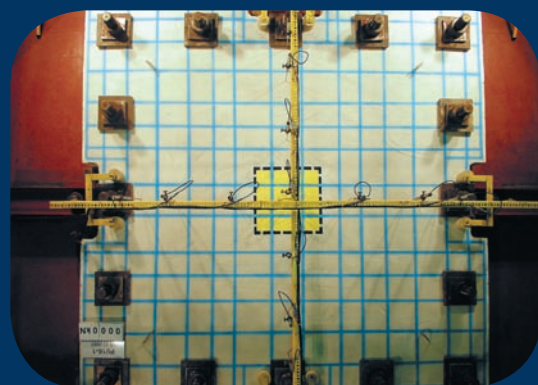


2

**BADANIA ZACHOWANIA SIĘ STREFY
PODPOROWEJ MONOLITYCZNYCH
USTROJÓW PŁYTOWO – SŁUPOWYCH
W STADIUM AWARYJNYM**



P o l i t e c h n i k a Ś l ą s k a
K a t e d r a K o n s t r u k c j i B u d o w l a n y c h

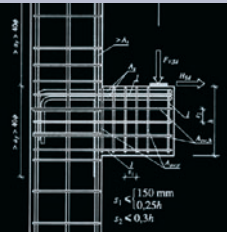
DR INŻ. RADOSŁAW JASIŃSKI
MGR INŻ. RADOSŁAW KUPCZYK
PROF. DR HAB. INŻ. WŁODZIMIERZ STAROSOLSKI
MGR INŻ. MIROSŁAW WIECZOREK

BADANIA ZACHOWANIA SIĘ STREFY
PODPOROWEJ MONOLITYCZNYCH
USTROJÓW PŁYTOWO – SŁUPOWYCH
W STADIUM AWARYJNYM



Centrum Promocji Jakości Stali jest organizacją zrzeszającą producentów stali zbrojenio-
wej w Polsce. Naszym celem jest zapewnienie wysokiej jakości wyrobów stalowych ofero-
wanych przez zrzeszonych producentów oraz promocja nowych rozwiązań technicznych
i materiałowych.

DZIAŁALNOŚĆ CPJS:



Promocja wśród srod-
wisk projektantów bez-
piecznych rozwiązań
z zastosowaniem no-
wych gatunków stali
o podwyższonej ciągli-
wości. Z badań przepro-
wadzonych przez CPJS
wynika, że rodzaj za-
stosowanej do zbrojenia
ustrojów żelbetowych
stali wpływa znacząco
na bezpieczeństwo całej
konstrukcji.

Dodatkowa certyfikacja
wyrobów na znak jakości
EP-TAL.
Wyroby oznaczone zna-
kiem **EP-TAL** pochodzą
z produkcji podlegają-
cej stałemu nadzorowi
i odznaczają się dużą
powtarzalnością i stabil-
nością właściwości.
CPJS przeprowadza cią-
głą analizę statystyczną
wyników badań przepro-
wadzonych w akredy-
towanych laboratoriach
producentów.

Innowacyjność w dzie-
dzinie stali zbrojeniowej,
opracowanie i publikacja
wyników badań zwiaza-
nych z certyfikowanymi
wyrobami, we współpra-
cy z członkami Komitetu
Doradczego CPJS.

Monitorowanie i czyn-
ny udział w działaniach
normalizacyjnych i cer-
tyfikacyjnych na pozio-
mie instytucji krajowych
i europejskich.



SPIS TREŚCI

06 - 07	WSTĘP
09 - 11	MODELE BADAWCZE
12 - 15	MATERIAŁY
16 - 19	STANOWISKO DO BADAŃ
20 - 21	TECHNIKA I PRZEBIEG BADAŃ
22 - 37	WYNIKI BADAŃ
23 - 27	PRACA MODELI W FAZIE I – DO CHWILI ZARYSOWANIA
28 - 37	PRACA MODELI W FAZIE II – W STADIUM AWARYJNYM
38 - 39	PODSUMOWANIE
40 - 41	PIŚMIENICTWO

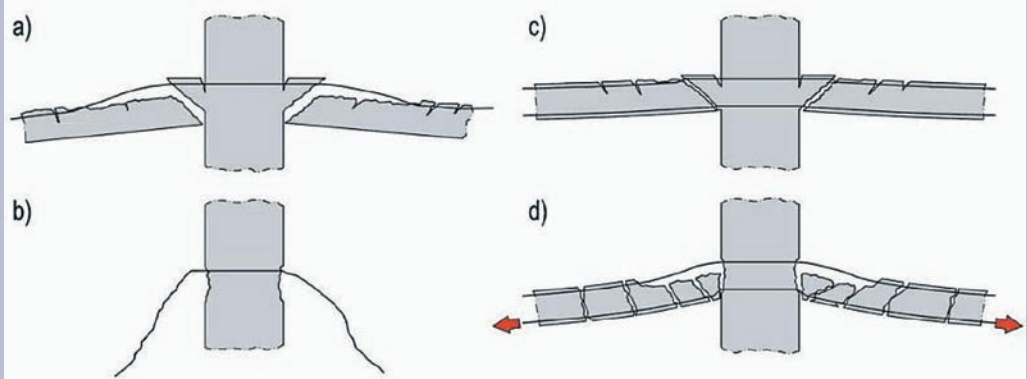


WSTĘP

Większość prowadzonych badań połączenia płyta-słup dotyczyło różnych sposobów zbrojenia oraz sprawdzenia modeli i metod obliczeniowych [1,2,3,4], skuteczności różnych sposobów wzmocnienia tych stref konstrukcji [5,6,7,8], niewiele uwagi poświęcono zachowaniu się strefy przysłupowej w stadium awaryjnym - po przebicciu. Fazy tej na etapie projektowania zazwyczaj się nie uwzględnia, przyjmując że w trakcie wykonania połączenia nie zostanie popełniony błąd, a ewentualny stan awaryjny sygnalizowany będzie przez duże ugięcia i zarysowania [9].

W sytuacji szczególnej, w której w konstrukcji zastosowano beton o zaniżonej wytrzymałości w stosunku do projektowanego, beton uległ przemrożeniu w okresie twardnienia, konstrukcja została zbyt wcześnie rozdeskowana lub wystąpił lokalny wybuch, połączenie płyty ze słupem może ulec kruchemu zniszczeniu. Przetrwanie konstrukcji zapewnić mogą (wg [10,11]) w takim przypadku: sztywne wkłady, ukryte belki zbrojone intensywnie poprzecznie strzemionami, górne zbrojenie odgięte w dół (kotwione w przęśle płyty) [12] lub dolne krzyżujące się nad słupem zbrojenie pozwalające na przekształcenie się ustroju płytowo-słupowego

w ustrój ciągnowy (membranowy [10,13]). Brak takich zabiegów wyklucza możliwość przetrwania konstrukcji - rys. 1a, b, natomiast ich obecność dolnego zbrojenia krzyżującego się nad słupem stwarza pewne szanse jej przetrwania w stadium awaryjnym. Oczwistym warunkiem jest, by zbrojenie to było w stanie przejąć obciążenia spoczywające na stropie – rys. 1c, d mimo zniszczenia strefy przysłupowej.

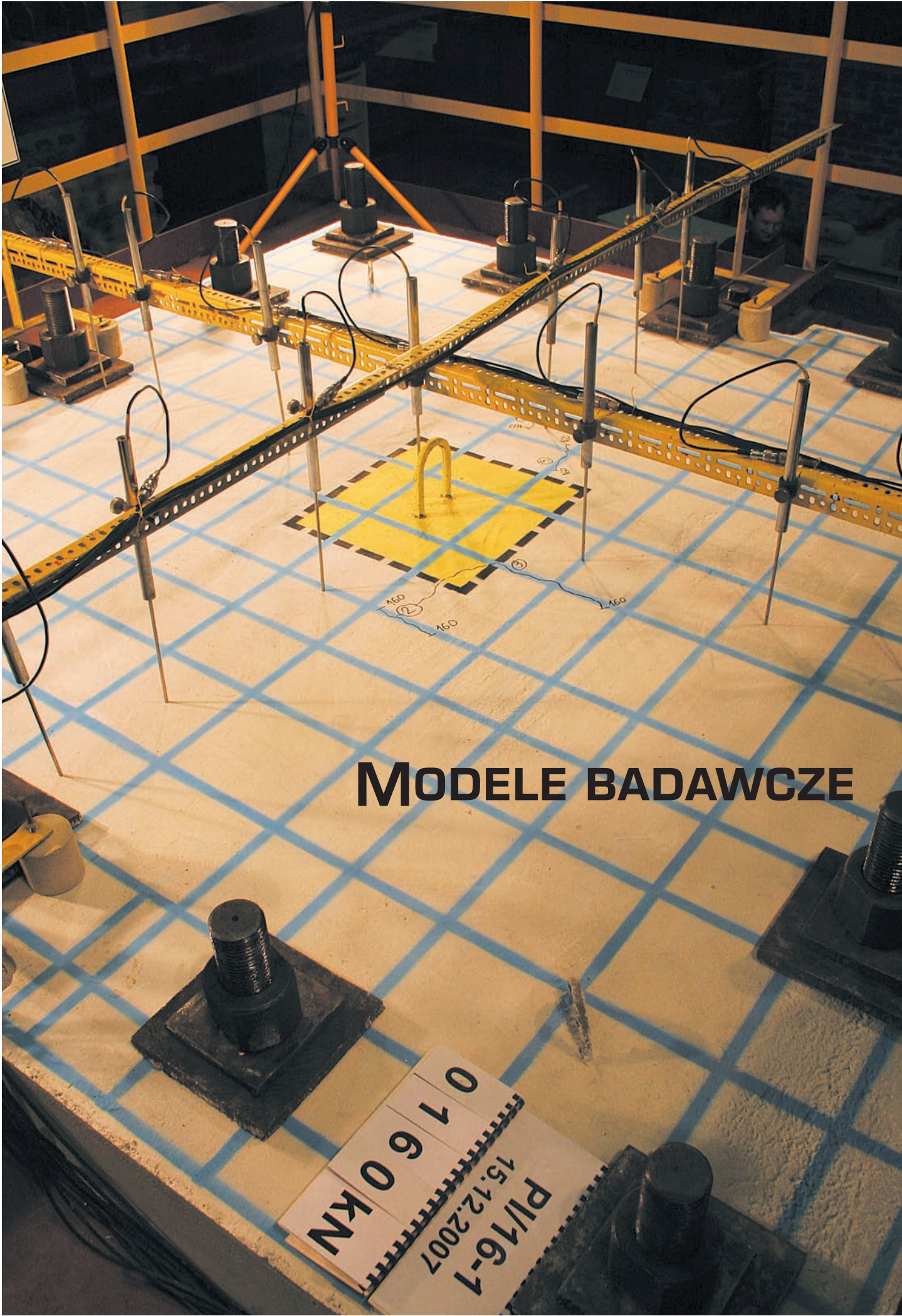


RYS. 1. MOŻLIWE SPOSOBY I FAZY ZNISZCZENIA USTROJU PŁYTOWO-SŁUPOWEGO, W WYPADKU: a),b) braku dolnego zbrojenia krzyżującego się nad słupem, c), d) przy obecności zbrojenia dolnego płyty krzyżującego się nad słupem

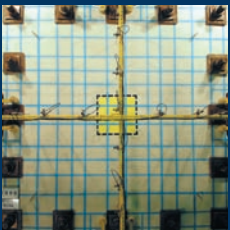
Przejęcie sił przez dolne zbrojenie nadslupowe i wykształcenie się ustroju ciągnowego jest warunkowane odpowiednią wydłużalnością graniczną stali zbrojeniowej. Czym większa bowiem wydłużalność stali zbrojeniowej, tym należy się spodziewać większych odkształceń a co za tym idzie mniejszych sił w układzie ciągnowym. Aspekty wytrzymałościowe i ekonomiczne decydują o tym, że do zbrojenia konstrukcji stosuje się chętnie stale klasy A-IIIN. Stale te wg normy PN-B-03264:2002 [14] są stalami o średniej ciągliwości, to znaczy, że ich charakterystyczne odkształcenie odpowiadające maksymalnej sile rozciągającej

nie może być mniejsze niż 2,5% ($\epsilon_{uk} > 2,5\%$), a stosunek wytrzymałości charakterystycznej stali na rozciąganie f_{tk} do jej charakterystycznej granicy plastyczności f_{yk} nie mniejszy niż 1,05 ($f_{tk} / f_{yk} > 1,05$). Taką stal norma europejska EN 1992-1-1:2004 [15] (EC 2) zalicza do klasy A - stali o małej ciągliwości. Obecnie krajowi producenci (praktycznie w jednokowej cenie) oferują w ramach stali klasy A-IIIN, stale spełniające wg EC 2 wymogi klasy C (dużej ciągliwości) [16], ($\epsilon_{uk} \geq 8\%$, $f_{tk} / f_{yk} = 1,15$) jak i stal zimnowalcowaną klasy A [17] małej ciągliwości ($2,5\% \leq \epsilon_{uk} \leq 5\%$, $f_{tk} / f_{yk} = 1,05$). Właśnie stale o dużej ciągliwości powinny być stosowane wszędzie

tam, gdzie dla bezpieczeństwa konstrukcji po lokalnym uszkodzeniu, zahamowanie rozwoju awarii możliwe jest jedynie na drodze dużych odkształceń. Zasadniczym celem rozpoznawczych badań strefy podporowej ustrojów płytowo-słupowych, było wykazanie wpływu, jaki na zachowanie się tej strefy ma ciągliwość stali dolnego zbrojenia krzyżującego się nad słupem płyty, kiedy połączenie płyta-słup uległo zniszczeniu ze względu na osiowe przebiccie.



