

O projekcie i realizacji sprężonych belek transferowych w budynku przy Placu Zamkowym w Warszawie

Dr inż. Rafał Szydłowski, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

W konstruowaniu budynków żelbetonowych, przy braku możliwości zachowania w dolnej kondygnacji ciągłości podpór kondygnacji wyższych, zachodzi często potrzeba przeniesienia obciążeń z wyższych kondygnacji na najbliższe podpory. Problem wywołany jest najczęściej koniecznością lokalizacji dużych, wolnych od podpór przestrzeni w dolnych kondygnacjach. Konstruowane są wówczas mocno obciążone, zginane i ściane elementy przejściowe (transferowe). Duże obciążenia elementów wymagają często dużych wysokości przekrojów. Zastosowanie sprężenia umożliwia znaczną redukcję przekrojów elementów. Smukłe elementy transferowe z mocnym sprężeniem wymagają często etapowego wprowadzania siły w miarę powstawania budynku.

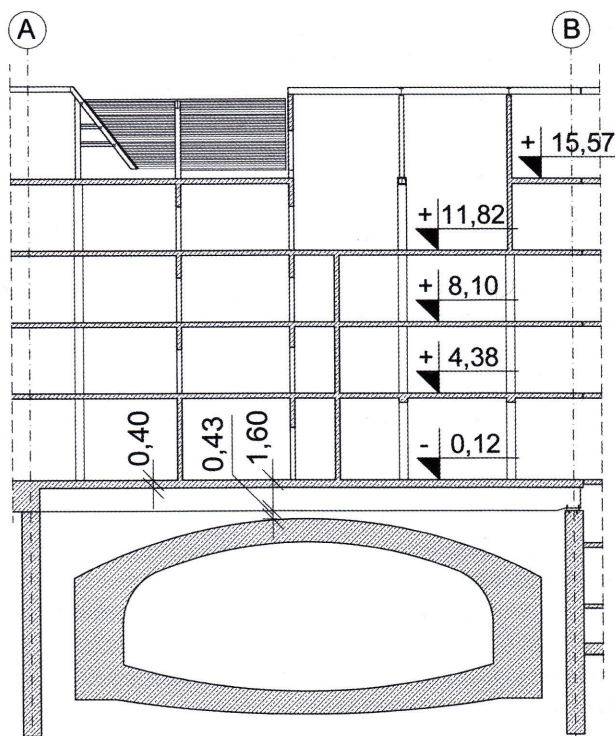


Rys. 1. Wizualizacja budynku z belkami transferowymi (źródło: RKW Rhode Kellermann Wawrowsky Polska Sp. z o.o.)

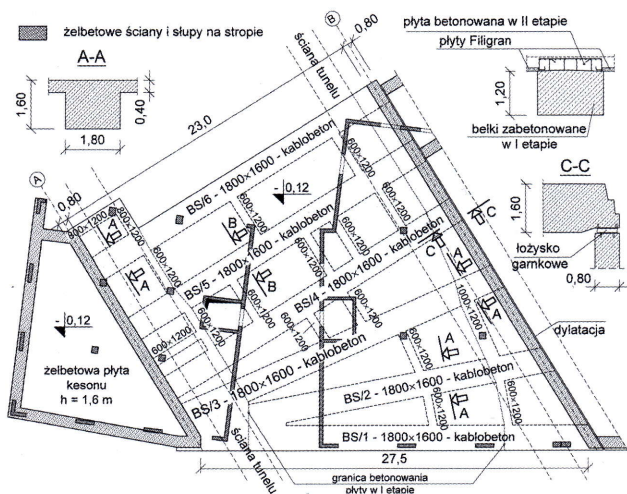
W świecie rozwiązania takie stosowane są z powodzeniem od wielu lat [2], [3]. W 2015 roku w oddanym do użytku pomiędzy ulicami Podwale, Senatorską i Miodową w Warszawie budynku (rys. 1) zastosowano 6 sprężonych belek przejściowych o przekroju $1,80 \times 1,60$ m i rozpiętości w osiach podpór od 23,8 do 28,2 m. Przebiegający pod budynkiem tunel trasy W-Z został obstawiony ścianami szczelinowymi, a na nich, na belkach transferowych wsparto 5 nadziemnych kondygnacji budynku (rys. 2).

