

Diagnostyka i wzmacnianie płyt żelbetowych na przebicie

Dr hab. inż. Tadeusz Urban, Politechnika Łódzka

1. Wprowadzenie

Powszechność stosowania konstrukcji szkieletowych typu płyta-słup w budownictwie ogólnym w ostatnich 20 latach powoduje, że coraz częstszym przedmiotem zainteresowań ekspertów są strefy przysłupowe stropów żelbetowych. Zjawisko przebicia w żelbecie nie jest całkowicie jeszcze rozeznane i jest ciągle przedmiotem badań wielu ośrodków naukowych. Należy się spodziewać, że taki stan rzeczy pozostanie jeszcze przez dłuższy czas. Niemniej potrzeby praktyki inżynierskiej dnia dzisiejszego wymagają już obecnie diagnozowania płyt żelbetowych zagrożonych możliwością przebicia.

Ocena stanu bezpieczeństwa złącza płytowo-słupowego konstrukcji szkieletowej nie jest łatwa. Praktycznie jedyną możliwością diagnozowania wyężenia złącza jest ocena stanu zarysowania płyty. Wymaga to jednak dostępu do górnej rozciąganej powierzchni płyty, co w użytkowanym budynku może być utrudnione przez warstwy podłogowe znajdujące się na stropie. Niemniej wiedza na temat rozwoju rys pod wzrastającym obciążeniem płyty może okazać się przydatna w niektórych sytuacjach. Pierwsza próba wykorzystania morfologii rys płyt żelbetowych do oceny bezpieczeństwa konstrukcji była podjęta przez autorów prac [1, 2].

Drugim zagadnieniem zwykle pozostającym do rozstrzygnięcia, to problem możliwości wzmocnienia istniejącej strefy podporowej na przebicie. Ponieważ jest to stosunkowo nowe zagadnienie i jeszcze mało rozeznane, dlatego w ostatnim czasie można zaobserwować zainteresowanie wielu ośrodków badawczych tą problematyką. Teoretycznie lub eksperymentalnie rozważane koncepcje w tym względzie, przedstawiono w drugiej części artykułu. Niewiele jest natomiast realizacji praktycznych, które weryfikowałyby pomysły badaczy. Do jednych z nielicznych można zaliczyć pracę Noakowskiego [3].

2. Rozwój zarysowania stref podporowych pod obciążeniem symetrycznym

Wiadomo, że nośność na przebicie żelbetowych płyt zależy od wielkości stopnia zbrojenia płyto-

wego (ρ) nad strefą podporową. Fakt ten został już uwzględniony przez większość współczesnych norm europejskich dotyczących konstrukcji żelbetowych, w tym EC-2, DIN-1045-1 i BS-8110. W wymienionych normach zależność pomiędzy nośnością a stopniem zbrojenia płytowego reprezentuje funkcja:

$$f(\rho) = \sqrt[3]{100 \rho}$$

Zdaniem autora, bardziej miarodajnym parametrem jest mechaniczny stopień zbrojenia ($\rho_l \cdot f_{yk} / f_{ck}$), zwany czasami w polskiej literaturze mocą zbrojenia. Dlatego ten parametr przyjęto jako podstawowy do analizy rozwoju rys i ich szerokości rozwarcia funkcji obciążenia. W pracy [4] wyróżniono trzy mechanizmy zniszczenia żelbetowej płyty pod lokalnym obciążeniem, w zależności od mechanicznego stopnia zbrojenia:

– mechanizm typu zginanie

$$\frac{\rho_l \cdot f_{yk}}{f_{ck}} \leq 0,15$$

– mechanizm typu zginanie-ściananie

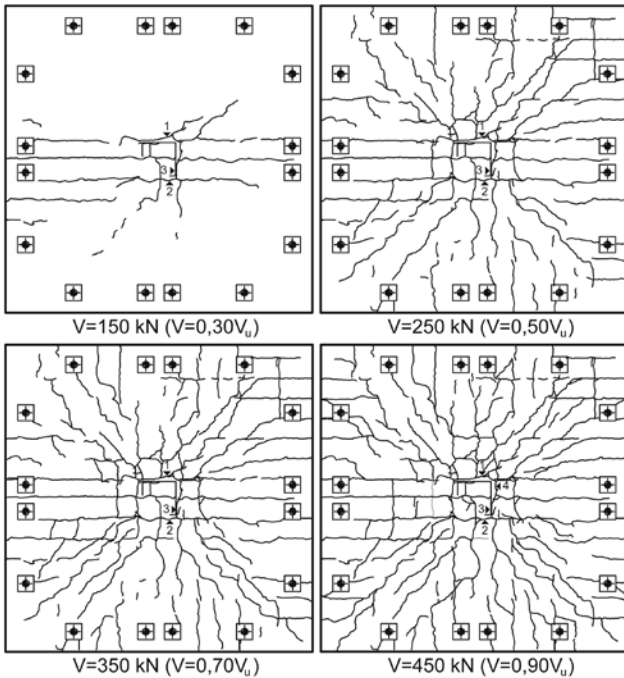
$$0,15 \leq \frac{\rho_l \cdot f_{yk}}{f_{ck}} \leq 0,30$$

– mechanizm typu ściananie

$$\frac{\rho_l \cdot f_{yk}}{f_{ck}} \geq 0,30$$

Podział taki pozwala zorientować się ekspertowi, z jaką sytuacją w konstrukcji ma do czynienia. Niska moc zbrojenia płytowego $\rho_l \cdot f_{yk} / f_{ck} < 0,15$ oznacza, że dominujące znaczenie ma zginanie. W przypadku wysokiego parametru $\rho_l \cdot f_{yk} / f_{ck} > 0,3$, o zniszczeniu decydują naprężenia styczne. W dalszej części artykułu przedstawiono wyniki obserwacji rys modeli o zbrojeniu płytowym odpowiadającym powyższemu zakresom mechanicznego stopnia zbrojenia.

