

**Badania zachowania się płyty żelbetowej
zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości
w sytuacji awaryjnej wywołanej
usunięciem podpory krawędziowej**

**Autorzy:
Barbara WIECZOREK
Mirosław WIECZOREK
Włodzimierz STAROSOLSKI**

**Opracowanie:
Centrum Promocji Jakości Stali**

**Badania zachowania się płyty żelbetowej
zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości
w sytuacji awaryjnej wywołanej
usunięciem podpory krawędziowej**

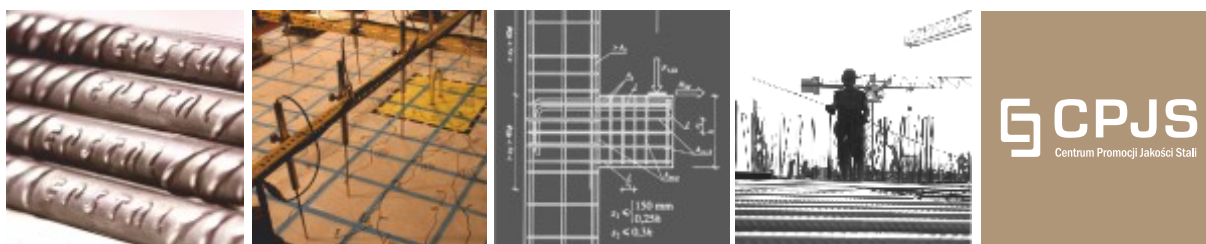
Autorzy:

**Barbara WIECZOREK
Mirosław WIECZOREK
Włodzimierz STAROSOLSKI**

Opracowanie:

Centrum Promocji Jakości Stali

Witamy w CPJS



Centrum Promocji Jakości Stali – CPJS – jest organizacją, której celem jest zapewnienie wysokiej jakości wyrobów stalowych oraz promocja nowych rozwiązań technicznych i materiałowych.

Działalność CPJS to:

- ▣ **Certyfikacja** wyrobów stalowych oraz nadzór techniczny nad produkcją i właściwościami certyfikowanych produktów.
- ▣ **Inicjowanie** i współrealizowanie projektów badawczych ukierunkowanych na poprawę jakości wyrobów stalowych oraz bezpieczeństwo konstrukcji inżynierskich.
- ▣ **Wspieranie** współpracy grup badawczych z przemysłem.
- ▣ **Przekazywanie** informacji na temat wyrobów stalowych wysokiej jakości.
- ▣ **Organizowanie** oraz współorganizowanie spotkań szkoleniowych, seminariów, warsztatów.
- ▣ **Tworzenie** pomostu pomiędzy użytkownikami wyrobów stalowych i ich producentami.
- ▣ **Monitorowanie** i czynny udział w działaniach normalizacyjnych i certyfikacyjnych na poziomie instytucji krajowych i europejskich.

www.cpjs.pl

Centrum Promocji Jakości Stali

Al. Niepodległości 69

02-626 Warszawa

Tel.: +48 22 322 76 32

Fax: +48 22 322 76 33

E-mail: biuro@cpjs.pl

Stal zbrojeniowa ze znakiem jakości EPSTAL



EPSTAL jest znakiem jakości nadawanym przez CPJS na wyroby ze stali gorącowalcowanej o wysokiej ciągliwości, przeznaczone do zbrojenia betonu (gatunek B500SP).

Najważniejsze zalety stali EPSTAL to:

- ▣ **Wysoka ciągliwość.** Stal EPSTAL spełnia wymagania klasy C wg Eurokodu 2 – najwyższej klasy ciągliwości. Stosowanie stali o wysokiej ciągliwości zwiększa bezpieczeństwo konstrukcji betonowych – w sytuacji wystąpienia zbyt wysokich naprężeń nie ulega ona kruchemu zniszczeniu.
- ▣ **Odporność na obciążenia dynamiczne:** zmęczeniowe [zmiennie naprężenia rozciągające], cykliczne [naprzemienne ściskanie i rozciąganie] oraz wielokrotnie zmiennie.
- ▣ **Łatwa identyfikowalność** poprzez napis EPSTAL nawalcowany na każdym pręcie oraz indywidualny układ żeber.
- ▣ **Pełna spawalność** – spawalność i zgrzewalność – potwierdzona w badaniach laboratoryjnych wykonanych w Instytucie Spawalnictwa w Gliwicach.
- ▣ **Dodatkowa kontrola procesu produkcji.** CPJS wykonuje kwartalną analizę statystyczną wyników zakładowej kontroli produkcji.
- ▣ **Program badawczy.** Wykonanych zostało wiele innowacyjnych badań naukowych, mających na celu rozpoznanie zachowania się elementów konstrukcji zbrojonych stalą EPSTAL w porównaniu do zachowania się takich samych elementów zbrojonych stalą kruchą.

Więcej na www.cpjs.pl

Spis treści

Wstęp	7
Cel badań	10
Model i stanowisko badawcze	12
Opis modelu badawczego	12
Geometria modelu	12
Dobór zbrojenia	14
Charakterystyka stanowiska badawczego	20
System podparcia	20
System obciążania	27
Opis technologii wykonania modelu podstawowego	32
Rozmieszczenie prefabrykowanych podpór słupowych	32
Rozmieszczenie i rozłożenie deskowania stropowego MULTIFLEX	33
Ułożenie zbrojenia	35
Betnowanie, pielęgnacja, rozdeskowanie	36
Przygotowanie modelu do badań	37
Pomiar geometrii modelu, inwentaryzacja zbrojenia, inwentaryzacja uszkodzeń	37
Rozbiórka modelu	38
Materiały	39
Stal	39
Beton	41
Przebieg badań	43
Przygotowanie modelu do badań	43
Badania zasadnicze	44
Prowadzone pomiary	50
Pomiar wartości obciążenia	50
Pomiar reakcji podporowych	50
Tensometryczny pomiar odkształceń zbrojenia	50
Pomiar przemieszczeń	52
Wyniki badań	53
Odkształcenie modeli	53
Uplastycznienie zbrojenia	63
Sposób zniszczenia modelu	64
Wartości obciążeń niszczących	73
Wnioski i podsumowanie	74
Literatura	76
Publikacje	76
Normy	77
Strony internetowe	77
Podziękowania	77

Wstęp

Współcześnie coraz częściej buduje się ustroje płytowo-słupowe. Wiadomo, że odporność takich konstrukcji na obciążenia wyjątkowe jest o wiele niższa niż odporność na tego typu obciążenia budynków ścianowych, czy ustrojów szkieletowych słupowo-ryglowych. Wraz ze wzrostem liczby takich obiektów rośnie ich zagrożenie z powodu możliwości częstszego wystąpienia obciążeń wyjątkowych, takich jak uderzenia środkami transportu, wewnętrzne eksplozje gazu, czy zamachy terrorystyczne. Do zagrożeń tych zaliczyć można również takie czynniki, jak zastosowanie materiałów z zaniżonymi parametrami mechanicznymi, czy też np. zbyt wczesne użytkowanie konstrukcji.

Sytuacja ta spowodowała, iż w ciągu ostatnich kilkudziesięciu lat zainteresowanie projektowaniem budynków płytowo-słupowych, zdolnych do przeniesienia obciążeń wyjątkowych, znacznie wzrosło. Podejmowane są próby oszacowania zachowania się konstrukcji w momencie zadziałania obciążenia wyjątkowego, a także po wystąpieniu zniszczenia jej dowolnego elementu. Oszacowania te wykonywane są na podstawie modeli teoretycznych oraz obserwacji po katastrofach (rys.1). Prawie całkowicie brak jest materiału badawczego mogącego stanowić wiarygodną podstawę tych oszacowań i weryfikującego istniejące metody obliczeń.

Zagadnienie występowania i oddziaływania obciążeń wyjątkowych ujmowano dotąd w normach polskich praktycznie jedynie w formie bezpośrednich przepisów konstrukcyjnych w PN-B-03264:2002 [N5]. Dopiero wprowadzenie nowych norm obciążeń PN-EN 1990:2004 [N12] oraz PN-EN 1991-1-1:2004 [N13], a w szczególności normy PN-EN 1991-1-7:2008, postawiło bardziej jednoznaczne wymagania w tym względzie, niezależnie od przepisów konstrukcyjnych zawartych obecnie w PN-EN 1992-1-1:2008. W Europie znaczne szersze informacje podano w normie brytyjskiej BS 8110 Part 1:1997 [N1].

Zawarte w powyższych normach wymagania wskazują na różne sposoby opisu zagadnienia, różne metody obliczeń, w efekcie czego otrzymywane są wzajemnie niespójne wyniki. W większości wymienione przepisy skupiają się na określeniu działań prewencyjnych, marginalizując zagadnienia obliczeniowe. Widoczny brak korelacji pomiędzy przepisami wynika - według autorów - nie tyle z nowości problemu, ile głównie z braku odpowiedniego rozeznania badawczego.

W związku z powyższym, przy finansowym wsparciu CPJS – Centrum Promocji Jakości Stali, przeprowadzono "Badanie zachowania się płyty żelbetowej zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory krawędziowej", które stanowią kontynuację badań zaprezentowanych podczas konferencji naukowej „Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji WPPK 2011” oraz opisanych w Biuletynie Technicznym CPJS nr 4 pt.: „Badanie zachowania się płyty żelbetowej zbrojonej stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory” [10], [11].

a)



b)



c)



d)



e)



f)



g)



h)



i)



Rys. 1.
Skutki katastrofy postępującej (opisy w tekście).

W 1995 roku zawaliło się centrum handlowe Sampoong, mieszczące się w dzielnicy Seocho-gu. Pod względem liczby ofiar (502 zabitych i 973 rannych) jest to największa katastrofa budowlana w historii (rys. 1a - widok budynku przed katastrofą, 1b - widok budynku w trakcie katastrofy, 1c - widok budynku po katastrofie) [W1].

W środę 19 kwietnia 1995 roku, o godz. 9:02 czasu lokalnego, przed budynkiem federalnym im. Alfreda P. Murraha w Oklahoma City w stanie Oklahoma, wybuchła wypełniona materiałami wybuchowymi ciężarówka, powodując zawalenie się znacznej części siedmiopiętrowego budynku. W wyniku ataku zginęło 168 osób, w tym 19 dzieci, a ponad 680 osób zostało rannych. Wybuch uszkodził 324 budynki w promieniu 6 ulic od epicentrum wybuchu, szyby wyleciały w 258 budynkach, spłonęło także 86 samochodów. Zamach w Oklahoma City spowodował straty szacowane na 652 miliony dolarów (rys. 1d, 1e) [W2].

W 2008 roku zawalił się budynek mieszkalny mieszczący się w północnej części Teheranu w dzielnicy Saadat Abad. W wyniku katastrofy zginęło 18 osób. Katastrofa była spowodowana błędami projektowymi i wykonawczymi (rys. 1f) [W3].

W 1973 roku zawalił się budynek Skyline Plaza będący fragmentem dużego kompleksu położonego w Crossroads Bailey, Wirginia, który obejmował osiem budynków mieszkalnych, sześć budynków biurowych, hotel i centrum handlowe. W środku budowy 2 marca 1973 roku jeden budynek mieszkalny oraz przylegający do niego garaż uległy katastrofie postępującej. Incydent miał miejsce około godziny 14:30 i doprowadził do śmierci 14 robotników budowlanych i zranienia 34 innych. Przyczyną katastrofy było zbyt wczesne rozdeskowanie konstrukcji (rys. 1g) [W4].

W dniu 30 października 2003 roku, około godziny 10:40, zawaleniu uległ będący w budowie garaż znajdujący się w mieście Atlantic w stanie New Jersey. Garaż był częścią projektu rozbudowy Tropicana Casino and Resort. W wyniku katastrofy zginęło czterech pracowników budowlanych, a rany odniosło 21 innych. Powodem katastrofy były błędy popełniane przy wykonywaniu obiektu (rys. 1h) [W5].

W dniu 11 września 2001 roku w Nowym Jorku dwa porwane samoloty posłużyły do ataku terrorystycznego, w wyniku którego zniszczeniu uległy wieże World Trade Center 1 i 2. W wyniku ataku i zawalenia się budynków zginęło 2 973 osoby. Oprócz wież numer 1 i 2 spadające elementy elewacji i kolumny rdzenia zmiażdżyły hotel Marriott (WTC3). Budynek WTC7 zawalił się kilka minut po godzinie 17:00 czasu lokalnego. Poważnemu uszkodzeniu uległy pozostałe budynki kompleksu: WTC4, WTC5 oraz WTC6. Wszystkie sąsiadujące z kompleksem budynki były poważnie uszkodzone (rys. 1i) [W6].

Cel badań

Wspomniany we wstępie niedobór informacji o zachowaniu się obiektów budowlanych wykonanych jako ustroje płytowo-słupowe w chwili awarii stanowił podstawę do przeprowadzenia prezentowanych badań. Celem prowadzonych badań było:

- zaobserwowanie zachowania się krawędziowego fragmentu ustroju płytowo-słupowego obciążonego równomiernie w stanie awaryjnym, który wywołany został usunięciem podpory krawędziowej;
- określenie, jaki wpływ na zniszczenie krawędziowego fragmentu ustroju płytowo-słupowego ma ilość oraz ciągliwość zastosowanej stali zbrojeniowej;
- stwierdzenie, jaki mechanizm zniszczenia wystąpi po usunięciu podpory. Wstępnie rozpatrywano możliwość powstania zniszczeń według:

- **schematu jak na rys.2 a:**

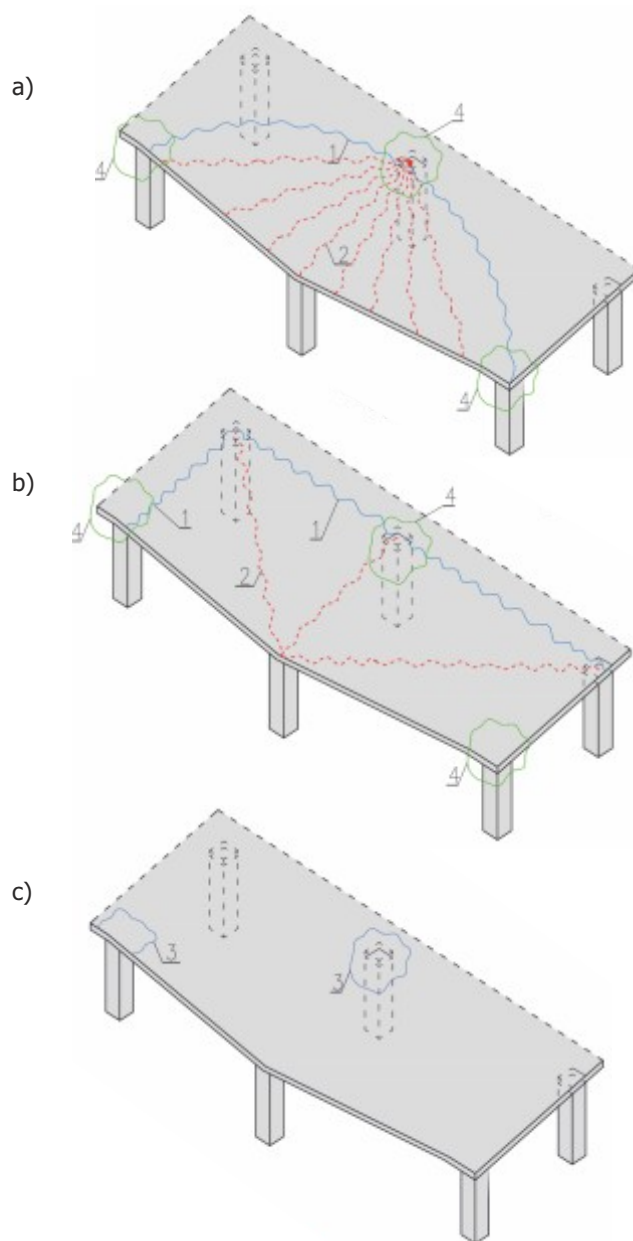
Mechanizm ten charakteryzuje się powstawaniem zarysowań (spękań) o znacznych szerokościach, które występują głównie na górnej powierzchni modelu (linia niebieska). Zarysowania dolnej powierzchni objawiają się natomiast dość gęstą siatką pęknięć promieniście rozchodzących się od podpory centralnej ku krawędzi modelu (zarysowania te symbolicznie zaznaczono na rysunku). Ponadto należy założyć, że w strefach podporowych może dojść do zmiążdżenia betonu.

- **schematu jak na rys.2 b:**

Mechanizm ten charakteryzuje się powstaniem zniszczeń zarówno na górnej, jak i dolnej powierzchni modelu. W głównej mierze zniszczenia te zlokalizowane są wzdłuż osi podpór – główne zarysowania górnej powierzchni (linie niebieskie). Główne zarysowania dolnej powierzchni są wtedy usytuowane wzdłuż przekątnych badanego pola (linie czerwone).

- **zniszczenia poprzez powstanie zjawiska przebiccia (rys.2 c):**

Mechanizm ten charakteryzuje się zniszczeniem stref podporowych poprzez przebiccie, w efekcie czego elementem nośnym staje się dolne zbrojenie wieńcowe przechodzące przez słup. Mechanizm ten szerzej został opisany w [1],[2],[3],[4] i [5].



Rys.2.

Przewidywane mechanizmy zniszczenia (opis w tekście):

1 - przeguby plastyczne na górnej powierzchni płyty,

2 - przeguby plastyczne na dolnej powierzchni płyty,

3 - wychodnia przebicia,

4 - strefy narażone na zmiążdżenie betonu.

Model i stanowisko badawcze

Opis modelu badawczego

Geometria modelu

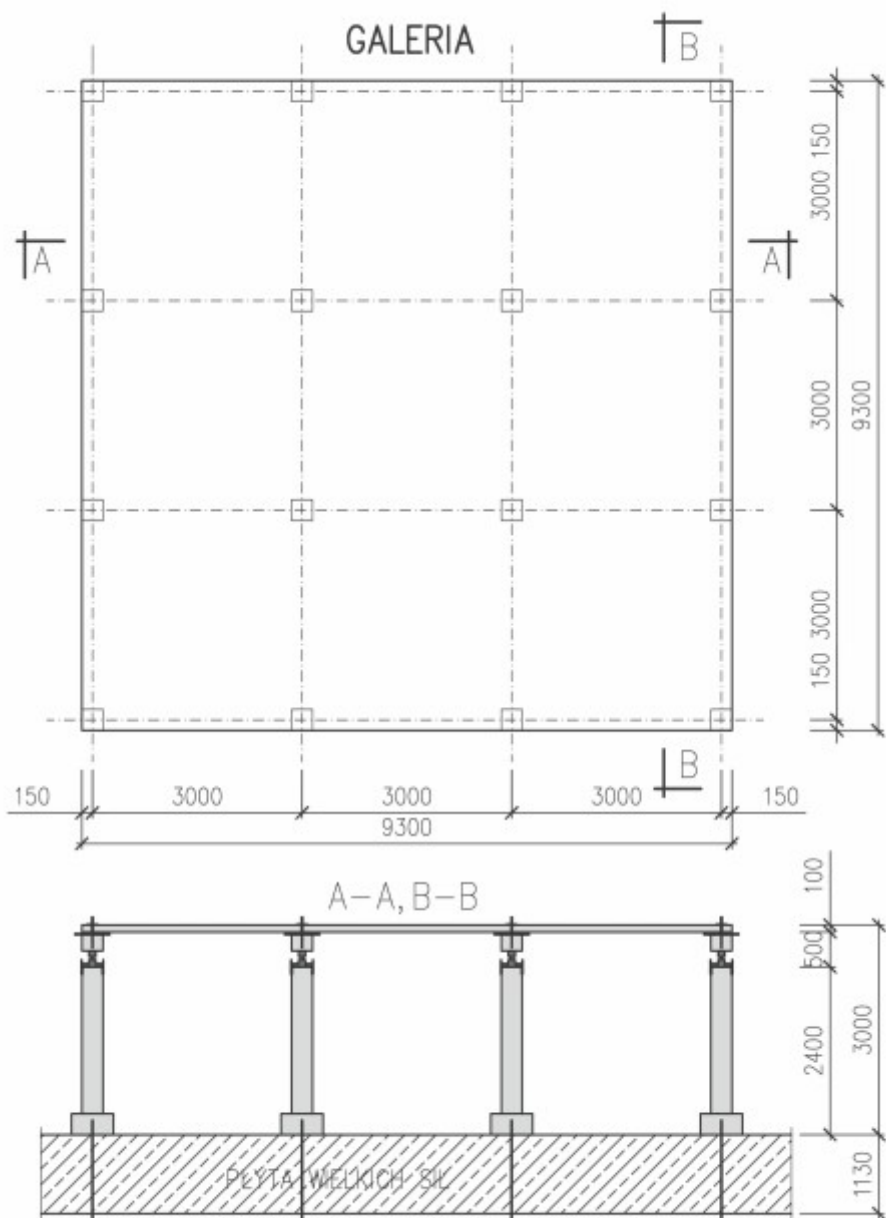
Odnosnie metod badawczych ustrojów płytowo-słupowych, w zależności od oczekiwanych rezultatów, literatura fachowa wskazuje określone zasady doboru wymiarów elementów badawczych. W sytuacjach rozpatrywania wydzielonych elementów konstrukcyjnych, np. słupów, belek, czy też ich wzajemnych połączeń (np. połączeń płyta-słup), zalecane jest wykonywanie takich elementów w skali rzeczywistej, czyli 1:1, ewentualnie nieco zmniejszonej, jednak nie mniejszej niż 1:2. Prowadzenie badań całych ustrojów konstrukcyjnych jest w dużej mierze związane z możliwościami badawczymi. Najczęściej badania takie prowadzi się na modelach wykonanych w skali 1:2, znacznie rzadziej w skali 1:1 oraz na istniejących konstrukcjach.

W opisywanym badaniu model badawczy zaprojektowano tak, aby podczas badań jak najlepiej odzwierciedlał pracę rzeczywistego dziewięciopółowego ustroju płytowo-słupowego, wykonanego w skali 1:2. Przyjęto model badawczy o osiowym rozstawie podpór 3000×3000 mm, który podparto przegubowo poprzez siłomierze na 16 prefabrykowanych podporach o wysokości 2400 mm. Przyjęto grubość modelu jako równą $1/30$ rozpiętości stropu pomiędzy podporami. W efekcie całkowite wymiary modelu wyniosły $9300 \times 9300 \times 100$ mm (rys. 4). Widok modelu po wykonaniu zamieszczono na rys. 3.



Rys. 3.

Widok wykonanego modelu.



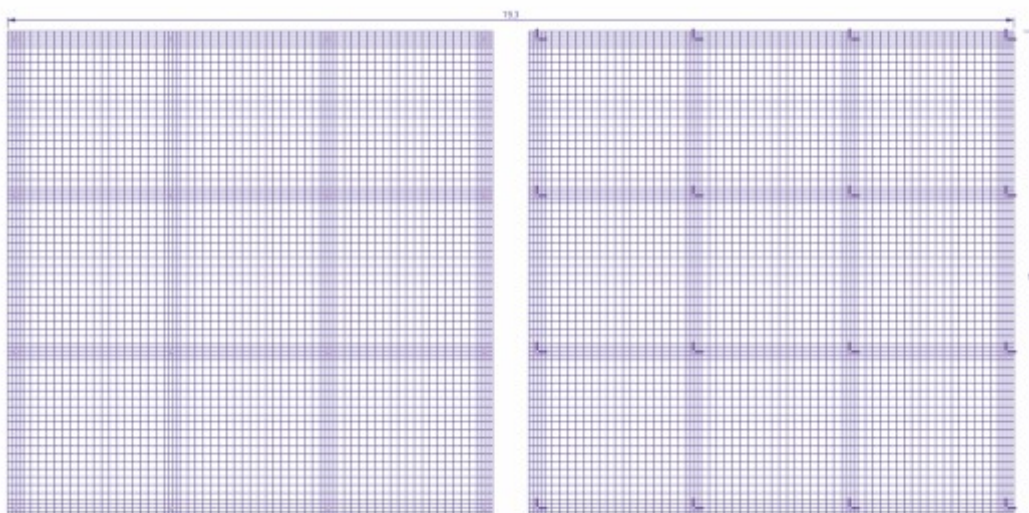
Rys. 4.
Uproszczony widok modelu przyjętego do badań.

Dobór zbrojenia

Przy projektowaniu – określaniu ilości zbrojenia w modelu – przyjęto, że wszystkie obliczenia zostaną przeprowadzone zgodnie z normami PN-EN. Przy zestawieniu obciążeń założono następujące ich wartości:

- Ciężar własny modelu: $g_{k1} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie stałe wynikające z warstw posadzki: $g_{k2} = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie użytkowe: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Całkowite obciążenie charakterystyczne: $g_{k1} + g_{k2} + q_k = 6,0 \text{ kN/m}^2$
- Proporcja obciążenia zmiennego do obciążenia stałego: 1:1
- Współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń stałych: 1,35
- Współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń zmiennych: 1,50

Obliczenia statyczne przeprowadzono w programie ABC-Płyta, udostępnionym przez Pana dr inż. Krzysztofa Grajka, któremu autorzy składają tę drogą podziękowania. Badaną konstrukcję zamodelowano w programie jako płaską płytę o wymiarach $9300 \times 9300 \text{ mm}$ i grubości 100 mm , którą podparto przegubowo w 16 miejscach (rys. 5).