MODELE BADAWCZE



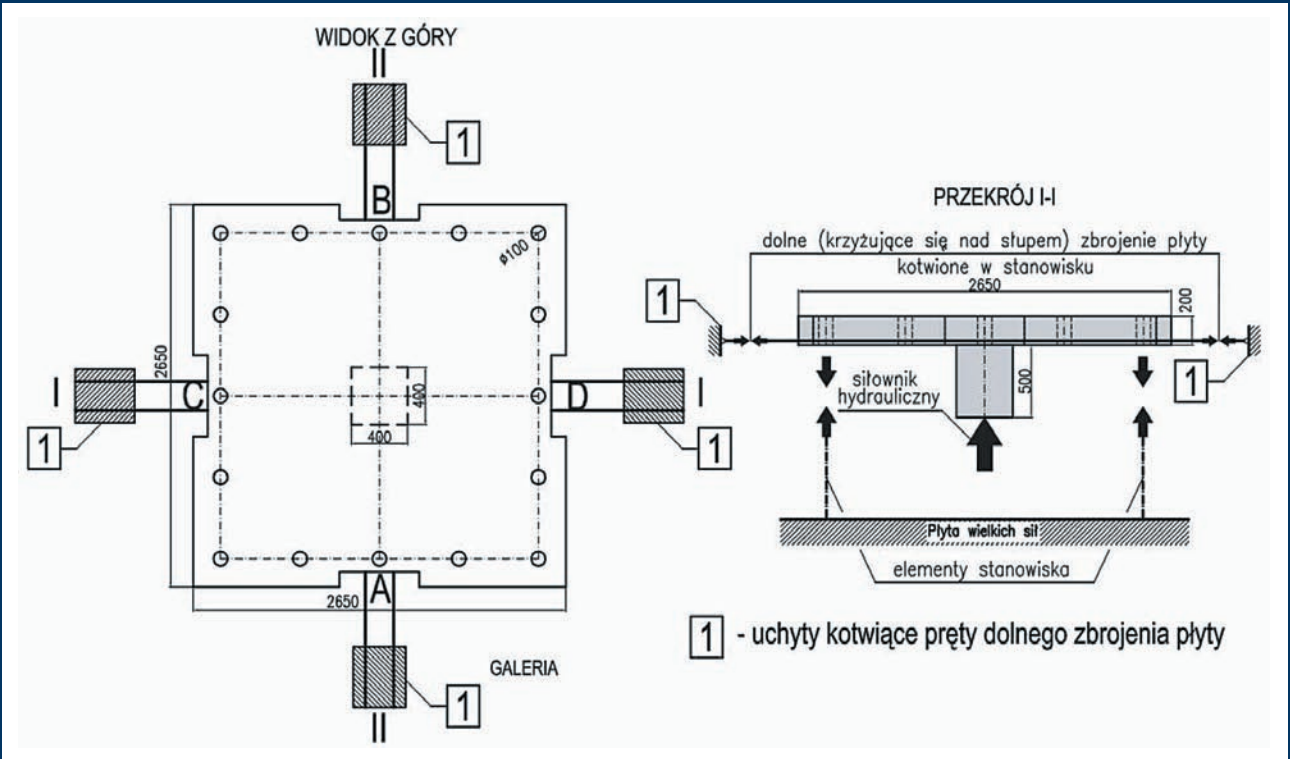
Rys. 2.
SCHEMAT OBCIĄŻANIA
MODELI

MODELE BADAWCZE

Elementy badawcze charakteryzowały się jednakością: geometrią, wytrzymałością betonu, strukturą zbrojenia górnego i sposobem obciążenia. Zróżnicowano jedynie strukturę, średnicę i gatunek stali zbrojenia dolnego płyty. Modele stanowiły fragment stropu w postaci kwadratowej, żelbetowej płyty

o wymiarach 2,65×2,65 m grubości 0,20 m z centralnie usytuowanym od dołu słupem o długości 0,5 m i kwadratowym przekroju poprzecznym 0,4×0,4 m. Płytę modelu mocowano do stanowiska badawczego za pośrednictwem, rozmieszczonych obwodowo (w rozstawie 56,5 cm) śrub średnicy 65 mm. Założono obciążenie modeli siłą skupioną przykła-

daną do podstawy słupa, według schematu przedstawionego na rys. 2. Dla umożliwienia przejścia przez pręty dolne zbrojenia krzyżującego się nad słupem znacznych sił powstałych z chwilą utraty otulenia, wypuszczono je poza obrys modelu i zakotwiono w specjalnym uchwycie przymocowanym do stanowiska badawczego – 1 na rys. 2.

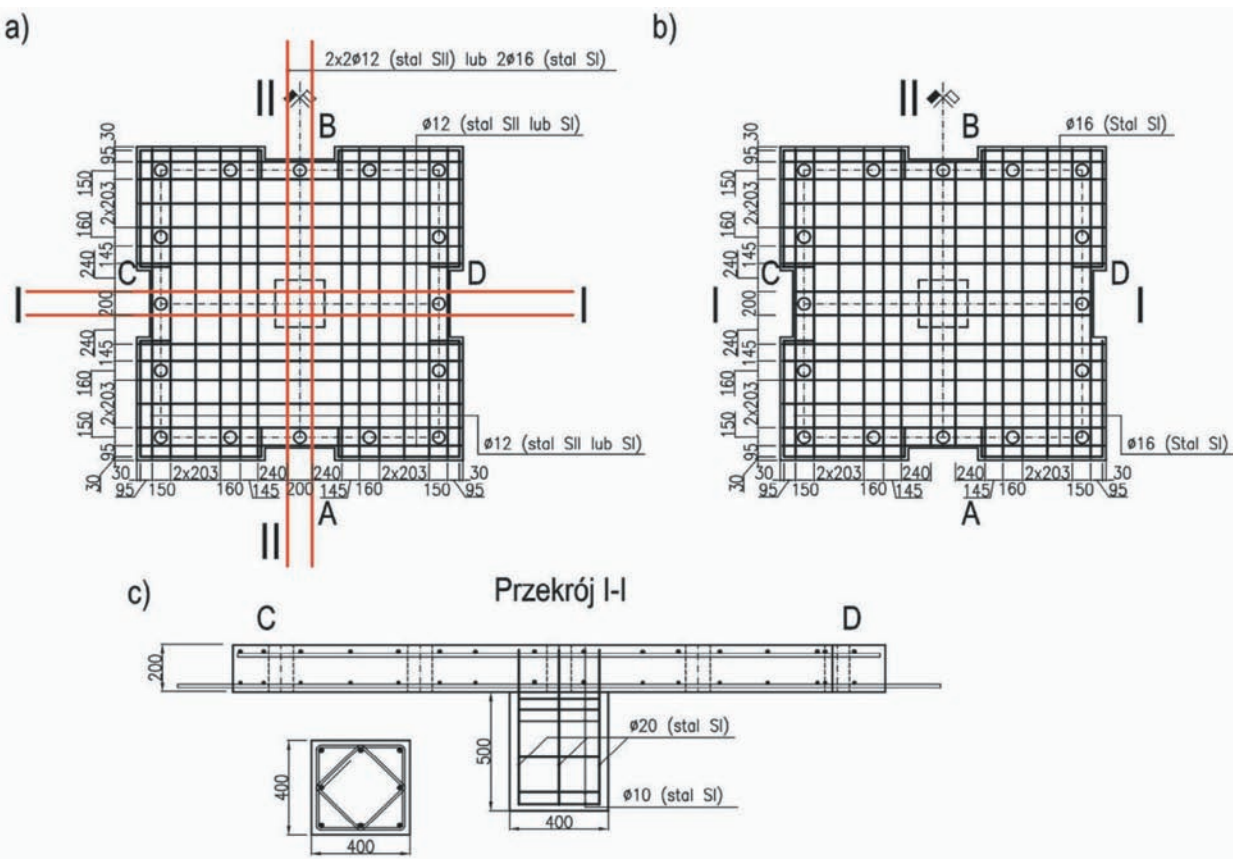


Rys. 3.
RYSUNEK KONSTRUKCYJNYCH ZBROJENIA
MODELI BADAWCZYCH:
a) zbrojenie dolne,
b) zbrojenie górne,
c) przekrój I-I
i zbrojenie słupa

Dla zorientowania, ustalono myślowo dwie osie I-I i II-II pokrywające się osiami symetrii modelu (rys. 3). Strony modelu badawczego znajdują się na osi I-I oznaczono jako A i B, natomiast wzdłuż osi II-II jako C i D. Zbrojenie dolne modeli (rys. 3a) składało się z podłużnych prostych prętów zbrojeniowych średni-

cy $\phi 12$ wykonanych w zależności od modelu ze stali SI (model PI/16-1) lub SII (model PII/12-1). W narożach dołem zastosowano w obydwu modelach wyprofilowane pręty średnicy 12 mm ze stali SI. Rozstaw zbrojenia dolnego w płycie był w obydwu modelach taki sam i wynosił $95 \div 203$ mm (średnio co 173 mm).

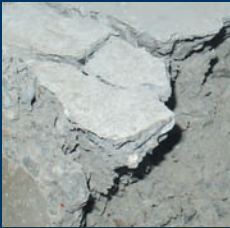
Średni procent zbrojenia dolnego w obydwu modelach był taki sam i wynosił: $\rho_{S2} = 0,47\%$. Jako zbrojenie krzyżujące się nad słupem zastosowano w obydwu kierunkach: w modelu PII/12-1 po 2 wiązki $2\phi 12$, stal SII (stal zimnowalcowana), w modelu PI/16-1 2 pręty $\phi 16$, stal SI (EPSTAL), które krzyżowały



się nad słupem i wystawały poza obrys płyty. Zbrojenie to wyznaczono zgodnie z rekomendacjami do amerykańskiej normy ACI [18] i Model Code 90 [19]. Osiowy rozstaw prętów i wiązek był taki sam i wynosił 200 mm. Równoległe do osi I-I pręty zbrojenia dolnego umieszczone były najbliżej dolnej powierzchni płyty, natomiast pręty wzdłuż osi II-II spoczywały na nich. Zbrojenie górne (rys. 3b) obydwu modeli było identyczne i składało się z prostych, prostopadłych do siebie prętów średnicy 16 mm wykonanych ze stali SI. Rozstaw prętów był analogiczny jak w przypadku zbrojenia dolnego, a średni procent zbrojenia (z dwóch ortogonalnych kierunków) wynosił $\rho_{S1} = 0,76\%$.

Model zaprojektowano tak, aby w pierwszej kolejności nastąpiło ich przebiecie, a płyta nie uległa zniszczeniu giętemu. Ilość zbrojenia na zginanie wyznaczono jak dla rzeczywistej konstrukcji płytowo-słupowej o siatce słupów 6×6 m z obciążeniem eksploatacyjnym równym 5 kN/m^2 . W narożach, podobnie jak dołem użyto prętów wyprofilowanych średnicy 16 mm ze stali SI. Równoległe do osi II-II pręty zbrojenia górnego umieszczone były najbliżej górnej powierzchni płyty, natomiast pręty wzdłuż osi I-I spoczywały pod nimi. Zbrojenie słupa (rys. 3c) stanowiło 8 prostych prętów średnicy 20 mm rozmieszczonych po obwodzie. Zbrojenie poprzeczne wykonano jako zamknięte

strzemiona z prętów średnicy 10 mm ze stali EPSTAL. Rozstaw strzemion w środkowym odcinku słupa był stały i wynosił 150 mm, natomiast w miejscu połączenia słupa z płytą jak i u podstawy (w miejscu przyłożenia obciążenia skupionego z siłownika hydraulicznego) był zagęszczony do 50 mm. Otulina wszystkich prętów zbrojenia głównego płyty, położonego najbliżej powierzchni (dolnej lub górnej) oraz strzemion słupa (średnicy 10 mm) wynosiła $c_{\text{nom}} = 20$ mm, a otulina prętów zbrojenia głównego słupa była równa $c_{\text{nom}} = 30$ mm.



BETON

Do wykonania modeli użyto beton zwykły wykonany na cemencie żużlowym CEM II/BS 32,5 R z dodatkiem popiołów lotnych i kruszywie naturalnym w postaci mieszanki żwirowo-piaskowej o maksymalnej średnicy ziaren wynoszącym 8 mm i o punkcie

piaskowym około 42%. Stosowano ciekłą konsystencję mieszanki betonowej a stosunek wodno-cementowy wynosił 0,61. Zestawienie uzyskanych parametrów betonu określonych w dniu badania drugiego modelu PII/16-1 zawarto w tabelcy 1.

STAL

Do zbrojenia modeli użyto prętów wykonanych z dwóch gatunków stali: o dużej ciągliwości – typ SI (EPSTAL) – rys. 4a, oraz małej ciągliwości – typ SII – rys. 4b.



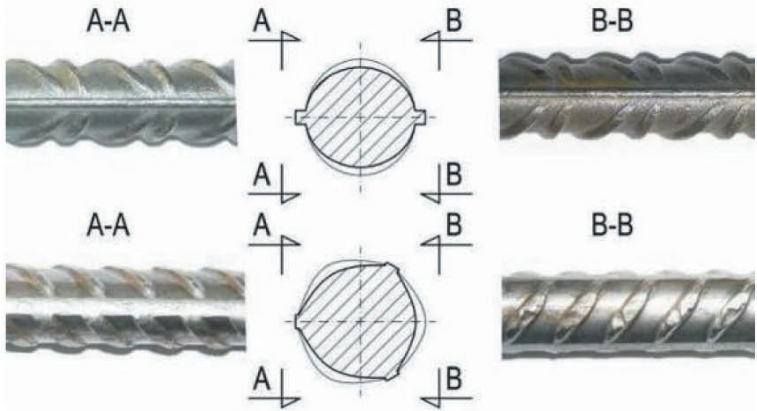
TABLICA 1.
MECHANICZNE CECHY
UŻYTEGO W BADANIACH
BETONU (BADANE
ZGODNIE Z [20,21,22])
s - odchylenie
standardowe,
n - współczynnik
zmienności

RYŚ. 4.
TYPY STALI ZBROJE-
NIOWEJ UŻYTEJ
W BADANIACH

Rodzaj próbki	Średnia wartość parametru	
Kostki 150x150x150 mm	$f_{c,cube} = 24,7 \text{ MPa}$, $s = 1,08 \text{ MPa}$, $n = 4,4\%$	
Walce f1 50x300 mm	$f_c = 23,5 \text{ MPa}$, $s = 1,6 \text{ MPa}$, $n = 6,9\%$	
Walce f1 60x160 mm	$E_c = 28833 \text{ MPa}$, $s = 1355 \text{ MPa}$, $n = 4,7\%$	$f_{ct} = 2,17 \text{ MPa}$, $s = 0,17 \text{ MPa}$, $n = 7,7\%$
Wiosła 100x100x750 mm	$f_{ct} = 2,04 \text{ MPa}$, $s = 0,17 \text{ MPa}$, $n = 8,4\%$	

a)

SI →
EPSTAL



b)

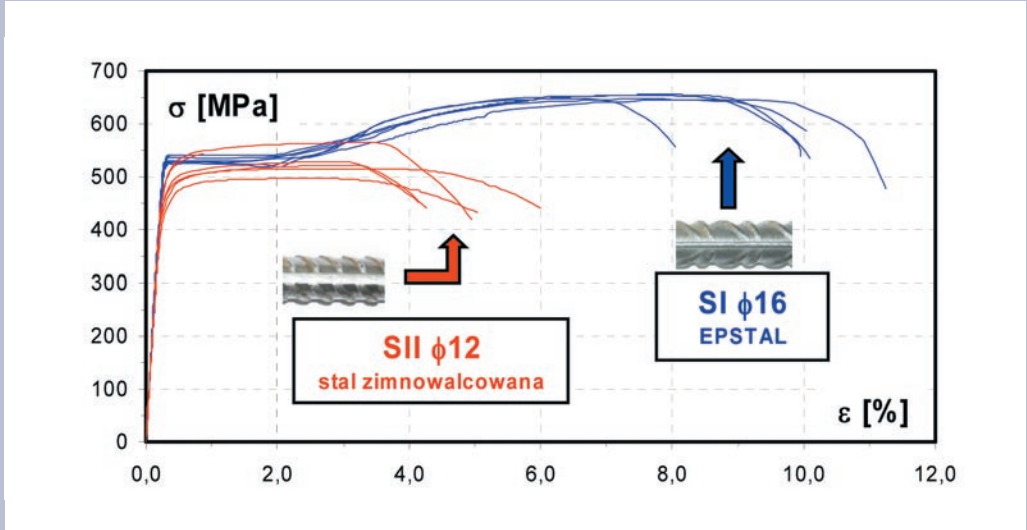
SII →

Badania stali wykonano na próbkach nieobrobionych sporządzając dla każdej próbki wykresy $\sigma - \epsilon$ (rys. 5), wyniki zawarto w tablicy 2.

