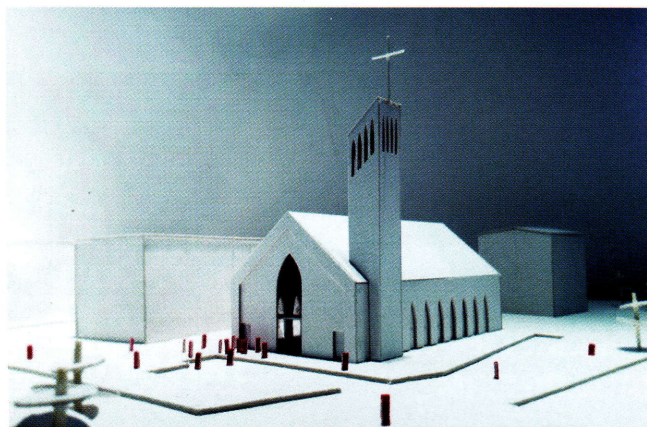


Zastosowanie betonu sprężonego w projektach kościołów w Polsce

Dr inż. Rafał Szydłowski, Politechnika Krakowska,
mgr inż. Barbara Łabuzek, TCE Structural Design & Consulting

1. Wprowadzenie

Pierwsze próby sprężania, czyli wprowadzania wstępnych naprężeń w beton, podejmowano już pod koniec XIX wieku. Pierwsze udane próby zastosowania sprężenia w budownictwie miały miejsce jednak dopiero w latach 30. ubiegłego stulecia, kiedy to opracowano stale o niskiej relaksacji zdolne do utrzymania siły naciągu przez dłuższy czas. Prawdziwy rozkwit konstrukcji z betonu sprężonego w świecie nastąpił jednak dopiero w latach powojennych. W Polsce sprężenie znalazło zastosowanie na początku lat pięćdziesiątych w dźwigarach dachowych dużych rozpiętości używanych do wznoszenia hal przemysłowych, magazynów, hangarów lotniczych itd., mostach oraz cylindrycznych zbiornikach na ciecze. Najpóźniej, gdyż dopiero w obecnym tysiącleciu, zaczęto stosować kablobeton do wznoszenia budynków betonowych w Polsce. Pojawienie się nowoczesnego systemu sprężania cięgnami bez przyczepności (pierwsze wykorzystanie w 1991 roku) dało początki szerokiego stosowania betonu sprężonego w realizacjach stropów sprężonych dużych rozpiętości [1] i fundamentów w budynkach. W ostatnim roku po raz pierwszy zastosowano sprężenie w projektach dwóch kościołów, uzyskując przez to delikatne i smukłe formy konstrukcyjne. W dalszych punktach zostaną zaprezentowane szczegóły konstrukcyjne kościołów wraz ze stosownym uzasadnieniem obliczeniowym i uzyskanymi efektami.



Rys. 1. Makieta kościoła św. Jacka w Krakowie (autor: dr inż. arch. Marcin Furtak)