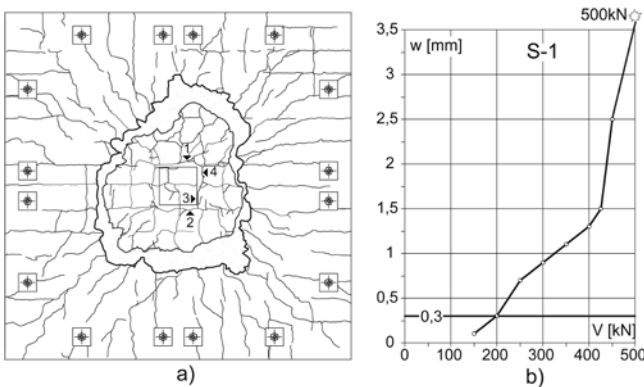
Pokazany na rysunku 1 model S-1 o wymiarach w osiach podpór 2×2 m, miał płytę o grubości całkowitej 180 mm (wysokość użyteczna $d \approx 148$ mm), był wykonany z betonu o wytrzymałości walcowej $f_{cm} \approx 45$ MPa i zbrojony prętami o średnicy $\varnothing 12$ mm charakteryzującymi się średnią granicą plastyczności $f_y \approx 570$ MPa. Jeśli przyjąć promień zerowania się



Rys. 1. Rozwój zarysowania modelu S-1 o stopniu zbrojenia $\rho_l = 0,5\%$ i mocy $\rho_l \cdot f_y / f_{cm} = 0,0633$



Rys. 2. Przekrój przez płytę modelu S-1 z widokiem rys ukośnych



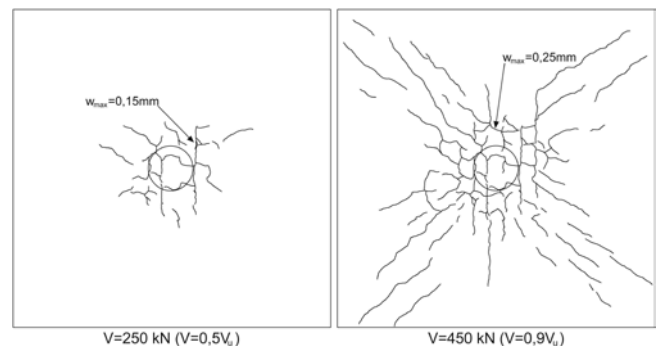
Rys. 3. Rozwój maksymalnej szerokości rys w modelu S-1: a) widok płyty po zniszczeniu z lokalizacją pomiarów szerokości rys, b) szerokość maksymalnego rozwarcia rysy w funkcji obciążenia

momentów radialnych wokół osi słupa za 0,2 długości przęsta, to model S-1 odpowiadał wewnętrznej strefie przystępowej konstrukcji o ortogonalnej siatce słupów 5 x 5 m. Niski stopień zbrojenia ($\rho_l = 0,5\%$) w tym modelu odpowiadał minimalnemu, jakie jest zalecane przez PN-B-03624:2002 dla stref podporowych. Zgodnie z przewidywaniami, zniszczył się on zgodnie z mechanizmem typu zginanie, sygnalizując stan graniczny nośności znacznym przyrostem

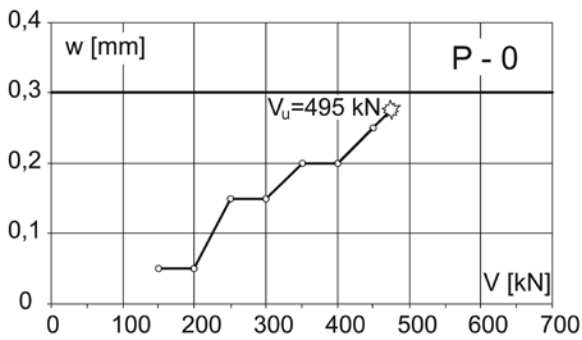
szerokości rys. Zbrojenie główne znajdujące się nad podporą osiągnęło przed zniszczeniem granicę plastyczności. Po kilku minutach utrzymywania się granicznego obciążenia wynoszącego 500 kN, nastąpiło gwałtowne zniszczenie z charakterystycznym wydzieleniem się fragmentu płyty w kształcie ściętej piramidy wraz ze słupem. Na rysunku 2 pokazano przeciętą płytę po zniszczeniu w sąsiedztwie słupa z rysami ukośnymi tworzącymi się gwałtownie w momencie niszczenia na przebiecie.

Rysunek 3 przedstawia widok z góry zniszczonej płyty na przebiecie i wykres rozwoju szerokości maksymalnej rysy w funkcji obciążenia. Jak widać z tego wykresu, graniczna szerokość 0,3 mm została osiągnięta już przy sile 200 kN, co odpowiada 0,4 V_u . Oznacza to, że przy tak niskiej mocy zbrojenia płytowego, obliczeniowy stan graniczny nośności, który dla tego modelu można szacować na około 250 kN, będzie sygnalizowany rysą obwodową wokół słupa o rozwarciu co najmniej 0,7 mm. Szerokość ta w wyniku reologicznych odkształceń betonu może przekroczyć szerokość rozwarcia nawet 1 mm. Tak duże spękania powinny spowodować uszkodzenia posadzki znajdującej się nad konstrukcją stropu i sygnalizować zagrożenie bezpieczeństwa.

Przebieg rozwoju rys dla zakresu zniszczenia typu ścinanie, bez uprzedniego uplastycznienia się zbrojenia głównego, ilustruje rysunek 4 na przykładzie modelu P-0. W odróżnieniu od poprzednich modeli, podpora w tym modelu była w postaci odcinka słupa o przekroju kołowym średnicy 25 cm. Zbrojenie główne tego modelu było wykonane z prętów $\varnothing 16$ mm o średniej granicy plastyczności $f_y \approx 533$ MPa. Pręty zbrojenia tworzyły siatkę ortogonalną o oczkach 90 x 90 mm. Wysokość użyteczna płyty wynosiła $d \approx 148$ mm. Średni stopień zbrojenia wynosił $\rho_l \approx 1,5\%$, co przy wytrzymałości betonu płyty $f_{cm} \approx 19,3$ MPa, dawało mechaniczny stopień zbrojenia $\rho_l \cdot f_y / f_{cm} = 0,43 > 0,3$ (mechanizm zniszczenia typu ścinanie). Na rysunku 5 pokazano rozwój szerokości rysy w funkcji obciążenia. Jak widać, model P-0 nie osiągnął nawet szerokości rozwarcia rys 0,3 mm przed

