyczna, ponieważ w modelu teoretycznym nie uwzględnia się współpracy płyt kanałowych z podłużnym wieńcem stropu. Jego obecność może w znaczący sposób ograniczać deformację układu płyt, a tym samym niwelować pozytywny wpływ podatności podparcia na podkładkach neoprenowych. W badaniach układów stropowych Roggendorfa (patrz p. 3.5.3.2.), gdzie płyty oparto na dźwigarze stalowym IFB z i bez podkładek, nie stwierdzono wzrostu nośności płyt na ścinanie z uwagi na obecność neoprenu. Z drugiej strony – niemieckie wytyczne DIBt (Z-15.10-316 2014) wskazują jednoznacznie na konieczność stosowania ciągłych podkładek neoprenowych o grubości nie mniejszej niż 10 mm

i szerokości nie mniejszej niż 35 mm w konstrukcjach tego typu. Ten brak jednoznaczności wskazuje, iż dalsza analiza w obszarze wpływu podkładek na redukcję ścinania poziomego żeberek wydaje się godna dalszej analizy i weryfikacji na drodze np. obliczeń numerycznych i badań doświadczalnych.

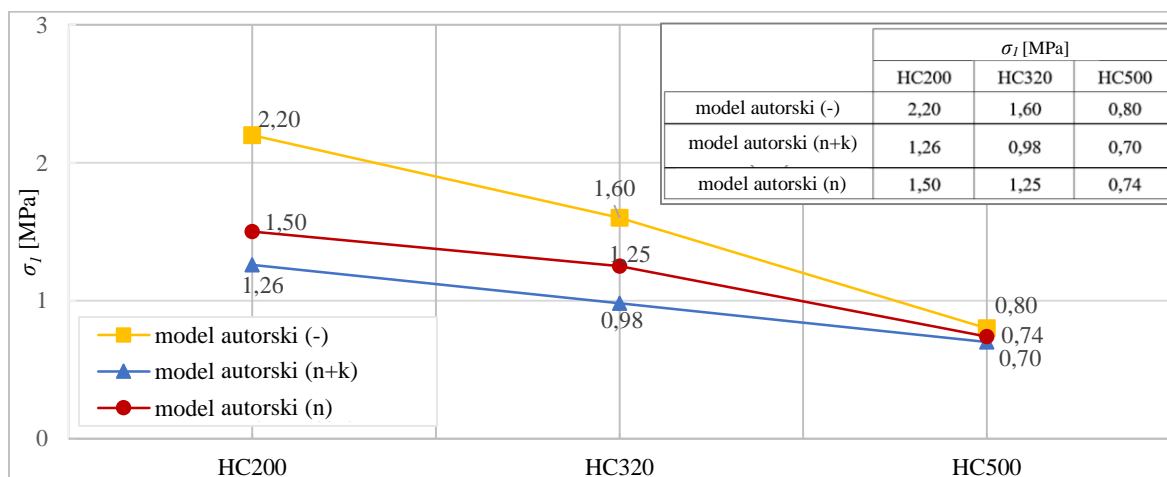
W dalszej części analizy dokonano porównania wyników nośności na ścinanie płyt kanałowych, wyznaczonych według modelu autorskiego oraz rekomendacji *fib* i modelu niemieckiego. Na rycinach 85 i 86 przedstawiono wartości naprężenia głównego σ_I w zależności od rozpatrywanego modelu, wysokości płyty oraz ewentualnego zabiegu nadbetonowania i/lub wypełnienia kanałów. Obliczenia te wskazują na korelację wyników ze smukłością żeberek, a relacja naprężeń głównych σ_I jest bardzo bliska stosunkowi naprężenia stycznego τ_{zx} według obu modeli.

Redukcja naprężeń głównych w wyniku nadbetonowania jest możliwa dzięki stosowaniu zmodyfikowanego współczynnika redukcyjnego β_{top} , w którym składową F_{top} (wz. 50) wyznaczono przez wybranie maksymalnej, a nie minimalnej funkcji.



Ryc. 85. Wartości głównych naprężeń rozciągających σ_I wg modelu *fib*.

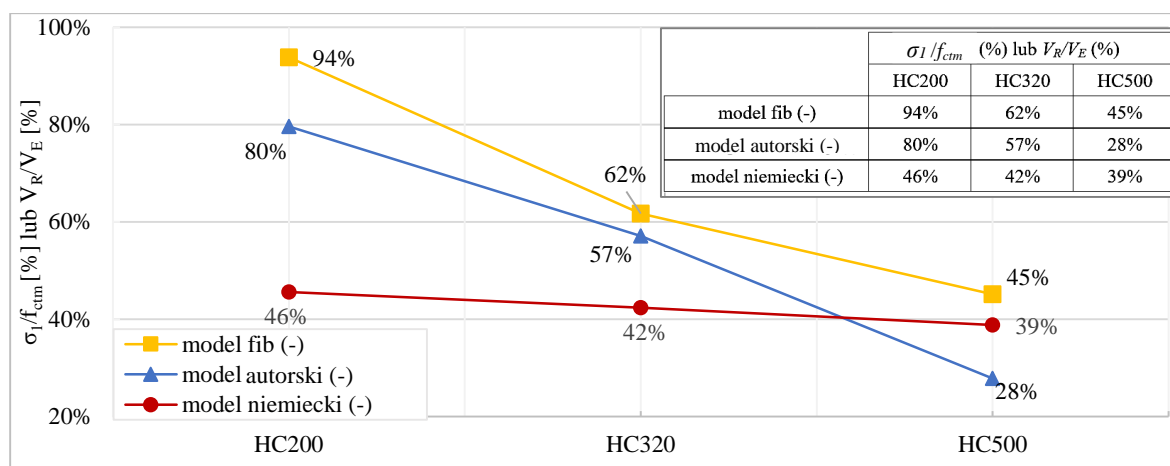
Symbole (-), (n), (n+k) oznaczają odpowiednio elementy bez nadbetonu lub nadbetonowane oraz nadbetonowane wraz z wypełnionymi kanałami.



Ryc. 86. Wartości głównych naprężeń rozciągających σ_I wg modelu autorskiego.

Symbole (-), (n), (n+k) oznaczają odpowiednio elementy bez nadbetonu lub nadbetonowane oraz nadbetonowane wraz z wypełnionymi kanałami.

Przedstawione na ryc. 87 porównanie wyłączenia płyt kanałowych według modeli: autorskiego, *fib* oraz niemieckiego wskazuje, że wartości uzyskiwane w modelu autorskim są średnio o ok. 12 % mniejsze niż według rekomendacji *fib*, a relacja z modelem niemieckim silnie zależy od wysokości płyty. Dla płyt niskich i średnich uzyskano wyniki większe odpowiednio o 34 % i 15 %. Jednak dla płyt wysokich wyłączenie nośności ścinania jest już ok. 10 % mniejsze niż w modelu niemieckim, który nie uwzględnia podatności żeberek.



Ryc. 87. Wartości wytrzymałości płyt kanałowych wg modeli: fib, niemieckiego oraz autorskiego.

Przedstawiona analiza obliczeniowa potwierdza, że model autorski daje wyniki pośrednie pomiędzy modelami fińskim i niemieckim, co wydaje się być efektem pożądanym z uwagi na zachowawczy charakter modelu fińskiego. Rozwiązanie autorskie stanowi jak dotąd pierwszą próbę analitycznego uwzględnienia wpływu podatności żeberka, która jak się okazuje może mieć duże znaczenie dla zachowania odpowiedniej nośności płyty kanałowej. W pozostałych modelach żeberka traktowane są jako układ sztywny, łączący poziome półki płyty.

Analiza parametryczna modelu autorskiego potwierdza, że jest on koncepcją obliczeniową, stanowiącą istotny wkład w rozwój zagadnienia stanu naprężeń i szacowania nośności na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych. Model stanowi proste narzędzie obliczeniowe, przystępne dla inżynierskiej analizy przez projektantów konstrukcji Slim Floor. Uzyskane rezultaty mogą stanowić też punkt odniesienia dla wartości według modelu fińskiego i niemieckiego.

A3. Układanie dodatkowej warstwy nadbetonu na prefabrykowanych, stropowych płytach kanałowych podnosi w znaczący sposób bezpieczeństwo stropu z uwagi na stan graniczny nośności ścinania.

Badania doświadczalne potwierdziły, że dodatkowa warstwa nadbetonu pozytywnie wpływa na wzrost nośności wszystkich nadbetonowanych płyt kanałowych. W elementach badawczych rejestrowano wyczerpanie nośności płyt z nadbetonem przy sile większej średnio o ok. 40 % względem elementów o tej samej wysokości przekroju bez nadbetonu (patrz tablica 24). Wzrost nośności ścinania elementu badawczego zależy od nominalnej wysokości płyty kanałowej. W badaniach wzrost nośności dla płyty niskiej HC200, gdzie nadbeton stanowi 30 % wysokości prefabrykatu, wyniósł aż ok. 80 %, natomiast dla płyty wysokiej, gdzie nadbeton stanowi 12 % wysokości elementu, nośność wzrosła o ok. 40 %.

Wzrost sztywności nadbetonowanych elementów spowodował nawet 6-krotną redukcję odkształceń w najbardziej wyężonym żeberku skrajnym względem tożsamyh płyt bez nadbetonu przy tym samym poziomie siły pionowej $P_{V, test}$ (patrz ryc. 43-46). Zależność ta znalazła także odzwierciedlenie w redukcji ugięć, których wartość była mniejsza o ok. 28÷68 % względem tożsamyh płyt bez nadbetonu (patrz ryc. 49-50).

Zwiększenie wysokości przekroju płyty o grubość betonu uzupełniającego jest przyczyną wzrostu sztywności układu zespolonego płyta-nadbeton, której pozytywny wpływ może być wykorzystywany do chwili rozwarstwienia obu betonów. W badaniach i analizach numerycznych nie wykazano jednak rozwarstwienia w styku poziomym, co opisano we wniosku B1.

Należy też nadmienić, iż w obszarze rozważanego zagadnienia wykonano w świecie jak dotąd tylko jedno badanie stropu z płyt kanałowych opartych na podatnym dźwigarze, z uwzględnieniem zbrojonej warstwy nadbetonu (płyta kanałowa HC265 mm z nadbetonem grubości 60 mm). Te bardzo ograniczone badania Pajari'ego wykazały zwiększenie nośności na ścinanie płyt o ok. 50 % (Pajari 2010). Lecz jak stwierdza sam Pajari, obecność nadbetonu może mieć także negatywne

konsekwencje, ponieważ wraz ze wzrostem powierzchni półki ściskanej zwiększa się całkowity strumień stycznych naprężeń poziomych (Pajari 2010). Również rekomendacje *fib* (*fib* 6 2000), zostały opatrzone stwierdzeniem, że „jeżeli w modelu belki zespolonej z nadbetonem stosuje się tę samą szerokość efektywną b_{eff} jak dla płyty bez nadbetonu, może on mieć negatywny wpływ na nośność płyty na ścinanie”.

Uzyskane wyniki badań i analiz potwierdzają drugą tezę rozprawy doktorskiej i pozwalają na stwierdzenie, iż nadbetonowanie stropów z płyt kanałowych jest zabiegiem skutecznym i pożądanym w przypadku ich oparcia na dźwigarach podatnych.

A4. Za podpory podatne należy uważać dźwigary, których przyrost doraźnego ugięcia na skutek obciążeń powstałych po wypełnieniu styków między płytami kanałowymi jest większy niż 1/1350 rozpiętości.

Jednoznaczne stwierdzenie, od jakiej wartości doraźnego ugięcia dźwigarów, należy traktować je jako podpory podatne i uwzględniać to w wymiarowaniu płyt kanałowych, wydaje się kluczowe dla projektanta konstrukcji typu Slim Floor. O ile masywne dźwigary betonowe i sprężone intuicyjnie traktowane są jako podpory sztywne, a smukłe belki stalowe lub zespolone jako podpory podatne, tak względem szeregu innych rozwiązań (np. żelbetowe belki o przekroju poprzecznym odwróconej litery T) nie można mieć pewności, jaki model szacowania nośności na ścinanie płyt kanałowych przyjąć za właściwy.

W modelu fińskim, ani w będących jego pochodną wytycznych *fib* nie zdefiniowano dolnej granicy krzywizny, wskazując jedynie jej górną wartość na poziomie $\kappa=0,0027$ 1/m, co np. dla dźwigara o rozpiętości $L_b=6,2$ m odpowiada strzałce ugięcia równej $1/480 L_b$. Niemieckie wytyczne (*BVSF* 2016) jako jedyny oficjalny dokument wskazują graniczną wartość strzałki ugięcia dźwigara, powstającej od charakterystycznej wartości obciążeń zaistniałych po oparciu płyt kanałowych, jako równą $1/2000 L_b$, powyżej której dźwigar należy traktować jako podatny. Według tych wytycznych dla niemal każdego dźwigara wymagane byłoby uwzględnienie redukcji nośności płyt na ścinanie. Dlatego wskazana wartość strzałki ugięcia – $1/2000 L_b$, wydaje się zbyt rygorystyczna w konstrukcjach stropowych.

Analiza obliczeniowa, przeprowadzona w ramach studium parametrycznego w oparciu o model fiński, wykazała że za wartość minimalnego doraźnego ugięcia można uważać wartość większą niż $1/1100 L_b$. Na niemal tą samą wartość wskazują fińskie badania pól stropowych, opisane w pracy (Pajari 1998a), gdzie znajduje się stwierdzenie, iż już niewielkie ugięcie dźwigara na poziomie $1/1000$ rozpiętości, prowadziło do znacznego ograniczenia nośności płyt kanałowych.

W celu wyjaśnienia tej niepewności wykonano symulacje numeryczne wielkowymiarowego pola stropowego, odpowiadające możliwemu, rzeczywistemu ukształtowaniu stropu z płyt kanałowych HC500, najbardziej wrażliwych na podatność dźwigara, opartych na stalowym dźwigarze IFB o rozpiętości $L_b=6,20$ m (patrz p. 7.2.). Wiodącym parametrem zmiennym analizy była sztywność giętna dźwigara $E_b I_b$, którą dobrano w taki sposób, aby uzyskać zmienność ugięć dźwigara w zakresie $(1/20000 \div 1/200) L_b$.

Obliczenia numeryczne dla płyty HC500 wskazały, iż zgodnie z oczekiwaniami, zarówno dla dźwigara przeszywnionego, jak również w przypadku bardzo małych ugięć w zakresie $(1/2000 \div 1/1500) L_b$ wartość poziomych naprężeń ścinających w żeberku płyty τ_{zx} jest znikoma. Ewidentny wzrost wartości naprężenia rozpoczyna się od strzałki ugięcia równej $1/1350 L_b$, dla której wartość naprężenia τ_{zx} na poziomie ok. 0,221 MPa stanowi niemal ok 9 % charakterystycznej normowej wytrzymałości betonu na rozciąganie (dla klasy wytrzymałości betonu C50/60) i jest aż 3,6-krotnie większa niż naprężenie uzyskane przy strzałce ugięcia zalecanej przez wytyczne niemieckie (*BVSF* 2016). Należy więc uznać, iż strzałka ugięcia równa $1/1350 L_b$ stanowi graniczną wartość doraźnego ugięcia, od której dźwigar można traktować jako podporę podatną w projektowaniu płyt kanałowych poddanych ścinaniu.

Wnioski dodatkowe

B1.

Obserwacje elementów badawczych oraz analizy mierzonych odkształceń na wysokości płyt (patrz ryc. 55) i wyników MES wskazują, iż w żadnym z nadbetonowanych elementów nie nastąpiło rozwarstwienie w poziomym styku płyta-nadbeton, co świadczy o odpowiednich warunkach zespolenia obu betonów zarówno dla górnej powierzchni płyty wykonanej jako uszorstkowiona (HC320 i HC500), jak również zatartej na gładko (HC200).

B2.

Analiza numeryczna elementów badawczych wskazała, że w obszarze powyżej osi splotów sprężających, od wartości ok. 35÷40 % siły niszczącej, postępowało zarysowanie poziome, rozwijające się od czoła elementu wzdłuż osi podłużnej płyty (patrz ryc. 73). Podobny typ zarysowania obserwowano na styku żeberka i półki dolnej w badaniach doświadczalnych (patrz ryc. 52 i fot. 35b). Wystąpienie takich rys może być związane ze specyfiką prefabrykacji metodą ślizgową, w której półka dolna i żeberka realizowane są w dwóch, następujących bezpośrednio po sobie krokach. Istnieje prawdopodobieństwo, iż nawet bardzo krótka przerwa pomiędzy układaniem i zagęszczeniem kolejnych warstw betonu powoduje pogorszenie właściwości zespolenia. W konsekwencji może to prowadzić do osłabienia styku, czyniąc go bardziej podatnym na oddziaływanie ścinania podłużnego.

B3.

Badania betonu płyt kanałowych (patrz p. 6.3.2.) wykazały znaczące różnice we właściwościach mechanicznych materiału, z uwagi na kształt i sposób pobrania próbek badawczych – cienkościennych wycinków żeberk pobranych z konstrukcji oraz normowych próbek walcowych i kostkowych. Chociaż wszystkie typy próbek zostały wykonane w jednym cyklu betonowania i dojrzewały w tych samych warunkach cieplno-wilgotnościowych, wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie uzyskane na próbkach wycinkowych były mniejsze odpowiednio o ok. 50 % i 30 % od wyników na próbkach walcowych.

B4.

Technologia prefabrykacji i typ ukształtowania przekroju poprzecznego płyty kanałowej mają znaczący wpływ na jej nośność na ścinanie. Bez względu na rodzaj podpory, płyty kanałowe o niewielkiej wysokości (np. HC200) i niemal prostokątnych kanałach wykazują obliczeniową nośność większą o ok. 25÷50 % (patrz tablice 3-10) niż płyty o kanałach kołowych lub owalnych. Wraz ze wzrostem wysokości przekroju dysproporcja ta jest mniejsza. Fakt ten wydaje się istotny dla całego procesu projektowo-inwestycyjnego z uwagi na wybór producenta prefabrykatu, szczególnie w przypadku realizacji stropów średnich rozpiętości w obiektach mieszkaniowych i biurowych, obciążonych np. siłami skupionymi blisko podpory, dla których mała wysokość konstrukcyjnej części stropu jest bardzo ważnym czynnikiem ekonomicznym i użytkowym.

LITERATURA

Ilość pozycji literaturowych: 176

- (van Acker 2003) **van Acker A.**, *Shear resistance of prestressed hollow core floors exposed to fire*, Structural Concrete, Vol. 4, No. 2, 2003
- (van Acker 2010) **van Acker A.**, *Fire safety of prestressed hollow core floors*, CPI, 1, 2010
- (Ajdukiewicz 2006) **Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Węglorz M.**, *Badania strunobetonowych płyt otworowych*, 52. Konferencja Naukowa KILiW PAN, Gdańsk-Krynica, 2006
- (Ajdukiewicz 2008) **Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Węglorz M.**, *Experimental study on effectiveness of interaction between pre-tensioned hollow-core slabs and concrete topping*, ACEE, No.2, 2008
- (Ajdukiewicz 2010) **Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Węglorz M.**, *Shear resistance of pretensioned hollow core slabs – test results vs. standards*, 3rd fib International Congress, 2010
- (Ansys 2011) **ANSYS Mechanical APDL Element Reference**, Cononsburg, USA, 2011
- (Ansys 2015) **ANSYS MESco**, *Material kursowe: MES dla praktyków*, Tarnowskie Góry, 2015
- (Arcelor 2014) **Arcelor Mittal**, *Slim floor an innovative concept for floors – IFB Träger*, Luxembourg, 2014
- (Bakar 2011) **Bakar I., Nabilah M.**, *Shear capacity of composite slab reinforced with steel fiber concrete topping*, Malaysian Journal of Civil Engineering, Vol. 23, No. 1, 2011
- (Barton 2002) **Barton P., Beggs C.B., Sleight P.A.**, *Theoretical study of the thermal performance of the ThermoDeck hollow core slab system*, Applied Thermal Engineering, 22, 2002
- (Becker 1985) **Becker R.J., Buettner D.R.**, *Shear tests of extruded hollow-core slabs*, PCI Journal, Vol. 30, No. 2, 1985
- (Bertagnolio 2009) **Bertagnolio G., Mancini G.**, *Failure analysis of hollow-core slabs tested in shear*, Structural Concrete, Vol. 10, No. 3, 2009
- (BGC 2016) **BGC Precast**, *Hollow core wall and tank panels*, <http://www.bgcprecast.com.au>
- (Bhide 1978) **Bhide S.B., Collins M.P.**, *Reinforced concrete elements in shear and tension*, University of Toronto, Publication No. 87-02, 1978
- (Bode 1996) **Bode H., Stengel J., Sedlacek G., Feldmann M., Müller C.**, *Untersuchung des Tragverhaltens bei Flachdecken-Systemen mit verschiedener Bildung der Platten und verschiedener Lage der Stahlträger*, RWTH Aachen, 1996
- (Bode 2000) **Bode H., Heppes O.**, *Flachdecken mit integrierten Stahlträgern*, Forschungsbericht Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt, Universität Kaiserslautern, 2000
- (Bodnar 2004) **Bodnar A.**, *Wytrzymałość materiałów – podręcznik dla studentów wyższych szkół technicznych*, Politechnika Krakowska, Kraków, 2004
- (Bodzak 2015) **Bodzak P.**, *Wpływ sztywności poprzecznej sprężonych płyt kanałowych opartych na podporach podatnych na ich nośność ścinania*, Konferencja Naukowo-Techniczna KS2015, Kraków 16-17 kwietnia 2015
- (Bodzak 2016) **Bodzak P., Sowa Ł.**, *Badania wpływu podatności podpór na nośność sprężonych płyt kanałowych*, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury JCEEA, tom XXXIII, zeszyt 63, Rzeszów, 2016
- (Braun 2014) **Braun M.**, *Slim-Floor Verbundträger für große Spannweiten-CoSFB*, VDI-Bautechnik, 2014/2015
- (Broo 2002) **Broo H., Lundgren K.**, *Finite Element Analyses of hollow core units subjected to shear and torsion*, Report No. 02:17, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2002
- (Broo 2008) **Broo H.**, *Shear and torsion in concrete structures - non-linear Finite Element analysis in design and assessment*, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2008
- (Buchanan 2008) **Buchanan A.H., Dhakal R.P., Moss P.J.**, *Computer simulation of hollow core concrete flooring systems exposed to fire*, Department of Civil Engineering University of Canterbury, New Zealand
- (Bud 1972) **Budownictwo betonowe**, t. I, cz. 2: Technologia betonu, Arkady, Warszawa, 1972
- (Bülte 2008) **Bülte S.**, *Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigen Verbund unter Betriebsbeanspruchung*, RWTH Aachen, Dissertation, 2008
- (BVSF 2016) **VMM Spannbetonplatten GbR**, *Technisches Merkblatt Biegeeweiche Auflagerung*, Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken e.V., Berlin, 2016
- (Capuano 2002) **Capuano G.**, *The hollow core floor design and applications association of manufacturers of prestressed hollow core floors*, Verona, 2002
- (Cholewicki 1991) **Cholewicki A.**, *Shear transfer in longitudinal joints of hollow core slabs*, Betonwerk und Fertigteil-Technik; Vol. 57, No. 4, 1991

- (Cholewicki 1998) **Cholewicki A., Elliot K.S.**, *Diaphragm action of hollow cored floors*, Betonwerk und Fertigteil-Technik International, Vol. 64, No. 12, 1998
- (Cholewicki 1999) **Cholewicki A., Elliott K.S.**, *Schiebung von Hohlplattenelementen*, Betonwerk und Fertigteil-Technik; Vol. 65, No. 3, 1999
- (Cholewicki 2001a) **Cholewicki A.**, *Robustness in frame constructions with hollow core floors*, Betonwerk und Fertigteil-Technik, Vol.67, No. 1, 2001
- (Cholewicki 2001b) **Cholewicki A., Szulc J.**, *Pasmowy model w obliczeniach konstrukcji zespolonej belka-ptyty stropowe*, Prace Naukowe ITB, Warszawa, 2001
- (Cholewicki 2001c) **Cholewicki A.**, *Konstrukcje zespolone z prefabrykatów*, Prace Naukowe ITB, Warszawa, 2001
- (Cholewicki 2003) **Cholewicki A.**, *Projektowanie połączeń sprężonych płyt kanałowych*, Inżynieria i Budownictwo, 2, 2003
- (Cholewicki 2008) **Cholewicki A., Szulc J.**, *Structural connections for precast concrete buildings (Final Draft)*, Prace Naukowe ITB, Warszawa, 2008
- (Cholewicki 2011) **Cholewicki A.**, *Design of alternative bearing system of precast framed structure with hollow core floors*, Prace Naukowe ITB, 2011
- (Cholewicki 2012) **Cholewicki A., Szulc J.**, *Projektowanie prefabrykowanych konstrukcji zespolonych z uwzględnieniem podatności styku i elementów podporowych*, Prace Naukowe ITB, 2012
- (Cholewicki 2014) **Cholewicki A., Derkowski W.**, *Elementy prefabrykowane w budownictwie mieszkaniowym*, Inżynier budownictwa, 4, 2014
- (Cholewicki 2016) **Cholewicki A., Surma M.**, *Model pasmowy – metoda określania wpływu podatności dźwigara na nośność na ścinanie strunobetonowych płyt kanałowych*, Nowoczesne hale, 1/2016,
- (CORDIS 2002) **CORDIS** Community Research and Development Information Service, European Commission, http://cordis.europa.eu/project/rcn/60165_en.html
- (CTC 2014) **Concrete Technology Corporation**, *Precast, prestressed hollow core slabs, design criteria & span-load charts*, Tacoma, 2014
- (Derkowski 2014a) **Derkowski W., Surma M.**, *Współczesne rozwiązania prefabrykowanych stropów żelbetowych i sprężonych*, Builder, 54, 2014
- (Derkowski 2014b) **Derkowski W.**, *Niezamierzony efekt częściowego zamocowania stropów ze sprężonych płyt kanałowych*, Przegląd budowlany, 1, 2014
- (Derkowski 2015) **Derkowski W., Surma M.**, *Stropy z elementów prefabrykowanych*, Beton prefabrykowany, wydanie specjalne Informatora Budowlanego - Murator, 2015
- (Derkowski 2016) **Derkowski W.**, *Badania zespolenia między prefabrykowaną płytą kanałową a nadbetonem*, Materiały Budowlane, 9, 2016
- (Dyba 2011) **Dyba M.**, *Wymiarowanie na ścinanie elementów strunobetonowych w ujęciu norm: PN-EN 1992-1-1:2008 i PN-B-03264:2002*, Czasopismo Techniczne, 1-B, 2011
- (Dyba 2014) **Dyba M.**, *Wpływ parametrów technologicznych na przyczepność betonu wysokowartościowego do stalowych splotów sprężających*, Praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków, 2014
- (Elliott 2013) **Elliott K.S., Colin K.J.**, *Multi-storey precast concrete framed structures*, London, 2013
- (Elliott 2016) **Elliott K.S.**, *Precast concrete structures*, London, 2016
- (Feldmann 1998) **Feldmann M., Müller C., Stengel J.**, *Zum Tragverhalten von Stahlflachdecken*, Bauingenieur, 10, 1998
- (Fellinger 2005) **Fellinger J., Stark J., Walraven J.C.**, *Shear and anchorage behavior of fire exposed hollow core slabs*, Heron, Vol. 50, No. 4, 2005
- (Ferreira 2002) **Ferreira M., Bajic K.**, *Hollow core slabs units with different support conditions*, Examensarbete 2002, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2002
- (Flaga 1974) **Flaga K., Wilk K.**, *O spadkach wytrzymałości naparzanego betonu*, 20. Konferencja Naukowa KILiW PAN, 1974
- (Flaga 2002) **Flaga K.**, *Pelzanie betonu według Eurokodu 2*, Inżynieria i Budownictwo, 3-4, 2002
- (Flaga 2011) **Flaga K.**, *Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych*, Monografia nr 391/2011, Wydanie II, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków, 2001
- (Flaga 2016) **Flaga K., Derkowski W., Surma M.**, *Concrete strength and elasticity of precast thin-walled elements*, Cement wapno beton, 5/2016
- (Fontana 1996) **Fontana M., Borgogno W.**, *Slim Floors - system behavior and fire resistance of hollow core slabs on flexible beams*, Proceedings of the Engineering Foundation Conference "Composite Construction in Steel and Concrete", Irsee, Germany, 1996
- (Gálvez 2009) **Gálvez J.C., Benítez J.M., Tork B., Casati M.J., Cendón D.A.**, *Splitting failure of precast prestressed concrete during the release of the prestressing force*, Engineering Failure Analysis, 16, 2009

- (Girhammar 1995) **Girhammar U.A., Pajari M.**, *Shear capacity of notched prestressed hollow core slabs with circular voids*, Structural Engineering Review, Vol. 7, No. 2, 1995
- (Girhammar 2008) **Girhammar U.A., Pajari M.**, *Tests and analysis on shear strength of composite slabs of hollow core units and concrete topping*, Construction and Building Materials, Vol. 22, No. 8, 2008.
- (Godycki 1968) **Godycki-Ćwirko T.**, *Ścinanie w żelbecie*, Arkady, Warszawa, 1968
- (Godycki 1982) **Godycki-Ćwirko T.**, *Mechanika betonu*, Arkady, Warszawa, 1982
- (Hawkins 2003) **Hawkins N.M., Gosh, S.K.**, *Shear strength of hollow-core slab*, PCI Journal, Vol. 51, No. 1, 2003
- (Hegger 2003) **Hegger J., Kerkeni N., Doser H.P.**, *Gutachten zur Umstellung der Zulassungen von Spannbeton-Hohlplatten auf das Normenkonzept nach DIN 1045-1:2001*, Hegger+Partner Beratende Ingenieure GbR, Aachen, 2003
- (Hegger 2005) **Hegger, J., Kerkeni N., Bülte S.**, *Slim-floor constructions - Construction, design and application*, Betonwerk und Fertigteil-Technik, Vol. 71, No. 2, 2005
- (Hegger 2008) **Hegger J., Kerkeni N., Roggendorf T.**, *Zum Tragverhalten von Slim-Floor-Konstruktionen*, Beton- und Stahlbetonbau, 1/08, 2008
- (Hegger 2010a) **Hegger j., Bertam G.**, *Verbundverhaltung von vorgespannten Litzen in UHPC – Teil 1: Versuche zur Verbundfestigkeit und Übertragungslänge*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 105, No. 6, 2010
- (Hegger 2010b) **Hegger J., Roggendorf T., Teworte F.**, *FE analysis of shear-loaded hollow-core slabs on different supports*, Magazine of Concrete Research, Vol. 62, No. 8, 2010
- (Hegger 2010c) **Hegger J., Roggendorf T.**, *Numerical investigations of the shear resistance of prestressed hollow core slabs in slim floor constructions*, Stahlbau, Vol. 79, 2010
- (Hegger 2011a) **Hegger J., Roggendorf T.**, *Zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung - Teil 1: Modellentwicklung*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 106, No. 8, 2011
- (Hegger 2011b) **Hegger J., Roggendorf T.**, *Querkraftbemessung von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung - Teil 2: Modellkalibrierung und -validierung*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 106, No. 8, 2011
- (Hicks 2003) **Hicks S.J., Lawson R.M.**, *Design of composite beams using precast concrete slabs*, The Steel Construction Institute, SCI P287, 2003
- (Hoyer 1939) **Hoyer E.**, *Der Stahlseitenbeton*, Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, 1939
- (Izni 2011) **Izni S.I., Basri C.B., Noor N.S., Rosli N.M.**, *Shear capacity of composite slab reinforced with steel fiber concrete topping*, Malaysian Journal of Civil Engineering, 23, 1, 2011
- (Johansson 2009) **Johansson P.**, *Vibration of hollow core concrete elements induced by walking*, Rapport TVBK – 5170/TVBA – 5039, Lunds Universitet, Sweden, 2009
- (Jonsson 1988) **Jonsson E.**, *Shear capacity of prestressed extruded hollow-core slabs*, Nordic Concrete Research, No. 7, 1988
- (Kachlakev 2001) **Kachlakev D.I., Miller T., Yim S., Chansawat K., Potisuk T.**, *Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates*, California Polytechnic State University, San Luis Obispo, CA and Oregon State University, Corvallis, 2001
- (Kisala 2015) **Kisala D.**, *Analiza numeryczna belki strunobetonowej o prostokątnym przekroju poprzecznym*, Konferencja Naukowo-Techniczna KS2015, Kraków 16-17 kwietnia 2015
- (Knauff 2009) **Knauff M., Golubińska A., Knyziak P.**, *Nośność na ścinanie i strefa zakotwienia w strunobetonie według Eurokodu 2*, Budownictwo, 1052, 2009
- (Kuhlmann 2000) **Kuhlmann U., Fries J., Leukart M.**, *Bemessung von Flachdecken mit Hutprofilen*, Stahlbau, 2000
- (Lam 2000) **Lam D., Elliot K. S., Nethercot D. A.**, *Parametric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs*, Journal of Constructional Steel Research, No. 54, 2000
- (Lam 2007) **Lam D., Fu F., Ye J.**, *Parametric study of semi-rigid composite connections with 3-D finite element approach*, Engineering Structures, No. 29, 2007
- (Lange 2006) **Lange J.**, *Design of edge beams in slim floors using precast hollow core slabs*, Composite Construction in Steel and Concrete V, 2006
- (Leskelä 1991) **Leskelä M.**, *Strength reduction in hollow-core slabs when supported by beams and girders*, Nordic Concrete Research, No. 10, 1991
- (Leskelä 1994) **Leskelä M.**, *Slim-Floor Beams: Design criteria and structural behavior*, Steel concrete composite structures, Kosice, Slovakia, 1994
- (Leskelä 1995) **Leskelä M., Pajari M.**, *Reduction of the vertical shear resistance in hollow-core slabs when supported on beams*, Proceedings of concrete '95 conference, vol. 1, Brisbane, Australia, 1995
- (Leskelä 2006) **Leskelä M.**, *Finnish code provisions for the design of the hollow core slabs supported on beams*, Composite Construction in Steel and Concrete V, 2006
- (Lucio 2006) **Lucio V., Castilho S.**, *Behavior of hollow core slabs under point loads*, Proceedings of the 2nd fib International Congress, Naples, Italy, 5-8 VI 2006