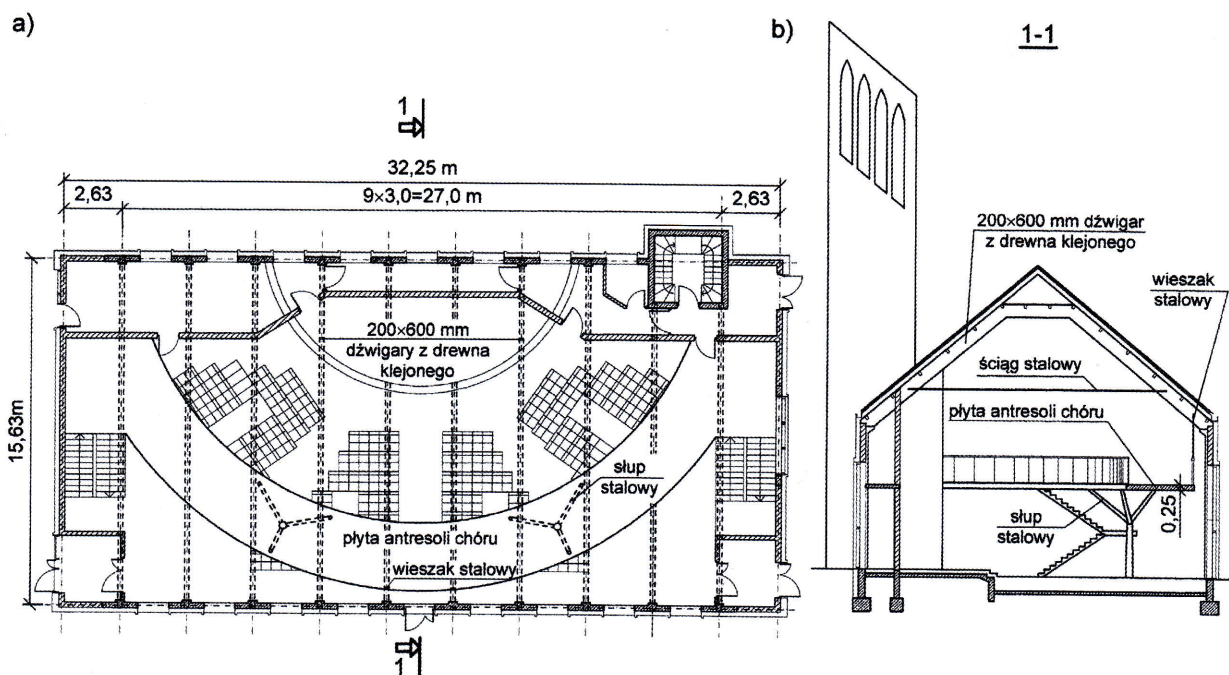
2. Kościół św. Jacka w Krakowie

2.1. Ogólna charakterystyka budynku

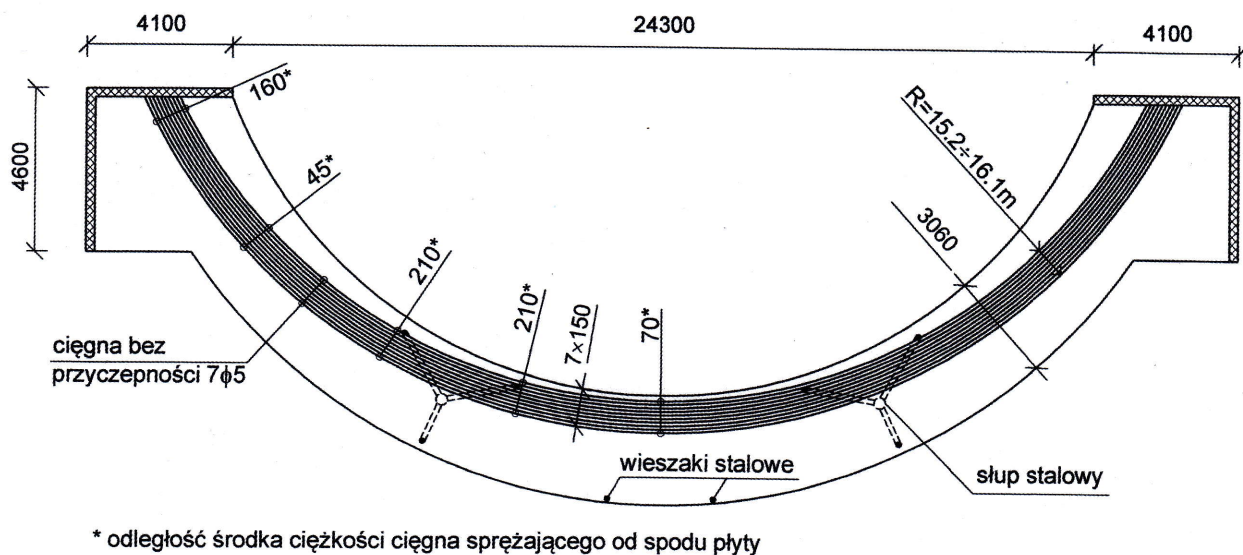
Kościół św. Jacka w Krakowie zaprojektowano jako nowoczesną bryłę (rys. 1) na planie prostokąta o wymiarach $32,3 \times 15,5$ m (rys. 2a) z wyniesioną wieżą dzwonnicy o wysokości 25,0 m od poziomu terenu. Konstrukcję budynku stanowią poprzeczne ramy zbudowane z żelbetowych ścian pomiędzy oknami i usztywniających słupów o przekroju 350×380 mm oraz wspartych na nich przegubowo dźwigarów z drewna klejonego o przekroju 200×600 mm ze ściągiem stalowym (rys. 2b). Rozstaw ram wynosi 3,0 m. Pomiędzy ramami znajdują się okna, a ponad nimi wypełnienie murowe. Konstrukcja posadowiona jest na ruszcie z ław fundamentowych. Wewnątrz budynku zaprojektowano antresolę dla chóru, będącą przedmiotem prezentowanej analizy. Zadaniem, które zostało postawione przed projektantami, było skonstruowanie smukłej płyty bez belek, jednocześnie ograniczając liczbę punktów podparcia i uzyskując przez to delikatną formę architektoniczną wnętrza świątyni.