2. Geometria budynku, założenia projektowe

Budynek zaprojektowano na rzucie wydłużonego prostokąta o wymiarach ok. 85×30 m. Pod końcowym fragmentem budynku przebiega żelbetonowy tunel strasy W-Z (rys. 2 i 3). Na zewnątrz tunelu wykonano ściany szczelinowe grubości 0,80 m, na których wsparto strop transferowy niosący 5 kondygnacji nadziemnych (2 z nich ukryto w dachu jako poddasze). Strop transferowy w poz. $-0,12$ m tworzy 6 kablobetonowych belek o przekroju $1,80 \times 1,60$ m, połączonych płytą żelbetową grubości 0,40 m (rys. 3). Trzy belki (BS/4, BS/5 i BS/6) biegną prostopadle do ścian szczelinowych, a ich rozpiętość w osiach podparcia wynosi 23,8 m. Trzy belki



Rys. 2. Przekrój przez fragment budynku nad tunelem trasy W-Z



Rys. 3. Rzut konstrukcyjny stropu nad tunelem z belkami transferowymi



Rys. 4. Widok belek zabetonowanych do wysokości 1,2 m z przerwami poprzecznymi

(BS/1, BS/2 i BS/3) rozchodzą się promieniście od węzła, a rozpiętość najdłuższej belki BS/1 wynosi 28,2 m. W osi A belki zostały utwierdzone w płycie kesonu o grubości 1,60 m. Przy osi B zlokalizowano natomiast dylatację budynku. Podparcie belek przy dylatacji musiało zapewniać możliwość przesuwu o 30 mm. Zastosowano w tym celu mostowe łożyska garkowe (rys. 3 – przekrój C-C). Belki sprężone połączono licznymi poprzecznikami o przekroju 0,60×1,20 m, 0,80×1,20 m i 1,00×1,20 m. Na stropie wsparto 2 przebiegające ukośnie ściany żelbetowe wraz z żelbetowymi obudowami szybów windowych oraz liczne żelbetowe słupy.

Strop nad tunelem musiał spełnić następujące warunki:

- ponieważ dopuszczalne obciążenie tunelu jest zbyt małe do przeniesienia ciężaru stropu podczas betonowania, należało znaleźć rozwiązanie umożliwiające jego wykonanie bez obciążania tunelu pełnym ciężarem mokrego betonu;
- ze względu na wrażliwość zalegającej powyżej konstrukcji na ugięcie stropu całkowita amplituda ugięć w trakcie realizacji budynku, uwzględniająca trwałe ugięcia reologiczne stropu, została ograniczona do 30 mm.

Przy rozpiętości najdłuższej belki 28,0 m jest to 1/933 rozpiętości.

3. Rozwiązania technologiczno-materiałowe

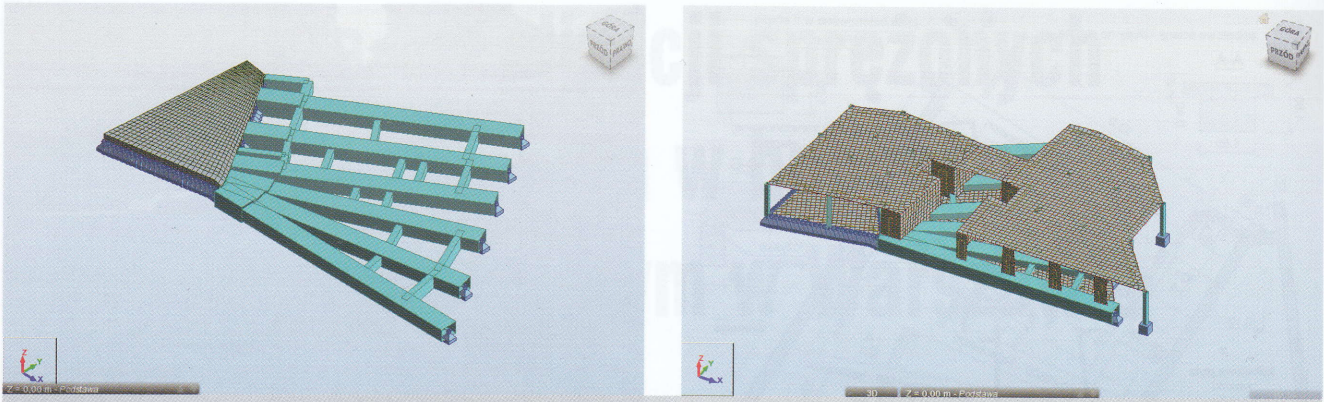
Mając na uwadze warunki przedstawione w punkcie 2, przewidziano etapowe betonowanie i sprężanie stropu. Ponieważ nośność tunelu była wystarczająca do przeniesienia ciężaru mokrego betonu samych belek bez płyty zdecydowano w I etapie wykonać belki do wysokości 1,20 m (rys. 3, przekrój B-B). Razem z belkami zabetonowano płytę stropową tylko na fragmentach wzdłuż ścian podpierających (A-A), co miało na celu ukrycie kabli unoszących się ku górze przy podporach.