Rys. 5.

Widok wykonanego modelu numerycznego. W miejscu podparcia strefę podporową pogrubiono zgodnie z [7], [8], [9] do wartości 15 cm . Obciążenie przyłożone zostało w dziesięciu schematach statycznych – jeden schemat obciążenia stałego oraz dziewięć schematów obciążenia zmiennego (rys. 7).

W kolejnym etapie według [N14] obliczono dodatkowe, dolne zbrojenie wieńcowe, które powinno przenieść siłę powstałą po usunięciu słupa krawędziowego. Dla schematu jak na rys. 6 wartość tej siły wyznacza się ze wzoru:

$$F_x = 1,6 [g_{k1} + g_{k2} + q_k] l_x l_x^*$$

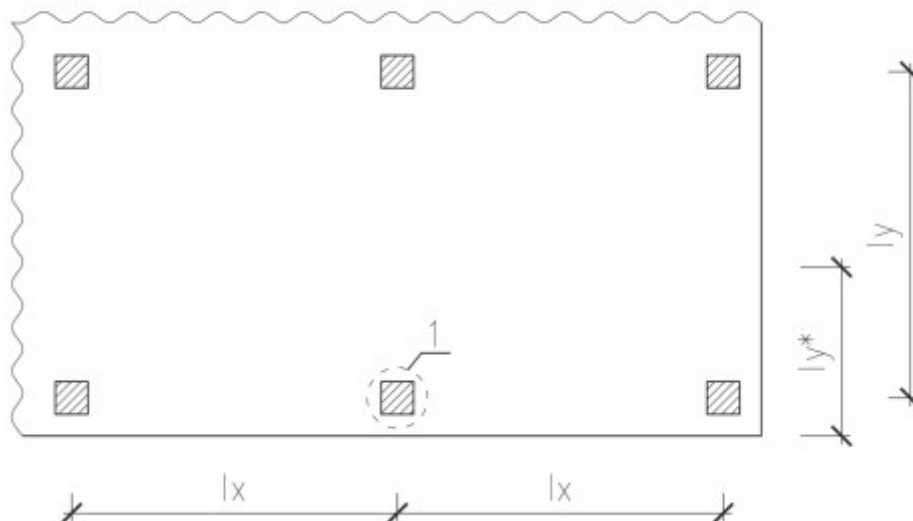
gdzie:

g_{k1}, g_{k2}, q_k - wartości obciążeń

l_x - rozpiętość płyty w osiach słupów

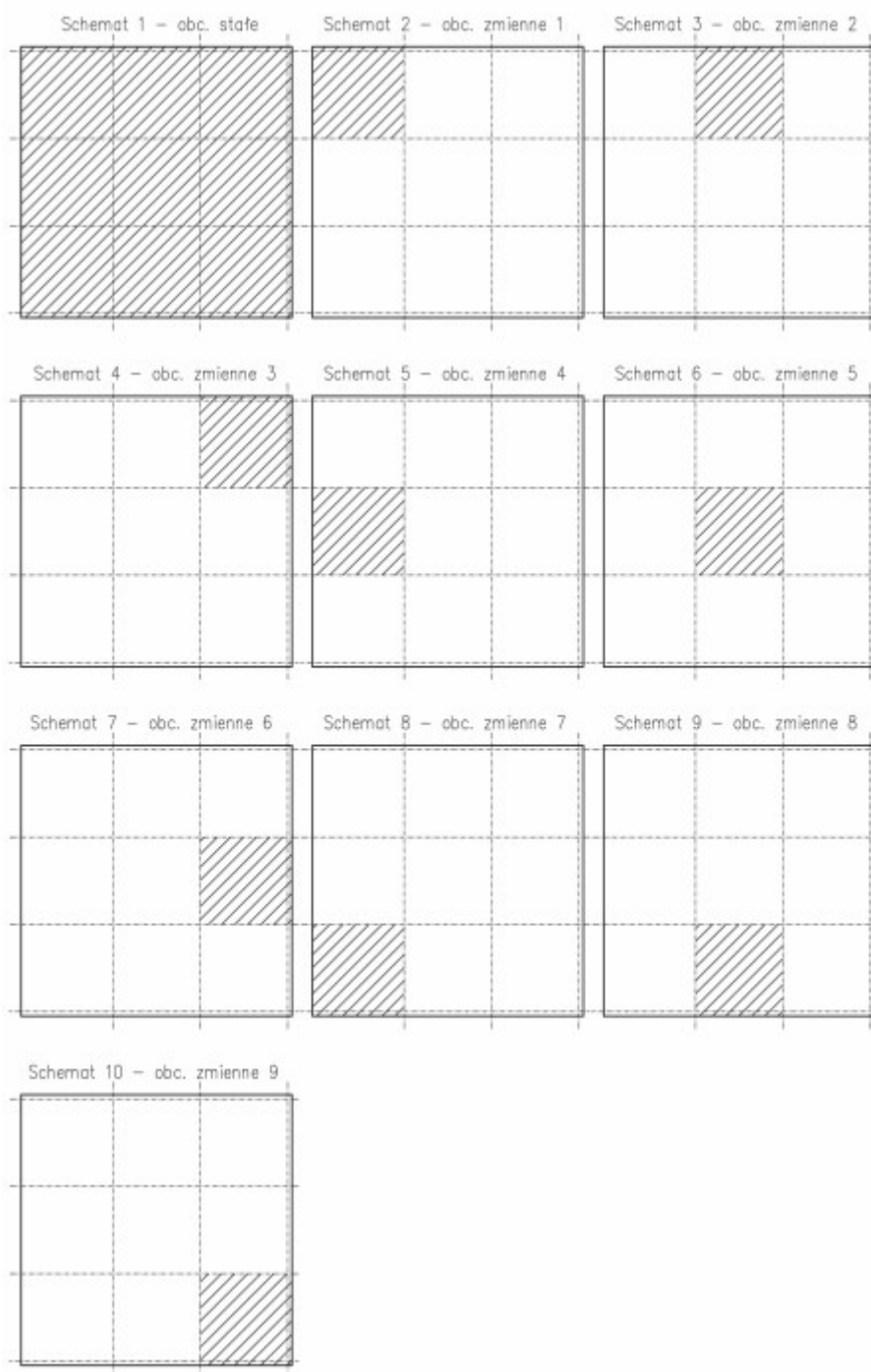
l_x^* - rozpiętość zbierania obciążenia (przyjęto $l_x^* = 0,5 l_x + 0,15 \text{ m} = 1,65 \text{ m}$)

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń w Modelu 1 jako zbrojenie wieńcowe zastosowano **dwa pręty o średnicy 8 mm**. W Modelu 2, przy niezmienionej ilości i rozmieszczeniu zbrojenia podstawowego, jako zbrojenie wieńcowe zastosowano **dwa pręty o średnicy 16 mm**. Widoki rozmieszczenia dolnego oraz górnego zbrojenia przedstawiono na rys. 8, rys. 9 i rys. 10.

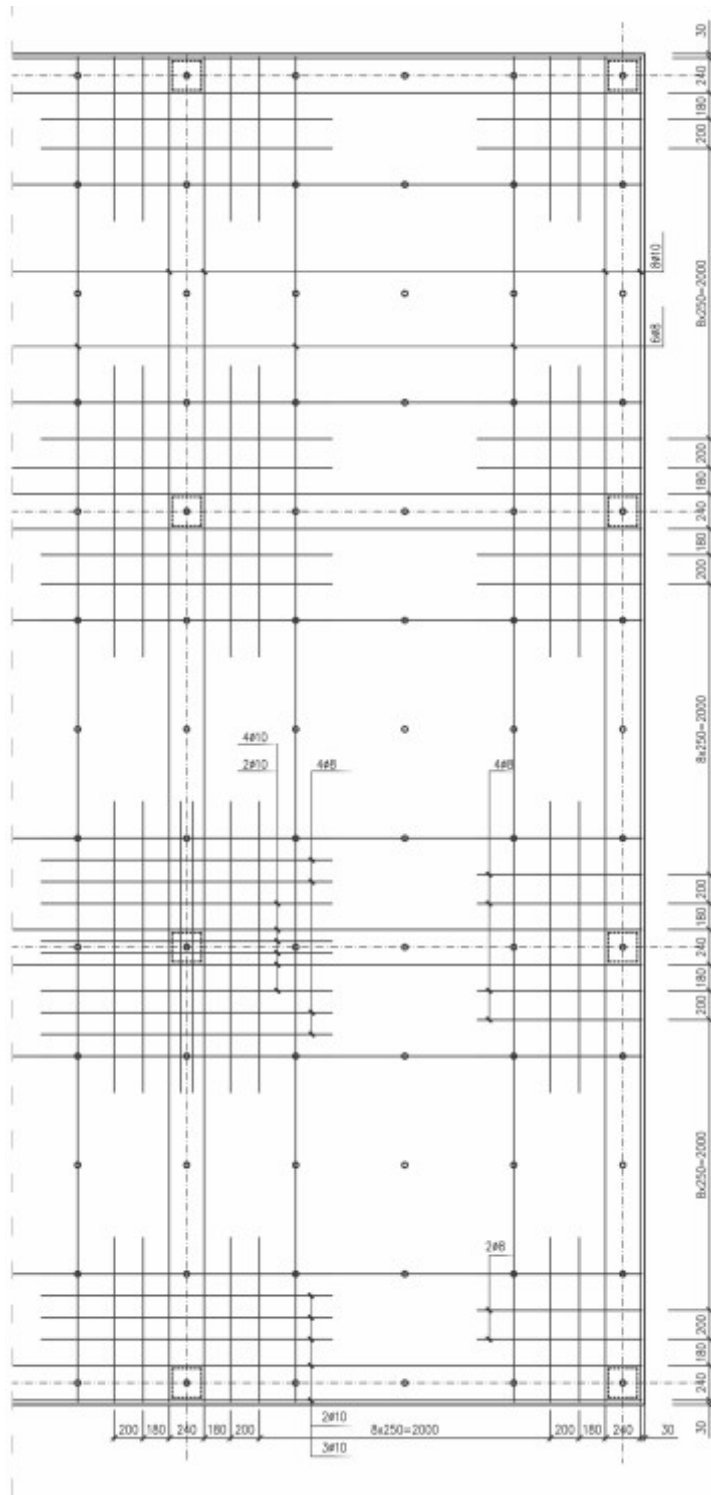


Rys. 6.

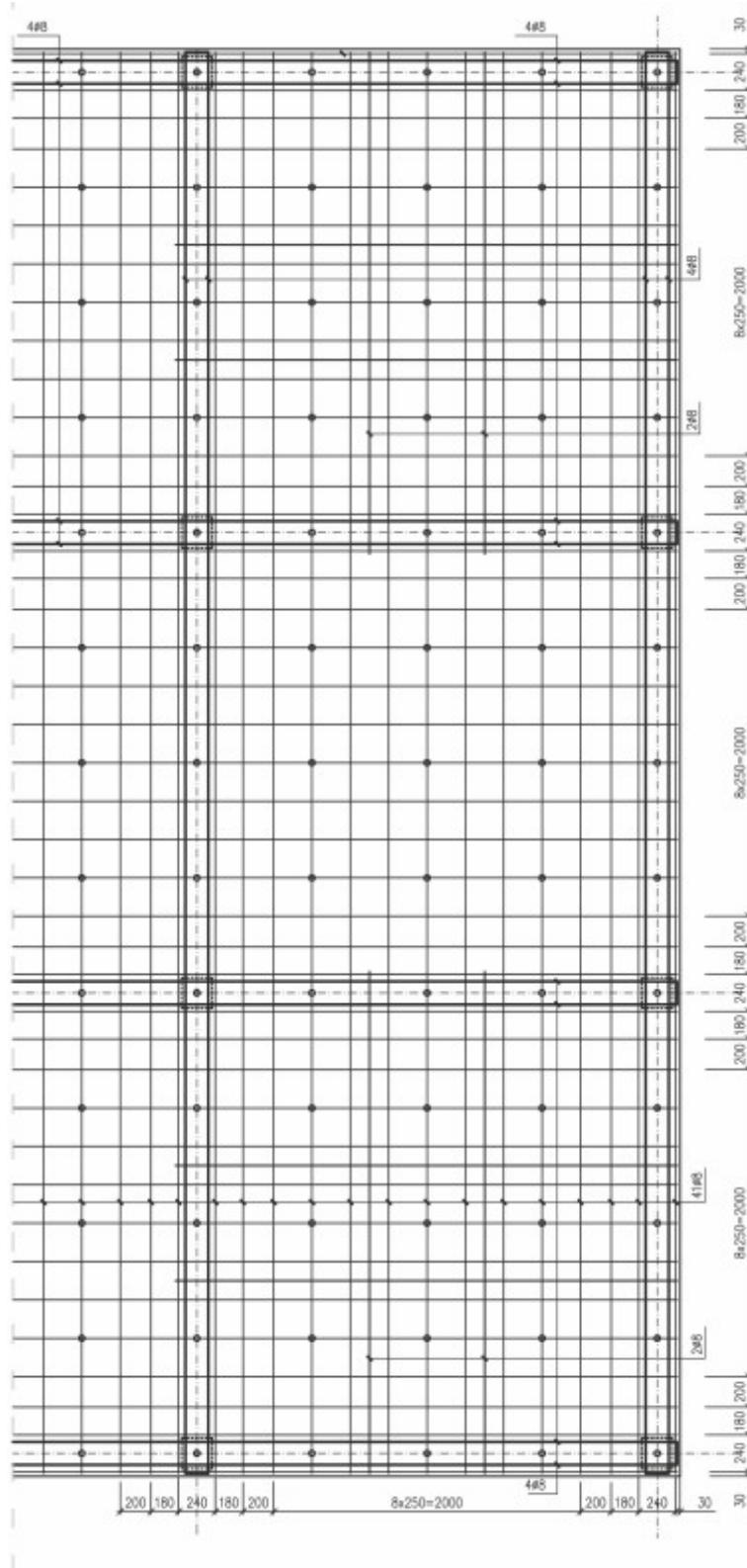
Schemat oznaczeń do określania wartości siły F_x .



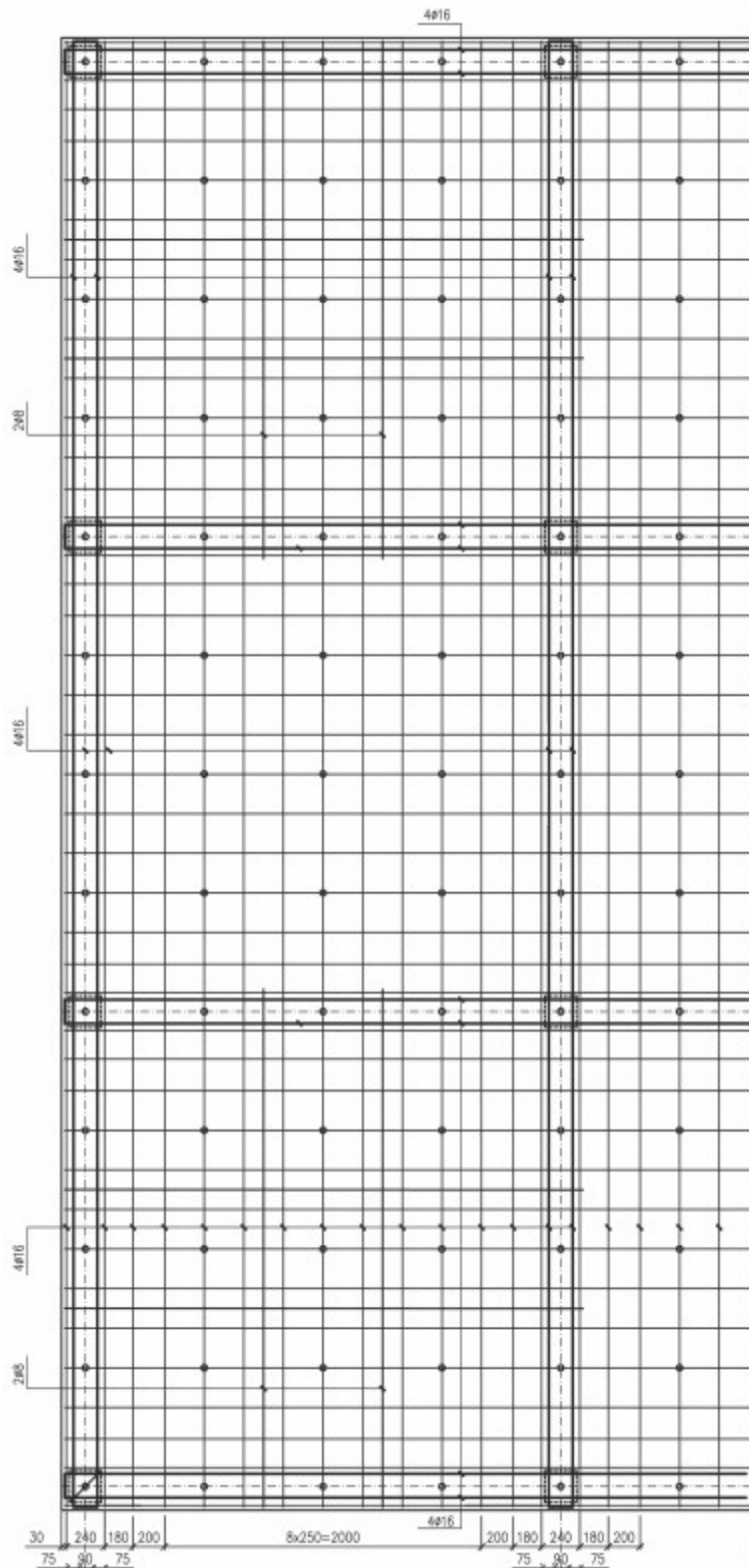
Rys.7.
Schematy obciążeń uwzględnione w obliczeniach statycznych.



Rys.8.
 Projektowane rozmieszczenie wkładek zbrojenia górnego (Model 1 i Model 2).



Rys.9.
 Projektowane rozmieszczenie wkładek zbrojenia dolnego (Model 1).



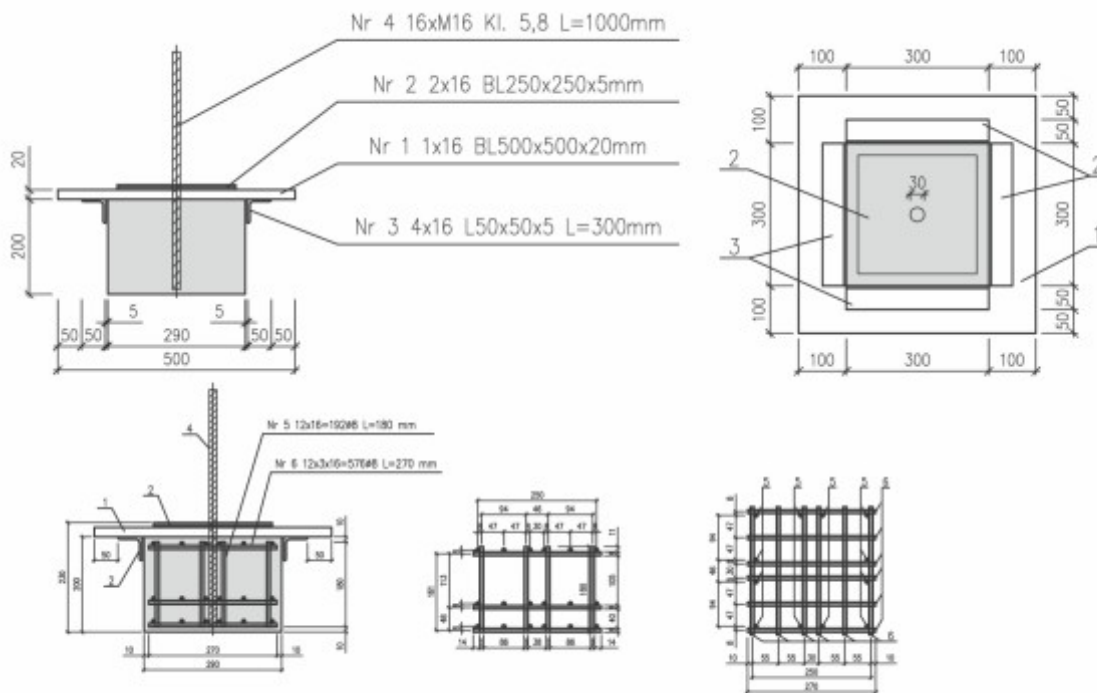
Rys.10.
Projektowane rozmieszczenie wkładek zbrojenia dolnego (Model 2).

Charakterystyka stanowiska badawczego

System podparcia

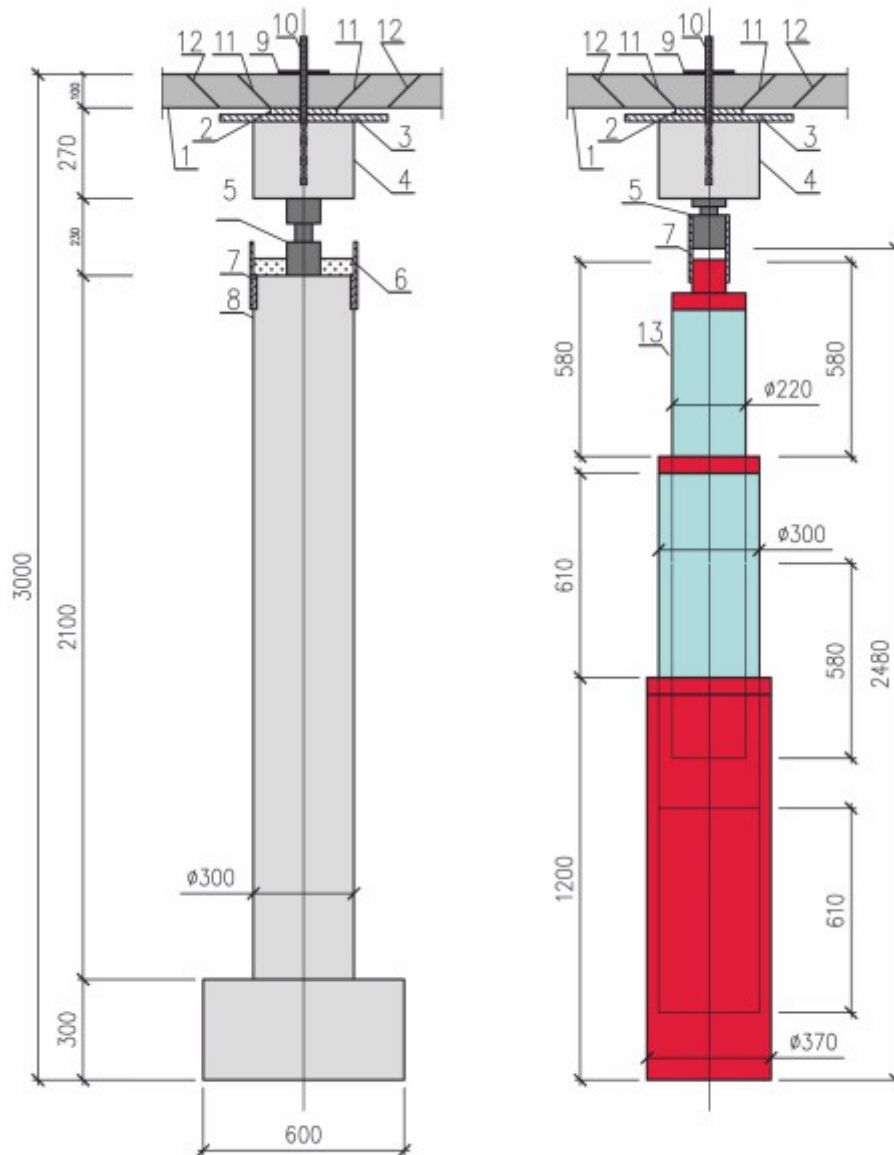
W czasie prowadzonych analiz wstępnych przewidziano, że fragmenty modeli badawczych pod obciążeniem mogą przemieścić się w zakresie do kilkudziesięciu centymetrów. Na tej podstawie zaprojektowano odpowiedni sposób podparcia na wysokości (~3000 mm), który umożliwiłby swobodny dostęp pod model nawet w sytuacji, gdyby uległ on znacznym odkształceniom. Ponadto projektowane podparcie modelu miało zapewniać możliwość jego obrotu na podporach. Podparcie to zaprojektowano jako zestaw trzech elementów (rys. 12): elementu przekazującego obciążenie z modelu na siłomierz („element dwufazowego działania” - rys. 11), siłomierza oraz prefabrykowanej podpory o wysokości 2400 mm.

