

Wzmocnienie stropu na przebicie – studium przypadku

TADEUSZ URBAN, MICHAŁ GOLDYN*, ŁUKASZ KRAWCZYK
Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego

Streszczenie: Przedstawiono studium przypadku dotyczące wzmocnienia błędnie zaprojektowanego i wykonanego stropu płaskiego. Do wzmocnienia użyto płaskowników mocowanych na górnej powierzchni stropu za pomocą kleju oraz kotew wklejanych. Zabieg taki zwiększył nośność na zginanie a przede wszystkim na przebicie, dzięki czemu możliwe było dopuszczenie na stropie ustalonych z inwestorem obciążeń zmiennych ($1\text{--}3\text{ kN/m}^2$). Ze względu na wymogi zleciodawcy (brak możliwości prowadzenia prac od spodu, brak zgody na przerwanie produkcji) zrezygnowano z działań mających na celu osiągnięcia nośności projektowanej (5 kN/m^2). Cykl niefortunnych zdarzeń, który doprowadził do deficytów nośności, rozpoczął się od zmiany pierwotnie zaprojektowanego monolitycznego stropu o grubości 35 cm na płytę o grubości 28 cm wykonaną na prefabrykatach typu filigran. Obliczenia do zmienionego projektu zawierały zbyt daleko idące uproszczenia, skutkujące m.in. nieprawidłowym ukształtowaniem zbrojenia na przebicie a błędy wykonawcze przełożyły się na ponad czterokrotnie zwiększenia otuliny zbrojenia górnego i tym samym obniżeniem wysokości użytecznej przekroju.

Słowa kluczowe: strop płaski, strop zespolony, strefa podporowa, przebicie, wzmocnianie płaskownikami, rysy

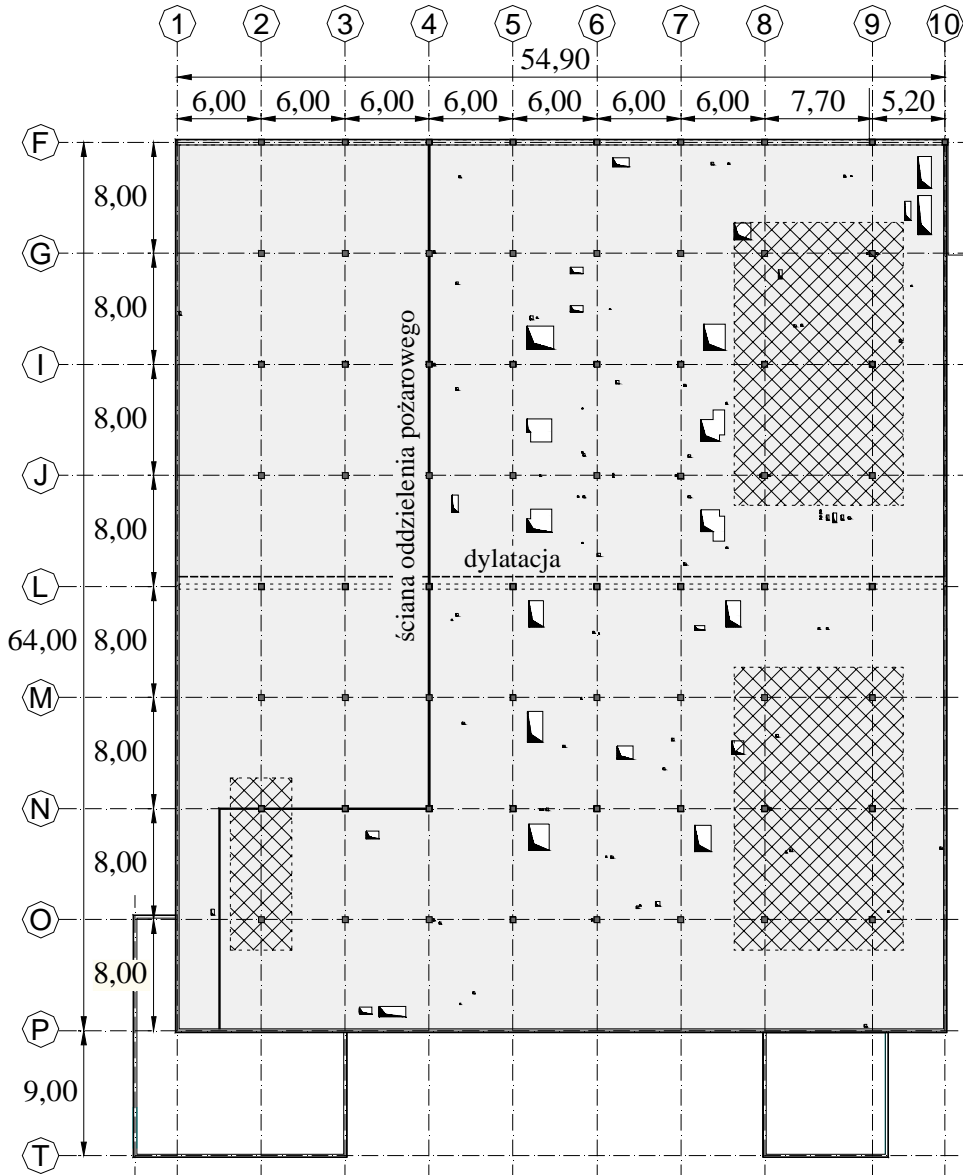
1. Wprowadzenie

Przedmiotem rozdziału jest żelbetowy strop zespolony grubości 0,28 m, stanowiący przegrodę pośrednią w dwukondygnacyjnym budynku produkcyjnym o wymiarach w rzucie 55' 64 m – patrz rys. 1. Strop zaprojektowano jako płytowo-słupowy, oparty na słupach o przekroju 0,40' 0,40 m oraz ścianach zewnętrznych gr. 0,24 m, wykonanych z bloczków silikatowych na zaprawie cementowo-wapiennej. Przewidziano prawie regularną siatkę słupów w rozstawie osiowym co 6,0/7,7' 8,0 m. W budynku zaprojektowano dylatację konstrukcyjną. Połączenie obu zdylatowanych fragmentów stropu zrealizowano za pomocą trzypieni stalowych typu Halfen CRET.

