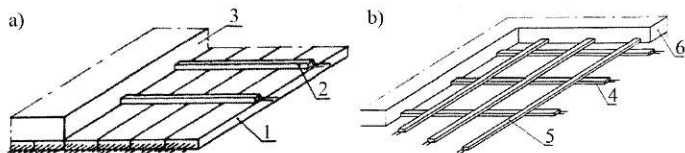


Koncepcja półprefabrykowanego stropu na deskach strunobetonowych

Na rynku polskim są dostępne stropy, w których stosuje się elementy strunobetonowe. Liczną grupę stanowią stropy gęstożebrowe z belkami prefabrykowanymi o rozstawie do 60 cm oraz pustakami wypełniającymi i betonem uzupełniającym układanym na budowie.

Autorzy artykułu podjęli próbę opracowania nowego rozwiązania stropu złożonego z betonowych deskowań w postaci desek strunobetonowych oraz warstwy betonu monolitycznego [4]. Proponowane rozwiązanie w niektórych zastosowaniach może się okazać efektywniejsze w porównaniu z istniejącymi rozwiązaniami i nie będzie wymagać pełnych deskowań. Dzięki małej masie elementów składowych nie będzie wymagane stosowanie ciężkich dźwigów do ich montażu, co ma znaczenie w przypadku niewielkich budynków.

Wykorzystanie desek strunobetonowych w budownictwie jako dolnego zbrojenia w elementach zginanych zostało zaproponowane przez *W. Grzegorzewskiego* w latach pięćdziesiątych ubiegłego wieku [1, 4, 5]. Autor w pracy [4] zaproponował dwa rozwiązania w zakresie wykorzystania tych desek w stropach betonowych. Pierwsze polegało na ułożeniu desek strunobetonowych na styk w kierunku nośnym (rys. 1a). Pełniły one jednocześnie funkcję deskowania traconego i zbrojenia. W tym wariantcie było konieczne użycie listew poprzecznych w celu ograniczenia efektu klawiszowania. Drugie zastosowanie elementów (listew) strunobetonowych jako zbrojenia dotyczyło stropów dwukierunkowo zbrojonych. Ze względu na trudności w produkcji desek i brak ich standaryzacji, rozwój tego rodzaju konstrukcji został zaniechany.

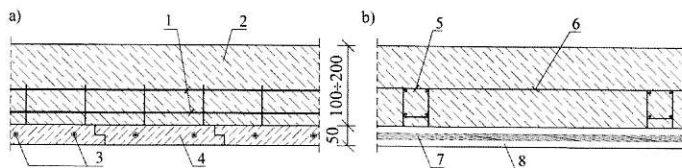


Rys. 1. Schemat stropu: a) o pełnym (szczerłym) zbrojeniu dolnym, b) o ażurowym zbrojeniu dolnym: 1 – deski strunobetonowe, 2 – listwy strunobetonowe, 3 – nadbeton, 4 – listwy dolnej warstwy zbrojenia, 5 – listwy drugiej warstwy zbrojenia, 6 – nadbeton

Koncepcja stropu z deskami strunobetonowymi

Proponowany strop będzie złożony z desek strunobetonowych i ułożonej na nich warstwy betonu monolitycznego [10]. Deski będą stanowiły zarówno deskowanie tracone, jak i dolną, rozciąganą strefę zginanej płyty stropowej (rys. 2). Na czas betonowania stropu deski zostaną podparte liniowymi podporami rozstawionymi co 2+3 m. Zgodnie z obowiązującymi warunkami technicznymi stropy w budynkach należy projektować, zapewniając