W obydwu wypadkach uzyskano wartość granicy plastyczności równą ~ 500 MPa, dla prętów $\phi 16$ ze stali typu SI (EPSTAL) stosunek R_m/R_{eH} wynosił 1,22, a prętów $\phi 12$, ze stali typu SII (stal zimnowalcowana) iloraz R_m/R_p 0,2

był równy 1,07. Pod względem cech wytrzymałościowych oraz odkształceń przy największej sile, stale spełniały wymogi stali klasy A (stal SII) oraz C (stal SI, EPSTAL) EC 2 [15].

RYS. 5.
ZALEŻNOŚCI $\sigma - \epsilon$
NIEOBROBIONYCH
PRĘTÓW



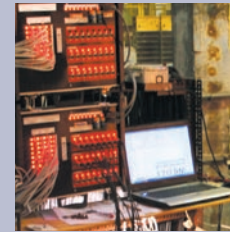
TABLICA 2.
MECHANICZNE
PARAMETRY PRĘTÓW
NIEOBROBIONYCH
(BADANYCH WG [23])

Typ stali	Średnica pręta [mm]	Moduł prężystości E [MPa]	Granica plastyczności		Wytrzymałość na rozciąganie R_m [MPa]	Całkowite procentowe wydłużenie przy największej sile A_{gt} [%]
			umowna $R_{p0,2}$ [MPa]	górną R_{eH} [MPa]		
SI EPSTAL	$\phi 16$	195300	-	532	650	7,5
SII stal zimnowalcowana	$\phi 12$	193300	499	-	533	3,0





STANOWISKO DO BADAŃ



STANOWISKO DO BADAŃ

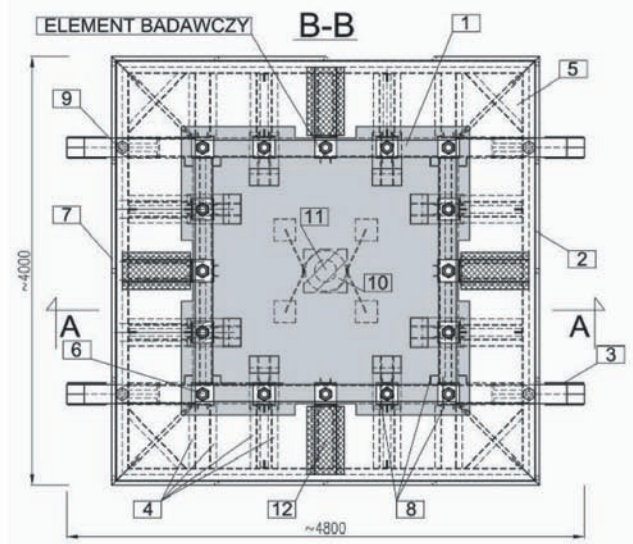
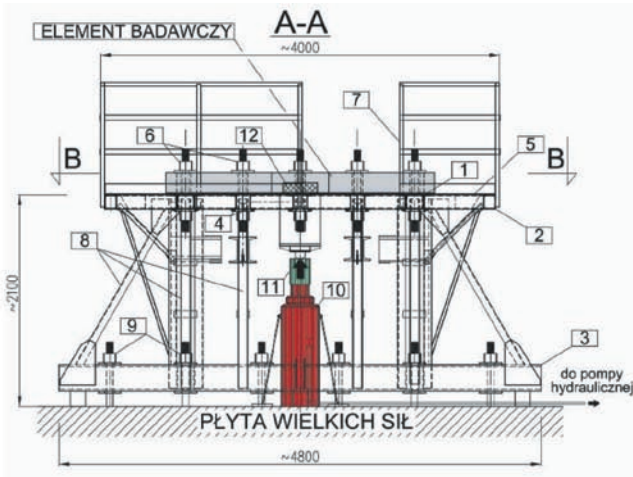
Ze względu na potrzebę kotwienia dolnych prętów zbrojeniowych poza modelami badawczymi i ograniczeniu ich ewentualnych przemieszczeń poziomych, konieczna była rozbudowa i wzmocnienie stanowiącego wyposażenie Katedry Konstrukcji Budowlanych stanowiska badawczego do badania przebicia [24,25,26].

Zasadniczymi elementami stanowiska – rys. 6 są pierścieniowe stalowe rygle górne: 1 – wewnętrzny i 2 – wewnętrzny oraz 3 – dolny, wykonane z zespawanych pasami ceowników. Rygle 1 i 2 połączone ze sobą za pośrednictwem słupków 4 wykonanych z ceowników, a na górnej powierzchni naspawano stalową blachę pomostową 5 kształtując tym samym pomost roboczy. Do rygla wewnętrznego 1 mocowano za pomocą 16 śrub f65 - 6 układany na podkładkach z płyty pil-

śniowej model badawczy. Pomost roboczy (zabezpieczono balustradą 7) połączono z rygłem dolnym 3 za pomocą pionowych słupków i krzyżulców 8. Stanowisko badawcze przymocowano do płyty wielkich sił laboratorium za pomocą 16 rozmieszczonych po obwodzie rygla 3 śrub f80 - 9.

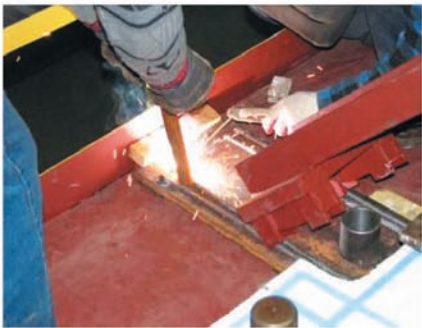
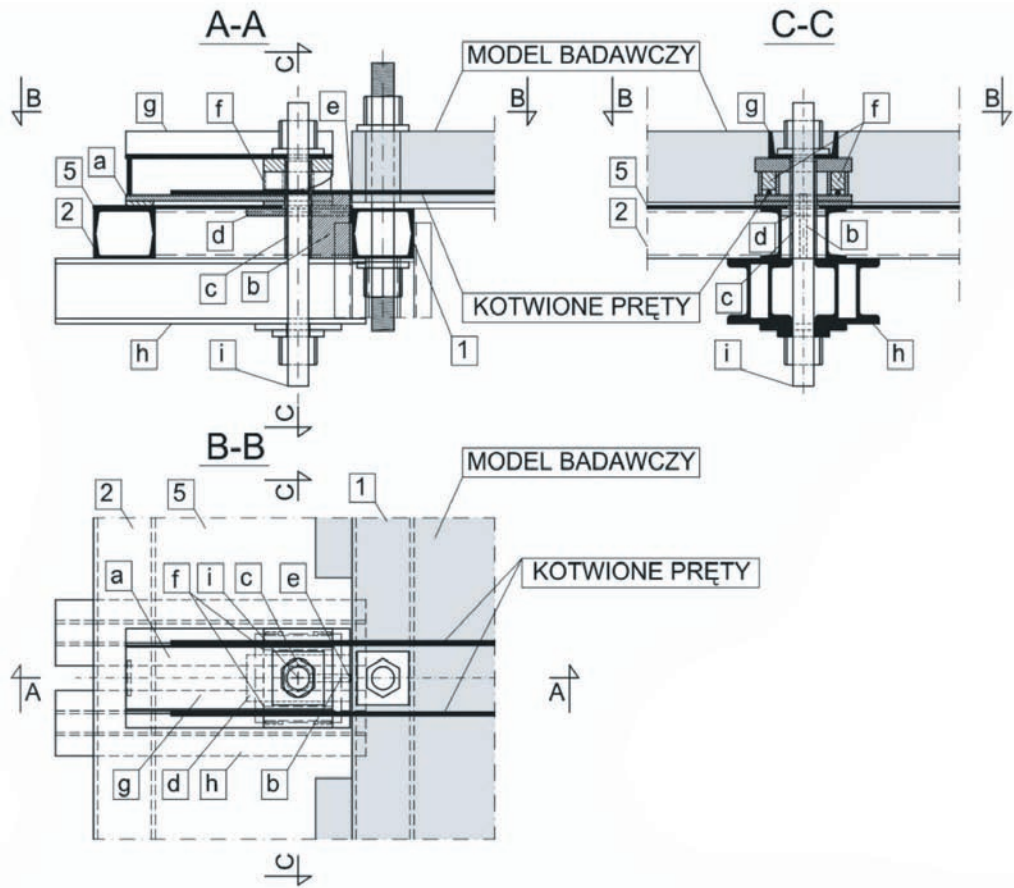
Obciążenie modelu wywierano za pomocą dwuteleskopowego siłownika hydraulicznego (sterowanego z ręcznej pompy hydraulicznej) - 10 o udźwigu 1200 kN i zakresie przemieszczeń 120 cm, który ustabilizowano za pomocą 4 odciągów ciągowych. Pomiaru siły wymuszającej dokonywano za pomocą siłomierza elektrooporowego 11 o zakresie wskazań 2000 kN, ustawionego przegubowo na siłowniku hydraulicznym. Wystające poza obrys modelu pręty zbrojeniowe kotwiono w specjalnie do tego celu wykonanym uchwycie 12. Kotwienie prętów rys.7

zrealizowano w specjalnie zaprojektowanym uchwycie, który składał się z poziomej blachy stalowej a, do której dospawywano kotwione pręty. Obciążenie poziome z blachy a przekazywane było przez blachę b na dospawaną blachę d, a następnie przez klin e na rygiel górny stanowiska – 1 - rys.6. Równomierne przekazywanie obciążenia z blachy a na blachę b zapewniono przez pasownię zamontowaną grubościenną rurę c. Na blasze a ustawiono stalowe prowadnice f z blachy z wykształtowanym łukiem średnicy 160 mm, połączone przez poprzeczną blachę z ceownikiem - g. Pionowe obciążenie wywołane odgięciem prętów przekazywano z górnych prowadnic na dolne rygielki h, a następnie na pas górny stanowiska i zewnętrzny pas pomostu 2. Dolne rygielki h z górnym ceownikiem g scalającym prowadnice prętów złączono stalową śrubą f60 - i.



Rys. 6. STANOWISKO BADAWCZE
W pierwszej kolejności pręty zespawano z blachami ułożonymi na pomoście stanowiska (rys. 7b), a następnie nałożono górną część sytemu zakotwienia - g, którą połączono śrubą - i z częścią dolną znajdującą się pod pomostem.

a)



b)

c)

Rys. 7. SYSTEM KOTWIENIA PRĘTÓW
a) szkic,
b) spawanie prętów do układów kotwiących,
c) gotowy system zakotwienia – widok z góry

TECHNIKA I PRZEBIEG BADAŃ

TECHNIKA I PRZEBIEG BADAŃ

Badania każdego modelu realizowano poprzez 2 cykle obciążenia i odciążenia. W pierwszym cyklu elementy obciążono do wartości około 40 kN, kontrolując wskazania aparatury pomiarowej oraz dopasowując ruchome elementy stanowiska do pozycji wyjściowych. W drugim cyklu obciążenie zwiększono skokowo co 20 kN do chwili przebicia (faza I) i dalej kontrolując geodezyjnie przyrost przemieszczeń (faza II), aż do chwili uzyskania maksymalnej nośności zbrojenia krzyżującego się nad słupem - $F_{\max,s}$. W elemencie PII/12-1 zbrojonym stalą zimnowalcowaną w fazie II po osiągnięciu wartości $F_{\max,s}$ zluźniono śruby mocujące model stanowiska, przy dalszym obciążaniu model połączony był ze stanowiskiem za pośrednictwem zakotwionych dolnych

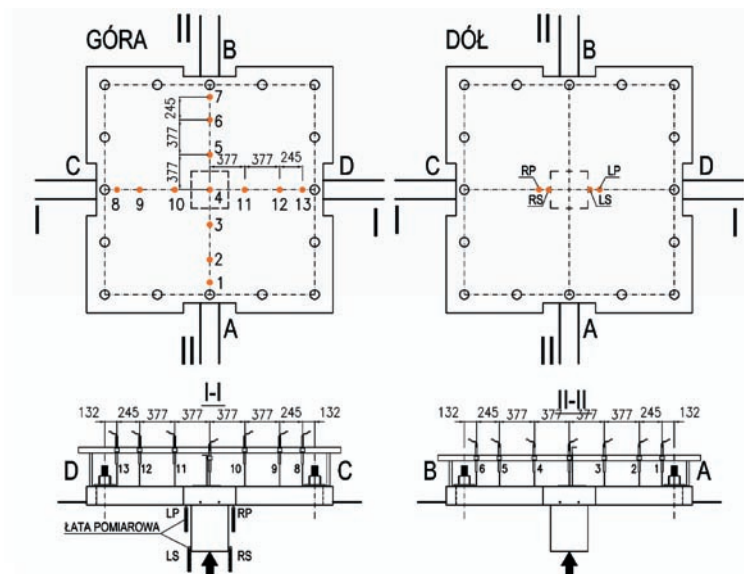
prętów wystających poza model. Dalsze obciążenie w tej fazie prowadzone było aż do osiągnięcia nośności ustroju ciągnowego (membranowego) $F_{\max}$. W elemencie PI/16-1, ze zbrojeniem krzyżującym się nad słupem wykonanym ze stali EPSTAL, w fazie II po uzyskaniu nośności zbrojenia krzyżującego się nad słupem $F_{\max,s}$ zluźnowanie śrub i badanie w schemacie ciągnowym modelu, ze względu na znaczne wychylenie słupa z pionu okazało się niemożliwe.