Płyta w środkowej części stropu została zabetonowana z wykorzystaniem prefabrykatów Filigran opartych tylko na wykonanych wcześniej belkach. Przed betonowaniem płyty do belek wprowadzono pierwsze sprężenie, co spowodowało ich uniesienie i pozwoliło im przejść obciążenie od mokrej płyty. Uniknięto w ten sposób obciążania tunelu mokrą płytą. W realizacji stropu zastosowano dość kontrowersyjne rozwiązanie technologiczne. Drugi etap sprężenia zaprogramowano tuż po zabetonowaniu płyty pod ciężarem mokrego betonu. Zabieg taki miał na celu wyeliminowanie zamrożenia w konstrukcji dużego ugięcia wywołanego ciężarem płyty spoczywającej na wiotkich belkach o niepełnej wysokości.

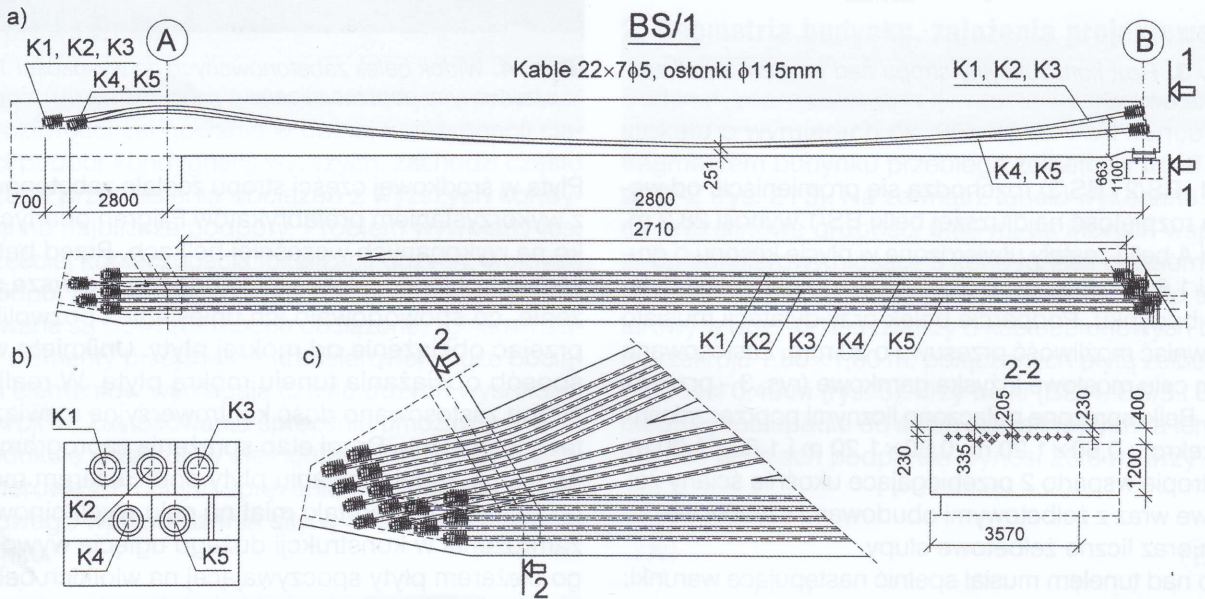
Na rysunku 4 pokazano widok belek zabetonowanych do wysokości płyty. Na fotografii widać przerwane poprzecznice pomiędzy belkami sprężonymi. Prognozowana strzałka wygięcia belek po sprężeniu wynosiła od 2 do 6 mm, a w trakcie wprowadzania pierwszego sprężenia belki miały pracować niezależnie (brak płyty). Przy długości poprzecznic od 2,22 do 4,25 m miały one wówczas wysokość 0,80 m – a zatem bardzo dużą sztywność giętną. Uniesienie jednej belki w wyniku sprężenia, przy niezmiennym położeniu sąsiedniej, spowodowałoby bez wątpienia złamanie łączących je poprzecznic. W tym celu zdecydowano przerwać ciągłość poprzecznic stosując przerwy ok. 400–500 mm. Takie założenie umożliwiło niezależne ruchy belek bez uszkodzenia poprzecznic. Przerwy zostały zadeskowane i zabetonowane razem z płytą na belkach.

