



TADEUSZ GODYCKI-ĆWIRKO, *godyckic@pg.gda.pl*  
KRYSTYNA NAGRODZKA-GODYCKA, *ngodyc@pg.gda.pl*  
PAWEŁ PIOTRKOWSKI, *piotrkow@pg.gda.pl*  
MAŁGORZATA SIKORSKA, *sikorska@pg.gda.pl*  
Politechnika Gdańska  
Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

## **AWARYJNE ZARYSOWANIE ORAZ BŁĘDY PROJEKTOWE STROPU PŁASKIEGO HALI WIDOWISKOWO-SPORTOWEJ**

### **THE CRACKING AND DESIGN ERRORS OF RC FLAT PLATE IN THE SPORTS HALL**

**Streszczenie** W pracy przedstawiono analizę przyczyn spękania oraz błędy projektowe skutkujące niedostateczną nośnością stropu płaskiego na zginanie oraz przebicie w nowo budowanej hali widowiskowo-sportowej. W celu przeniesienia założonego przez projektanta obciążenia konieczne było wzmocnienie stropu.

**Abstract** The paper presents an analysis of causes of cracks and design errors resulting in an insufficient bedding and punching shear load carrying capacity of flat plate in the newly built sports hall. In order to transfer the loading assumed by the designer, it was necessary to strengthen the slab.

#### **1. Charakterystyka konstrukcji obiektu**

Analizowany strop jest żelbetową płytą o stałej grubości wynoszącej 20 cm połączoną monolitycznie z konstrukcją wsporczą, którą stanowią ściany i słupy żelbetowe w siatce podstawowej o wymiarach około 6,0×6,0 m. Strop znajduje się nad parterem w dwukondygnacyjnej niepodpiwniczonej części obsługi widzów posadowionej bezpośrednio na płycie fundamentowej. Jego funkcją użytkową jest foyer z bufetem.

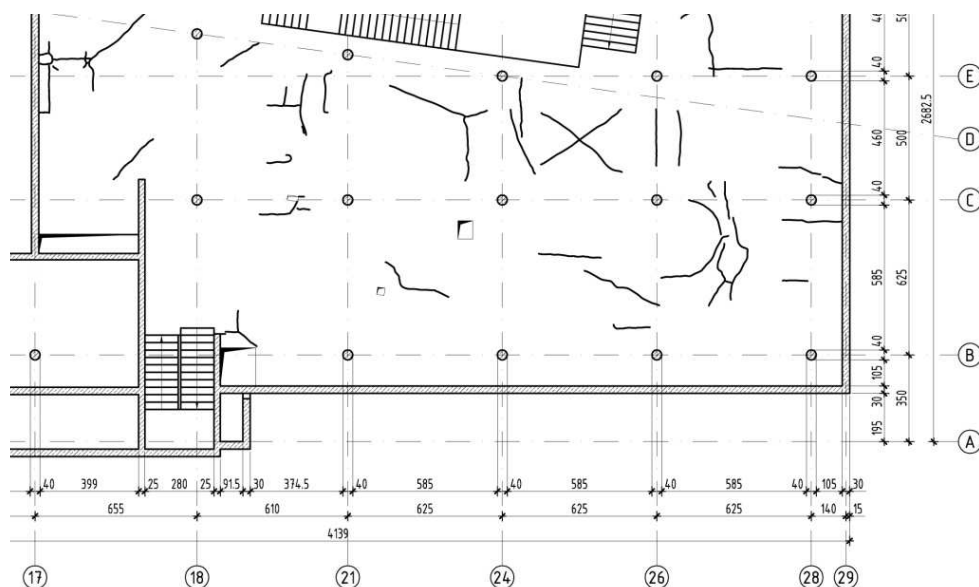
Podparcie dla stropu stanowią słupy żelbetowe o przekroju okrągłym i średnicy  $D = 40$  cm oraz ściany żelbetowe o grubości 30 cm. Słupy zostały posadowione na płycie fundamentowej o grubości 50 cm. Wysokość słupów w świetle stropu i płyty fundamentowej wynosi 4,53 m. Słupy podpierające strop nad I piętrzem są kontynuacją słupów stanowiących podparcie dla stropu nad parterem. Wysokość słupów I piętra w świetle stropów wynosi 3,92 m.