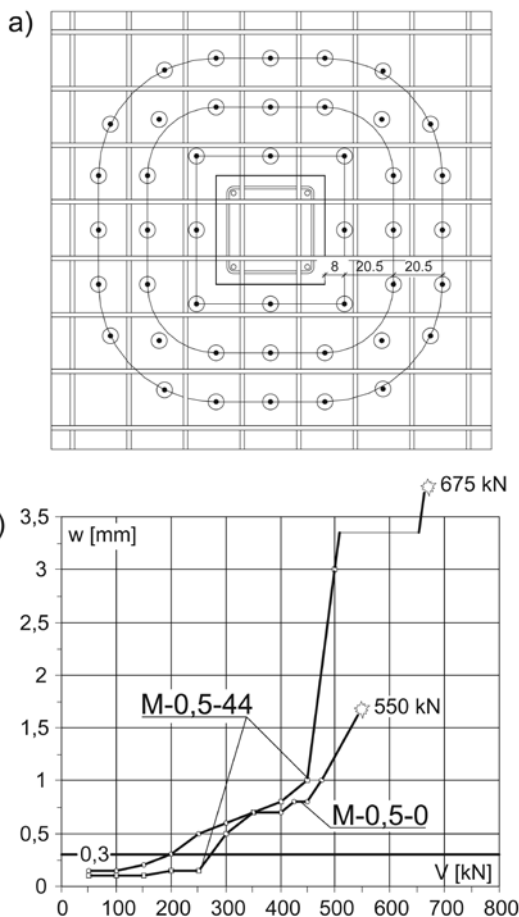


Rys. 4. Obrazy rozwoju rys modelu P-0 o stopniu zbrojenia $\rho_l \approx 1,56\%$ i mocy $\rho_l \cdot f_y / f_{cm} \approx 0,43$, według [5]



Rys. 5. Rozwój rys o maksymalnej szerokości w modelu P-0 o stopniu zbrojenia $\rho_f \approx 1,5\%$ i mocy $\rho_f f_y / f_{cm} \approx 0,43$

zniszczeniem. Wyptywa z tego wniosek, że płyty mocno zbrojone na zginanie nie sygnalizują zbliżającego się stanu granicznego wyczerpania nośności poprzez znaczący rozwój szerokości rys widocznych na powierzchni rozciąganej płyty.



Rys. 6. Porównanie rozwoju szerokości rys o maksymalnym rozwarciu, modeli ze zbrojeniem poprzecznym i bez o stopniu zbrojenia ($\rho_f \approx 0,6\%$ i mocy $\rho_f f_y / f_{cm} = 0,08$): a) lokalizacja zbrojenia poprzecznego w modelu M-0,5-44, b) wykresy zależności szerokości rozwarcia rys w funkcji obciążenia

3. Wpływ zbrojenia poprzecznego na morfologię rys

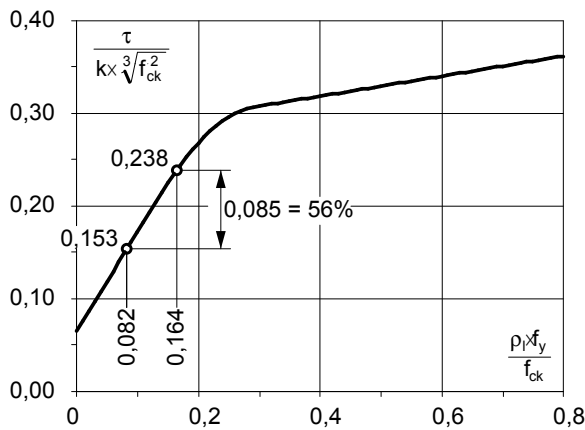
Zbrojenie poprzeczne w strefach podporowych stosuje się przede wszystkim w celu zwiększenia nośności na przebiecie. Wiadomo jednak, że zbrojenie to wpływa również na zwiększenie tzw. ciągłości złącza, czyli zdolności do znacznych odkształceń przed osiągnięciem stanu granicznego nośności. Jest to cecha pożądana dla konstrukcji, gdyż sygnalizuje ona zbliżające się niebezpieczeństwo. W celu wyjaśnienia, czy również taki wpływ ma to zbrojenie na obraz zarysowania i szerokość rys, przeprowadzono poniższą analizę. Porównano dwa bliźniacze modele różniące się tylko zbrojeniem poprzecznym.

Modele M-0,5-0 (bez zbrojenia poprzecznego) i M-0,5-44 (ze zbrojeniem poprzecznym) w postaci trzpieni dwugłówkowych usytuowanych na trzech obwodach były wykonane z tego samego betonu ($f_{cm} = 39,6$ MPa) i identycznie zbrojone na zginanie ($\rho_f \approx 0,6\%$ ze stali klasy AIIIIN o $f_y = 533$ MPa). Jak widać na rysunku 6, w modelu bez zbrojenia poprzecznego maksymalna rysa o rozwarciu 0,3 mm wystąpiła przy sile 200 kN, co odpowiadało mniej więcej 36% obciążenia granicznego (V_u). Model ze zbrojeniem poprzecznym osiągnął rozwarcie rysy 0,3 mm w trakcie zwiększania obciążenia z poziomu 250 do 300 kN. Wyteżenie tego złącza w tym momencie można również szacować na około 40% V_u . W obu modelach, przy sile 450 kN zarejestrowano przekroczenie odkształceń plastycznych w zbrojeniu głównym w sąsiedztwie miejsca jego przecięcia z krawędziami słupa.

Pokazane wykresy na rysunku 6 wykazały brak istotnego wpływu zbrojenia poprzecznego na szerokość rozwarcia rys. Podobne rezultaty otrzymano dla modeli z mocą zbrojenia przekraczającą wartość 0,3.