- (Majewski 2003) **Majewski S.**, *Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym*, Monografia, Politechnika Gliwicka, Gliwice, 2003
- (MacGregor 1992) **MacGregor J.G.**, *Reinforced concrete mechanics and design*, Englewood Cliffs, NJ., 1992
- (Mehlhorn 1990) **Mehlhorn G., Keuser M.**, *Rechnerische Untersuchung der Verankerungsbereiches von Spannbeton-Hohlplatten mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode*, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben "Schubspannungen aus Spannkrafteinleitung", Kassel, 1990
- (Menegotto 1996) **Menegotto M., Monti G.**, *Diaphragm action of precast floors: behavior and modeling*, 11th World Conference on Earthquake Engineering, No. 768, 1996
- (Mönning 1998) **Mönning F.**, *Spannbetonhohlplatten - keine Probleme mit großen Öffnungen*, Betonwerk und Fertigteil-Technik, No. 4, 1998
- (Mörsch 1923) **Mörsch E.**, *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*, Verlag K., Witter, Stuttgart, 1923
- (Neimitz 1998) **Neimitz A.**, *Mechanika pękania*, PWN, 1998
- (Neville 2000) **Neville A.M.**, *Właściwości betonu*, Polski Cement, Kraków, 2000
- (Nielsen 1978) **Nielsen M.P., Bastrup M.W., Jensen B.C., Bach F.**, *Concrete plasticity*, Byggningsstatistiske Meddelelser, Special Volume, Lyngby, 1978
- (Ottosen 1977) **Ottosen N.S.**, *A failure criterion for concrete*, ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 103, No. EM4, 1977
- (Pajari 1989) **Pajari M.**, *Design of prestressed hollow core slabs*, VTT Research Reports 657, Espoo, 1989
- (Pajari 1994) **Pajari M.** *Shear capacity of hollow core slabs on flexible supports*, VTT Research Notes 1587, Espoo, 1994
- (Pajari 1995) **Pajari M.** *Shear resistance of prestressed hollow core slabs on flexible supports*, VTT Publications 228, Espoo, 1995
- (Pajari 1998a) **Pajari M., Koukkari H.**, *Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams I: Tests*, Journal of Structural Engineering, No. 124, 1998
- (Pajari 1998b) **Pajari M.**, *Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams II: Analysis*, Journal of Structural Engineering, No. 124, 1998
- (Pajari 2004a) **Pajari M.**, *Shear-torsion tests on 200 mm hollow core floor*, VTT Research Notes 2276, Espoo, 2004
- (Pajari 2004b) **Pajari M.**, *Shear-torsion interaction tests on single hollow core slabs*, VTT Research Notes 2275, Espoo, 2004
- (Pajari 2004c) **Pajari M.**, *Pure torsion tests on single hollow core slabs*, VTT Research Notes 2273, Espoo, 2004
- (Pajari 2004d) **Pajari M.**, *Shear-torsion tests on 400 mm hollow core floor*, VTT Research Notes 2274, Espoo, 2004
- (Pajari 2005) **Pajari M.**, *Resistance of prestressed hollow core slabs against web shear failure*, VTT Building and Transport, Research Notes 2292, Espoo, 2005
- (Pajari 2009) **Pajari M.**, *Web shear failure in prestressed hollow core slabs*, Journal of Structural Mechanics, Vol. 42, No. 4, , 2009.
- (Pajari 2010) **Pajari M.** *Prestressed hollow core slabs supported on beams. Finnish shear tests on floors in 1990-2006*, VTT Working Papers 148, Espoo, 2010
- (Palermo 2007) **Palermo A., Della Bella M.**, *Reliability of shear-strength expressions for hollow-core slab.*, Studies and Researches, Vol. 27, Graduate School in Concrete Structures – Fratelli Pesenti Politecnico di Milano, Italy, 2007
- (Palmer 2011) **Palmer K.D., Schultz A.E.**, *Experimental investigation of the web-shear strength of deep hollow-core units*, PCI Journal, Vol. 56, No. 4, 2011
- (Pisanty 1992) **Pisanty A.**, *The shear strength of extruded hollow-core slabs*, Materials and Structures, Vol. 25, No. 148, 1992
- (Pisanty 2008) **Pisanty A.**, *Transverse flexural and torsional strength of prestressed precast hollow-core slabs*, London, 2008
- (Piwowarski 1974) **Piwowarski K., Flaga K.**, *Wpływ niektórych czynników na relacje pomiędzy wytrzymałościami betonu określanyymi na próbkach o różnych kształtach i wymiarach*, 20. Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN, 1974
- (Plum 2010) **Plum C.M., Peltonen S.**, *Fire resistance of hollow-core slabs supported on non-fire protected Deltabeams*, Betonwerk und Fertigteil-Technik, No. 3, 2010
- (Randl 2010) **Randl N.**, *Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010*, Structural Concrete 14, No. 3, 2010
- (Regan 1971) **Regan P.**, *Shear in reinforced concrete*, Construction Industry Research and Information Association Report, London, 1971

- (Roehrych 2012) **Roehrych P., Nagrodzki R.**, *Wpływ siły sprężającej na strefy przyporowe w elementach strunobetonowych z cienkimi środknikami*, Konferencja Naukowo-Techniczna KS2012, Kraków, 21-23 V 2012
- (Roggendorf 2010) **Roggendorf T.**, *Zur Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung*, Dissertation, RWTH Aachen, 2010
- (Sarja 1982) **Sarja A., Nykyri M.**, *Rotational model for determination of the shear capacity of reinforced and prestressed concrete structures*, Espoo, Technical Research Centre of Finland, Report 5-83-10, 1982
- (Schnell 2007) **Schnell J., Ackermann F., Nitsch A.**, *Tragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken auf biegeweichen Auflagern*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 102, No. 7, 2007
- (Seruga 2012) **Seruga A., Kańka St., Lisowicz T.**, *Moduł sprężystości betonów na kruszywie granitowym w świetle badań doświadczalnych*, Czasopismo Techniczne, 4-B, 2012
- (Słoniewski 2001) **Słoniewski A.**, *Sprężone stropy kanałowe*, Przegląd Budowlany, 3/2001
- (Starosolski 1987) **Starosolski W., Glenszczyk M.**, *Wpływ założeń upraszczających w obliczeniach prefabrykowanych ustrojów o podatnych złączach*, 33. Konferencja Naukowa KILiW PAN, Gliwice-Krynica, 1987
- (Starosolski 1988a) **Starosolski W., Glenszczyk M.**, *Badania kanałowych płyt stropowych sprężonych metodą termiczną*, 34. Konferencja Naukowa KILiW PAN, Gliwice-Krynica, 1988
- (Starosolski 1990) **Starosolski W., Glenszczyk M.**, *Badania sprężonych płyt stropowych z wycięciami technologicznymi*, 36. Konferencja Naukowa KILiW PAN, Wrocław-Krynica, 1990
- (Starosolski 2005a) **Starosolski W., Grajek K.**, *Rezerwy obliczeniowe tkwiące w uwzględnieniu poprzecznej współpracy stropowych elementów prefabrykowanych*, Materiały Budowlane, 3, 2005
- (Starosolski 2005b) **Starosolski W.**, *Założenia konstrukcyjne o obliczeniowe nowej serii prefabrykowanych żelbetowych płyt stropowych*, Materiały Budowlane, 3, 2005
- (Starosolski 2008) **Starosolski W.**, *Współczesne zalecenia dotyczące stropów z żelbetowych płyt kanałowych*, Materiały Budowlane, 5, 2008
- (Szulc 2012) **Szulc J.**, *Projektowanie prefabrykowanych konstrukcji zespolonych z uwzględnieniem podatności styku i elementów podporowych*, Wytyczne, Instrukcje, ITB 476/2012, Warszawa, 2012
- (Tavarez 2001) **Tavarez F.A.**, *Simulation of behaviour of composite gird reinforced concrete beams using explicit element methods*, Master's Thesis, University of Wisconsin-Madison, Wisconsin, USA, 2001
- (Tape 2005) **Tape W., Kennedy J., Madugula M., Collavino L.**, *Bearing capacity of grouted and ungrouted recessed ends in hollow core slabs*, PCI Journal, No. 6, 2005
- (Tekieli 2014) **Tekieli M., Słoński M.**, *Particle filtering for computer vision-based identification of frame model parameters*, Computer Assisted Methods in Engineering and Science, 2, 2014
- (Thermodeck 2016) **Thermodeck**, <http://www.termodeck.com/termodeck.html>
- (Turkowski 2014) **Turkowski P.**, *Ocena odporności ogniowej stropów z prefabrykowanych sprężonych płyt kanałowych w świetle PN-EN 1168+A3:2011*, Materiały Budowlane, 10, 2014
- (Ueda 1991) **Ueda T.**, *Shear-strength of precast prestressed hollow core slabs with concrete topping*, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 4, 1991
- (Uijl 1983) **Uijl J.A.**, *Tensile stress in the transmission zones of hollow core slabs prestressed with pretensioned strands*, Delft University of Technology, Report 5-83-10, 1983
- (Walraven 1983) **Walraven J.C., Mercx W.**, *The bearing capacity of prestressed hollow core slabs*, Heron, Vol. 28, No.3, 1983
- (Walraven 2004) **Walraven J.C., Lappa E.S.**, *Spannbetonhohlplatten unter dynamischer Beanspruchung – Ein neues Bemessungskonzept auf Basis von DIN 1045-1 und EC2*, Betonwerk und Fertigteil-Technik, Vol. 70, No. 4, 2004
- (Walther 1962) **Walther R.**, *Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Stahlbetonbau*, 57, 1962
- (Wells 2016) **Wells**, *Concrete bringing concrete to life*, Product: Spancrete hollow wall panels, <http://www.wellsconcrete.com/products/structural-precast/wall-panels>
- (Wolanski 2004) **Wolanski A.J.**, *Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis*, Master's Thesis, University of Wisconsin-Milwaukee, Wisconsin, USA, 2004
- (Yang 1994) **Yang L.**, *Design of prestressed hollow core slabs with reference to web shear failure*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 9, 1994
- (Yang 1995) **Yang, L.**, *Effect of end notch on shear capacity of simply supported prestressed hollow core slabs: Numerical experiments*, Structural Engineering Review Vol. 7, No. 4, 1995

Normy i wytyczne projektowe

(ACI 318M-11)	ACI 318M-11 <i>Metric building code requirements for structural concrete and commentary</i> , ACI Committee 318, 2011
(CC 2007)	Code Card 18 <i>Design of hollow core slabs supported on beams</i> , Finnish Concrete Association, 2007
(CUR 2005)	CUR BmS-Aanbeveling 104 : Vloeren van kanaalplaten met geïntegreerde liggers, CUR/BmS voorschriftencommissie 53, 2005
(DIN 1991)	DIN 1048-5:1991-06 – Prüfverfahren für Beton, Festbeton, gesondert hergestellter Probekörper, 1991
(DIN 2008)	DIN 1045-1:2008-08 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, 2008
(EC2 2008)	PN-EN 1992-1-1: 2008 , Eurokod:2005 2 Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, 2008
(EN 1168 2009)	PN-EN 1168:2005+A2 2009 <i>Precast concrete products – Hollow core slabs</i>
(fib 6 2000)	fib Bulletin 6 , <i>Special design considerations for precast prestressed hollow core floors</i> , fib, 2000
(fib 10 2000)	fib Bulletin 10 , <i>Bond of reinforcement in concrete</i> , State of art, Report fib, 2000
(ISO 868 2005)	PN-EN ISO 868:2005 <i>Tworzywa sztuczne i ebonit – Oznaczenie twardości metodą wciskową z zastosowaniem twardościomierza (twardość metodą Shore'a)</i> , 2005
(ISO 6892 2010)	PN-EN 6892-1:2010 <i>Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metody badania w temperaturze pokojowej</i> , 2010
(ISO 15630 2011)	PN-EN 15630-3:2011 <i>Stal do zbrojenia i sprężania betonu. Metody badań. Część 3: Stal do sprężania</i> , 2011
(MC 2010)	Pre-norma Konstrukcji Betonowych fib Model Code 2010 , t.1-2, 2014
(PN EN 1168 2009)	PN-EN 1168:2005+A2 2009 <i>Prefabrykaty z betonu – płyty kanałowe</i> , 2009
(PN EN 1168 2011)	PN-EN 1168:2005+A3 2011 <i>Prefabrykaty z betonu – płyty kanałowe</i> , 2011
(PN EN 12390 2011)	PN-EN 12390-3:2011 <i>Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań</i> , 2011
(PN EN 206 2003)	PN-EN 206-1:2003 <i>Beton - część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność</i>
(PN 88 1988)	PN-88/B-06250: 1988 <i>Beton zwykły</i> , 1988
(PN B 03264 2002)	PN-B-03264:2002 <i>Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, Obliczenia statyczne i projektowanie</i> , 2002
(RIL 2007)	RILEM TC 187 <i>Experimental determination of the stress-crack opening curve for concrete in tension</i> , 2007
(Z-26.2-49 2007)	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.2-49, DELTA Verbundträger, DIBt, 2007
(Z-15.10-316 2014)	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.10-316. DIBt, 2014

WYKAZ RYCIN, FOTOGRAFII I TABLIC

Ryciny

- Ryc. 1. Przekroje poprzeczne płyt: HC200 wykonane w technologii ekstruzji (a) i HC500 wykonane w technologii ślizgowej (b).
- Ryc. 2. Schematyczna reprezentacja relacji obciążeń do rozpiętości płyt kanałowych.
- Ryc. 3. Typy zarysowania płyty kanałowej w sytuacji początkowej.
- Ryc. 4. Typy zarysowania płyty kanałowej w sytuacji użytkowej od wpływów zginania (a) oraz ścinania (b).
- Ryc. 5. Przebieg trajektorii naprężeń w niezarysowanym elemencie żelbetowym lub sprężonym.
Linia przerywana – ściskanie, linia ciągłą – rozciąganie.
- Ryc. 6. Schemat kratownicy Mörsch'a (a) oraz strefy ścinania na długości elementu strunobetonowego (b).
- Ryc. 7. Rozkład naprężeń w betonowym żeberku płyty kanałowej.
- Ryc. 8. Interpretacja graficzna efektu Hoyer'a.
- Ryc. 9. Obszary przyczepności na długości transmisji l_{pt} .
- Ryc. 10. Przekroje krytyczne, w których należy rozważać nośność na ścinanie wg wybranych norm.
- Ryc. 11. Elementy konstrukcji Slim Floor – płyty kanałowe oparte na stalowych profilach kapeluszowych.
- Ryc. 12. Dźwigary typu CoSFB – IFB (a) oraz SFB (b).
- Ryc. 13. Dźwigary – MEK-Beam (a) oraz LBL-Beam (b).
- Ryc. 14. Zjawiska towarzyszące poprzecznej pracy płyty kanałowej na podporze podatnej.
- Ryc. 15. Stanowisko badawcze systemu stropowego.
- Ryc. 16. Płaszczyzny przekazywania siły F_{cf} wynikającej z zespolenia płyty-dźwigar.
- Ryc. 17. Szczegół podparcia pojedynczej płyty kanałowej.
- Ryc. 18. Diagram interakcji ścinania i skręcania płyty HC200, według modelu numerycznego Holcotors.
- Ryc. 19. Praca dolnego pasa dźwigara – a) wiotkiego, b) sztywnego.
- Ryc. 20. Poprzeczna praca płyt kanałowych na dźwigarze podatnym w przypadku możliwości przesuwu na „s” (a) i zablokowaniu przesuwu (b).
- Ryc. 21. Stanowisko badawcze.
- Ryc. 22. Modele współpracy płyty kanałowej z dźwigarem.
- Ryc. 23. Belka zespolona według koncepcji Pajari'ego i Leskelä (a). Równowaga sił poziomych w półkach płyty kanałowej (b).
- Ryc. 24. Wycinek belki zespolonej(a) i rozkład sił wewnętrznych przy poprzecznej deformacji płyty (b).
- Ryc. 25. Rzeczywisty i uproszczony (uśredniony) rozkład naprężeń τ_2 na długości żeberka.
- Ryc. 26. Zarysowanie wywołane momentem od niezamierzonego zamocowania.
- Ryc. 27. Przekroje poprzeczne do obliczeń sztywności EI_o (a) i EI_o (b).
- Ryc. 28. Konwencja znakowania naprężeń w betonowym żeberku płyty kanałowej według modelu niemieckiego.
- Ryc. 29. Naprężenia w styku skrajnej płyty i dźwigara w chwili zniszczenia.
- Ryc. 30. Wartość współczynnika tarcia μ w zależności od wysokości płyty i typu dźwigara.
- Ryc. 31. Model przekroju poprzecznego płyty kanałowej obciążonej siłami c i v .
- Ryc. 32. Siły wewnętrzne w skrajnym żeberku płyty kanałowej.
- Ryc. 33. Zasada wyznaczania sztywności giętej dźwigara.
- Ryc. 34. Schemat połączenia pasm ① i ②.
- Ryc. 35. Geometria przekrojów poprzecznych przedmiotowych płyt kanałowych (wymiary w [mm]).
- Ryc. 36. Przekrój podłużny i poprzeczny nadbetonowanej płyty kanałowej.
- Ryc. 37. Ogólny schemat statyczny stanowiska badawczego.
- Ryc. 38. Elementy układu pomiarowego na przykładzie płyty HC500e.
- Ryc. 39. Program obciążenia siłami pionową i poziomą.

- Ryc. 40. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC320r (a) i HC500r (b) w etapie 1.
- Ryc. 41. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC320m (a) i HC500m (b) w etapie 2.
- Ryc. 42. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC320m/T (a) i HC500m/T (b) w etapie 2.
- Ryc. 43. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC200e (a), i HC500e (b) w etapie 3.
- Ryc. 44. Przyrost odkształceń głównych w wybranych żeberkach elementów badawczych HC200e/T (a), HC320e/T (b) i HC500e/T (c) w etapie 3.
- Ryc. 45. Rozwój przemieszczeń poziomych półki górnej i dolnej w wybranych elementach etapu 3.
- Ryc. 46. Mapy deformacji żeberka w czole elementu badawczego HC500e wykonana przy pomocy wizyjnej metody pomiaru odkształceń.
- Ryc. 47. Mapy deformacji powierzchni wieńca poprzecznego elementu HC320e/T wykonana przy pomocy wizyjnej metody pomiaru odkształceń.
- Ryc. 48. Rozwój odkształceń skrajnego żeberka elementu HC500e/T pomierzony metodą tensometrii oporowej oraz wizyjnej metody pomiaru.
- Ryc. 49. Linia ugięcia na długości płyt o wysokości 320 mm (a) i 500 mm (b) badanych w etapie 2.
- Ryc. 50. Linia ugięcia na długości płyt o wysokości 200 mm (a) i 500 mm (b) badanych w etapie 3.
- Ryc. 51. Rozwój wślizgu splotów sprężających w czasie w elementach HC200e i HC500e.
- Ryc. 52. Mapa odkształceń pionowych powierzchni żeberka nr 7 w elementach HC500e (a) i HC500e/T (b).
- Ryc. 53. Rozkład odkształceń na wysokości płyt HC320m/T (a) oraz HC32e/T (b) z nadbetonem, uzyskany w badaniach doświadczalnych (kolor niebieski) oraz analizie teoretycznej (kolor czerwony) w linii obciążenia siłą $P_{V, test}$.
- Ryc. 54. Prefabrykowany element badawczy.
- Ryc. 55. Stanowisko badawcze do etapu 1.
- Ryc. 56. Stanowisko badawcze do etapów 2 i 3.
- Ryc. 57. Odspojenie nadbetonu od płyty.
- Ryc. 58. Schemat rozkładu naprężeń w betonowym przekroju cienkościennym poddanym osiowemu ścisnaniu i rozciąganiu (wg (Flaga 2016)).
- Ryc. 59. Zależność naprężenie (σ_p) – odkształcenie (ϵ_p) dla badanych splotów sprężających.
- Ryc. 60. Przekroje poprzeczne płyt HC200 i HC320 – modelowe (linia czarna) i rzeczywiste (linia czerwona).
- Ryc. 61. Szczegóły modelu stanowiska badawczego na przykładzie HC500e/T.
- Ryc. 62. Powierzchnia graniczna Willam'a i Warnke'a: a) widok, b) przekrój dewiatorowy dla $\sigma_m=0$.
- Ryc. 63. Wykres zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu płyt i nadbetonu w jednoosiowym stanie naprężenia.
- Ryc. 64. Wykres zależności naprężenie-odkształcenie dla stali sprężającej w jednoosiowym stanie naprężenia.
- Ryc. 65. Elementy wykorzystane w analizie: betonu - SOLID65 (a), stali zwykłej -SOLID45 (b), stali sprężającej - LINK180 (c) (Ansys 2011).
- Ryc. 66. Element interfejsowy CONTA 173 wykorzystany w analizie: styku płyta - nadbeton (Ansys 2011).
- Ryc. 67. Reprezentacja modeli zbrojenia w betonie: model dyskretny (a), model rozproszony (b) (wg (Tavarez 2001)).
- Ryc. 68. Dyskretyzacja na przykładzie elementu HC500e/T.
- Ryc. 69. Rozkład siły sprężającej w splotach w pierwszym kroku obciążenia (wartości siły w [N]).
- Ryc. 70. Przesunięcia pionowe elementu HC200 pod wpływem sprężenia (wartości w [N]).
- Ryc. 71. Deformacje poziome (a) i pionowe (b) w czole elementu HC500e (wartości w [mm]).
- Ryc. 72. Graficzne przedstawienie zarysowania odpowiadające: pionowym rysom od zginania (a), rysom powstałym w wyniku wмяżdżenia betonu (b) i rysom ukośnym (c).
- Ryc. 73. Zarysowanie strefy przypodporowej modeli elementów badawczych w sytuacji poprzedzającej zniszczenie.
- Ryc. 74. Zarysowanie na poziomie cięgien sprężających wywołane efektem rozerwania betonu.
- Ryc. 75. Odkształcenia główne w skrajnym żeberku elementu HC500e w chwili poprzedzającej zniszczenie.
- Ryc. 76. Odkształcenia styczne w płaszczyźnie YZ w skrajnym żeberku elementu HC500e w chwili poprzedzającej zniszczenie.

- Ryc. 77. Odształcenia główne w żeberkach modelowanych płyt w połowie odcinka pomiędzy osią obciążenia i podparcia, na przykładzie: a) HC500r, b) HC500m, c) HC500e.
- Ryc. 78. Wymiary przekroju poprzecznego płyty HC500 (a) i dźwigara IFB(b). Przekrój w modelu powłokowym (linia ciągłą) i bryłowym (linia przerywana).
- Ryc. 79. Rzut fragmentu analizowanego pola stropowego.
- Ryc. 80. Widok modelu pola stropowego i globalny układ współrzędnych przyjęty w analizie.
- Ryc. 81. Element SHELL 181 wykorzystany w analizie powłoki płyty kanałowej i dźwigara (Ansys 2011).
- Ryc. 82. Połączenie płyty z dźwigarem za pomocą ES typu MPC184.
- Ryc. 83. Bezwzględna zależność przyrostu naprężeń stycznych względem ugięcia równego $1/2000 L_b$.
- Ryc. 84. Wartości poziomych naprężeń stycznych τ_{zx} wg modelu *fib* i modelu autorskiego. Symbole (-) oraz (n) oznaczają odpowiednio elementy bez nadbetonu i nadbetonowane.
- Ryc. 85. Wartości głównych naprężeń rozciągających σ_I wg modelu *fib*. Symbole (-), (n), (n+k) oznaczają odpowiednio elementy bez nadbetonu lub nadbetonowane oraz nadbetonowane wraz z wypełnionymi kanałami.
- Ryc. 86. Wartości głównych naprężeń rozciągających σ_I wg modelu autorskiego. Symbole (-), (n), (n+k) oznaczają odpowiednio elementy bez nadbetonu lub nadbetonowane oraz nadbetonowane wraz z wypełnionymi kanałami.
- Ryc. 87. Wartości wyężenia płyt kanałowych wg modeli: *fib*, niemieckiego oraz autorskiego.

Fotografie

- Fot. 1. Strunobetonowe płyty kanałowe w miejscu składowania (a) i wbudowania (b).
- Fot. 2. Slip-former w trakcie produkcji prefabrykatów (a). Płyty kanałowe wykonane w technologii ślizgowej (b).
- Fot. 3. Podajnik ślimakowy maszyny formującej - ekstrudera (a).
Płyty kanałowe wykonane w technologii ekstruzji (b).
- Fot. 4. Proces produkcji płyt kanałowych – naciąg splotów sprężających (a), betonowanie i dojrzewanie betonu (b), cięcie i zwalnianie naciągu (c), transport elementów (d).
- Fot. 5. Strop z płyt kanałowych z otwartymi kanałami w strefach przypodporowych (a) oraz zazbrojony przed nadbetonowaniem (b).
- Fot. 6. Montaż płyt kanałowych na belce Delta (a) i belce stalowej IFB (b).
- Fot. 7. Dźwigary – Super-Beam (a) oraz A-Beam (b).
- Fot. 8. System stropowy pod obciążeniem.
- Fot. 9. Czyszczenie górnej powierzchni płyt HC320 przed betonowaniem (a). Przygotowany szalunek z ułożonym zbrojeniem nadbetonu na płytach HC320 (b).
- Fot. 10. Strefa podparcia płyty na stanowisku dla badań etapu 2 (a). Szczegół oparcia żeberka skrajnego za pośrednictwem podkładki z tworzywa sztucznego (b).
- Fot. 11. Schodkowy układ trawersów w badaniu etapu 2 (a). Szczegół oparcia skrajnego trawersu na prefabrykacie za pośrednictwem zaprawy (b).
- Fot. 12. Stanowisko badawcze dla elementu HC500e (a) oraz szczegół mocowania siłownika poziomego (b).
- Fot. 13. Elementy oporowe w osi obciążenia poziomego (a) i na nieobciążonej podporze (b).
- Fot. 14. Przetwornik siły C6A HBM i siłownik poziomy RCH-603 (a). Para czujników indukcyjnych do pomiaru poziomu wślizgu splotów sprężających (b).
- Fot. 15. Czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń pionowych (a) oraz poziomych (b) elementu.
- Fot. 16. Cyfrowe kamery optyczne (a) oraz markery powierzchniowe dla badań metodą BAC (b).
- Fot. 17. Tensometry na powierzchni płyty (a) oraz powierzchni przygotowanej do nadbetonowania (b).
- Fot. 18. Tensometry na betonowym żeberku płyty H320.
- Fot. 19. Zniszczenie elementu HC320r i odsłonięcie sploty sprężające.
- Fot. 20. Wsuniecie splotów sprężających półki dolnej (a) i drutów półki górnej (b) z betonu.
- Fot. 21. Zniszczenie elementu HC500r w linii obciążenia.
- Fot. 22. Ukośne zarysowanie żeberka nr 1 (a) oraz pęknięcie powierzchni spodniej i odsłonięcie splotów sprężających (b) w elemencie HC500r.
- Fot. 23. Pęknięcia ukośne skrajnych żeber nr 1 (a) i 7 (b) elementu HC320m.
- Fot. 24. Zniszczenie strefy podparcia płyty HC320m.

- Fot. 25. Zniszczenie żeberka nr 1 (a) oraz zarysowanie pionowe w osi obciążenia (b) elementu HC500m.
- Fot. 26. Pęknięcie w osi obciążenia (a) oraz zerwany spłot w żeberku nr 1 (b) płyty HC500m.
- Fot. 27. (a) Pęknięcie skrajnego żeberka nr 1. (b) Pęknięcie skrajnego żeberka nr. 7 (c) Zarysowanie spodniej powierzchni płyty C320m/T.
- Fot. 28. Pęknięcie ukośne żeberka nr 7 (a) oraz jego zarysowanie pionowe w obszarze osi obciążenia (b).
- Fot. 29. Pęknięcie ukośne żeberka nr 1 (a) oraz zarysowanie powierzchni spodniej (b) w płycie HC500m/T.
- Fot. 30. (a) Rysa pionowa w żeberku nr 1 w chwili zniszczenia. (b) Rysa pionowa w żeberku nr 12 w początkowej fazie rozwoju. (c) Rysa pionowa w żeberku nr 12 w chwili zniszczenia.
- Fot. 31. Wślizg spłotów w czole elementu (a). Pęknięcie powierzchni spodniej i odsłonięte spłoty (b).
- Fot. 32. Zarysowanie ukośne żeberka (a) oraz zniszczenie elementu HC320e.
- Fot. 33. Zarysowanie ukośne żeberka skrajnych nr 1 (a) oraz nr 7 (b).
- Fot. 34. Zarysowanie podłużne w styku żeberka i półki górnej (a) oraz zarysowanie powierzchni górnej elementu HC500e (b).
- Fot. 35. (a) Wślizg spłotów sprężających w czole elementu oraz zarysowanie żeberka i półki dolnej. (b) Zarysowanie poziome żeberka. (c) Odsłonięte spłoty sprężające.
- Fot. 36. (a) Zniszczenie elementu HC200e/T. (b) Pęknięcie żeberka nr 12 i spodniej powierzchni płyty. (c) Dodatkowa rysa ukośna w żeberku nr 12, odsłonięte spłoty sprężające.
- Fot. 37. Zarysowanie ukośne żeberka i nadbetonu (a) i odsłonięte spłoty sprężające (b).
- Fot. 38. Zarysowanie ukośne żeberka nr 7 i zniszczenie elementu HC500e/T.
- Fot. 39. Zarysowanie ukośne żeberka nr 1 (a) i zniszczenie wieńca podłużnego (b).
- Fot. 40. Odsłonięte spłoty sprężające zniszczonych żeberka (a) oraz zarysowanie powierzchni górnej elementu H500e/T (b).
- Fot. 41. Uszorstkowiona górna powierzchnia płyty (a).
- Fot. 42. Pobrane próbki wycinkowe z fragmentu płyty kanałowej.
- Fot. 43. Badanie osiowego rozciągania na próbkach walcowych (a) oraz próbkach wycinkowych (b).
- Fot. 44. Badanie osiowego ściskania na: (a) próbkach walcowych, (b) kostkowych, (c) wycinkowych.
- Fot. 45. Zniszczone spłoty sprężające: (a) sposób zerwania spłotów, (b) przeważenie przekroju po zerwaniu (widok od czoła spłotu), (c) przeważenie przekroju po zerwaniu (widok z boku).