Na stropie w osiach F–N/4 i N/1–4 ustawiona została ściana pełniąca funkcję oddzielenia pożarowego o klasie odporności, szczelności i izolacyjności ogniowej REI60. W połowie wysokości ściany w osi 4 przewidziano belkę żelbetową o wymiarach 0,24' 0,50 m, poniżej której przewidziano szczelinę dylatacyjną o grubości około 3 cm. W projekcie konstrukcji ścianę tę

*Autor do korespondencji: michal.goldyn@p.lodz.pl

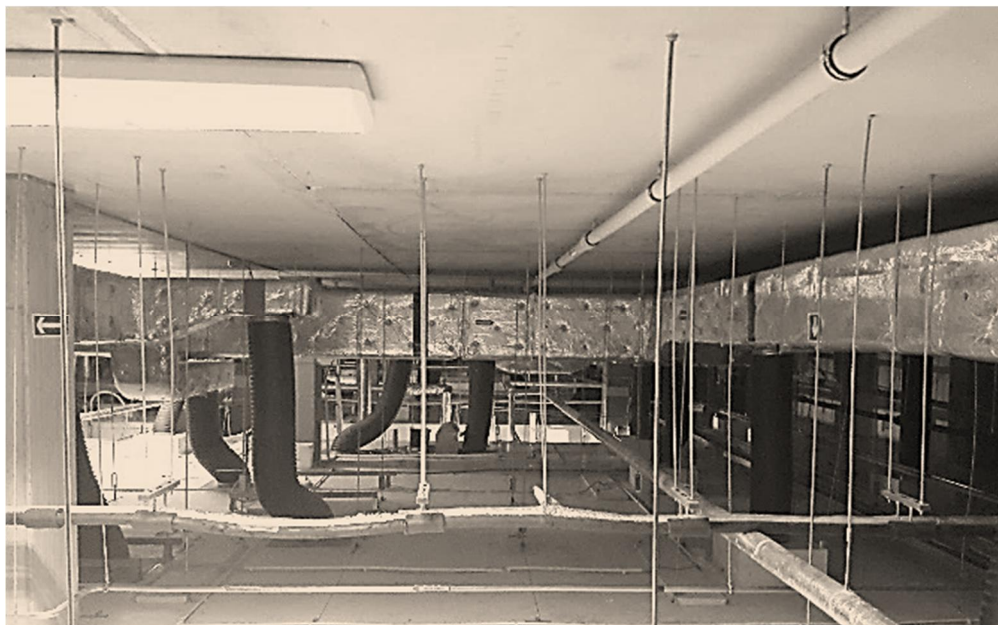
przewidziano jako murowaną z bloczków z betonu komórkowego gr. 0,24 m. W trakcie późniejszych oględzin stwierdzono wykonanie tej ściany, z elementów silikatowych gr. 0,24 m. Ponadto nie zrealizowano szczeliny dylatacyjnej, skutkiem czego obciążenie stropu ścianą przewyższało wartości wynikające z założeń do projektu konstrukcji. W ramach realizacji zaleceń doraźnych ciężką ścianę z elementów silikatowych zastąpiono lekką ścianą działową z płyt G-K.



Rys. 1. Rzut stropu (pola zakreskowane zaprojektowano z betonu C35/45, pozostałe z C25/30).

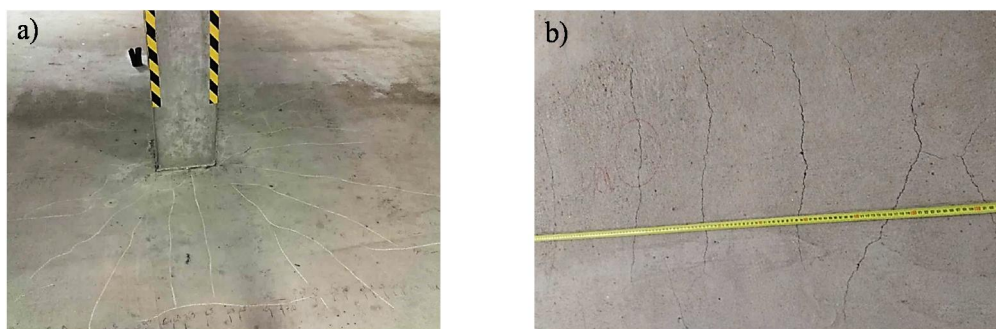
W projekcie przewidziano wykończenie całej powierzchni stropu poprzez wykonanie jastrychu o gr. 0,10 m, jednak ostatecznie wylewkę cementowo-piaskową miksokretu o gr. 0,05 m ułożono jedynie na części konstrukcji, ograniczonej osiami 1–4/F–N. W wyniku prowadzonych

prac ekspertyzowych warstwa ta została usunięta. Do dolnej powierzchni stropu podwieszono sufit, tworząc w ten sposób przestrzeń o wysokości około 2 m na instalacje techniczne (rys. 2).

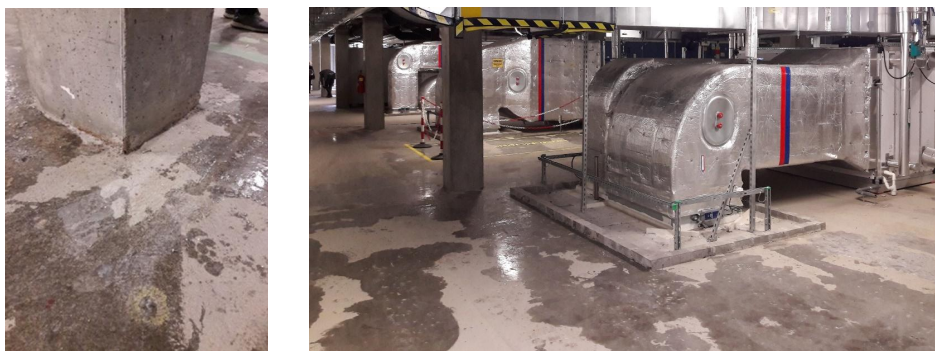


Rys. 2. Widok przestrzeni pomiędzy stropem i sufitem podwieszonym z instalacjami technicznymi.