4. Sposoby wzmacniania stref podporowych na przebiecie

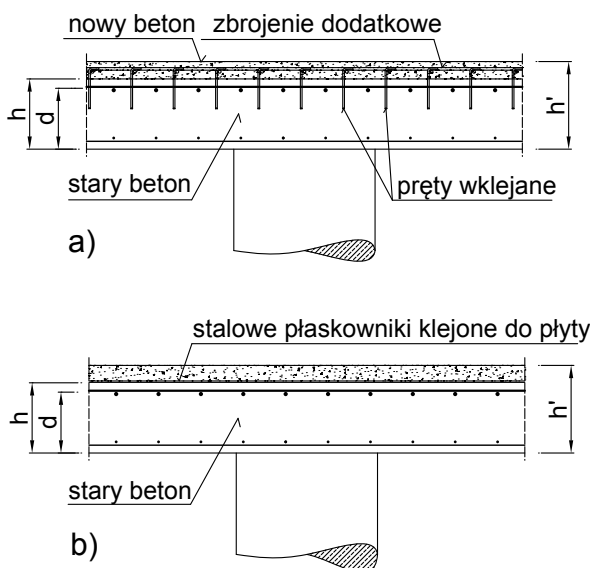
Można wyróżnić kilka sposobów wzmacniania istniejących konstrukcji na przebiecie. Wybór będzie zależał od konkretnej sytuacji, między innymi od: dostępu do stropu (od dołu czy z góry), stopnia zbrojenia płyty nad podporą, obecności zbrojenia poprzecznego itp. Przy niskich stopniach zbrojenia płytowego najbardziej uzasadnionym sposobem wydaje się zwiększenie mocy zbrojenia płyty zbrojeniem zewnętrznym. W przypadku dostępu do stropu od spodu, można zwiększyć nośność na przebiecie poprzez zwiększenie wymiarów podpory. Kolejny sposób do wprowadzenia zbrojenia poprzecznego, jeśli we wzmacnianej konstrukcji jego nie ma. Można również zastosować jednocześnie wzmocnienie poprzez zwiększenie stopnia zbrojenia płytowego i wprowadzenia zbrojenia poprzecznego.



Rys. 7. Zasada wzmacniania na przebiecie poprzez wzrost mocy zbrojenia

4.1. Wzmacnianie poprzez zwiększenie stopnia zbrojenia na zginanie

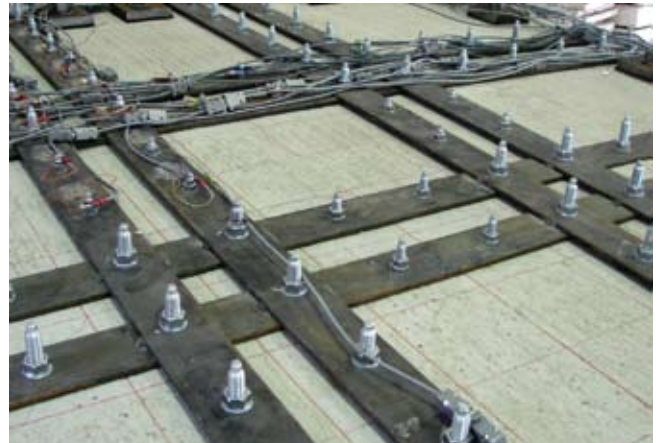
Ten sposób wzmacnia stropu na przebiecie powinien być szczególnie polecany ze względu na stosunkowo łatwą jego realizację przy jednoczesnym zachowaniu bezpieczeństwa konstrukcji w trakcie wykonywania robót. Bezpieczeństwo wykonywanych prac wynika ze stosunkowo niewielkiej ingerencji w istniejącą konstrukcję. Wymagany jest jedynie dostęp do górnej powierzchni płyty w strefie podporowej. Zasadę działania tej metody wyjaśnia rysunek 7, na którym pokazano empiryczną zależność, ustaloną przez autora [4], określającą wielkość standaryzowanych naprężeń granicznych w przekroju obliczeniowym usytuowanym w odległości $d/2$ od lica słupa (zgodnie z polską normą PN-B-03264:2002) w funkcji mocy zbrojenia.



Rys. 8. Przykłady wzmacniania płyty poprzez zwiększenie mocy zbrojenia według [6]: a) dodatkowa siatka zbrojeniowa w nadbetonie, b) stalowe płaskowniki klejone do płyty

Zademonstrowano przykładową sytuację stropu, który ma przed wzmocnieniem niską moc $\rho_l \cdot f_y / f_{cm} \approx 0,082$. Jeśli w jakiś sposób zwiększymy dwukrotnie zbrojenie do mocy $\rho_l \cdot f_y / f_{cm} \approx 0,164$, to możemy się spodziewać wzrostu naprężeń granicznych o 56%. Ponieważ pozostałe parametry złącza płyta-słup są niezmiennie, to jednocześnie uzyskuje się wzrost nośności o tę samą wielkość.

Propozycję wzmacniania zbrojeniem zewnętrznym przedstawili po raz pierwszy badacze szwedzcy Hassanzadeh i Sundqvist [6] (rys. 8). Nie sprawdzali oni jednak swoich koncepcji doświadczalnie ani w praktyce.

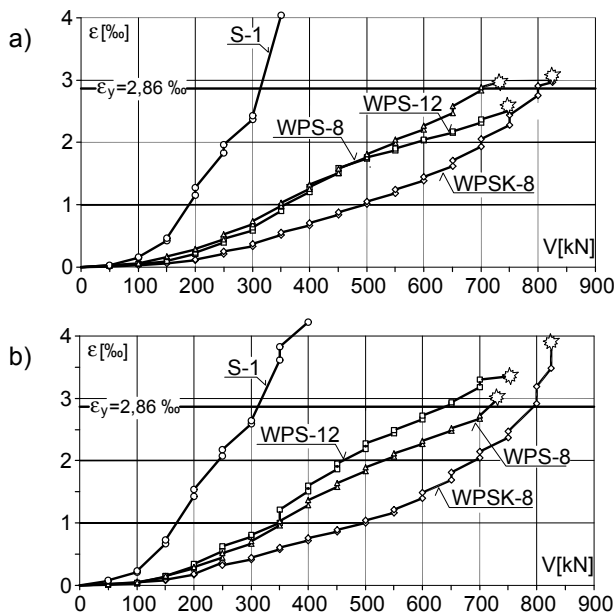


Rys. 9. Widok fragmentu modelu WPS-8 wzmocnionego 8 płaskownikami stalowymi o przekroju 8 x 80 mm

Autor artykułu prowadzi obecnie projekt badawczy (Grant Nr N506 010 31/0693) dotyczący wzmacniania płyt na przebiecie poprzez zwiększanie mocy zbrojenia głównego. W jednej z serii badawczych, składającej się z czterech ciał próbnych, jako zbrojenie zewnętrzne zastosowano płaskowniki stalowe. Trzy modele zostały wzmocnione, a jeden o symbolu S-1 pozostawiono bez wzmocnienia. W dwóch modelach o symbolach WPS-8 i WPS-12 płaskowniki z płytą były zespalane wyłącznie za pomocą śrub wklejanych. Jeden model został wzmocniony płaskownikami klejonymi do płyty i jednocześnie dodatkowo przytwierdzonymi śrubami osadzonymi na klej. W modelach, w których wzmocnienie zespalano wyłącznie za pomocą śrub, płaskowniki znajdowały się w dwóch krzyżujących się warstwach (rys. 9). W przypadku zastosowania klejenia płaskowników do płyty (model WPSK-8), konieczne było usytuowanie elementów wzmocnienia w obu kierunkach w jednej płaszczyźnie. Wymagało to wykonania najpierw specjalnego „rusztu” poprzez zespalanie odcinków płaskowników wzajemnie się krzyżujących. Montaż takiego prefabrykatu stalowego, mocowanego 108 śrubami i jednocześnie klejonego na całej powierzchni styku z płytą, był dość trudną operacją technologiczną. Znacznie prostsze okazało się mocowanie płaskowników tylko za pomocą śrub.