Tablice

- Tablica 1. Charakterystyka dźwigarów przyjętych w analizie porównawczej.
- Tablica 2. Charakterystyka płyt kanałowych do studium parametrycznego.
- Tablica 3. Wytyżenie płyt typu 1, opartych na belce strunobetonowej RT.
- Tablica 4. Wytyżenie płyt typu 2, opartych na belce strunobetonowej RT.
- Tablica 5. Wytyżenie płyt typu 1, opartych na belce stalowej IFB.
- Tablica 6. Wytyżenie płyt typu 2, opartych na belce stalowej IFB.
- Tablica 7. Wytyżenie płyt typu 1, opartych na belce stalowej Hut.
- Tablica 8. Wytyżenie płyt typu 2, opartych na belce stalowej Hut.
- Tablica 9. Wytyżenie płyt typu 1, opartych na belce zespolonej Delta.
- Tablica 10. Wytyżenie płyt typu 2, opartych na belce zespolonej Delta.
- Tablica 11. Wytyżenie (σ_1/f_{ctd}) oraz składowe naprężenia w żeberku dla płyt typu 1, opartych na dźwigarze sprężonym typu RT, w zależności od obecności i sposobu uwzględniania współpracy nadbetonu z płytą.
- Tablica 12. Wytyżenie (σ_1/f_{ctd}) oraz składowe naprężenia w żeberku dla płyt typu 2, opartych na dźwigarze sprężonym typu RT, w zależności od obecności i sposobu uwzględniania współpracy nadbetonu z płytą.
- Tablica 13. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od grubości warstwy nadbetonu.
- Tablica 14. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od współczynnika tarcia μ .
- Tablica 15. Porównanie nośności styku poziomego na ścinanie poziome v_{Rd} według różnych normatywów.
- Tablica 16. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od stopnia zbrojenia nadbetonu.

- Tablica 17. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od szerokości współpracującej płyty z dźwigarem b_{eff0}/b_{eff} .
- Tablica 18. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od kolejności układania nadbetonu.
- Tablica 19. Wytyżenie płyt (σ_1/f_{ctd}) w zależności od sposobu uwzględniania redukcji z uwagi na różnicę klas betonu prefabrykatu i nadbetonu.
- Tablica 20. Wartości współczynników η_m i η_{max} (na podstawie (Cholewicki 2006)).
- Tablica 21. Oznaczenie elementów badawczych.
- Tablica 22. Charakterystyka płyt kanałowych.
- Tablica 23. Wyniki parametrów mierzonych w badaniach zasadniczych.
- Tablica 24. Poziom wykorzystania nośności ścinania płyt z uwagi na zmianę schematu statycznego oraz wpływ nadbetonu.
- Tablica 25. Charakterystyka materiałowa nadbetonu.
- Tablica 26. Współczynniki przyczepności adhezyjnej c_h wyznaczony w badaniu etapu 1.
- Tablica 27. Współczynniki tarcia μ_h wyznaczony w badaniu etapu 3.
- Tablica 28. Współczynniki przyczepności adhezyjnej c_h wyznaczony w badaniu etapu 2.
- Tablica 29. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie f_{ctm} .
- Tablica 30. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe ściskanie f_{cm} .
- Tablica 31. Wyniki badań modułu sprężystości betonu E_{cm} .
- Tablica 32. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie f_{cm} .
- Tablica 33. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe ściskanie $f_{cm.cube}$ na próbkach sześciennych.
- Tablica 34. Wyniki badań wytrzymałości betonu na osiowe ściskanie $f_{cm.cyl}$ na próbkach walcowych.
- Tablica 35. Wyniki badań modułu sprężystości betonu $E_{cm..}$.
- Tablica 36. Charakterystyka i parametry modelu betonów.
- Tablica 37. Parametry modelu stali sprężającej.
- Tablica 38. Parametry modelu stali podkładek i zbrojenia rozproszonego nadbetonu.
- Tablica 39. Charakterystyka modeli materiałowych.
- Tablica 40. Komendy użyte do kontroli analizy nieliniowej.
- Tablica 41. Komendy użyte w Output Solver.
- Tablica 42. Algorytm nieliniowy i parametry kryterium konwergencji.
- Tablica 43. Charakterystyka kroków obciążenia w analizie elementu HC500m.
- Tablica 44. Porównanie wyników ugięć wg obliczeń teoretycznych i analizy MES w środku rozpiętości elementów.
- Tablica 45. Porównanie wyników ugięć w linii obciążenia według analizy MES i badań doświadczalnych.
- Tablica 46. Charakterystyka płyty kanałowej HC500 w analizie numerycznej.
- Tablica 47. Parametryzacja podatności dźwigara w zależności od modułu sprężystości stali E_s .
- Tablica 48. Charakterystyka i parametry modeli materiałowych.
- Tablica 49. Charakterystyka kroków obciążenia w analizie stropu.
- Tablica 50. Wartości naprężenia stycznego τ_{zx} w płycie kanałowej w zależności od ugięcia dźwigara



ZAŁĄCZNIK A

**PRZYKŁAD WYMIAROWANIA PŁYTY KANAŁOWEJ PODDANEJ ŚCINANIU,
OPARTEJ NA PODPORZE PODATNEJ WEDŁUG MODELU AUTORSKIEGO**

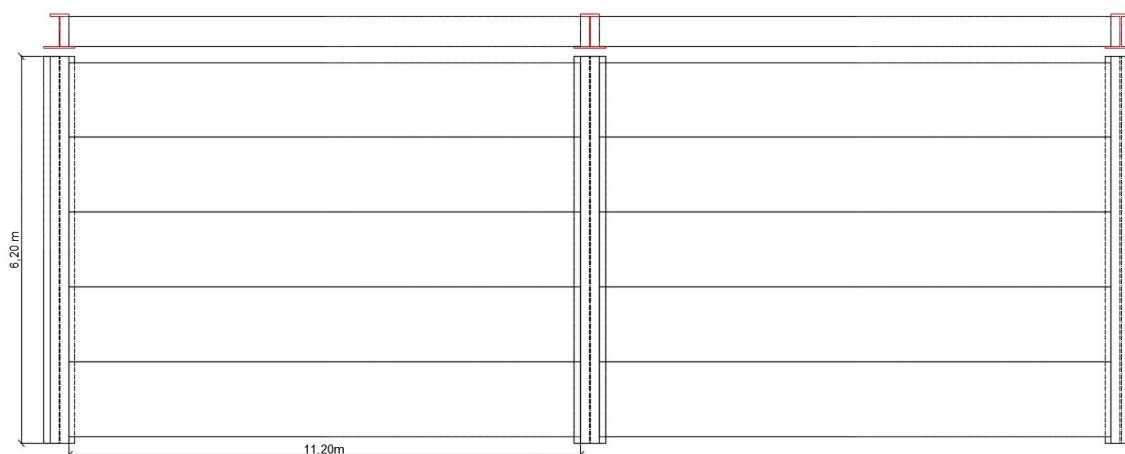


Założenia:

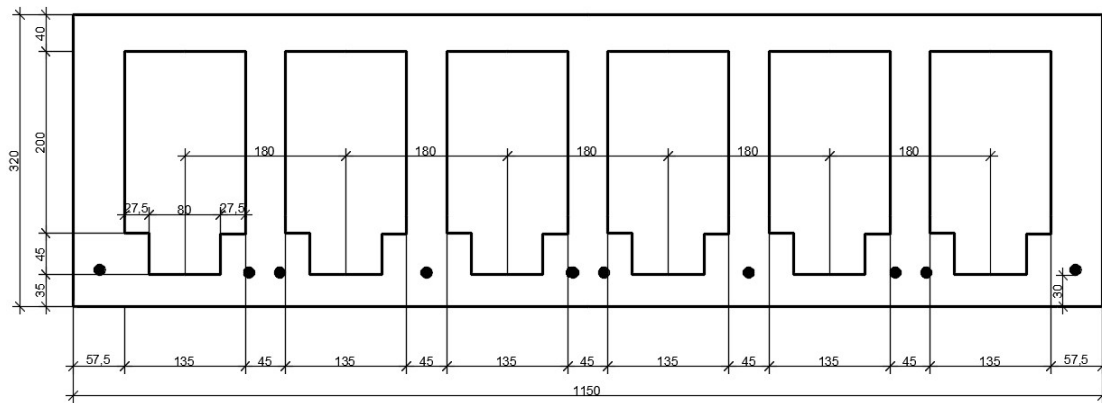
- przedmiotem analizy obliczeniowej jest strop, składający się z dźwigara stalowego typu IFB (o rozpiętości 6.20 m), na którym opiera się 10 płyt kanałowych HC320 o rozpiętości 11.20 m, obciążonych równomiernie na całej swojej powierzchni (ciężar własny + warstwy wykończeniowe + obciążenie użytkowe),
- geometria płyt kanałowych została uproszczona zgodnie z zasadami opisanymi w p. 7.1.,
- charakterystyki materiałowe betonu płyt kanałowych oraz betonu uzupełniającego odpowiadają średnim wartościom wyznaczonym w badaniach materiałowych (patrz p. 6.3.2.)
- w obliczeniach pominięto normowe podejście częściowych współczynników bezpieczeństwa przyjmując charakterystyczne wartości obciążenia i średnie wytrzymałości materiałów;
- rozpatruje się oparcie płyt bezpośrednio na dźwigarze bez podkładek neoprenowych lub warstwy zaprawy wyrównawczej;
- w procedurze wskazano sposób uwzględnienia obliczeniowego efektu nadbetonowania płyt oraz wypełnienia kanałów. Przy ich określaniu przyjęto charakterystykę materiałową betonu wypełniającego kanały oraz nadbetonu tożsamą betonowi wypełniającego przestrzeń pomiędzy płytą i dźwigarem. Dla nadbetonu przyjęto zbrojenie stalą żebrowaną AIII N o średnicy 6 mm w rozstawie co 10 cm.
- W procedurze zaznaczono kolorem czerwonym numery ważniejszych wzorów, a szara ramka oznacza najważniejsze składowe naprężeń w żeberku płyty.

Spis treści:

1. Charakterystyka geometryczno-materiałowa płyty kanałowej HC320
2. Charakterystyka geometryczno-materiałowa dźwigara IFB
3. Statyka układu
4. Charakterystyka przekroju belki zespolonej płyta-dźwigar
 - 4.1. Przypadek bez nadbetonu
 - 4.2. Przypadek z nadbetonem
5. Naprężenia normalne od sprężenia w rozważanym przekroju płyty kanałowej
6. Naprężenia styczne τ_{xy}
 - 6.1. Przypadek bez nadbetonu
 - 6.2. Przypadek z nadbetonem
7. Naprężenia styczne τ_{zx} wg modelu *fib*
 - 7.1. Przypadek bez nadbetonu
 - 7.2. Przypadek z nadbetonem
8. Współczynnik redukcyjny z uwagi na obecność nadbetonu β_{top} i wypełnienia kanałów β_f
9. Naprężenia styczne τ_{zx} wg modelu autorskiego
 - 9.1. Przypadek bez nadbetonu
 - 9.2. Przypadek z nadbetonem
10. Kryterium zniszczenia i porównanie wyników
 - 10.1. Wyniki wg modelu autorskiego
 - 10.2. Wyniki wg modelu *fib*
 - 10.3. Wyniki wg modelu niemieckiego (autorstwa Hegger'a-Roggendorf'a)



Ryc. A-1. Sytuacja.

1. Charakterystyka geometryczno-materiałowa płyty kanałowej HC320

Ryc. A-2. Przekrój poprzeczny płyty kanałowej.

$$\begin{aligned}
 h_{hc} &:= 320\text{mm} & A_{cs} &:= 0.189\text{m}^2 & L_{pl} &:= 11.2\text{m} & \text{- rozpiętość płyty} \\
 b_{hc} &:= 1150\text{mm} & S_{cs} &:= 0.029\text{m}^3 & L_{supp} &:= 100\text{mm} & \text{- głębokość oparcia} \\
 h_{hc,t} &:= 40\text{mm} & I_{cs} &:= 2.365 \cdot 10^{-3} \cdot \text{m}^4 \\
 h_{hc,b} &:= 35\text{mm} & v_{cs} &:= 0.151\text{m} \\
 b_w &:= 340\text{mm} & v'_{cs} &:= h_{hc} - v_{cs}
 \end{aligned}$$

Beton płyt kanałowych:

$$\begin{aligned}
 f_{cm} &:= 54\text{MPa} \\
 f_{ctm} &:= 2.76\text{MPa} \\
 E_{cm} &:= 32\text{GPa} \\
 c_{nom} &:= 30\text{mm} \\
 a_{p1} &:= c_{nom} + 0.5 \cdot \phi
 \end{aligned}$$

Beton uzupełniający:

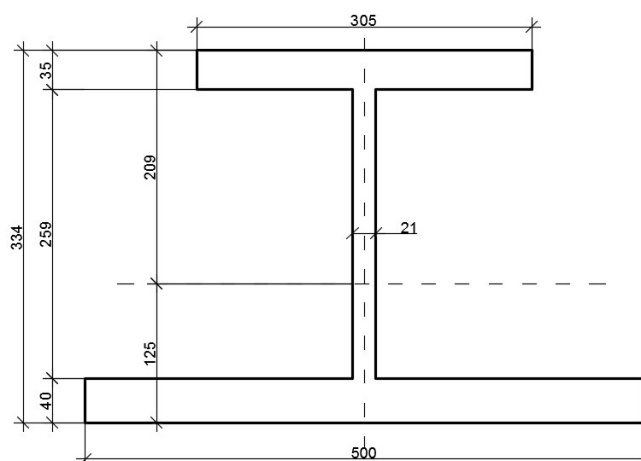
$$\begin{aligned}
 f_{cm,n} &:= 41\text{MPa} \\
 f_{ctm,n} &:= 1.88\text{MPa} \\
 E_{cm,n} &:= 29.2\text{GPa} \\
 \alpha_n &:= \frac{E_{cm,n}}{E_{cm}}
 \end{aligned}$$

Stal splotów sprężających (10 $\phi 12.5\text{mm}$)

$$\begin{aligned}
 n_p &:= 10 & \text{- ilość splotów} \\
 \phi &:= 12.5\text{mm} \\
 A_{p1} &:= 9.3 \times 10^{-5} \text{m}^2 \\
 A_p &:= A_{p1} \cdot n_p \\
 E_p &:= 199\text{GPa} \\
 f_{pk} &:= 1947\text{MPa} \\
 f_{p,0.1k} &:= 1770\text{MPa} \\
 l_{pt} &:= 0.4\text{m} & \text{- długość transmisji} \\
 P_{mt} &:= 975\text{kN} & \text{- siła po stratach całkowitych} \\
 \alpha_p &:= \frac{E_p}{E_{cm}}
 \end{aligned}$$

2. Charakterystyka geometryczno-materiałowa dźwigara IFB

$$\begin{aligned}
 L_b &:= 6.2\text{m} & A_b &:= 0.036\text{m}^2 \\
 h_b &:= 0.334\text{m} & I_b &:= 9.076 \times 10^{-4} \cdot \text{m}^4 \\
 h_{b,f} &:= 35\text{mm} & S_b &:= 4.5 \times 10^{-3} \text{m}^3 \\
 h_{b,f} &:= 40\text{mm} & v_b &:= 125\text{mm} \\
 t_w &:= 21\text{mm} & v'_b &:= h_b - v_b \\
 b_{b,f} &:= 305\text{mm} & E_b &:= 205\text{GPa} \\
 b_{b,f} &:= 500\text{mm} & G_p &:= 80\text{GPa} \\
 \alpha_s &:= \frac{E_b}{E_{cm}} & f_{yp} &:= 355\text{MPa}
 \end{aligned}$$



Ryc. A-3. Przekrój poprzeczny dźwigara.

3. Statyka układu- Obciążenia stropu

$$\begin{aligned}
 g_{\min} &:= 3.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{- ciężar własny płyty} \\
 \Delta g &:= 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{- ciężar warstw wykończeniowych} \\
 q &:= 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{- obciążenie użytkowe}
 \end{aligned}$$

- Obciążenia dźwigara

$$\begin{aligned}
 g_{b,IFB} &:= 2.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{- ciężar własny dźwigara} \\
 g_{b, \text{const}} &:= 65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{- ciężar płyt i warstw wyk.} \\
 g_{b,q} &:= 112 \frac{\text{kN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

$$u_b := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{b,IFB} + g_{b, \text{const}} + g_{b,q}) \cdot L_b^4}{E_b \cdot I_b} = 18.6 \cdot \text{mm} \quad \text{- całkowite ugięcie dźwigara}$$

$$u_{b, \text{eff}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{b,q}) \cdot L_b^4}{E_b \cdot I_b} = 11.6 \cdot \text{mm}$$

$$r := \frac{\left(\frac{L_b}{2}\right)^2 + u_{b, \text{eff}}^2}{2 \cdot u_{b, \text{eff}}} = 414.9 \text{m} \quad \text{- promień krzywizny}$$

$$\frac{1}{r} = 2.4 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}} \quad \text{- krzywizna}$$

- Statyka płyty kanałowej (od wszystkich obc.)

$$M_{E, \text{pl}} := 284.9 \text{kNm} \quad \text{- moment w środku rozp.}$$

$$V_{\text{pl}} := 101.8 \text{kN} \quad \text{- siła w osi podparcia}$$

- Statyka dźwigara (środek rozp.)

$$M_{b,IFB} := 13.6 \text{kNm}$$

$$M_{b, \text{const}} := 312.3 \text{kNm}$$

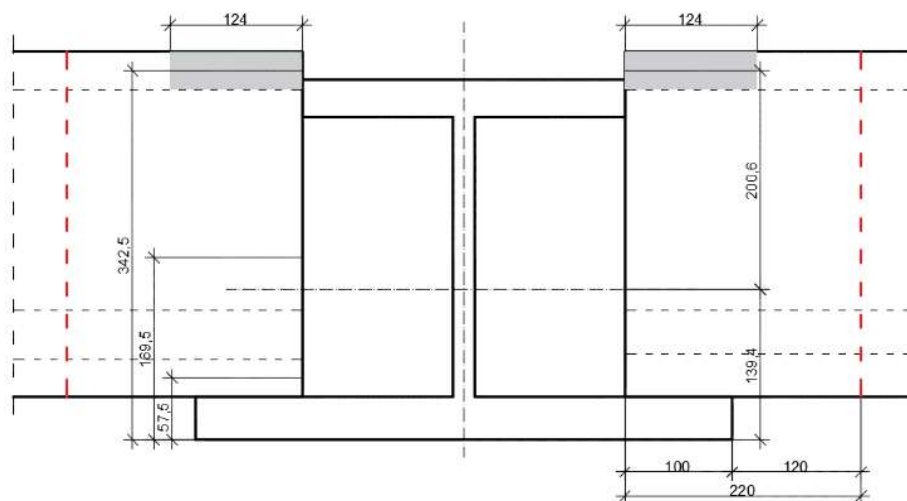
$$M_{b,q} := 538.2 \text{kNm}$$

- efektywne ugięcie dźwigara

$$\frac{L_b}{525} \quad \text{- strzałka ugięcia}$$

4. Charakterystyka przekroju belki zespolonej płyta-dźwigar

4.1. Przypadek bez nadbetonu



Ryc. A-4. Przekrój poprzeczny belki zespolonej płyta-dźwigar.

Wymiary betonu uzupełniającego styk podłużny połączenia płyta-dźwigar:

$$b_u := b_{b.f} - t_w = 284 \cdot \text{mm}$$

$$h_u := h_b - h_{b.f} - h_{b.f} = 259 \cdot \text{mm}$$

$$A_{uz} := b_u \cdot h_u = 0.1 \text{ m}^2 \quad - \text{ pole powierzchni betonu uzupełniającego w styku}$$

Szerokość współpracująca płyty:

$$L_0 := 5 \text{ m} \quad - \text{ stała modelu fib}$$

$$b_{\text{eff},0} := 100 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} := b_{\text{eff},0} \cdot \frac{L_b}{L_0} = 124 \cdot \text{mm}$$

wz. 43

The \circ values have been calculated from test results. The other values have been obtained either by interpolation or by extrapolation.

h	Voids	voids	concrete beam	top hat beam
	Circular	non-circular		or equivalent
200	X		150	80
265	X		(185)	(90)
320		x	270	100
400		x	(400)	(115)

Wg tablicy 3.1 w p.3.6.3. fib Bulletin 6

Pole powierzchni współpracujących - górne półki płyty:

$$A_{h'.f} := h_{hc.t} \cdot 2 \cdot b_{\text{eff}} = 9.9 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Pole powierzchni współpracujących - dolne półki płyty:

$$A_{h.f} := h_{hc.b} \cdot 2 \cdot b_{\text{eff}} = 8.7 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Odległość środka ciężkości górnej półki płyty od dolnej krawędzi belki:

$$z_1 := 342.5 \text{ mm}$$

Odległość środka ciężkości dolnej półki płyty od dolnej krawędzi belki:

$$z_2 := 57.5 \text{ mm}$$

Moment statyczny półek płyty, względem dolnej krawędzi belki:

$$S_{pl} := A_{h'.f} \cdot z_1 + A_{h.f} \cdot z_2 = 3.9 \times 10^{-6} \cdot \text{mm}^3$$

Odległość środka ciężkości betonu uzupełniającego od dolnej krawędzi belki:

$$z_3 := 169.5 \text{ mm}$$

Moment statyczny betonu uzupełniającego, względem dolnej krawędzi belki:

$$S_{uz} := A_{uz} \cdot z_3 = 1.2 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

Pole przekroju zespolonego:

$$A_{cs.com1} := A_{h'.f} + A_{h.f} + \alpha_s \cdot A_b + \alpha_n \cdot A_{uz} = 0.3 \text{ m}^2$$

Moment statyczny przekroju zespolonego:

$$S_{cs.com1} := S_{pl} + S_b \cdot \alpha_s + S_{uz} \cdot \alpha_n = 4.4 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

$$e_{hc.0} := \frac{S_{cs.com1}}{A_{cs.com1}} = 139.4 \cdot \text{mm}$$

$$e_{hc.t} := h_{hc} + h_{b.f} - e_{hc.0} - \frac{h_{hc.t}}{2} = 200.6 \cdot \text{mm}$$

$$EA_{hc.com1} := E_{cm} \cdot h_{hc.t} \cdot 2b_{eff} = 317.4 \cdot \text{MN}$$

$$ES_{hc.com1} := EA_{hc.com1} \cdot e_{hc.t} = 63.7 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$EI_{com1} = 216.2 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

4.2. Przypadek z nadbetonem

$$h_{nad} := 6 \text{ cm}$$

$$A_{c.nad} := h_{nad} \cdot b_{hc}$$

$$S_{c.nad} := h_{nad} \cdot b_{hc} \cdot (h_{hc} + 0.5h_{nad}) = 0 \cdot \text{m}^3$$

Sprowadzone pole przekroju płyty z nadbetonem:

$$A_{cs.nad} := A_{cs} + \alpha_n \cdot A_{c.nad} = 0.3 \text{ m}^2$$

Sprowadzony moment statyczny z nadbetonem:

$$S_{cs.nad} := S_{cs} + \alpha_n \cdot S_{c.nad} = 5.1 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

Odległość środka ciężkości przekroju sprowadzonego z nadbetonem od dolnej krawędzi:

$$v_{cs.nad} := \frac{S_{cs.nad}}{A_{cs.nad}} = 202.6 \cdot \text{mm}$$

Odległość środka ciężkości przekroju sprowadzonego z nadbetonem od górnej krawędzi:

$$v'_{cs.nad} := h_{hc} + h_{nad} - v_{cs.nad} = 177.4 \cdot \text{mm}$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego z nadbetonem, względem środka ciężkości:

$$I_{cs.nad} := I_{cs} + \left[\frac{b_{hc} \cdot h_{nad}^3}{12} + A_{c.nad} \cdot (v'_{cs.nad} - 0.5h_{nad})^2 \right] \cdot \alpha_n = 3.8 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Pole przekroju zespolonego:

$$A_{cs.com2} := A_{cs.com1} + h_{nad} \cdot (2b_{eff} + b_{b.f}) \cdot \alpha_n = 0.3 \text{ m}^2$$

Moment statyczny przekroju zespolonego, względem dolnej krawędzi:

$$S_{cs.com2} := S_{cs.com1} + [h_{nad} \cdot (2b_{eff} + b_{b.f})] \cdot \left(h_{b.f} + h_{hc} + \frac{h_{nad}}{2} \right) = 0.1 \cdot m^3$$

$$v_{cs.com2} := \frac{S_{cs.com2}}{A_{cs.com2}} = 164.6 \cdot mm \quad e_0 := v_{cs.com2}$$

$$e_f := h_b + \frac{h_{nad}}{2} - e_0 = 199.4 \cdot mm$$

Charakterystyki sztywności przekroju:

$$EA_{hc.com2} := E_{cm} \cdot h_{hc.t} \cdot 2b_{eff} + 2b_{eff} \cdot h_{nad} \cdot E_{cm.n} = 751.9 \cdot MN$$

$$ES_{hc.com2} := EA_{hc.com2} \cdot e_f = 150 \cdot MN \cdot m$$

$$EI_{com2} = 272.8 \cdot MN \cdot m^2$$

5. Naprężenia normalne od sprężenia w rozważanym przekroju płyty kanałowej

Wysokość kanału o stałej wysokości:

$$h_{ct} := 200 \cdot mm$$

Odległość rozważanego przekroju (na długości płyty) od wewnętrznej strony oparcia:

$$b_{cr} := h_{hc} - h_{ct} = 120 \cdot mm \quad \text{wz. 41}$$

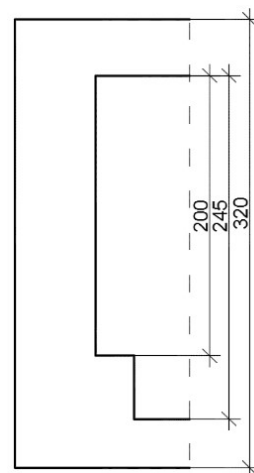
Współczynnik redukcyjny siły sprężającej uwzględniający długość transmisji:

$$\alpha := \frac{L_{supp} + 0.5b_{cr}}{l_{pt}} = 0.4$$

$$\gamma_p := 1$$

Naprężenie normalne od sprężenia w rozważanym przekroju:

$$\sigma_x := \frac{-\alpha \cdot \gamma_p \cdot P_{mt}}{A_{cs}} = -2.1 \cdot MPa \quad \text{wz. 23}$$



Ryc. A-5. Wysokość kanału o stałą szerokość

6. Naprężenia styczne τ_{xy}

6.1. Przypadek bez nadbetonu

Odległość przekroju krytycznego od środka rozpiętości:

$$L_{mid.crit} := L_{pl} \cdot 0.5 - (0.5L_{supp} + 0.5b_{cr}) = 5.5 \cdot m$$

Siła tnąca od ciężaru własnego stropu:

$$V_{d.g.hc} := g_{min} \cdot b_{hc} \cdot L_{mid.crit} = 24 \cdot kN$$

Siła tnąca od obciążeń zmiennych i warstw wykończeniowych:

$$V_{d.imp.sl} := (q + \Delta g) \cdot b_{hc} \cdot L_{mid.crit} = 75.8 \cdot kN$$

$$h_{\text{półki.zast}} := \frac{A_{\text{cs}} - b_w \cdot h_{\text{hc}}}{2(b_{\text{hc}} - b_w)} = 49.5 \cdot \text{mm}$$

$$S'_{\text{cs}} := b_{\text{hc}} \cdot h_{\text{półki.zast}} \cdot (v'_{\text{cs}} - 0.5 \cdot h_{\text{półki.zast}}) \dots = 1.1 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

$$+ b_w \cdot (v'_{\text{cs}} - h_{\text{półki.zast}}) \cdot 0.5 \cdot (v'_{\text{cs}} - h_{\text{półki.zast}})$$

$$\tau_{\text{xy.1}} := \frac{(V_{\text{d.g.hc}} + V_{\text{d.imp.sl}}) \cdot S'_{\text{cs}}}{I_{\text{cs}} \cdot b_w} = 1.32 \cdot \text{MPa} \quad \boxed{\text{wz. 24}}$$

6.2. Przypadek z nadbetonem

Siła tnąca pochodząca od ciężaru własnego płyty i ciężaru warstwy nadbetonu:

$$V_{\text{d.g.hc.nad}} := \left(g_{\text{min}} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{\text{nad}} \right) \cdot b_{\text{hc}} \cdot L_{\text{mid.crit}} = 33.5 \cdot \text{kN}$$

Naprężenia ścinające, prostopadłe do przekroju poprz. płyty z zastosowaniem nadbetonu:

$$S'_{\text{cs.nad}} := b_{\text{hc}} \cdot h_{\text{półki.zast}} \cdot (v'_{\text{cs.nad}} - 0.5 \cdot h_{\text{półki.zast}} - h_{\text{nad}}) \dots = 1.5 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

$$+ b_w \cdot (v'_{\text{cs.nad}} - h_{\text{półki.zast}} - h_{\text{nad}}) \cdot 0.5 \cdot (v'_{\text{cs.nad}} - h_{\text{półki.zast}} - h_{\text{nad}}) \dots$$

$$+ b_{\text{hc}} \cdot h_{\text{nad}} \cdot (v'_{\text{cs.nad}} - 0.5 \cdot h_{\text{nad}}) \cdot \alpha_n$$

$$\tau_{\text{xy.2}} := \frac{V_{\text{d.g.hc.nad}} \cdot S'_{\text{cs}}}{I_{\text{cs}} \cdot b_w} + \frac{V_{\text{d.imp.sl}} \cdot S'_{\text{cs.nad}}}{I_{\text{cs.nad}} \cdot b_w} = 1.35 \cdot \text{MPa}$$

$$\boxed{\text{wz. 25}} \quad \boxed{\text{wz. 26}}$$

7. Naprężenia styczne τ_{zx} wg modelu *fib*

7.1. Przypadek bez nadbetonu

Siły tnące od obciążeń zmiennych w osi podparcia dźwigara:

$$V_{\text{x.imp}} := g_{\text{b.q}} \cdot 0.5 L_b = 347.2 \cdot \text{kN}$$

Strumień sił tnących od obciążeń zmiennych:

$$v_{\text{bez.nad}} := \frac{E S_{\text{hc.com1}} \cdot V_{\text{x.imp}}}{E I_{\text{com1}}} = 102.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \boxed{\text{wz. 39}}$$