Według projektu konstrukcyjnego do wykonania całej konstrukcji przyjęto beton C25/30 o stosunku  $w/c = 0,55$ . W projekcie przyjęto zbrojenie wykonane ze stali kl. A–III znaku 34GS natomiast na budowie zastosowano stal A–IIIN znaku B500SP.

Strop betonowano 07 sierpnia 2010 roku. Cała powierzchnia stropu betonowana była w jednym etapie. Zdjęcie płyt szalunkowych odbyło się 10 dni po betonowaniu, przy jednoczesnym podstemplowaniu stropu.

## 2. Morfologia zarysowania

Zgodnie z informacjami uzyskanymi od wykonawcy obiektu, pierwsze zarysowania zaobserwowano na górnej powierzchni trzeciego dnia po betonowaniu stropu. Rysy w większej liczbie widoczne były na dolnej powierzchni płyty. Z uwagi na nierówności oraz zabrudzenia, zarysowanie górnej powierzchni było trudniejsze do obserwacji. Obraz zarysowania stropu przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Spękania dolnej powierzchni stropu

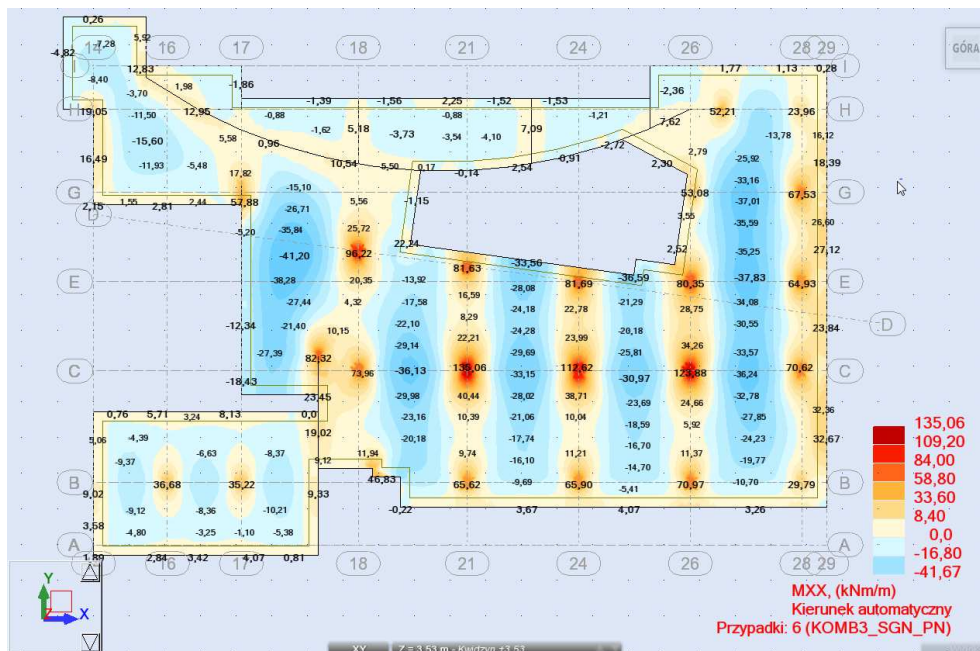
Rysy o nieregularnych kształtach i bez ściśle określonej orientacji pojawiały się na całej powierzchni elementu, najczęściej w obszarach przeszłowych, zarówno w pasmach słupowych jak i międzysłupowych. Rysy miały znaczne długości oscylujące w przedziale od 1,5 do 3,0 m.

Na podstawie odwiertów wykonanych przez rysy stwierdzono, że spękania penetrowały miejscami przez całą grubość płyty, oraz że rozwarcie rys na górnej powierzchni płyty stropu było większe niż na powierzchni dolnej. Rozwarcie rys pomierzone na górnej powierzchni stropu sytuuje się w przedziale od 0,6 do 2,0 mm.

## 3. Analiza statyczno-wytrzymałościowa

Analizę statyczną-wytrzymałościową przeprowadzono przy zastosowaniu programu obliczeniowego ARSA 2011 oraz procedur autorskich. Zastosowano typ konstrukcji powłokowy z czterowęzłowymi czworokątnymi elementami skończonymi. Siatka elementów skończonych w miejscach ekstremalnych sił wewnętrznych została odpowiednio zagęszczona. Na podstawie projektu budowlanego zebrano obciążenia wg norm obowiązujących przy wykonywaniu projektu technicznego (pakiet norm PN-B) oraz na podstawie norm obecnie obowiązujących (Eurokody (PN-EN)). Na rys. 2 i rys. 3 przedstawiono wyniki obliczeń statycznych momentów zginających na kierunkach  $x$  oraz  $y$ .