60-minutową pracę w warunkach pożaru (REI 60). Analiza aktualnych norm dotyczących ochrony ogniowej konstrukcji wykazuje, że odporność ta zostanie osiągnięta przy otuleniu betonowym splotów sprężających wynoszącym nie mniej niż 18 mm. Biorąc pod uwagę dwufazową pracę deski i różne schematy statyczne jej pracy w tych fazach, stwierdzono, że najkorzystniejsze będzie zastosowanie ich sprężenia osiowego. To założenie wskazuje na minimalną grubość deski wynoszącą 50 mm oraz przekrój poprzeczny od 150×50 do 500×50 mm. Z uwagi na stosunkowo prosty transport i montaż deski o mniejszej szerokości mogą znaleźć zastosowanie w budownictwie jednorodzinym, a elementy o większej szerokości – w budownictwie wielorodzinnym oraz użyteczności publicznej.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny proponowanego stropu: a) prostopadły do desek, b) równoległy do desek: 1 – stalowe rdzenie poprzeczne co 1,0 m, 2 – nadbeton, 3 – sploty 7 ϕ 4, 4 – deska strunobetonowa, 5 – stalowe rdzenie poprzeczne co 1,0 m, 6 – pręt stabilizujący ϕ 6 co 1,0 m, 7 – sploty 7 ϕ 4, 8 – deska strunobetonowa

Na ułożonych obok siebie (bez dodatkowego łączenia) deskach będzie układana warstwa nadbetonu. Sztywność płyty w kierunku poprzecznym do desek zapewnią niewielkie, ukryte w nadbetonie, stalowe rdzenie rozstawione co około 1,0 m. Rdzenie te będą stanowić cztery pręty ϕ 10 mm połączone strzemiętami ϕ 4,5 mm co 400 mm. Uformowane w ten sposób rdzenie trzeba jedynie zabezpieczyć przed przesuwaniem przez ich wzajemne połączenie prętami ϕ 6 mm co 0,5 m.

Zasadniczą różnicą, w porównaniu z rozwiązaniem zaproponowanym w [4], jest rezygnacja ze sprężonych elementów w kierunku poprzecznym i zastąpienie ich zbrojeniem zwykłym. Wprawdzie w poprzecznych rdzeniach przewidziano dość duże zbrojenie (314 mm²/m), jednak jego środek ciężkości znajdzie się dość wysoko, a w przypadku analizowanej płyty grubości 200 mm i wysokości rdzenia 100 mm będzie to 100 mm. Sztywność giętna przekroju w drugim kierunku będzie zatem znacznie mniejsza niż w kierunku nośnym, a zbrojenie to jest wymagane w celu uniknięcia klawiszowania i powstawania zarysowań wzdłuż desek. Ostateczny kształt tego zbrojenia i powierzchnia przekroju poprzecznego będzie przedmiotem szczegółowych analiz i badań.

Rozwiązanie to jest przeznaczone do stropów w budynkach o podporach sytuowanych w rozstawie do 10,0 m. Wstępne analizy obliczeniowe wykazały, że całkowita

grubość takiego stropu powinna wynosić w przypadku rozpiętości 6,0 m – 150 mm, 8,0 m – 200 mm, 10,0 m – 250 mm.

Proponowane rozwiązanie ma następujące zalety:

- uzyskanie monolitycznego stropu betonowego bez konieczności układania desekowań i zbrojenia tradycyjnego; akustyczny komfort użytkownika pomieszczeń w budynkach, tj. izolacyjność akustyczną i brak przenoszenia drgań mogą zapewnić jedynie stropy o odpowiedniej masie;

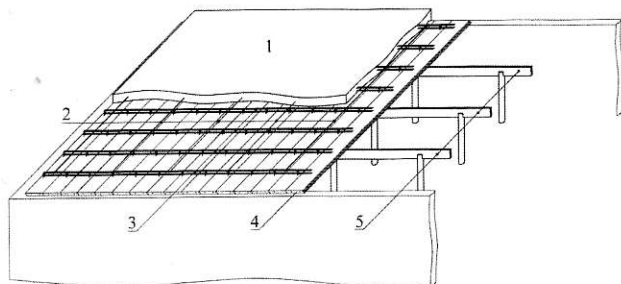
- koszt transportu prefabrykatów w stosunku do istniejących rozwiązań; prefabrykaty mają grubość 50 mm, co przy standardowych ciężarówkach o ładowności 24 t umożliwi jednorazowe przewiezienie do 190 m² prefabrykatów;

- ograniczenie zużycia stali (szacunkowo 7+8 kg/m²);
- łatwość i bezpieczeństwo montażu elementów wyposażenia i instalacji pod stropem;

- brak koncentracji sprężenia w belkach, do których zazwyczaj są montowane instalacje i podwieszenia w budynkach w przypadku stropów gęstożebrowych.