Wprowadzenie „elementów dwufazowego działania” wynikało z przeprowadzenia wstępnych (szacunkowych) obliczeń nośności stref podporowych ze względu na możliwość przebicia. W pierwszej fazie – do momentu przebicia – obliczeniowy obwód kontrolny oraz obliczona na jego podstawie nośność na przebicie były określane do projektowanych wymiarów podpory 200 × 200 mm (wymiar elementu stalowego 2 wg rys. 11). W fazie drugiej – po przebiciu – w wyniku niewielkiego przemieszczenia pionowego (~5 mm) opadająca część modelu miała w zamiśle zatrzymać się na elemencie stalowym (1 wg rys. 11) o wymiarach 500 × 500 mm. Zdjęcia z kolejnych etapów wykonywania podparcia modelu pokazano na rys. 13, natomiast na rys. 14 zamieszczono widok wykonanego zestawu podporowego.



Rys.11.

Szczegół wykonania podpory dwufazowego działania [12].



Rys.12.

Szczegóły podparcia modelu [12]:

- a) na podporze stałej, b) na siłowniku długiego wysuwu
 1 – model badawczy, 2 – płyta stalowa 200 × 200 × 10 mm,
 3 – płyta stalowa 500 × 500 × 20 mm,
 4 – prefabrykowany bloczek betonowy 300 × 300 × 230 mm,
 5 – siłomierz, 6 – drewniany element stabilizujący,
 7 – stalowa obejma zabezpieczająca,
 8 – podpora żelbetowa, 9 – podkładka stalowa,
 10 – gwintowany pręt mocujący element nr 4 do modelu,
 11 – teoretyczny zakres strefy zniszczenia przy przebiciu,
 12 – zakładany zakres strefy zniszczenia po przebiciu,
 13 – siłownik długiego wysuwu.



Rys.13.

Zdjęcia z procesu wykonania podpory słupowej:
 a, b) wykonanie zbrojenia stóp, c) ułożenie zbrojenia w formie szalunkowej,
 d) spawanie prętów łączących stopę ze słupem, e) betonowanie stóp,
 f) zbrojenie słupów, g, h) stabilizacja zbrojenia w formach.



Rys.14.

Zdjęcia podparcia modelu:

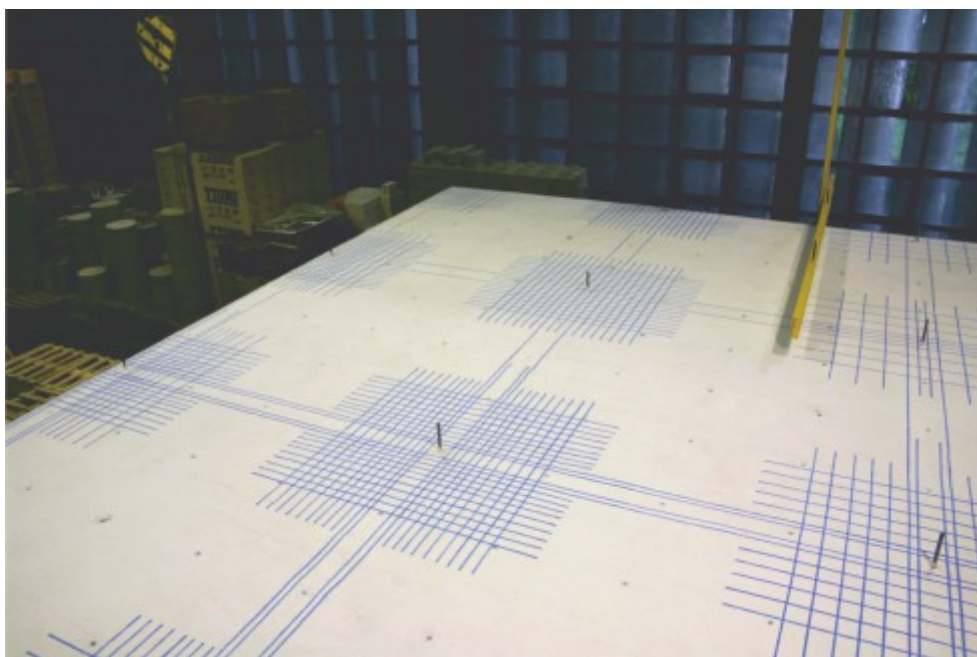
- a) „element dwufazowego działania” po wykonaniu,
- b) „element dwufazowego działania” przymocowany do modelu,
- c) widok zestawu podporowego, d) siłownik długiego wysuwu.

Na wykonanych, rozmieszczonych oraz zrektyfikowanych zestawach podporowych umieszczono model badawczy. Na rys. 15 pokazano różne widoki modelu na stanowisku, natomiast na rys. 16 przedstawiono szczegółowy obraz modelu i stanowiska badawczego wraz z zestawami obciążenia, elementami usztywniającymi stanowisko oraz elementami dodatkowymi.

a)



b)

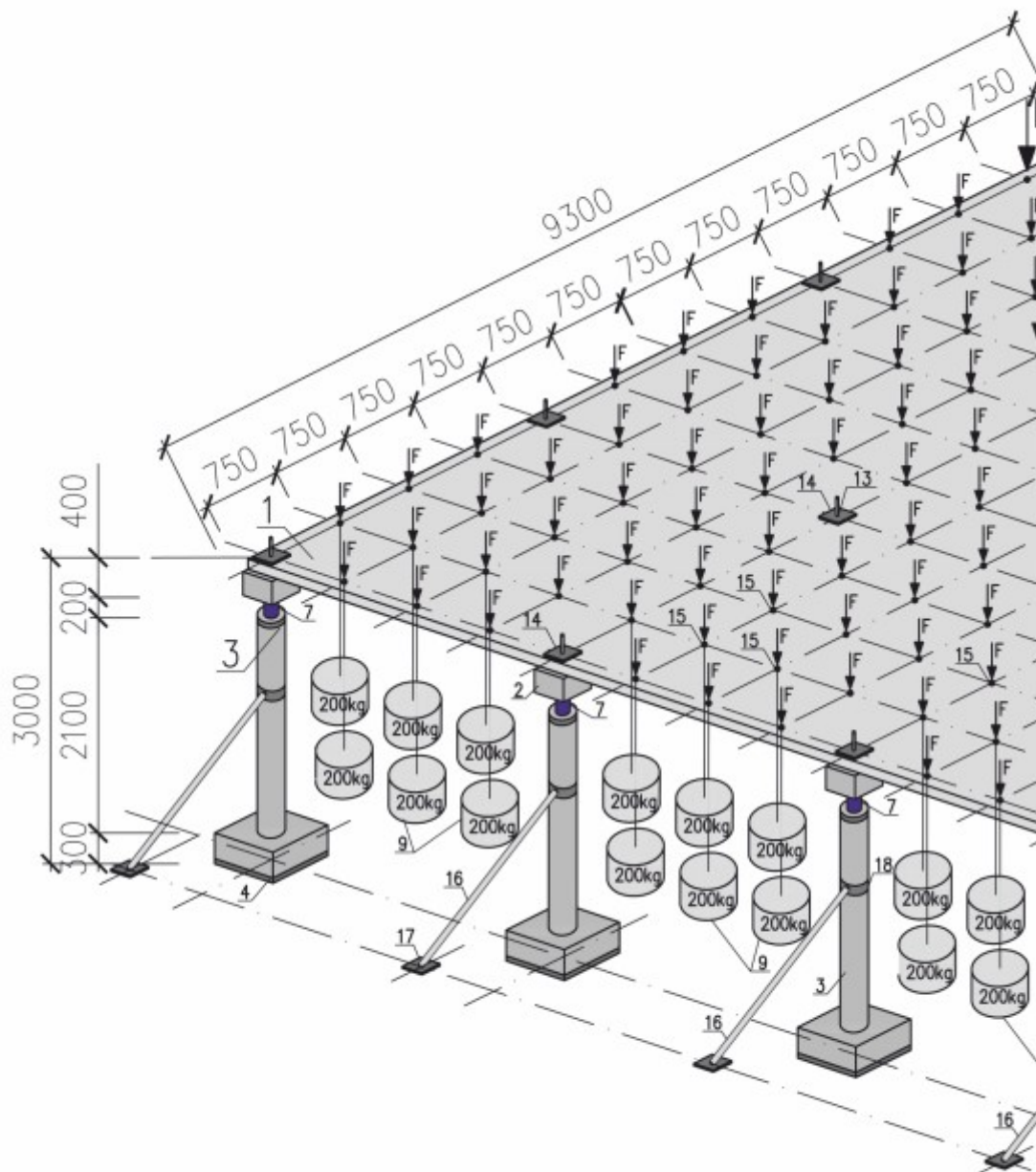


Rys.15.

Zdjęcia modelu i stanowiska badawczego:

a) widok modelu i stanowiska od spodu,

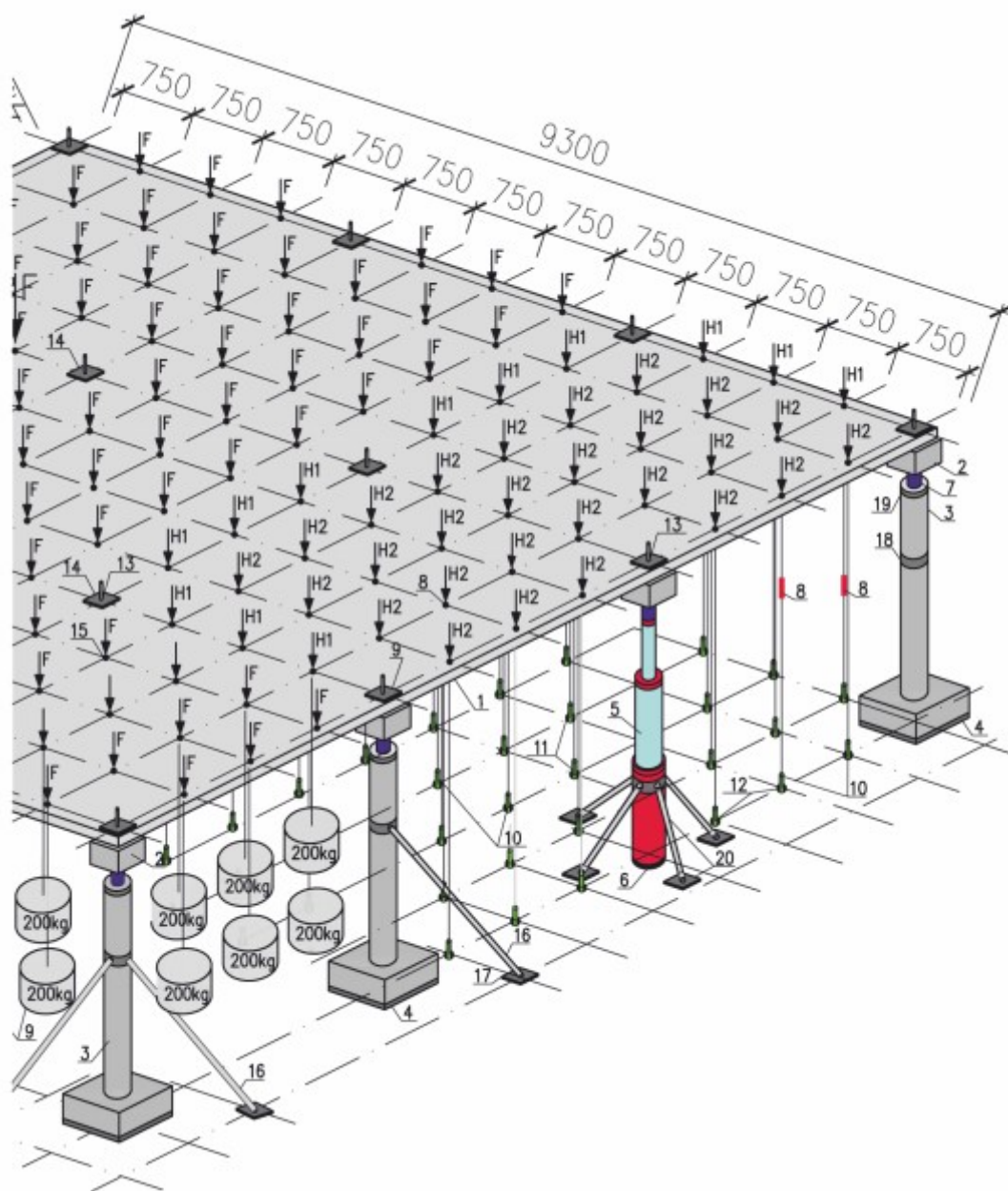
b) odwzorowanie układu górnego zbrojenia na powierzchni modelu.



Rys.16.

Szczegółowy widok stanowiska oraz modelu badawczego:

- 1 - model badawczy (żelbetowa płyta o wymiarach $9300 \times 9300 \times 100$ mm);
- 2 - prefabrykowana podpora dwufazowego działania;
- 3 - prefabrykowana podpora słupowa o wysokości 2400 mm;
- 4 - warstwa wyrównawcza z miękkiej płyty pilśniowej o grubości 10 mm;
- 5 - siłownik długiego wysuwu o nominalnym wysuwie 1200 mm przy maksymalnym obciążeniu 150 T;
- 6 - stalowa podkładka centrująca siłownik długiego wysuwu;
- 7 - siłomierze mierzące naprężenia ściskające o zakresie do 25 T (pomiar reakcji podporowych);
- 8 - siłomierze mierzące naprężenia rozciągające o zakresie do 5 T (pomiar wartości obciążenia);
- 9 - obciążenie grawitacyjne o wartości $F = 200$ kg (~ 2 kN);

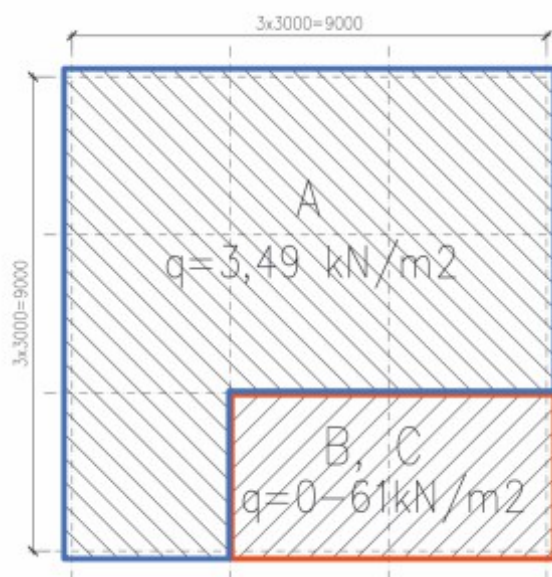


- 10 - hydrauliczne obciążenie krawędzi badanych pól o wartości $H1 = 0 \div 3,5T$ ($\sim 0 \div 35$ kN);
- 11 - hydrauliczne obciążenie środków badanych pól o wartości $H2 = 0 \div 3,5T$ ($\sim 0 \div 35$ kN);
- 12 - punkty „przejścia” siłowników hydraulicznych przez płytę „wielkich sił”;
- 13 - punkty mocowania podpór dwufazowego działania;
- 14 - stalowe płyty służące do łączenia prefabrykowanych podpór dwufazowego działania z modelem;
- 15 - stalowe elementy służące do blokady obciążenia grawitacyjnego i hydraulicznego;
- 16 - stalowe zastrzały stabilizujące słupy; 17- elementy kotwiące zastrzały w „płycie wielkich sił”;
- 18 - stalowe obejmy służące do połączenia zastrzałów ze słupami;
- 19 - stalowe obejmy służące do stabilizacji siłomierzy;
- 20 - stalowy osprzęt do stabilizacji siłownika długiego wysuwu.

System obciążania

Jak zaznaczono w podsumowaniu badań opisanych w Biuletynie Technicznym CPJS nr 4, konieczne okazało się opracowanie nowego systemu obciążania. W związku z przewidywanymi wartościami przemieszczeń górnej powierzchni modelu do 900 mm oraz obciążeniem w zakresie do 2,5T w jednym punkcie przyłożenia obciążenia, zdecydowano się na zastosowanie systemu hydraulicznego. Użyto siłowniki dwukierunkowego działania (rys. 18), charakteryzujące się nominalnymi wartościami siły ciągnącej 3,5T, przy możliwej wartości wysuwu do 1000 mm.

Obciążanie każdego analizowanego wydzielonego modelu składało się z czterech niezależnych układów – układu obciążenia grawitacyjnego „A” oraz trzech układów obciążenia hydraulicznego „B”, „C” oraz „D”. Na rys. 17 zamieszczono uproszczony widok rozmieszczenia poszczególnych układów wraz z wartościami maksymalnych obciążeń równomiernie rozłożonych, które można uzyskać z poszczególnych układów.

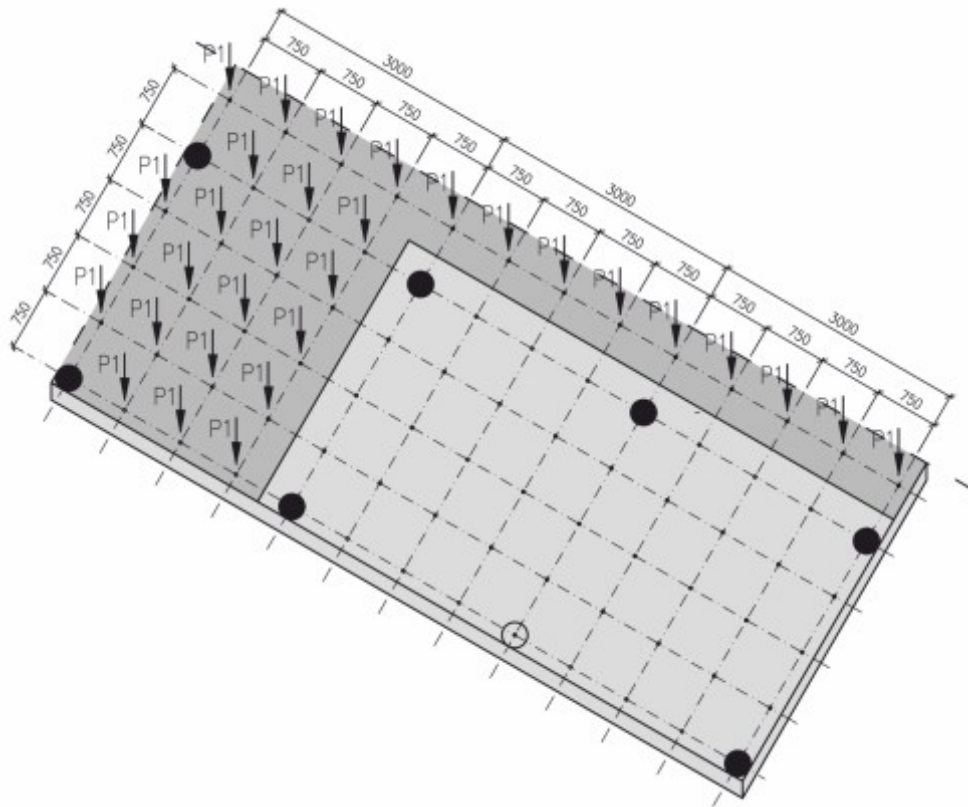


Rys.17.
Ogólny widok rozmieszczenia
układów obciążenia.

- **Układ obciążenia grawitacyjnego „A”.** Obciążenie grawitacyjne P1 było zrealizowane w postaci obciążników betonowych o wartości 200 kg, które podwieszono w 132 punktach. Szczegółowe widoki rozkładu obciążników wokół badanego pola oraz sposób montażu zamieszczono na rys. 18.
- **Zewnętrzny układ obciążenia hydraulicznego „B”.** Obciążenie hydrauliczne P2 składało się z zestawu 12 siłowników hydraulicznych (rys. 19b), które rozmieszczono jak na rys. 19a. Na rys. 19c zamieszczono widok zamocowanego obwodu zewnętrznego.
- **Wewnętrzny układ obciążenia hydraulicznego „C”.** Obciążenie hydrauliczne P3 składało się z zestawu 9 siłowników hydraulicznych (rys. 19b), które rozmieszczono jak na rys. 20a. Na rys. 20b-c zamieszczono widok zamocowanego obwodu wewnętrznego.
- **Hydrauliczny układ podparcia modelu „D”.** Obciążenie hydrauliczne P4 składało się z jednego siłownika (siłownik długiego wysuwu) o nominalnym zakresie wysuwu 1200 mm i nośności 150T (rys. 21b), usytuowanego w punkcie planowanej utraty podparcia (rys. 21a).

W tab. 1 zestawiono wartości poszczególnych obciążeń przyłożonych do modelu.

a)



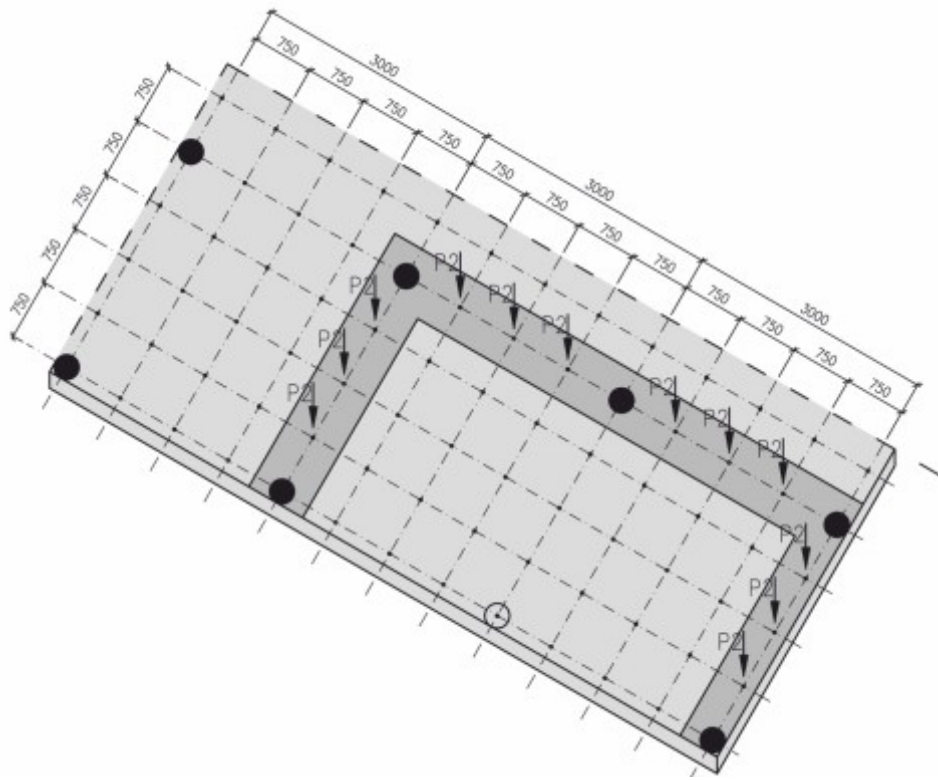
b)



Rys.18.

Szczegół systemu obciążania grawitacyjnego:
a) rozkład obciążenia grawitacyjnego przy badanym polu,
b) widok systemu mocowania obciążenia grawitacyjnego.

a)



b)



c)

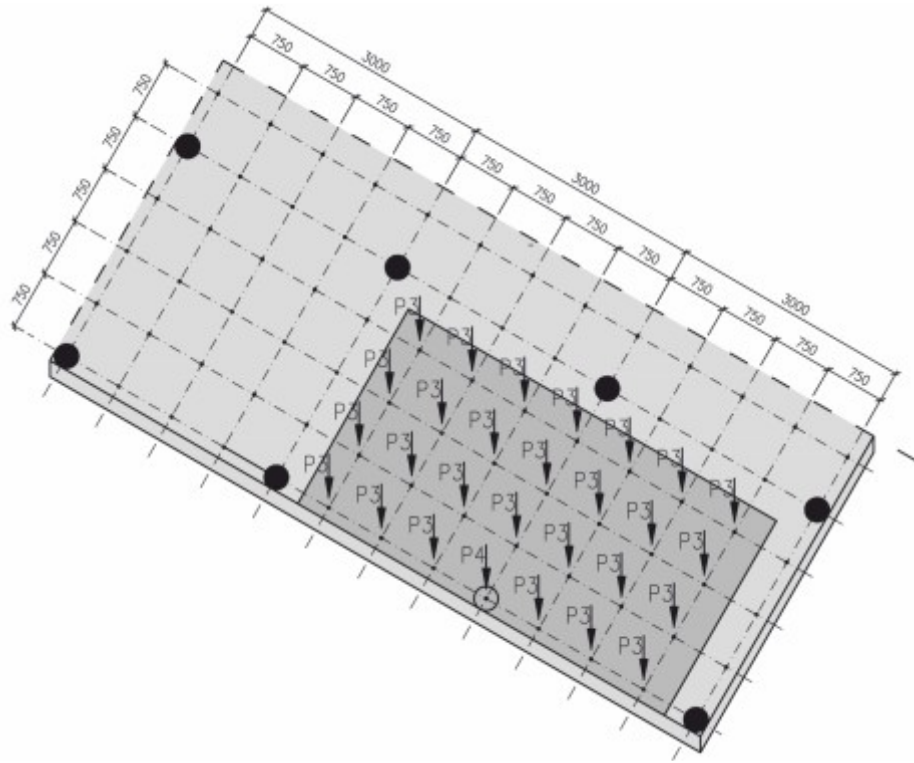


Rys.19.