Na podstawie obliczeń statycznych wyznaczono wielkości zginających momentów przęsłowych: na kierunku  $x$  wartości momentów maksymalnie wynoszą od 31,0 kNm/m do 41,2 kNm/m. Maksymalna wartość  $M_x = 41,2$  kNm/m występuje w przęśle między osiami 17 i 18. Na kierunku  $y$  wartości momentów w obszarach przęsłowych pasm słupowych w osiach 18, 21, 24, 26 wynosiły od 22,6 kNm/m do 39,7 kNm/m. Maksymalna wartość  $M_y = 39,7$  kNm/m występuje w paśmie słupów w osi 26 w przęśle między osiami B i C.

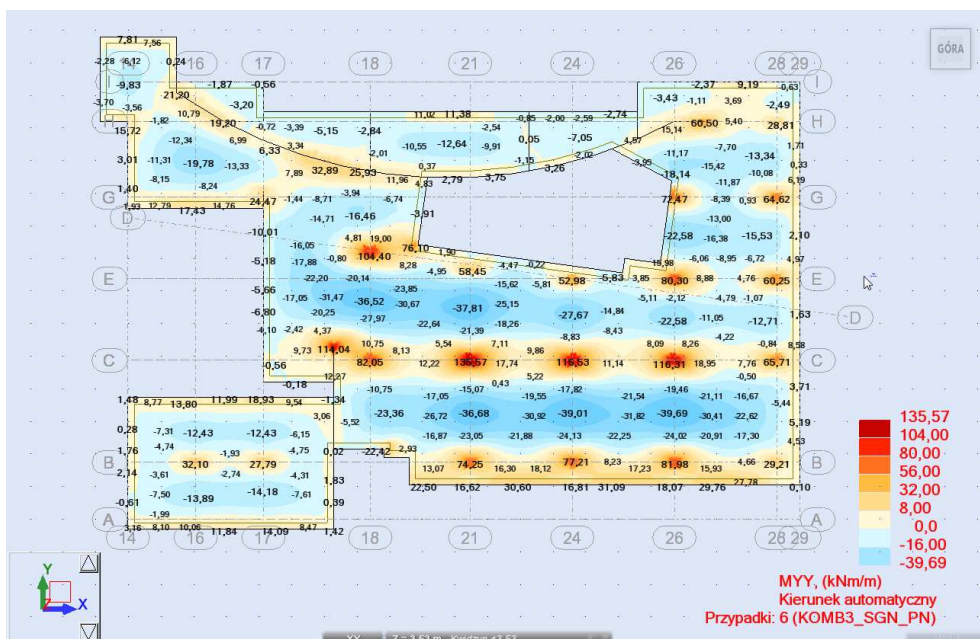


Rys. 2. Mapa momentów  $M_x$  [kNm/m]

Na kierunku  $x$  największe wartości momentów podporowych występują nad wewnętrznymi słupami w osi C i wynoszą od 112,6 kNm/m do 135,1 kNm/m nad słupem w osi 21. Kolejny przedział dotyczy obszarów nad słupami w osi D i E, gdzie wartości momentów znajdują się w przedziale od 80,3 kNm/m do 96,2 kNm/m. Znaczna wartość momentu zginającego wynoszącego 82,3 kNm/m występuje nad końcem ściany, w pobliżu słupa na przecięciu osi C/18. Wartość tego momentu jest większa niż nad pobliskim słupem.

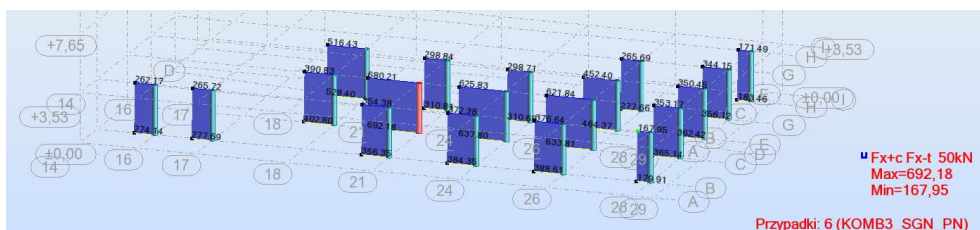
Nad słupami przy ścianach zewnętrznych (w osiach B i 28), wartości momentów  $M_x$  maksymalnie wynoszą od około 60 kNm/m do 80 kNm/m.