Założenia obliczeniowe

Wykonano obliczenia stropu rozpiętości 8,0 m, składającego się z desek o przekroju 50×300 mm oraz nadbetonu grubości 150 mm (rys. 3). Deska jest sprężona dwoma splotami siedmiodrutowymi średnicy 11,3 mm ($A_p = 186 \text{ mm}^2$) ze stali o wytrzymałości $f_{pk} = 1870 \text{ MPa}$. Deski będą wykonane z betonu klasy C45/55. Założono, że w fazie montażu deski będą podparte w 1/4, 1/2 i 3/4 rozpiętości, czyli co 2,0 m, tworząc czteroprzęsłową belkę ciągłą (rys. 4a; por. rys. 3). Nadbeton układany na budowie będzie klasy C25/30, wykonany na kruszywie naturalnym.



Rys. 3. Konfiguracja analizowanego stropu: 1 – nadbeton grubości 150 mm, 2 – pręty stabilizujące ϕ 6 mm co 1,0 m, 3 – stalowe rdzenie poprzeczne co 1,0 m, 4 – deska strunobetonowa 50×300 mm, 5 – podpory montażowe

Rozważono 3 fazy pracy konstrukcji:

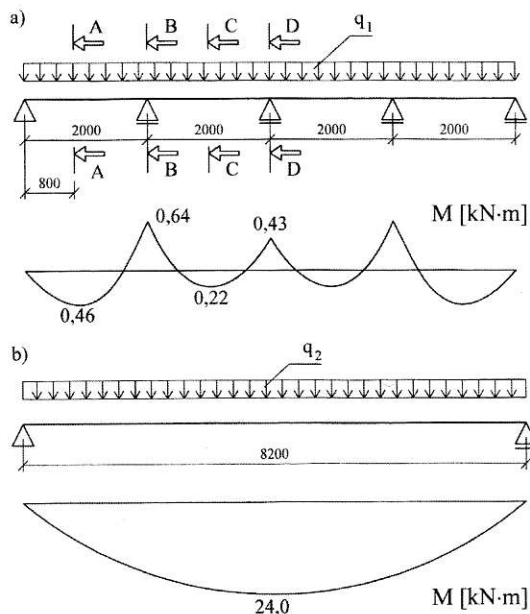
- sprężenie – deska sprężona osiowo spoczywająca na podłożu;

- sytuacja montażowa – deska w fazie montażowej oparta na podporach pośrednich, obciążona ciężarem własnym oraz ciężarem nadbetonu;

- sytuacja eksploatacyjna – strop zespolony obciążony ciężarem własnym, ciężarem warstw wykończeniowych oraz obciążeniem użytkowym.

Analiza ze względu na odporność ogniową

Analizę obliczeniową wymaganego otulenia ze względu na odporność ogniową przeprowadzono zgodnie z p. 5.2(7) normy [9]. Podstawowa wartość otulenia a zgodnie z tabl. 5.8 normy [9] w przypadku odporności REI 60 wynosi 20 mm. Tę wartość należy zwiększyć o poprawkę Δa wynoszącą 15 mm w przypadku splotów sprężających



Rys. 4. Rozkłady i wartości momentów zginających: a) w desce strunobetonowej, b) w przekroju zespolonym

zających przy uproszczonych obliczeniach. Wykonanie szczegółowej analizy pozwala zmniejszyć tę wartość przez ograniczenie wykorzystania stali w warunkach pożaru. Określono zatem maksymalne naprężenia w stali sprężającej w sytuacji pożarowej zgodnie z wyrażeniem

$$\sigma_{p,fi} = \eta_{fi} \frac{f_{pk}(20^\circ\text{C})}{\gamma_p} \frac{A_{p,req}}{A_{p,prov}}, \quad (1)$$

w którym:

η_{fi} – współczynnik redukcyjny w odniesieniu do obliczeniowego poziomu obciążeń w sytuacji pożarowej wynoszący 0,618, wyznaczony ze wzoru

$$\eta_{fi} = \frac{g + \psi_{21}q_k}{\gamma_g g + \gamma_g q_k}, \quad (2)$$

$f_{pk}(20^\circ\text{C})$ – wytrzymałość stali sprężającej wynosząca 1860 MPa,

γ_p – współczynnik bezpieczeństwa w przypadku stali sprężającej, w warunkach pożaru wynoszący 1,0,