3.1. Beton

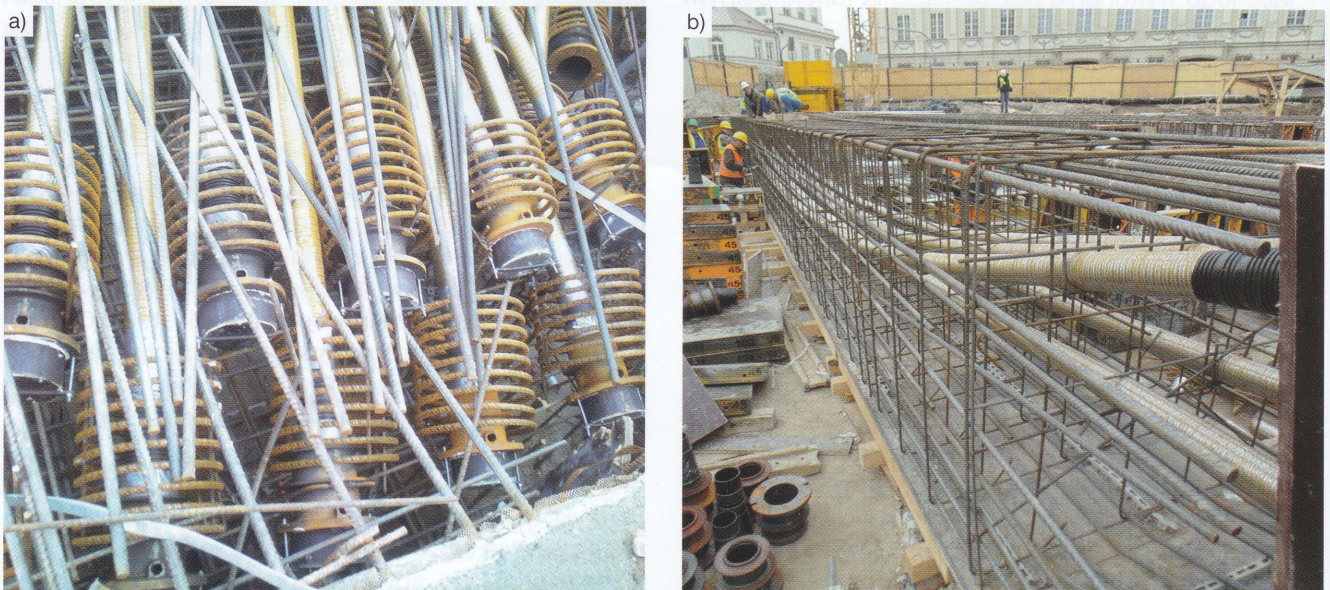
Do wykonania stropu przewidziano beton klasy C35/45 ma kruszywie bazaltowym i cementem CEM I. Zdefiniowano w projekcie, aby przy wprowadzaniu pierwszego sprężenia beton miał min. 70% wytrzymałości 28 dniowej na ściskanie oraz moduł sprężystości min. 30 GPa.



Rys. 5. Modele w systemie MES użyte w analizie statycznej konstrukcji



Rys. 6. Profil i rzut sprężenia (a) oraz widok zakotwień czynnych na czole (b) belki BS/1, układ sprężenia we wspólnym węźle belek BS/1, BS/2 i BS/3 (c)



Rys. 7. Widok zakotwień biernych w węźle belek BS/1, BS/2 i BS/3 (a), widok jednej z belek w trakcie montażu zbrojenia (b)

ARTYKUŁY PROBLEMOWE

Przeprowadzone tuż przed sprężaniem badania próbek walcowych $\varnothing 150 \times 300$ mm wykazały średnią wytrzymałość na ściskanie 43,1 MPa oraz moduł sprężystości równy 39,0 GPa.

3.2. Zbrojenie zwykłe

W belkach zastosowano minimalną powierzchnię zbrojenia zwykłego na zginanie (0,0013db), tj. 12 prętów $\varnothing 25$ mm. Zbrojenie minimalne zlokalizowano zarówno przy dolnej, jak i przy górnej powierzchni. Dodatkowo, z uwagi na sprężanie belek o niepełnej wysokości, na długości gdzie belki betonowane były bez płyty, zastosowano zbrojenie pod dolną powierzchnią płyty w postaci 8 prętów $\varnothing 25$ mm.

Zbrojenie poprzeczne skonstruowano w postaci 6 gałęzi pionowych $\varnothing 12$ mm. Tworzyły je 2 zamknięte strzemiona oraz dodatkowo 2 wkładki pionowe. Rozstaw konstrukcyjny pełnego zestawu zbrojenia poprzecznego przyjęto jako 400 mm, natomiast rozstaw wynikający z nośności na ścianie był zróżnicowany. Najmniejszy rozstaw wynosił 100 mm dla belki BS/2 przy osi A.