W trakcie przeglądu konstrukcji stwierdzono występowanie licznych rys na górnej powierzchni stropu. Rysy te o szerokości rozwarcia 0,3–0,4 mm występowały głównie w sąsiedztwie słupów (rys. 3a) i na fragmentach przęsłowych stropu (rys. 3b), gdzie ich szerokość dochodziła do 1,5 mm. Lokalizacja rys w częściach przęsłowych pokrywała się ze zbrojeniem przeciwskurczowym, którego oczka siatki miały wymiar 15´15 cm. W wyniku zaleceń ekspertów dokonujących przeglądu techniczne obiektu, większość rys została zainiektowana żywicą (rys. 4).



Rys. 3. Widok rys na górnej powierzchni stropu: a) w strefie przysłupowej słupa na przecięciu osi O/8, b) w strefie przęsłowej.



Rys. 4. Widok fragmentów stropu od góry po wykonaniu iniekcji metodą grawitacyjną.

2. Opis problemu

W wyniku wykonanych przeglądów właściciel obiektu zaniepokoił się ujawnionymi rysami mimo braku całkowitego obciążenia przewidywanego projektem. Po około 9 latach użytkowania obiektu, autorzy artykułu zostali poproszeni o ocenę sytuacji. Do tego momentu strop był obciążony w bardzo niewielkim stopniu, ciężarem nie przekraczającym 1 kN/m^2 , a część powierzchni niosła tylko ciężar własny konstrukcji i oddziaływania od sufitu podwieszonoego. W projekcie zakładano obciążenie użytkowe 5 kN/m^2 i dodatkowo ciężar jastrychu o grubości 10 cm.

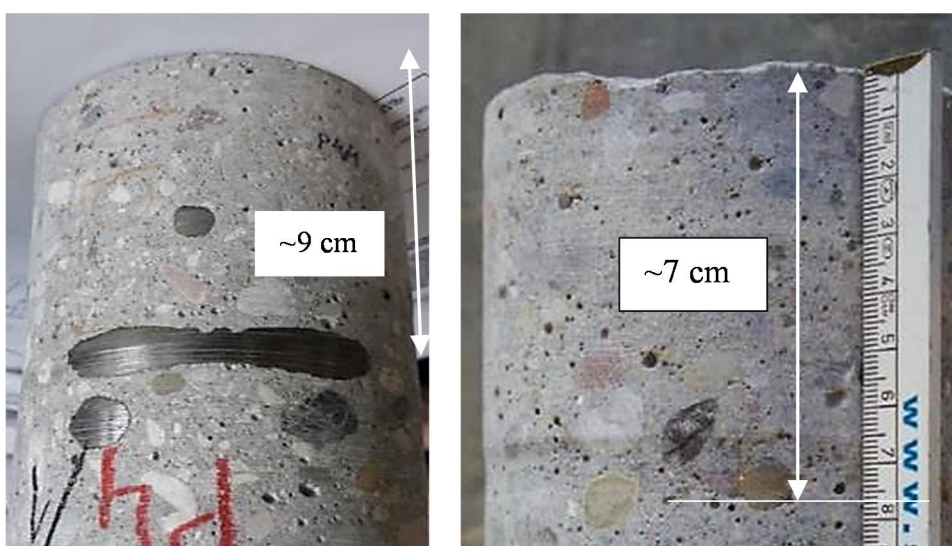


Rys. 5. Widok strefy podporowej od spodu stropu z monolitycznym fragmentem wokół słupa o szerokości 15 cm i stykiem prefabrykatów w osi słupa.

Analizując dokumenty procesu inwestycyjnego stwierdzono znaczne zmiany w projekcie wykonawczym w stosunku do projektu budowlanego. Projekt budowlany przewidywał płaski strop monolityczny o grubości płyty 35 cm. W trakcie realizacji inwestycji zmieniono strop na zespolony typu „filigran” o grubości całkowitej 28 cm. Projekt zamienny przewidywał grubość płyt prefabrykowanych 6 cm z betonu klasy C25/30. Warstwa betonu monolitycznego na przeważającej powierzchni również była z betonu C25/30, za wyjątkiem niewielkich fragmentów zakreślonych na rys. 1 z betonu klasy C35/45. Projekt przewidywał nominalne

otulenie zbrojenia stropu równe 2,5 cm (od dołu) oraz 2,0 cm (od góry). Wizja lokalna wykazała pewną różnicę zrealizowanego stropu w stosunku do projektu zamiennego, polegającą na zastosowaniu dwóch płyt Filigran w pasmach słupowych wzdłuż osi literowych (patrz rys. 1) zamiast jednej. Na rysunku 5 pokazano widok od spodu strefy przysłupowej z monolitycznym fragmentem wokół słupa o szerokości 15 cm i fragment styku prefabrykatów Filigran.

Badania próbek rdzeni betonu pobranych z konstrukcji po około dziewięciu latach od zakończenia budowy wykazały, że beton można zakwalifikować do klasy C30/37. Stwierdzono jednak znaczne rozrzuty wytrzymałości poszczególnych próbek charakteryzujące się współczynnikiem zmienności $\sim 20,2\%$. Wyniki badań nie wskazywały na to, by wbudowane zostały betony różnych klas wytrzymałości na ściskanie, jak to wynikało z projektu wykonawczego. Pobrane rdzenie próbek betonowych wykazały natomiast rzeczywiste położenie zbrojenia górnego w płycie stropowej, co zostało uwidocznione na rys. 6. Stwierdzono nawet ponad czterokrotne przekroczenie otuliny górnego zbrojenia.