Rys. 10. Przekrój przez model WPSK-8 po zniszczeniu



Rys. 11. Porównanie odkształceń zbrojenia głównego (rozciąganego) nad krawędziami słupa: a) górna warstwa prętów, b) dolna warstwa prętów

Wszystkie cztery modele zostały wykonane z tej samej mieszanki betonowej i miały identyczne zbrojenie. Badania przeprowadzono po około pół roku od zabetonowania. W chwili badania wytrzymałość betonu była jednakowa we wszystkich modelach i wynosiła średnio: $f_{c,cube} = 52$ MPa (kostkowa), $f_{cm} = 45$ MPa (walcowa) i $f_{sp} = 3,92$ MPa (na rozłupywanie). Zbrojenie główne wykonano z prętów o średnicy $\varnothing 12$ mm ze stali klasy AIIIIN charakteryzującej się średnią granicą plastyczności $f_{ym} = 573,2$ MPa. Stopień zbrojenia górnego wynosił około $\rho_l = 0,5\%$, a jego moc $\rho_l \cdot f_y / f_{cm} \approx 0,063$. Wzmocnienie wykonano z płaskowników o przekroju 8×80 mm ($A_{sm} = 6,40$ cm²) ze stali o średniej granicy plastyczności $f_{ym} = 324,6$ MPa. Przeprowadzone badania niszczące modeli wykazały znaczną skuteczność zaproponowanego rozwiązania. Model świadek S-1 osiągnął stan graniczny nośności przy sile $V_{exp} = 500$ kN. Model WPS-8 (z 8 płaskownikami) zniszczył się pod obciążeniem 730 kN, a WPS-12 (z 12 płaskownikami) przy sile 750 kN. Największą nośność osiągnął model WPSK-8 (z 8 płaskownikami klejonymi) $V_{exp} = 825$ kN. Poszczególne modele w stosunku do świadka uzyskały wzmocnienie odpowiednio o 46%, 50% i 65%. Zasada wzmocniania przedstawi-

na na rysunku 7 została w pełni potwierdzona eksperymentalnie.

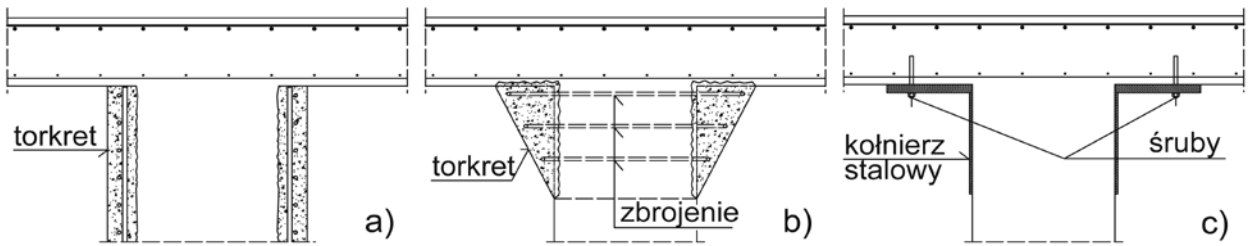
Bardziej szczegółowa analiza uwzględniająca różnice w wysokościach użytkowych (d) poszczególnych płyt, co było możliwe do stwierdzenia po ich przecięciu, wykazała, że wzmocnienia te należy szacować odpowiednio na 41%, 49% i 58%. Okazało się, że najefektywniejsze wzmocnienie uzyskuje się stosując klejenie płaskowników z jednoczesnym ich mocowaniem za pomocą śrub. Płaskowniki bardziej skutecznie współpracują wtedy z płytą zachowując się praktycznie tak jak zwykłe zbrojenie. Na rysunku 10 pokazano zniszczony model WPSK-8 po przecięciu płyty wzdłuż jednego z boków słupa.

Efekt zmniejszenia odkształceń (naprężeń) w zbrojeniu głównym płyty w wyniku przejścia części rozciągania przez zbrojenie zewnętrzne pokazują wykresy na rysunku 11. Również i w tym przypadku model WPSK-8 wykazał najbardziej efektywne włączenie się do współpracy w przenoszeniu sił przez zbrojenie zewnętrzne.

Prowadzone przez autora badania, we wspomnianym projekcie, obejmują również wzmocnianie za pomocą taśm typu CFRP. Uzyskane efekty nie okazały się tak dobre jak te wyżej przedstawione. Częściowo potwierdziły one rezultaty podobnych badań [7], ale przeprowadzonych na modelach w małej skali i z większym zbrojeniem głównym ($\rho_l \approx 1,0\%$) wzmocnianych płyt. Podstawową przyczyną małej efektywności wzmocniania taśmami CFRP jest ich niski moduł odkształcalności (165 000 ÷ 175 000 MPa), stosunkowo mały przekrój poprzeczny taśm dostępnych na rynku (maksymalna grubość 1,4 mm), co powoduje trudność w uzyskaniu znaczącego wzrostu mocy zbrojenia w porównaniu ze stalowymi płaskownikami. Dodatkową przyczyną małej efektywności jest mechanizm niszczenia na przebiecie, który u wylotu ukośnej rysy powoduje gwałtowne odspajanie się taśm, co można przyrównać do efektu przecięcia tkaniny (rys. 12).