4. Obliczenia modelowe

Na potrzeby projektu zbudowano 2 modele w systemie MES (rys. 5). Pierwszy z nich posłużył analizie rusztu przed wylaniem płyty, drugi analizie ukończonego stropu zespolonego. W celu uwzględnienia sztywności konstrukcji zalegającej ponad stropem utworzono pełną jedną kondygnację. Obciążenie od kolejnych kondygnacji przykładano w postaci obciążenia powierzchniowego do stropu nad kondygnacją parteru. Sprężenie modelowano obciążeniem zastępczym.

Analizę statyczną prowadzono metodą przyrostową, przykładając kolejno obciążenia od poszczególnych etapów realizacji do odpowiednich modeli. Reologię betonu i jej wpływ na wyężenie i deformację konstrukcji uwzględniano poprzez redukcję modułu sprężystości betonu oraz odkształcenia wymuszone modelując skurcz betonu.

5. Sprężenie, program sprężania

Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa wskazała na konieczność użycia sprężenia w liczbie: 5×22 , 4×19 , 5×22 , 5×22 , 4×22 , 4×19 splotów $7\varnothing 5$ dla belek od BS/1 do BS/6. Zróżnicowane sprężenie w belkach wywołane było ich nierównomiernym obciążeniem. Na rysunku 6 przedstawiono sprężenie belki BS/1 w profilu i rzucie (a) oraz rozmieszczenie zakotwień czynnych na czole belki (b). Przy osi A kable kotwiono w zakotwieniach biernych betonowanych w płycie kesonu. Rysunek 6c przedstawia przebieg kabli w trudnym wspólnym węźle belek BS/1, BS/2 i BS/3. W celu uniknięcia kolizji część kabli została obniżona (przekrój 2–2). Na niewielkiej powierzchni zlokalizowano

14 dużych rozmiarów zakotwień biernych zlokalizowanych na różnych poziomach (rys. 7a).

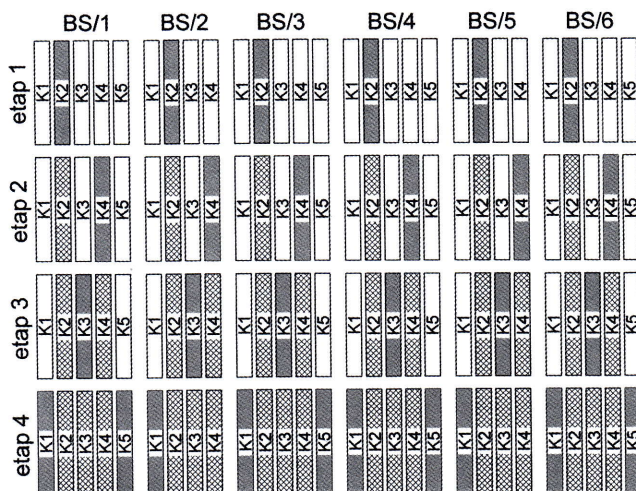
Na rysunku 8 przedstawiono harmonogram wprowadzania sprężenia, które zrealizowano w 4 etapach, napinając wybrane kable siłą docelową (nie stosowano dociągania kabli). Kabel 22 splotowy napinano siłą 4,4 MN natomiast kabel 19 splotowy siłą 3,8 MN. Opracowany na etapie projektowania program sprężania został w trakcie realizacji obiektu skorygowany i dostosowany do harmonogramu budowy.

Ostatecznie zrealizowano następujące etapy sprężania:

- etap I – w celu odciążenia tunelu podczas betonowania płyty napięto po jednym kablu w każdej belce zabetonowanej do dolnej powierzchni płyty;
- etap II – w trakcie betonowania płyty napięto po drugim kablu w belce. Betonowanie odbywało się pasami równoległymi do belek. Kable napinano sukcesywnie bezpośrednio po zabetonowaniu płyty w pobliżu każdej belki;
- etap III – trzeci kabel w każdej belce napięto po wykonaniu ścian i słupów pod stropem w poz. +11,82 w sekcji I (rys. 9) oraz ścian i słupów parteru na pozostałej powierzchni stropu sprężonego;
- etap IV – napięto 1 lub 2 brakujące kable w każdej belce po zrealizowaniu całej konstrukcji żelbetowej budynku oraz fragmentu stalowej konstrukcji dachu.