2.2. Sprężona płyta antresoli dla chóru

Prezentowana płyta antresoli dla chóru ma kształt fragmentu pierścienia o szerokości 3,06 m (rys. 3). Płyta oparta jest na końcowych krawędziach na ścianach murowanych grubości 250 mm oraz na dwóch podporach pośrednich w postaci smukłych słupów stalowych. Słup wykonany jest z rury stalowej $\phi 159 \times 6$ mm, która w dwóch trzecich wysokości rozdziela się na trzy gałęzie z rur $\phi 114,3 \times 10$ mm, przypominając kształtem rozwidlane drzewo. W celu zmniejszenia ugięć środkowego przęsła obciążonego organami płyta została dodatkowo podwieszona do więźby dachowej dwoma ściągamami stalowymi $\phi 30$ mm. Maksymalna rozpiętość przęsła w osiach podpór wynosi 12,2 m. Tak duże rozpiętości sugerowały wykonanie dodatkowych żelbetowych belek krawędziowych. Wizja architektoniczna zakładała jednak smukłą konstrukcję płyty i delikatne szklane wypełnienie przestrzeni pomiędzy płytą a barierą. Szukano zatem efektywniejszego rozwiązania konstrukcyjnego. Przeprowadzona analiza wykazała, iż w przypadku płyty żelbetowej o grubości 250 mm ugięcie sprężyste od obciążeń długotrwałych wynosiło 14 mm, co pozwala oczekiwać ugięć trwałych na poziomie 60–70 mm.

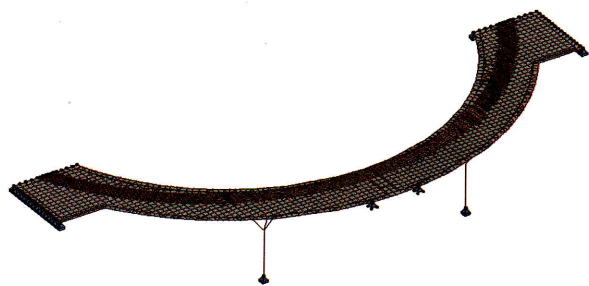


Rys. 2. Rzut (a) oraz przekrój poprzeczny (b) kościoła



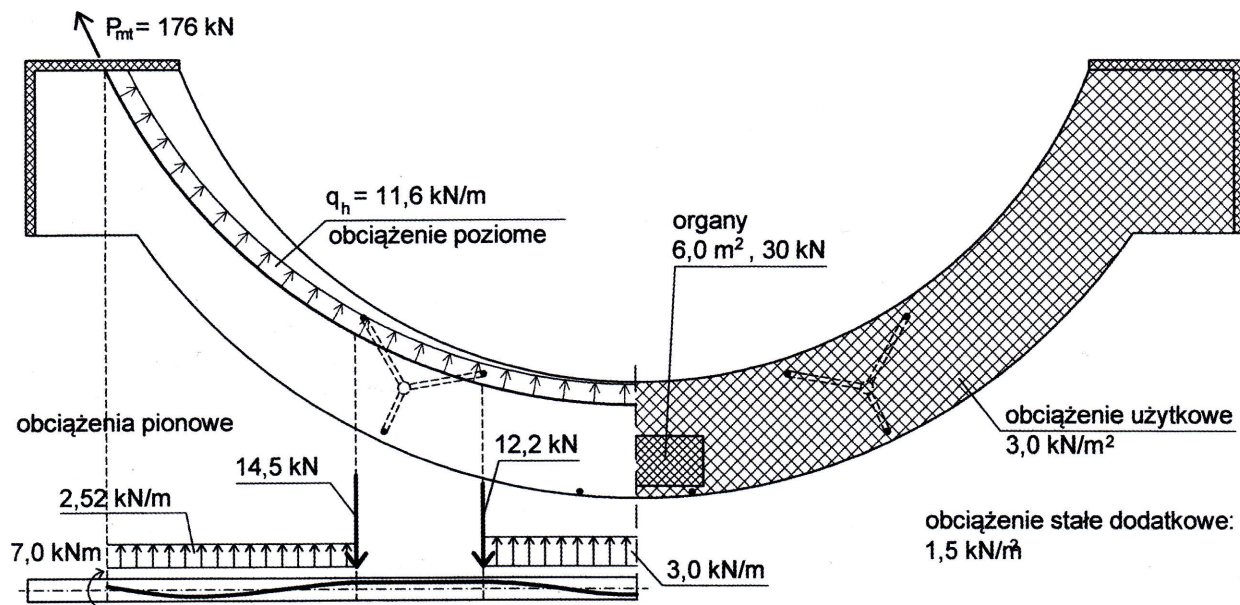
* odległość środka ciężkości ciągu sprężającego od spodu płyty

Rys. 3. Rzut projektowanej antresoli wraz z układem cięgien sprężających



Rys. 4. Model antresoli w systemie MES

Ewentualne pogrubienie płyty czyniło konstrukcję mniej atrakcyjną oraz powodowało dodatkowy wzrost masywności podpór stalowych. Zdecydowano zastosować płytę o grubości 250 mm sprężoną cięgnami bez przyczepności. Po kilku próbach przyjęto ostateczny układ i profil podłużny cięgien sprężających przedstawiony na rysunku 3. Wykorzystano 10 siedmiosplotowych cięgien bez przyczepności ze stali Y1860, biegnących po łuku kołowym o średnim promieniu 15,7 m i maksymalnym zwisie wynoszącym 165 mm dla przęsła skrajnego. Siła naciągu każdego splotu wynosi 220 kN.