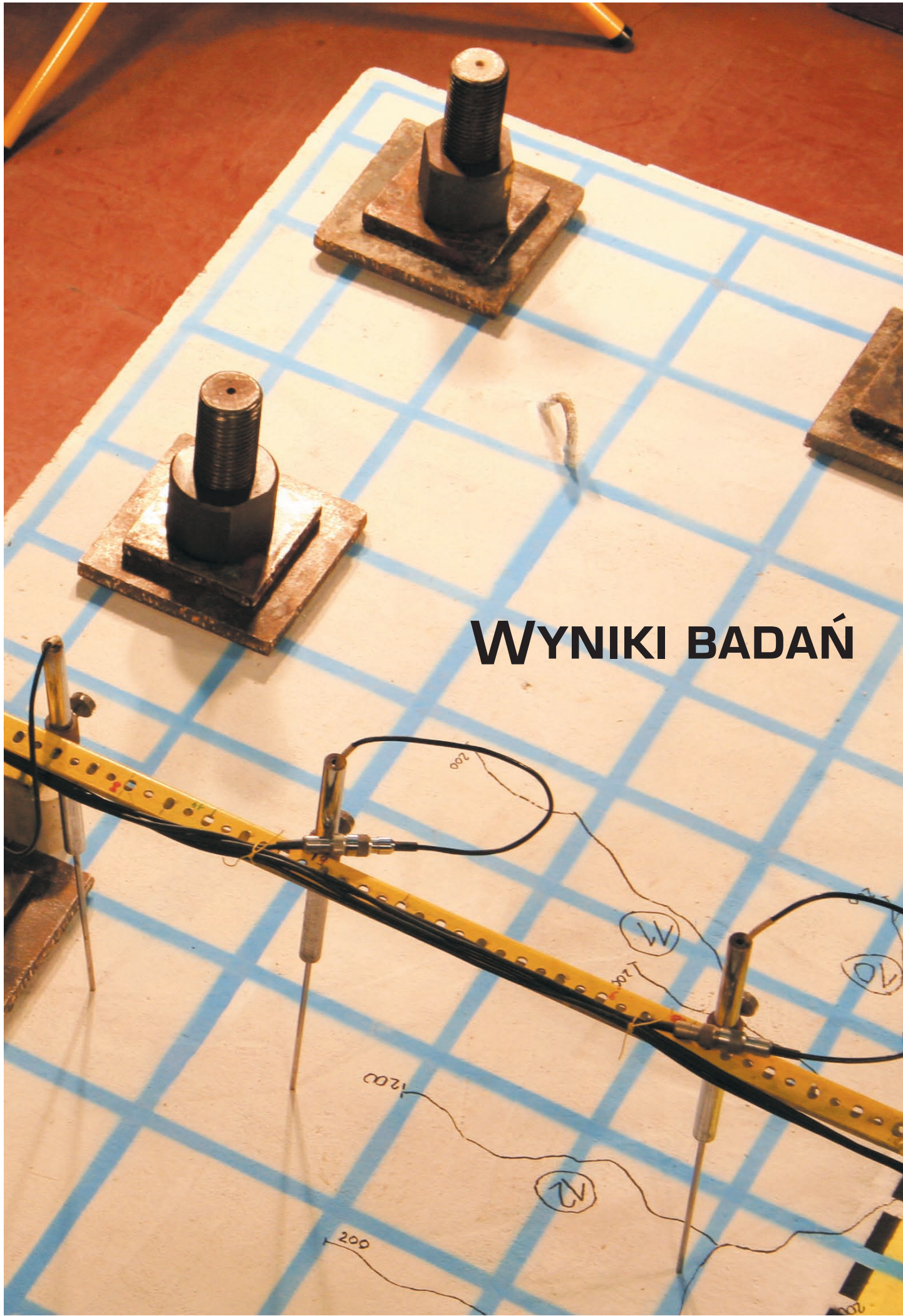
W trakcie badań, zarówno w fazie I jak i w stanie awaryjnym (faza II) dokonywano pomiaru siły pionowej F za pomocą siłomierza o zakresie 2000 kN i dokładności 0,001 kN. W fazie I - do chwili przebicia, przy każdym poziomie obciążenia dokonywano, za pośrednictwem automatycznego stanowiska pomiarowego rejestracji ugięć linii środkowej płyt wzdłuż teoretycznych osi I-I i II-II za

pośrednictwem 13 czujników (7 na osi II-II i 6 na osi I-I) indukcyjnych o dokładności odczytu 0,002 mm i zakresie wskazań ± 50 mm – rys. 8. Dodatkowo prowadzono geodezyjny pomiar przemieszczeń dolnej powierzchni płyty oraz słupa, wykorzystując repery LS, RS (na słupach) i LP, RP (do płyty) – rys. 8. Zmiany położenie reperów dokumentowano niwelatorem z dokładnością $\pm 0,5$ mm. Od chwili powstania pierwszych widocznych rys do chwili przebicia, prowadzono pomiar szerokości ich rozwarcia za pomocą lupy Brinella, o dokładności 0,05 mm.

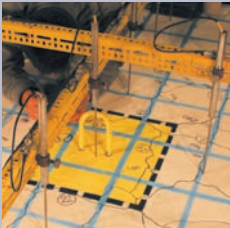


RYŚ. 8.
ROZMIESZCZENIE
CZUJNIKÓW I REPERÓW
DO POMIARU PRZEMIESZCZEŃ
PIONOWYCH.





WYNIKI BADAŃ



PRACA MODELI W FAZIE I – DO CHWILI ZARYSOWANIA

ZARYSOWANIA

Mechanizm zarysowania w fazie I przebiegał w obydwu elementach w podobny sposób, typowy dla tak skonstruowanych i obciążonych modeli. Pierwsze rysy powstały nad słupem i rozwijały w kierunku krzywędzi modelu. Wzrostowi obciążenia towarzyszyło rozwieranie się istniejących rys nad słupem oraz powstawanie nowych rys w obszarze śrub kotwiących model do stanowiska. Największe rozwartości rys w modelu PII/12-1 w chwil

i poprzedzającej przebicie wynosiły około 1,7 mm, a w modelu PI/16-1 zbrojonym stalą SI - 1,2 mm. Natomiast maksymalne sumy szerokości rozwarcia rys na górnej powierzchni płyty (zmierzone nad zbrojeniem krzyżującym się nad słupem) były w obydwu modelach zbliżone rzędu 3,00 mm. W tablicy 3 zestawiono uzyskane wartości sił powodujących zarysowanie, oraz odpowiadające im wartości momentów zginających określonych w paśmie i miejscu płyty w którym pojawiły się pierwsze rysy. W tablicy podano również wartości momentów rysujących $M_{cr,cal}$ obliczonych wg PN-84/B-03264 [27] i PN-B-03264:2002 [14].

Wystąpiły znaczne różnice w wartościach sił powodujących pojawienie się widocznych gołym okiem zarysowań. W modelu PII/12-1 badanym w pierwszej kolejności wartość siły rysującej była o 50% niższa od uzyskanej w modelu PI/16-1 badanego po 2 dniach. Uzyskane wartości momentów powodujących zarysowanie były w stosunku do wartości obliczonych zgodnie z PN-B-03264:2002 [14] o 27% większe w modelu PII/12-1 i 92% w modelu zbrojonym dołem stalą SII (f16). W stosunku do wartości obliczonych wg PN-84/B-03264 [27] wartości momentów rysujących były mniejsze o 27% w płycie PII/12-1 i 9% większe dla płyty PI/16-1.

TABLICA 3.
WARTOŚCI SIŁ
I MOMENTÓW
RYSUJĄCYCH

Nazwa modelu	Siła rysująca F_{cr} [kN]	M_{cr} [kNm/m]	$M_{cr,cal84}$ [kNm/m]	$M_{cr,cal02}$ [kNm/m]	$\frac{M_{cr}}{M_{cr,cal84}}$	$\frac{M_{cr}}{M_{cr,cal02}}$
PII/12-1	107	18,4	25,4	14,5	0,73	1,27
PI/16-1	161	27,7			1,09	1,92

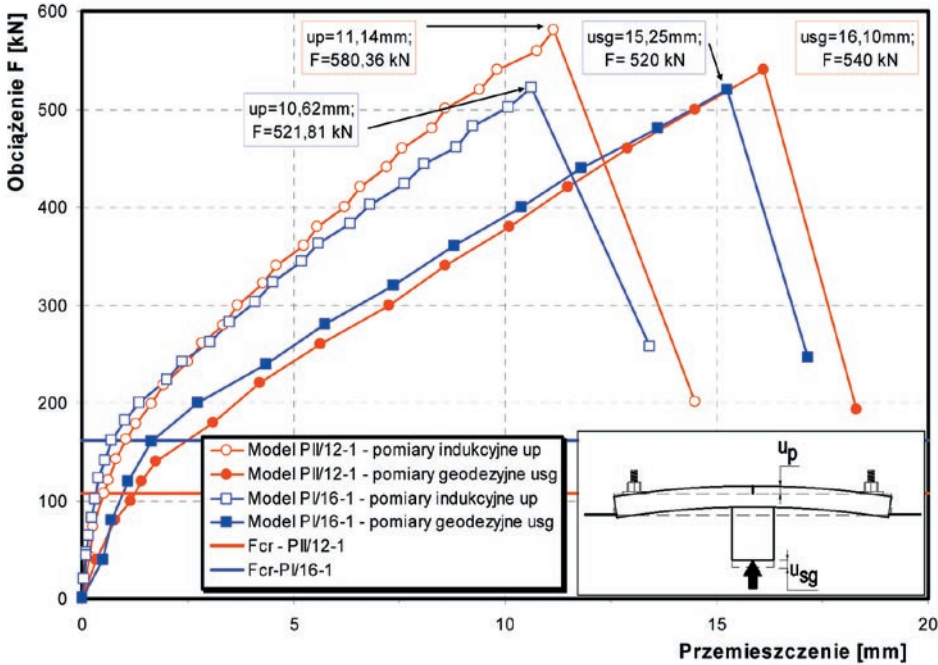


PRZEMIESZCZENIA

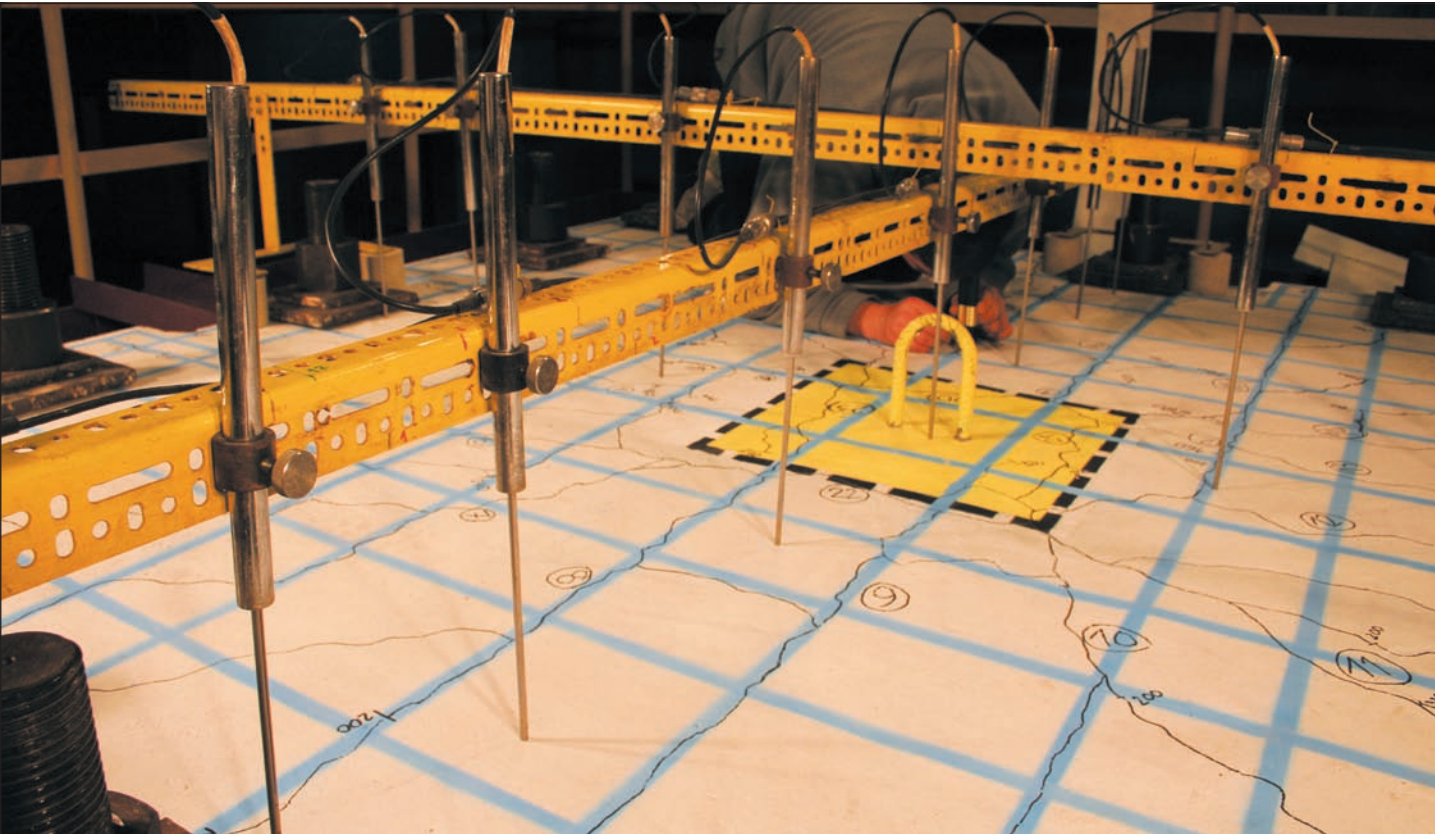
Na wykresie rys. 9 przedstawiono porównanie uzyskanych przemieszczeń górnej powierzchni płyty u_p wykonanych za pomocą czujników indukcyjnych oraz przemieszczenia słupa u_{sg} uzyskane z pomiarów geodezyjnych.

Przemieszczenia u_p do wartości $F = 160$ kN zarejestrowane w obydwu modelach były zbliżone. Przy dalszym wzroście obciążenia wyraźnie większe przemieszczenia uzyskano w elemencie PI/16-1. W chwili przebiecia wartość przemieszczeń płyty PII/12-1 wynosiła $u_p = 11,14$ mm natomiast płyty PI/16-1 $u_p = 10,62$ mm. W wypadku przemieszczeń słupa określonych geodezyjnie u_{sg} obserwowano podobną tendencję. Przemieszczenia słupa modelu

zbrojonego stalą SI były wyraźnie większe od przemieszczeń tego elementu w modelu PII/12-1. Wyraźny wzrost przemieszczeń w obydwu modelach zaobserwowano po zarysowaniu. W chwili przebiecia przemieszczenia słupa w modelu PII/12-1 wynosiły 16,1 mm i 15,25 mm w modelu PI/16-1.



rys. 9.
PORÓWNANIE PRZEMIESZCZEŃ ŚRODKOWEGO PUNKTU PŁYT (NAD SŁUPEM)

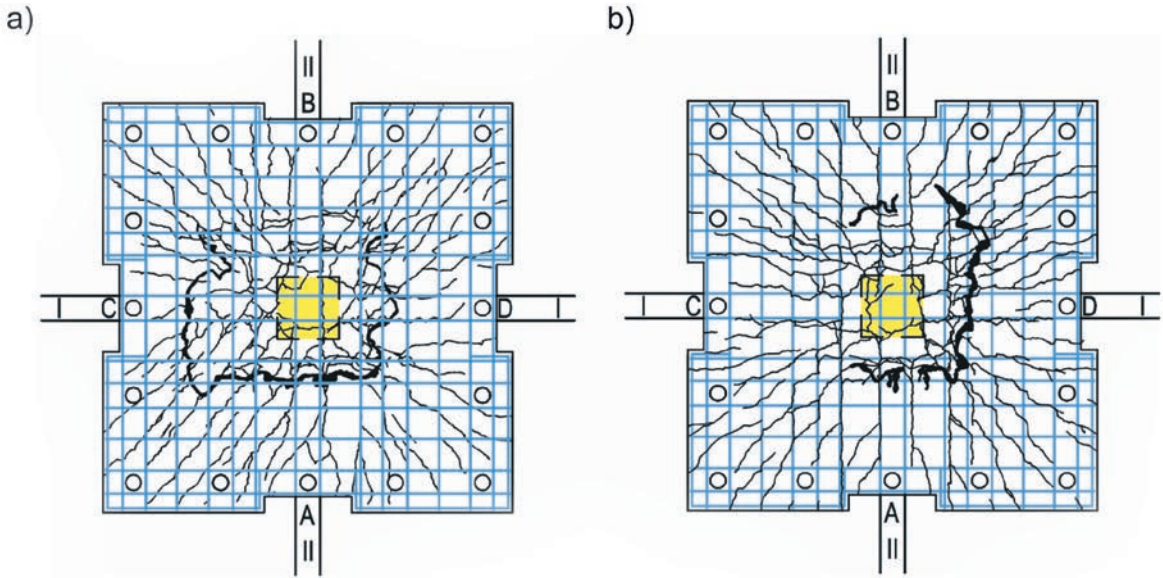


PRZEBIECIE

Przebiecie, którego przebieg miał charakter gwałtowny poprzedzone zostało intensywnym zarysowaniem górnej powierzchni płyt.