Rys. 6. Rdzenie z widokiem przeciętych prętów głównych zbrojenia górnego.

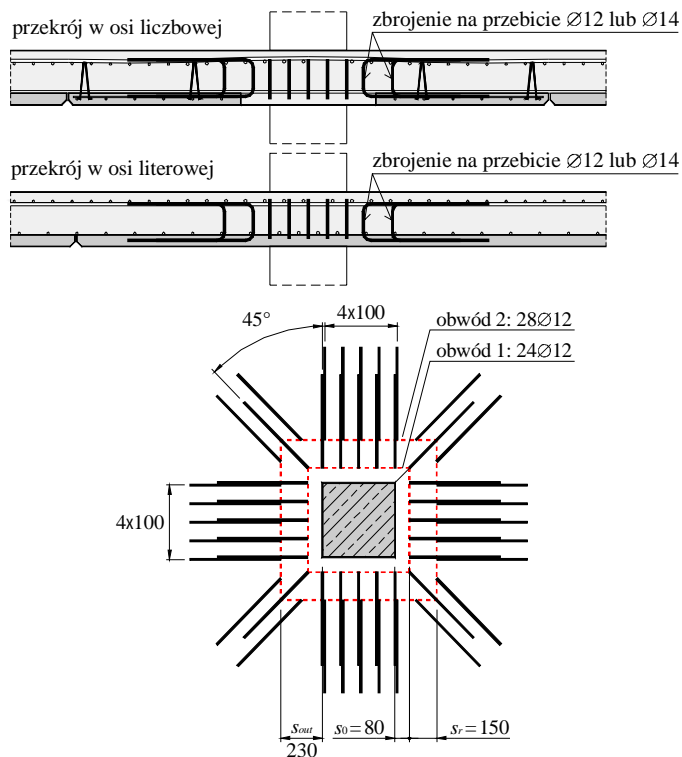
Projekt analizowanej konstrukcji został zaprojektowany według przepisów polskiej normy PN-B-03264:2002 [1], która wymagała, by stopień zbrojenia głównego nad podporami w każdym kierunku nie był mniejszy niż 0,5%. Zakładając w przypadku rozważanego stropu minimalne zbrojenie w strefie podporowej o szerokości $c + 6d$ (gdzie stanowi szerokość słupa natomiast d jest średnią wysokością użyteczną) składające się z prętów A_{E16} co 125 mm, stopień zbrojenia odniesiony do warstwy górnej wynosi:

$$r = \frac{A_{sx}}{b \times d_x} = \frac{1608}{1000 \times 246} = 0,65\% > r_{min} = 0,5\%.$$

Można tym samym stwierdzić, iż w przedmiotowym projekcie wymóg normy został zachowany. Norma [1] w przypadku, gdy obliczeniowa siła przebijająca N_{sd} przekracza nośność betonu na przebicie $N_{Rd,c}$, wówczas można zastosować zbrojenie poprzeczne. Należy przy tym zaznaczyć, że można w ten sposób zwiększyć nośność płyty nie więcej niż o 40%. Łączny przekrój zbrojenia powinien wynikać z obliczeń, w których zakłada się że cała siła przebijająca przenoszona jest za pośrednictwem zbrojenia poprzecznego (pomija się udział

betonu). Zgodnie z zasadami [1] zbrojenie na przebicie „powinno składać się ze strzemion pionowych lub ukośnych, zamkniętych lub inaczej dobrze zakotwionych przy obydwu powierzchniach płyty”. W celu zapewnienia skuteczności zbrojenia poprzecznego wymaga się, aby było ono dobrze zakotwione – to znaczy obejmowało zarówno dolną jak i górną siatkę zbrojenia głównego.

Zgodnie z dokumentacją projektową i powykonawczą zbrojenie stropu stanowiły osadzone w płytach filigran wkładki w kształcie litery „C” (tzw. bigle), wykonane z prętów $\text{Æ}12$ lub $\text{Æ}14$. Rysunki wykonawcze nie zawierają żadnego przekroju poprzecznego przez płyty prefabrykowane dlatego też układ zbrojenia poprzecznego, pokazany na rys. 7, ma charakter domniemany. Aby możliwe było zachowanie warunków dotyczących minimalnej otuliny zbrojenia, pręty typu „C” musiałyby zostać ułożone na zbrojeniu głównym płyt filigran. Z dokumentacji projektowej nie wynika, aby w narożach wkładek umieszczane były dodatkowe pręty podłużne.



Rys. 7. Hipotetyczne położenie zbrojenia na przebicie według analizy dokumentacji powykonawczej.

Analiza dokumentacji fotograficznej z okresu budowy, udostępniona przez zleceniodawcę, wykazała niezbiecie, iż zbrojenie główne zostało dowiązane od zewnętrznej strony wkładek typu „C” (patrz rys. 8). W narożach wkładek nie znalazły się tym samym pręty zbrojenia głównego co oznacza brak spełnienia wymagań normowych.

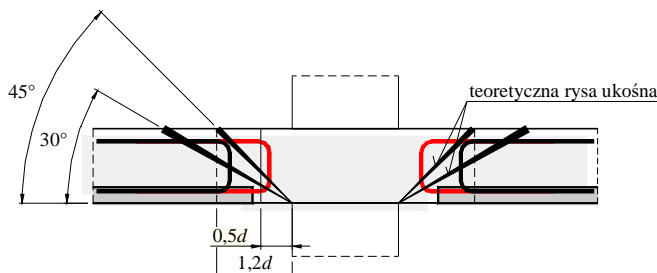
Z dokumentacji wynikają następujące wymiary, charakteryzujące rozmieszczenie zbrojenia na przebicie:

- położenie pierwszego obwodu zbrojenia: $s_0 = 80 \text{ mm} < 0,5d = 0,5 \cdot 238 = 119 \text{ mm}$,
- położenie ostatniego obwodu zbrojenia: $s_{out} = 230 \text{ mm} < 1,2d = 1,2 \cdot 238 = 286 \text{ mm}$,
- rozstaw obwodów zbrojenia: $s_r = 150 \text{ mm} < 0,75d = 0,75 \cdot 238 = 179 \text{ mm}$.