Na kierunku  $y$  relacje i wartości momentów zginających przedstawiają się podobnie jak na kierunku  $x$ . Maksymalna wartość  $M_y = 135,6$  kNm/m występuje również nad słupem C/21. Na końcu ściany w pobliżu słupa C/18 wartość momentu wynosi 114,0 kNm/m.

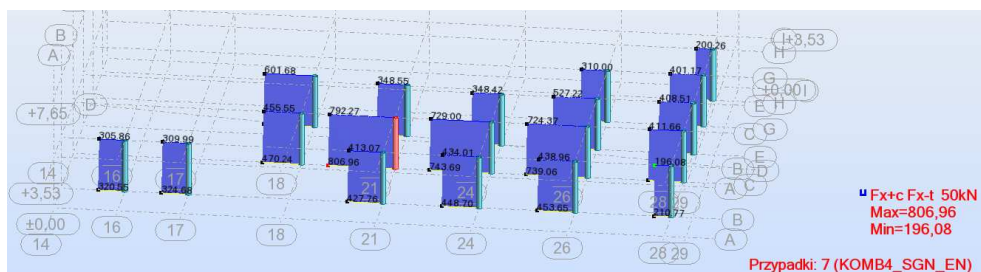


Rys. 3. Mapa momentów  $M_y$  [kNm/m]

Na rys. 4 i rys. 5 przedstawiono wykresy sił normalnych w słupach dolnej kondygnacji pochodzące od maksymalnego obciążenia ( $g+q$ ) stropu nad parterem.



Rys. 4. Siły normalne w słupach dolnej kondygnacji (kombinacja SGN\_PN:02) [kN]



Rys. 5. Siły normalne w słupach dolnej kondygnacji (kombinacja SGN\_PN-EN:08) [kN]

Zestawienie sił normalnych przedstawiono dla dwóch kombinacji, wg PN:02 oraz PN-EN:08. Maksymalna siła przebijająca występuje w obszarze słupa na przecięciu osi C z 21.

Zgodnie z tym maksymalna siła przebijająca do sprawdzenia zgodnie z PN:02 [1] wynosi  $F_{max} = 680,21 - 13,97 - 0,42 \times 15,9 = 659,6$  kN i odpowiednio wg PN-EN [2]  $V_{ED,max} = 792,27 - 7,15 = 775,1$  kN.

Na podstawie przeprowadzonych badań terenowych i laboratoryjnych określono klasę betonu jako C20/25. Jednorodność betonu stropu jest dobra.

Sprawdzenie nośności dokonano przyjmując klasę betonu C20/25 (dawniej B25), którą otrzymano zgodnie z uzyskanymi wynikami badań z pobranych odwiertów rdzeniowych. Przyjęto klasę stali, którą wbudowano A-IIIN (w projekcie przyjęto klasę A-III). Nośność na zginanie sprawdzono zgodnie z normą PN:02 [1] (na podstawie tej normy wykonano projekt), natomiast nośność na przebicie sprawdzono wg norm PN:02 [1] oraz PN-EN:08 [2]. W projekcie pominięto sprawdzenie warunku przebicia.

Na podstawie wyników nośności oraz ekstremalnych sił wewnętrznych ustalono, że istnieją obszary, w których momenty zginające są większe niż dopuszczalna obliczeniowa nośność na zginanie. Dotyczy to przęseł między osiami 17 i 18 o około 13%,  $M_{sd,x} = 41,2 > M_{Rd,x} = 36,4$  kNm.

Z porównania map momentów (rys. 2, rys. 3) oraz nośności zastosowanego zbrojenia wynika, że w na kierunku  $y$  w obszarze słupa C/21 wartość momentu zginającego jest większa o 14,5% od dopuszczalnej nośności na zginanie,  $M_{sd,y} = 135,6 > M_{Rd,y} = 118,4$  kNm. Na kierunku  $x$  stosunek momentu do nośności nad tym słupem jest jeszcze większy i wynosi 29% ( $M_{sd,x} = 135,1 > M_{Rd,x} = 104,9$  kNm), poza tym na kierunku  $x$  jeszcze nad dwoma słupami (C/24 i C/26) momenty są większe od dopuszczalnej nośności o odpowiednio 7 i 19%.