Na skutek podniesienia górnego zbrojenia nastąpiło uszkodzenie otuliny zbrojenia górnego – rys. 10. Na dolnej powierzchni płyty w chwili przebiecia nie stwierdzono, oprócz za-

rysowań biegnących po obwodzie słupa, żadnych innych uszkodzeń.

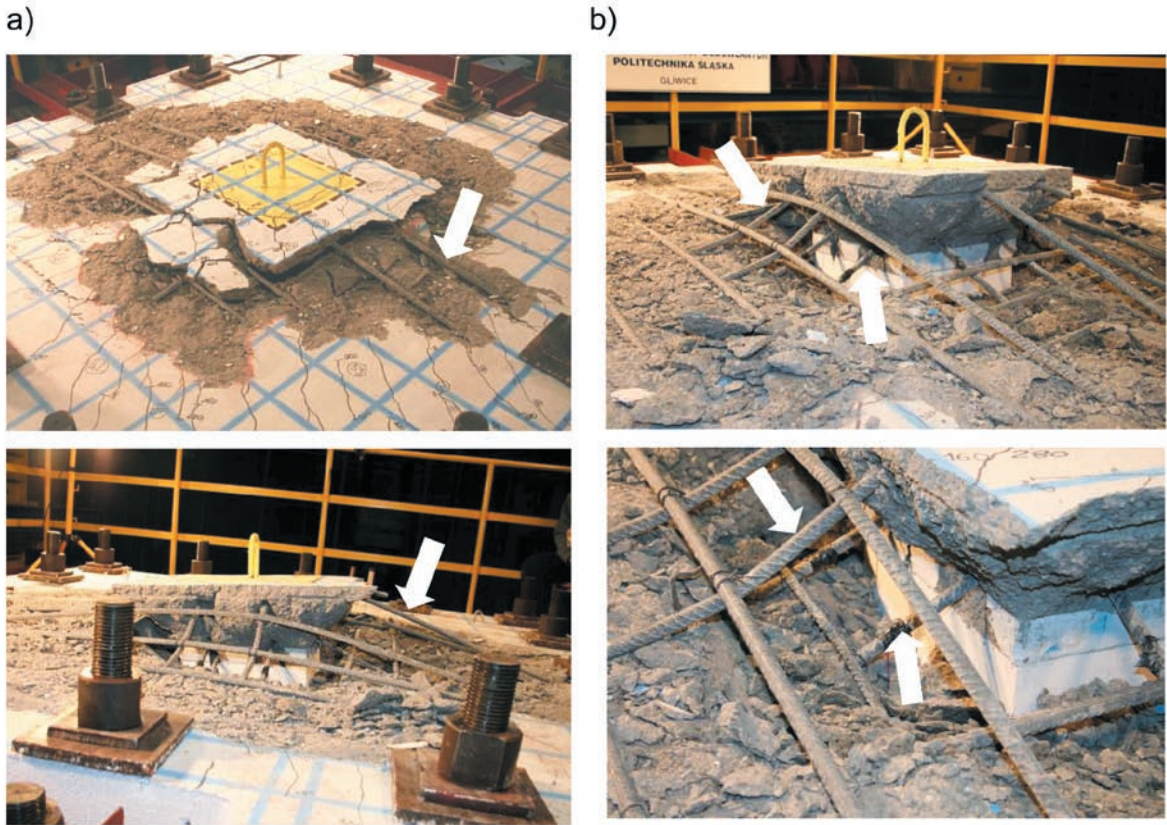


rys. 10. OBRAZY GÓRNEJ POWIERZCHNI MODELI W CHWILI PRZEBECIA:
a) model PII/12-1 (stal zimnowalcowana),
b) model PI/16-1 (EPSTAL)

Geodezyjnie sterowany przyrost przemieszczeń w fazie II - po przebicciu, powodował wysuwanie się słupa ponad płytę, kruszenie betonu spowodowane unoszeniem się prętów zbrojenia dolnego i górnego. Znacznie większe uszkodzenia obserwowano

wzdłuż osi II-II (rys. 11a) gdzie przemieszczenia prętów nie były ograniczane przez poprzeczne pręty siatek jak to miało miejsce wzdłuż osi I-I (rys. 11b).

W tablicy 4 przedstawiono uzyskane wartości sił powodujących przebiccie F_p oraz wartości sił $F_{p,cal}$ obliczone wg PN-B-03264:2002 [14] (dla parametrów betonu uzyskanych w badaniach).



RYS. 11. PRZEMIESZCZENIA PRĘTÓW ZBROJENIA:
a) górnego wzdłuż osi II-II, b) górnego i dolnego wzdłuż osi I-I

TABLICA 4.
UZYSKANE
W BADANIACH
I OBLICZONE WG
PN-B-03264:2002 [14]
WARTOŚCI SIŁ
PRZEBIJAJĄCYCH

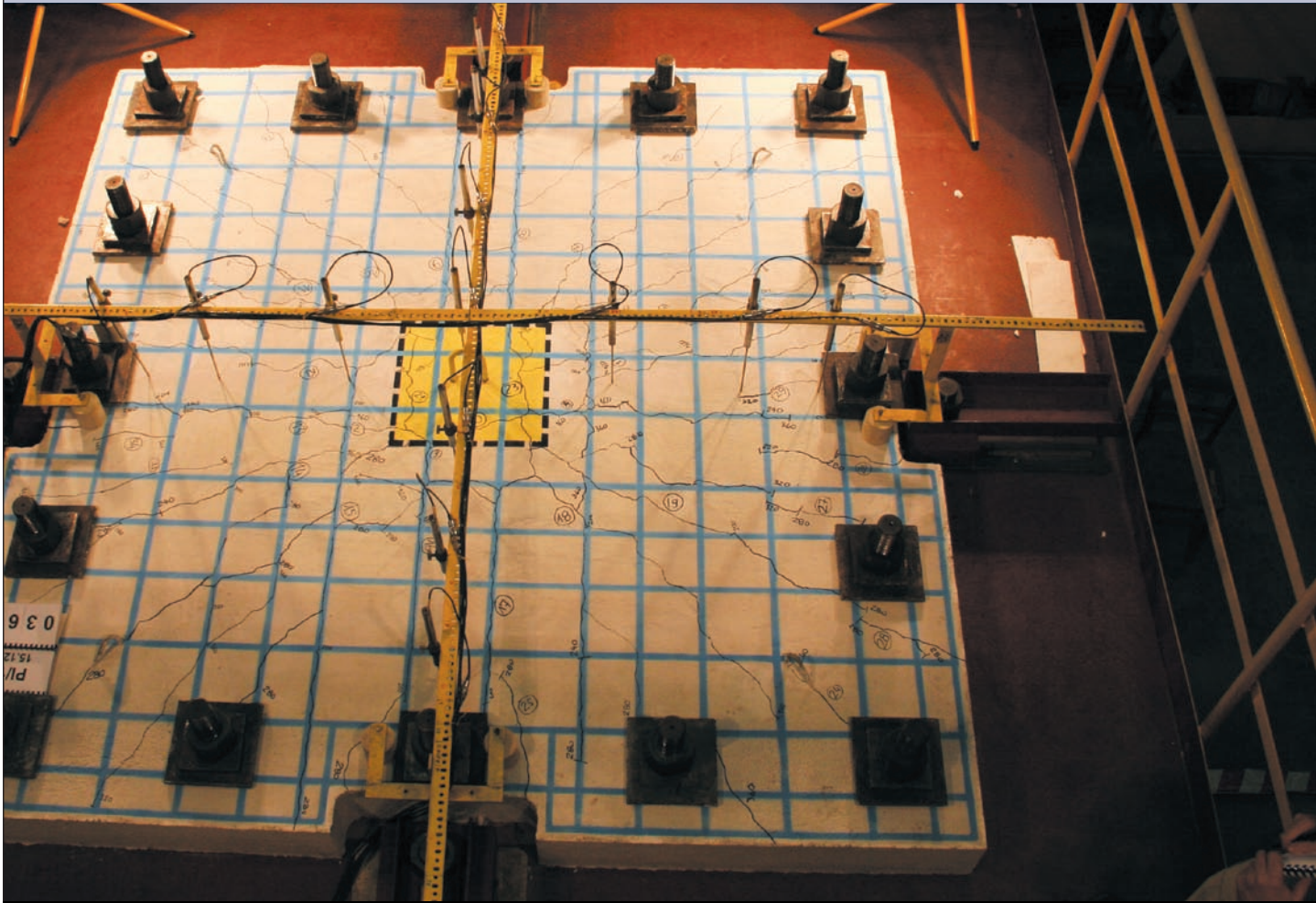
Nazwa modelu	Siła przebijająca F_p [kN]	Siła przebijająca [kN]	EMBED $E_{equation.3}$
PI/12-1	580	736,3	0,79
PII/16-1	538		0,73

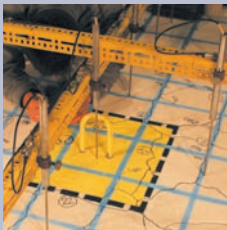
gdzie: $f_{ct,0.05} = 1,99$ MPa – 5% kwantyl wytrzymałości na rozciąganie betonu obliczony dla rozkładu t – niecentralne.

Wartości siły przebijającej, uzyskanej w badaniach poszczególnych modeli były zbliżone, a różnica wynosiła zaledwie 6%. Większą nośność strefy przysłupowej zaobserwowano

w przypadku modelu PII/12-1 badanego w pierwszej kolejności. Dla osiowo obciążonej strefy przysłupowej bez zbrojenia poprzecznego na przebiccie obliczone wg

PN-B-03264:2002 [14] wartości sił $F_{p,cal}$ były w obydwu modelach takie same równe 736,6 kN o 21% ÷ 27% większe od uzyskanych w badaniach.





**PRACA MODELI
W FAZIE II - W STA-
DIUM AWARYJNYM**

**MECHANIZM
ZNISZCZENIA**

W modelu PII/12-1 zbrojo-
nym dołem stalą zimnowal-
cowaną, po przebicciu (faza
II), maksymalna wymuszo-
na siła zapisana przez apa-
raturę wynosiła $F_{max,s} = 386$
kN. Przy dalszym zwiększa-
niu przemieszczeń słupa,
przy obciążeniu wynoszą-
cym 350 kN słyszalny był
głośny trzask, a następnie
przy obciążeniu $F = 304$ kN
wystąpiły jeszcze dwa trza-
ski następujące w krótkim
odstępnie czasu. Mimo, że
nie zaobserwowano zer-
wania prętów dolnych ani
górnych uznano, że nastą-
piła utrata nośności stre-
fy przysłupowej i podjęto
decyzję o odkręceniu śrub
mocujących model do sta-
nowiska. Dalsze zwiększa-

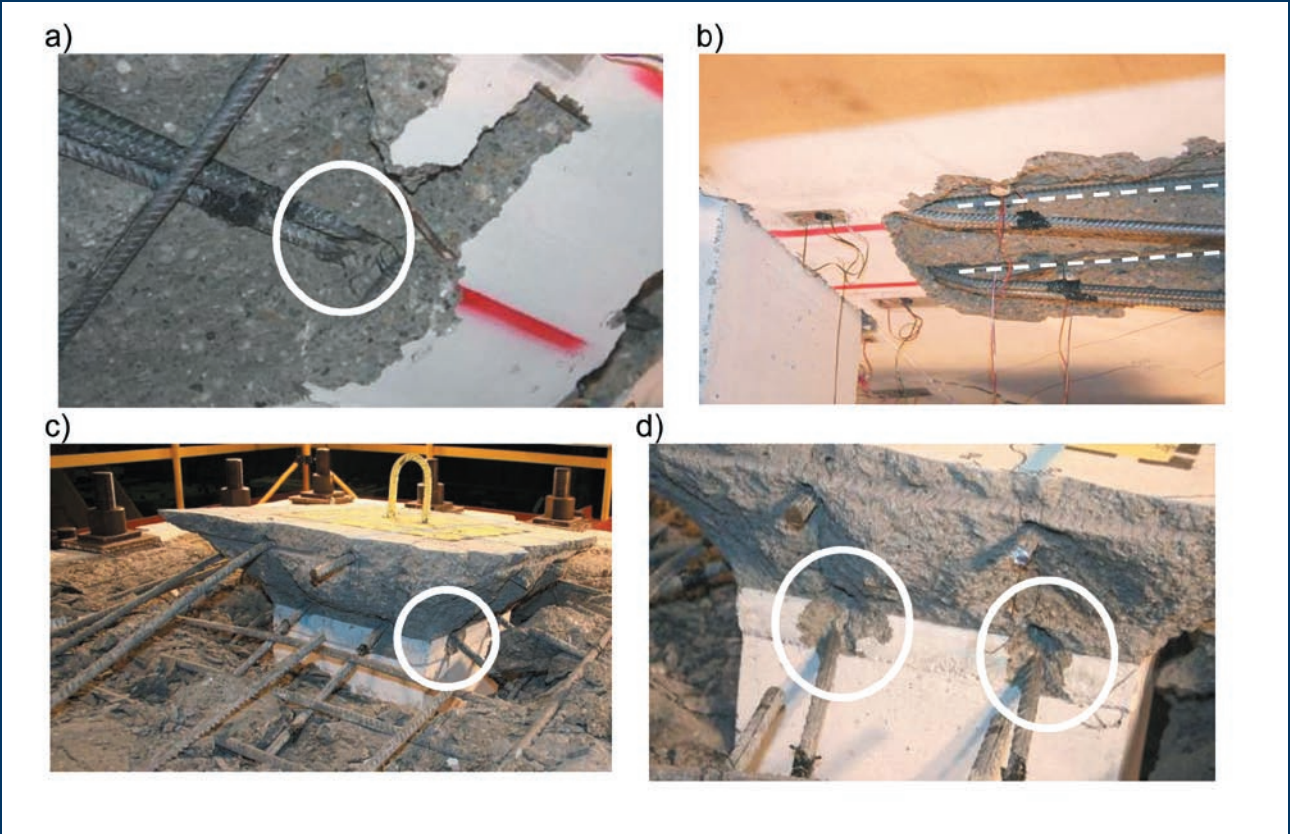
nie przemieszczeń słupa
powodowało, oprócz wy-
suwania się słupa ponad
płyte, również podnoszenie
modelu nad stanowisko
i wyrywanie z betonu prętów
zakotwionych w pomoście
stanowiska – rys. 12. Przy
obciążeniu równym $F_{max} =$
88 kN słyszalny był ostatni
(czwarty) trzask związa-
ny z zerwaniem 2 prętów
(widocznym od dołu płyty)
– rys. 13a. Ze względu na
skręcenie blach kotwiących
i znaczne przechylenie słu-
pa grożące uszkodzeniem
osprzętu, dalsze badanie
było niemożliwe. Później-
sze oględziny rozkutej strefy
przysłupowej wykazały ze-
rwanie obydwu wiązek prę-
tów w miejscu ich przecię-
cia ze słupem (od strony C)
oraz zerwanie i przewęże-
nie pręta w drugiej wiązce
od strony B modelu.
W modelu PI/16-1 ze stalą
EPSTAL przy dolnej po-
wierzchni płyty, zwiększa-
jąc przemieszczenia słupa

w fazie II uzyskano mak-
symalną siłę wynoszącą
 $F_{max,s} = 445$ kN. Duże prze-
mieszczenia i wychylenia
słupa wymagały jego rekty-
fikacji i odcinania zbrojenia
górnego płyty. Po odcie-
ciu kilku prętów zbrojenia
górnego przy sile 406 kN
zaobserwowano zerwanie
pręta zbrojenia dolnego od
strony D (rys. 13c), a przy
sile 426 kN zerwaniu uległ
drugi dolny pręt od strony D
(rys. 13d). Po tym zdarze-
niu, przy sile $F_{max} = 423$ kN
odcięto pozostałe pręty
zbrojenia górnego płyty
i odnotowano spadek siły
do wartości 267 kN. Dalsze
wymuszane przemieszcze-
nia pozwoliły osiągnąć siłę
 $F_{max,2} = 322$ kN, jednak ze
względu na przechylenie
słupa badanie przerwano.