Szczegóły systemu zewnętrznego obwodu hydraulicznego:

- a) rozmieszczenie siłowników obwodu zewnętrznego,
- b) widok siłownika,
- c) widok zamontowanego siłownika.

a)



b)



c)



d)

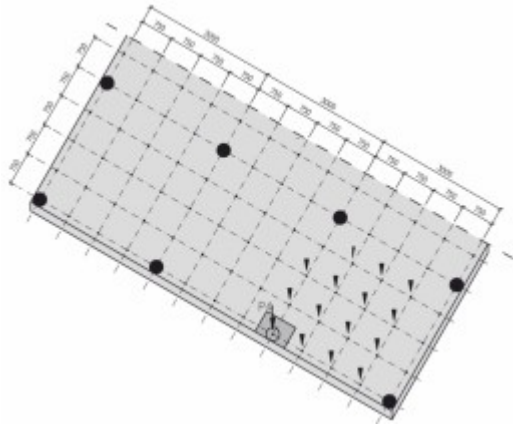


Rys.20.

Szczegół systemu obciążania wewnętrznego obwodu hydraulicznego:

- a) rozmieszczenie siłowników obwodu wewnętrznego,
- b-c) widok zamontowanych siłowników,
- d) widok połączenia systemu hydraulicznego.

a)



b)

**Rys.21.**

Szczegół obwodu opuszczania podparcia:

a) usytuowanie punktu utraty podparcia,

b) widok siłownika symulującego utratę podparcia.

Tab.1.

Zestawienie parametrów technicznych poszczególnych systemów obciążania.

Oznaczenie obciążenia	Rodzaj obciążenia	Maksymalna możliwa wartość obciążenia do zastosowania	Wartość obciążenia zastosowana w badaniach	Możliwe do uzyskania przemieszczenie obciążanego punktu	Całkowita długość przewodów hydraulicznych
A	Grawitacyjne	300szt.×200kg = 60,0 T	115szt.×200kg = 23,0 T	2200 mm	---
B	Hydrauliczne	12szt.×3500kg = 42,0 T	12szt.×900kg = 10,8 T	1000 mm	28szt.×15000 mm = 420,0 m
C	Hydrauliczne	28szt.×3500kg = 98,0 T	28szt.×1800kg = 50,4 T	1000 mm	60szt.×15000 mm = 900,0 m
D	Hydrauliczne	1szt.×150000kg = 150,0 T	1szt.×4000kg = 4,0 T	1250 mm	2szt.×15000kg = 30,0 m
Suma		350,0 T	88,2 T	---	1350 m

Opis technologii wykonania modelu podstawowego

Ze względu na gabaryty model został wykonany bezpośrednio na stanowisku badawczym. Budowa modelu i stanowiska od momentu powstawania, aż do chwili rozbiórki, składała się z następujących etapów [6]:

Rozmieszczenie prefabrykowanych podpór słupowych

Do podparcia modelu użyto szesnastu identycznych prefabrykowanych podpór żelbetowych (rys. 12). Podpory te zostały rozmieszczone w rozstawie 3000 mm z dokładnością ± 2 mm, a następnie na etapie rektyfikacji położono je na miękkich płytach pilśniowych o grubości 10 mm, celem zniwelowania nierówności posadzki. Po wykonaniu pomiarów kontrolnych geometrii rozstawu podpory zostały przytwierdzone do płyty wielkich sił za pomocą stalowego cięgna o średnicy 28 mm. Widok rozstawu podpór zamieszczono na rys. 22.

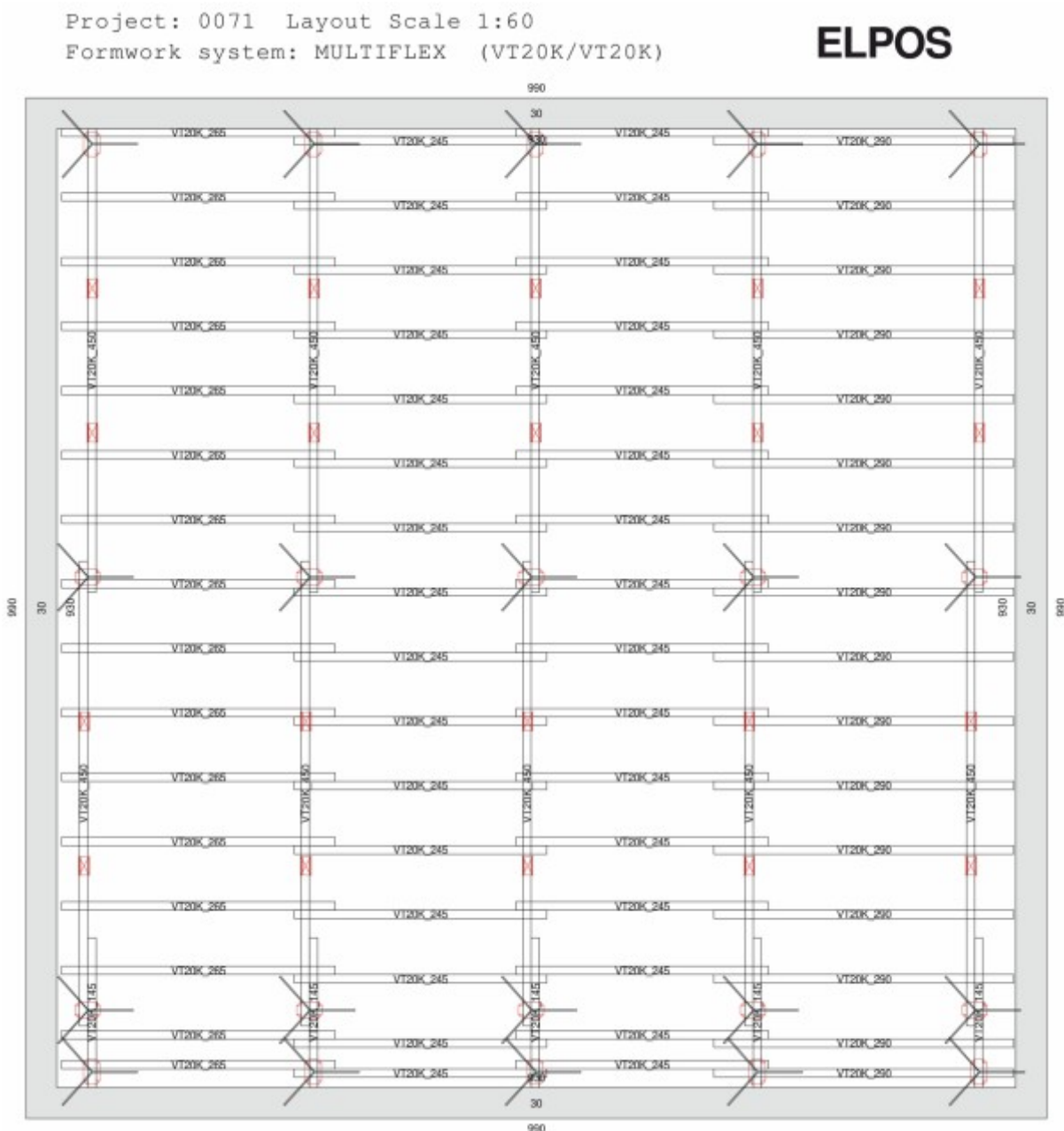


Rys.22.

Widok rozmieszczenia żelbetowych podpór.

Rozmieszczenie i rozłożenie systemowego dźwigarowego deskowania stropowego MULTIFLEX

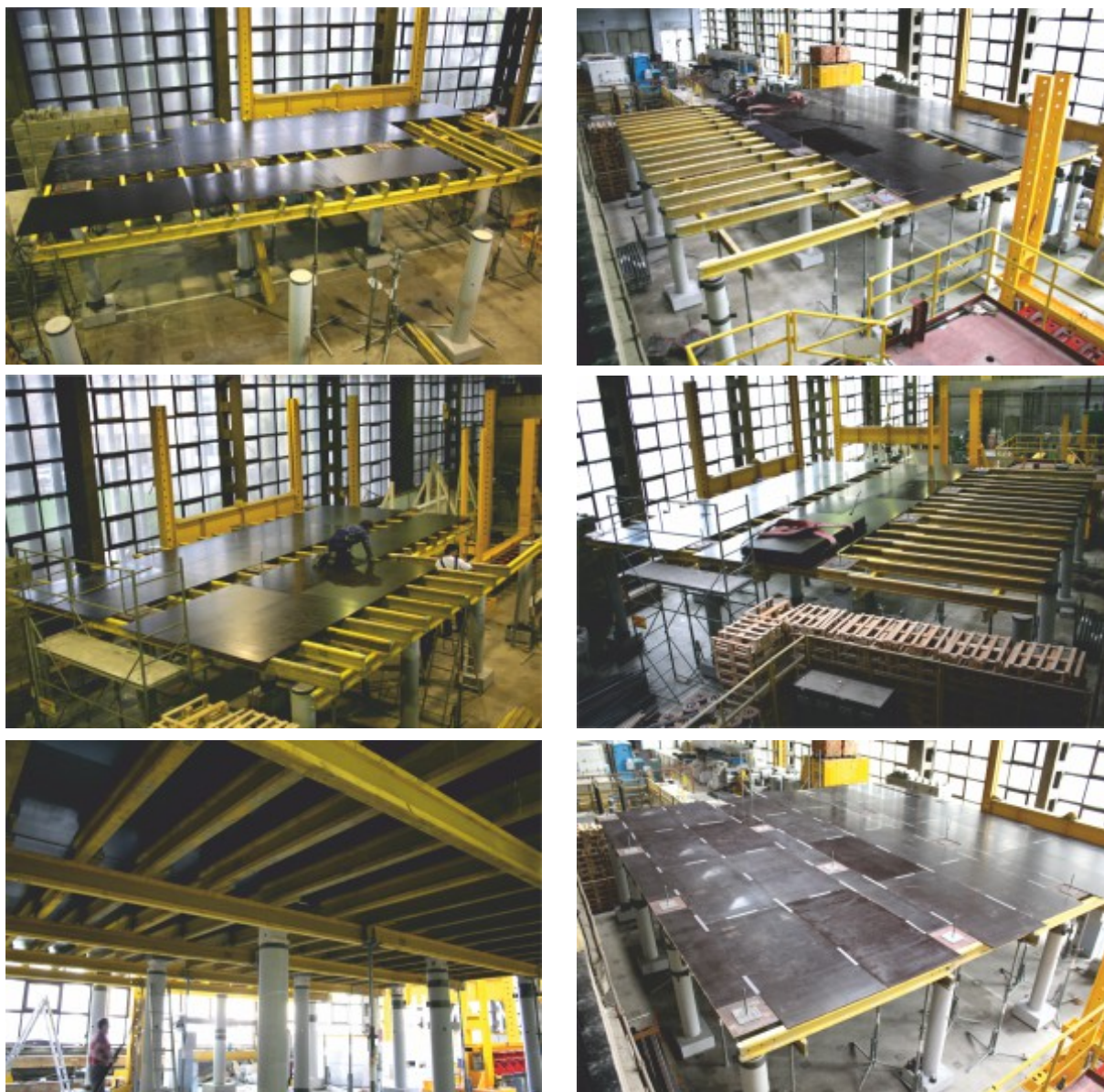
Dzięki uprzejmości Firmy PERI do wykonania deskowania stropu użyto systemu dźwigarowego MULTIFLEX. Montaż deskowania wykonany był zgodnie z projektem dostarczonym wraz z deskowaniem (rys. 23).



Rys.23.

Rysunek warsztatowy rozkładu deskowania [12].

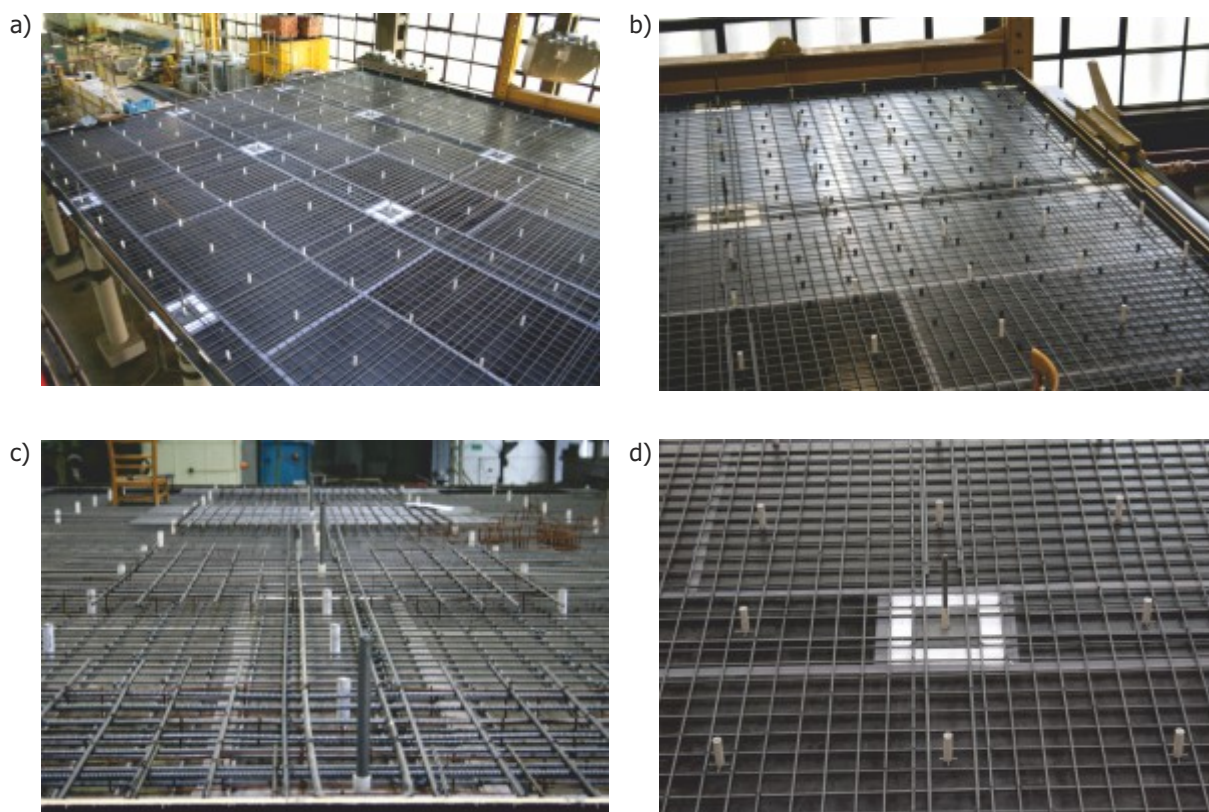
Na rys. 24 zamieszczono widoki poszczególnych faz układania deskowania. W kolejnym kroku ułożone zostały prefabrykowane „elementy dwufazowego działania”. Na czas prowadzenia prac technicznych związanych z betonowaniem na zrektyfikowanych podporach słupowych ułożono elementy pośrednie (błoczki), na których następnie ułożono podpory „dwufazowego działania”. W kolejnym etapie dokonano rektyfikacji podpór „dwufazowego działania” – ustalono jeden poziom odniesienia, a następnie rektyfikacji deskowania. Pomiary były prowadzone geodezyjnie z dokładnością do ± 1 mm, zgodnie z [N3], [N7]. W ostatnim kroku przed betonowaniem uszczelniono deskowanie na styku płyt szalunkowych.



Rys.24.
Widok kolejnych etapów wykonywania deskowania.

Ułożenie zbrojenia

Wykonanie zbrojenia zlecono firmie zewnętrznej. W pierwszym kroku zalecono przygotowanie zbrojenia dolnego i osadzenie go na podkładkach dystansowych. Następnie przeprowadzono kontrolę dokładności wykonania zbrojenia poprzez pomiar odległości pomiędzy prętami, a także pomiar położenia pionowego. W kolejnym kroku wykonane zostały siatki zbrojenia górnego, które następnie podparto na zbrojeniu dolnym za pomocą drabinek dystansowych. Następnie wokół krawędzi modelu ułożono strzemiona obwodowe. Po zakończeniu prac zbrojarskich dokonano drugiej kontroli jakości wykonania zbrojenia, podczas której stwierdzono, że różnica pomiędzy pomierzonymi odległościami pomiędzy prętami, a ich projektowanym położeniem nie jest większa niż ± 1 mm. Widok poszczególnych etapów układania zbrojenia zamieszczono na rys. 25.



Rys.25.

Widok zbrojenia:

a-b) siatka dolna,

c) siatka górna,

d) szczegół zbrojenia siatki dolnej nad słupem wewnętrznym.

Betonowanie, pielęgnacja, rozdeskowanie

Jednym z istotnych parametrów, wpływających na oczekiwane wyniki badań, było zachowanie projektowanej geometrii modelu oraz zapewnienie, że mieszanka betonowa będzie miała w każdym miejscu te same właściwości. Dlatego też przewidywana mieszanka betonowa i technologia jej układania powinna spełniać podane poniżej wymagania:

- Podstawowym problemem przy betonowaniu stanowił brak możliwości bezpośredniego dojazdu betonowozu do umieszczonego w hali laboratoryjnej modelu, co wynikało z małych rozmiarów bramy wjazdowej. W efekcie konieczne było korzystanie z zestawu pojazdów (betonowozu oraz pompy do betonu), co wpływało na zmianę parametrów mieszanki.
- Umieszczenie w modelu bardzo wiotkiego zbrojenia oraz konieczność dotrzymania założonych tolerancji jego położenia wskazywały konieczność rezygnacji z typowego betonu towarowego na rzecz betonu samozagęszczalnego lub betonu zwykłego o bardzo dużej płynności.
- Czas wiązania i twardnienia mieszanki betonowej były kolejnymi ważnymi czynnikami wpływającymi na jej odpowiedni dobór. Czasy te były uzależnione od czasu transportu mieszanki w betonowozie oraz od poszczególnych czasów jej podawania i układania w formie szalunkowej.

Celem uwzględnienia wymienionych powyżej uwarunkowań przy doborze odpowiedniej mieszanki betonowej podjęto współpracę z Grupą Góraźdze (Góraźdze Beton i Centrum Technologicznym Betotech). Na podstawie prowadzonych rozmów zdecydowano się na zastosowanie betonu samozagęszczalnego klasy C30/37. Widoki poszczególnych faz betonowania zamieszczono na rys. 26. Aspekty związane z procesem betonowania modelu omówiono w [6]. Zgodnie z wytycznymi projektowymi pielęgnację betonu prowadzono przez okres 14 dni, po których nastąpiło rozdeskowanie modelu.

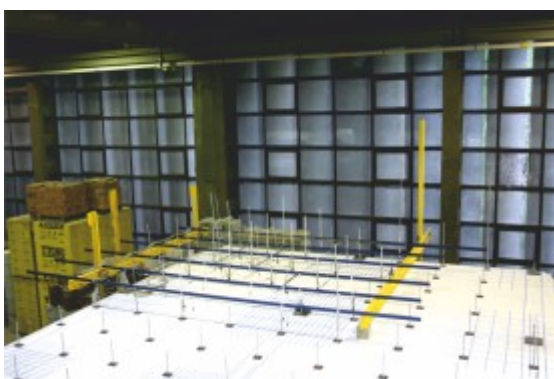


Rys.26.
Betonowanie.

Przygotowanie modelu do badań

Przed przystąpieniem do badań wykonano szereg prac przygotowawczych, w zakresie których:

- dokonano uzupełnienia niewielkich ubytków, które wynikały z wycieku zaczynu cementowego z formy szalunkowej,
- wykonano malowanie modelu na biało celem lepszego odwzorowania powstałych w czasie badań uszkodzeń,
- wykonano i zamontowano niezależną stalową konstrukcję wsporczą służącą do montażu czujników indukcyjnych (rys. 27),
- zamontowano układy obciążające (rys.18, rys. 19, rys. 20),
- przestawiano układy obciążające oraz aparaturę pomiarową pomiędzy badaniami poszczególnych modeli.



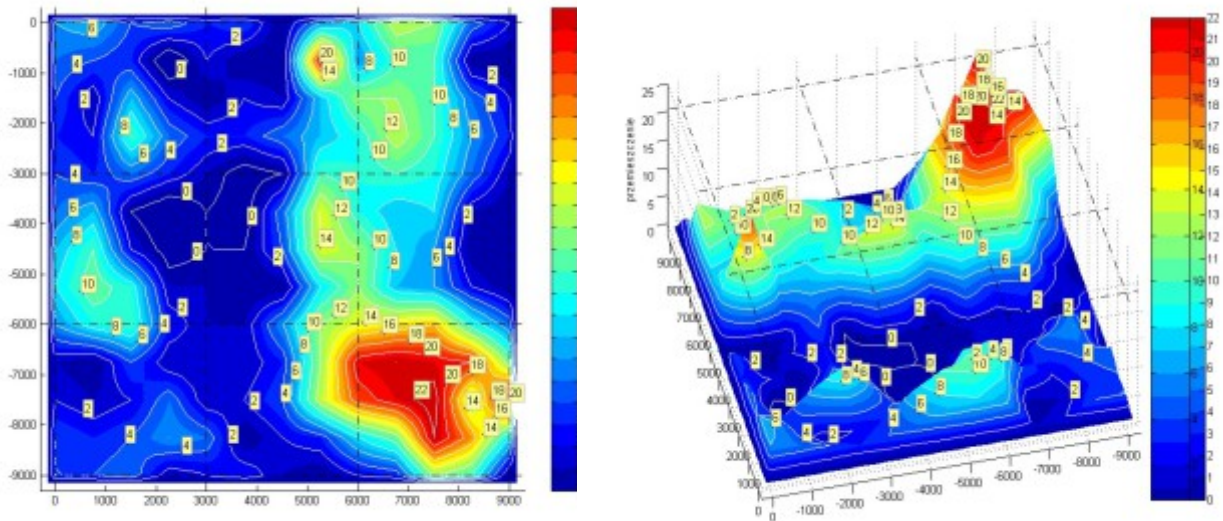
Rys.27.

Konstrukcja wsporcza pod aparaturę pomiarową.

Pomiar geometrii modelu, inwentaryzacja zbrojenia, inwentaryzacja uszkodzeń

Po wykonaniu badań przeprowadzono kontrolę parametrów geometrycznych, porównując je z wymiarami założonymi w projekcie. Kontrolę tę dla każdego modelu wykonano w dwóch etapach:

1. W etapie pierwszym, tuż po rozdeskowaniu, dokonano kontroli poziomej dolnej powierzchni modelu. Na podstawie przeprowadzonych pomiarów stwierdzono, że dokładność wykonania deskowania podczas betonowania została zachowana.
2. W etapie drugim, po przeprowadzeniu badań niszczących, wykonano pomiary geometryczne badanych modeli. Uwzględniały one pomiar grubości modelu (rys. 28) oraz sprawdzenie położenia zbrojenia względem dolnej powierzchni modelu. Przeprowadzone po badaniach pierwszego modelu pomiary wykazały znaczący wpływ sposobu wyrównywania górnej powierzchni modelu na ponad 20 mm zwiększenie jego grubości. Kontrola położenia zbrojenia wykonana po rozkuciu wybranych fragmentów modeli oraz po wykonaniu rozbiórki wykazały, że maksymalna pomierzona różnica w położeniu pionowym w większości przypadków nie była większa niż 1 mm dla warstwy dolnej oraz 3 mm dla warstwy górnej zbrojenia. Pionowe przemieszczenia prętów zbrojeniowych o wartości większej niż 3 mm wystąpiły jedynie na końcach zbrojenia górnego i nie wpłynęły na założoną nośność miejscową modelu.



Rys.28.

Wyniki pomiarów odchyień grubości modelu w stosunku do wartości projektowanej.

Rozbiórka modelu

Na ostatnim etapie prac technicznych, po przeprowadzeniu badań, przystąpiono do rozbiórki modelu. Prace te zlecono firmie zewnętrznej. Według dostarczonego schematu postępowania pracownicy w pierwszej kolejności rozkuli i odcięli najbardziej uszkodzone fragmenty narożne (rys. 29). W kolejnym kroku usunięte zostały elementy krawędziowe. Oddzielone elementy, o wymiarach zbliżonych do $\sim 3000 \times 3000$ mm, były następnie transportowane na poziom zerowy laboratorium, gdzie dokonano ich podziału na mniejsze fragmenty. Ze względów bezpieczeństwa na czas prac rozbiórkowych każdy z elementów był podwieszony do suwnicy i podparty w czterech miejscach drewnianymi kasztami.