Rys. 5. Założone obciążenie zastępcze od sprężenia (z lewej) oraz obciążenia zewnętrzne (z prawej)

2.3. Analiza obliczeniowa

Na potrzeby projektu wykonano model płyty oraz stalowych podpór w systemie MES (rys. 4). Płytę zbudowano z trój- i czterowzłowych elementów skończonych o boku nie przekraczającym 300 mm. Do analizy przyjęto parametry betonu klasy C30/37. Obliczenia przeprowadzono w zakresie liniowo-sprężystej pracy betonu. Na rysunku 5 przedstawiono przyjęte obciążenia. W analizie założono średnią wartość siły sprężającej po stratach całkowitych wynoszącą 80% wartości początkowej czyli 176 kN. Sprężenie modelowano za pomocą obciążenia zastępczego. Uwzględniono poziome działanie ciągną o wartości 11,6 kN/m oraz pionowe wynikające z krzywizny ciągną na odcinkach pomiędzy podporami (rys. 5a). W miejscach zakotwień przyłożono momenty skupione wynikające z mimośrodów sprężenia równe 7,0 kNm dla każdego ciągną. Prócz ciężaru własnego płyty uwzględniono ciężar warstw wykończeniowych o wartości 1,5 kN/m², ciężar organów wynoszący 30 kN oraz obciążenie użytkowe 3,0 kN/m² (rys. 5b).

Rysunek 6a przedstawia wartości momentów zginających od ciężaru własnego płyty w kierunku obwodowym, natomiast na rysunku 6b pokazano momenty zginające wywołane sprężeniem. Moment od ciężaru własnego (40,8 kNm/m) został w całości zredukowany momentem od sprężenia wynoszącym 49,9 kNm/m. W sytuacji użytkowej, przy założeniu wszystkich działających obciążeń oraz sprężenia po stratach całkowitych maksymalny moment zginający w przęśle skrajnym wynosi 23,9 kNm/m (moment dolny). Na rysunku 7 przedstawiono przebieg sił podłużnych w kierunku obwodowym wywołanych sprężeniem. Wartość siły podłużnej w najbardziej wyężonym przekroju zmienia się od 188 kN/m przy krawędzi zewnętrznej do 522 kN/m przy krawędzi

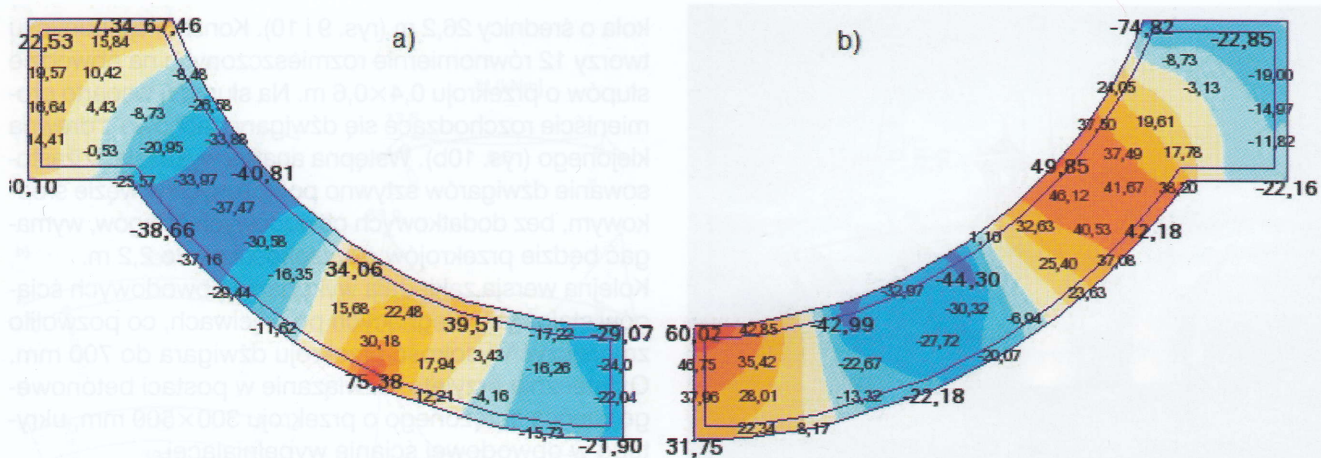
wewnętrznej. Analiza naprężeń w sytuacji użytkowej w kierunku obwodowym dla najbardziej wyężonego przekroju przęśla skrajnego ($M=23,9$ kNm/m, $N=522$ kN/m, mimośród sprężenia $z_{cp}=80$ mm) wykazała wartości naprężeń ściskających równą 0,37 MPa dla włókien górnych oraz 3,8 MPa dla włókien dolnych.