Rys. 12
USZKODZENIA OTULINY
DOLNEGO ZBROJENIA
MODELU PII/12-1
(STAL ZIMNO-
WALCOWANA)

Fotografie górnej po-
wierzchni płyt modeli w
chwili zniszczenia przed-
stawiono na rys. 14. w ta-
blicach 5 i 6 zestawiono
wartości sił zarejestrowane
przez aparaturę pomiaro-
wą w fazie II dla obydwu
modeli.



Rys. 13
SZCZEGÓŁY ZNISZCZENIA MODELI:
a) zerwane 2 pręty dolne pręty od strony B w modelu PII/12-1 (stal zimnowalcowana),
b) wysunięte w chwili zniszczenia pręty dolne od strony C w modelu PII/12-1
(stal zimnowalcowana),
c) zerwany 1 pręt zbrojenia dolnego od strony D w modelu PI/16-1 (EPSTAL),
d) zerwane 2 pręty zbrojenia dolnego od strony D w modelu PI/16-1 (EPSTAL)

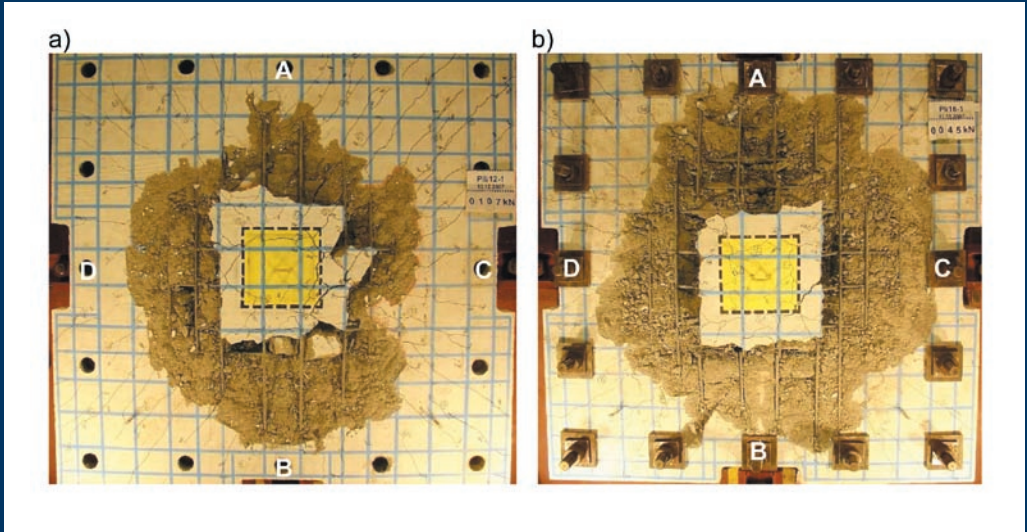
TABLICA 5
WARTOŚCI SIŁ
ODCZYTANE NA
SIŁOMIERZU I ZAPISANE
PRZEZ APARATURĘ
PO PRZEBICIU
W KOLEJNOŚCI CHRONO-
LOGICZNEJ W MODELU
PII/12 (STAŁ ZIMNO-
WALCOWANA)

Zdarzenie	Wartość siły [kN]
Siła zapisana przez aparaturę po przebiciu $F_{p1}=$	201
Maksymalna siła uzyskana po przebiciu do chwili odkręcenia śrub $F_{max,s}=$	386
Siła zarejestrowana przy pierwszym słyszalnym trzasku	350
Siła zarejestrowana po pierwszym słyszalnym trzasku	289
Siła zarejestrowana przy dwóch kolejnych trzaskach	304
Siła zarejestrowana po dwóch słyszalnych trzaskach (odczytana na siłomierzu)	290
Siła zapisana po zwolnieniu śrub mocujących model do stanowiska $F_{s1}=$	7,5
Maksymalna siła uzyskana po zwolnieniu modelu ze śrub kotwiących (wartość odczytana na siłomierzu) $F_{max}=$	88
Siła zapisana przez aparaturę po ostatnim (czwartym) słyszalnym trzasku (zerwanie prętów od strony B)	68
Ostatnia zapisana przez aparaturę siła $F_{last}=$	25

TABLICA 6
WARTOŚCI SIŁ
ZAPISANE PRZEZ
APARATURĘ
PO PRZEBICIU
W KOLEJNOŚCI CHRONO-
LOGICZNEJ
W MODELU MODEL
PI/16-1 (EPSTAŁ)

Zdarzenie	Wartość siły [kN]
Siła zapisana przez aparaturę po przebiciu $F_{p1}=$	257
Maksymalna siła uzyskana po przebiciu $F_{max,s}=$	445
Siła zarejestrowana przy pierwszym odcięciu prętów	445
Siła zarejestrowana po pierwszym odcięciu prętów	405
Różnica sił po pierwszym odcięciu prętów	39
Siła zarejestrowana przy drugim odcięciu prętów	414
Siła zarejestrowana po drugim odcięciu prętów	374
Różnica sił po drugim odcięciu prętów	40
Siła zapisana przy pierwszym trzasku	406
Siła zapisana po pierwszym trzasku	384
Siła zapisana przy drugim trzasku	426
Siła zapisana po drugim trzasku	423
Siła zarejestrowana przy odcięciu reszty prętów górnych $F_{max}=$	423
Siła zarejestrowana po odcięciu reszty prętów górnych	267
Różnica sił po odcięciu reszty prętów	156
Maksymalna siła zapisana przez aparaturę po odcięciu reszty prętów i zerwaniu dwóch prętów zbrojenia dolnego $F_{max,2}$	322
Ostatnia zapisana przez aparaturę siła $F_{last}=$	190

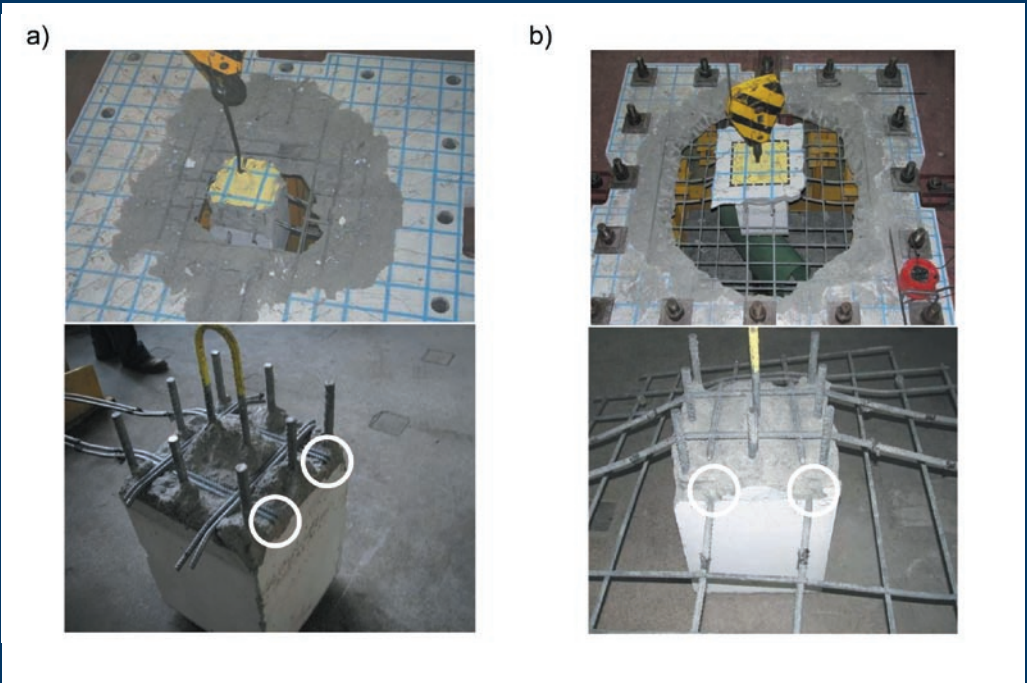
Rys. 14.
FOTOGRAFIA GÓRNEJ
POWIERZCHNI MODELI
W CHWILI ZNISZCZENIA:
a) model PII/12-1,
b) model PI/16-1

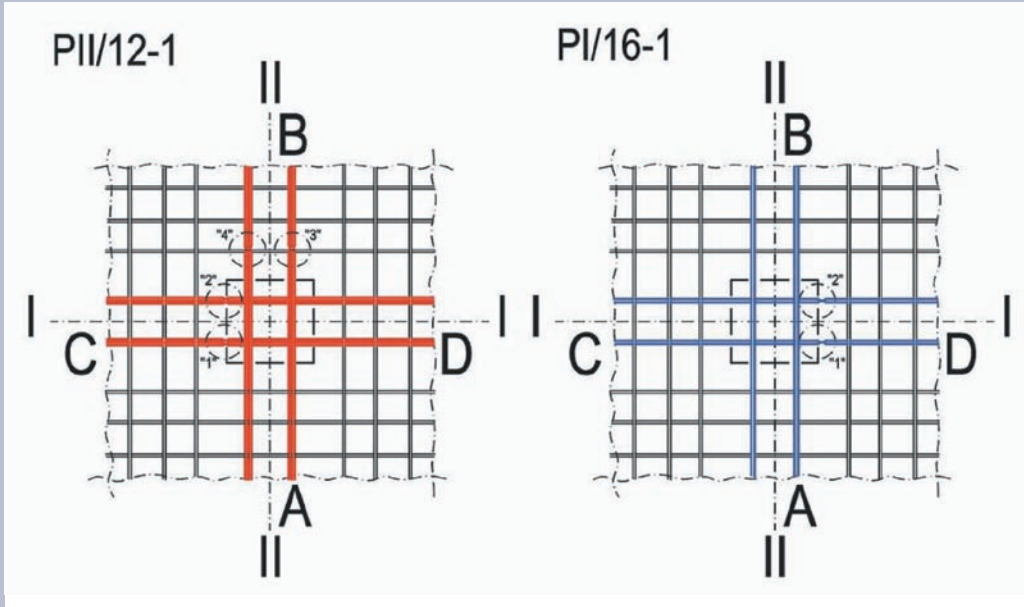


Po badaniach strefy przy-
słupowe rozkuto i przepro-
wadzono oględziny prętów
zbrojenia dolnego - rys. 15
(kółkami zaznaczono ze-

rwane pręty zbrojenia dol-
nego). Rzut dolnych siatek
zbrojenia obydwu modeli
badawczych przedstawio-
no na rys. 16.

Rys. 15
ROZKUTA STREFA
PRZYSŁUPOWA:
a) model PII/12-1,
b) model PI/16-1



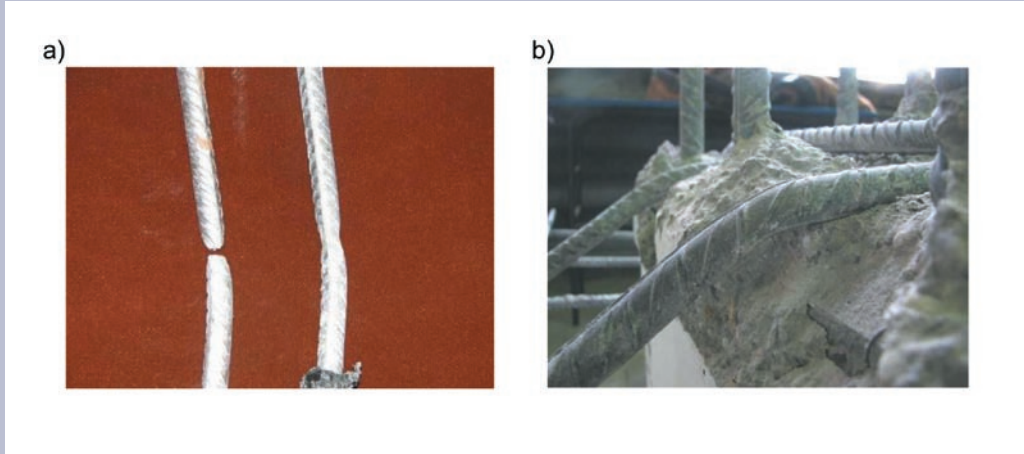


Rys. 16
WIDOK SIATEK
DOLNYCH MODELI PO
ZNISZCZENIU

W wypadku modelu PII/12-1 ze stalą zimnowalcowaną oprócz zaobserwowanych w trakcie badań zerwanych prętów w osi II-II od strony B ("3" na rys. 16) stwierdzono, że zerwaniu uległ wewnętrzny pręt w wiązce leżącej obok z tej samej strony płyty ("4" na rys. 16), a w prę-

cie zewnętrznym wystąpiło wyraźne przewężenie – rys. 17a. Ponadto zerwaniu uległy pręty na styku ze słupem wzdłuż osi II-II od strony C ("1", "2" na rys. 14).

W modelu PI/16-1 ze stalą EPSTAL nie stwierdzono aby zerwaniu uległy inne oprócz zaobserwowanych w badaniach prętów "1" i "2" na rys. 14, zauważono jednak symptomy powstawania przewężenia na pręcie w osi I-I od strony C – rys. 17b.