Rys. 12. Widok modelu po zniszczeniu, wzmocnionego taśmami CFRP



Rys. 13. Przykłady metod wzmocnienia płyt na przebiecie poprzez zwiększenie gabarytów słupa, według [6]: a) zwiększenie średnicy słupa, b) wykonanie głowicy za pomocą torkretu lub metody iniekcji, c) „kołnierz” stalowy klejony do konstrukcji

4.2. Wzmocnianie poprzez zwiększenie wymiarów podpory

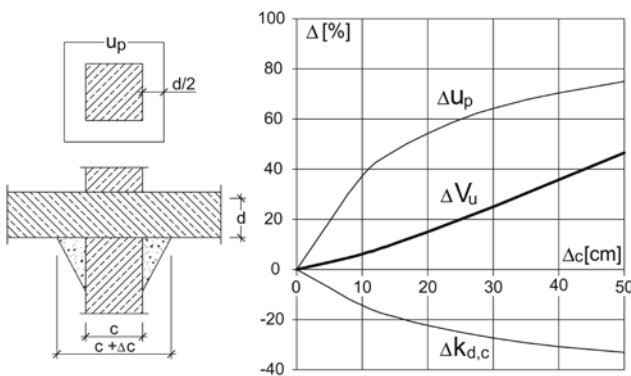
Na rysunku 13 pokazano propozycję autorów pracy [6] zwiększania nośności na przebiecie poprzez poszerzenie wymiarów poprzecznych słupa. Koncepcja przedstawiona na rysunkach 13b i c została przez nich zweryfikowana doświadczalnie. Autorzy tych koncepcji pozytywnie wypowiadali się zwłaszcza o propozycji „b”. Uważają oni, że jest ona stosunkowo łatwa do wykonania i umożliwiająca znaczny wzrost nośności. Wzmocnienie stropu na przebiecie za pomocą stalowego kołnierza zaproponował autor pracy [3]. Skuteczność wzmocnienia poprzez zwiększanie wymiarów podpory przeanalizowano teoretycznie za pomocą metody autora [4], według której nośność na przebiecie określa wzór:

$$V_u(c) = K_{d,c} \cdot k_s \cdot v_u \cdot u_p \cdot d, \quad (1)$$

gdzie:

- $k_{d,c}$ – współczynnik uwzględniający proporcje d do c ,
- k_s – współczynnik skali,
- v_u – naprężenia krytyczne,
- u_p – obwód krytyczny w odległości $d/2$ od krawędzi podpory,
- d – średnia wysokość użyteczna płyty,
- c – wymiar boku słupa.

Zwiększenie wymiarów poprzecznych podpory powoduje zmianę dwóch parametrów we wzorze (1): $k_{d,c}$ i u_p .



Rys. 14. Wzrost nośności na przebiecie w funkcji poszerzenia podpory: Δu_p – krzywa wzrostu obwodu krytycznego, $\Delta k_{d,c}$ – krzywa zmiany współczynnika uwzględniającego proporcje d i c , ΔV_u – wzrost nośności na przebiecie

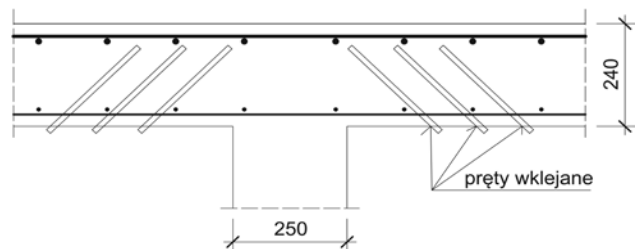
Obwód krytyczny zwiększa się, a współczynnik $k_{d,c}$ zgodnie ze wzorem (2) zmniejsza się.

$$k_{d,c} = 0,6 + 0,889 \cdot d/c \quad (2)$$

Na rysunku 14 pokazano analizę wpływu wzrostu wymiarów podpory na nośność płyty na przebiecie. Pokazano również dwie krzywe wzrostu procentowego obwodu krytycznego (Δu_p) i współczynnika ($\Delta k_{d,c}$) w funkcji przyrostu boku słupa (Δc). W analizie tej, jako wymiar wyjściowy boku słupa przyjęto $c = 25$ cm. Zwiększenie boku słupa o 100% ($\Delta c = 25$ cm) powoduje zwiększenie nośności tylko o 20%. Jak z tego wynika, współczynnik $k_{d,c}$ w istotny sposób redukuje efektywność zwiększania nośności poprzez zmianę geometrii podpory.

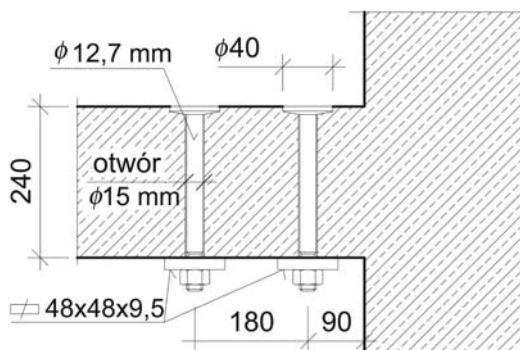
4.3. Wzmocnianie za pomocą zbrojenia poprzecznego

Pierwszymi, którzy zbadali dwa modele ze zbrojeniem poprzecznym zainstalowanym w strefie przystupowej był Hassanzadeh i Sundqvist [6]. Modele te wzmocniono prętami o średnicy 16 mm koncentrycznie umieszczonymi wokół słupa (rys. 15). W jednym z nich zastosowano 20 sztuk prętów poprzecznych, a w drugim modelu 28. Pręty zbrojenia poprzecznego wklejano na klej firmy Hilti w uprzednio wywiercone otwory pod kątem 45° w stosunku do powierzchni płyty. Zgodnie z relacją autorów tych badań, metoda

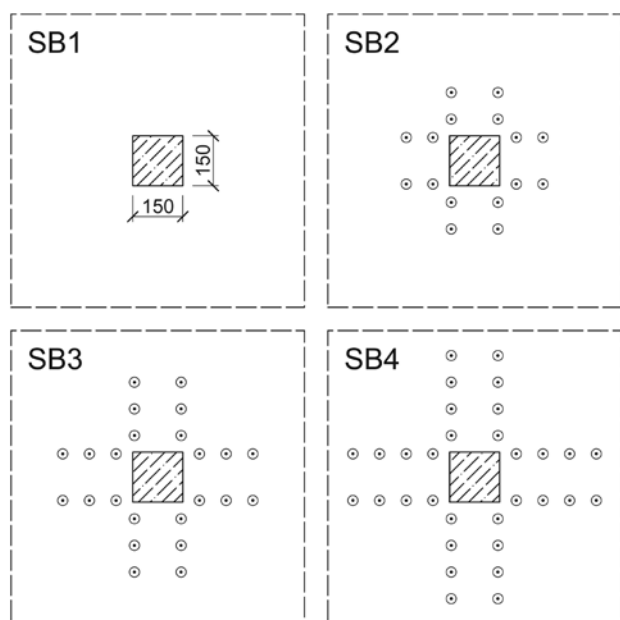


Rys. 15. Wzmocnianie modeli przez Hassanzadeha i Sundqvista [6] za pomocą prętów wklejanych