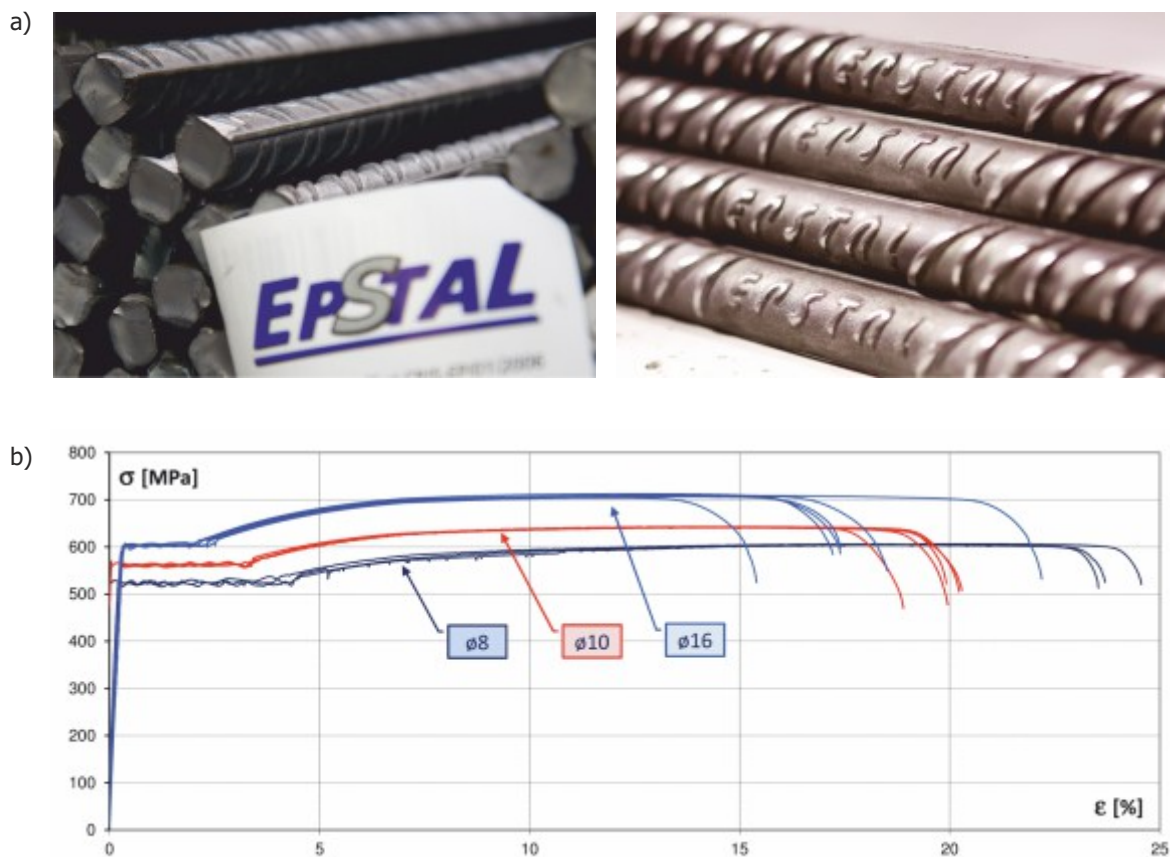
Rys.29.

Etapy rozbiórki modelu.

Materialy

Stal

Do zbrojenia modeli użyto prętów zbrojeniowych o średnicach 8, 10 i 16 mm, wykonanych ze stali gatunku B500SP – **EPSTAL**, dostarczonych przez CPJS. Badania cech mechanicznych stali wykonano w laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej oraz niezależnie w laboratorium Huty CNC Poland w Zawierciu (rys. 31) [13] na próbkach nieobrobionych, uzyskując dla każdego rodzaju pręta zbrojeniowego wykresy zależności $\sigma - \epsilon$ (rys. 30). Uzyskane wartości parametrów technicznych zamieszczono w tab.2. Na ich podstawie, zgodnie z [N15], pręty o średnicy 8, 10 i 16 mm zaklasyfikowano do klasy C.



Rys.30.

Pręty zbrojeniowe użyte do zbrojenia modeli:
a) widok prętów z etykietą oraz napisem EPSTAL,
b) zależności $\sigma - \epsilon$ nieobrobionych prętów [13].

Tab.2.

Średnie wartości parametrów mechanicznych prętów nieobrobionych badanych wg PN-EN 10002-1:1998 (dla każdej średnicy przebadano 6 próbek).

Średnica próbki	E	$f_{0,2k}$	f_{yk}	Odchylenie standardowe	f_{tk}	Odchylenie standardowe	ϵ_{uk}	Odchylenie standardowe
	[GPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]		[%]	
Ø8	191,852	-	526,8	2,88	604,4	1,58	14,9	0,14
Ø10	199,138	-	561,1	3,32	625,8	1,94	13,8	0,13
Ø16	199,138	-	601,2	2,12	714,2	1,53	11,8	0,11

gdzie:

E – moduł sprężystości stali,

$f_{0,2k}$ – napężenie graniczne przy przyroście nieproporcjonalnym 0,2%,

f_{yk} – granica plastyczności,

f_{tk} – wytrzymałość na rozciąganie,

ϵ_{uk} – całkowite procentowe wydłużenie przy największej sile.

**Rys.31.**

Widok aparatury do badania parametrów mechanicznych stali [13].

Beton

W badaniach użyto samozagęszczalnego betonu klasy C30/37, który został dostarczony w dwóch betonowozach. Założono maksymalną średnicę kruszywa 8 mm. W zakresie prowadzonych badań określono:

→ Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie

Kontrolę wzrostu wytrzymałości betonu prowadzono w okresie dojrzewania betonu na próbkach kostkowych 150x150x150 mm. Kolejne badania przeprowadzono po 3, 7, 14, 21 i 28 dniach. Badania przeprowadzono według procedur zawartych w:

- PN-EN 12390-1:2001 Badania betonu. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form [N8],
- PN-EN 12390-2:2001 Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych [N9],
- PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania [N10].

→ Badanie modułu sprężystości

Badanie modułu sprężystości betonu oraz wyznaczenie zależności σ - ϵ przeprowadzono, analogicznie jak w przypadku kostek, po zakończeniu badań zasadniczych na próbkach walcowych 150x300 mm. Badania prowadzone były zgodnie z wytycznymi instrukcji ITB nr 194 „Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach” [N4]. Dla każdej próbki określono maksymalną wartość naprężenia $f_{c,i}$ oraz sieczny moduł sprężystości E_c w przedziale naprężenia 0,05 MPa - 0,33 $f_{c,i}$.

→ Badanie wytrzymałości średniej na rozciąganie betonu przy rozłupywaniu

Kontrolę wytrzymałości betonu na rozciąganie przy rozłupywaniu przeprowadzono po zbadaniu wszystkich modeli. Wytrzymałość badano na próbkach walcowych 160x160 mm. Badania przeprowadzono wg procedur zawartych w:

- PN-EN 12390-1:2001 Badania betonu. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form [N8],
- PN-EN 12390-2:2001 Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych [N9],
- PN-EN 12390-6 Badania betonu. Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania [N11].

→ Badanie średniej wytrzymałości na rozciąganie betonu przy metodzie bezpośredniej

Kontrolę wytrzymałości betonu na rozciąganie wykonano, analogicznie jak w przypadku pozostałych próbek, po zakończeniu okresu badań zasadniczych na próbkach prostokątnych 70x70x650 mm. Badania wytrzymałości betonu na osiowe rozciąganie wykonano zgodnie z zaleceniami instrukcji ITB nr 194 „Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach” [N4].

Uzyskane w trakcie badań parametry techniczne betonu zamieszczono w tab. 2, natomiast na rys. 32 zamieszczono przykładowe zdjęcia z badań materiałowych. Ze względu na dostarczenie betonu wykonanego z dwóch partii, dla każdej mieszanki wykonano komplet badań materiałowych. Podane w tab. 2 wartości były określone zawsze dla 6 próbek.

Tab.3.

Średnie wartości parametrów mechanicznych betonu.

Planowana klasa betonu	Moduł sprężystości	Wytrzymałość na ściskanie	Wytrzymałość na ściskanie	Wytrzymałość na rozciąganie
	E_{cm}	$f_{c,core}$	$f_{c,cube}$	f_{ctm}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
C 35/45	35948	51,3	79,6	3,98
C 35/45	34114	43,5	69,8	3,82

**Rys.32.**

Badania laboratoryjne:

- a) badanie wytrzymałości na rozciąganie przy próbie bezpośredniej,
- b) badanie wytrzymałości na ściskanie,
- c) badanie wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupanie,
- d) badanie modułu sprężystości.

Przebieg badań

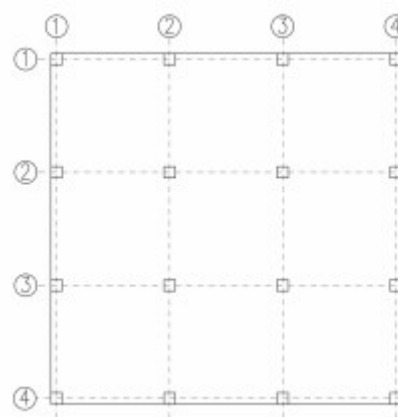
Przygotowanie modelu do badań

W pierwszym kroku przed przystąpieniem do właściwego toku badań dokonano wymiany bloczków, które na czas betonowania zastępowały siłomierze. W czasie tej czynności w punktach wymiany bloczków prowadzona była geodezyjna kontrola przemieszczeń modelu z dokładnością do $\pm 0,5$ mm i jednocześnie odczytywana była wartość reakcji podporowej. Po wprowadzeniu siłomierzy na wszystkie podpory słupowe dokonano odczytu wszystkich reakcji podporowych, co umożliwiło odczytanie całkowitego ciężaru modelu - tab.4 (ciężar modelu wraz ze stalowymi elementami okucia, podporami dwufazowego działania oraz częściami aparatury pomiarowej: 223,9 kN \rightarrow masa modelu: 22834 kg \rightarrow masa na jednostkę objętości: 2638 kg/m³).

Tab.4.

Wyniki pomiaru reakcji podporowych.

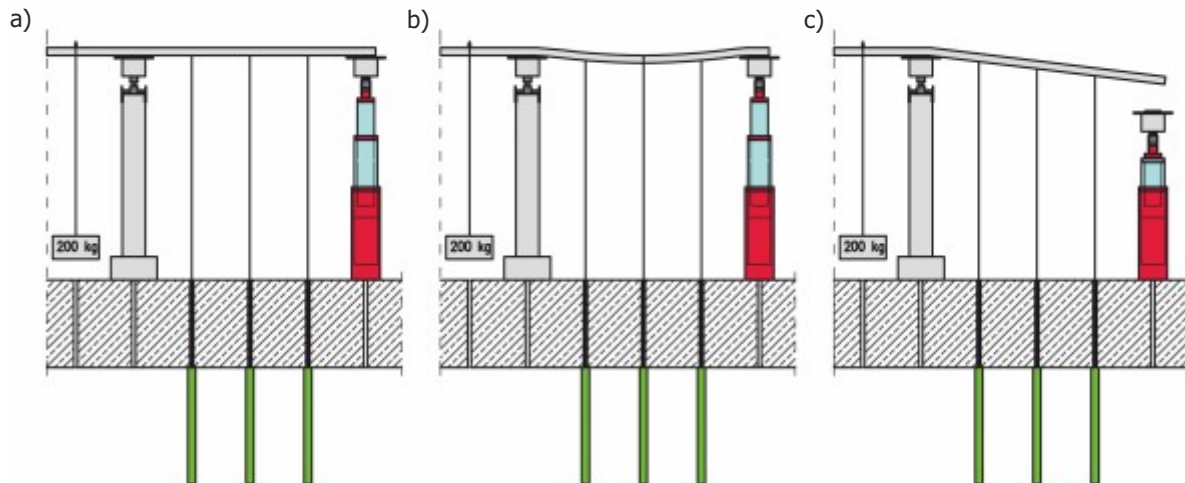
Suma reakcji podporowych 223,9 kN		Kolumna			
		1	2	3	4
Rząd	1	7,721	11,219	9,955	6,33
	2	9,532	23,22	34,425	7,733
	3	8,557	33,964	21,85	14,342
	4	5,804	10,926	10,499	7,89



W kolejnym kroku do modelu podwieszono w 132 punktach obciążenie grawitacyjne wykonane z betonowych obciążników. Przy każdym podwieszanym obciążniku odczytywana była wartość reakcji podporowych oraz dokonywany był pomiar pionowych przemieszczeń górnej powierzchni poszczególnych modeli.

Badania zasadnicze

Po wykonaniu prac przygotowawczych (rektyfikacja modelu) oraz podwieszeniu obciążenia grawitacyjnego przystąpiono do właściwej części badania, która dla każdego z badanych pól składała się z dwóch etapów (rys. 33).



Rys.33.

Etapy obciążania poszczególnych Modeli 1÷Model 2 (widok modelu w przekroju przez usuniętą podporę):

- Etap pierwszy A** – zerowanie siłomierzy i czujników indukcyjnych, podwieszenie obciążenia grawitacyjnego,
- Etap pierwszy B** – wstępne obciążenie hydrauliczne modelu do poziomu 2kN,
- Etap drugi** – opuszczanie krawędzi i zwiększanie obciążenia hydraulicznego do chwili zniszczenia (podnośnik dużego wysuwu służył jedynie jako asekuracja i był utrzymywany stale o kilka cm poniżej dolnej krawędzi płyty).

W etapie pierwszym „A” każdy z modeli obciążano wartością wstępną obciążenia równą 2 kN. Następnie dokonywano odczytu reakcji podporowych i przemieszczeń górnej powierzchni danego modelu. W etapie drugim, przy zadanej wartości obciążenia wstępnego, następowało opuszczanie podpory krawędziowej, któremu towarzyszyło wyrównywanie wartości założonego obciążenia (wyrównywanie wartości obciążenia hydraulicznego związane było z faktem, że wraz z opuszczaniem podpory zmniejszała się wartość ciśnienia oleju w siłowniku, a tym samym zmniejszała się wartość obciążenia przykładanego do modelu). Następnie, jak przedstawiono na rys. 33, zwiększano stopniowo wartość obciążenia, aż do momentu zniszczenia, które nastąpiło przy sile: 9,15 kN ($16,27 \text{ kN/m}^2$) w przypadku Modelu 1 oraz 13,32 kN ($23,68 \text{ kN/m}^2$) w przypadku Modelu 2. Podane wartości sił zostały pomierzone na wewnętrznym obwodzie hydraulicznym, na obwodzie zewnętrznym wartość obciążenia była dwa razy mniejsza.

Na kolejnych zdjęciach (rys. 34) przedstawiono wybrane momenty z badań.



Rys.34.
Przebieg badań – rozpoczęcie badań.



Rys.35.
Przebieg badań – usuwanie podpory.



Rys.36.
Przebieg badań – opuszczanie punktu podparcia.



Rys.37.
Przebieg badań – odwzorowywanie zarysowań na górnej powierzchni modelu.



Rys.38.
Przebieg badań – odwzorowywanie zarysowań na dolnej powierzchni modelu.



Rys.39.
Przebieg badań – stanowisko pomiarowe.



Rys.40.
Przebieg badań – po badaniach.

Prowadzone pomiary

Pomiar wartości obciążenia

Pomiary wartości obciążenia były prowadzone w dwóch miejscach za pomocą siłomierzy elektrooporowych (o zakresie do 5T). Wyniki prowadzonych w późniejszym okresie badań wskazują, że różnice pomiędzy wartościami obciążenia dla trzech różnych siłowników (znajdujących się w jednym obwodzie hydraulicznym) nie różnią się w danej chwili o więcej niż o 3%. Stąd też w dalszej części uznano za reprezentatywne i uzasadnione odnoszenie się do wartości hydraulicznego obciążenia pomierzonego dla układu wewnętrznego. Prowadzony monitoring stałości proporcji pomiędzy obciążeniem układu wewnętrznego a obciążeniem układu zewnętrznego praktycznie zawsze był zachowany.

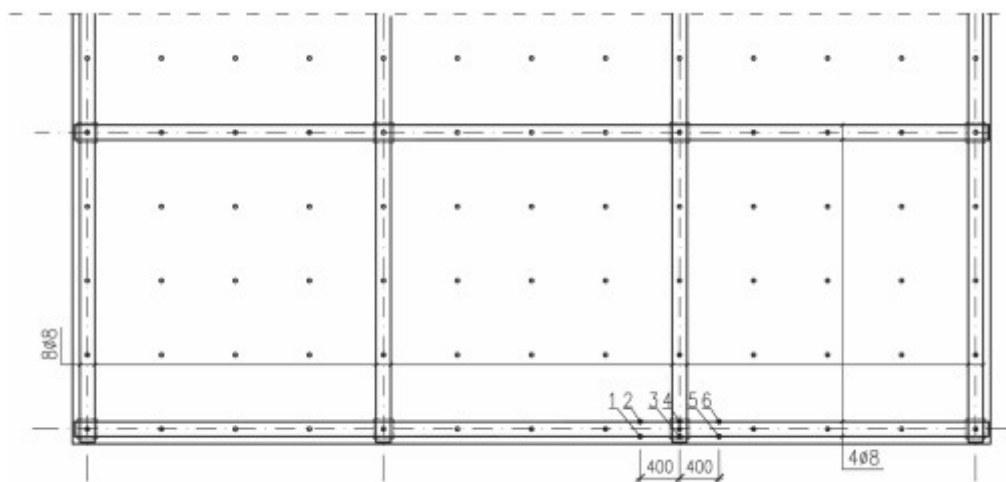
Pomiar reakcji podporowych

Przez cały czas trwania badań zasadniczych wykonywano równoległy odczyt wszystkich reakcji podporowych. Wraz ze zniszczeniem poszczególnych modeli zaprzestawano tych odczytów w uszkodzonych narożach. Celem tego pomiaru było określenie:

- ciężaru modelu,
- wartości siły, jaka pojawiła się po usunięciu podpory na podporach sąsiednich,
- rozkładu reakcji podporowych w momencie zniszczenia modelu.

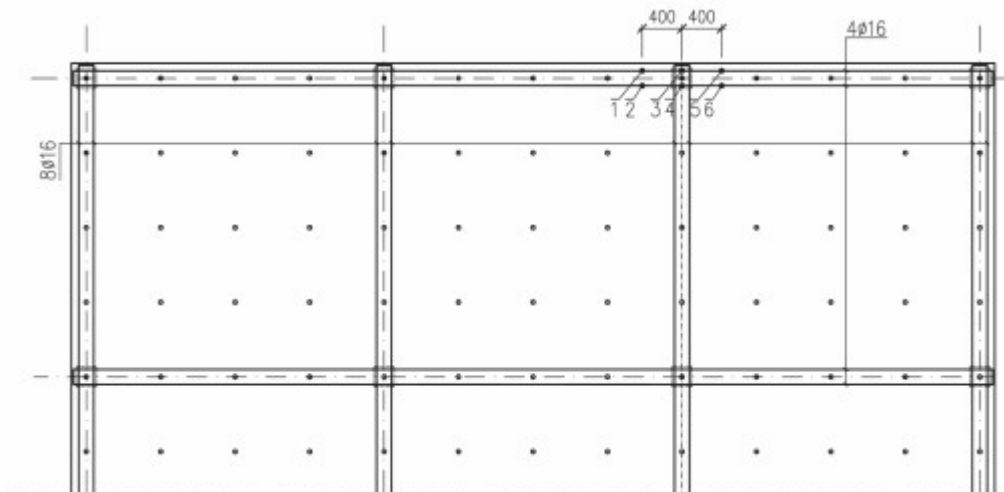
Tensometryczny pomiar odkształceń zbrojenia

W czasie prowadzenia badań wykonywano również pomiar odkształceń prętów dolnego zbrojenia wieńcowego, aby umożliwić określenie momentu, w którym nastąpi uplastycznienie tego zbrojenia. Rozkład tensometrów na zbrojeniu wieńcowym pokazano na rys. 41 (Model 1) oraz rys. 43 (Model 2), zaś na rys. 43 przedstawiono szczegół mocowania tensometrów do pręta zbrojeniowego.

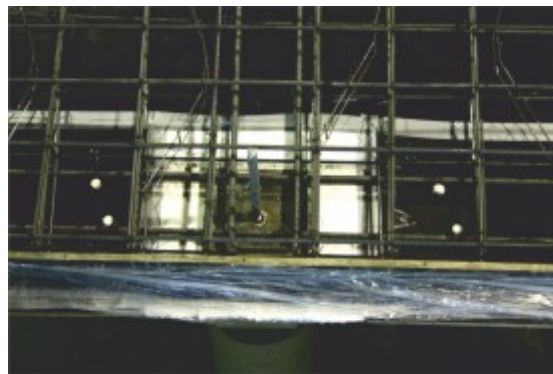


Rys.41.

Rozmieszczenie tensometrów na prętach zbrojeniowych – Model 1.



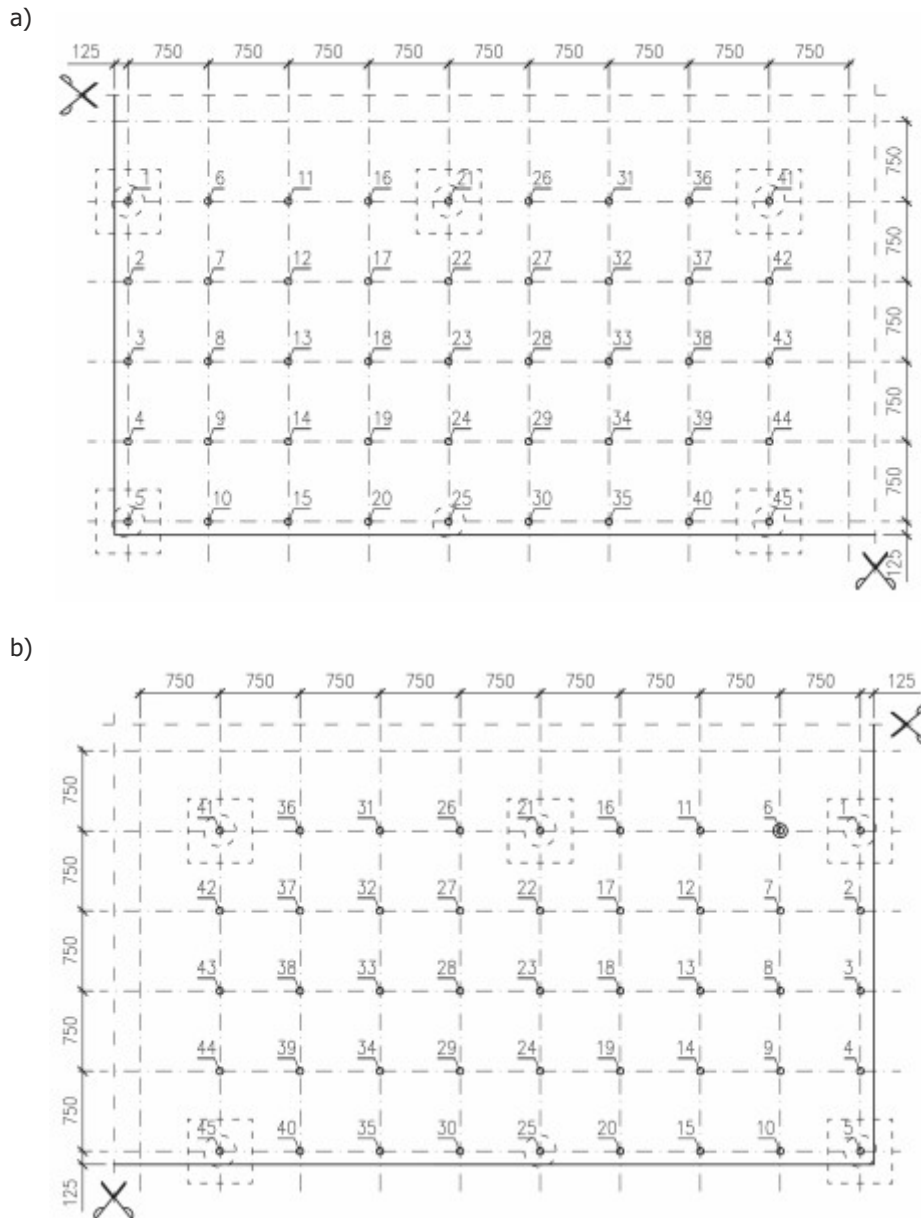
Rys.42.
Rozmieszczenie tensometrów na prętach zbrojeniowych – Model 2.



Rys.43.
Widok tensometrów przyklejonych do prętów zbrojeniowych:
a) widok tensometrów naklejonych na pręty,
b) widok usytuowania tensometrów względem podpory,
c) wyprowadzenie przewodów pomiarowych poza model badawczy.

Pomiar przemieszczeń

Mając na uwadze wnioski płynące z badania „małego modelu” (Biuletyn Techniczny CPJS nr 4 [11]) w czasie badań Modelu 1 oraz Modelu 2 zwrócono szczególną uwagę na pomiar odkształceń górnych powierzchni modeli w zależności od przyłożonego obciążenia. Jako że, ze względów konstrukcyjnych i logistycznych, nie udało się zachować jednakowego ułożenia czujników indukcyjnych na rys.44 przedstawiono ich rozmieszczenie osobno dla każdego z badanych modeli. Ze względu na dużą wagę tych wyników odczyty pomiarów postanowiono wykonywać co 1 sekundę.



Rys.44.

Rozmieszczenie czujników indukcyjnych: a) Model 1, b) Model 2.

Wyniki badań

Odkształcenie modeli

Jak już wspomniano, w czasie prowadzonych badań dużą rolę odgrywał pomiar przemieszczeń górnych powierzchni badanych modeli. Z tego powodu wykonana została niezależna stalowa konstrukcja, którą podparto poza modelem (rys. 45). Wskutek decyzji o odczytywaniu wartości mierzonych co 1 sekundę, w czasie najkrótszego badania (Model 1: ok. 7,1 h) uzyskano ok. 25500 odczytów dla każdego czujnika, natomiast w czasie najdłuższego badania (Model 2: ok. 9,71 h) odczytów było aż ponad 35000.