Naprężenia styczne od obciążeń zmiennych (bez nadbetonu):

$$\tau_{\text{zx.bez.nad}} := \frac{3}{4} \cdot \frac{v_{\text{bez.nad}}}{b_{\text{cr}}} \cdot \frac{b_{\text{hc}}}{b_w} = 2.2 \cdot \text{MPa} \quad \boxed{\text{wz. 40}}$$

7.2. Przypadek z nadbetonem

Siły tnące od ciężaru nadbetonu w osi podparcia dźwigara:

$$V_{\text{x.nad}} := \left(25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{\text{nad}} \cdot 0.5 L_{\text{pl}} \right) \cdot 0.5 L_b = 26 \cdot \text{kN}$$

Strumień sił ścinających pochodzący od ciężaru warstwy nadbetonu:

$$v_{\text{nad}} := \frac{E S_{\text{hc.com1}} \cdot V_{\text{x.nad}}}{E I_{\text{com1}}} = 7.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \boxed{\text{wz. 39}}$$

Strumień sił ścinających pochodzący od obciążeń zmiennych:

$$v_{imp} := \frac{ES_{hc.com2} \cdot V_{x.imp}}{EI_{com2}} = 190.9 \cdot \frac{kN}{m} \quad \text{wz. 39}$$

Naprężenia styczne od ciężaru warstwy nadbetonu:

$$\tau_{zx.nad} := \frac{3}{4} \cdot \frac{v_{nad}}{b_{cr}} \cdot \frac{b_{hc}}{b_w} = 0.16 \cdot MPa \quad \text{wz. 40}$$

Naprężenia styczne od obciążeń zmiennych:

$$\tau_{zx.imp} := \frac{3}{4} \cdot \frac{v_{imp}}{b_{cr}} \cdot \frac{b_{hc}}{b_w} = 4.04 \cdot MPa \quad \text{wz. 40}$$

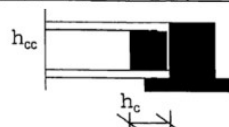
8. Współczynnik redukcyjny z uwagi na obecność nadbetonu β_{top} i wypełnienie kanałów β_f

Współczynnik redukcyjny, uwzględniający wypełnienia kanałów płyty:

$$\beta_f := 0.5$$

Slab thickness	200	265	320	400
Filling length < 50 mm	1.0	1.0	1.0	1.0
Filling length at least equal to the Depth of void. All voids filled (Fig. 10)	0.7	0.7	0.5	0.5

Wg tablicy 3.2 w p.3.6.4. fib Bulletin 6



Odporność na ścinanie poziome środkiem na jednostkę długości belki:

$$F_{web} := \frac{4}{3} \cdot b_w \cdot b_{cr} \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{\beta_f} = 424.67 \cdot kN \quad \text{wz. 49}$$

Rozstaw zastosowanego zbrojenia nadbetonu: $s := 10cm$

Średnica zastosowanego zbrojenia nadbetonu: $\phi_s := 6mm$

Charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia: $f_{yk} := 500MPa$

Pole przekroju zbrojenia nadbetonu na 1mb belki:

$$A_{sv} := \frac{1}{s} \cdot \left[\left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 \pi \right] = 2.8 \times 10^{-4} m$$

Współczynnik tarcia według fib: $\mu := 2$

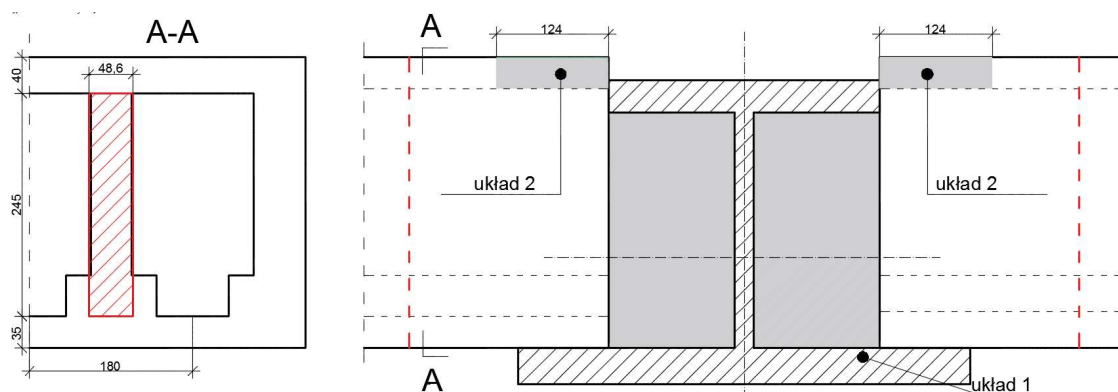
Odporność na ścinanie podłużne nadbetonu na jednostkę długości belki w pionowej płaszczyźnie zespoleni między belką i elementami stropowym:

$$F_{top} := \max(b_{hc} \cdot A_{sv} \cdot f_{yk} \cdot \mu \cdot 2, 0.2 \cdot f_{cm.n} \cdot h_{nad} \cdot b_{hc}) = 650.3 \cdot kN \quad \text{wz. 50}$$

Współczynnik redukcyjny z uwagi na obecność nadbetonu:

$$\beta_{top} := \frac{F_{web}}{F_{top} + F_{web}} = 0.395 \quad \text{wz. 45}$$

* w przypadku braku nadbetonu należy przyjąć wartość współczynnika β_{top} równy 1.0

9. Naprężenia styczne τ_{zx} wg modelu autorskiego**9.1. Przypadek bez nadbetonu**

Ryc. A-6. Szczegóły przekroju poprzecznego belki zespolonej płyta-dźwigar.

Charakterystyka geometryczna układ nr 1

$$A_1 := A_b = 3.6 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2 \quad v_1 := v_b = 125 \cdot \text{mm}$$

$$S_1 := S_b = 4.5 \times 10^{-3} \cdot \text{m}^3$$

$$I_1 := I_b = 9.1 \times 10^{-4} \cdot \text{m}^4 \quad E_1 := E_b = 205 \cdot \text{GPa}$$

Właściwości geometryczne układu 2 (część półki górnej na długości b_{eff}):

$$A_2 := A_{h' \cdot f}$$

$$S_2 := A_{h' \cdot f} \cdot z_1$$

$$v_2 := \frac{S_2}{A_2} = 342.5 \cdot \text{mm}$$

$$I_2 = 9.4 \times 10^{-6} \cdot \text{m}^4$$

$$E_2 := E_{cm}$$

Maksymalne wartości siły tnącej i momentu zginającego od obciążeń zmiennych w osi podparcia dźwigara:

$$V_0 := V_{x, \text{imp}} = 347.2 \cdot \text{kN}$$

$$M_0 := \frac{g_{b,q} \cdot L_b^2}{8} = 538.2 \cdot \text{kNm}$$

$$n := 6$$

- ilość kanałów w przekroju płyty

$$b_{z1} := \frac{b_w}{n + 1} = 48.6 \cdot \text{mm}$$

- średnia szerokość przekroju pojedynczego żeberka

$$l_n := h_{hc} - h_{hc,t} - h_{hc,b} = 245 \cdot \text{mm}$$

- odległość pomiędzy powierzchniami określającymi wysokość pionowego przekroju żeberka

$$b_p := b_{eff} = 124 \cdot \text{mm}$$

- szerokość współpracująca płyty z dźwigarem

$$l := 180 \text{ mm}$$

- osiowy rozstaw żeberk w przekroju płyty

$$I_{z1} := \frac{b_p \cdot b_{z1}^3}{12} = 1.2 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad \text{wz. 68}$$

$$K_s := \frac{12 \cdot E_2 \cdot I_{z1}}{l \cdot l_n^3} = 171.8 \text{ MPa} \quad \text{wz. 67} \quad \text{- sztywność połączenia dźwigar-płyta kanałowa}$$

$$a := v_2 - v_1 = 217.5 \text{ mm} \quad \text{- odległość między środkami ciężkości układów 1 i 2}$$

$$MM = \frac{\psi}{\alpha^2} \quad MM := \frac{\frac{a}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2}}{\frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{a^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2}} = 0.3 \frac{1}{\text{m}} \quad \text{wz. 66}$$

$$LL = \frac{\alpha L}{2} \quad LL := \frac{L_b}{2} \cdot \sqrt{K_s \cdot \left[\frac{1}{A_2 \cdot E_2} + \frac{1}{A_1 \cdot E_1} + \frac{a^2}{(I_1 \cdot E_1 + I_2 \cdot E_2)} \right]} = 2.42 \quad \text{wz. 65}$$

$$\eta_{\max} := 0.59$$

$$V'_{\max} := V_0 \cdot (MM) \cdot \eta_{\max} = 67.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{wz. 64}$$

$$\tau_{zx, \text{pasm}} := \frac{V'_{\max} \cdot l}{b_{z1} \cdot b_p} = 2.02 \text{ MPa} \quad \text{wz. 70}$$

$\alpha \cdot \frac{L}{2}$	η'_{\max}	η_m
0,50	0,076	0,047
0,75	0,154	0,095
1,00	0,238	0,148
1,25	0,319	0,199
1,50	0,397	0,244
1,75	0,462	0,284
2,00	0,518	0,316
2,25	0,566	0,344
2,50	0,605	0,366
2,75	0,640	0,385

Wg tablicy 20

9.2. Przypadek z nadbetonem

Właściwości geometryczne układu 2 (część półki górnej na długości b_{eff} + nadbeton):

$$A_{2n} := A_{h'f} + 2h_{\text{nad}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot \alpha_n$$

$$S_{2n} := A_{h'f} \cdot z_1 + 2h_{\text{nad}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot \alpha_n \cdot (h_b + 0.5 \cdot h_{\text{nad}})$$

$$v_{2n} := \frac{S_{2n}}{A_{2n}} = 354.9 \text{ mm}$$

$$I_{2n} = 2.3 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$E_2 := E_{\text{cm}}$$

Maksymalne wartości siły tnącej i momentu zginającego od obciążeń zmiennych w osi oparcia dźwigara:

$$V_0 := V_{x \text{ imn}} = 347.2 \text{ kN}$$

$$M_0 := \frac{g_{b,q} \cdot L_b^2}{8} = 538.2 \text{ kNm}$$

$$a_n := v_{2n} - v_1 = 229.9 \text{ mm} \quad \text{- odległość między środkami ciężkości układów 1 i 2}$$

$$MM = \frac{\psi}{\alpha^2} \quad MM_n := \frac{\frac{a_n}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_{2n}}}{\frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_{2n}} + \frac{a_n^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_{2n}}} = 0.7 \frac{1}{m}$$

$$LL = \frac{\alpha L}{2} \quad LL := \frac{L_b}{2} \cdot \sqrt{K_s \cdot \left[\frac{1}{A_{2n} \cdot E_2} + \frac{1}{A_1 \cdot E_1} + \frac{a_n^2}{(I_1 \cdot E_1 + I_{2n} \cdot E_2)} \right]} = 1.7$$

$$\eta_{\max, n} := 0.45$$

$$V'_{\max, n1} := V_0 \cdot (MM_n) \cdot \eta_{\max, n} = 111.9 \cdot \frac{\text{kN}}{m}$$

$$\tau_{zx, \text{pasm}, n1} := \frac{V'_{\max, n1} \cdot l}{b_{z1} \cdot b_p} = 3.3 \cdot \text{MPa}$$

$\alpha \cdot \frac{L}{2}$	η'_{\max}	η_m
0,50	0,076	0,047
0,75	0,154	0,095
1,00	0,238	0,148
1,25	0,319	0,199
1,50	0,397	0,244
1,75	0,462	0,284
2,00	0,518	0,316

Maksymalne wartości siły tnącej i momentu zginającego od ciężaru nadbetonu w osi oparcia dźwigara:

$$V_{02} := V_{d, g, hc, nad} = 33.5 \cdot \text{kN}$$

$$\eta_{\max} = 0.59$$

$$V'_{\max, n2} := V_{02} \cdot (MM) \cdot \eta_{\max} = 6.5 \cdot \frac{\text{kN}}{m}$$

$$\tau_{zx, \text{pasm}, n2} := \frac{V'_{\max, n2} \cdot l}{b_{z1} \cdot b_p} = 0.2 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{zx, \text{pasm}, n} := \tau_{zx, \text{pasm}, n1} + \tau_{zx, \text{pasm}, n2} = 3.54 \cdot \text{MPa}$$

10. Kryterium zniszczenia i porównanie wyników**10.1. Wyniki wg modelu autorskiego**

- Sytuacja bez nadbetonu i bez wypełnienia kanałów:

$$\sigma_{1.ms.bez.nad} := \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy.1}^2 + (\tau_{zx.pasm})^2} = 1.6 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{zx.pasm} = 2.02 \cdot \text{MPa}$$

wz. 51

$$\frac{\sigma_{1.ms.bez.nad}}{f_{ctm}} = 57.7\%$$

- Sytuacja z nadbetonem i wypełnionymi kanałami:

$$\sigma_{1.ms.nad.kan} := \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy.2}^2 + \beta_f \cdot (\tau_{zx.pasm.n2} + \beta_{top} \cdot \tau_{zx.pasm.n1})^2} = 0.98 \cdot \text{MPa}$$

wz. 51

$$\frac{\sigma_{1.ms.nad.kan}}{f_{ctm}} = 35.5\%$$

- Sytuacja z nadbetonem i bez wypełnionych kanałów:

$$\sigma_{1.ms.nad} := \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy.2}^2 + (\tau_{zx.pasm.n2} + \beta_{top} \cdot \tau_{zx.pasm.n1})^2} = 1.25 \cdot \text{MPa}$$

wz. 51

$$\frac{\sigma_{1.ms.nad}}{f_{ctm}} = 45.2\%$$

$$\tau_{zx.pasm.n2} + \tau_{zx.pasm.n1} = 3.54 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{zx.pasm.n2} + \beta_{top} \cdot \tau_{zx.pasm.n1} = 1.52 \cdot \text{MPa}$$

10.2. Wyniki wg modelu fib

- Sytuacja bez nadbetonu i bez wypełnienia kanałów (wg modelu fib):

$$\sigma_{1.fib.bez.nad} := \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy.1}^2 + (\tau_{zx.bez.nad})^2} = 1.7 \cdot \text{MPa}$$

wz. 51

$$\frac{\sigma_{1.fib.bez.nad}}{f_{ctm}} = 61.7\%$$

$$\tau_{zx.bez.nad} = 2.16 \cdot \text{MPa}$$

- Sytuacja z nadbetonem i wypełnionymi kanałami (wg modelu fib):

$$\sigma_{1.fib.nad.kan} := \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy.2}^2 + \beta_f \cdot (\tau_{zx.nad} + \beta_{top} \cdot \tau_{zx.imp})^2} = 1.08 \cdot \text{MPa}$$

wz. 51

$$\frac{\sigma_{1.fib.nad.kan}}{f_{ctm}} = 39\%$$

- Sytuacja z nadbetonem i bez wypełnionych kanałów (wg modelu fib):

$$\sigma_{1.fib.nad} := \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy.2}^2 + (\tau_{zx.nad} + \beta_{top} \cdot \tau_{zx.imp})^2} = 1.41 \cdot \text{MPa}$$

wz. 51

$$\frac{\sigma_{1.fib.nad}}{f_{ctm}} = 51.2\%$$

$$\tau_{zx.nad} + \tau_{zx.imp} = 4.2 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{zx.nad} + \beta_{top} \cdot \tau_{zx.imp} = 1.76 \cdot \text{MPa}$$

10.3. Wyniki wg modelu niemieckiego (autorstwa Hegger'a-Roggendorfa)

- Wartość siły tnącej w rozważanym przekroju płyty:

$$V_E := b_{hc} \cdot L_{mid.crit} \cdot (q + g_{min} + \Delta g) = 99.8 \cdot kN$$

- Nośność płyty kanałowej na podporze sztywnej wg DIN 1045:

$$V_{R.c} := 295.1 kN$$

$$\frac{V_E}{V_{R.c}} = 33.8\%$$

- Nośność płyty kanałowej na podporze podatnej wg modelu niemieckiego:

$$V_{R.ct.bw} := 235.3 kN$$

$$\frac{V_E}{V_{R.ct.bw}} = 42.4\%$$

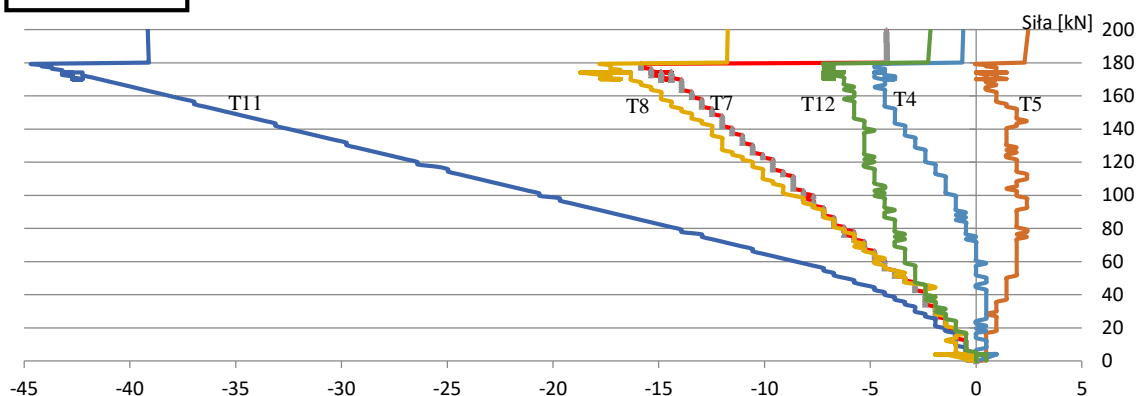


ZAŁĄCZNIK B

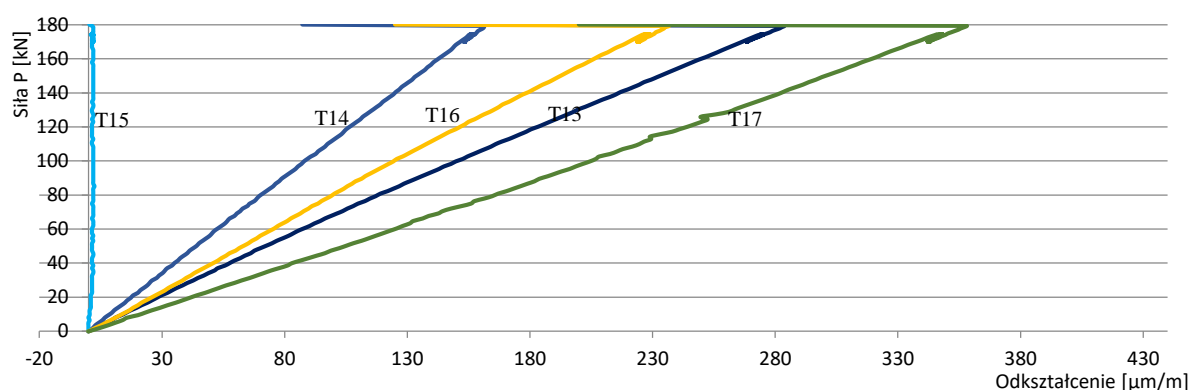
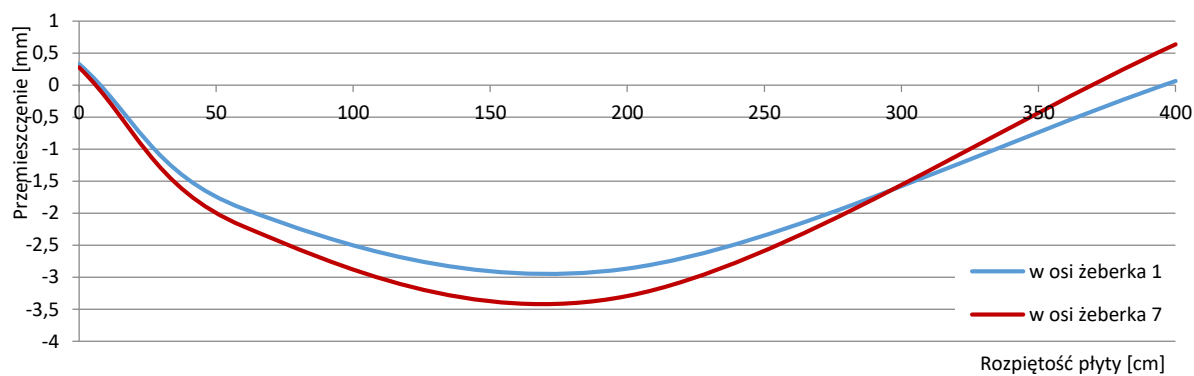
ODKSZTAŁCENIA I PRZEMIESZCZENIA ELEMENTÓW BADAWCZYCH W WYBRANYCH PUNKTACH W BADANIACH ZASADNICZYCH



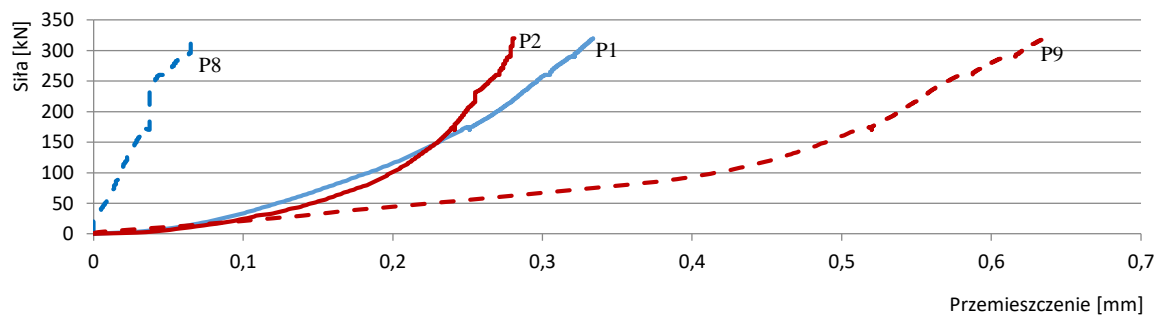
■ HC320r



Ryc.B-1. Odształcenia wybranych żeberk płyty kanałowej.

Ryc.B-2. Odształcenia górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku podłużnym¹.

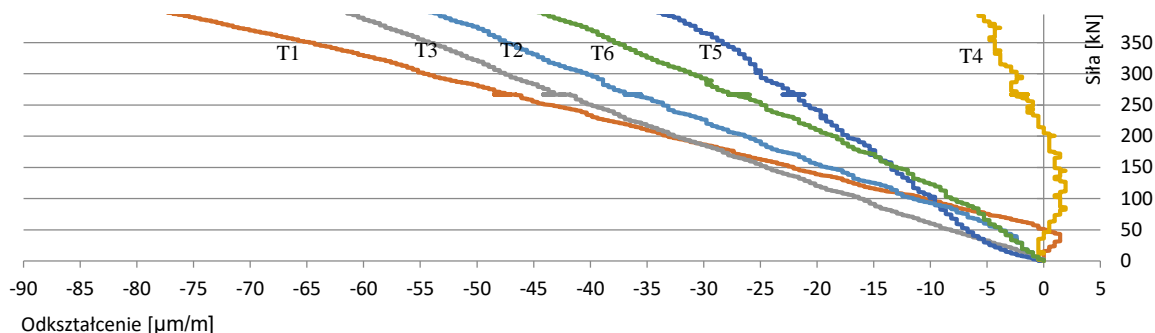
Ryc.B-3. Rozkład ugięć na długości płyty.



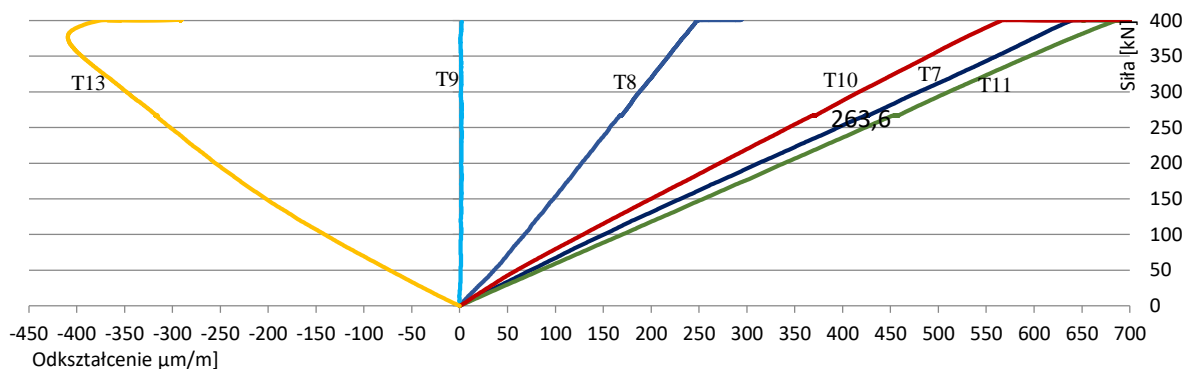
Ryc.B-4. Przesunięcia pionowe w narożach płyty.

¹ Równoległych osi podłużnej płyty.

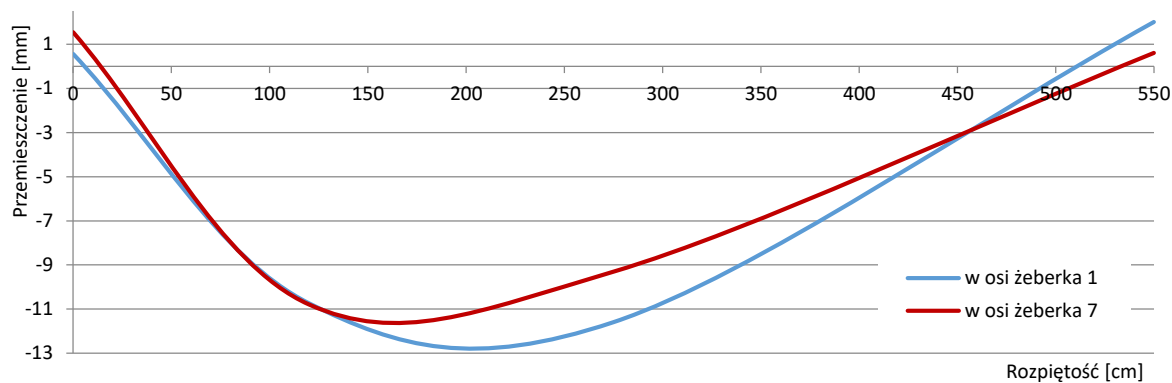
■ HC500r



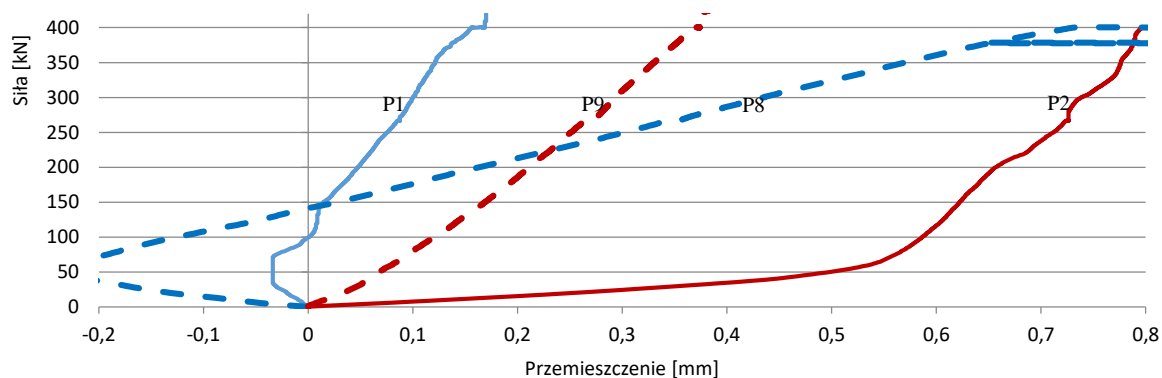
Ryc.B-5. Odształcenia wybranych żeberek płyty kanałowej.



Ryc.B-6. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku podłużnym.

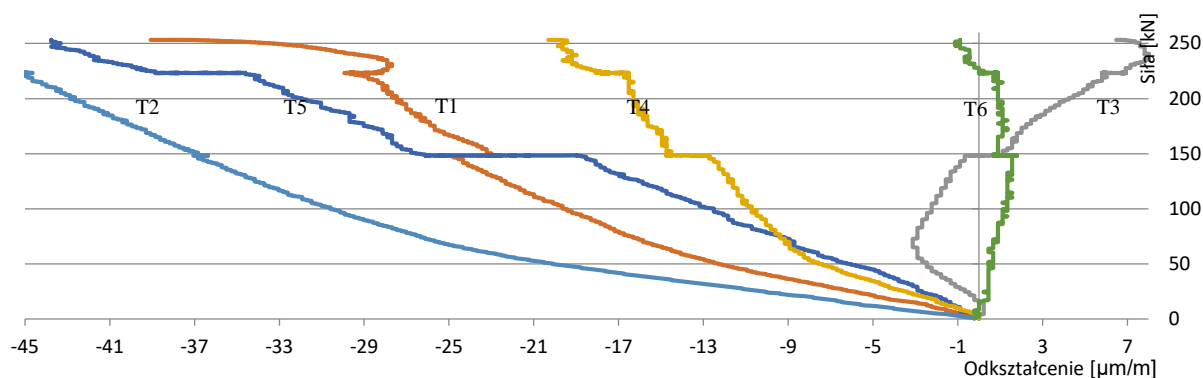


Ryc.B-11. Rozkład ugięć na długości płyty.

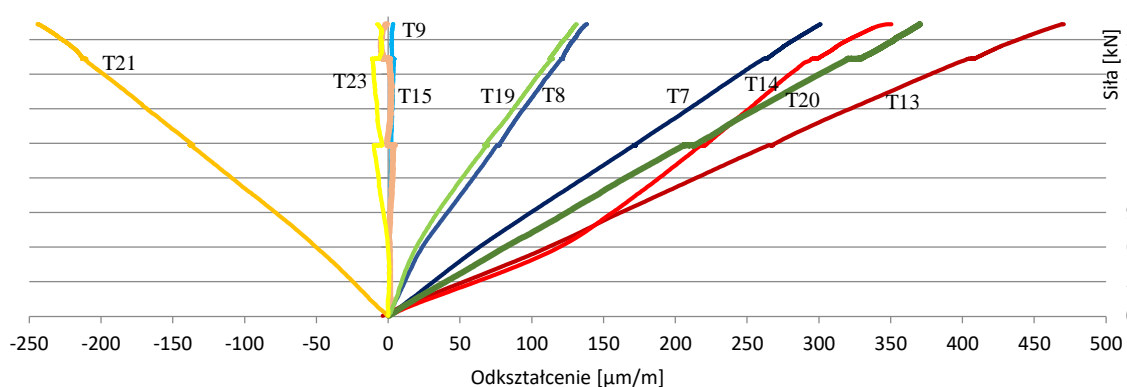


Ryc.B-7. Przemieszczenia pionowe w narożach płyty.