Rys. 8. Szczegół ułożenia zbrojenia w strefie podporowej stropu.

Zgodnie z zasadami [1] zbrojenie na przebiecie należy rozmieszczać równomiernie wokół słupa, przy czym pierwszy obwód zbrojenia powinien być zlokalizowany w odległości $s_0 \approx 0,5d$ od krawędzi słupa, natomiast rozstaw kolejnych obwodów $s_r \leq 0,75d$. W odróżnieniu od PN-EN 1992-1-1 [2] norma [1] nie precyzuje zasad ustalania położenia obwodu, poza którym zbrojenie na przebiecie nie jest wymagane, wymaga jedynie aby zbrojenie uwzględniane w obliczeniach nośności na przebiecie znalazło się w strefie przystupowej ograniczonej warunkiem $\geq 1,2d$ – patrz rys. 9. Można stwierdzić, że warunki konstrukcyjne normy [1], co do odległości usytuowania zbrojenia poprzecznego, zostały zachowane.



Rys. 9. Warunki konstrukcyjne rozmieszczenia zbrojenia poprzecznego według [1].

3. Obliczenia sprawdzające nośność stropu

Do obliczeń przyjęto założenia zgodnie z zasadami przyjętymi przez projektantów konstrukcji oraz otulenie prętów zbrojenia głównego na podstawie badań (odwiertów i skanów) przeprowadzonych przez autorów jak i innych ekspertów. Uwzględniono otulenie zbrojenia górnego: 9,0 cm (zbrojenie w kierunku y – równoległe do osi numerowanych), 10,6 cm (zbrojenie w kierunku x – prostopadłe do osi numerowanych) oraz otulenia zbrojenia dolnego: 2,5 cm (zbrojenie płyt filigran), 6,0 cm (zbrojenie w drugim kierunku układane na prefabrykacjach). W obliczeniach uwzględniono następujące obciążenia:

- ciężar własny stropu gr. 28 cm – 7,0 kN/m²
- obciążenie od sufitu podwieszonego wraz z instalacjami – 0,5 kN/m²,
- obciążenie od posadzki przemysłowej – 1,14 kN/m² (wariant obciążeń projektowanych – jastrych gr. 6 cm – założono ograniczenie grubości warstw posadzkowych), 0 kN/m² wariant obciążeń istniejących
- ciężar ścian działowych ustawionych na stropie – 1,60/1,65 kN/mb (ścianki z gipsokartonu),
- obciążenie użytkowe, rozłożone równomiernie – 5,0 kN/m² (wariant obciążeń projektowanych), według inwentaryzacji ~1 kN/m² (wariant obciążeń istniejących).

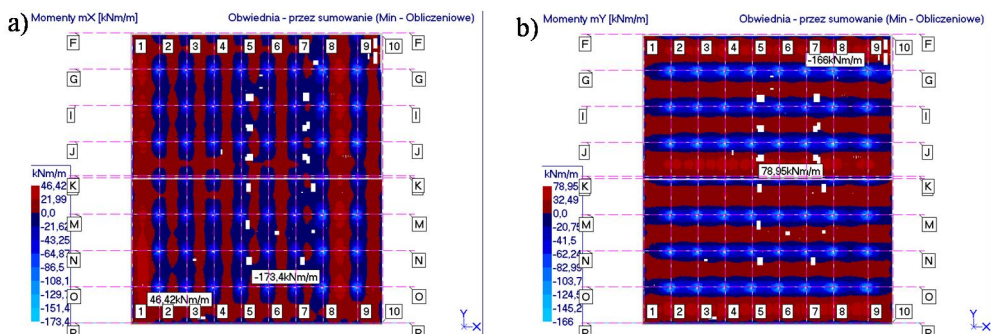
Współczynniki obciążeń przyjęto zgodnie z PN-82/B-02001 [3] i PN-82/B-02003 [4]:

- ciężar własny stropu $\gamma_F = 1,10$,

- ciężar warstw wykończeniowych $\gamma_F = 1,20$,
- obciążenie sufitem podwieszanym $\gamma_F = 1,20$,
- ciężar ścian wewnętrznych $\gamma_F = 1,20$,
- obciążenie użytkowe $\gamma_F = 1,30/1,40$.

W programie ABC Płyta przygotowano model stropu odzwierciedlający sposób jego pracy. Uwzględniono podział na płyty filigran, co przekładało się na mniejszą sztywność względem stropu traktowanego jako w całości monolityczny. W zależności od wariantu obliczeń obciążenia użytkowe przyjmowano zgodnie z dokumentacją projektową lub według stanu istniejącego, uwzględniające rzeczywiste położenie i sposób posadowienia urządzeń. Na rysunku 11 pokazano przykładowe wyniki obliczeń – mapy momentów zginających m_x i m_y .

Obliczono zbrojenie z uwagi na stan graniczny nośności (SGN) a także stan graniczny użytkowania (SGU), ograniczając m.in. maksymalną szerokość rys do wartości $w_{k,max} = 0,30$ mm, odpowiadającej klasie ekspozycji XC1. Na całej powierzchni stropu stwierdzono deficyty zbrojenia. W przypadku zbrojenia dolnego wynosiły one od 2 do około 30%, natomiast w przypadku zbrojenia górnego dochodziły nawet do ponad 60%. Średni deficyt zbrojenia górnego w strefach podporowych wynosił 25% i 20%, odpowiednio w odniesieniu do zbrojenia w kierunku x i y . Maksymalne ugięcia od obciążeń długotrwałych w trakcie 8–9 o rozpiętości 7,70 m dochodziły do 44 mm.



Rys. 11. Momenty zginające w stropie a) w kierunku x , b) w kierunku y .