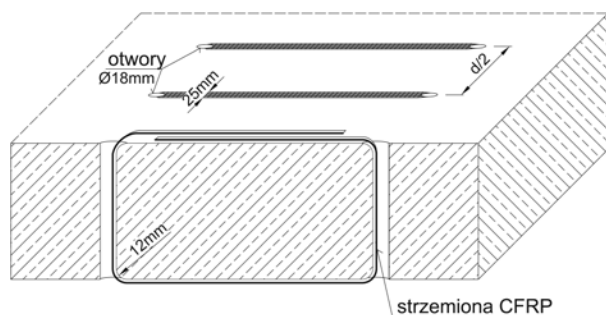
ta okazała się bardzo łatwa w aplikacji i szybka w realizacji. Według Hassanzadeha i Sundqvista uzyskano aż około 55% wzrost nośności złączy. Porównywano jednak modele o zróżnicowanej wytrzymałości betonu (modele stanowiące poziom odniesienia miały wytrzymałość kostkową około 30 MPa, a modele wzmocniane 40 MPa). Według autora niniejszego artykułu, efekt wzmocnienia był znacznie mniejszy i wyniósł tylko



Rys. 16. Wzmocnienie na przebiecie za pomocą trzpieni (śrub) w badaniach [8]



Rys. 17. Przykładowa lokalizacja zbrojenia poprzecznego w badaniach [9]



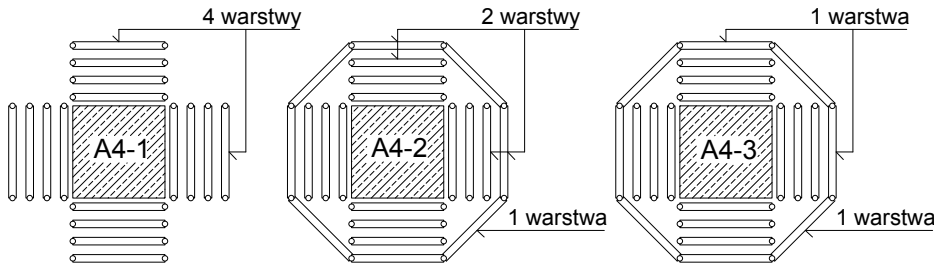
Rys. 18. Koncepcja wykonania strzemion z mat z włókien węglowych według Binicio i Bayraka [10, 11] (zakład mat na powierzchni ściskanej płyty)

około 20%. Dodatkowo należy również zauważyć, że w ten sposób aplikowane pręty zbrojenia poprzecznego nie spełniają wymogów odpowiedniego ich zakotwienia, zwłaszcza na górnym ich końcu.

W 2003 roku Polak wraz ze współautorami opubli-

kował pracę [8] dotyczącą złączy krawędziowych, w której przedstawił sposób wzmocnienia na przebiecie za pomocą trzpieni (śrub) umieszczanych w uprzednio wywierconych otworach. Idea tego rozwiązania została przedstawiona na rysunku 16. W 2005 roku ukazała się następną publikacja [9], w której przedstawiono wykorzystanie tego samego pomysłu w badaniach złączy wewnętrznych. Modele w tym przypadku są w skali 1:2. Grubość całkowita płyt wynosiła tylko 120 mm. Trzpienie wzmocniające były rozmieszczone zgodnie z zasadami zalecanymi przez normę amerykańską ACI-318 dla zbrojenia poprzecznego. Przykładowe usytuowanie trzpieni w badanych modelach pokazano na rysunku 17. Pierwszy obwód zbrojenia wzmocniającego usytuowano w odległości 50 mm od krawędzi słupa, a następnie co 80 mm od poprzednich obwodów. W dwóch modelach wykonane były otwory o wymiarach 70 x 70 mm przylegające bezpośrednio do boków słupa. Wszystkie elementy próbne ze wzmocnieniem osiągnęły podobną nośność około 360 kN, którą autorzy badań (potwierdzając ten fakt analitycznie) uznali za stan graniczny zginania. W stosunku do modelu świadka SB1, bez wzmocnienia uzyskano wzrost nośności o około 50%. Okazało się, że liczba elementów zbrojenia poprzecznego nie miała istotnego znaczenia na wielkość siły granicznej w złączy, podobnie jak obecność otworów w sąsiedztwie słupa.

Binici i Bayrak w badaniach opublikowanych w 2003 roku [10] i w 2005 roku [11] przedstawili koncepcję wykorzystania włókien węglowych jako zbrojenia poprzecznego służącego do wzmocnień stref przysłupowych w istniejących konstrukcjach płytowo-słupowych. Koncepcja wykonania strzemion z mat CFRP została pokazana na rysunku 18. Badania eksperymentalne przeprowadzono na płytach o wymiarach 2135 x 2135 x 152 mm z betonu o wytrzymałości $f_{cm} = 28,3$ MPa. Wszystkie płyty były jednakowo zbrojone siatkami ortogonalnymi o oczkach 135 x 135 mm. Przy wysokości użytecznej płyty $d = 114$ mm stopień zbrojenia głównego wynosił 1,76%. Zastosowane w badaniach zbrojenie charakteryzowało się granicą plastyczności $f_y = 448$ MPa. Modele były obciążane poprzez stalową kwadratową płytę o boku 305 mm, która symulowała przekrój słupa. Podstawowym parametrem zmiennym prezentowanych badań była aranżacja zbrojenia poprzecznego. Widok w planie wybranych układów strzemion CFRP przedstawia rysunek 19. Strzemiona były wykonane z pasków o szerokości 25 mm uzyskanych w wyniku pocięcia mat CFRP. Poszczególne strzemiona różniły się liczbą warstw od jednej do czterech. Każda warstwa (mata + żywica) miała grubość około 1 mm. W sumie, badania Binicio i Bayraka obejmowały 11 modeli, w tym dwa były bez wzmocnienia i stanowiły poziom odniesienia dla elementów wzmocnionych. Na rysunku 20 zestawiono uzyskane nośności eksperymentalne