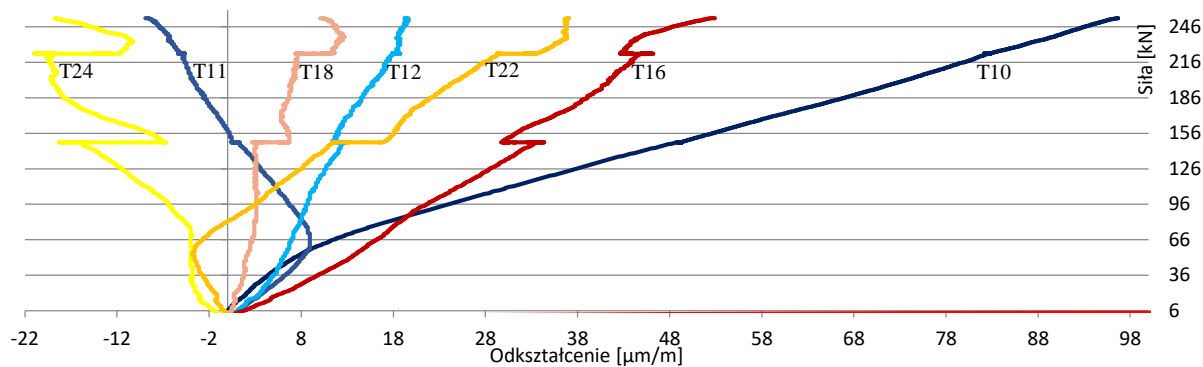
■ HC320m



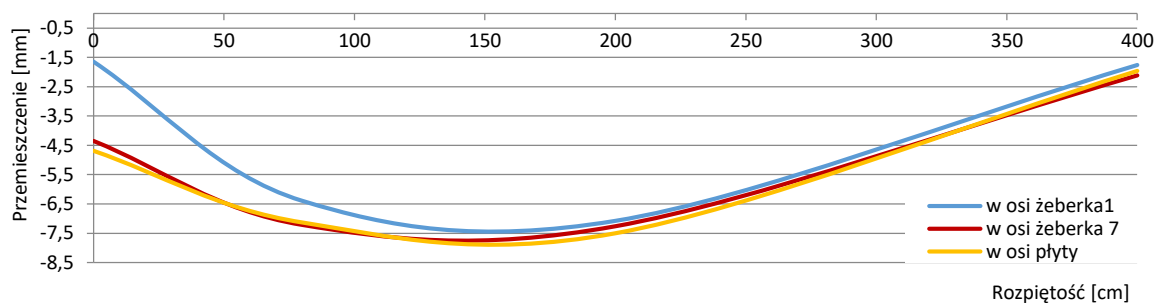
Ryc.B-8. Odształcenia wybranych żeberk płyty kanałowej.



Ryc.B-9. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku podłużnym.

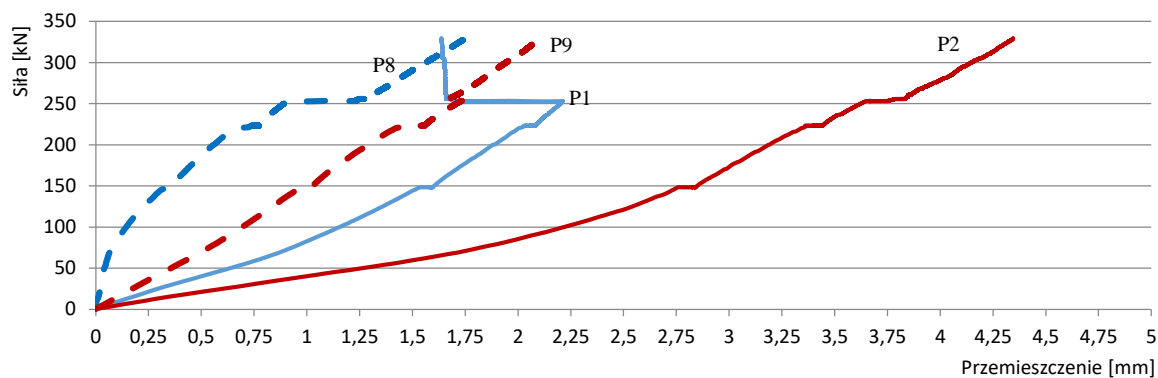


Ryc.B-10. Odształcenia powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku poprzecznym².



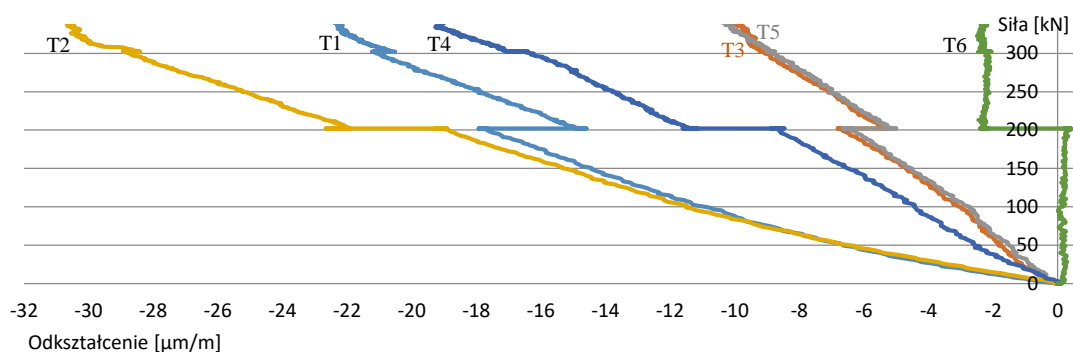
Ryc.B-11. Rozkład ugięć na długości płyty.

² Prostopadłych osi podłużnej płyty.

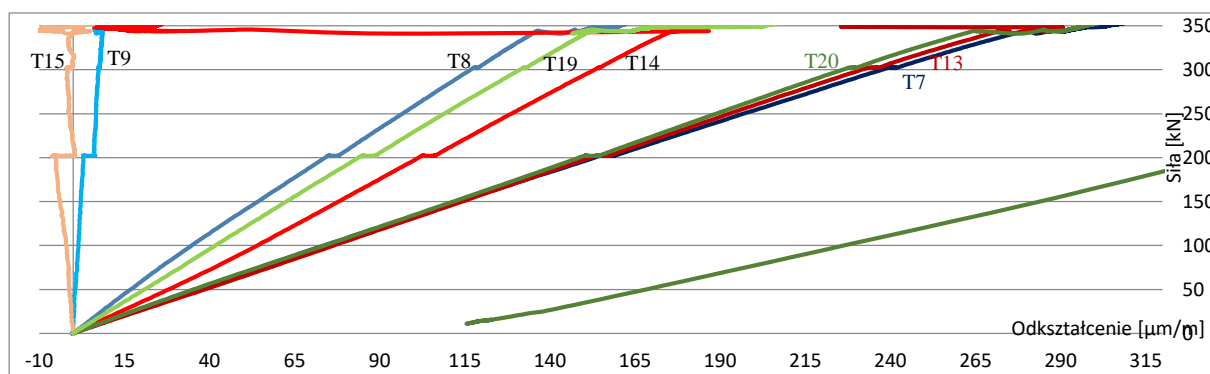


Ryc.B-12. Przemieszczenia pionowe w narożach płyty.

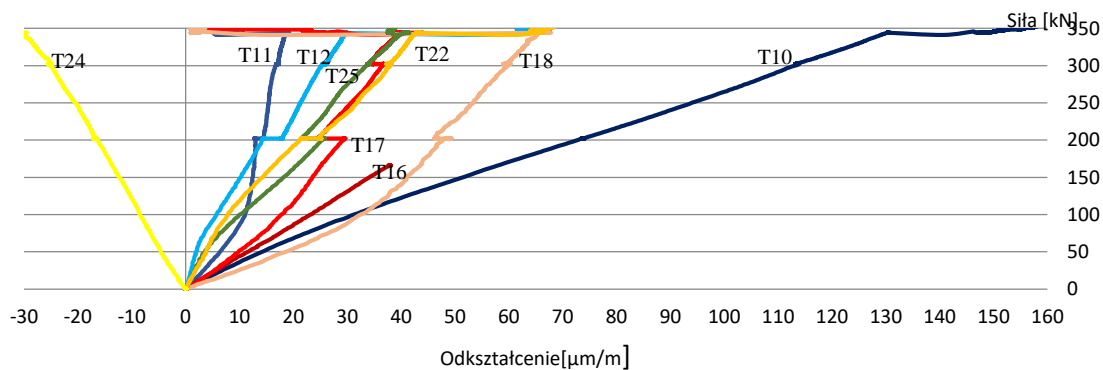
■ HC500m



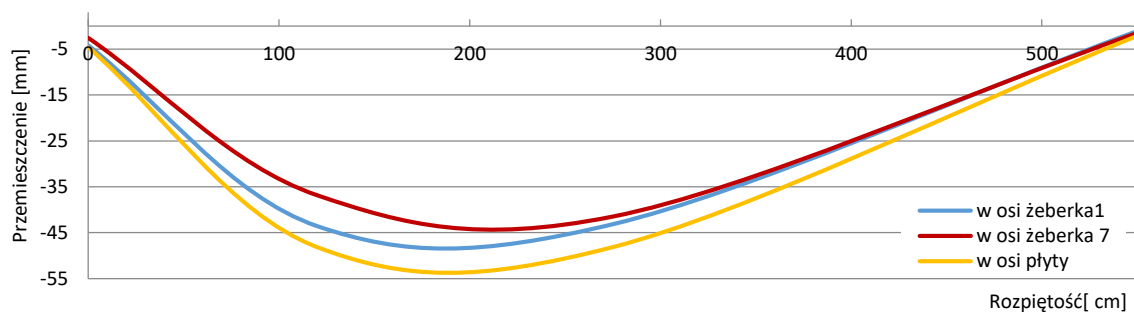
Ryc.B-13. Odkształcenia wybranych żeberk płyty kanałowej.



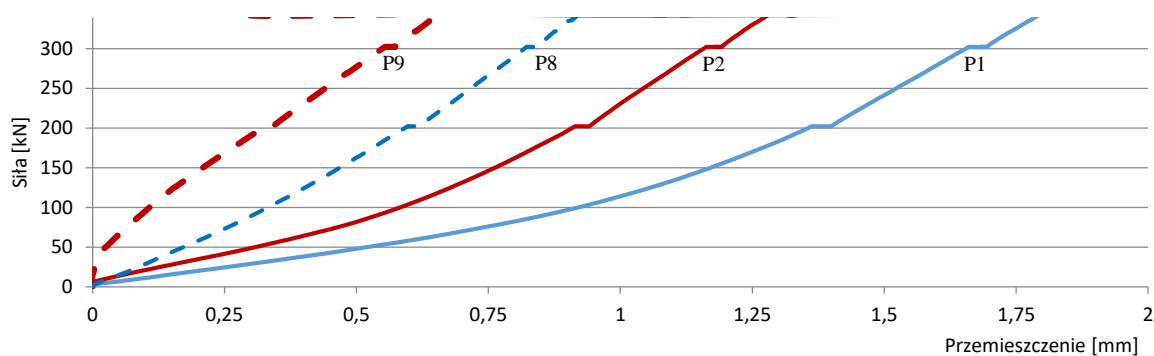
Ryc.B-14. Odkształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku podłużnym.



Ryc.B-15. Odkształcenia powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku poprzecznym.

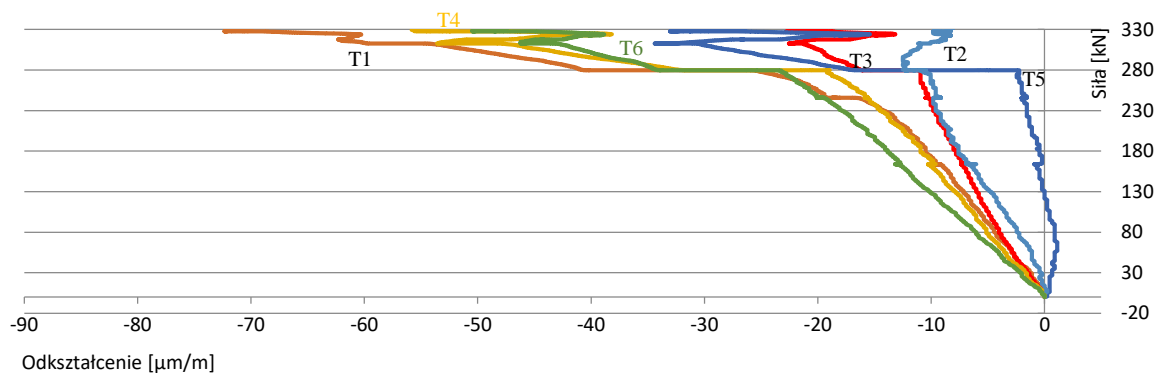


Ryc.B-16. Rozkład ugięć na długości płyty.

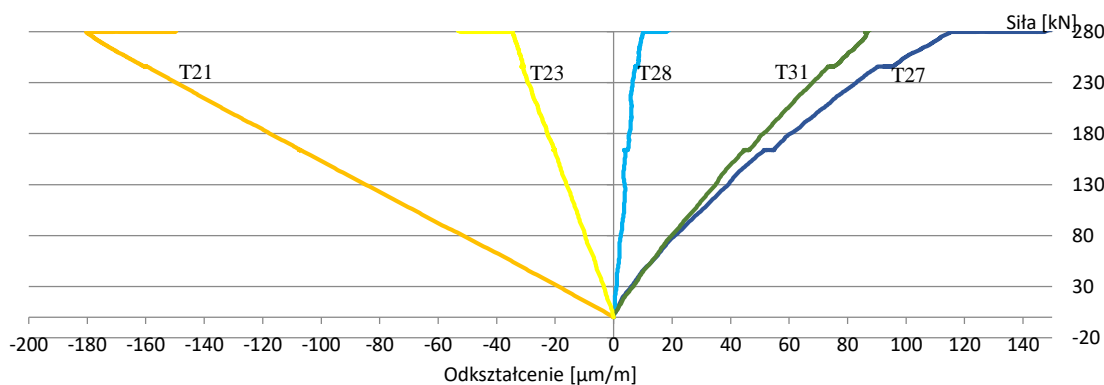


Ryc.B-17. Przesunięcia pionowe w narożach płyty.

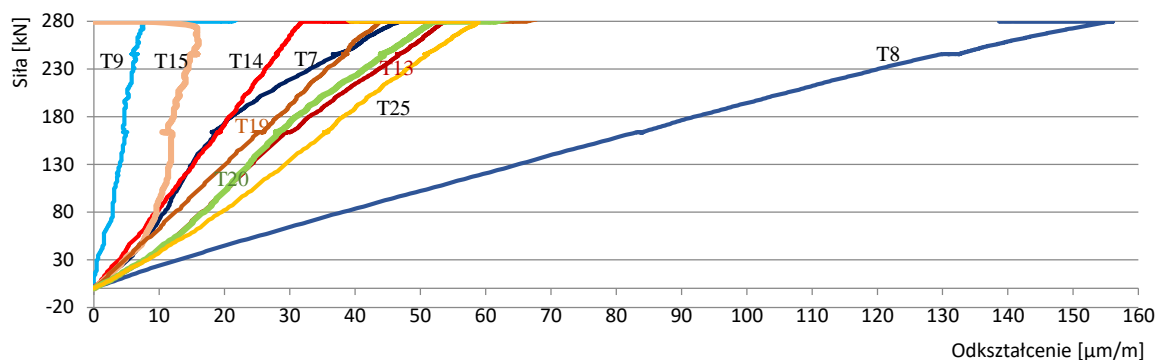
■ HC320m/T



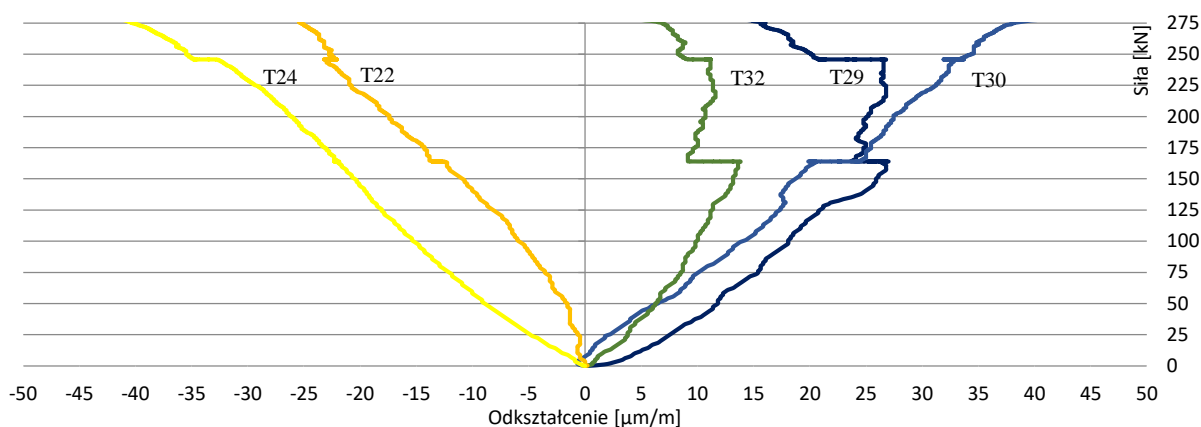
Ryc.B-18. Odkształcenia wybranych żeberk płyty kanałowej.



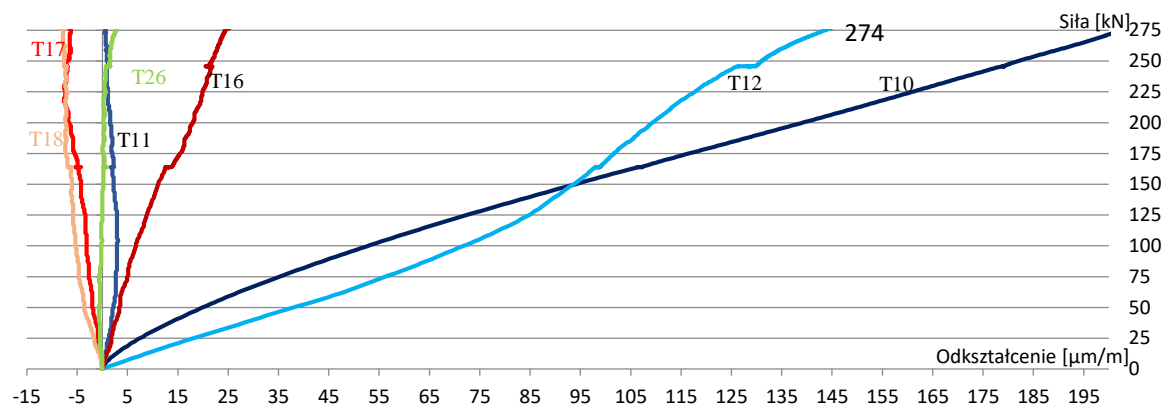
Ryc.B-19. Odkształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku podłużnym.



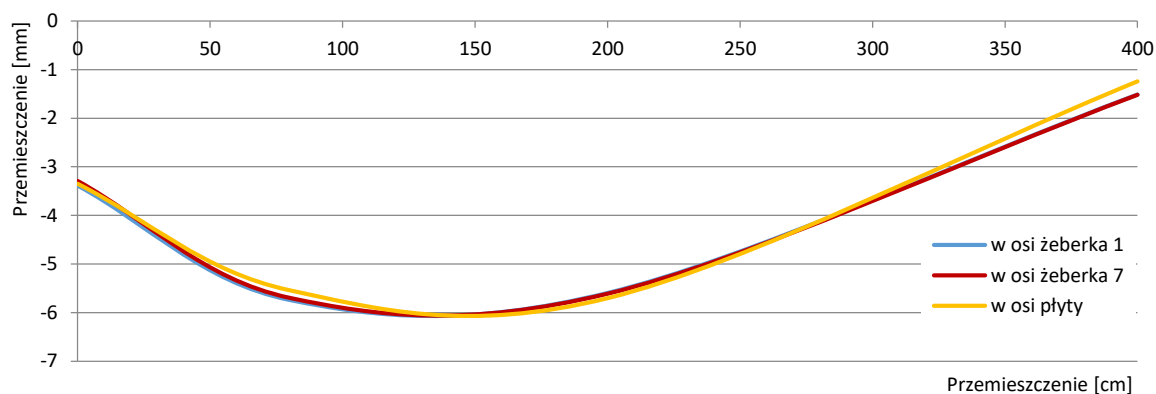
Ryc.B-20. Odształcenia powierzchni nadbetonu mierzone w kierunku podłużnym.



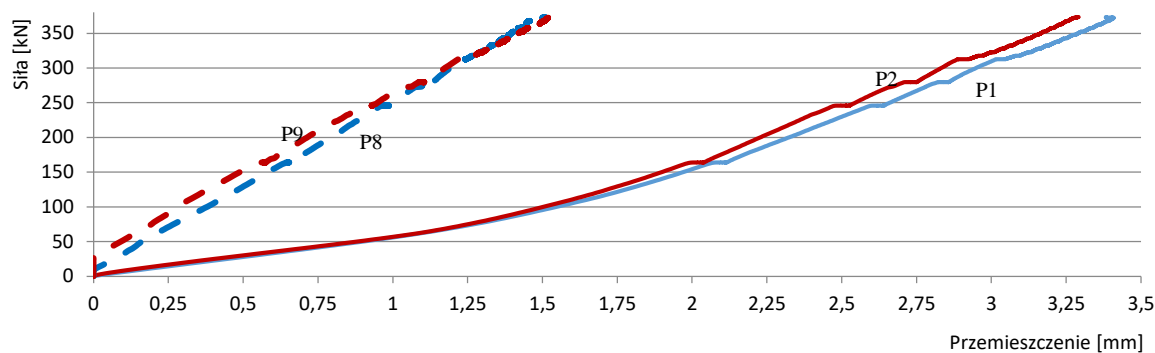
Ryc.B-21. Odształcenia powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku poprzecznym.



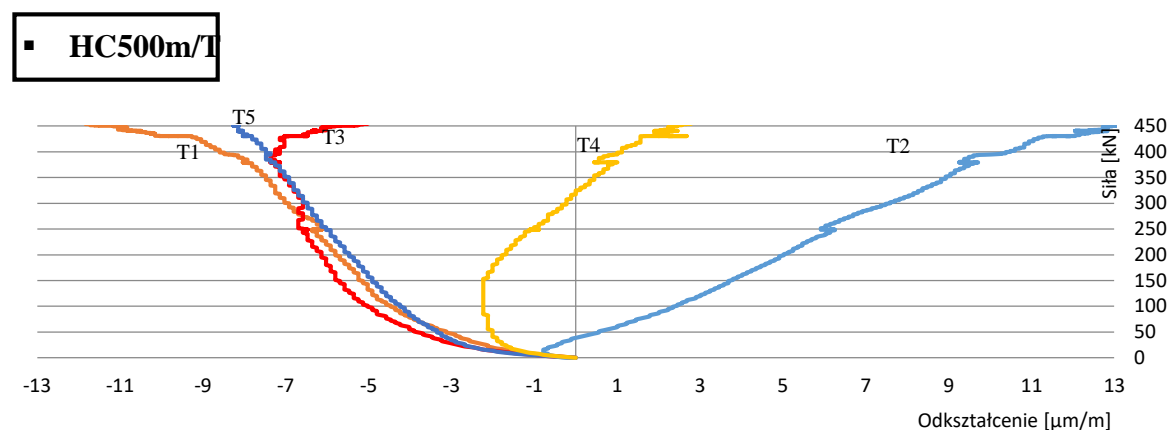
Ryc.B-22. Odształcenia powierzchni nadbetonu mierzone w kierunku poprzecznym.



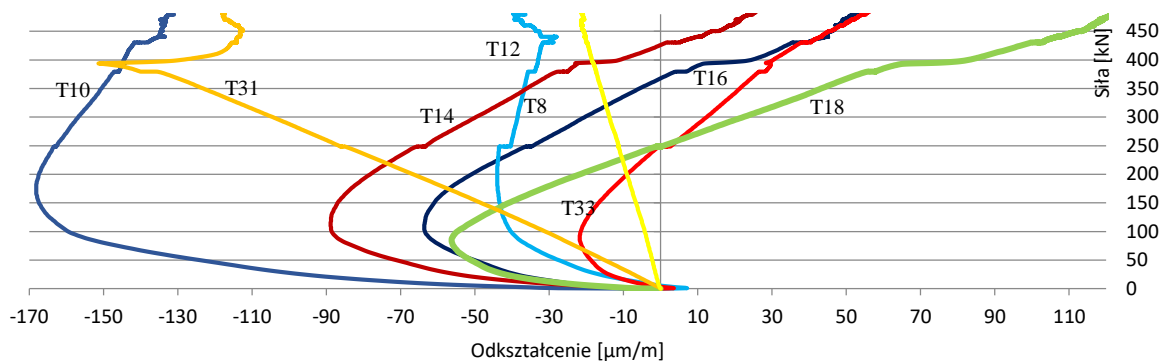
Ryc.B-23. Rozkład ugięć na długości płyty.



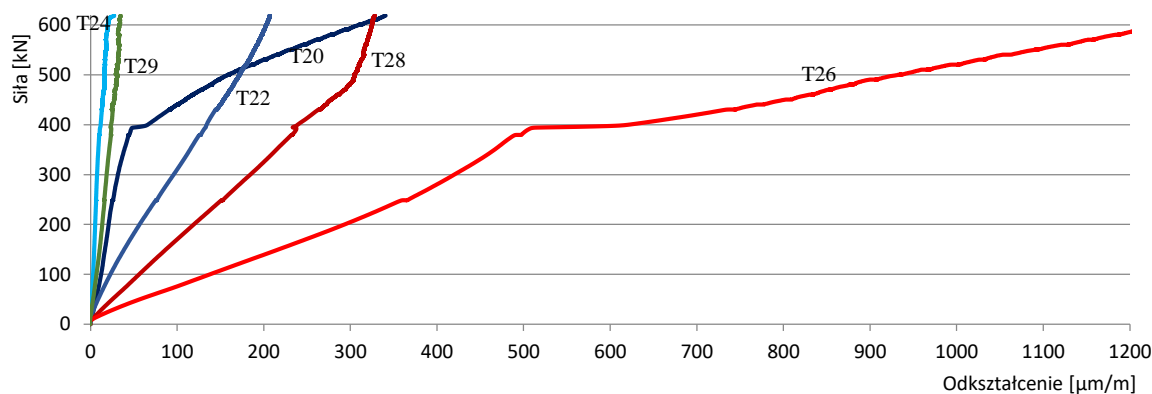
Ryc.B-24. Przesunięcia pionowe w narożach płyty.



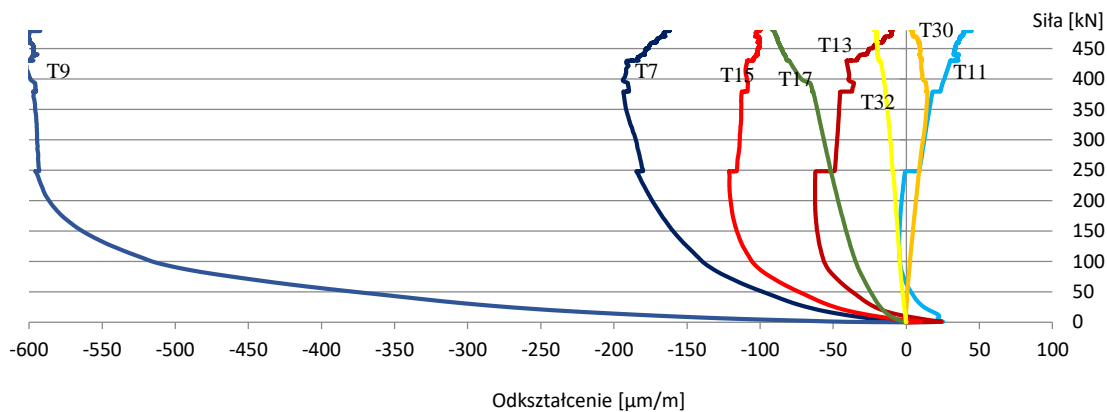
Ryc.B-25. Odkształcenia wybranych żeberek płyty kanałowej.



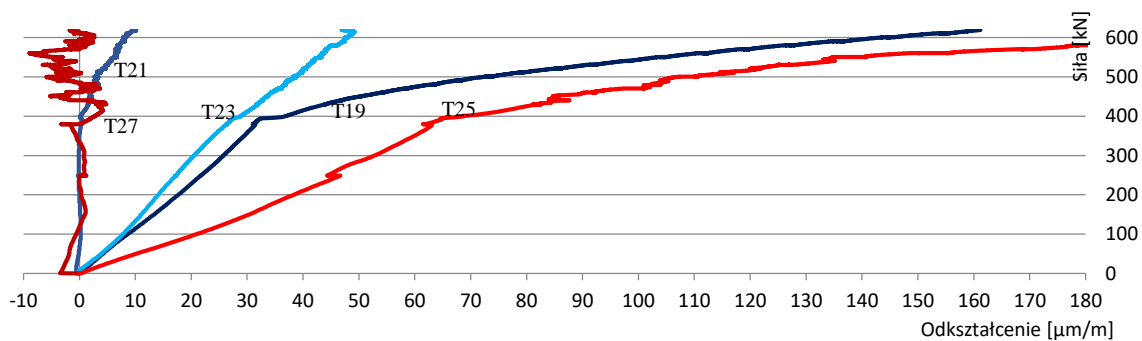
Ryc.B-26. Odkształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku podłużnym.



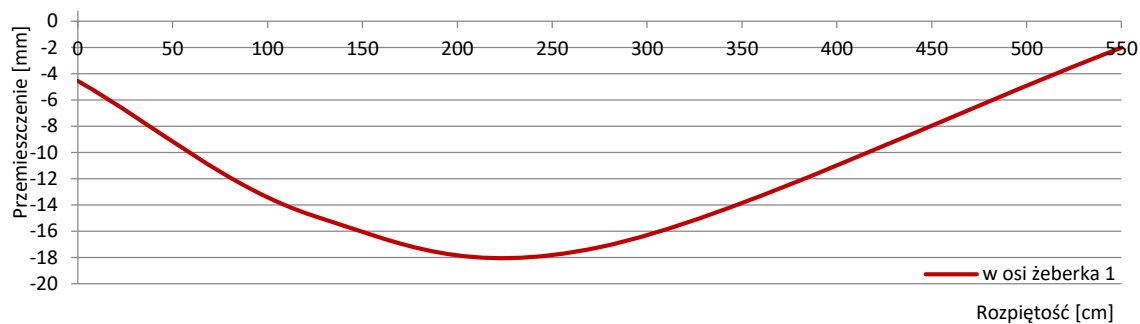
Ryc.B-27. Odkształcenia powierzchni nadbetonu mierzone w kierunku podłużnym.



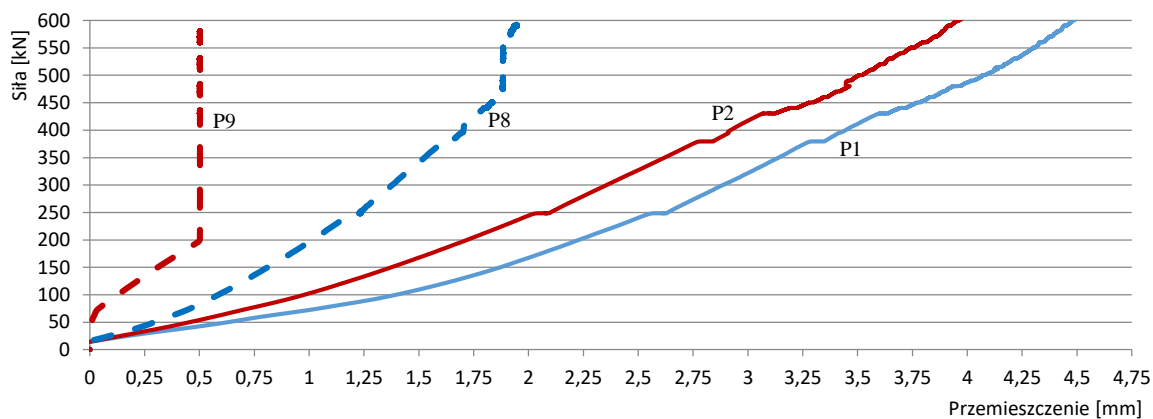
Ryc.B-28. Odształcenia powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku poprzecznym.