Nad słupami C/28 oraz G/28 wartości momentów są większe od wyliczonej nośności o 7 i 2,5%. Większe niedobry zbrojenia dotyczą słupów w osi B. Największy niedobór dotyczy słupa B/26, gdzie  $M_{sd} = 82,0 > M_{Rd} = 65,9$  kNm, wartość wyliczonego momentu jest większa od wyliczonej nośności o 24%. W pasmach słupowych wzdłuż osi B i 28, w miejscach, w których występuje zbrojenie górą  $\phi$  12 mm co 20 cm, momenty zginające nie przekraczają dopuszczalnej nośności. W przypadku zastosowania w pasmach słupowych zbrojenia  $\phi$  8 mm co 20 cm występuje znaczny niedobór zbrojenia. Dotyczy to wszystkich miejsc nad słupami. Dla obszaru nad słupem B/26 niedobór ten jest ponad czterokrotny (430%)  $M_{sd} = 71,0 > M_{Rd} = 16,5$  kNm.

Znaczny niedobór zbrojenia występuje również w obszarach na końcach ścian. Przykładowo: przy ścianie przylegającej do klatki schodowej (między osiami 17 i 18) brak jest zbrojenia na moment  $M_{sd} = 114,4$  kNm/m. Należało zastosować pręty  $\phi$  16 mm co 10 cm.

Z analizy sprawdzenia nośności stropu na przebicie wynika, że stosując wymagania normy europejskiej EN-1992-1-1 2004 [2] w złączach, w których siła przebicia przekracza obliczeniową wartość  $V_{Rdc} = 330,1$  kN jest niezbędne dodatkowe zbrojenie poprzeczne. Dodatkowego zbrojenia wymagają złącza słupów na przecięciu osi C z 18, 21, 24 oraz 26 (rys. 2 i 3). Również obszary płyty naroży G/17 i C/18 wymagają uzupełnienia zbrojenia poziomego ( $\phi$  16 mm co 10 cm).

Należy podkreślić, że wyniki sprawdzenia wymiarowania wykazały, że dodatkowe wzmocnienie złączy płyta-słup z uwagi na przebicie dla zaprojektowanej grubości płyty równej 20 cm może się okazać niewystarczające, bowiem wyczerpanie nośności nastąpi z powodu miażdżenia betonu strefy ściskanej w obszarze bezpośredniego styku płyty ze słupem. Taki stan może zaistnieć, gdy siła  $V_{Ed}$  od obciążeń przekroczy obliczeniową siłę  $V_{Rd,max}$ . W takich przypadkach należy zwiększyć odpowiednio wytrzymałość betonu lub grubość płyty.

Szczególnie zagrożone przebiciem są wszystkie złącza płyta-słup usytuowane na krawędziach w osiach B i 28. W sumie jest tych złączy osiem. Krawędź przewieszona poza słupy

skrajne płyty opiera się na całym obwodzie słupa, toteż złącza te pracują podobnie jak złącza słupów wewnętrznych. Oznacza to, że w obu kierunkach zbrojenie nad słupami skrajnymi powinno być jak nad wewnętrznymi ( $\phi$  16 mm co 10 cm). Tym samym zbrojenie górne równoległe do krawędzi zostało potraktowane jako montażowe w ilości  $\phi$  8 mm co 20 cm. Ten stan rzeczy powoduje, iż zbrojenia zarówno na zginanie, jak też na ścinanie w kierunku równoległym do krawędzi jest wielokrotnie za małe. Oznacza to, że płyta w obszarze krawędzi po usunięciu podstemplowania może ulec zniszczeniu pod ciężarem własnym.