Jednym z głównych problemów do pokonania było ograniczenie ugięć smukłej płyty. Wartości ugięć dla obciążeń długotrwałych bez sprężenia przedstawiono na rysunku 8a. W przypadku braku sprężenia wartość ugięcia sprężystego wynosi 14 mm. Zgodnie z obowiązującą wiedzą techniczną dla zarysowanej konstrukcji żelbetowej można spodziewać się trwałego ugięcia o cztero-pięciokrotnie większej niż ugięcie wynikające z analizy sprężystej. Takie podejście wskazuje na wartość trwałego ugięcia w zakresie od 55–70 mm. W przypadku obecności sprężenia wartość ugięcia sprężystego wynosi 7 mm (rys. 8b). Zgodnie z wytycznymi zawartymi w [2], dla płyt sprężonych, w przypadku niedopuszczenia do zarysowania, ugięcie trwałe można wyznaczać, stosując odpowiednie współczynniki zwiększające do ugięć sprężystych. Wartość współczynnika wynosi 3,0 dla obciążeń stałych i sprężenia oraz 1,5 dla obciążenia zmiennego. Taki sposób oszacowania wskazuje na wartość trwałego ugięcia płyty sprężonej wynoszącą 21 mm. Rozpiętość płyty w tym miejscu wynosi 8,3 m. Szacowane ugięcie stanowi zatem 1/395 rozpiętości, a taka wartość jest już akceptowalna.

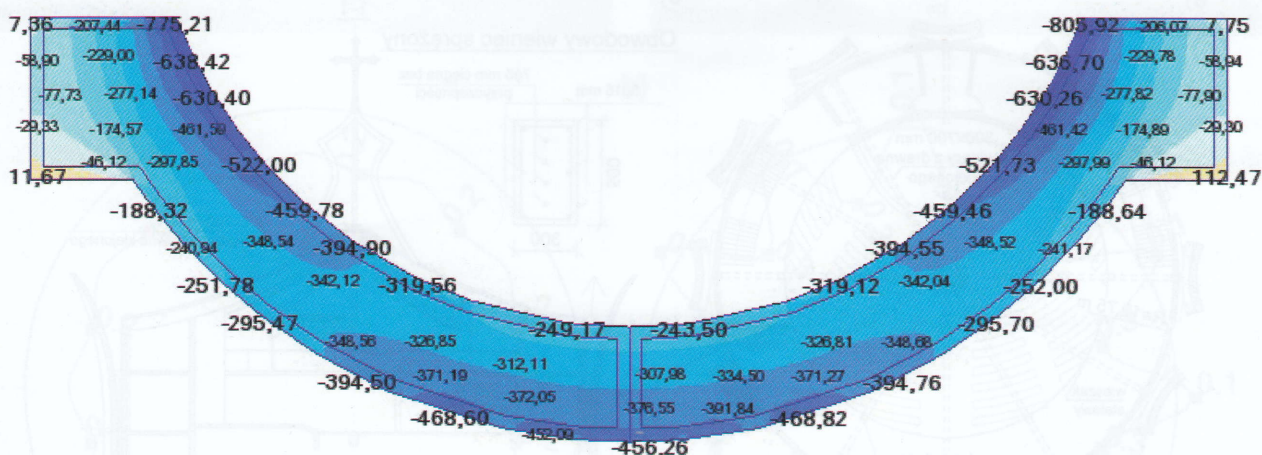
3. Kościół św. Piotra i Pawła w Bodzanowie

3.1. Ogólna charakterystyka budynku

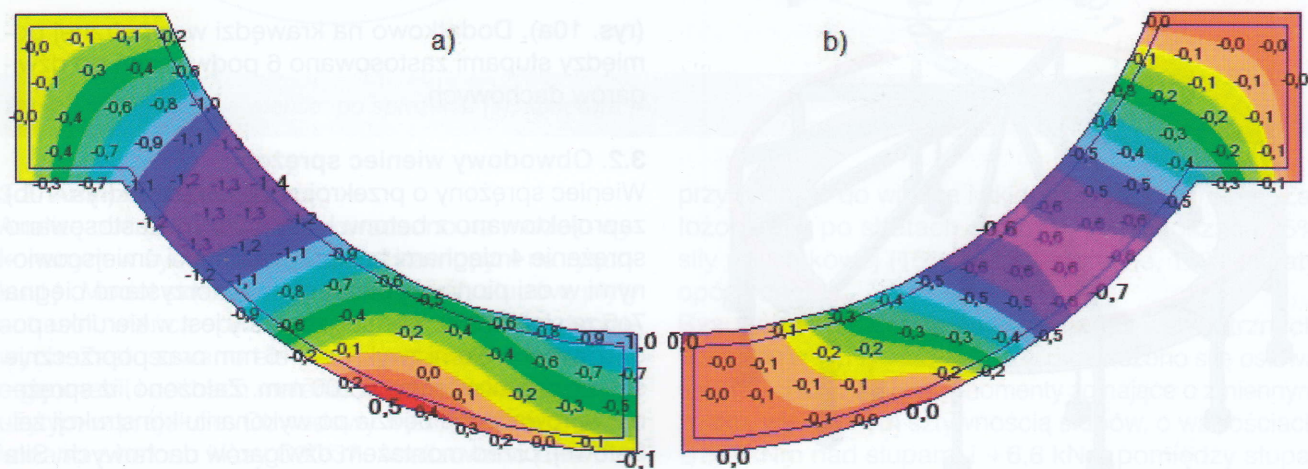
Drugim obiektem sakralnym, w którym użyto betonu sprężonego, jest kościół św. Piotra i Pawła w Bodzanowie (pod Wieliczką). Bryłę kościoła zaprojektowano na planie