$\frac{A_{p,req}}{A_{p,prov}}$ – iloraz wymaganej i przyjętej powierzchni zbrojenia sprężającego; przyjęto równy 0,52, co odpowiada ilorazowi maksymalnych naprężeń w stali sprężającej w stanie użytkowania σ_p do wytrzymałości charakterystycznej stali f_{pk} .

Uzyskano wartość naprężeń $\sigma_{p,fi}$ równą 597,9 MPa.

Na podstawie ilorazu $\frac{\sigma_{p,fi}}{f_{pk}(20^\circ\text{C})}$ określono temperaturę

krytyczną θ_{cr} ; otrzymano 452°C i na jej podstawie wyznaczono wartość zwiększenia otulenia Δa z równania:

$$\Delta a = 0,1 (500 - \theta_{cr}) = 4,8 \text{ mm}. \quad (3)$$

Na podstawie szczegółowych obliczeń wymiar a ograniczono do 25 mm, co przy osiowym sprężeniu pozwoliło na uzyskanie grubości deski 50 mm. Oszczędność taką udało się uzyskać dzięki zmniejszeniu wytężenia stali sprężającej. Z uwagi na straty sprężenia oraz przyrost naprężeń w stali wywołany obciążeniami zewnętrznymi (stałymi i użytkowymi) było konieczne ograniczenie naciąg-

gu splotów do $0,64f_{pk}$, zamiast dopuszczonej normą [8] wartości $0,80f_{pk}$.

Wpływ różnicy skurczu betonu

Wpływ różnicy odkształceń skurczowych nadbetonu i desek wyznaczono, korzystając z rozwiązań ujętych w pracach [7, 11], podanych w pracy [6] (p. 3.3). W analizie przyjęto następujące założenia:

- parametry betonu deski: klasa C45/55, cement szybkosprawny R;
- parametry nadbetonu: klasa C25/30, cement normalny N;
- wiek desek w chwili zespolenia 30 dni, wilgotność otoczenia 50%.

W wyniku przyjętych założeń otrzymano następujące odkształcenia skurczowe:

- w desce: w chwili zespolenia $12,1 \cdot 10^{-5}$, wartość końcowa $40,2 \cdot 10^{-5}$;
- w nadbetonie: wartość końcowa skurczu $37,2 \cdot 10^{-5}$.

Obliczone odkształcenia skurczowe wywołują moment zginający w przekroju o wartości $0,84 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Powstałe w wyniku różnicy skurczu naprężenia wynoszą w dolnych i górnych włóknach deski odpowiednio $0,12$ i $0,35 \text{ MPa}$ oraz w dolnych i górnych włóknach nadbetonu $-0,37$ i $0,20 \text{ MPa}$. Są to wartości mało znaczące. Naprężenia te zostały dodane do naprężeń normalnych w przekroju, powstałych po zespoleniu stropu (rys. 5b).

Analiza statyczna i naprężenia normalne w przekroju

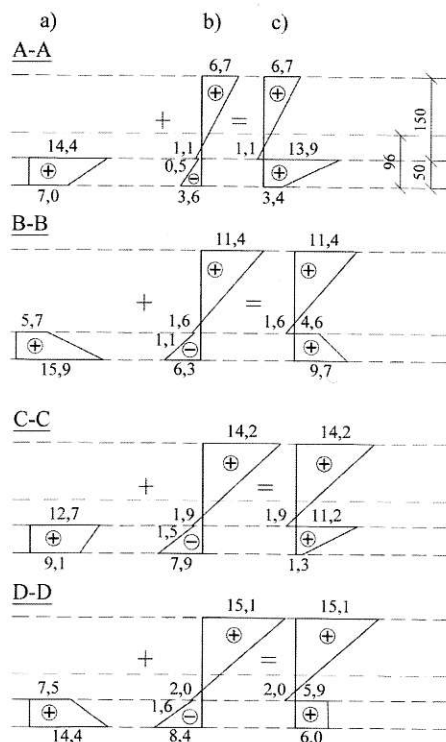
Wartości obciążeń przyjętych w analizie obliczeniowej w poszczególnych sytuacjach podano w tabl. 1. W sytuacji montażowej przyjęto obciążenie ciężarem deski opartej na podporach montażowych i ciężarem nadbetonu, a w sytuacji eksploatacyjnej – dodatkowo obciążenie warstwami wykończeniowymi i obciążenie użytkowe. Obciążenia te (łącznie z ciężarem stropu) działają tym razem przy schemacie belki jednoprzęsłowej o rozpiętości teoretycznej $8,2 \text{ m}$ (por. rys. 4b).