#### 4. Ocena stanu istniejącego

Jak wynika z informacji ustnych uzyskanych na budowie obiektu podczas wizji lokalnej pierwsze rysy zaobserwowano trzeciego dnia po betonowaniu. Rysy o nieregularnych kształtach są usytuowane w obszarach przęsłowych i w większej ilości występują na dolnej powierzchni stropu. Ich rozwarcie pomierzone na powierzchni górnej zawiera się w przedziale od 0,6 do 0,8 mm a sporadycznie dochodzi do 20 mm. Bardzo wczesne pojawienie się rys (w przeciągu kilku pierwszych dni po zabetonowaniu) jest trudne do wytłumaczenia. Rysy powstałe bardzo wczesnie mogą być wywołane tzw. zsychnieniem betonu [3]. Świeża mieszanka betonowa ulega samoogrzewaniu od chwili rozpoczęcia wiązania, przy czym zależnie od cementu i wymiarów ciała betonowego, temperatura w betonie może osiągnąć kilkadziesiąt stopni. Rdzeń ociepla się bardziej od skorupy i skorupa zostaje przez ciepło rdzenia osuszona. Dodatkowo przy słonecznej i wietrznej pogodzie w lecie proces jest tak intensywny, że całkowite wyschnięcie powierzchni może nastąpić już po kilku godzinach pod koniec wiązania i w początkach twardnienia. Charakterystyczną cechą rys od zsychniania jest to, że pojawiają się one w ciągu pierwszych 6 do 18 godzin, a ich głębokość nie przekracza 50 mm.

Po trzech godzinach od zakończenia betonowania strop był polewany wodą z węża. Taki sposób polewania powoduje, że powierzchnia górna płyty doznaje kilkumilimetrowego rozmycia a nawet lekkiego uszkodzenia. Korzystniej było przykryć strop folią, a przy silnym nasłonecznieniu dodatkowo mokrymi matami.

Dodatковым czynnikiem, który mógł przyczynić się do zarysowań, w tym również rys przelotowych, są odkształcenia skurczowe, które rozwijają się samoczynnie podczas twardnienia betonu we wczesnym okresie po zabetonowaniu. Odkształcenia skurczowe na skutek wysychania miały w rozpatrywanym przypadku wpływ pomijalnie mały, ponieważ ten skurcz będący funkcją migracji wody przez twardniejący beton rozwija się powoli w miesiącach a nawet latach.

Reasumując można stwierdzić, że powstałe zarysowania mogą być wynikiem procesów termiczno-wilgotnościowych. Nie mają one większego wpływu na nośność stropu. Ich petryfikacja jest uzasadniona gdy rozwarcie rys przekracza 0,4 mm.

Ewentualne wzmocnienie stropu siatkami z kompozytów SRP lub CFRP na całej powierzchni, co sugerował projektant, nie jest uzasadnione (przy znikomej skuteczności jest kosztowne).

Przeprowadzone wyniki badań jak również analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazują, że strop bez wzmocnienia nie może być przekazany do eksploatacji. Strop w pewnych obszarach, a dotyczy to przede wszystkim pasm płyty stropowej w osiach słupów 28 i B, został wadliwie zaprojektowany i wykonany. Wątpliwości wynikają głównie z niedostatecznej ilości zbrojenia nad słupami skrajnymi wzdłuż w/w osi gdzie zamiast prętów  $\phi$  16 mm co 20 cm zaprojektowano zbrojenie rozdzielcze  $\phi$  8 mm co 20 cm. Z uwagi na rysy skurczowo-termiczne należało na całej powierzchni płyty, a więc również na obszarach momentów dodatnich w przęsłach, dać siatkę zbrojenia górnego z prętów  $\phi$  8 mm o oczkach  $15 \times 15$  cm.



Znaczące niedobory zbrojenia płyty stropu z uwagi na zginanie i przebicie występują również w obszarach podparcia stropu na ścianach żelbetowych (w osi C oraz 17 do 18).

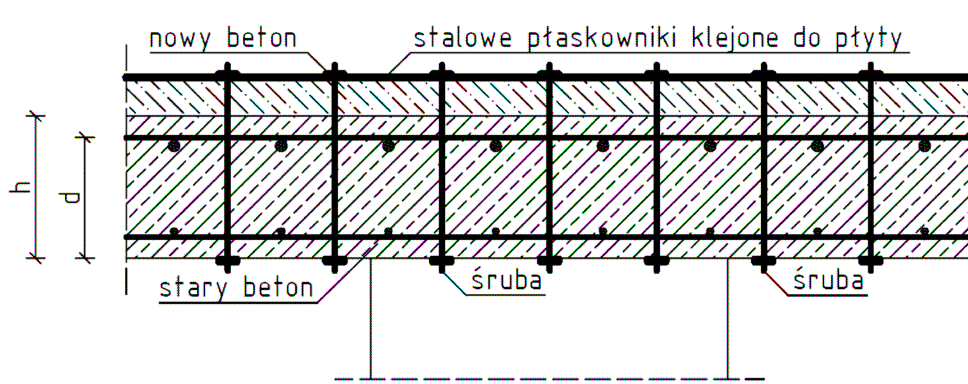
Przewidywane duże obciążenie użytkowe ( $q^k = 5 \text{ kN/m}^2$ ) a przy tym całkowity brak zbrojenia poprzecznego w obszarach przysłupowych, również najbardziej wyężonych słupów środkowych w osi C jednoznacznie determinuje wniosek o konieczności zwiększenia grubości analizowanej płyty stropu żelbetowego.