Z uwagi na znaczne stwierdzone deficyty zbrojenia, konieczna była odpowiedź na pytanie o bezpieczeństwo dalszej eksploatacji stropu. Przeprowadzono dodatkową analizę, w której uwzględniono aktualne obciążenia działające na strop, stanowiące około 60% wartości zakładanych w projekcie budowlanym konstrukcji. Przy takich założeniach zastosowane zbrojenie na zginanie okazało się wystarczające.

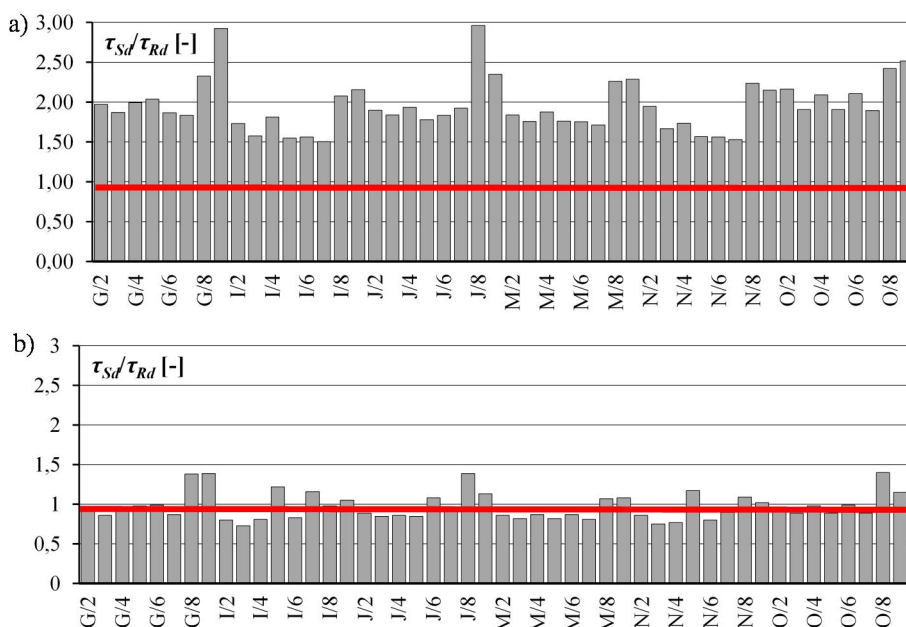
Obniżenie zbrojenia doprowadziło do znaczącego zmniejszenia wysokości użytecznej co istotnie wpłynęło na wyniki obliczeń związanych z nośnością na przebiecie. Strop, dla obciążeń projektowanych, wykazał znaczne deficyty nośności we wszystkich strefach podporowych. Stosunek obliczeniowych naprężeń stycznych t_{sd} do naprężeń granicznych t_{Rd} wahał się w przedziale od 1,67 do 2,68 – patrz rys. 12a. W świetle zapisów normy polskiej [1], uzupełnionych o wpływ momentów niezerównoważonych wzorowany na metodologii ACI318, nie było możliwości zwiększenia nośności na przebiecie za pomocą zbrojenia poprzecznego ze względu na warunek (88) – naprężenia styczne przekraczały o ponad 140% naprężenia graniczne t_{Rd} . Przekroczenia nośności okazały się zdecydowanie mniej dramatycznie uwzględniając rzeczywiste obciążenie stropu. Stopień wykorzystania nośności na przebiecie zawierał się w przedziale od 0,70 do 1,40 (rys. 12b).

Biorąc pod uwagę przesłanki technologiczne i użytkowe (właściciel odrzucał możliwość czasowego wyłączenia budynku z eksploatacji) wykluczono realizację wzmocnienia od dołu. Przeprowadzono analizy, których celem było określenie maksymalnego dopuszczalnego

obciążenia użytkowego przy założeniu, że wzmocnienie może być realizowane od góry wyłącznie w sąsiedztwie wybranych stref podporowych. Zastosowano wzmocnienie za pomocą zewnętrznego zbrojenia głównego w postaci płaskowników stalowych. Skuteczność tego rodzaju wzmocnienia na przebiecie została wykazana w badaniach [5] i w artykułach [6, 7, 8]. Metoda ta zastosowana została również w praktyce w ramach wzmocniania stropu w budynku szpitala, przedstawionego w pracach Budy-Ożóg i in. [10, 11].

Jako alternatywę rozważano również zastosowanie taśm CFRP. Ze względu na znacznie mniejszą nośność pojedynczych taśm CFRP, wymagane byłyby 3 warstwy klejone jedna na drugiej, co prowadziło do znacznych kosztów przy jednoczesnym braku pewności co do skuteczności takiego rozwiązania, co zostało wykazane w pracy [12]. Ostatecznie przyjęto wzmocnienie za pomocą płaskowników przy następujących założeniach:

- obciążenie użytkowe ograniczono do wartości 1,0–3,0 kN/m² (w zależności od obszaru stropu) przy współczynniku $g_f = 1,3$;
- wprowadzono płaskowniki o przekroju 120 × 10 mm ze stali klasy S355, w celu zwiększenia stopnia zbrojenia głównego w strefach podporowych;
- długość płaskowników dobrano w taki sposób, aby sięgały poza strefę zerowania radialnych momentów zginających, tj. na około 1/5 rozpiętości stropu licząc od osi słupa.
- płaskowniki będą klejone do uprzednio wyszlifowanej powierzchni betonu za pomocą kleju żywicznego SikaDur 30,
- dodatkowo płaskowniki będą kotwione za pomocą śrub wklejanych za pomocą kleju żywicznego HILTI.