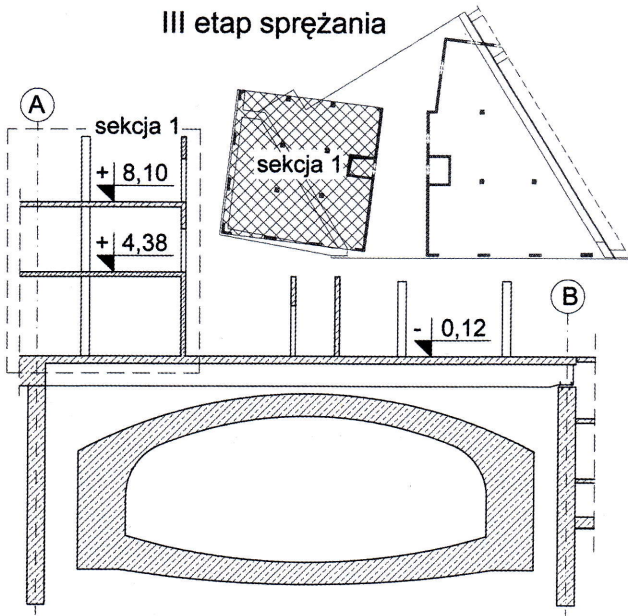
6. Przewidywania teoretyczne a odpowiedź konstrukcji

Na rysunku 10 przedstawiono diagramy wyznaczonych naprężeń w najbardziej wyężonym przekroju przęstowym dla wybranych belek BS/1 i BS/5, w poszczególnych etapach realizacji. Łatwo zauważyć, iż w przekroju przed zespoleniem (pracuje sama belka o wysokości 1,20 m) wprowadzone w I etapie ściskania na dole zostały zredukowane ciężarem mokrej płyty, po czym zostały ponowione napięciem kolejnych kabli w etapie II.



Rys. 8. Harmonogram sprężania (pełne wypełnienie-kable napinane, kratka-kable napięte)