Tablica 1

Obciążenia przyjęte w poszczególnych sytuacjach obliczeniowych

| Rozważana sytuacja | Rodzaj obciążenia | q , kPa |
|--------------------|-----------------------|-----------|
| Sytuacja montażowa | ciężar desek | 1,25 |
| | nadbeton | 3,75 |
| Sytuacja użytkowa | ciężar płyty | 5,00 |
| | warstwy wykończeniowe | 1,50 |
| | obciążenie użytkowe | 3,00 |

Rozkład momentów zginających w pojedynczej desce zilustrowano na rys. 4a (w sytuacji montażowej) i rys. 4b (w sytuacji po zespoleniu). Naprężenia w desce strunobetonowej i w stropie zespolonym w wybranych charakterystycznych przekrojach A-A, B-B, C-C i D-D (por. rys. 4) podano na rys. 5. Naprężenia początkowe w desce na podłożu wynoszą $12,7 \text{ MPa}$. W sytuacji montażowej (por. rys. 5a) deska we wszystkich przekrojach jest ściskana. Największe naprężenia ściskające ($15,9 \text{ MPa}$) otrzymano w dolnej części przekroju B-B (nad podporą montażową), a najmniejsze ściskanie ($5,7 \text{ MPa}$) – na górze tego samego przekroju. Na rysunku 5b zilustrowano przyrost naprężeń w przekroju zespolonym stropu wywołany momentem zginającym według rys. 4b oraz różnicą skurczu desek i nadbetonu. Końcowe naprężenia w sytuacji eksploatacyj-



Rys. 5. Naprężenia w przekrojach charakterystycznych: a) w sytuacji montażowej, b) przyrost naprężeń po zespoleniu, c) naprężenia końcowe

nej (por. rys. 5c) są superpozycją naprężeń z dwóch faz pracy (por. rys. 5a i 5b).

W tablicy 2 zestawiono wartości siły sprężającej w poszczególnych etapach pracy deski w najbardziej wyężonym przekroju stropu D-D. Początkowa siła sprężająca deskę $P_0 = 221,4 \text{ kN}$, siła po stratach doraźnych $P_{m0} = 200,7 \text{ kN}$, natomiast siła po stratach reologicznych $P_{mt} = 170,3 \text{ kN}$. Wartość naprężeń po stratach opóźnionych $\sigma_{pmt} = 930,4 \text{ MPa}$. Wykorzystując bryłę naprężeń w przekroju deski, wyznaczono przyrost naprężeń w stali sprężającej w przekroju D-D. Średni na wysokości deski przyrost naprężeń wynosi $5,0 \text{ MPa}$ (por. rys. 5b). Uwzględniając iloraz modułów sprężystości stali sprężającej i betonu $E_p/E_{cm} = 6,5$, otrzymano przyrost naprężeń w stali równy $5,0 \cdot 6,5 = 32,5 \text{ MPa}$. Zatem całkowite naprężenia w stali sprężającej

$$\sigma_p = \sigma_{pmt} + \Delta\sigma_p = 930,4 + 32,5 = 962,9 \text{ MPa}. \quad (4)$$

Tablica 2

Wartości sił sprężających i naprężeń w stali sprężającej w pojedynczej desce

| Sytuacja obliczeniowa | P , kN | σ_p , MPa |
|-------------------------|-------------------|-----------------------|
| Sprężenie | $P_0 = 221,4$ | $\sigma_{p0} = 1270$ |
| Po stratach doraźnych | $P_{m0} = 200,7$ | $\sigma_{pm0} = 1079$ |
| Po stratach opóźnionych | $P_{mt} = 170,3$ | $\sigma_{pmt} = 930$ |
| Sytuacja użytkowa | $P_{eff} = 179,1$ | $\sigma_p = 963$ |

Wykorzystanie stali sprężającej w sytuacji użytkowej σ_p/f_{pk} wynosi zatem $0,52$. Założone wyężenie stali nie zostało więc przekroczone.