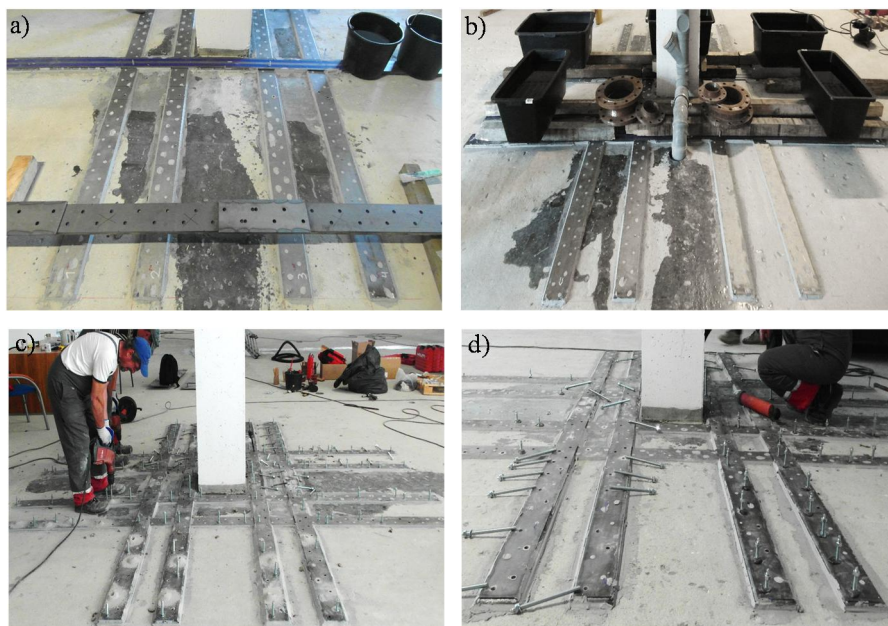
Rys. 12. Stosunek naprężeń stycznych do naprężeń granicznych w strefach podporowych przy obciążeniach: a) projektowanych, b) rzeczywistych.

Obliczenia nośności na przebiecie zostały przeprowadzone dwiema metodami: według podejścia Urbana [8] i z wykorzystaniem zasad Eurokodu 2. W obu metodach uwzględniono zwiększenie stopnia zbrojenia głównego i wysokości użytecznej, wynikające z zastosowania płaskowników stalowych.

Dodatkowe zbrojenie usytuowano możliwie blisko słupów, uwzględniając przy tym ewentualne przeszkody w postaci otworów w stropie. Wszystkie elementy przewidziane do montażu miały wykonane, w ramach przygotowań warsztatowych, otwory, których liczba dwukrotnie przewyższała liczbę śrub kotwiących. Decyzja o zwiększonej perforacji wynikała z obaw odnośnie możliwości poprawnej instalacji śrub kotwiących we wszystkich przewidywanych miejscach. Ze względu na dużą intensywność zbrojenia w strefie podporowej a także tolerancje wykonawcze należało przewidywać możliwość natrafienia na pręt zbrojeniowy. W takim przypadku wiercenie należało przerwać i wykorzystać do zakotwienia sąsiedni otwór w płaskowniku. W celu zapewnienia ochrony antykorozyjnej i pożarowej przewidziano wykonanie żelbetowych cokołów o grubości 6 cm, przykrywających płaskowniki i śruby.

W celu weryfikacji technicznej możliwości realizacji zaprojektowanego rozwiązania, wykonano wzmocnienie próbne dwóch stref podporowych. Prace realizowane w przeciągu trzech dni podzielono na następujące etapy:

- przygotowanie powierzchni stropu w miejscach klejenia płaskowników poprzez usunięcie wierzchniej warstwy mleczka cementowego (tzw. *bleeding*), które zwykle wypływa wierzchni świeżej mieszanki betonowej,
- oczyszczenie i odtłuszczenie klejonych powierzchni bezpośrednio przed nałożeniem kleju, a także zaklejenie otworów w płaskownikach taśmą celem uniemożliwienia wypływania kleju (rys. 13a),

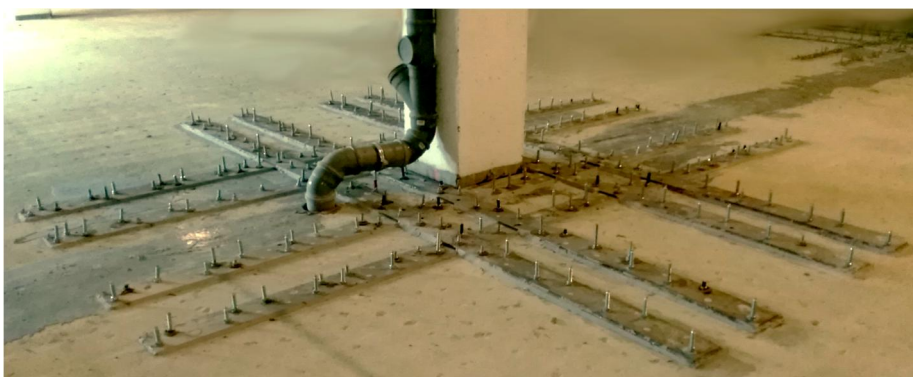


Rys. 13. Kolejne czynności w trakcie wzmocniania stropu: a) przygotowanie płaskowników do montażu (widoczne zabezpieczenie taśmą), b) wiercenie otworów, c) wklejanie śrub, d) dociśnięcie płaskowników w czasie wiązania kleju.

- klejenie do betonu pierwszej warstwy płaskowników (klej rozścielano na powierzchni betonu po czym przykładano i dociskano płaskownik a nadmiar wyciśniętego kleju zgarbiano i formowano w kształcie spoiny pachwinowej wzdłuż krawędzi płaskownika),
- dociśnięcie płaskowników obciążnikami i pozostawienie na czas wiązania kleju (24 godziny) (rys. 13b),

- wiercenie otworów w stropie po usunięciu taśmy maskującej; wiercenie realizowano etapowo po około 25% całkowitej liczby śrub przewidzianych w płaskowniku; w przypadku napotkania oporu wiercenie przerywano i dokonywano inspekcji za pomocą kamery wziernikowej – jeżeli w otworze napotymano na pręt zbrojeniowy, wówczas wiercenie przerywano i przenoszono się do otworu sąsiedniego (rys. 13c),
- czyszczenie otworów za pomocą sprężonego powietrza i wklejanie śrub; do otworów aplikowano klej wypełniając około 1/2 ich głębokości po czym wprowadzano śruby ruchem obrotowym; po usieciowaniu żywicy (około 30–60 min.), przystępowano do wykonywania kolejnych otworów i wklejania pozostałych śrub (rys. 13d),
- klejenie drugiej warstwy płaskowników (czynności opisane w p. 2–4),
- wiercenie otworów i wklejanie kotew przewidzianych do instalacji w drugiej warstwie płaskowników (czynności opisane w p. 5–6),
- dokręcenie nakrętek i skrócenie nadmiernie wystających śrub.