Ryc.B-29. Odształcenia powierzchni nadbetonu mierzone w kierunku poprzecznym.

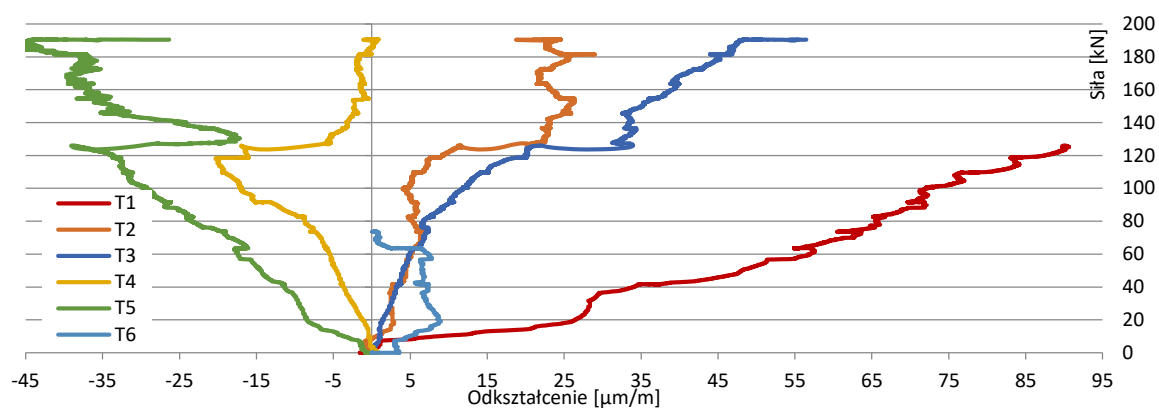


Ryc.B-30. Rozkład ugięć na długości płyty.

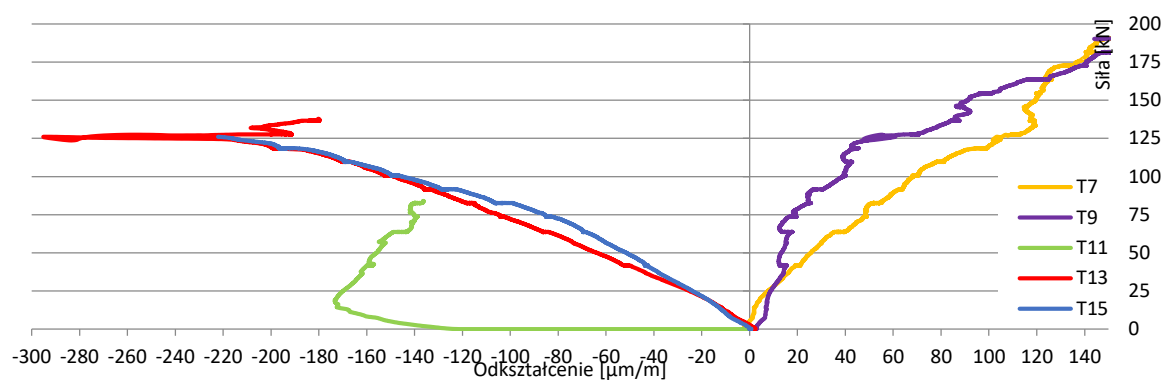


Ryc.B-31. Przemieszczenia pionowe w narożach płyty.

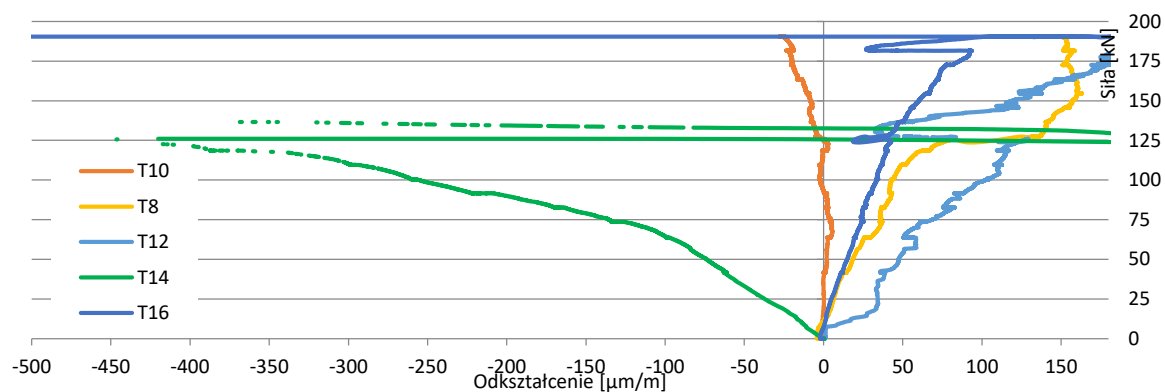
■ HC200e



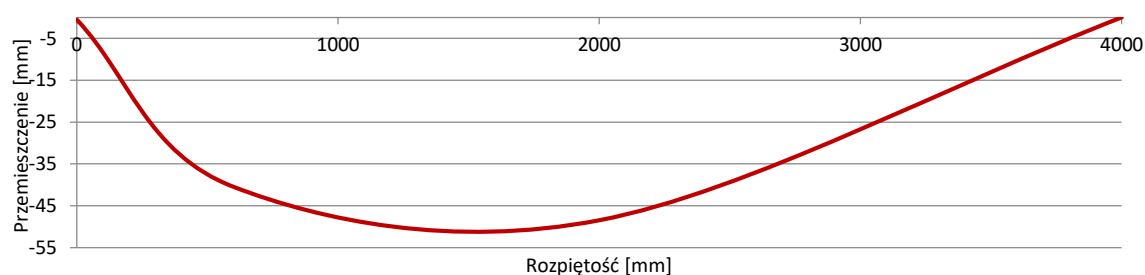
Ryc.B-32. Odształcenia wybranych żeberek płyty kanałowej.



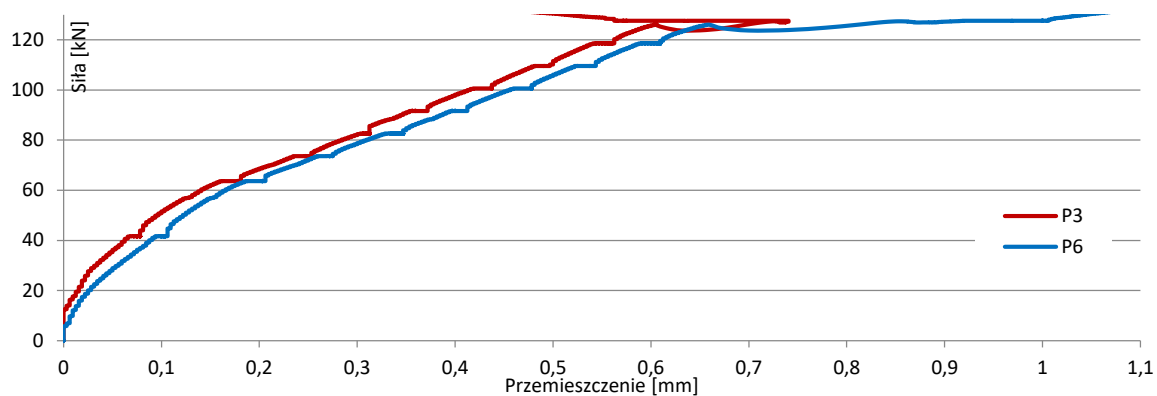
Ryc.B-33. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku podłużnym.



Ryc.B-34. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku poprzecznym.

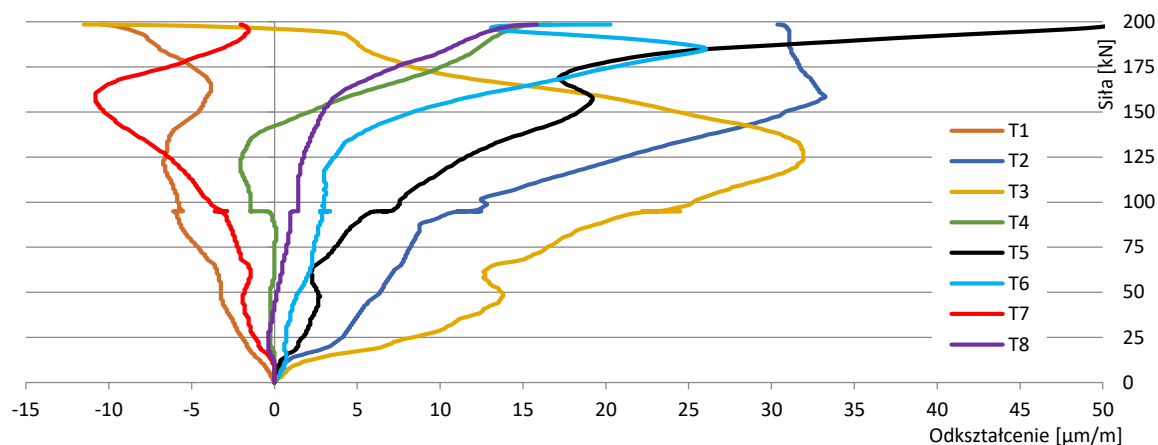


Ryc.B-43. Rozkład ugięć na długości płyty.

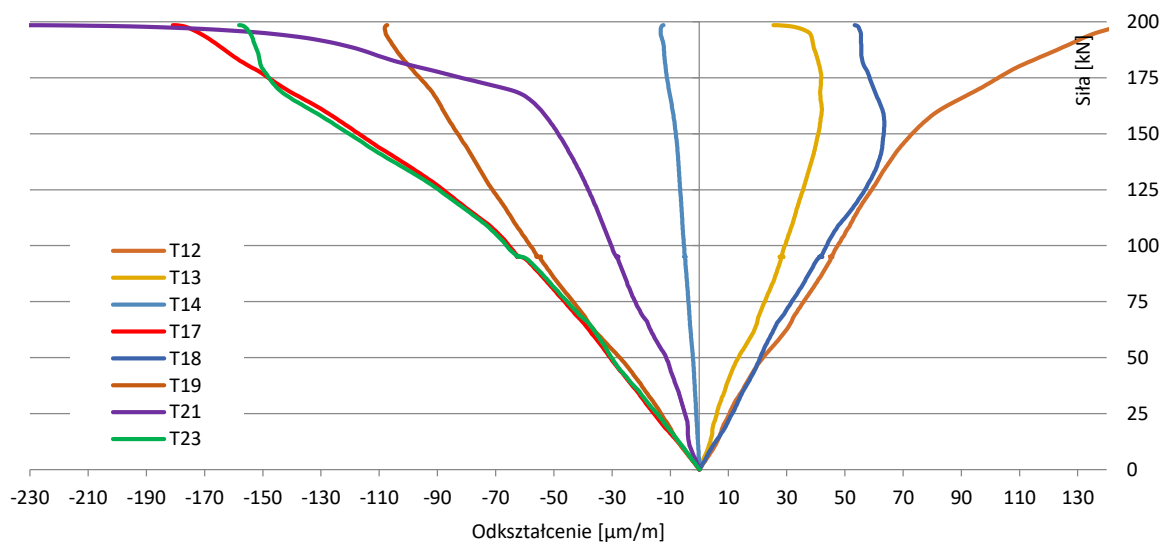


Ryc.B-35. Poziome przemieszczenie splotu sprężającego (P6) względem otaczającego betonu (P3) .

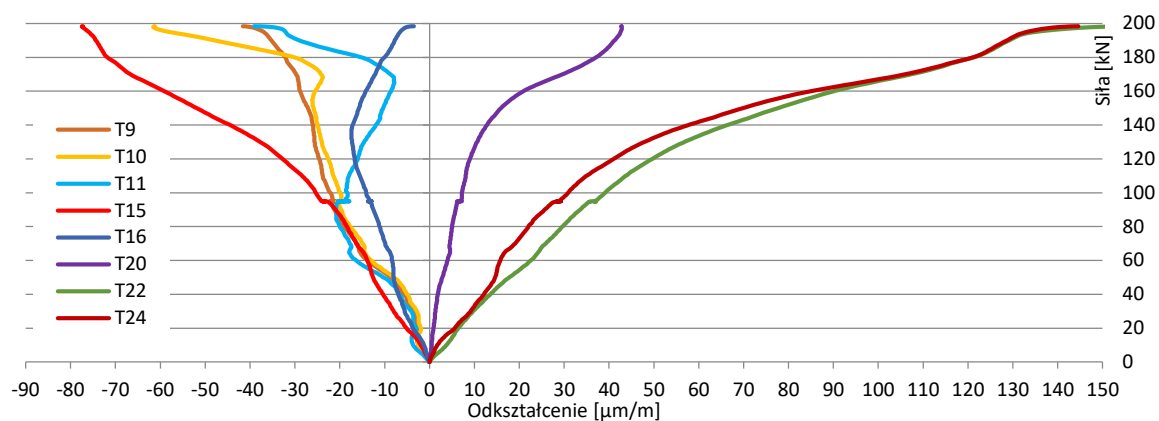
■ HC320e



Ryc.B-36. Odkształcenia wybranych żeberek płyty kanałowej.

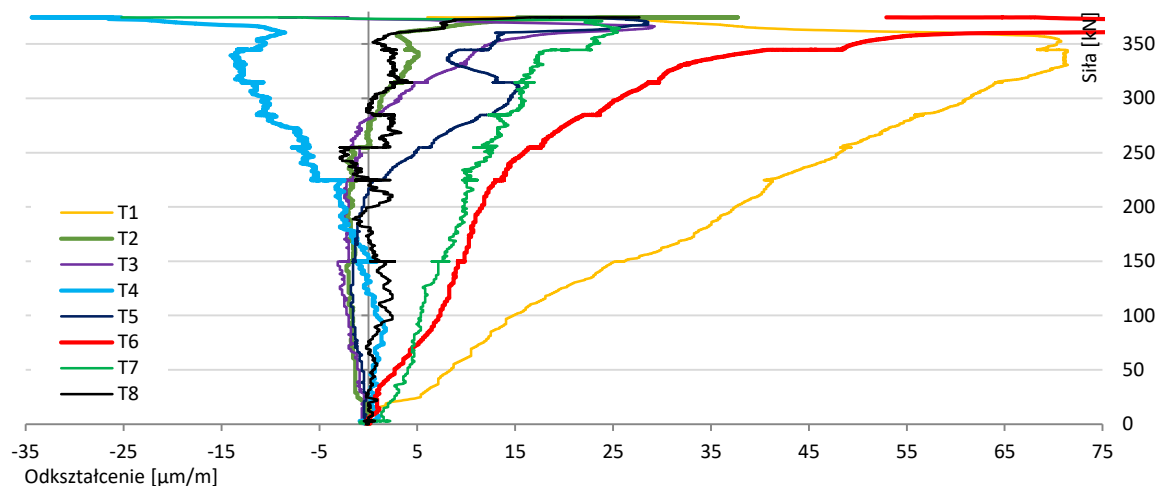


Ryc.B-37. Odkształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku podłużnym.

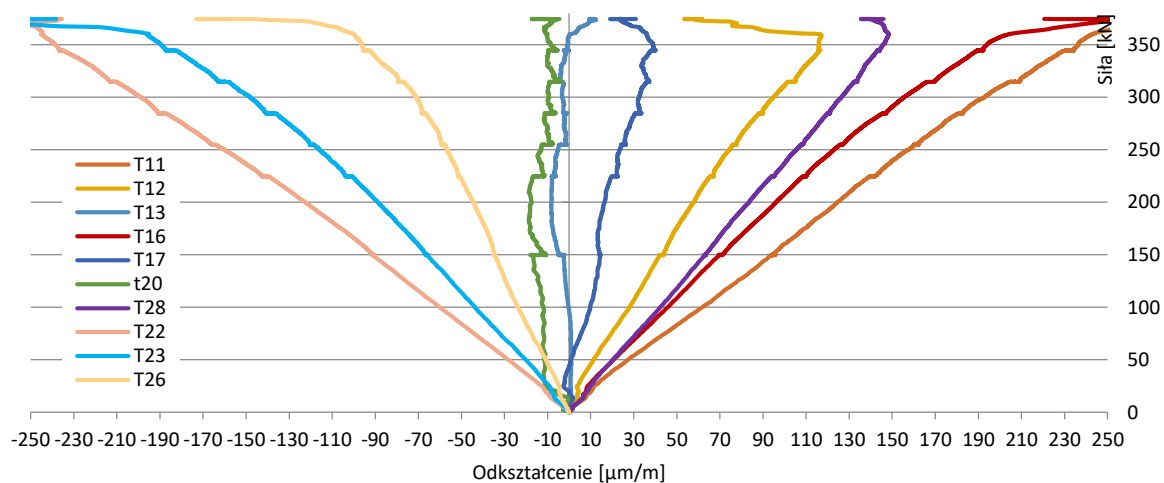


Ryc.B-38. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku poprzecznym.

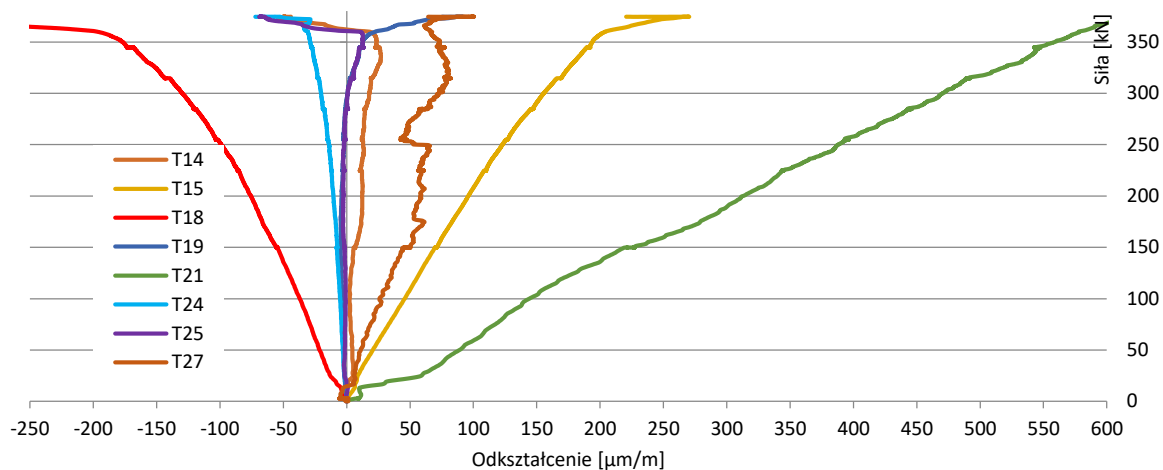
■ HC500e



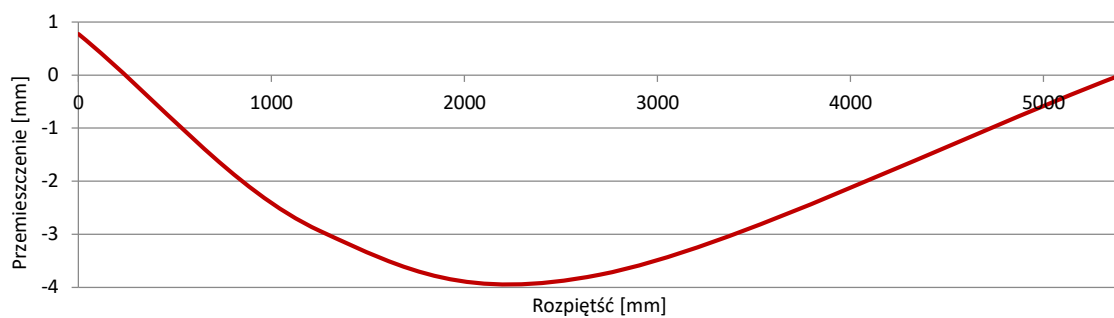
Ryc.B-39. Odształcenia wybranych żeberek płyty kanałowej.



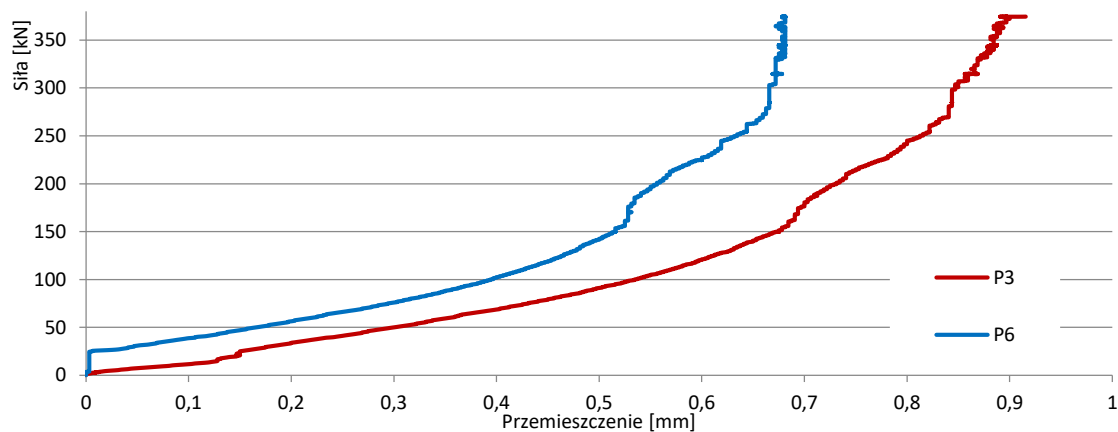
Ryc.B-40. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku podłużnym.



Ryc.B-41. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu mierzone w kierunku poprzecznym.

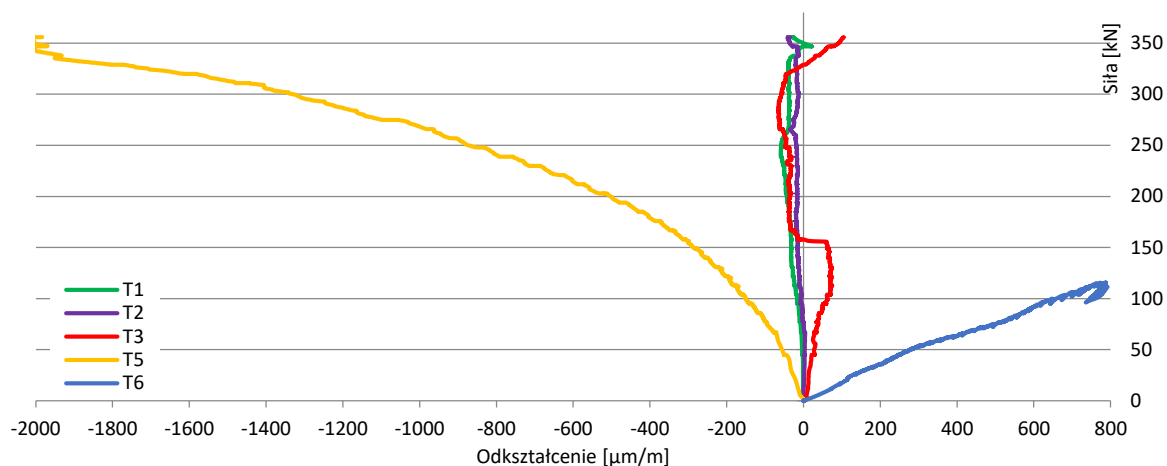


Ryc.B-42. Rozkład ugięć na długości płyty.

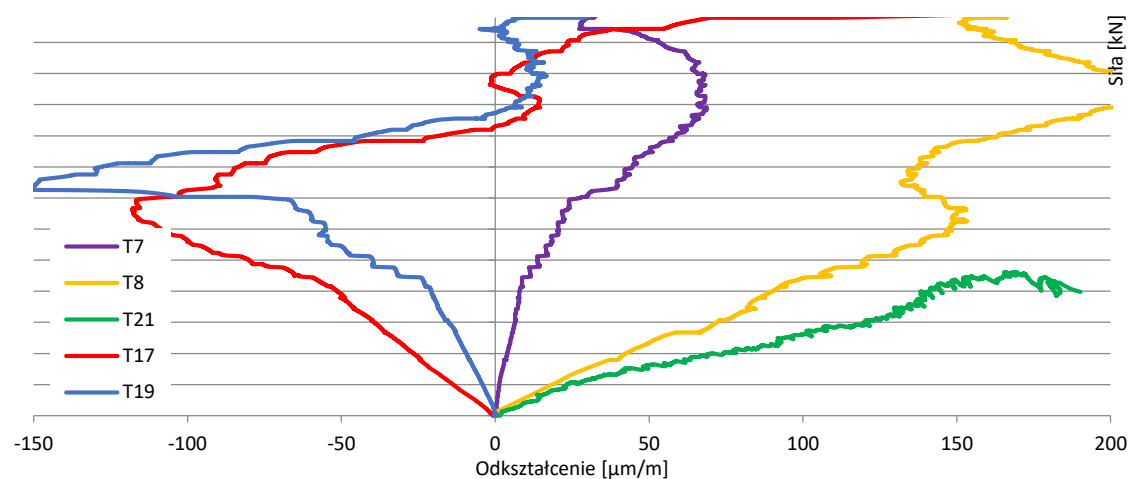


Ryc.B-43. Poziome przemieszczenie splotu sprężającego (P3) względem otaczającego betonu (P6).

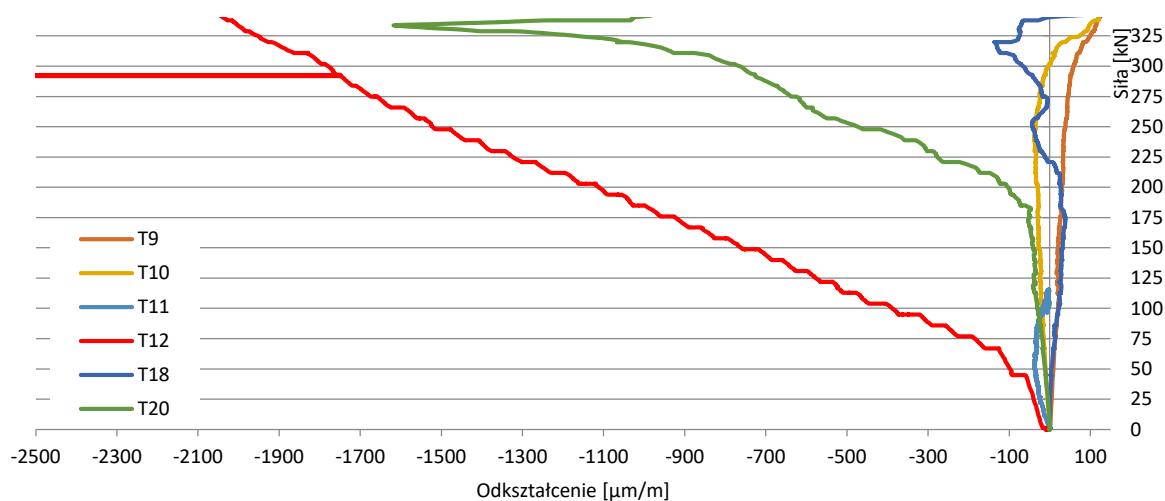
■ HC200e/T



Ryc.B-44. Odształcenia wybranych żeberek płyty kanałowej.



Ryc.B-45. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu oraz nadbetonu mierzone w kierunku podłużnym.

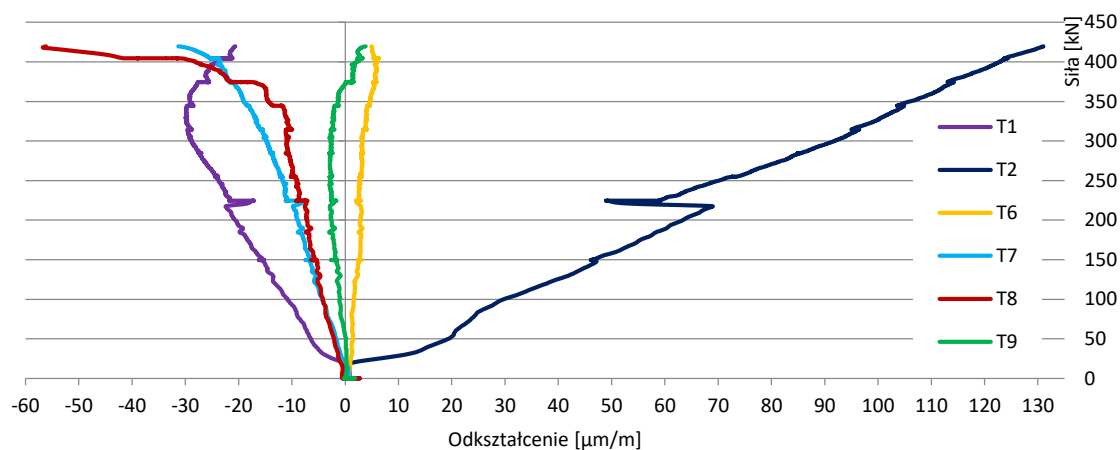


Ryc.B-46. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu oraz nadbetonu mierzone w kierunku poprzecznym.

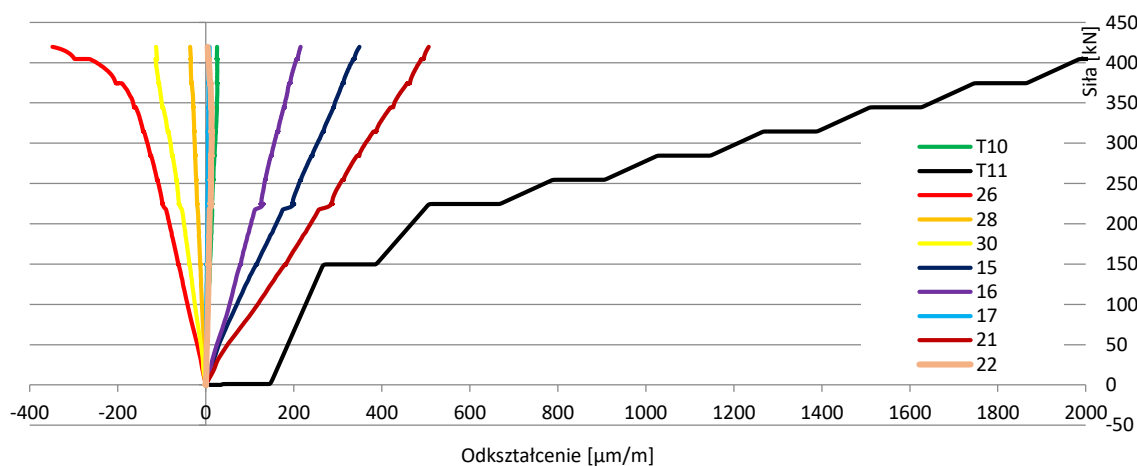


Ryc.B-47. Rozkład ugięć na długości płyty.