Rys. 6. Momenty zginające w kierunku obwodowym w kNm/m od ciężaru własnego (a) oraz sprężenia (b)



Rys. 7. Siły obwodowe od sprężenia w kN/m

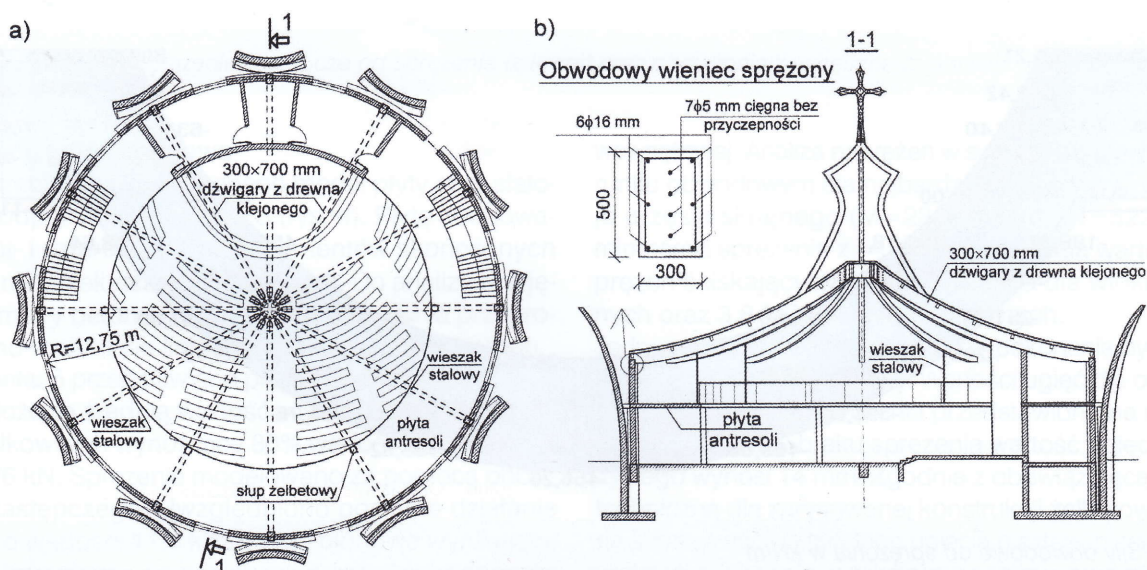


Rys. 8. Mapy ugięć sprężystych od obciążeń długotrwałych bez sprężenia (a) oraz ze sprężeniem (b)

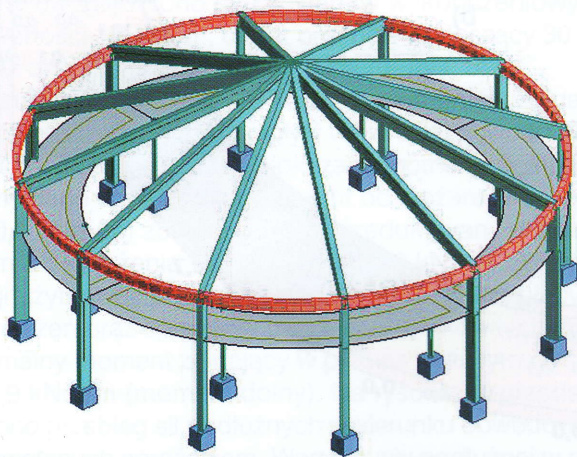


Rys. 9. Wizualizacja kościoła św. Piotra i Pawła (autor: dr inż. arch. Marcin Furtak)

koła o średnicy 26,2 m (rys. 9 i 10). Konstrukcję budynku tworzy 12 równomiernie rozmieszczonych na obwodzie słupów o przekroju $0,4 \times 0,6$ m. Na słupach wsparto promieniście rozchodzące się dźwigary dachowe z drewna klejonego (rys. 10b). Wstępna analiza wykazała, iż zastosowanie dźwigarów sztywno połączonych w węzle środkowym, bez dodatkowych obwodowych ściągów, wymagać będzie przekrojów o wysokości około 2,2 m. Kolejna wersja zakładała wykonanie obwodowych ściągów stalowych biegnących po cięciwach, co pozwoliło zmniejszyć wysokość przekroju dźwigara do 700 mm. Ostatecznie przyjęto rozwiązanie w postaci betonowego wieńca sprężonego o przekroju 300×500 mm, ukrytego w obwodowej ścianie wypełniającej. W budynku zaprojektowano żelbetową antresolę w kształcie pierścienia, w poziomie pierwszego piętra, wspartą na krawędzi zewnętrznej na 12 słupach oraz na krawędzi wewnętrznej na 6 okrągłych słupach żelbetowych