Na podstawie obliczonych naprężeń można stwierdzić, że w żadnym analizowanym przekroju nie nastąpiła całkowita redukcja początkowych naprężeń ściskających w desce. Z kolei w nadbetonie na styku z deską występują naprężenia rozciągające (maksymalnie $-2,0 \text{ MPa}$ w prze-

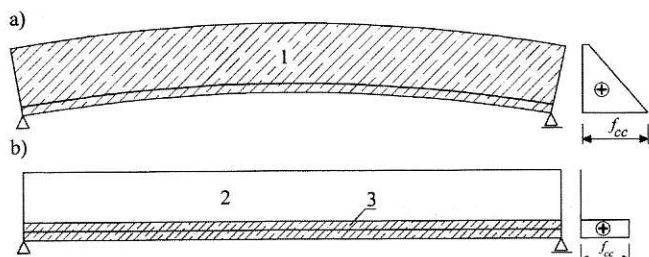
kroju D-D). Zarysowania nadbetonu przy powierzchni zespolenia niewątpliwie osłabia nośność styku obu betonów. Są to jednak wartości mniejsze od powodujących zarysowanie. Nawet gdyby zostały one niedoszacowane i doszło do zarysowania, naprężenia te osiągają największą wartość w środku rozpiętości i będą zanikać wraz ze zbliżaniem się do podpór, gdzie siły rozwarstwiający są największe. Można uznać, że rozciągania te nie są groźne w pracy styku, gdy nie superponują się z siłami ścinającymi styk. Przyjęte założenie o braku zbrojenia zespalającego wydaje się więc uzasadnione.

Analiza ugięcia

Obliczono ugięcie stropu w przypadku elementu swobodnie podpartego rozpiętości 8,2 m. W analizie przyjęto:

- przekrój niezarysowany;
- moment bezwładności przekroju $I_{cs} = 0,00036 \text{ m}^4$, sprowadzony do parametrów nadbetonu ze współczynnikiem pełzania $\varphi = 2,7$;
- efektywny moduł sprężystości nadbetonu $E_{c,eff} = 7,9 \text{ MPa}$ (w przypadku $\varphi = 2,7$);
- moment zginający przy założeniu 30% obciążenia użytkowego jako obciążenie stałe oraz przyrost w wyniku różnicy skurczu obu betonów $M = 19,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Otrzymano trwałe ugięcie równe 48 mm, przy czym wartość dopuszczalna $L/250$ wynosi 32 mm. Otrzymane wartości wskazują, że wymagania dotyczące ugięcia w analizowanym rozwiązaniu stropu nie jest spełnione. Wynika to z tego, że w przypadku typowych płyt strunobetonowych sprężenie jest wprowadzane w gotową płytę o pełnym przekroju, wywołując jej ujemne ugięcie (rys. 6a).



Rys. 6. Zasada działania sprężenia w postaci wygięcia i naprężeń: a) w elemencie strunobetonowym, b) w analizowanym rozwiązaniu: 1 – element strunobetonowy, 2 – nadbeton, 3 – deska strunobetonowa

W proponowanym rozwiązaniu sprężenie jest wprowadzane wyłącznie w dolną warstwę płyty, a pozostałą część stropu stanowi nadbeton układany na prostoliniowym elemencie dolnym (rys. 6b). Brakuje więc wstępnego wygięcia płyty do góry. Wygięcie to można jednak w prosty sposób nadać przez uniesienie podpór montażowych. W analizowanym przykładzie nadmierne ugięcie można zlikwidować przez wstępne wygięcie stropu wynoszące 20 mm.