Na rysunku 14 pokazano widok jednej ze stref podporowych po zakończeniu prac wzmacniających. Przeprowadzona próba poligonowa dowiodła technicznej możliwości realizacji zaproponowanego wzmocnienia w istniejącym budynku. Mając na uwadze doświadczenia z jej realizacji właściciel obiektu podjął decyzję o etapowym wzmacnianiu stropu w zależności od bieżących potrzeb. Na rozważanej kondygnacji zaplanowano wydzielenie części biurowej i technicznej, w których to obszarach przewidziano zróżnicowane obciążenie użytkowe. W celu zapewnienia równej powierzchni w pomieszczeniach biurowych, zaproponowano wykonanie podłogi podniesionej (technicznej), wspartej na istniejącym stropie.



Rys. 14. Widok strefy podporowej wzmocnionej za pomocą płaskowników stalowych.

4. Podsumowanie

Przedstawiony w referacie przykład stropu w budynku produkcyjnym pokazał, jak dalekosiężne skutki może mieć nieprecyzyjne opracowanie dokumentacji projektowej połączone z niedostatecznym nadzorem i błędami wykonawczymi w trakcie prowadzenia prac budowlanych. Układanie zbrojenia górnego na kratowniczkach płyt filigran i prętach dozbrojenia na przebiecie o niedostatecznej wysokości, skutkowało przemieszczeniem zbrojenia górnego w głąb płyty i tym samym obniżeniem wysokości użytecznej w strefach podporowych nawet o ponad 25%. Ponadto sposób wykonstruowania dozbrojenia na przebiecie nie zapewnił skutecznego zakotwienia tego zbrojenia.

Powyższe błędy przełożyły się na znaczące obniżenie nośności na zginanie i przede wszystkim przebiecie. Ze względu na sposób użytkowania stropu, występujące na nim obciążenia były znacznie mniejsze od wartości zakładanych w projekcie konstrukcji, dzięki czemu nie doszło do katastrofy budowlanej związanej z przekroczeniem stanu granicznego nośności stropu.

Przeprowadzone analizy obliczeniowe wykazały możliwość skutecznego zwiększenia nośności na przebicie poprzez zwiększenie zbrojenia głównego za pomocą płaskowników stalowych. Przesłankę do podjęcia decyzji o takim sposobie wzmocnienia stanowiły wyniki dotychczasowych badań eksperymentalnych, które wykazały wysoką skuteczność płaskowników, również w przypadku, gdy wzmocnianie jest prowadzone pod obciążeniem. Zaletą tego rozwiązania jest możliwość elastycznego doboru przekroju płaskowników, w zależności od potrzeb. Klejenie i kotwienie płaskowników do górnej powierzchni stropu pozwala wydatnie zwiększyć wysokość użyteczną przekroju płyty, co jest istotne nie tylko z punktu widzenia nośności na zginanie lecz również nośności na przebicie. W rozważanym przypadku najważniejszą zaletą opisanego sposobu wzmocnienia okazało się jednak ograniczenie prac wyłącznie do górnej powierzchni stropu, co pozwoliło uniknąć konieczności kosztownego ingerowania w procesy produkcyjne prowadzone na dolnej kondygnacji budynku.

Przeprowadzona próba poligonowa potwierdziła techniczną możliwość sprawnej realizacji zaproponowanego wzmocnienia, bez konieczności całkowitego wyłączenia budynku z użytkowania. Decyzja o zwiększeniu perforacji płaskowników okazał się trafna, bowiem w trakcie wiercenia napotymano na kolizje z istniejącym zbrojeniem i w takiej sytuacji konieczne było wykorzystanie sąsiednich otworów w płaskowniku. Wiązało się to z dużym zagęszczeniem zbrojenia i odchyłkami w położeniu prętów.

Literatura

1. PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
2. PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
3. PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
4. PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
5. Urban T., Sitnicki M., Tarka J.: Badania połączeń płyta-słup wzmocnianych zewnętrznie na przebicie, Zeszyt 18, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego, 2010.
6. Urban T., Sitnicki M., Tarka J.: Wzmocnianie na przebicie płyt żelbetowych z błędnie usytuowanym zbrojeniem głównym. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2013, s. 479–483.
7. Urban T., Tarka J.: Strengthening of slab-column connections with CFRP strip. Archives of Civil Engineering, nr 2/2010, s. 193–212.
8. Urban T., Goldyn M.: How to Strengthen Flat Slabs On Punching Shear – Traditionally With Steel or Innovative, by Using Fiber Composite Materials? Engineering Structures and Technologies, nr 2/2019, s. 57–65.
9. Urban T. S.: Przebicie w żelbecie. Wybrane zagadnienia. Politechnika Łódzka, Zeszyty Naukowe Nr 959, 2005.
10. Buda-Ożóg L., Kujda J.: Analiza numeryczna wzmocnienia strefy przysłupowej istniejącego stropu słupowo-płytowego. Inżynieria i Budownictwo, nr 6/2018, s. 310–312.
11. Buda-Ożóg L., Woliński S., Kujda J.: Ocena bezpieczeństwa płytowego stropu żelbetowego. Konferencja „Awaryjne budowlane”, 2017, s. 761–772.
12. Urban T., Goldyn M., Krawczyk Ł.: Strengthening of RC slabs against punching shear in theory and practice. Archives of Civil Engineering, nr 4/2021, s. 317–335.

Strengthening of floor slab on punching shear – a case study

Key words: flat slab, composite floor, support zone, punching shear, strengthening with flat bars, cracks