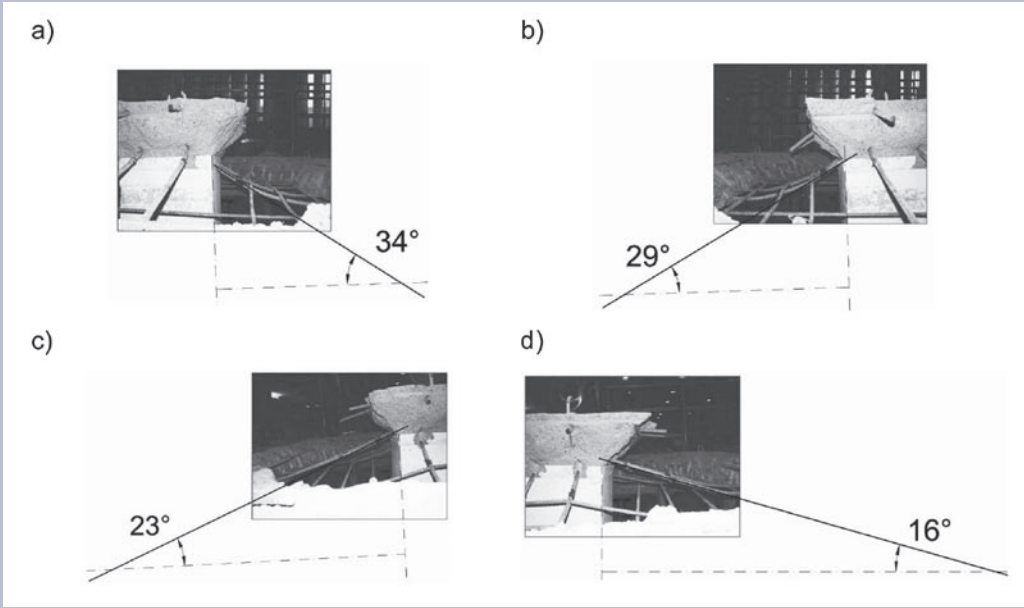


Rys. 17
a) Przewężenie pręta
dolnego od strony B
w osi I-I w modelu
PII/12-1 (stal zimno-
walcowana),
b) wydłużenie pręta
dolnego od strony C
w osi I-I w modelu
PI/16-1 (EPSTAL)

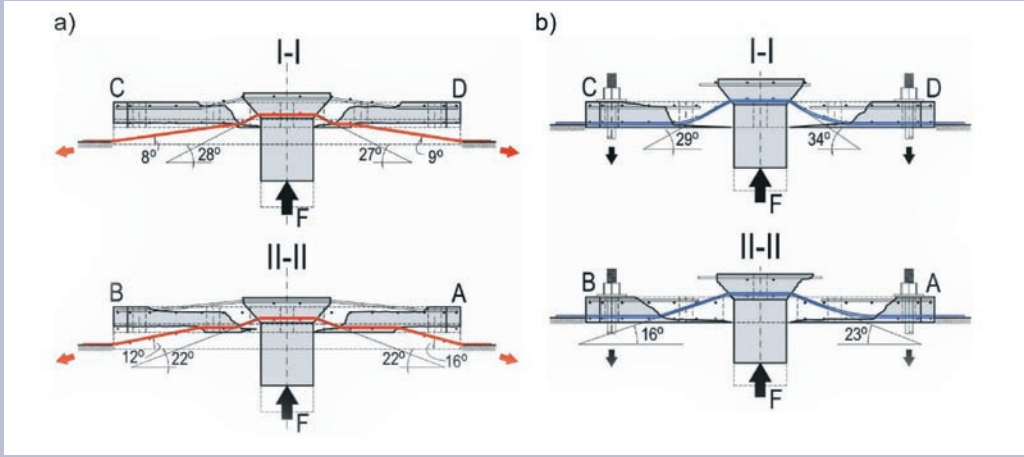
W modelu PI/16-1 wartości kątów pochylenia prętów wynosiły 16°-23° (w wypadku braku krępowania przez poprzeczne pręty siatek dolnych zbrojenia) i 29°-34° (w wypadku prętów krępowanych poprzecznymi prętami siatki dolnej).

W modelu PII/12-1 zbrojonym dołem stalą zimnowalcowaną wartości kątów pochylenia prętów wynosiły w wypadku prętów zlokalizowanych najbliżej dolnej powierzchni płyty ~27° a prętów ułożonych powyżej 22°. Pochylenie prętów kotwionych w pomoście stanowiska wynosiło ~ 8° w wypadku prętów najbli-

szych dolnej powierzchni betonu, a prętów skrupowanych prętami poprzecznymi 12°-16°. Na podstawie wykonanych fotografii i pomiarów geodezyjnych sporządzono szkicowe przekroje wzdłuż osi I-I i II-II w chwili zniszczenia – rys. 19.



Rys. 18
POCHYLENIE PRĘTÓW
ZBROJENIA DOLNEGO
W MODELU PI/16-1
(EPSTAL):
a) oś I-I, strona D
b) oś I-I, strona C
c) oś II-II, strona A
d) oś II-II, strona B



Rys. 19
SZKIC ZNISZCZENIA
MODELI:
a) PII/12-1 (stal zimno-
walcowana),
b) PI/16-1 (EPSTAL)

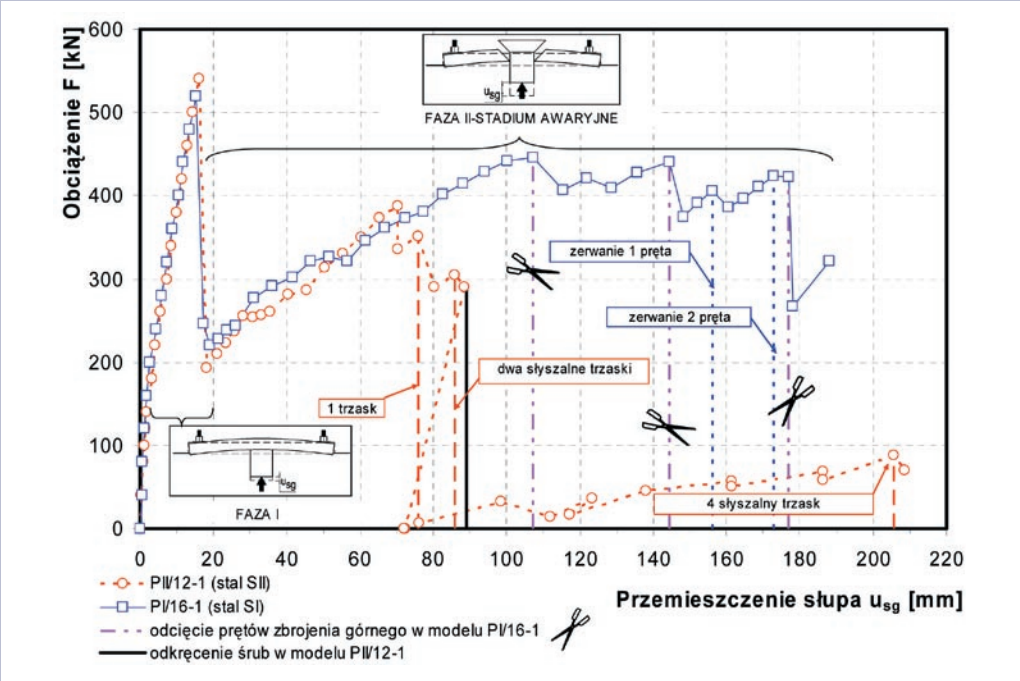


PRZEMIESZCZENIA

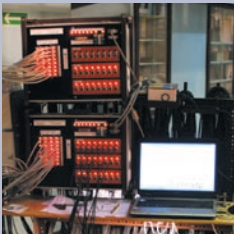
Na rys. 20 przedstawiono przebieg zmienności określonych geodezyjnie przemieszczeń słupów obydwu modeli w fazie I i II w funkcji obciążenia F. Po przebicium (faza II), do chwili poprzedzającej słyszalny w elemencie PII/12-1 trzask, przemieszczenia obydwu słupów były zbliżone i wynosiły $u_{sg} \approx 70$ mm. Dalsze porównywanie przemieszczeń ze względu na zmianę schematu statycznego badania jest niemożliwe. Mimo tego, końcowe przemieszczenia w modelu PI/16-1 (EPSTAL), który pozostał przytwierdzony do stanowiska i modelu PII/12-1 ze stalą zimnowalcowaną zwolnionego ze śrub kotwiących były porównywalne: rzędu 190 mm (stal SI, EPSTAL - klasa C) i 210 mm (stal SII - zimnowalcowana klasa A). Porównanie

wysuwów słupa względem dolnej powierzchni płyty przedstawiono na rys. 21. W tym wypadku wartości wysuwów słupa U_w obydwu modeli przed zwolnieniem śrub kotwiących model PII/12-1 do wartości ≈ 60 mm były zbliżone. W chwili odkręcenia śrub w modelu PII/12-1 wysuw słupa wynosił ≈ 80 mm co odpowiadało sile 290 kN (w modelu PI/16-1 - 415 kN). W modelu PII/12-1 po tym zdarzeniu w zasadzie nie wystąpiły dalsze wysuwy słupa, a całkowite przemieszczenia u_{sg} związane były z podnoszeniem się modelu ponad pomost stanowiska, utrzymywanego w równowadze za pośrednictwem mocowanych w uchwytach kotwiących prętów krzyżujących się nad słupem i wystających z płyty modelu. W modelu PI/16-1 do chwili pierwszego odcięcia prętów przy $U_w \approx 98$ mm obserwowano proporcjonalny

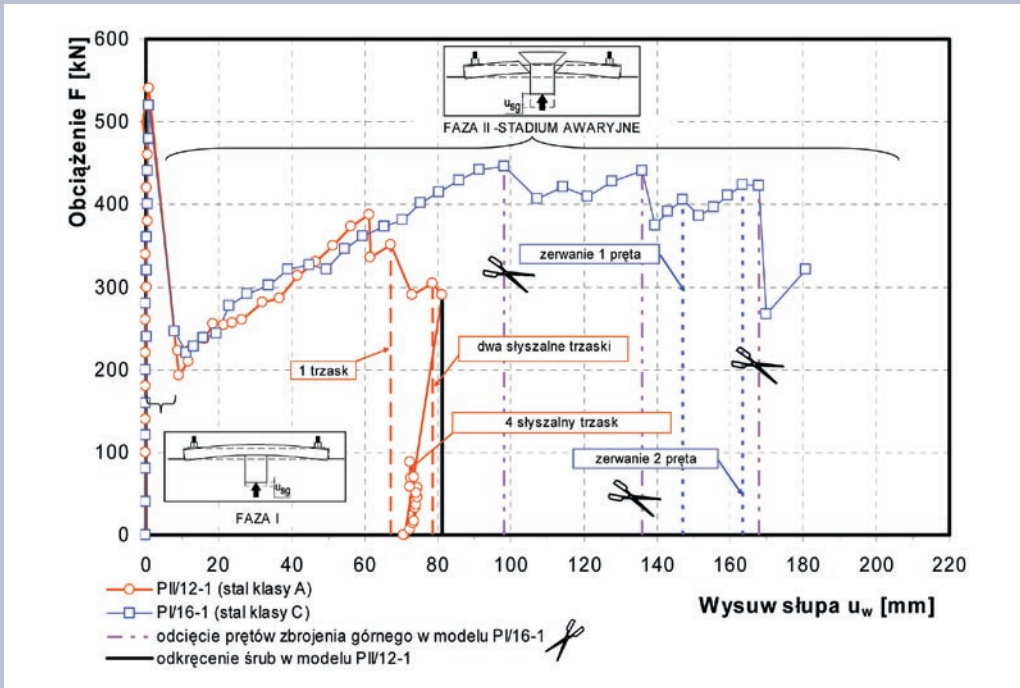
wzrost wysuwu z obciążeniem. Po pierwszym odcięciu prętów zbrojenia górnego obserwowano przyrosty wartości $U_w \approx 100, 150$ mm bez większych zmian obciążenia $F \approx 400$ kN.



Rys. 20. PRZEMIESZCZENIA SŁUPA U_{sg} MODELI BADAWCZYCH PII/12-1 I PI/16-1



Rys. 21. WYSUW SŁUPA U_w MODELI BADAWCZYCH PII/12-1 I PI/16-1



Rys. 21. WYSUW SŁUPA U_w MODELI BADAWCZYCH PII/12-1 I PI/16-1

SYNTEZA WYNIKÓW BADAŃ W FAZIE II

W tabelicy 7 zestawiono maksymalne siły po przebicium F_{tot} , uzyskane w poszczególnych modelach, w stosunku do nośności wszystkich prętów dolnych krzyżujących się nad słupem określone wg zależności (1). Obliczono także nośności strefy przypodporowej po przebicium – F_{cal} wg raportu komitetów ACI-ASCE [18] (zaleceń do normy ACI 318-98) i normy Model Code 90 [19]. W obydwu normach przyjmuje się w stanie granicznym kąt pochylenia prętów krzyżujących się nad słupem z powierzchnią poziomą równy 30° .

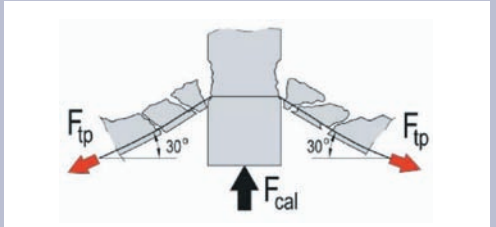
Wartość siły F_{cal} obliczono wg zależności (2) (por. rys. 22).

gdzie:

$$F_{tot} = \sum_{i=1}^n F_{tp,i} = R_m \cdot n \cdot A_p \tag{1}$$

$$F_{cal} = \sum_{i=1}^n F_{tp,i} \sin 30^\circ = R_m \cdot n \cdot A_p \cdot \sin 30^\circ, \tag{2}$$

- R_m – wytrzymałość na rozciąganie prętów $R_m = 532$, MPa (SII), $R_m = 649,9$ MPa (SI),
- n – liczba prętów krzyżujących się nad słupem: $n = 8$ (SI, f16), $n = 16$ (SII, f12),
- A_p – pole powierzchni pojedynczego pręta: $A_p = 1,13\text{cm}^2$ (f12), $A_p = 2,01\text{cm}^2$ (f16).



Rys. 22. ZASADA OKREŚLANIA NOŚNOŚCI USTROJU CIĘGNOWEGO WG [18,19]

Model	Siła maksymalna [kN]		F_{tot} [kN]	F_{cal} [kN]	$\frac{F_{max,s}}{F_{tot}}$	$\frac{F_{max}}{F_{tot}}$	$\frac{F_{max,s}}{F_{cal}}$	$\frac{F_{max}}{F_{cal}}$
	$F_{max,s}$	F_{max}						
PII/12-1 (stal zimno-walcowana)	386	88	964	482	0,40	0,09	0,80	0,18
PI/16-1 (EPSTAL)	445	423* 322**	1045	523	0,43	0,40* 0,31**	0,85	0,81* 0,62**

TABLICA 7
WARTOŚCI SIŁ MAKSYMALNYCH UZYSKANYCH W BADANIACH I OBLICZONYCH

* - siła maksymalna przed odcięciem reszty prętów zbrojenia górnego i po zerwaniu 2 pręta dolnego,
** - $F_{max,2}$ - siła maksymalna pod odcięciu zbrojenia górnego i zerwaniu 2 prętów dolnych.