Rys. 10. Kościół św. Piotra i Pawła w Bodzanowie: rzut pierwszego piętra (a), przekrój poprzeczny (b)

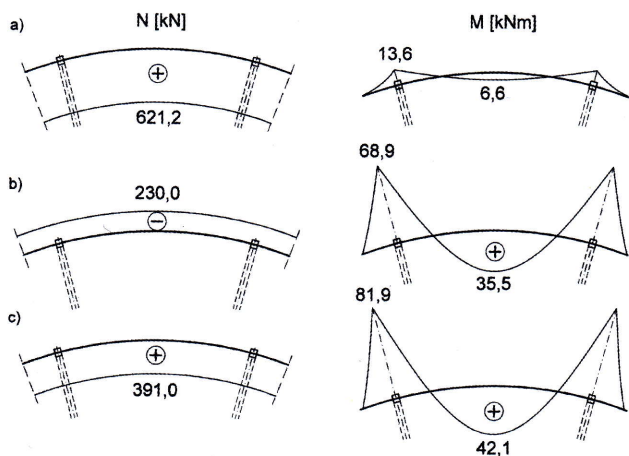


Rys. 11. Model obliczeniowy konstrukcji

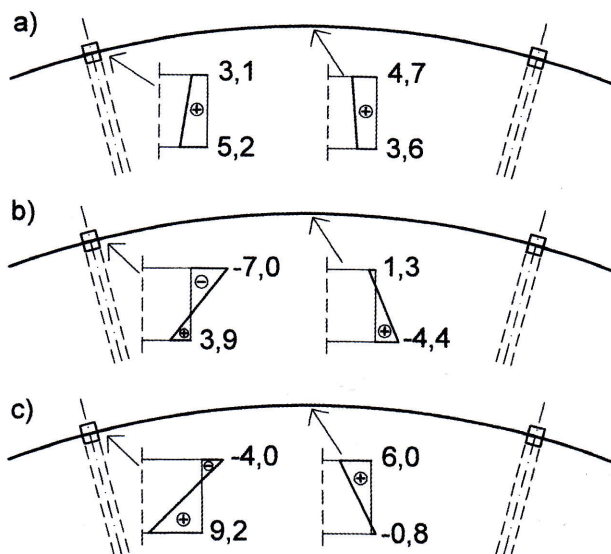
(rys. 10a). Dodatkowo na krawędzi wewnętrznej pomiędzy słupami zastosowano 6 podwieszonych do dźwigarów dachowych.

3.2. Obwodowy wieńiec sprężony

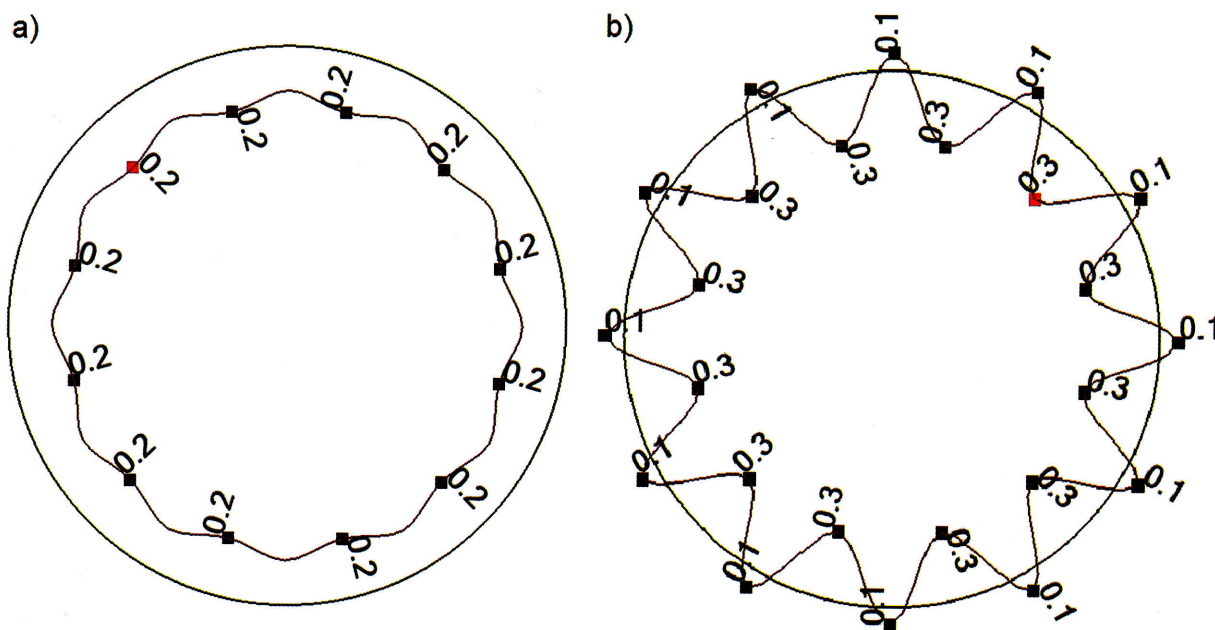
Wieniec sprężony o przekroju 300×500 mm (rys. 10b) zaprojektowano z betonu klasy C30/37. Zastosowano sprężenie 4 cięgnami bez pryczepności umiejscowionymi w osi pionowej przekroju. Wykorzystano cięgna $7\phi 5$ ze stali Y1860. Wieniec zbrojony jest w kierunku podłużnym 6 prętami zwykłymi $\phi 16$ mm oraz poprzecznie strzemiętami $\phi 6$ mm co 200 mm. Założono, iż sprężenie wprowadzone będzie po wykonaniu konstrukcji żelbetowej, przed montażem dźwigarów dachowych. Siła naciągu cięgna wynosi 220 kN. Cięgna opasują cały obwód i kotwione będą naprzemiennie po dwóch stronach obwodu, w bruzdach wykonanych w wieńcu.