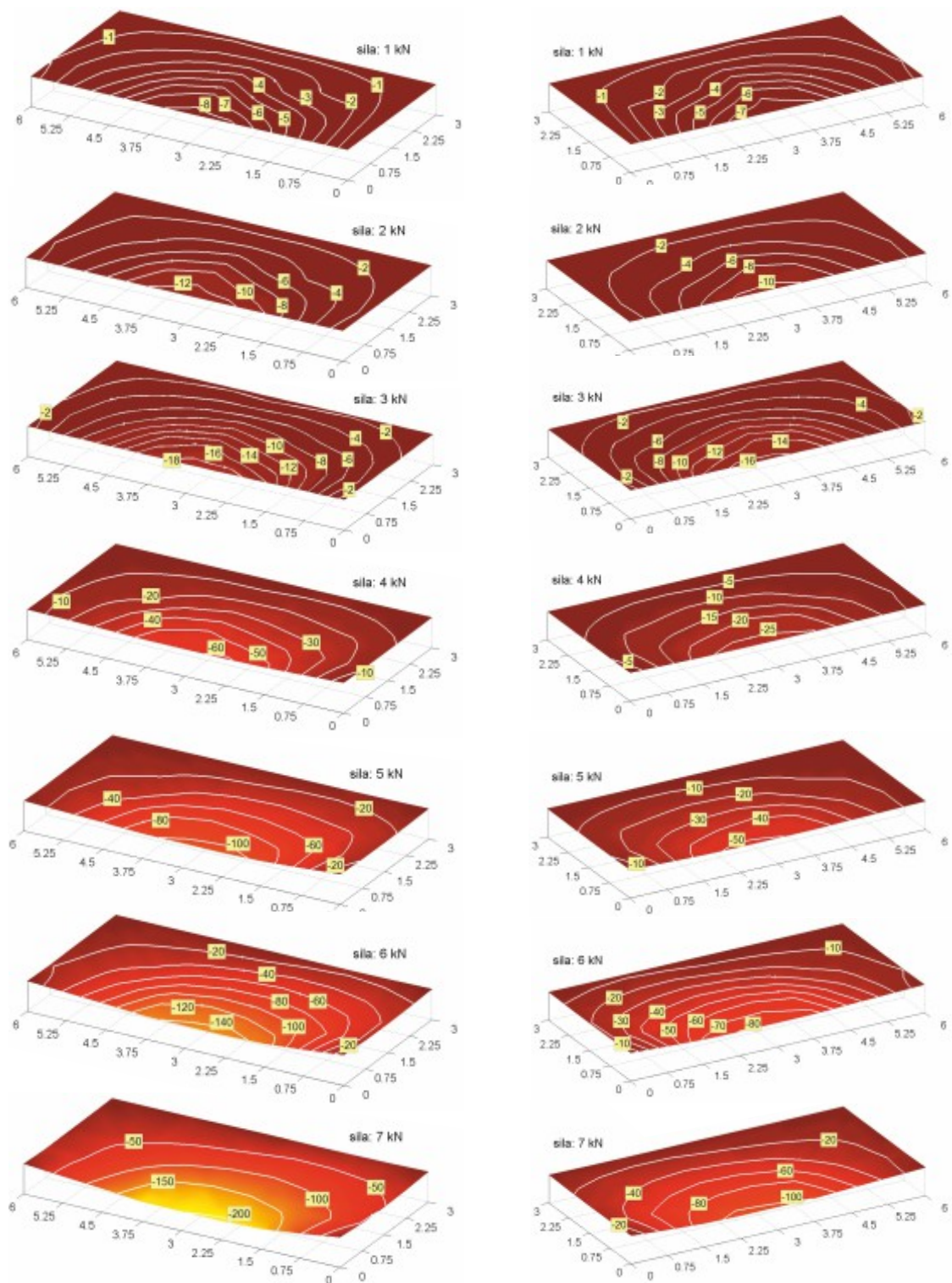
Jak podano wcześniej obciążenie modelu składało się z 4 niezależnych układów (jeden układ obciążenia grawitacyjnego oraz trzy układy obciążenia hydraulicznego). Na zamieszczonych poniżej rysunkach przyjęto, że wszystkie wartości obciążenia odnoszą się do wartości obciążenia mierzonego w obwodzie wewnętrznym.



Rys.45.

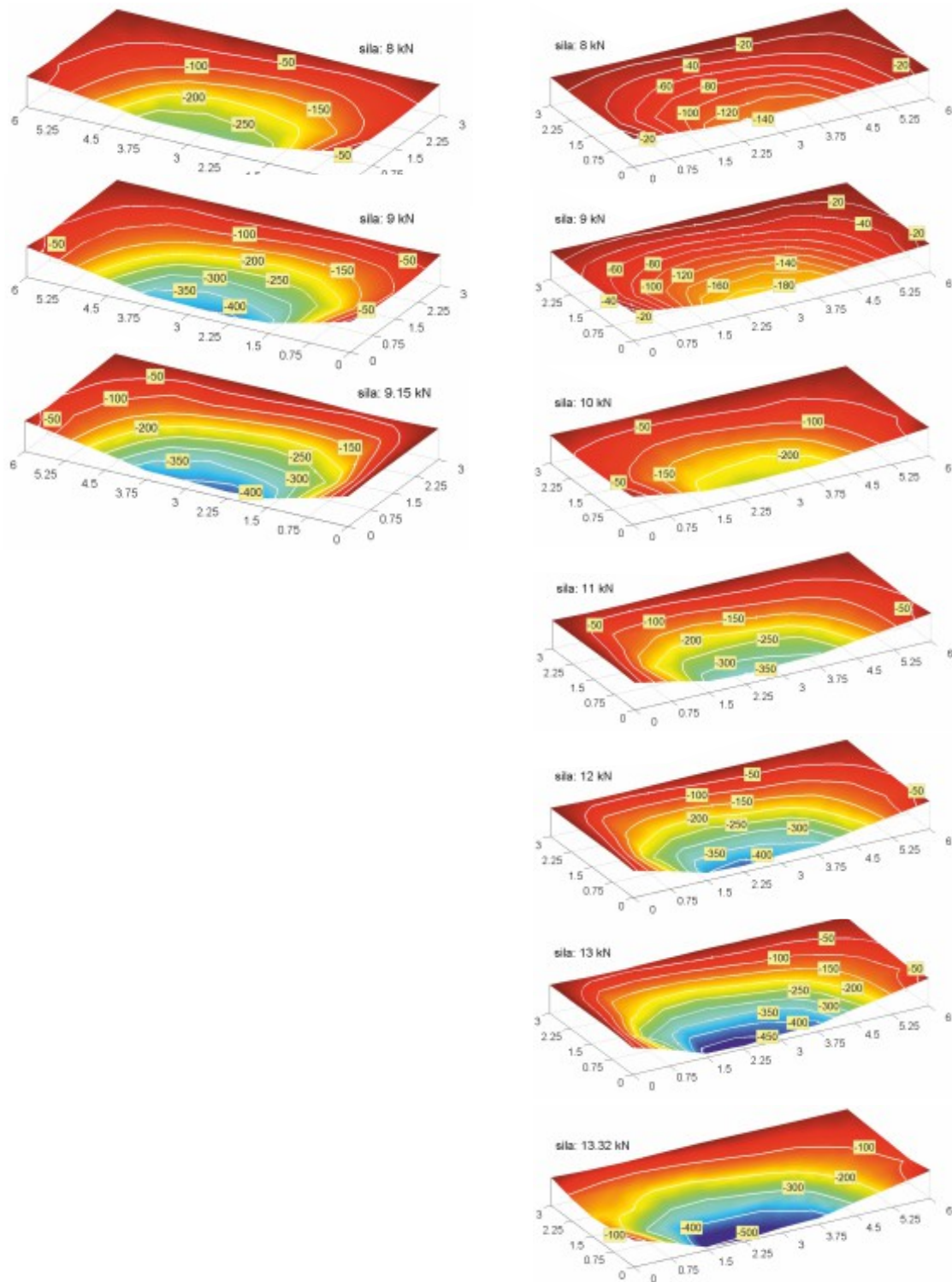
Konstrukcja wsporcza układu do pomiaru pionowych przemieszczeń górnej powierzchni modelu.

Wyniki pomiarów zilustrowano na podanych poniżej wykresach. Na rys. 46 oraz rys. 47 przedstawiono zmiany wartości przemieszczeń górnych powierzchni badanych modeli w funkcji przyrastającego obciążenia, natomiast na rys. 48 przedstawiono końcową postać odkształcenia badanych modeli w chwili ich giętnego zniszczenia.



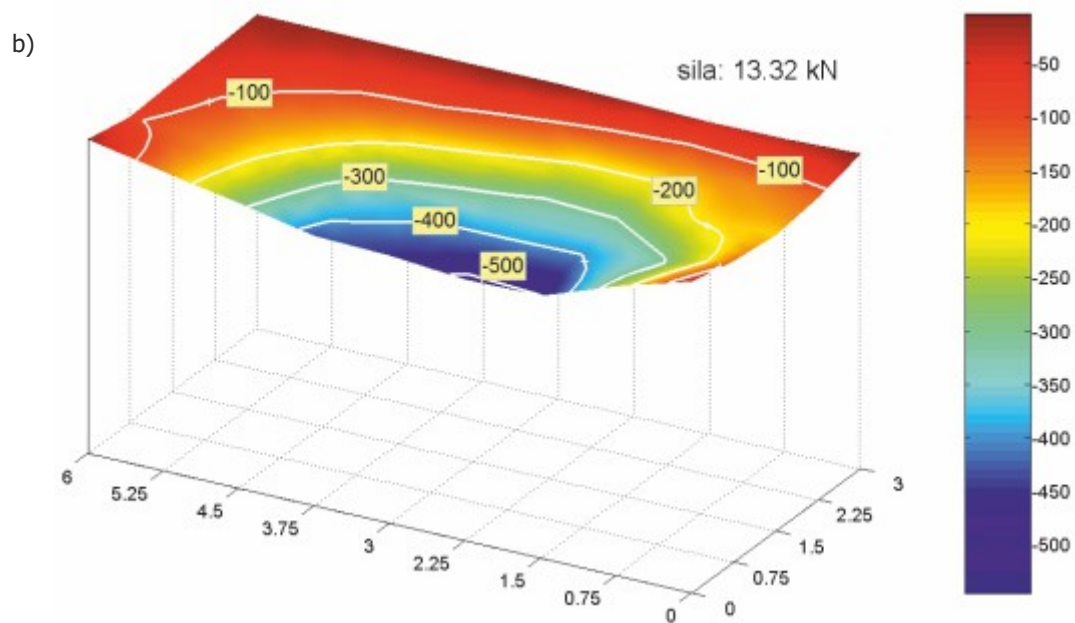
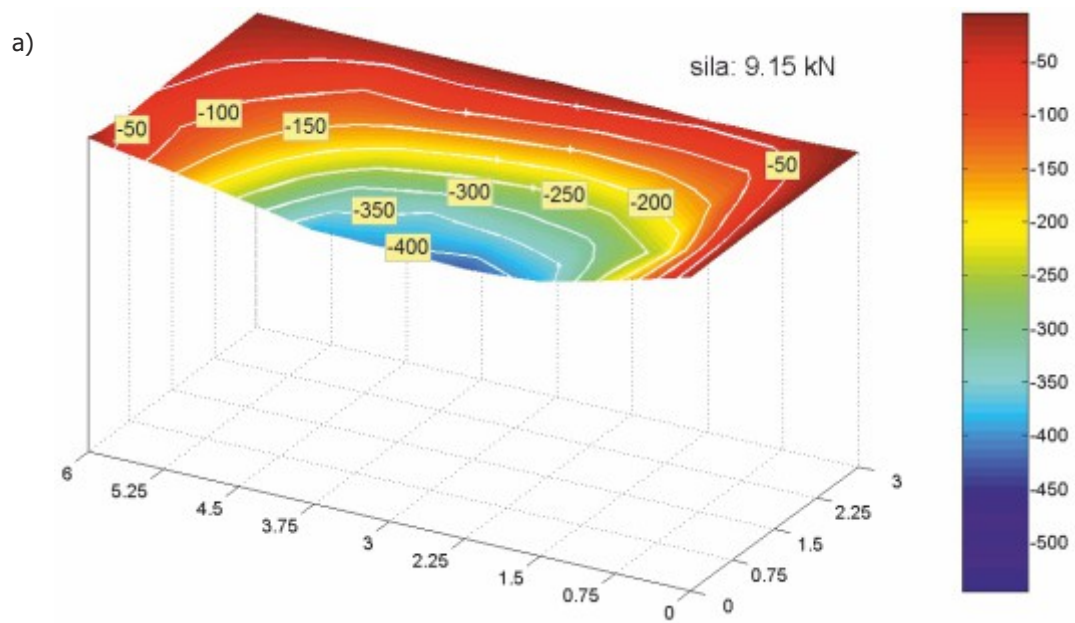
Rys.46.

Wykresy odkształceń górnych powierzchni modeli w funkcji obciążenia w zakresie 0÷7kN na lince (lewa kolumna - wyniki dla Modelu nr 1, prawa kolumna - wyniki dla Modelu 2).



Rys.47.

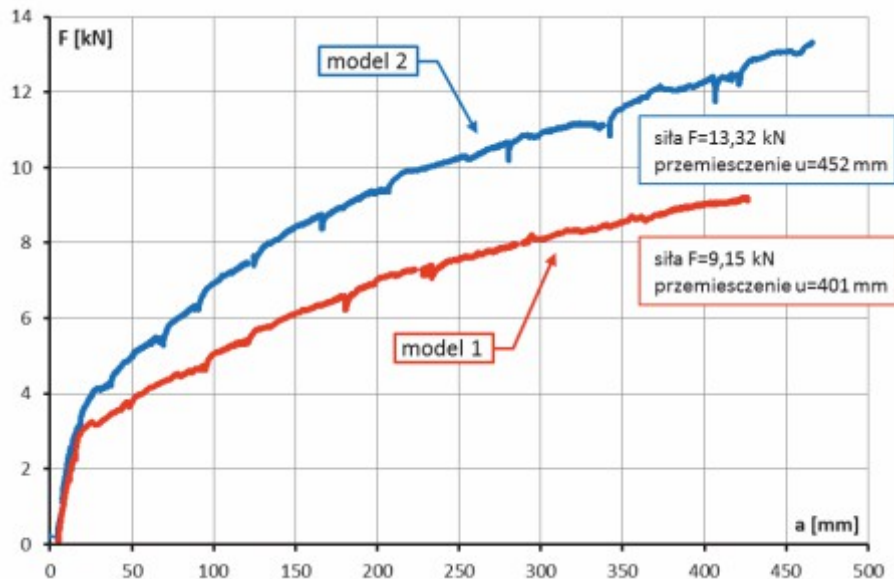
Wykresy odkształceń górnych powierzchni modeli w funkcji obciążenia w zakresie 8÷9,15 (13,32) kN na linie (lewa kolumna - wyniki dla Modelu nr 1, prawa kolumna - wyniki dla Modelu 2).



Rys.48.

Wykresy odkształceń górnych powierzchni modeli w chwili zniszczenia:
a) Model 1, b) Model 2.

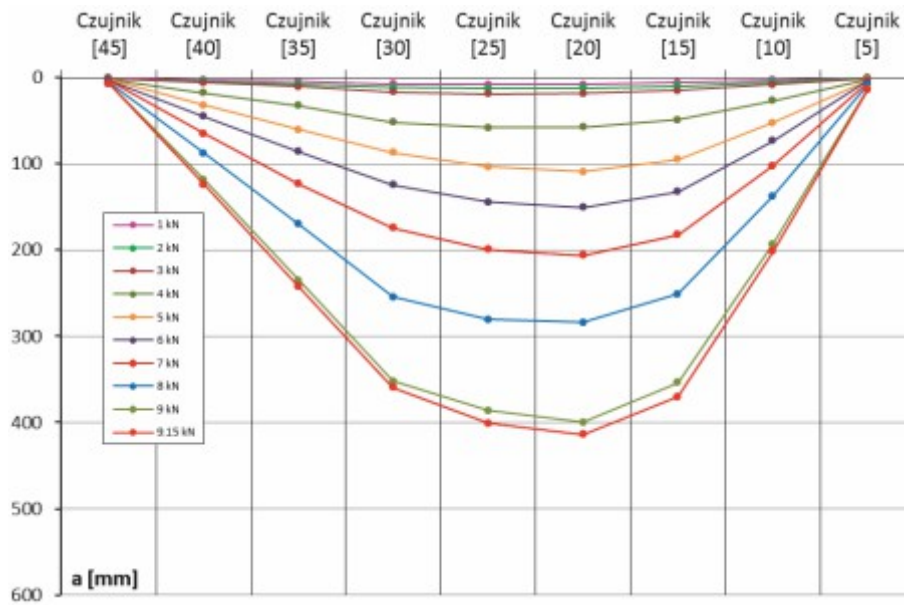
Jako syntezę pokazanych na rys. 46, rys. 47 oraz rys. 48 odkształceń górnych powierzchni płyt w funkcji wzrastającego obciążenia na rys. 49 przedstawiono wykres pionowych przemieszczeń w środku rozpiętości badanych modeli (w punkcie usunięcia podpory). Na wykresie podano wartości maksymalnych pionowych przemieszczeń (Model 1 -> 401 mm, Model 2 -> 452 mm) oraz wartości obciążeń, dla których nastąpiło zniszczenie modeli (Model 1 -> 9,15 kN na jedną linkę, Model 2 13,32 kN na jedną linkę).



Rys.49.

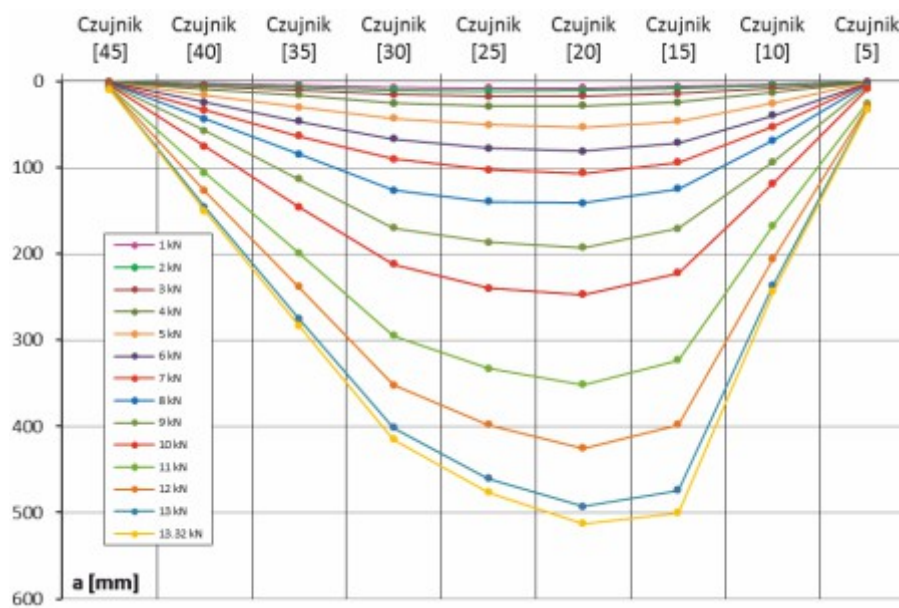
Wykresy pionowych przemieszczeń badanych modeli w punkcie utraty podpory w funkcji obciążenia.

Na rys. 50 (Model 1) oraz 51 (Model 2) przedstawiono wykresy pionowych przemieszczeń badanych modeli wzdłuż krawędzi w funkcji wybranych poziomów obciążenia, natomiast na rys. 52 i 53 zamieszczono widok odkształceń wzdłuż osi symetrii badanych pól. Porównanie wartości pionowych przemieszczeń dla wybranych poziomów obciążenia pokazano na rys. 54 i 55. Widok odkształconego modelu tuż przed zniszczeniem zamieszczono na rys. 56.



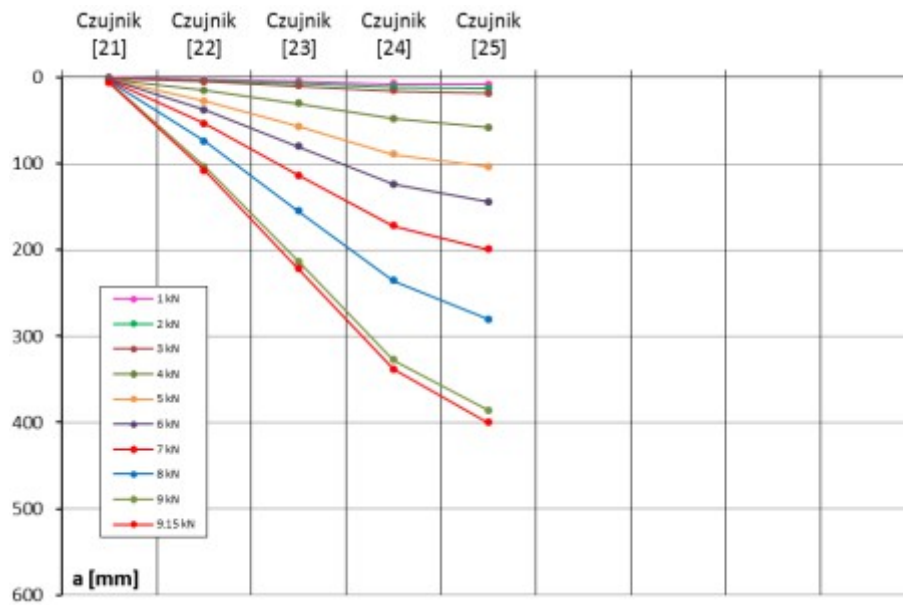
Rys.50.

Wykresy pionowych przemieszczeń badanych modeli wzdłuż krawędzi modelu w funkcji wybranych poziomów obciążenia – Model 1.



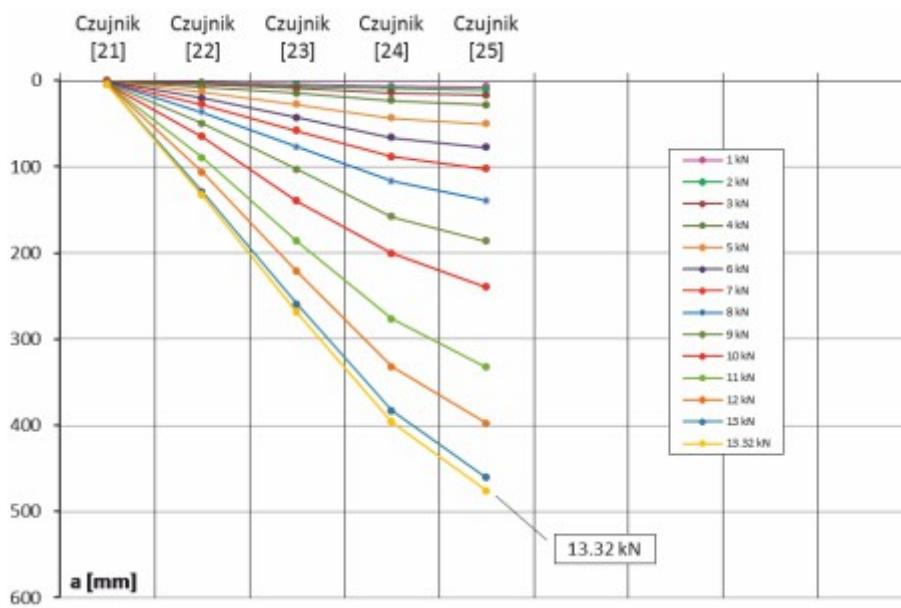
Rys.51.

Wykresy pionowych przemieszczeń badanych modeli wzdłuż krawędzi modelu w funkcji wybranych poziomów obciążenia – Model 2.



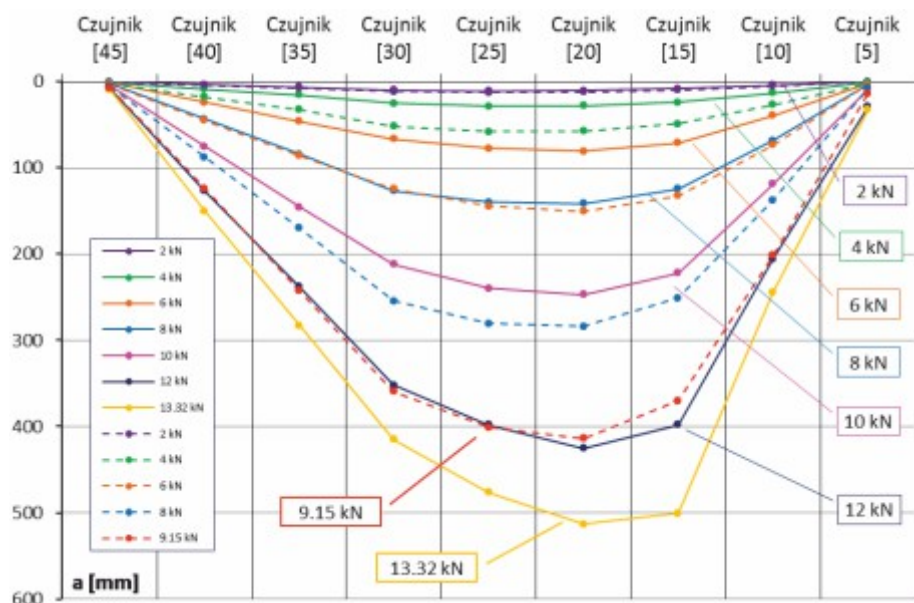
Rys.52.