Obliczone wg [18,19] nośności strefy przyporowej po przebiciu F_{cal} były w obydwu przypadkach większe od wartości uzyskanych w badaniach. W modelu PII/12-1, przed zwolnieniem śrub, uzyskano obliczeniowe 20% przeszacowanie nośności, natomiast po zwolnieniu śrub kotwiących przeszacowanie nośności wynosiło ponad 80%. W modelu zbrojonym stalą dużej ciągliwości PI/16-1 obliczeniowe przeszacowanie nośności wynosiło 15%, a po odcięciu części prętów zbrojenia górnego około 20%. Iloraz siły maksymalnej po przebiciu $F_{max,s}$ lub F_{max} i nośności prętów F_{tot} daje bezpośrednio obliczeniową wartość wypadkowego

zastępczego sinusa kąta pochylenia prętów krzyżujących się nad słupem. W modelu PII/12-1 (tablica 7) uzyskano $F_{max,s}/F_{tot} = 0,40$ ($\alpha = 24^\circ$) i $F_{max}/F_{tot} = 0,09$ ($\alpha = 5^\circ$), a w modelu PI/16-1 (tablica 7) ilorazy te wynosiły $F_{max,s}/F_{tot} = 0,43$ ($\alpha = 25^\circ$), $F_{max}/F_{tot} = 0,40$ ($\alpha = 24^\circ$) i $F_{max,2}/F_{tot} = 0,31$ ($\alpha = 18^\circ$). W każdym wypadku wartości te były mniejsze od przyjętego w [18, 19] sinusa kąta $\alpha = 30^\circ$ równego 0,5.

Określono odpowiadającą maksymalnym siłom przenoszonym przez zbrojenie krzyżujące się nad słupem, wytrzymałość betonu na ściskanie. W obliczeniach przyjęto za nośność na przebicie obliczoną wg zaleceń PN-B-03264:2002 [14] siły maksymalne uzyskane z badań w chwili po przebiciu, przed odkręceniem śrub wg zależności (3)-(5), wyniki zawarto w tablicy 8.

$$F_{max,s} = f_{ct,cal} u_p d \text{ lub } F_{max} = f_{ct,cal} u_p d , \tag{3}$$

$$\tag{4}$$

$$f_{ct,cal} = \frac{F_{max,s}}{u_p d} \text{ lub } f_{ct,cal} = \frac{F_{max}}{u_p d} . \tag{5}$$

$$f_{c,cube,cal} = \frac{f_{ck}}{0,8} = \frac{\sqrt{\left(\frac{f_{ct,cal}}{0,3}\right)^3}}{0,8}$$

TABLICA 8
ODPOWIEDAJĄCE
MAKSYMALNYM SIŁOM
PO PRZEBICIU
WYTRZYMAŁOŚCI
BETONU
NA ROZCIĄGANIE
I ŚCISKANIE

Nazwa modelu	Siła maksymalna [kN]	Wytrzymałość na rozciąganie $f_{ct,cal}$ [MPa]	Wytrzymałość na ściskanie $f_{c,cube,cal}$ [MPa]
	$F_{max,s}$		
PII/12-1 (stal zinowalcowana)	386	1,04	8,11
PI/16-1 (EPSTAL)	445	1,20	10,0

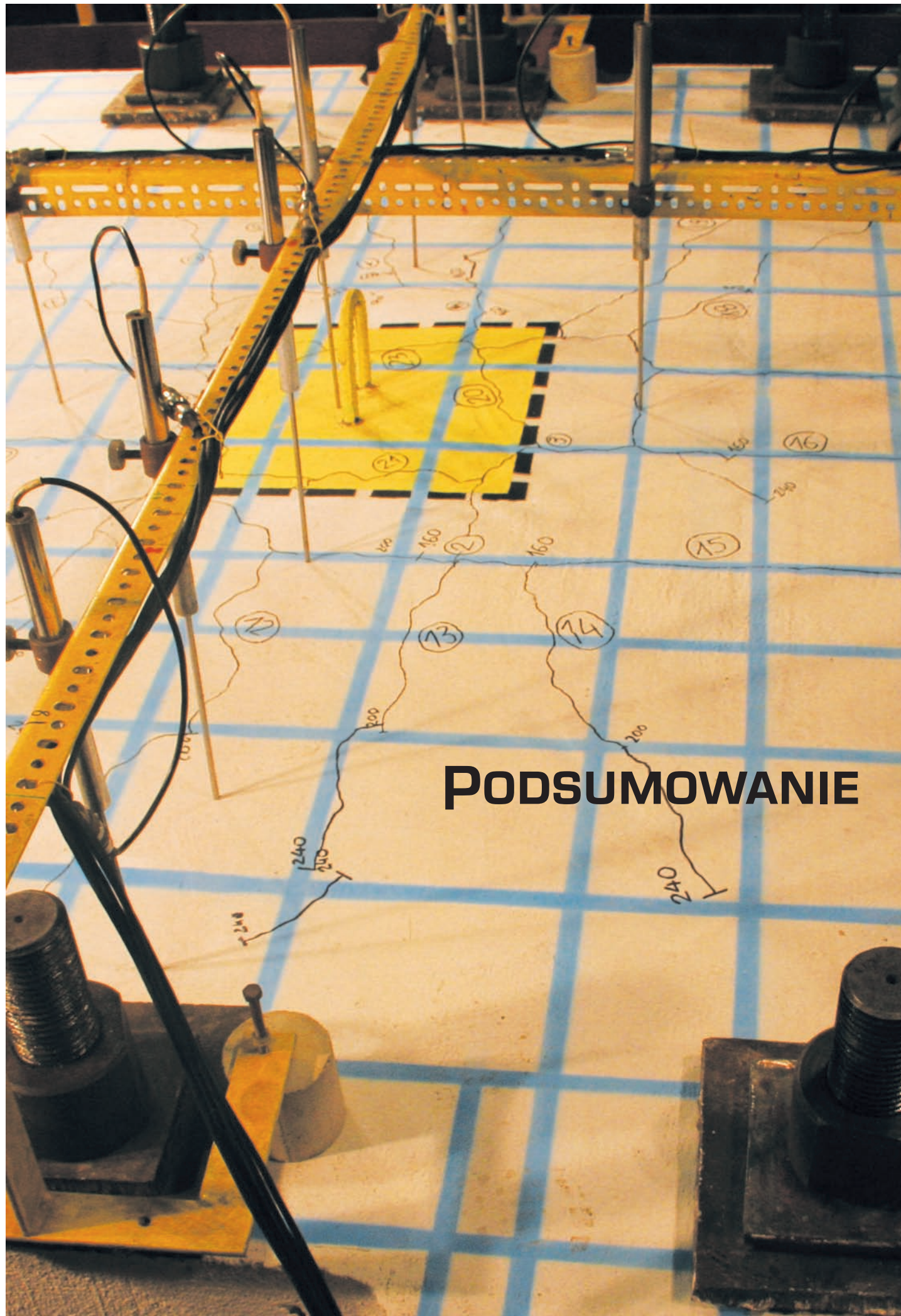
W wypadku modelu PII/12-1 gdyby zbrojenie krzyżujące miałoby przenieść obciążenie powodujące przebicie wytrzymałość gwarantowana na ściskanie betonu musiałaby wynosić $f_{c,cube,cal} = 8,11$ MPa. W modelu PI/16-1 zbrojonym stalą SI uzyskano odpowiadającą zniszczeniu zbrojenia krzyżującego się nad słupem i współpracy zbrojenia górnego wytrzymałość gwarantowaną betonu równą $f_{c,cube,cal} = 10,0$ MPa. W tablicy 9 zestawiono maksymalne wartości ob-

ciążenia zmiennego charakterystycznego q ponad ciężar własny płyty, jakie byłoby w stanie przenieść w sposób statyczny dolne zbrojenie przeprowadzone nad słupem. Wyniki odniesiono do stropu o siatce słupów 6 x 6 m. i przy obciążeniu stałym $g = 0,2 \times 25 = 5$ kN/m². Obciążenie powodujące utratę nośności zbrojenia dolnego nad słupem w modelu zbrojonym stalą SII (przed odkręceniem śrub) wynosiło $q = 5,7$ kN/m² a w modelu zbrojonym stalą dużej ciągliwości SI $q = 7,3$ kN

(z uwzględnieniem współpracy zbrojenia górnego) i $q = 6,7$ kN/m² przed odcięciem zbrojenia górnego i zerwaniu 2-go pręta dolnego, a po odcięciu reszty zbrojenia górnego $q = 3,9$ kN/m². W przypadku modelu PII/12-1 dopuszczalne obciążenie po utracie nośności strefy przysłupowej (zluzowaniu modelu ze śrub kotwiących) byłoby mniejsze od ciężaru własnego płyty stropowej równego $g = 5$ kN/m².

TABLICA 9
ZESTAWIENIE
WARTOŚCI OBCIĄŻENIA
ZMIENNEGO NA STROP
(PONAD CIĘŻAR
WŁASNY PŁYTY)
*, ** - oznaczenia jak
pod tablicą 7.

Nazwa modelu	$F_{max,s}$	F_{max}	$q_{max,s}$	q_{max}
	[kN]		[kN/m ²]	
PII/12-1 (stal zimno-walcowana)	386	88	5,7	-2,6
PI/16-1 (EPSTAL)	445	423* 322**	7,3	6,7* 3,9**



PODSUMOWANIE

PODSUMOWANIE

W praktyce raczej rzadko analizuje się sytuację ustroju w stanie poawaryjnym. Może jednak zająć sytuacja spowodowana czynnikami wymienionymi na wstępie, przed którą przynajmniej teoretycznie można się uchronić stosując w myśl przepisów podanych w [18, 19] dolne zbrojenie krzyżujące się nad słupem. Zbrojenie to ma za zadanie powstrzymanie rozwoju katastrofy w wypadku zniszczenia strefy podporowej przez przebicie. Przeprowadzone badania porównawcze w fazie II – w stadium awaryjnym wykazały, że strefa przysłupowa była zdolna do przeniesienia siły $F_{\max,s} = 386 \text{ kN}$ w wypadku zastosowania stali zimnowalcowanej małej ciągliwości (SII) oraz $F_{\max,s} = 445 \text{ kN}$ w sytuacji, kiedy zastosowano stal EPSTAL dużej ciągliwości (SI). W tym drugim modelu, nawet pod odcięciu wszystkich prętów zbrojenia górnego i zerwaniu

dwóch prętów zbrojenia dolnego, krzyżującego się nad słupem, największa zarejestrowana siła wynosiła $F_{\max,2} = 322 \text{ kN}$ i utrzymywała się przy znacznie większych przemieszczeniach pionowych słupa.

Uzyskane w badaniach maksymalne siły w połączeniu płyta-słup po zniszczeniu przez przebicie były mniejsze niż obliczone na podstawie raportu [18] i normy MC 90 [19]. Jakkolwiek przeprowadzone badania incydentalne nie pozwalają na wyciągnięcie jednoznacznych wniosków, to wyraźnie wskazują na możliwość przeszacowania nośności strefy przypodporowej po awarii w wypadku stosowania przepisów [18,19]. Może to prowadzić do niebezpiecznego zawyżenia obliczeniowej nośności w tej fazie pracy konstrukcji. Badania potwierdziły konieczność stosowania na zbrojenie dolne nadpodporowe stali o możliwie dużej ciągliwości.

Badania przeprowadzono na zlecenie i dzięki znacznemu wsparciu finansowemu CPJS. Koszty badań udało się obniżyć dzięki współpracującym z Katedrą Konstrukcji Budowlanych firmom, a w szczególności Fabryce Zmechanizowanych Obudów Ścianowych FAZOS S.A. z siedzibą w Tarnowskich Górach, która nieodpłatnie wypożyczyła siłownik hydrauliczny użyty do wykonania niniejszych badań. Wszystkim, których udział pozwolił na realizację niniejszych badań, autorzy składają serdeczne podziękowania.





PIŚMIENNICTWO

[1] Urban T. Zbrojenie poprzeczne stref przysłupowych. Badania i analiza wytrzymałościowa. Inżynieria i Budownictwo Nr 4/2003, str. 208-214.

[2] Kosińska A. Wpływ zbrojenia poprzecznego na nośność złączy płytowo-słupowych. Praca doktorska. Politechnika Łódzka 1981.

[3] Seible F., Ghali A., Dilger W.H. Preassembled Shear Reinforcing Units for Flat Plater. ACI Journal, No 1-2 1980. str. 28-35.

[4] Urban T. Przebieg w żelbecie. Wybrane Zagadnienia. Politechnika Łódzka, Zeszyty Naukowe Nr 959, Łódź 2005.

[5] Urban T. Wzmacnianie stropów żelbetowych typu płyta-słup w strefach podporowych. Inżynieria i Budownictwo Nr 10/2005, str. 547-551.

[6] El-Salakawy E.F., Polak M.A., Soudki K.A. New Shear Strengthening Technique for Concrete Slab-Column Connections. ACI Structural Journal, Vol. 100, No.3, May-June 2003, pp. 297-304.

[7] Ebead U., Marzouk H. Strenghtening of Two-Way Slabs Using Steel Plater. ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 1, January-February 2002. str. 23-31.

[8] Urban T. Diagnostyka i wzmacnianie płyt żelbetowych na przebiecie. X Konferencja Naukowo-Techniczna Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego, Warszawa Miedzeszyn, 22-24 kwietnia 2008 r., str. 91-109.

[9] Urban T. Zbrojenie poprzeczne płyt żelbetowych a możliwość ich ciągłego niszczenia na przebiecie. Inżynieria i Budownictwo Nr 11/2006, str. 600-603.

[10] Hawkins N. M., Mitchell D. Progressive Collapse of Flat Plate Structures, ACI Journal, July 1979, pp. 775-805.

[11] Mitchell D., Cook W., D. Preventing Progressive Collapse of Slabs Structures. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No.7, July 1984, pp.1513-1532.

[12] Broms C.E. Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode. ACI Structural Journal, Vol. 97, No.1, January-February 2000, pp. 94-101.

[13] ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Reported by ACI Committee 318.

[14] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Grudzień 2002.

[15] EN 1992-1-1:2004 - Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. December 2004.

[16] PN-H-93220 Stal B500SP o podwyższonej ciągliwości do zbrojenia betonu. Pręty i walcówka żebrowana.

[17] PN-H-93247-1:2008 Spawalna stal B500A do zbrojenia betonu. Część 1: Drut żebrowany.

[18] ACI-ASCE Committee 352.: Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures. ACI Structural Journal, November-December 1998.

[19] CEB-FIP Model Code for Concrete Structures 1990. Comité Euro-International du Béton 1991.

[20] PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.

[21] Instrukcja ITB Nr 194 Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach.

[22] PN-EN 12390-6:2002 Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania.

[23] PN-EN 10002-1:1998 Metale. Próba rozciągania. Metoda badania w temperaturze otoczenia.

[24] Hulimka J. Analiza teoretyczno-doświadczalna zjawiska przebiecia w zespolonym węźle żelbetowej płyty ze słupem. Praca doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice, 1998.

[25] Ajdukiewicz A., Hulimka J., Kliszczewicz A. Badania połączeń płyta-słup o konstrukcji zespolonej. XLIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB Poznań-Krynica, 1997, str. 13-18.

[26] Starosolski W., Pająk Z. Jasiński R., Drobiec Ł. Badania przebiecia żelbetowych płyt zbrojonych bolcami, Inżynieria i Budownictwo Nr 2/2001, str. 101÷106.

[27] PN-B/84-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.



CPJS - CENTRUM PROMOCJI JAKOŚCI STALI SP. Z O.O.
UL. KOSZYKOWA 54
00-675 WARSZAWA
TEL. +48 22 630 83 75
TEL. KOM. +48 509 206 188
FAX +48 22 625 50 49
WWW.CPJS.PL