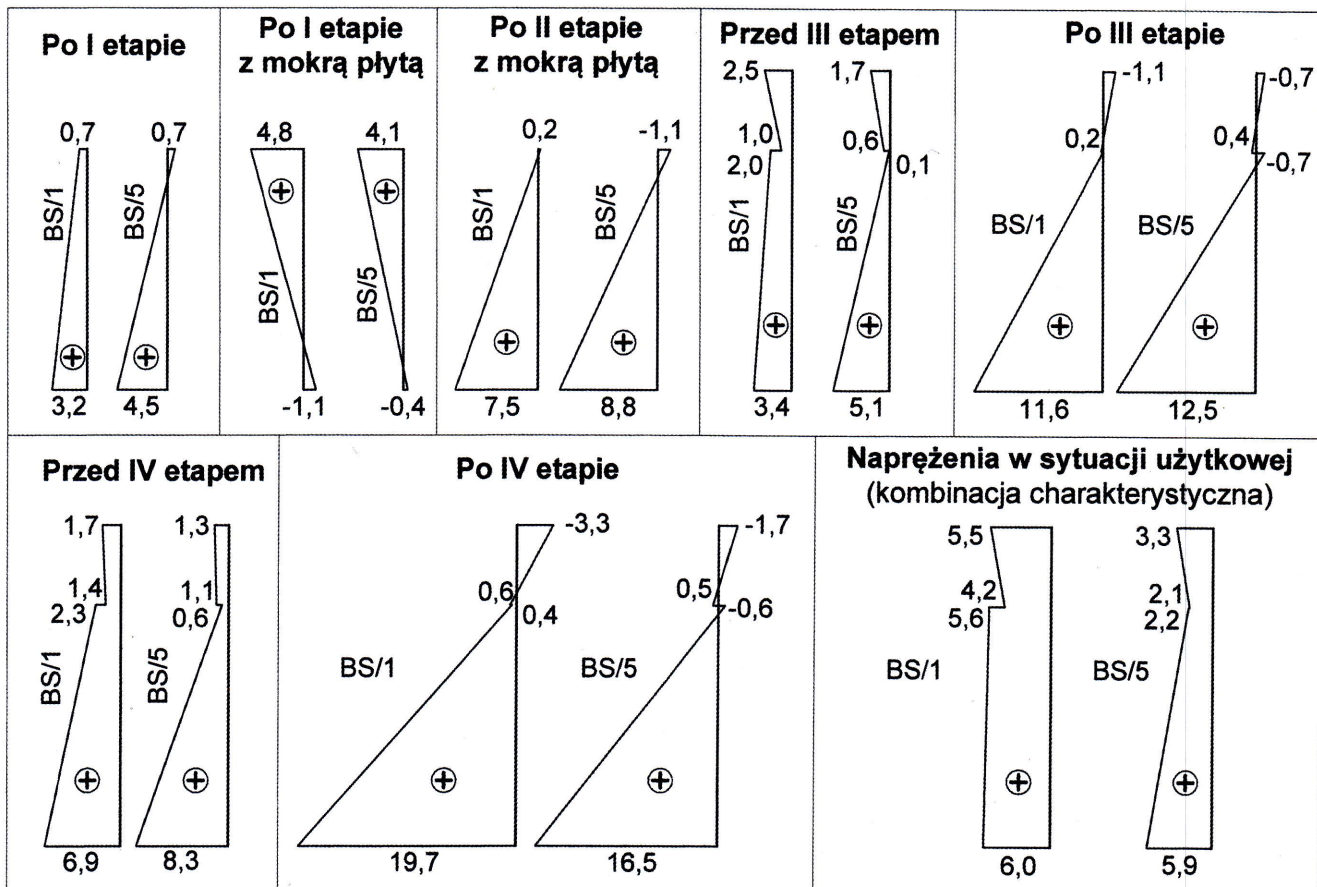
III etap sprężania



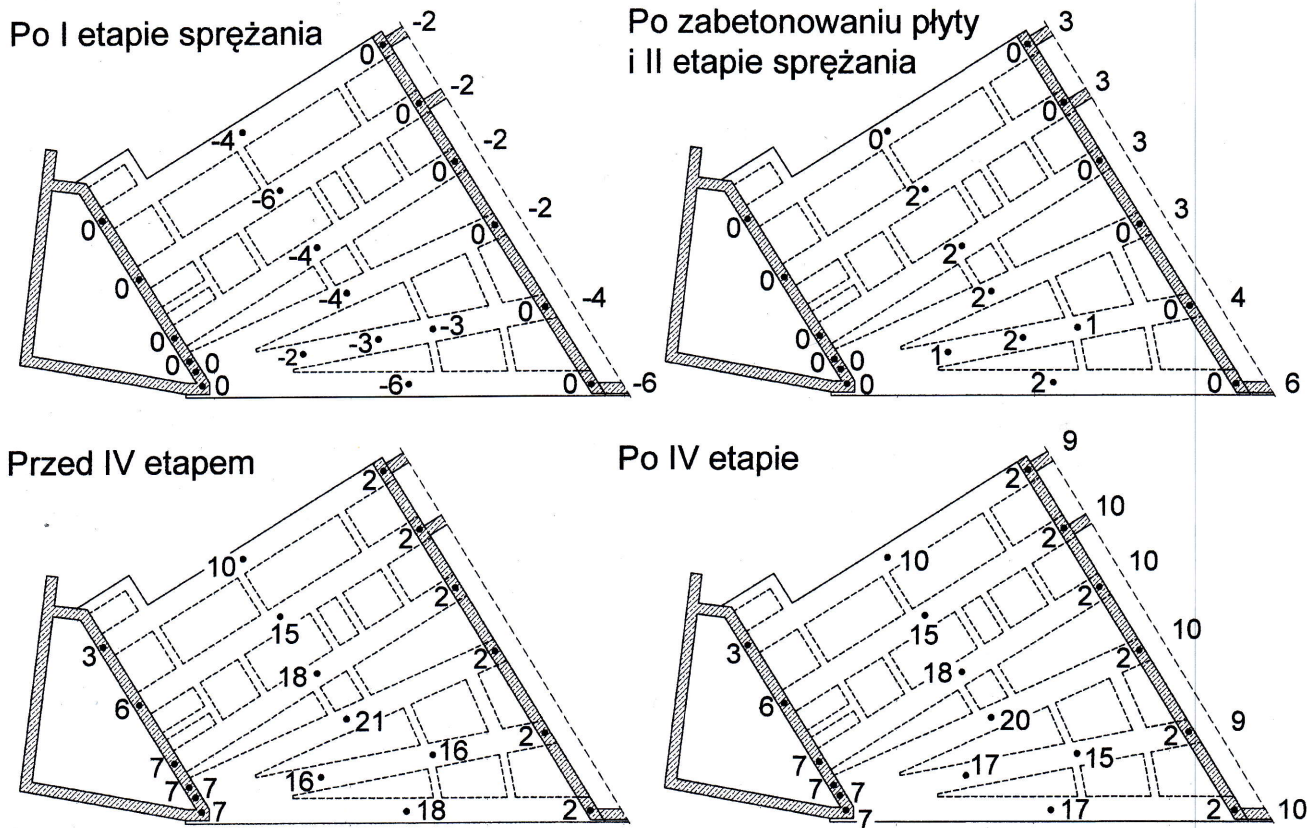
Rys. 9. Stopień realizacji budynku w trakcie III etapu sprężania