Wykresy pionowych przemieszczeń badanych modeli wzdłuż osi modelu przechodzącej przez podpory wewnętrzne w funkcji wybranych poziomów obciążenia – Model 1.



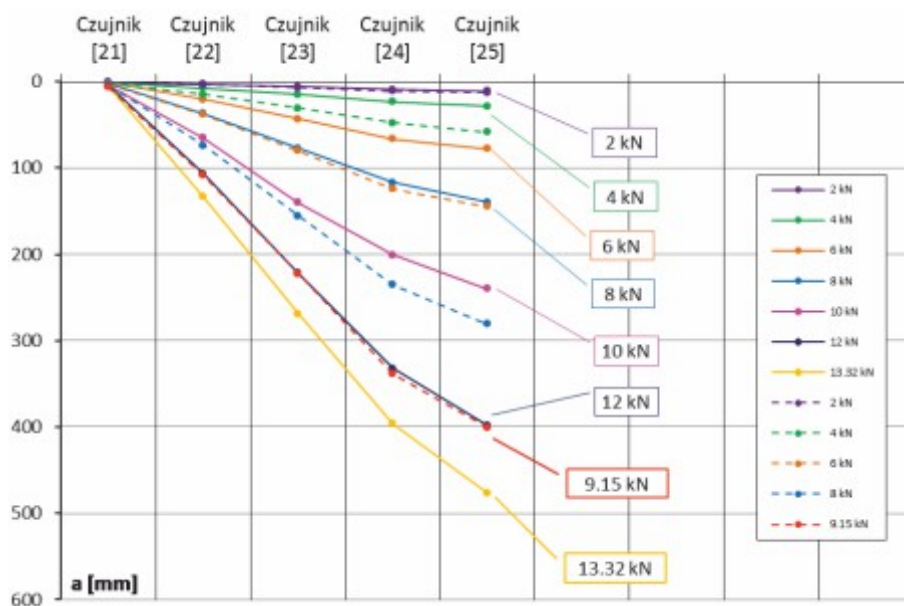
Rys.53.

Wykresy pionowych przemieszczeń badanych modeli wzdłuż osi modelu przechodzącej przez podpory wewnętrzne w funkcji wybranych poziomów obciążenia – Model 2.



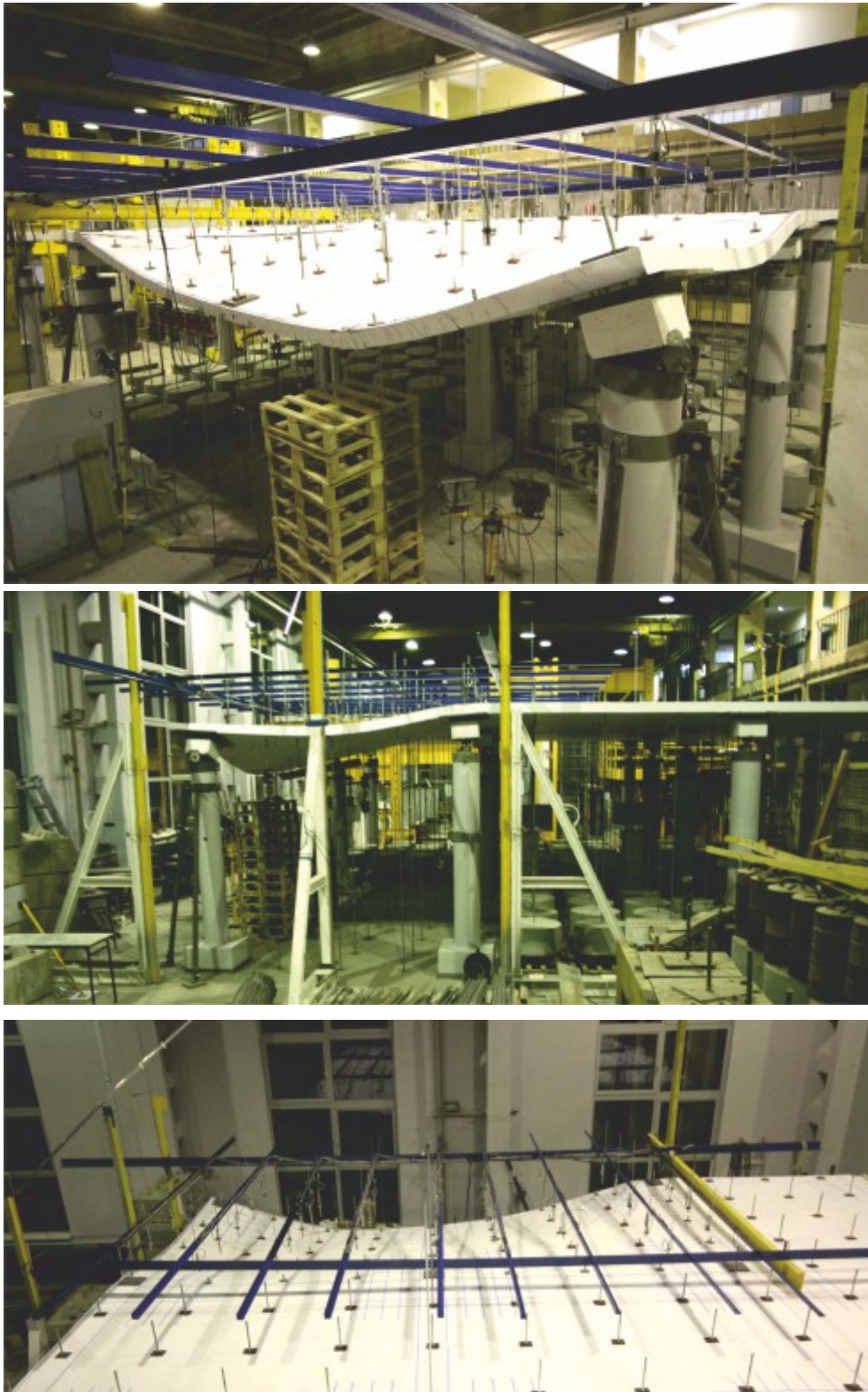
Rys.54.

Porównanie wykresów pionowych przemieszczeń badanych modeli wzdłuż krawędzi modelu w funkcji wybranych poziomów obciążenia.

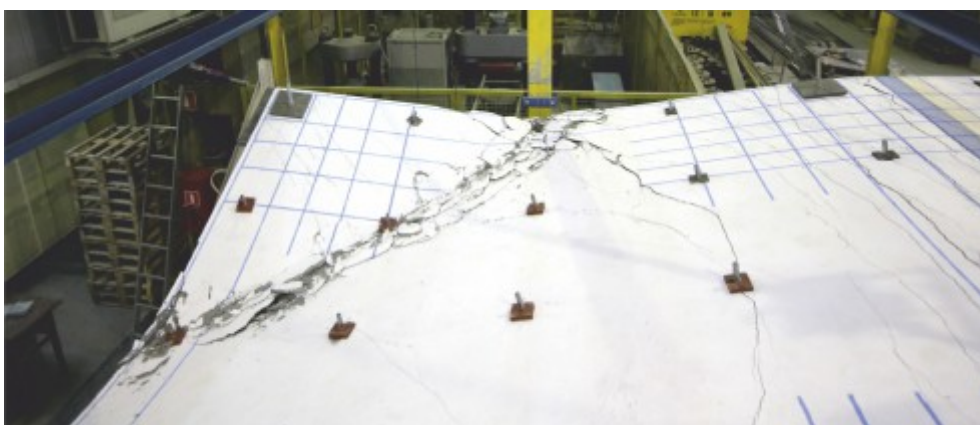


Rys.55.

Porównanie wykresów pionowych przemieszczeń badanych modeli wzdłuż osi modelu przechodzącej przez podpory wewnętrzne w funkcji wybranych poziomów obciążenia.



Rys.56.
Widok odkształceń Modelu 1 w ostatniej fazie obciążania (obciążenie 9,15 kN na jednej linie).

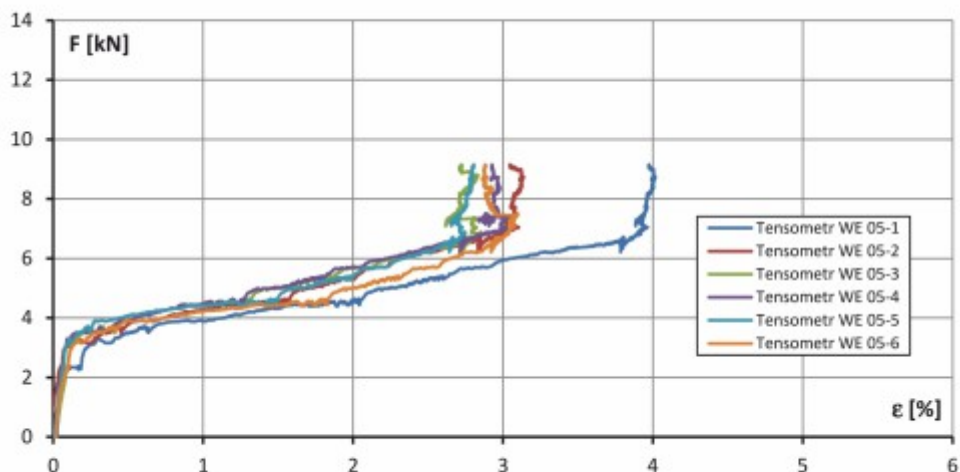


Rys.57.

Widok odkształceń Modelu 1 w ostatniej fazie obciążania (obciążenie 9,15 kN na jednej lince).

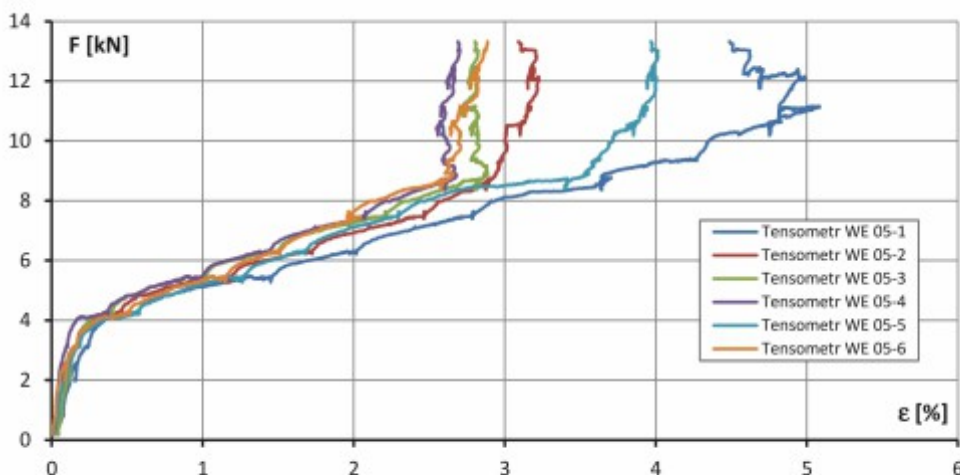
Uplastycznienie zbrojenia

Dokonywane w czasie prowadzonych badań pomiary odkształceń prętów dolnego zbrojenia wieńcowego pozwoliły na określenie wartości obciążenia, dla którego nastąpił początek uplastycznienia się stali zbrojeniowej. Dla Modelu 1 wartość ta wynosiła $\sim 3,5$ kN na linkę (rys. 58), natomiast dla Modelu 2 $\sim 4,0$ kN na linkę (rys. 59). Na podstawie otrzymanych danych można stwierdzić, że w Modelu 1 przy obciążeniu równym ~ 7 kN nastąpiła redystrybucja sił wewnętrznych – dolne zbrojenie wieńcowe (pozostałe wkładki również) przestało w analizowanym polu pomiarowym „przenosić” zwiększające się obciążenie, natomiast prawdopodobnie „pracować” zaczęło górne zbrojenie podporowe oraz dolne zbrojenie wieńcowe, znajdujące się poza strefą pomiarową.



Rys.58.

Wykresy zmiany odkształcenia prętów zbrojeniowych w funkcji obciążenia – Model 1.



Rys.59.

Wykresy zmiany odkształcenia prętów zbrojeniowych w funkcji obciążenia – Model 2.

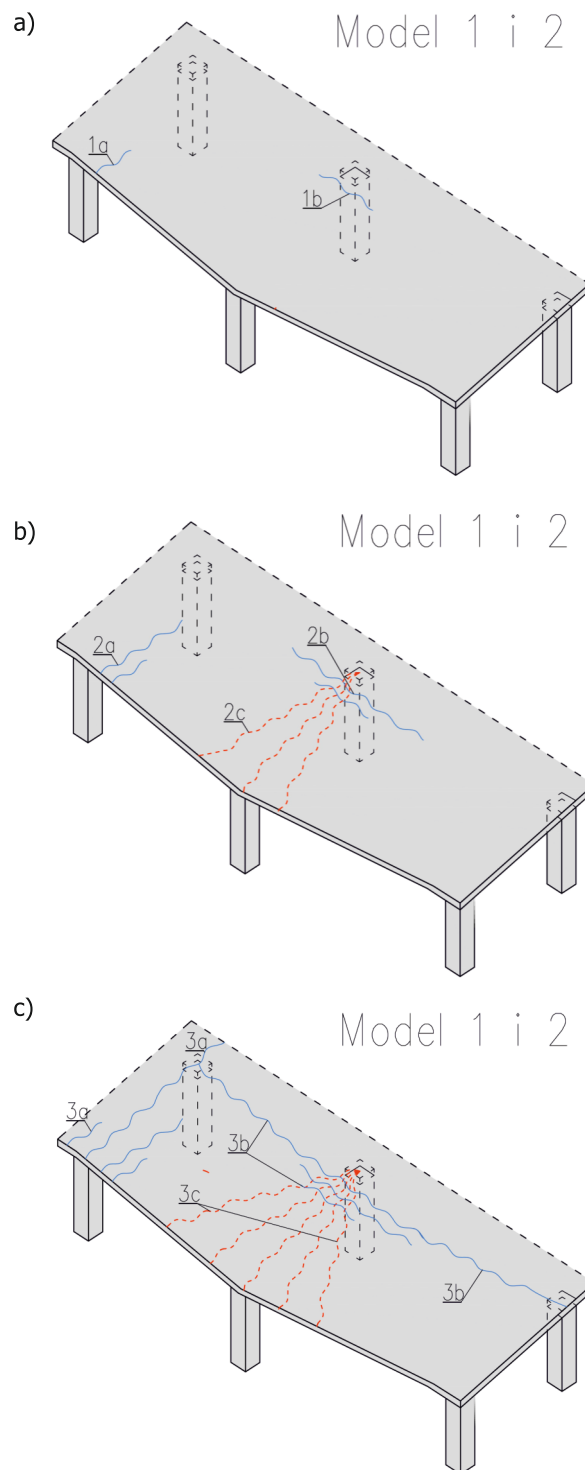
Sposób zniszczenia modeli

Jak pokazano na rys. 50 oraz rys. 51 praca modeli w całym zakresie, przy pominięciu wspomnianych odchyżeń, aż do zniszczenia była w przybliżeniu biliniowa. Pierwszy odcinek pracy liniowej modeli kończy się przy obciążeniach na jedną linkę równych odpowiednio $\sim 3,0$ kN dla Modelu 1 oraz 4 kN dla Modelu 2. Przy tych wartościach obciążenia następowało uplastycznienie dolnego zbrojenia wieńcowego. Po tym etapie zależność przemieszczenia od obciążenia znów była liniowa. Pierwsze zarysowania pojawiły się na:

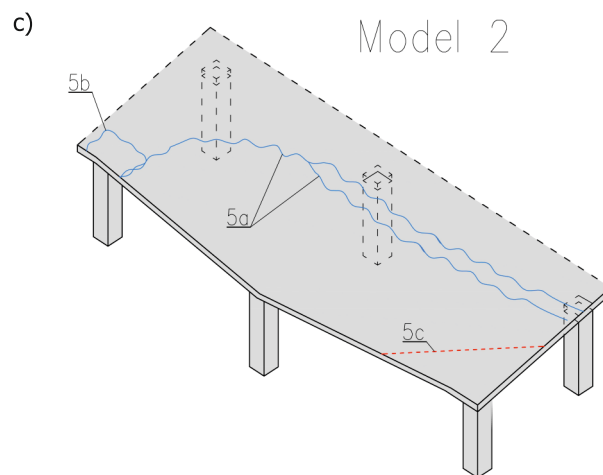
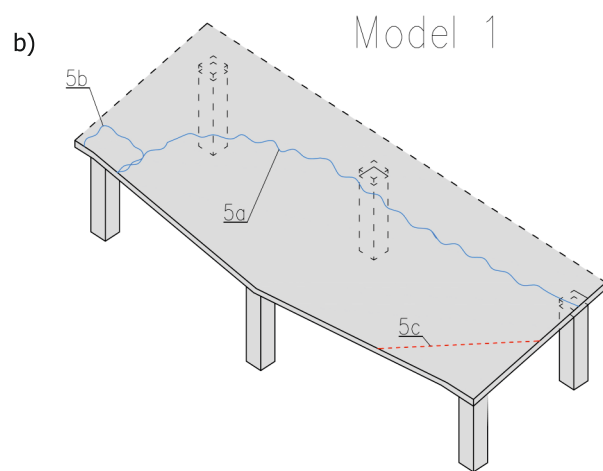
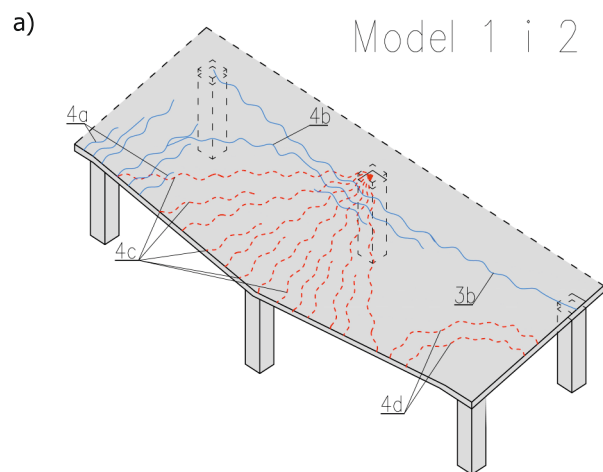
- górnej powierzchni Modelu 1 przy obciążeniu 3 kN na jedną linkę,
- górnej powierzchni Modelu 2 przy obciążeniu 2 kN na jedną linkę,
- dolnej powierzchni Modelu 1 przy obciążeniu 3 kN na jedną linkę,
- dolnej powierzchni Modelu 2 przy obciążeniu 2 kN na jedną linkę.

Analiza wykresu przedstawionego na rys. 54 pozwala stwierdzić, że do poziomu obciążenia ok. 3 kN na jedną linkę odkształcenia modeli były symetryczne względem osi przechodzących przez usunięte podpory. Wraz ze wzrostem wartości obciążenia uwidaczniał się brak symetrii, co było spowodowane swobodnym podparciem fragmentów narożnych badanych modeli. Zniszczenie obydwu modeli aż do momentu zniszczenia przebiegało w analogiczny sposób:

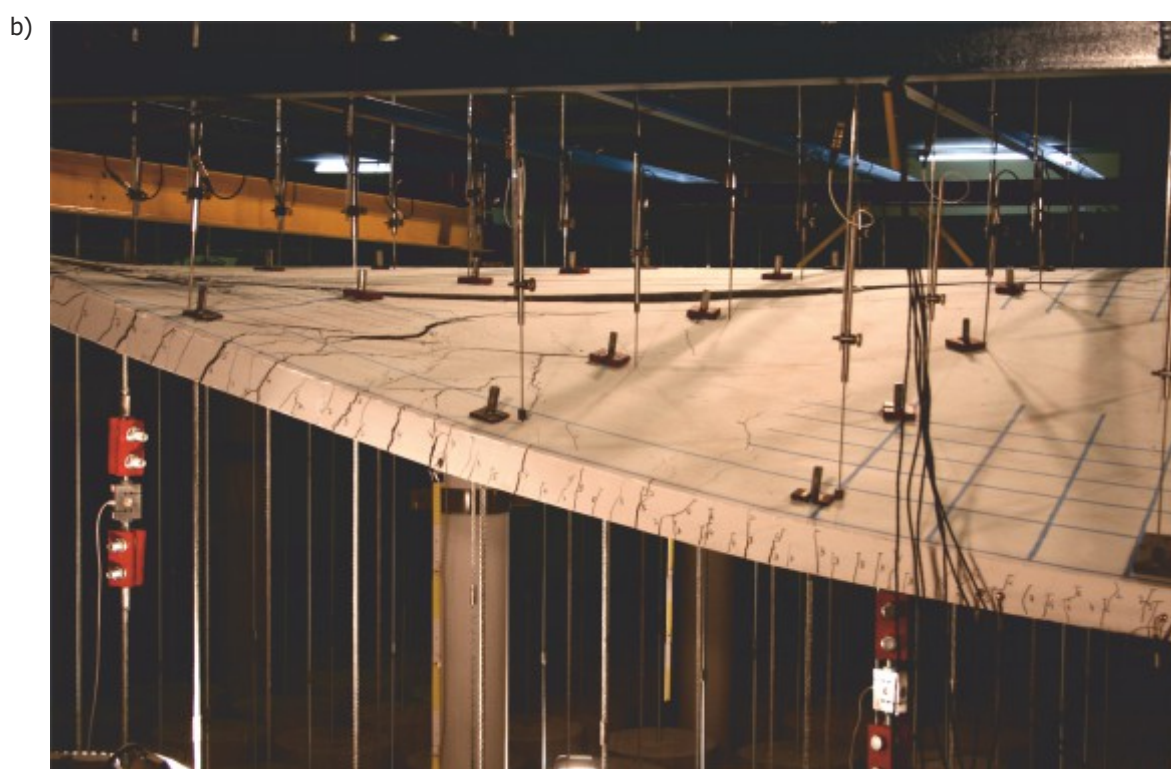
- Pojawienie się zarysowań na górnych powierzchniach badanych modeli w okolicy podpór – rys. 60a.
- Wydłużenie powstałych wcześniej zarysowań oraz powstanie nowych równoległych zarysowań na górnych powierzchniach modeli oraz pierwszych promieniście rozchodzących się zarysowań na dolnych powierzchniach – rys. 60b.
- W kolejnym etapie obciążania modeli pojawiły się kolejne zarysowania zarówno na dolnych powierzchniach (znacznie zwiększył się zakres oraz długość rys biegnących od krawędzi każdego modelu do podpory wewnętrznej), jak i górnych powierzchniach (szczególnie nad środkową podporą krawędziową oraz nad podporą wewnętrzną). Ponadto wydłużeniu uległy zarysowania w osiach podpór – rys. 60c.
- Tuż przed zniszczeniem pomiędzy zarysowaniami występującymi w osiach podpór pojawiły się zarysowania o kształcie łuku; znacznemu zarysowaniu uległy też strefy podporowe (centralna oraz krawędziowa), a na powierzchniach dolnych, pomiędzy istniejącymi rysami, pojawiły się nowe zarysowania o gęstej siatce. Ponadto w okolicy podpory narożnej na dolnych powierzchniach pojawiły się zarysowania centrycznie rozchodzące się od tej podpory – rys. 61a.
- Zniszczenie obydwu modeli nastąpiło poprzez złamanie wspornika obciążonego reakcją z podpory narożnej (rys. 61b, c). Dodatkowo zniszczeniu uległy krawędziowe strefy podporowe:
 - w Modelu 1 nastąpiło przebicie, co w dalszym toku badań doprowadziło **do zerwania dolnych wkładek zbrojenia wieńcowego**, którego zadaniem było zapobiegnięcie takiemu zniszczeniu (rys. 64);
 - w Modelu 2 również nastąpiło przebicie, jednakże, **ze względu na zastosowanie większej średnicy dolnych wkładek zbrojenia wieńcowego, nie doprowadziło ono do ich zniszczenia z uwagi na zerwanie** (rys. 67).



Rys.60.
 Etapy zniszczenia modeli – Część I.



Rys.61.
 Etapy zniszczenia modeli – Część II.