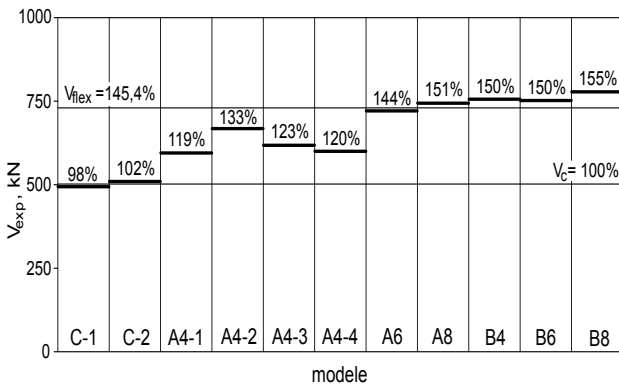
Rys. 19. Usytuowanie strzemion w wybranych modelach Biniciego i Bayraka [10, 11]

poszczególnych modeli. Poziom odniesienia stanowi linia opisana jako 100%, która jest średnią nośnością z dwóch modeli świadków C-1 i C-2. Nośność zginania V_{flex} została ustalona metodą linii załomów i wynosiła $V_{flex} = 730$ kN. Teoretycznie wielkość ta powinna stanowić granicę możliwego do osiągnięcia wzmocnienia. Nieznaczne przekroczenie tej nośności może wynikać z równoczesnego wzmocnienia płyt na zginanie poziomymi odcinkami taśm CFRP.

5. Podsumowanie

Przedstawione w artykule informacje na temat morfologii rys stref przystupowych mogą stanowić przydatną informację dla rzeczoznawcy oceniającego stan konstrukcji płytowo-słupowej. Ta objawowa ocena wraz z informacjami odnośnie stopnia zbrojenia płytowego, wielkości jego otulin oraz wytrzymałości materiałów, może być podstawą do analitycznej oceny stanu wyężenia złącza na przebicie.

Zaprezentowane w drugiej części artykułu możliwości wzmocnienia połączeń płytowo-słupowych, mogą być inspiracją dla projektantów opracowujących wzmocnienia konstrukcji. Zwraca się szczególną uwagę na fakt, że dla stropów słabo zbrojonych o mocy $\rho_f f_y / f_{cm} < 0,15$, najskuteczniejszym sposobem jest zwiększenie stopnia zbrojenia głównego płyty np. za pomocą płaskowników stalowych. Zaleca się również daleko idącą ostrożność przy stosowaniu taśm typu CFRP jako zbrojenia zewnętrznego w strefie przystupowej. Mechanizm niszczenia na przebicie w zasadzie eliminuje taki sposób.



Rys. 20. Zestawienie uzyskanych nośności w badaniach [10, 11]

Małą efektywnością wykazuje się sposób wzmocnienia poprzez zwiększenie wymiarów podpory. Dwukrotne zwiększenie wymiaru poprzecznego słupa pozwala na wzrost nośności o około 20%. Postępując się przy analizie przepisami polskiej normy PN-B-03264:02 możemy

uzyskać bardziej optymistyczny wynik, ale nieprawdziwy. Wynika to z faktu, że w takiej analizie nie uwzględnia się wpływu proporcji boku podpory do wysokości użytecznej płyty.

Zastosowanie zbrojenia poprzecznego może okazać się skuteczne w płytach, w których zastosowano zbrojenie główne (na zginanie) o znacznej mocy ($\rho_f f_y / f_{cm} > 0,15$). Należy jednak mieć na uwadze, że wiercenie otworów pod instalację tego zbrojenia w płycie obciążonej lub częściowo tylko odciążonej, jest operacją niebezpieczną. Nie należy stosować w takich przypadkach wiercenia udarowego, które może powodować destrukcję betonu w strefie podporowej. Zaleca się wykonywanie otworów za pomocą wiertel rdzeniowych z nasypem diamentowym. Strop powinien być zabezpieczony przez podstemplowanie na czas wykonywania robót wzmocniających.

BIBLIOGRAFIA

[1] Godycki-Ćwirko T., Kozicki J., Urban T., Morfologia rys krzyżowo-zbrojonych bezbelkowych stropów żelbetowych. Inżynieria i Budownictwo, Nr 7-8/1981, s. 250-256

[2] Godycki-Ćwirko T., Morfologia rys w konstrukcjach z betonu. Rozprawy Naukowe Nr 13, Politechnika Białostocka, Białystok 1992, s. 149

[3] Noakowski P., Wzmocnienie stropów biurowca. Duże ugięcia i niedostateczna nośność na przebicie. Problemy remontowe w budownictwie ogólnym i obiektach zabytkowych. DWE, Wrocław 2006, s. 576-588

[4] Urban T. S., Przebicie w żelbecie. Wybrane zagadnienia. Politechnika Łódzka, Zeszyty Naukowe Nr 959, Łódź 2005, s. 348

[5] Sitnicki M., Strefa podporowa stropów bezryglowych zbrojona poprzecznie trzpieniami dwugłówkowymi. Rozprawa doktorska, Politechnika Łódzka, Łódź 2004, s. 180

[6] Hassanzadeh G., Sundqvist H., Strengthening of Bridge Slabs on Columns. Nordic Concrete Research [online], 1998, s.12, [dostęp: 27.10.2003], www.itn.is/ncr/publications/pub-21.htm 1998

[7] Soudki K., Van Zwol T., Sherping R., Strengthening of Interior Slab-Column Connections with CFRP Strips. FRPCS-6, Singapore, 8-10 July 2003, Edited by Kiang Hwee Tan, s. 1137-1146

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

[9] Adetifa B., Polak M. A., Retrofit of Slab Column Interior Connections Using Shear Bolts. ACI Structural Journal, V.102, No.2, March-April 2005, s. 268-274

[10] Binici B., Bayrak O., Punching Shear Strengthening of Reinforced Concrete Flat Plates Using CFRPs. Journal of Structural Engineering, ASCE, V.129, No. 9, September 2003, s. 1173-1182

[11] Binici B., Bayrak O., Use of Fiber-Reinforced Polymers in Slab-Column Connection Upgrades. ACI Structural Journal, V.102, No.1, January-February 2005, s. 93-102