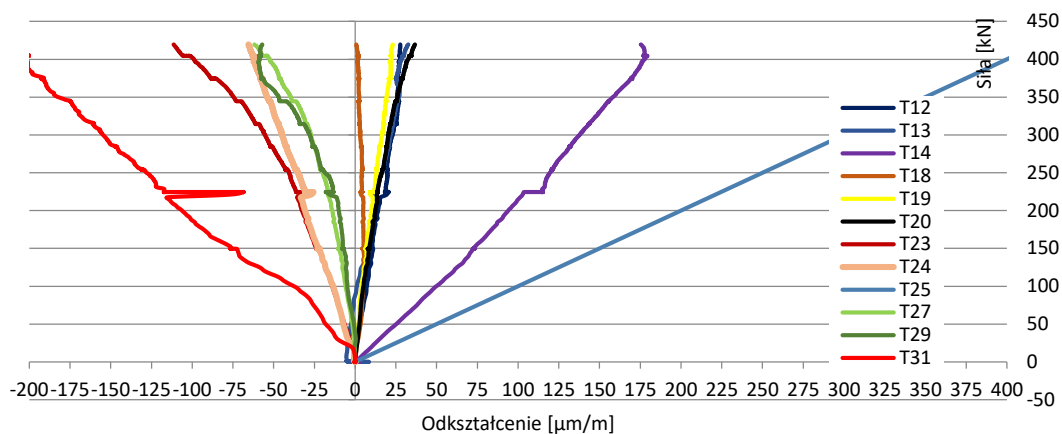
■ HC320e/T



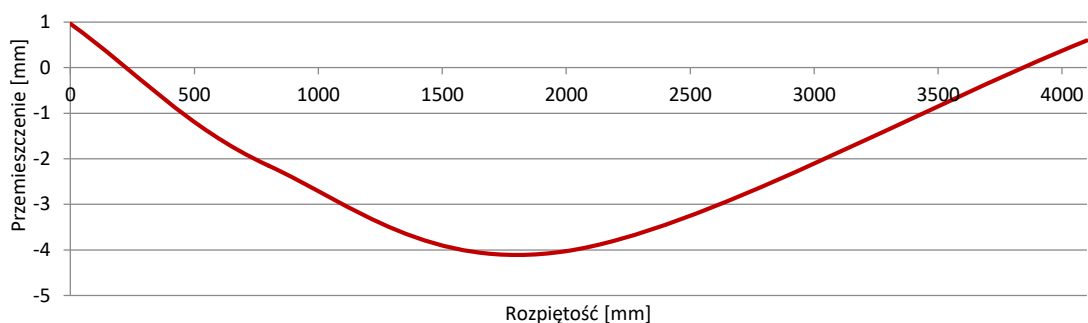
Ryc.B-48. Odształcenia wybranych żeberek płyty kanałowej.



Ryc.B-49. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu oraz nadbetonu mierzone w kierunku podłużnym.

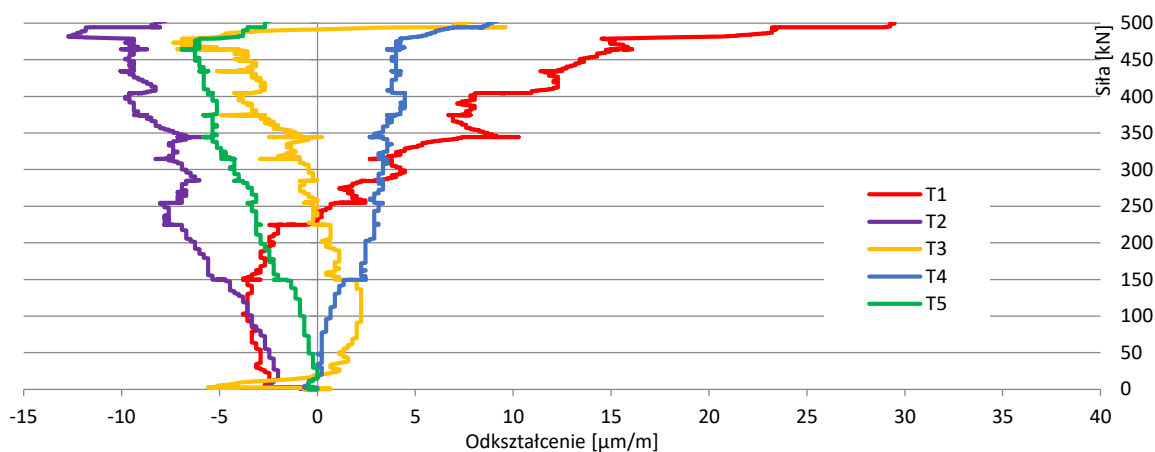


Ryc.B-50. Odkształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu oraz nadbetonu mierzone w kierunku poprzecznym.

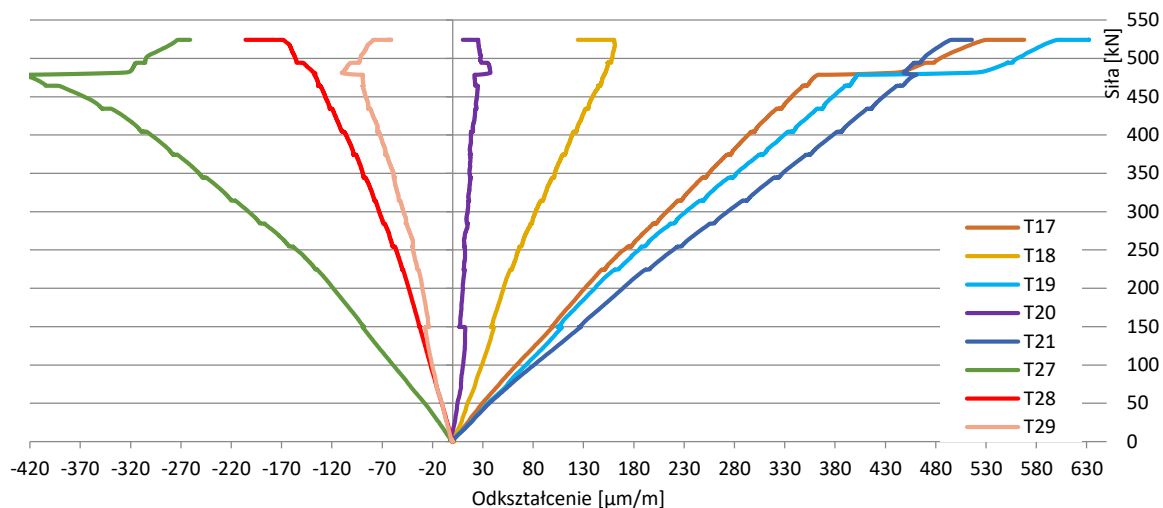


Ryc.B-51. Rozkład ugięć na długości płyty.

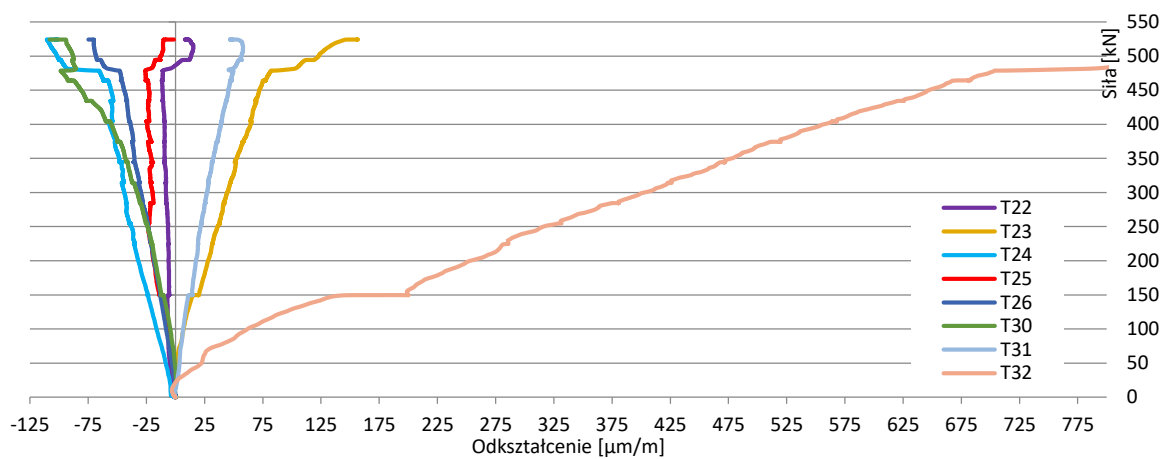
■ HC500e/T



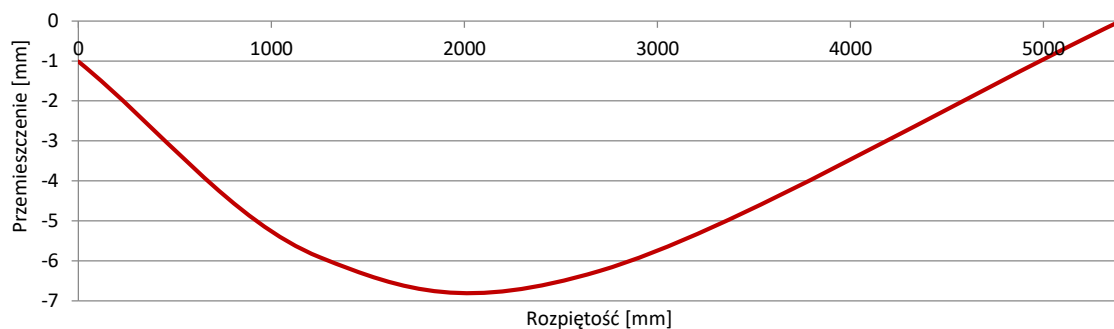
Ryc.B-52. Odkształcenia wybranych żeberek płyty kanałowej.



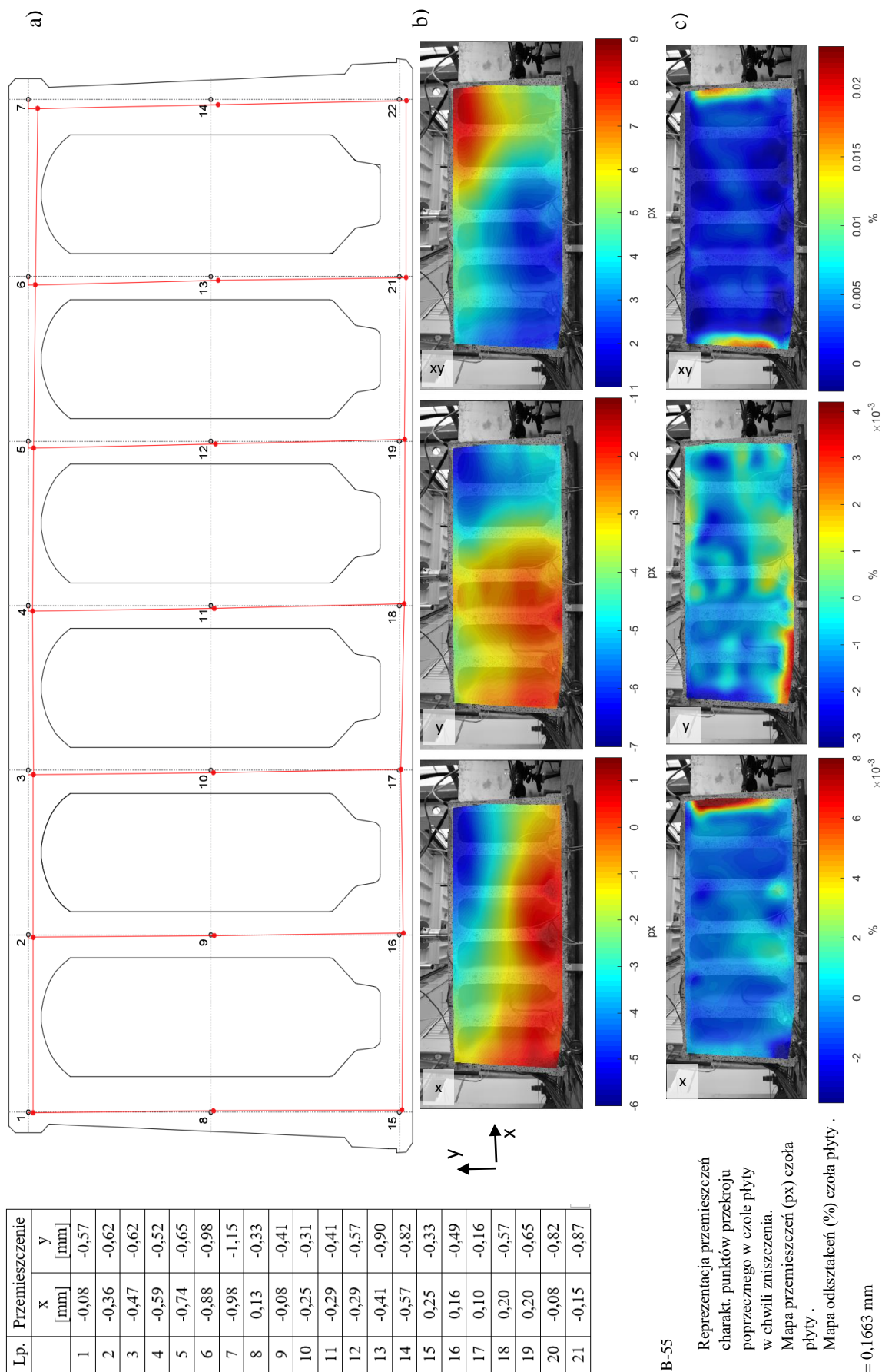
Ryc.B-53. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu oraz nadbetonu mierzone w kierunku podłużnym.



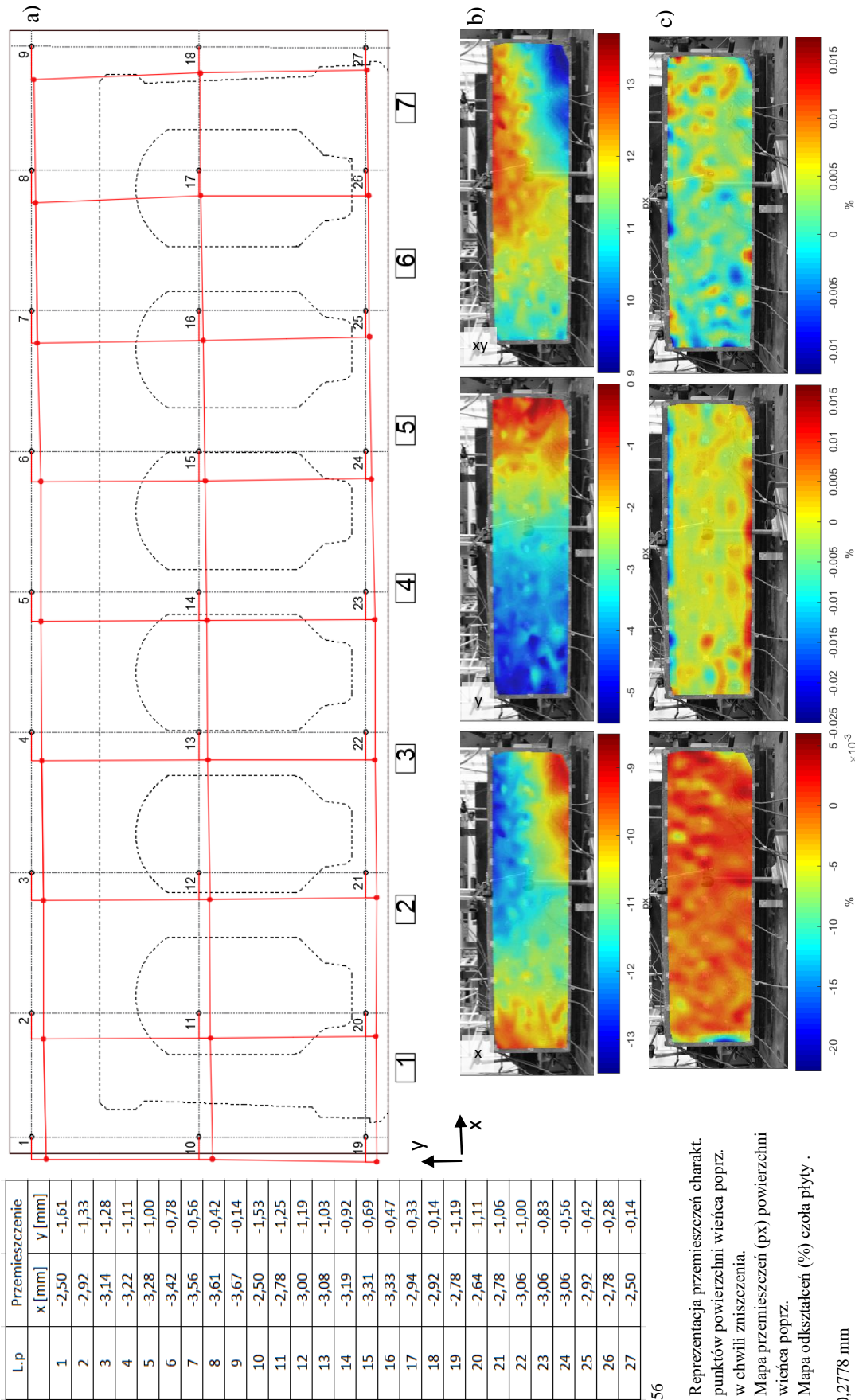
Ryc.B-54. Odształcenia spodniej i górnej powierzchni prefabrykatu oraz nadbetonu mierzone w kierunku poprzecznym.



■ Element HC500e – pomiar przemieszczeń metodą wizyjną



▪ Element HC320e/T – pomiar przemieszczeń metodą wizyjną



Ryc.B-56

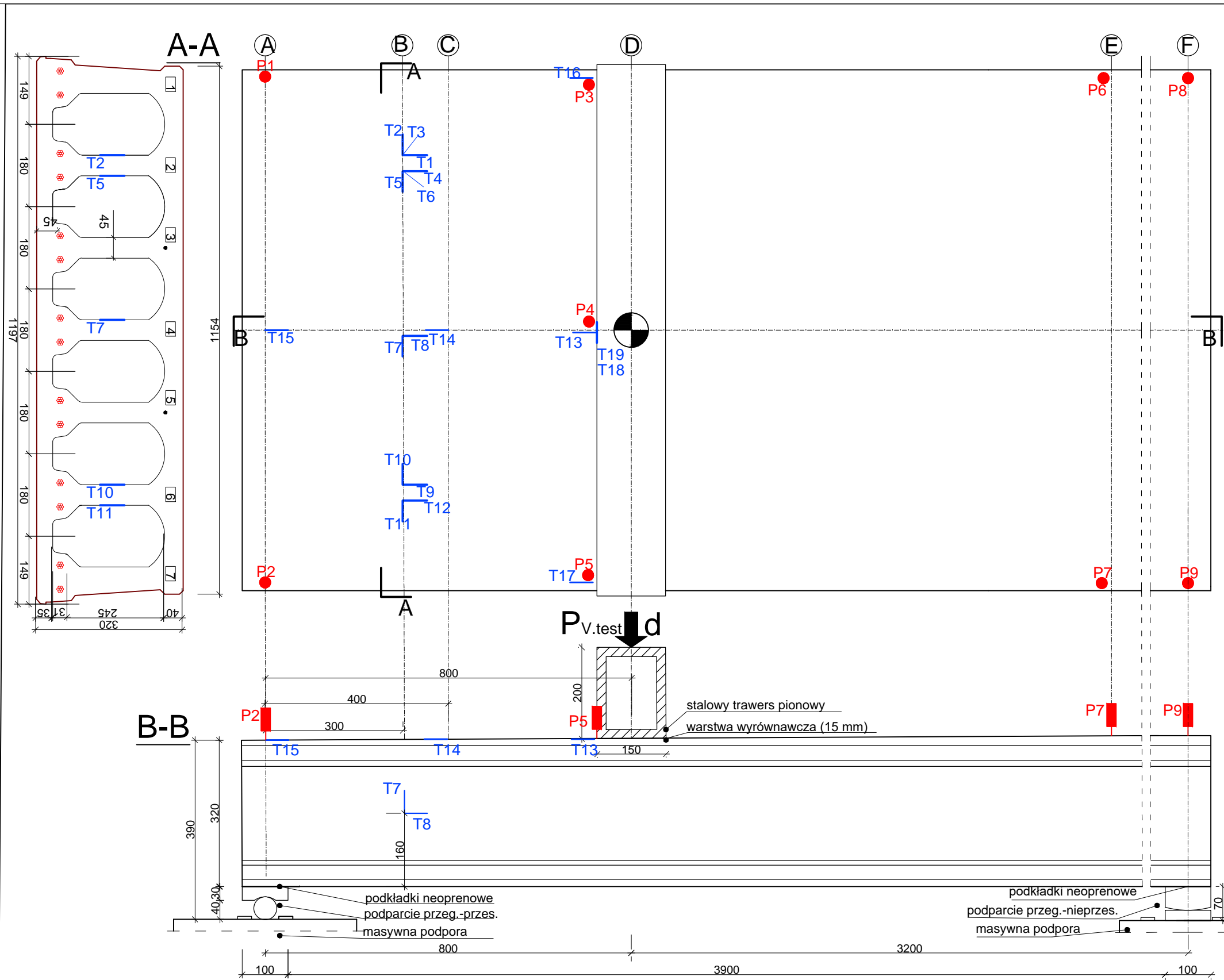
- d) Reprezentacja przemieszczeń charakt. punktów powierzchni wiencia poprz. w chwili zniszczenia.
- e) Mapa przemieszczeń (px) powierzchni wiencia poprz.
- f) Mapa odkształceń (%) czoła płyty .

1px = 0,2778 mm

ZAŁĄCZNIK C

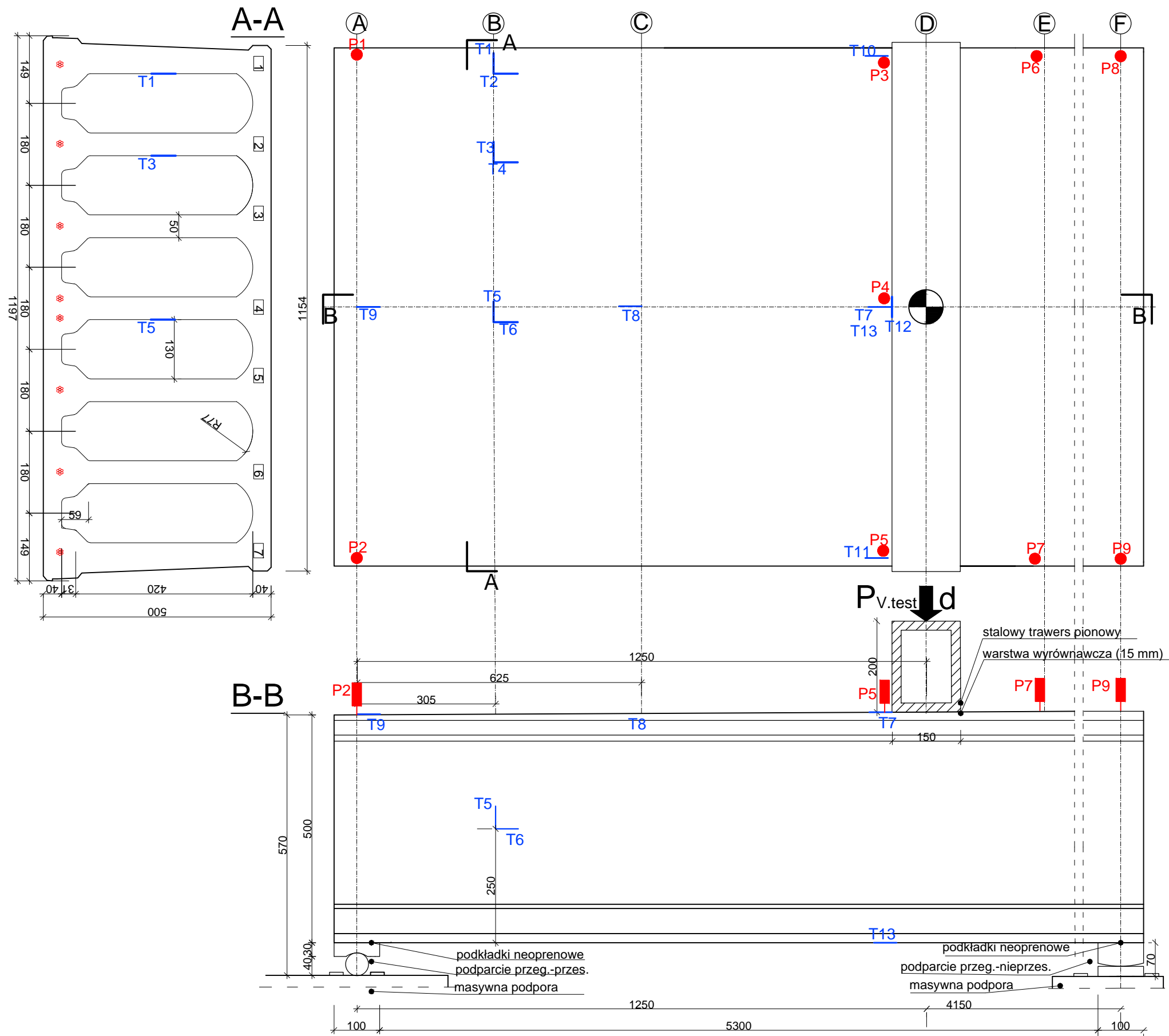
RYSUNKI STANOWISK BADAWCZYCH DLA BADAŃ ZASADNICZYCH





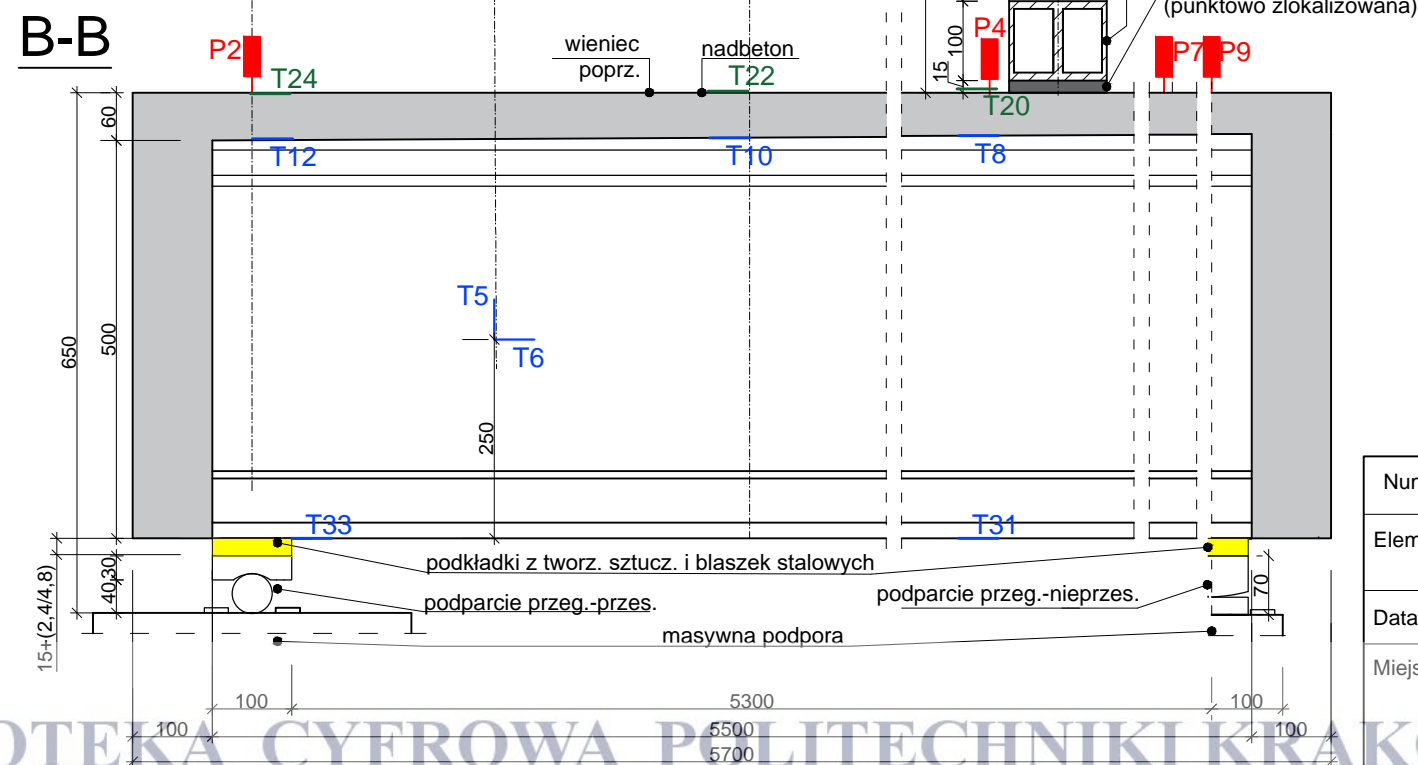
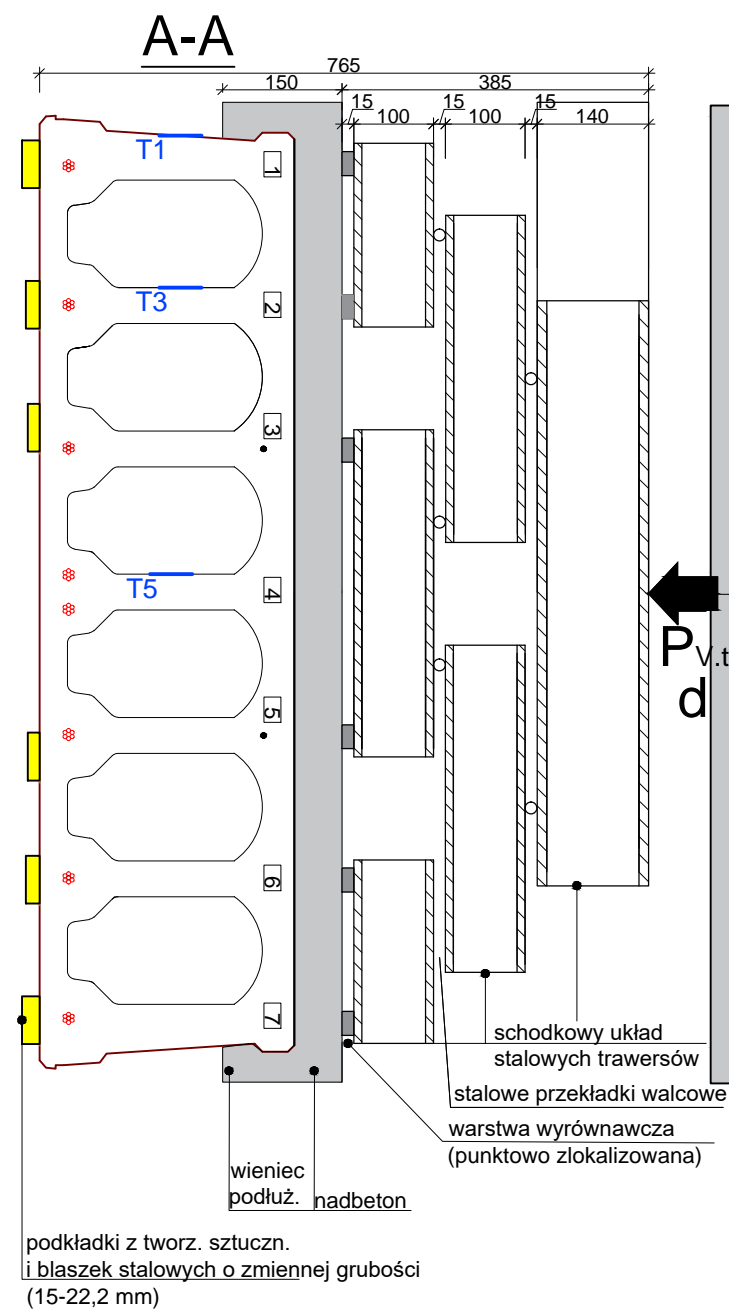
Charakterystyka płyty prefabrykowanej:	<ul style="list-style-type: none">• beton C50/60• stal klasy Y1860• spłoty (sprężenie dolne) 7-drutowe 12,5 mm• druty (sprężenie górne) 7 mm• otulina 45 mm• głębokość podparcia 100 mm• rozpiętość całkowita 4100 mm• wysokość nominalna 320 mm
Charakterystyka punktów pomiarowych:	<ul style="list-style-type: none">• P1 - P9 czujniki indukcyjne przemieszczeń pion.• T1-T12 czujniki tensometryczne odksz. żeberek płyty• T13-T18 czujniki tensometryczne odksz. górnej pow. płyty• T19 czujnik tensometryczny odksz. dolnej pow. płyty• Pv.test pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• d droga tłoka siłownika ISTS <div>30 punktów pomiarowych</div>
Geometria stanowiska:	<ul style="list-style-type: none">• osie A i F osie podparcia elementu• oś B oś lokalizacji tensometrów na żeberek płyty• oś C oś drugiej linii pomiarowej odkształceń pow. górnej płyty• oś D linia obciążenia• oś E środek rozpiętości elementu• 1-7 osie podłużne żeberek płyty
Główne parametry pomiarzone w chwili zniszczenia:	<ul style="list-style-type: none">• Pv.test=341 kN pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• u=2,1 mm ugięcie w linii obciążenia
UWAGI:	<ul style="list-style-type: none">• wszystkie wymiary w [mm]• skala skażona