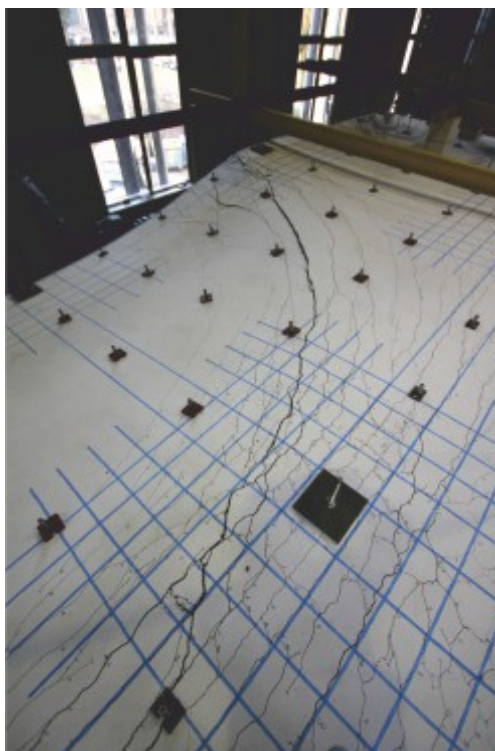
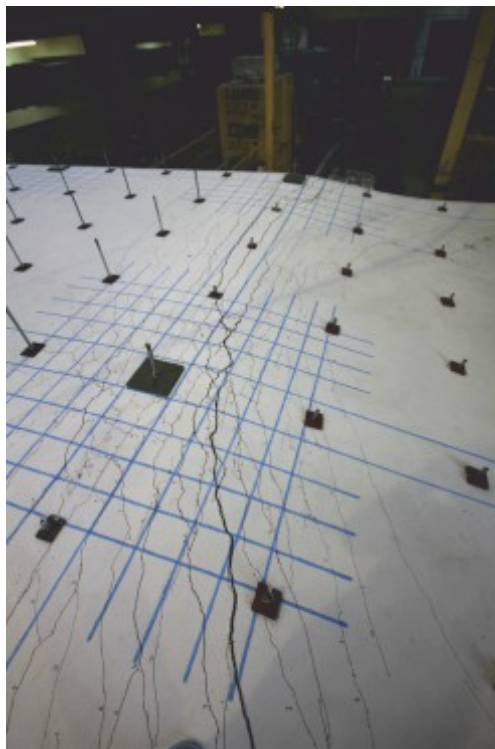


Rys.62.
Widok zniszczonego Modelu 1 – obciążenie 9,15 kN na jednej linie:
a) widok z boku, b) widok izometryczny.

a), b)



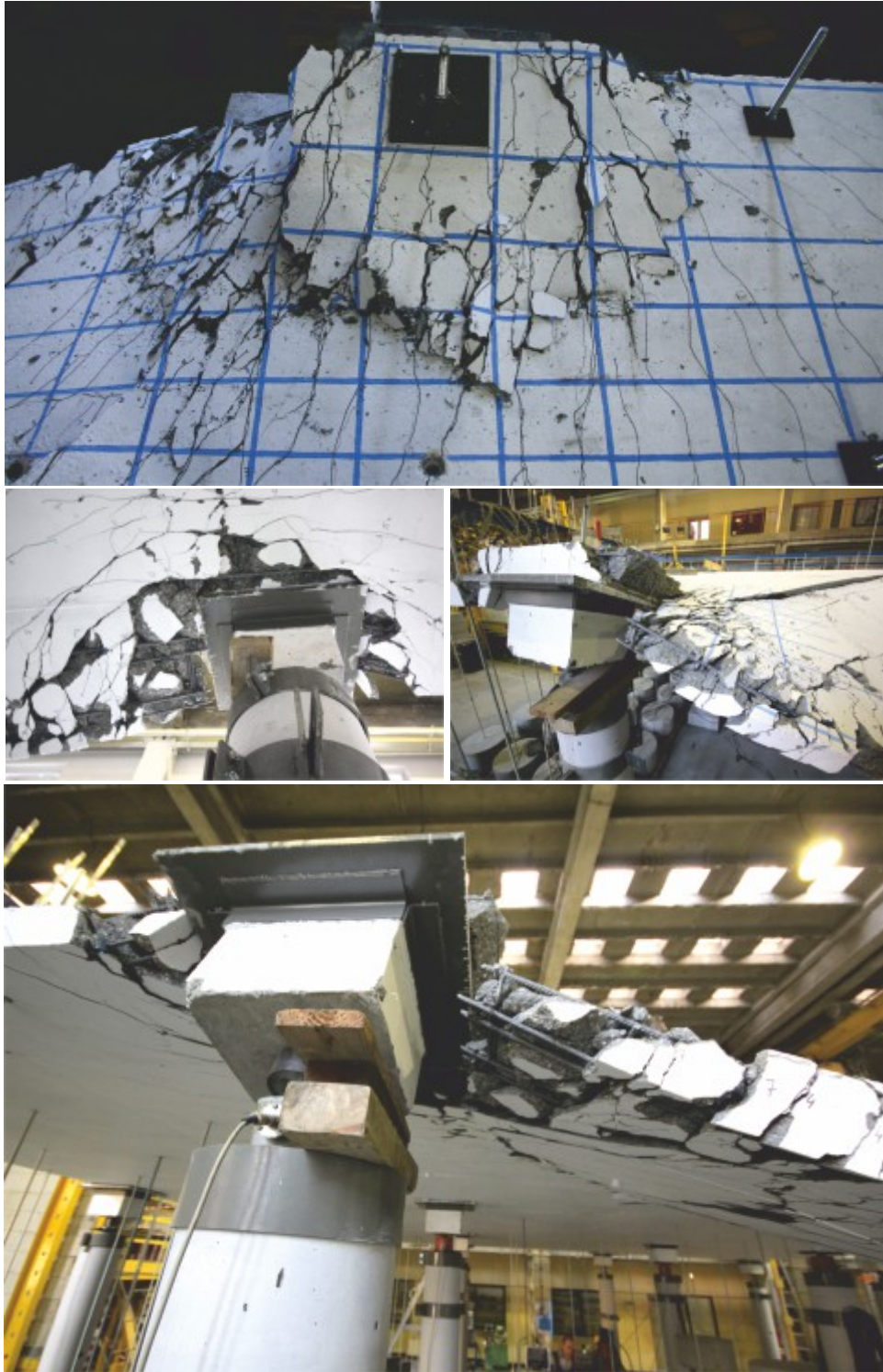
c)



Rys.63.

Widok zarysowania Modelu 1 – obciążenie 9,15 kN na jednej linie:

- a) zarysowanie wokół podpory narożnej,
- b) zarysowanie wzdłuż osi podpór,
- c) linia załomu.



Rys.64.
Szczegóły zniszczeń Modelu 1 – widok strefy podporowej (opis w tekście).

a)



b)

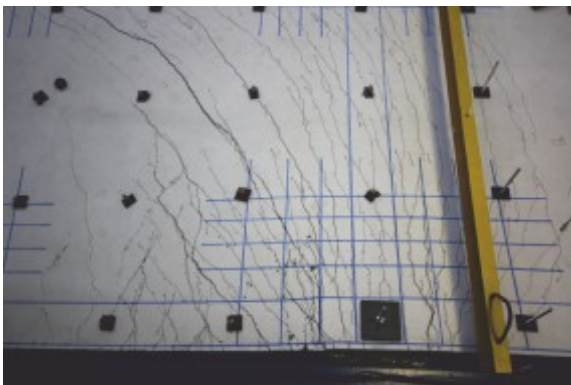


Rys.65.

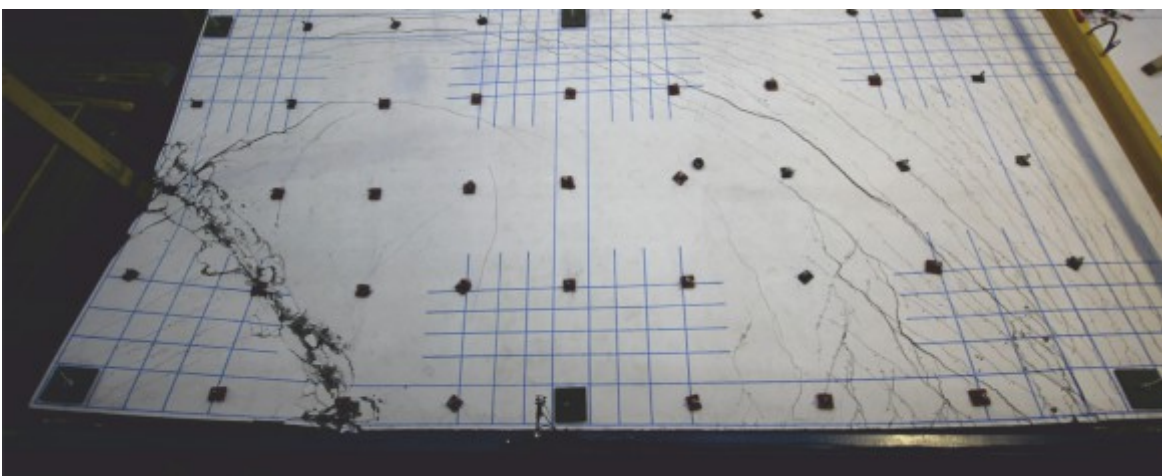
Widok zniszczonego Modelu 2 – obciążenie 13,32 kN na jednej linie:

a) widok z boku, b) widok izometryczny.

a)



b)



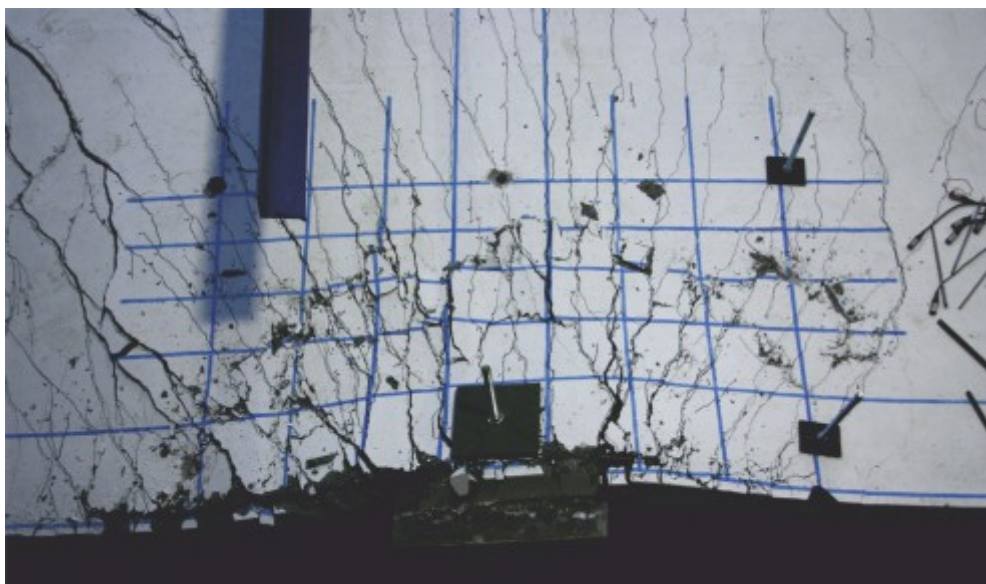
c)



Rys.66.

Widok zarysowania Modelu 2 – obciążenie 13,32 kN na jednej lince:

a) zarysowanie wokół podpory krawędziowej, b) linia załomu, c) zarysowanie wokół podpory narożnej.



Rys.67.
Szczegóły zniszczeń Modelu 2 – widok strefy podporowej (opis w tekście).

Wartości obciążeń niszczących

W ostatnim etapie prowadzonych prac badawczych, celem określenia zapasu nośności wynikającego z pracy ciągłej przekroju żelbetowego, wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, w których uwzględniono zarówno charakterystyczne, jak i obliczeniowe parametry stali i betonu. Otrzymane wartości obciążeń oraz ich opis zamieszczono w tab 5. W tabelicy tej określono wartości obciążenia, które mogłyby spowodować giętne zniszczenie obu modeli w sytuacji, gdyby były podparte na wszystkich podporach oraz przy uwzględnieniu utraty jednej z nich, wartość obciążenia, na które projektowany był strop oraz wartości obciążenia, przy których nastąpiło uplastycznienie zbrojenia. Wnioski z analizy obliczeniowej zawarto w podsumowaniu końcowym.

Tab.5.

Zestawienie wartości obciążeń niszczących.

Rodzaj obciążenia	Pole badawcze nr 1	Pole badawcze nr 2
Wartość całkowitego, charakterystycznego obciążenia projektowanego $gk1+gk2+qk$ [kN/m ²] (obliczeniowe wartości parametrów stali, betonu obciążeń)	6	6
Wartość całkowitego obciążenia obliczeniowego, które powinno spowodować giętne zniszczenie modelu $gu1+gu2+qu$ [kN/m ²] (charakterystyczne wartości parametrów stali, betonu obciążeń) [model obliczeniowy bez podpory]	8,64	9,32
Wartość całkowitego obciążenia obliczeniowego, które powinno spowodować giętne zniszczenie modelu $gu1+gu2+qu$ [kN/m ²] (charakterystyczne wartości parametrów stali, betonu obciążeń) [model obliczeniowy z podporą]	14,2	14,4
Wartość obciążenia pola, przy którym nastąpił początek uplastycznienia stali zbrojeniowej – pomiar z tensometrów [kN/m ²]	8,2	9,62
Wartość obciążenia pola, przy którym nastąpiło zniszczenie modelu w czasie badań [kN/m ²]	18,7	26,2

Wnioski i podsumowanie

Wspomniany we wstępie znaczny niedobór informacji o zachowaniu się obiektów budowlanych oraz brak opisów procesów niszczenia budynków w sytuacji wystąpienia katastrofy budowlanej stanowią poważną przeszkodę w ustaleniu odpowiednich algorytmów postępowania - obliczenia konstrukcji, jak również jej zabezpieczania.

Przeprowadzone badanie pozwoliło uzyskać fizyczny obraz rozwoju uszkodzeń oraz stanowiło podstawę opisu występujących w czasie katastrofy zjawisk. Opis ten może przysłużyć się do sporządzenia w przyszłości inżynierskich modeli obliczeniowych dla ustrojów płytowo-słupowych w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem słupa.

Wyniki uzyskane w czasie przeprowadzonych prac badawczych zawarto w poniższych wnioskach:

- W obydwu badanych modelach zaobserwowano podobny mechanizm zniszczenia.
- Uzyskane nieznaczne różnice w mechanizmie zniszczenia mogą wynikać z różnych technicznych parametrów betonu oraz, w bardzo małym stopniu, z zastosowania różnej średnicy zbrojenia wieńcowego.
- Otrzymany obraz zarysowań oraz widoczna ich rozwartość wskazują na znaczne uplastycznienie zbrojenia.
- Zastosowanie cztery razy większego pola przekroju dodatkowego dolnego zbrojenia wieńcowego pozwoliło uzyskać 40 procentowy przyrost nośności.
- Pod obciążeniami charakterystycznymi, na które był projektowany model (6 kN/m^2), ugięcia ekstremalne modelu wyniosły: w przypadku Modelu 1 – 144 mm, co stanowiło 1/41 sześciometrowej rozpiętości między podporami; w przypadku Modelu 2 – 77 mm, co stanowiło 1/80 rozpiętości między podporami.
- Pod obciążeniami, przy których nastąpiło zniszczenie modeli (Model 1 – $18,7 \text{ kN/m}^2$, Model 2 – $26,2 \text{ kN/m}^2$) ugięcia ekstremalne modeli wyniosły: dla Modelu 1 – 401 mm, co stanowiło 1/15 sześciometrowej rozpiętości między podporami; dla Modelu 2 – 452 mm, co stanowiło 1/14 rozpiętości między podporowej.
- Model 1, który, z uwagi na możliwość utraty słupa skrajnego, zaprojektowany był zgodnie z zaleceniami norm [N13] i [N14], wykazał bardzo istotny zapas nośności w stosunku do obciążenia charakterystycznego, które powinien był przenieść w sytuacji awaryjnej. Pozwala to wnioskować, przynajmniej w analizowanym zakresie, że zaprojektowane wg zaleceń wymienionych norm stropy posiadać będą odpowiedni zapas nośności na wypadek utraty słupa krawędziowego.
- Uplastycznienie stali rozpoczęło się odpowiednio przy obciążeniu $8,2 \text{ kN/m}^2$ (Model 1) i $9,63 \text{ kN/m}^2$ (Model 2), co stanowiło odpowiednio 1,36, oraz 1,60 razy większe obciążenie od obciążenia charakterystycznego, na które projektowane były modele.
- W momencie zniszczenia uzyskano następujące obciążenia: $18,7 \text{ kN/m}^2$ (Model 1) i $26,2 \text{ kN/m}^2$ (Model 2), co stanowiło odpowiednio 3,1 oraz 4,4 razy większą wartość obciążenia charakterystycznego niż wartość na którą projektowane były modele.

- Uzyskanie przewyższenia nośności w stanie awaryjnym nad ekstremalnym obliczeniowym obciążeniem było możliwe dzięki zastosowaniu stali zbrojeniowej **EPSTAL**, która charakteryzuje się bardzo dużą ciągliwością. **Stąd płynie wniosek o konieczności stosowania stali o bardzo dużej ciągliwości we wszystkich konstrukcjach, w których chcemy ograniczyć rozwój katastrofy postępującej.**
- Należy mieć na uwadze, że powyższe wnioski odnoszą się do badanego modelu o układzie 3×3 pola, w którym jedna z podpór była zawsze podporą narożną. Wpłynęło to w sposób oczywisty na obraz zniszczenia i uzyskane wartości nośności. Dla pełniejszego obrazu konieczne byłoby wykonanie dodatkowego badania pola krawędziowego symetrycznego, na przykład w modelu 3×4 pola, a także pola wewnętrznego modelu wielopolewego.

Literatura

Publikacje

- [1] Jasiński R., Kupczyk R., Starosolski W, Wieczorek M.: Badania żelbetowych połączeń płyta-słup w stadium awaryjnym. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2009.
- [2] Jasiński R., Kupczyk R., Starosolski W., Wieczorek M.: „Badania zachowania się strefy podporowej monolitycznych ustrojów płytowo-słupowych w stadium awaryjnym”, Biuletyn techniczny nr 2, CPJS Centrum Promocji Jakości Stali.
- [3] Starosolski W., Wieczorek M., Jasiński R., Kupczyk R. Research of RC Slab-Column Structures in the Failure Stage. International Conference 70 Years of FCE STU. Slovakia, Bratislava, 2008.
- [4] Wieczorek B., Starosolski W.: Load eccentricity effect on load capacity of slab-column connections after punching, 58th Annual Conference on Scientific Problems of Civil Engineering, 16-21 September 2012, Krynica – Rzeszów, str. 86-87.
- [5] Wieczorek B., Starosolski W.: Wpływ mimośrodowego obciążenia na nośność połączenia płyta-słup po przebiciu, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 283, Budownictwo i Inżynieria Środowiska z. 59 (3/12/II) 2012, Rzeszów 2012, str. 133-140.
- [6] Wieczorek M.: Wybrane aspekty technologii wykonania wielkowymiarowych elementów badawczych, Materiały Budowlane 2012, nr 5, str. 28-30.
- [7] Wieczorek M.: „Influence of Simplified Discretization Schemes of Slab-To-Column Connections on The Values of Internal Forces in Numerical Modelling”, IV Konferencja Naukowo-Techniczna doktorantów i młodych naukowców – „Młodzi naukowcy wobec wyzwań współczesnej techniki”, Warszawa 2009, str. 273-278.
- [8] Wieczorek M.: „The influence of reinforcement of column and the geometrical dimensions of beam-column connections of the value of internal forces”, Proceedings of the 7th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, Bratysława 2009, str. 145-148.
- [9] Wieczorek M.: „Wpływ uproszczonego podejścia do modelowania połączenia płyta słup na wartości sił wewnętrznych”, Wybrane zagadnienia z dziedziny budownictwa – Monografia. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2009, str. 145-153.
- [10] Wieczorek M., Starosolski W.: Badania zachowania się narożnego fragmentu ustroju płytowo-słupowego zbrojonego stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w stanie awaryjnym. Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno – materiałowo – technologiczne. Budownictwo ogólne. XXVI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 9-12 marca 2011 r. T. 3: Wykłady. Gliwice : Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa. Oddział w Bielsku-Białej, 2011, str. 41-54.
- [11] Wieczorek M., Starosolski W.: „Badania zachowania się narożnego fragmentu monolitycznego ustroju płytowo-słupowych zbrojonego stalą EPSTAL o wysokiej ciągliwości w sytuacji awaryjnej wywołanej usunięciem podpory”, Biuletyn techniczny nr 4, CPJS Centrum Promocji Jakości Stali, 2012.
- [12] Wieczorek M.: „Nośność ustroju płytowo-słupowego w przypadku awaryjnego zniszczenia narożnej podpory”, Rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 2012.
- [13] Wyniki badań parametrów technicznych prętów zbrojeniowych wykonane laboratorium Huty CMC Poland w Zawierciu. Materiał niepublikowany.

Normy

- [N1] BS 8110 Part 1:1997, Structural use of concrete. Part 1. Code of practice for design and construction.
- [N2] CSA Standard A23.3-04, Canadian standard association, 2004.
- [N3] ENV 13670-1:2000 Wykonywanie konstrukcji betonowych. Część 1: Uwagi ogólne.
- [N4] Instrukcji ITB nr 194 Wytyczne badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach.
- [N5] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Grudzień 2002.
- [N6] PN-EN 10002-1:1998 Metale. Próba rozciągania. Metoda badania w temperaturze otoczenia.
- [N7] PN-EN 12812:2008 Deskowanie – Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania.
- [N8] PN-EN 12390-1:2001 Badania betonu. Część 1: Kształt, wymiary i inne wymagania dotyczące próbek do badania i form.
- [N9] PN-EN 12390-2:2001 Badania betonu.
Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych.
- [N10] PN-EN 12390-3:2002 Badania betonu.
Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
- [N11] PN-EN 12390-6 Badania betonu.
Część 6: Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu próbek do badania.
- [N12] PN-EN 1991-1-1:2004 – Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje.
Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [N13] PN-EN 1991-1-1:2008 – Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje,
Część 1-7: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania wyjątkowe.
- [N14] PN-EN 1992-1-1:2008 – Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

Strony internetowe

- [W1] <http://911research.wtc7.net/wtc/analysis/compare/sampoong.html>
- [W2] <https://www.google.pl/search?q=alfred+p.+murrah+federal+building+bombing&newwindow=1&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ei=wrmlUpneKtL5yAO20YHADQ&ved=0CEgQsAQ&biw=1920&bih=973>
- [W3] <http://tehranshake.wordpress.com/2008/09/11/letters-to-doktor-mohandess-god/>
- [W4] <http://failures.wikispaces.com/Concrete+System+Collapses+%26+Failures+During+Construction>
- [W5] <http://failures.wikispaces.com/Concrete+System+Collapses+%26+Failures+During+Construction>
- [W6] <http://failures.wikispaces.com/Progressive+Collapse+Overview>

Podziękowania

Autorzy pragną przekazać podziękowania Grupie Górażdże Beton oraz firmie PERI Polska S.A. za pomoc w realizacji badania.

Stal EPSTAL – właściwości i dane do projektowania

Gatunek stali	Srednica nominalna	Nominalna powierzchnia przekroju poprzecznego	Masa nominalna 1 m ³
	[mm]	[mm ²]	[kg/ml]
B500SP	8	50,30	0,40
	10	78,50	0,62
	12	113,00	0,89
	14	153,94	1,21
	16	201,00	1,58
	20	314,00	2,47
	25	491,00	3,85
	28	615,75	4,83
	32	804,00	6,31
	40	1256,64	9,86

Parametry wytrzymałościowe		
Parametr	Opis	Wartość
f_{yk}	Charakterystyczna granica plastyczności	≥ 500 [MPa]
f_{tk}	Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie	≥ 575 [MPa]
f_{tk} / f_{yk}	Stosunek wytrzymałości na rozciąganie do granicy plastyczności	1,15 ÷ 1,35 [-]
ϵ_{uk}	Wydłużenie próbki pod maksymalnym obciążeniem	≥ 8 [%]

* Masa obliczona na podstawie ciężaru objętościowego stali 7850 kg/m³

Średnica [mm]	Pole przekroju [cm ²]	Przekrój zbrojenia w cm ² /m w zależności od rozstawu prętów				
		10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
8	0,503	5,03	3,35	2,51	2,01	1,68
10	0,785	7,85	5,24	3,93	3,14	2,62
12	1,13	11,13	7,54	5,65	4,52	3,77
14	1,54	15,40	10,27	7,70	6,16	5,13
16	2,01	20,11	13,4	10,05	8,04	6,7
20	3,14	31,42	20,94	15,71	12,57	10,47
25	4,91	49,09	32,72	24,54	19,63	16,36
28	6,16	61,60	41,07	30,80	24,64	20,53
32	8,04	80,42	53,62	40,21	32,17	26,81
40	12,57	125,7	83,8	62,85	50,28	41,9

Średnica [mm]	Przekrój zbrojenia w cm ² w zależności od ilości prętów									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	0,5	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

Notatki

A series of horizontal dotted lines for writing notes.

Notatki

Lined page for notes with horizontal dotted lines.

www.cpjs.pl

Centrum Promocji Jakości Stali

Al. Niepodległości 69

02-626 Warszawa

Tel.: +48 22 322 76 32

Fax: +48 22 322 76 33