### 5. Koncepcja wzmocnienia

Wyeliminowanie istniejących błędów konstrukcyjnych zaniżających nośność stropu a wynikających głównie z niedoborów zbrojenia z uwagi na zginanie jak też na przebicie, zaleca się dokonać wzmocnienia stropu tak, aby na całej jego powierzchni można było dopuścić obciążenie  $5,0 \text{ kN/m}^2$ .

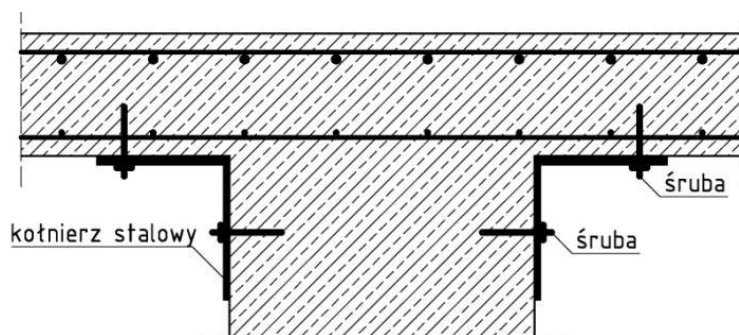
Wzmocnienie, o którym mowa może być wykonane poprzez odpowiednio zaprojektowanej zbrojenie [4, 5], zakotwione w istniejącej płycie i wylanie na niej dodatkowej płyty żelbetowej o grubości 8 cm z betonu klasy C25/30 (B30).

W projekcie wzmocnienia chodzi przede wszystkim o uzyskanie odpowiednio zwiększonej wytrzymałości na ścinanie i przebicie w obszarze przysłupowym płyty. W tym celu można zastosować technikę zbrojenia poprzecznego za pomocą śrub stalowych instalowanych w otworach wierconych, rozmieszczonych koncentrycznie wokół słupów. Skuteczność zwiększenia mocy zbrojenia  $\rho_l f_{yk} / f_{ck}$  można uzyskać za pomocą blach i płaskowników stalowych mocowanych do płyty za pomocą wklejonych śrub. Przykład wzmocnienia został przedstawiony na rys. 6. W celu lepszego zintegrowania płaskowniki mogą być również doklejone do zabetonowanej płyty.



Rys. 6 Przykład wzmocnienia płyty poprzez wklejenie płaskowników stalowych

W przypadku, gdy strefa ściskana płyty jest na styku ze słupem jest zagrożona miażdżeniem ( $V_{Ed} > V_{Rd,max}$ ) zastosować można dodatkowy kołnierz stalowy klejony do istniejącej konstrukcji (rys. 7).



Rys. 7 Przykład wzmocnienia płyty na przebicie poprzez doklejenie stalowego kołnierza do konstrukcji

## 6. Wnioski

Analiza powstałego zarysowania stropu wykazała, że było ono spowodowane procesami termiczno-wilgotnościowymi oraz że nie obniżało nośności konstrukcji. Przeprowadzona w ramach ekspertyzy analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała znaczne niedobory zbrojenia, które mogły spowodować zniszczenie płyty od ciężaru własnego. Błędy na etapie projektowania spowodowały, że konieczne było wzmocnienie niedawno wykonanej konstrukcji.

## Literatura

1. Norma PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
2. Norma PN-EN 1992-1-1: 2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1–1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
3. Godycki-Ćwirko T.: „Morfologia rys w konstrukcjach z betonu”. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 1992.
4. Polak A.M.: Preventing Punching Shear Failures of reinforced Concrete Slabs (Zapobieganie przebiciu płyt żelbetowych za pomocą skręcania śrubami), XXIV Konferencja Naukowo-techniczna Awarie Budowlane, Szczecin –Międzyzdroje, 2009.
5. Urban T.: Diagnostyka i wzmocnianie płyt żelbetowych na przebicie, Przegląd Budowlany 11/2008.