W całym cyklu pracy przekroju pojawiały się niewielkie rozciągania nie przekraczające wartości 2,0 MPa. Po zespoleniu przekroju z płytą rozciągania pojawiały się jedynie w płycie, w dolnych włóknach natomiast zaobserwować można sukcesywny przyrost naprężeń ściskających, które po wprowadzeniu całkowitego sprężenia w belce BS/1 osiągnęły wartość 19,7 MPa. Naprężenia ściskające na dolnej krawędzi przy uwzględnieniu wszystkich obciążeń (również użytkowych) oraz strat siły sprężających dla dwóch prezentowanych belek wynoszą 6,0 i 5,9 MPa. Jest to dość wysoki poziom naprężeń ściskających świadczący o mocnym sprężeniu, jednak głównym czynnikiem determinującym ilość sprężenia były w tym przypadku rygorystyczne warunki dotyczące ugięć.

Na rysunku 11 zamieszczono wyniki pomiarów geodezyjnych przemieszczeń stropu na podporach i w środku rozpiętości. Na tym samym rysunku (na zewnątrz stropu) zamieszczono prognozowane wartości ugięć w poszczególnych etapach. Można zauważyć, iż ujemne wygięcie belek po I sprężeniu zostało w obliczeniach niedoszacowane. Rzeczywiste ugięcia po wylaniu płyty i II etapie naciągu były z tego powodu mniejsze niż ugięcia obliczone. Ugięcia po zespoleniu stropu wynosiły od 0 do 2 mm. Analizując przemieszczenia punktów



Rys. 10. Prognozowane naprężenia w przekroju przęsłowym belek BS/1 i BS/5 w poszczególnych etapach realizacji i pracy konstrukcji



Trwałe, prognozowane wartości ugięć dla BS/1 do BS/6: 26, 22, 19, 18, 16, 12 mm

Rys. 11. Przemieszczenia pionowe punktów kontrolnych stropu

kontrolnych po IV etapie sprężania, ugięcia poszczególnych belek wyniosą odpowiednio: 12,5 mm, 12,5 mm, 15,5 mm, 13,5 mm, 11 mm i 7,5 mm dla belek od BS/1 do BS/6. Świadczy to o obliczeniowym niedoszacowaniu ugięć w tym etapie. Trwałe prognozowane wartości ugięć wynoszą: 26, 22, 19, 18, 16 i 12 mm. Porównując ugięcia pomierzone oraz biorąc pod uwagę, iż w IV etapie sprężania działała już przeważająca większość obciążeń statycznych, a ugięcia zawierały już znaczący składnik reologiczny, można uznać, że narzucony warunek 30 mm zostanie zachowany z pewnym zapasem.

7. Podsumowanie

Prezentowana konstrukcja jest pierwszym tego typu przedsięwzięciem w warsztacie projektowym autora. Wyniki prowadzonych pomiarów ugięć w trakcie realizacji obiektu wskazują na ich lekkie rozbieżności w stosunku do wartości prognozowanych. Wartości prognozowane zostały jednak wyznaczone w prostych modelach z wykorzystaniem metody obciążenia zastępczego, trudno zatem oczekiwać ich precyzyjnej zgodności. Stosunek ugięcia w ostatnim monitorowanym etapie realizacji do rozpiętości teoretycznej wynosi

odpowiednio: 1/2240; 1/2032, 1/1548, 1/1763, 1/2070, 1/3173, podczas gdy stosunek rozpiętości do wysokości belek wynosi od 17,6 dla belki BS/1 do 14,9 dla belek BS/4, BS/5 i BS/6. Należy podkreślić, iż zaprojektowane i wykonane belki są znacznie smuklejsze niż stosowne w świecie przy podobnym obciążeniu i rozpiętościach [2]. Niewielką wysokość osiągnięto dzięki etapowaniu sprężania, a tak małe ugięcia przypisać można przede wszystkim wysokim naprężeniom ściskającym w włóknach dolnych.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ajdukiewicz A., Mames J., Konstrukcje z betonu sprężonego, Polski Cement, Kraków, 2008
- [2] Fib-Bulletin nr 31, Post-tensioning in building. Lausanne, luty 2005
- [3] Marti P., Design of Concrete Slabs for Transverse Shear, ACI Structural Journal, marzec-kwiecień 1990
- [4] Naaman A. E., Prestressed Concrete Analysis and Design – Fundamentals, Techno Press 3000, 2004
- [5] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, wrzesień 2008