Analiza zespolenia nadbetonu z prefabrykatami

Jednym z czynników decydujących o poprawności przyjętego rozwiązania jest nośność styku między betonem prefabrykatu a nadbetonem. W projekcie przyjęto, że deski będą pozbawione jakiegokolwiek zbrojenia zszywającego. Jego obecność zmniejszyłaby korzyści ekonomiczne wynikające z łatwości transportu i składowania desek. Jest wskazane, aby powierzchnia prefabrykatów była naturalna, bez dodatkowych zabiegów poprawiają-

cych przyczepność. Wyznaczono zatem obliczeniową wartość naprężenia stycznego w płaszczyźnie styku na podstawie wzoru 6.24 normy [8], mającego postać:

$$v_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{z b_j}, \quad (5)$$

gdzie:

β – iloraz siły podłużnej działającej na przekrój poprzeczny nowego betonu do całej siły podłużnej, działającej w rozważanym przekroju w strefie ściskanej; przyjęto $\beta = 1$,
 V_{Ed} – siła poprzeczna działająca na 1 m szerokości stropu, równa 17,64 kN,

z – ramię sił wewnętrznych w przekroju zespolonym, równe 0,125 m,

b_j – szerokość płaszczyzny zespolenia wynosząca 1,0 m.

Obliczeniową nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia v_{Rdi} określono na podstawie wzoru 6.25 normy [8], który wobec braku zbrojenia zszywającego i po pominięciu wpływu naprężeń normalnych do powierzchni styku sprowadza się do postaci $v_{Rdi} = c f_{ctd}$. Wartość współczynnika szorstkości powierzchni c przyjęto jak dla powierzchni gładkich równą 0,4, a wytrzymałość betonu na rozciąganie $f_{ctd} = 1,0 \text{ MPa}$. Analiza obliczeniowa wykazała, że naprężenia ścinające nad podporami wyniosą 118 kPa, a nośność styku na ścięcie jest równa 200 kPa (przy gładkiej powierzchni). Występuje więc zapas nośności.

Podsumowanie i wnioski

Koncepcja rozwiązania stropu została poparta obliczeniami. Należy nadmienić, że wykonane analizy przeprowadzono z uwzględnieniem szeregu założeń upraszczających. Otrzymane wyniki obliczeń pozwalają wnioskować o poprawności proponowanego rozwiązania. Należy jednak mieć na uwadze losowość zachowania się elementów z betonu, a zwłaszcza z betonu sprężonego. Niezbędne jest jednak wykonanie badań na elementach w skali naturalnej.

PIŚMIENICTWO

- [1] Analiza techniczna rozwiązań zagranicznych oraz opracowanie asortymentu płyt i desek z betonu sprężonego do stosowania w budownictwie krajowym. Praca zbiorowa pod kierownictwem naukowym prof. S. Kusia. Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Przemysłowego „Bistyp”, Warszawa 1980.
- [2] Derkowski W., Kańska S.: Strunobetonowe stropy gęstożebrowe – badania w skali rzeczywistej. Technical-Transactions, 3-B/2012.
- [3] Grzegorzewski W.: Betonowy most drogowy zbrojony deskami sprężonymi. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 3/1954.
- [4] Grzegorzewski W.: Deski strunobetonowe w budownictwie. Arkady 1965.
- [5] Kluz T.: Strunobetonowe wkładki deskowe. Budownictwo i Architektura, Warszawa 1955.
- [6] Machelski Cz.: Obliczanie mostów z betonowych belek prefabrykowanych. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.
- [7] Mattock A.H.: Precast-prestressed concrete bridges, 5. Creep and shrinkage studies. Portland Cement Association. Chicago, May 1961, Bulletin D-36.
- [8] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [9] PN-EN 1992-1-2 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1-2: Reguły ogólne - Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [10] Szydłowski R., Szreniawa M.: New Concept of Semi-precast Concrete Slab on Pre-tensioned Boards. IOP Conference Series: Material Science and Engineering, 245 (2017) 022090.
- [11] Trost H.: Zur Berechnung von Stahlverbundtragern in gebrauchszustand auf Grund neuerer Erkenntnisse des viskoelastischen Verhaltens des Betons. „Der Stahlbau”, nr 11/1968.