Numer rys:	C-1
Element badawczy:	HC320r
Data badania:	31 stycznia 2014 r.
Miejsce badania:	Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej ul. Warszawska 24, Kraków



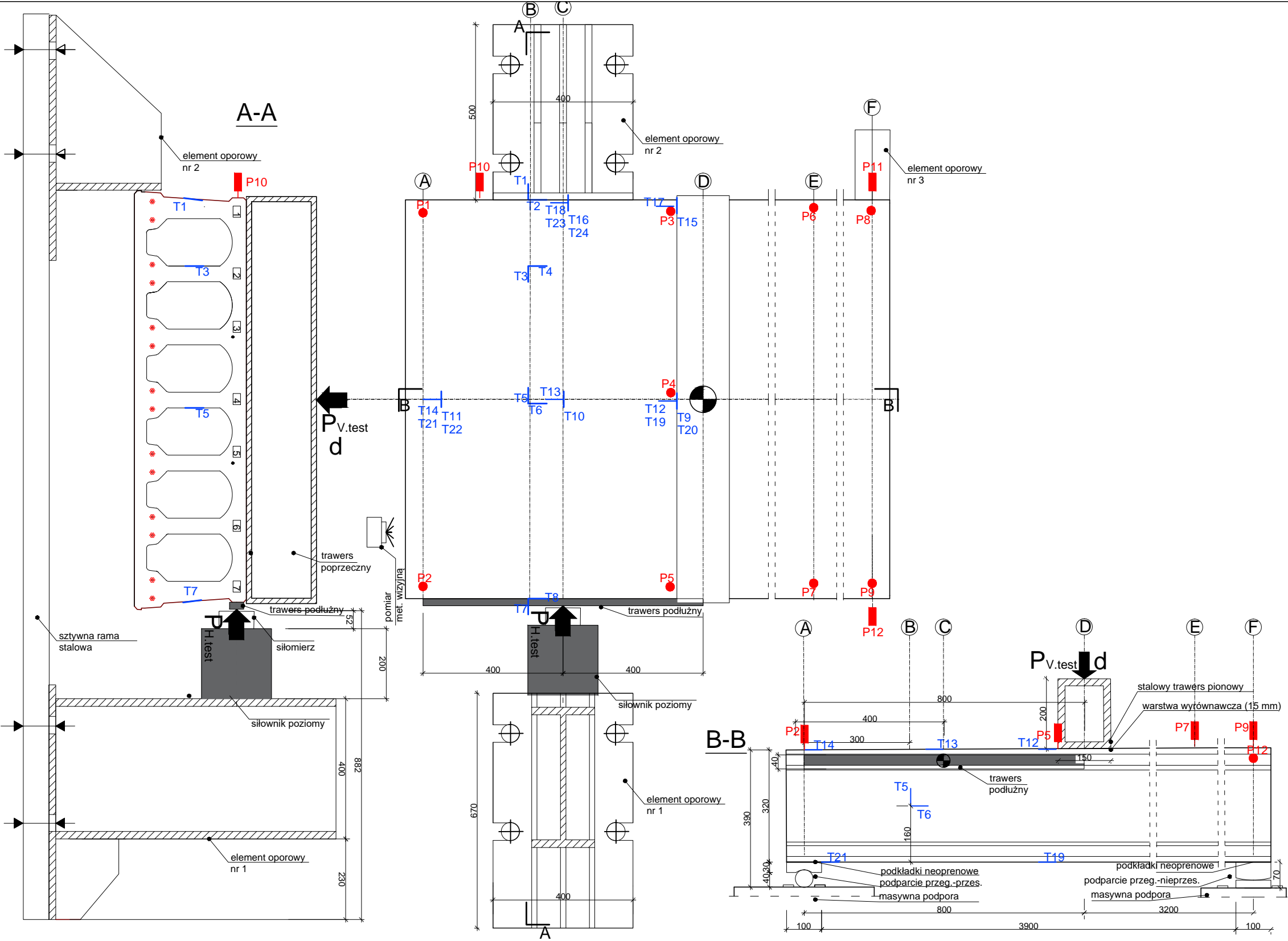
Charakterystyka płyty prefabrykowanej:	<ul style="list-style-type: none">• beton C50/60• stal klasy Y1860• sploty (sprężenie dolne) 7-drutowe 12,5 mm• otulina 30 mm• głębokość podparcia 100 mm• rozpiętość całkowita 5400 mm• wysokość nominalna 500 mm
Charakterystyka punktów pomiarowych:	<ul style="list-style-type: none">• P1 - P9 czujniki indukcyjne przemieszczeń pion.• T1-T6 czujniki tensometryczne odksz. żeberek płyty• T7-T12 czujniki tensometryczne odksz. górnej pow. płyty• T13 czujnik tensometryczny odksz. dolnej pow. płyty• PV.test pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• d droga tłoka siłownika ISTS <div>24 punkty pomiarowe</div>
Geometria stanowiska:	<ul style="list-style-type: none">• osie A i F osie podparcia elementu• oś B oś lokalizacji tensometrów na żeberek płyty• oś C oś drugiej linii pomiarowej odkształceń pow. górnej płyty• oś D linia obciążenia• oś E środek rozpiętości elementu• 1-7 osie podłużne żeberek płyty
Główne parametry pomierzone w chwili zniszczenia:	<ul style="list-style-type: none">• PV.test=450 kN pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• u=11 mm ugięcie w linii obciążenia
UWAGI:	<ul style="list-style-type: none">• wszystkie wymiary w [mm]• skala skażona

	C-2
Element badawczy:	HC500r
Data badania:	5 lutego 2014 r.
Miejsce badania:	Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej ul. Warszawska 24, Kraków



Charakterystyka płyty prefabrykowanej:	<ul style="list-style-type: none"> • beton C50/60 • stal klasy Y1860 • sploty (sprężenie dolne) 7-drutowe 12,5 mm • otulina 30 mm • głębokość podparcia 100 mm • rozpiętość całkowita 5400 mm • wysokość nominalna 500 mm
Charakterystyka punktów pomiarowych:	<ul style="list-style-type: none"> • P1 - P9 czujniki indukcyjne przemieszczeń pion. • T1-T6 czujniki tensometryczne odksz. żeberek płyty • T7-T18 czujniki tensometryczne odksz. górnej pow. płyty • T19-T29 czujniki tensometryczne odksz. pow. nadbetonu • T30-T33 czujnik tensometryczny odksz. dolnej pow. płyty • PV.test pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik • d droga tłoka siłownika ISTS <p>44 punkty pomiarowe</p>
Geometria stanowiska:	<ul style="list-style-type: none"> • oś A i F oś podparcia elementu • oś B oś lokalizacji tensometrów na żeberek płyty • oś C oś drugiej linii pomiarowej odkształceń pow. górnej płyty • oś D linia obciążenia • oś E środek rozpiętości elementu • 1-7 oś podłużna żeberek płyty
Główne parametry pomiarzone w chwili zniszczenia:	<ul style="list-style-type: none"> • PV.test=620 kN pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik • u=10,9 mm ugięcie w linii obciążenia
UWAGI:	<ul style="list-style-type: none"> • wszystkie wymiary w [mm] • skala skażona

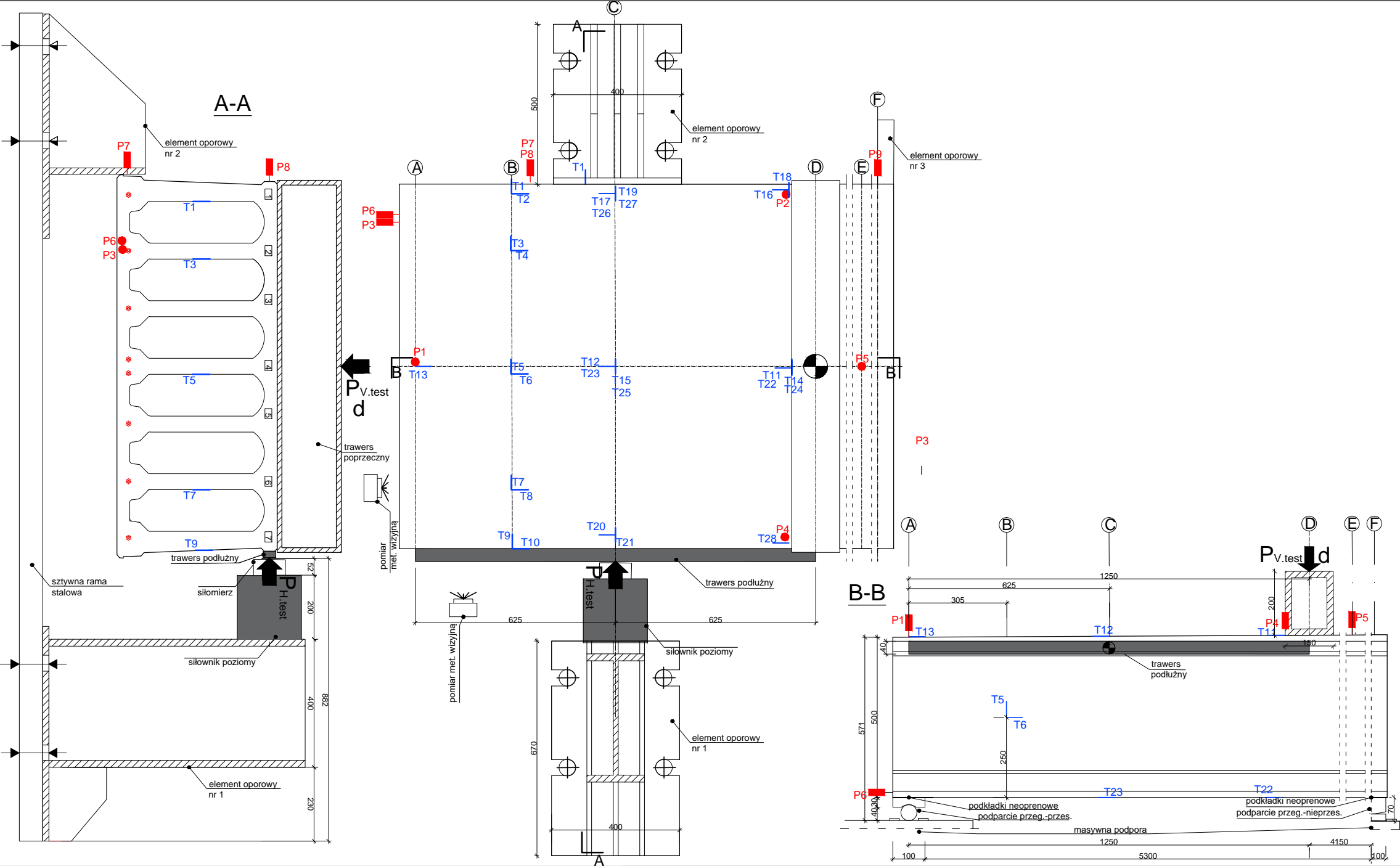
Numer rys:	C-6
Element badawczy:	HC500m/T
Data badania:	30 maja 2014 r.
Miejsce badania:	Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej ul. Warszawska 24, Kraków



Charakterystyka płyty prefabrykowanej:	<ul style="list-style-type: none">• beton C50/60• stal klasy Y1860• sploty (sprężenie dolne) 7-drutowe 12,5 mm• druty (sprężenie górne) 7 mm• otulina 45 mm• głębokość podparcia 100 mm• rozpiętość całkowita 4100 mm• wysokość nominalna 320 mm
Charakterystyka punktów pomiarowych:	<ul style="list-style-type: none">• P1 - P12 czujniki indukcyjne przemieszczeń pion. i poz.• T1-T8 czujniki tensometryczne odksz. żeberek płyty• T9-T18 czujniki tensometryczne odksz. górnej pow. płyty• T19-T24 czujnik tensometryczny odksz. dolnej pow. płyty• PV.test pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• PH.test pozioma siła tnąca zadawana przez siłownik• d droga tłoka siłownika ISTS 40 punktów pomiarowych
Geometria stanowiska:	<ul style="list-style-type: none">• osie A i F osie podparcia elementu• oś B oś lokalizacji tensometrów na żeberek płyty• oś C oś drugiej linii pomiarowej odkształceń pow. górnej płyty• oś D linia obciążenia• oś E środek rozpiętości elementu• 1-7 osie podłużne żeberek płyty
Główne parametry pomierzone w chwili zniszczenia:	<ul style="list-style-type: none">• PV.test=164,7 kN• pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• u=2,4 mm• ugięcie w linii obciążenia
UWAGI:	<ul style="list-style-type: none">• wszystkie wymiary w [mm]• skala skażona

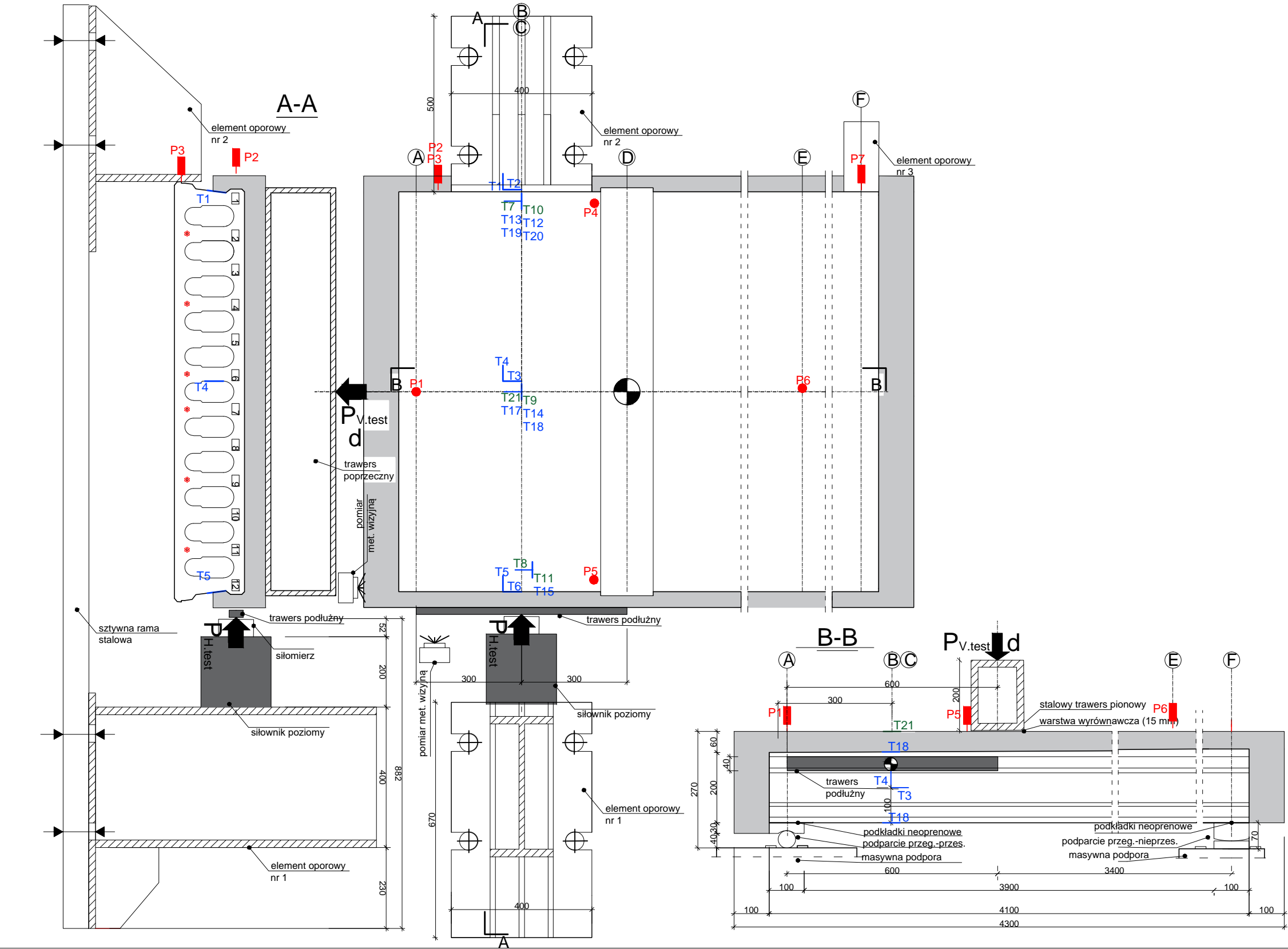
Numer rys:	C-8
Element badawczy:	HC320e
Data badania:	8 września 2015 r.
Miejsce badania:	Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej ul. Warszawska 24, Kraków





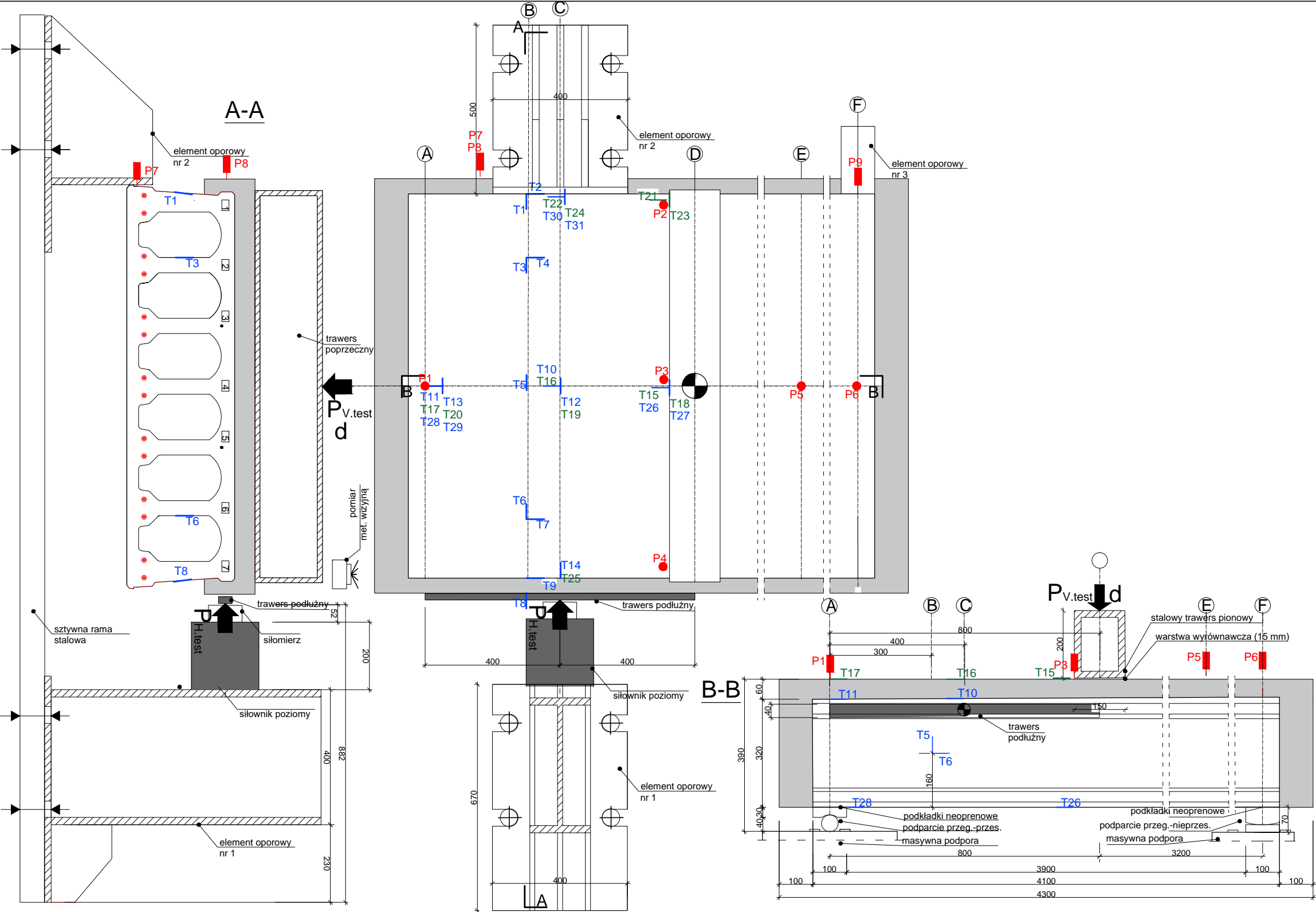
Charakterystyka płyty prefabrykowanej:	<ul style="list-style-type: none">• beton C50/60• stal klasy Y1860• sploty (sprężenie dolne) 7-drutowe 12,5 mm• otulina 30 mm• głębokość podparcia 100 mm• rozpiętość całkowita 5400 mm• wysokość nominalna 500 mm
Charakterystyka punktów pomiarowych:	<ul style="list-style-type: none">• P1 - P9 czujniki indukcyjne przemieszczeń pion. i poz.• T1-T10 czujniki tensometryczne odksz. żeberek płyty• T11-T21, T28 czujniki tensometryczne odksz. górnej pow. płyty• T22-T27 czujnik tensometryczny odksz. dolnej pow. płyty• PV.test pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• PH.test pozioma siła tnąca zadawana przez siłownik• d droga tłoka siłownika ISTS 39 punktów pomiarowych
Geometria stanowiska:	<ul style="list-style-type: none">• osie A i F osie podparcia elementu• oś B oś lokalizacji tensometrów na żeberek płyty• oś C oś drugiej linii pomiarowej odkształceń pow. górnej płyty• oś D linia obciążenia• oś E środek rozpiętości elementu• T1-T7 osie podłużne żeberek płyty
Główne parametry pomiarzone w chwili zniszczenia:	<ul style="list-style-type: none">• PV.test=374,6 kN pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• u=2,9 mm ugięcie w linii obciążenia
UWAGI:	<ul style="list-style-type: none">• wszystkie wymiary w [mm]• skala skażona

Numer rys:	C-9
Element badawczy:	HC500e
Data badania:	23 czerwca 2016 r.
Miejsce badania:	Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej ul. Warszawska 24, Kraków



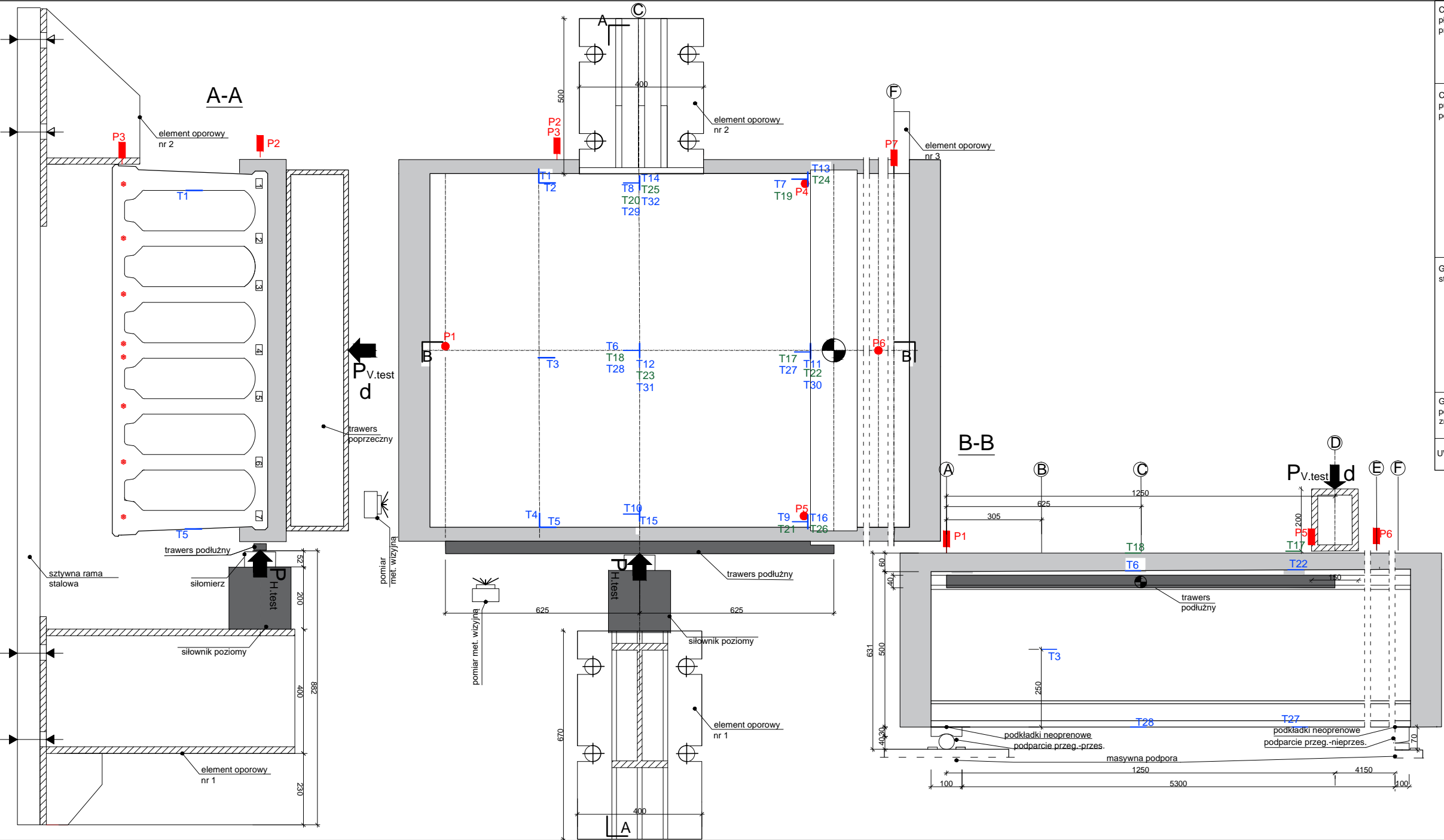
Charakterystyka płyty prefabrykowanej:	<ul style="list-style-type: none">• beton C50/60• stal klasy Y1860• sploty 7-drutowe 12,5 mm• otulina 30 mm• głębokość podparcia 100 mm• rozpiętość całkowita 4100 mm• wysokość nominalna 200 mm
Charakterystyka punktów pomiarowych:	<ul style="list-style-type: none">• P1 - P7 czujniki indukcyjne przemieszczeń pion. i poz.• T1-T6 czujniki tensometryczne odksz. żeberek płyty• T7-T11, 21 czujniki tensometryczne odksz. pow.nadbetonu• T12-T15 czujniki tensometryczne odksz. górnej pow.płyty• T17-20 czujniki tensometryczne odksz. dolnej pow. płyty• PV.test czujnik tensometryczny odksz. dolnej pow. płyty• PH.test pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• PH.test pozioma siła tnąca zadawana przez siłownik• d droga tłoka siłownika ISTS 31 punktów pomiarowych
Geometria stanowiska:	<ul style="list-style-type: none">• osie A i F osie podparcia elementu• oś B oś lokalizacji tensometrów na żeberek płyty• oś C oś drugiej linii pomiarowej odkształceń pow. górnej płyty• oś D linia obciążenia• oś E środek rozpiętości elementu• 1-12 osie podłużne żeberek płyty
Główne parametry pomierzone w chwili zniszczenia:	<ul style="list-style-type: none">• PV.test=355,8 mm• pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• u=10 mm• ugięcie w linii obciążenia
UWAGI:	<ul style="list-style-type: none">• wszystkie wymiary w [mm]• skala skażona

Numer rys:	C-10
Element badawczy:	HC200e/T
Data badania:	25 sierpnia 2016 r.
Miejsce badania:	Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej ul. Warszawska 24, Kraków



Charakterystyka płyty prefabrykowanej:	<ul style="list-style-type: none">• beton C50/60• stal klasy Y1860• sploty (sprężenie dolne) 7-drutowe 12,5 mm• druty (sprężenie górne) 7 mm• otulina 45 mm• głębokość podparcia 100 mm• rozpiętość całkowita 4100 mm• wysokość nominalna 320 mm
Charakterystyka punktów pomiarowych:	<ul style="list-style-type: none">• P1 - P9 czujniki indukcyjne przemieszczeń pion. i poz.• T1-T9 czujniki tensometryczne odksz. żeberek płyty• T10-T14 czujniki tensometryczne odksz. górnej pow.płyty• T15-T25 czujniki tensometryczne odksz. pow.nadbetonu• T26-T31 czujnik tensometryczny odksz. dolnej pow. płyty• Pv.test pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• Ph.test pozioma siła tnąca zadawana przez siłownik• d droga tłoka siłownika ISTS 43 punkty pomiarowe
Geometria stanowiska:	<ul style="list-style-type: none">• oś A i F oś podparcia elementu• oś B oś lokalizacji tensometrów na żebkach płyty• oś C oś drugiej linii pomiarowej odkształceń pow. górnej płyty• oś D linia obciążenia• oś E środek rozpiętości elementu• 1-7 oś podłużne żeberek płyty
Główne parametry pomiarzone w chwili zniszczenia:	Pv.test=419,6 kN pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik u=2,5 mm ugięcie w linii obciążenia
UWAGI:	<ul style="list-style-type: none">• wszystkie wymiary w [mm]• skala skażona

Numer rys:	C-11
Element badawczy:	HC320e/T
Data badania:	28 września 2015 r.
Miejsce badania:	Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej ul. Warszawska 24, Kraków



Charakterystyka płyty prefabrykowanej:	<ul style="list-style-type: none">• beton C50/60• stal klasy Y1860• splety (spreżenie dolne) 7-drutowe 12,5 mm• otulina 30 mm• głębokość podparcia 100 mm• rozpiętość całkowita 5400 mm• wysokość nominalna 500 mm
Charakterystyka punktów pomiarowych:	<ul style="list-style-type: none">• P1 - P7 czujniki indukcyjne przemieszczeń pion. i poz.• T1-T5 czujniki tensometryczne odksz. żeberek płyty• T6-T16 czujniki tensometryczne odksz. górnej pow. płyty• T17-T26 czujniki tensometryczne odksz. pow. nadbetonu• T27-T32 czujnik tensometryczny odksz. dolnej pow. płyty• P.V.test pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• P.H.test pozioma siła tnąca zadawana przez siłownik• d droga tłoka siłownika ISTS 42 punkty pomiarowe
Geometria stanowiska:	<ul style="list-style-type: none">• osie A i F osie podparcia elementu• oś B oś lokalizacji tensometrów na żeberek płyty• oś C oś drugiej linii pomiarowej odkształceń pow. górnej płyty• oś D linia obciążenia• oś E środek rozpiętości elementu• T1-T7 osie podłużne żeberek płyty
Główne parametry pomiarzone w chwili zniszczenia:	<ul style="list-style-type: none">• P.V.test=524,2 kN pionowa siła tnąca zadawana przez siłownik• u=6,1 mm ugięcie w linii obciążenia
UWAGI:	<ul style="list-style-type: none">• wszystkie wymiary w [mm]• skala skażona

Numer rys:	C-12
Element badawczy:	HC500e/T
Data badania:	4 sierpnia 2015 r.
Miejsce badania:	Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej ul. Warszawska 24, Kraków