Rys. 12. Rozkład sił podłużnych N oraz momentów zginających M od sprężenia (a), od obciążeń dachem (b) oraz w sytuacji projektowej (c)



Rys. 13. Wartości naprężeń normalnych w wieńcu od sprężenia (a), od obciążeń dachem (b) oraz w sytuacji projektowej (c)



Rys. 14. Deformacja wieńca: po sprężeniu (a), końcowa (b)

3.3. Analiza obliczeniowa

Analizę obliczeniową przeprowadzono na modelu wykonanym w systemie MES przedstawionym na rysunku 11. Model składał się z żelbetowych słupów, płyty antresoli, wieńca obwodowego oraz dźwigarów dachowych. Zastosowano elementy prętowe i powłokowe o geometrii i cechach materiałowych odpowiadających użytym w projekcie. Obwodowy wieńiec sprężony wykonano z betonu klasy C30/37. Analizowano dwa modele: sprężony model bez dachu oraz model z dachem, odpowiednio do etapowania realizacji. Siłę sprężającą uwzględniono obwodowym obciążeniem radialnym

przyłożonym do wieńca i skierowanym do środka. Założono siłę po stratach całkowitych wynoszącą 75% siły początkowej (15% – straty doraźne, 10% – straty opóźnione).

Rysunek 12a przedstawia rozkład sił wewnętrznych w wieńcu w wyniku sprężenia. Wprowadzono siłę osiową o wartości 621,1 kN oraz momenty zginające o zmiennym znaku, wywołanym sztywnością słupów, o wartościach -13,6 kNm nad słupami i +6,6 kNm pomiędzy słupami. Kolejne rysunki (12a i b) przedstawiają siły w wieńcu wywołane działaniem dachu (b) oraz wartości finalne (c). W wyniku działania sił z dźwigarów ściskająca siła

osiowa od sprężenia została zredukowana do wartości 391,0 kN, natomiast momenty zginające spotęgowane do wartości odpowiednio -81,9 i +42,1 kNm.

Przeprowadzona analiza naprężeń w przekroju wieńca (rys. 13) wskazała na wystąpienie końcowych naprężeń rozciągających w przekroju nad słupem o wartości 4,0 MPa. Wartość ta nie gwarantuje braku zarysowań. Stosunek momentu zginającego do momentu rysującego wynosi $81,9/45,0 = 1,82$. Jest to wartość niewielka i bezpieczna dla przyrostów deformacji w wyniku zarysowania. Obliczeniowa szerokość rysy zgodnie z [3] wynosi 0,15 mm.

Rysunek 13 przedstawia deformację wieńca po sprężeniu (a) oraz deformację finalną (b) w wyniku działania obciążeń z dachu. Sprężenie powoduje równomierne przemieszczenie wieńca do środka o wartość 2,0 mm. Obciążenie od dźwigarów dachowych powoduje wygięcie wieńca. Strzałka wygięcia wynosi 3,0 mm przy odległości osiowej słupów (liczonej wzdłuż cięciwy) wynoszącej 6,8 m. Wprawdzie podane wartości otrzymano w wyniku analizy sprężystej, jednak oczekiwanie rys tylko w przekrojach nad słupami oraz niewielka wartość stosunku momentu do momentu rysującego wynosząca 1,82 sugeruje niewielki wpływ zarysowania na przyrost deformacji. Nawet przy kilkukrotnym zwiększeniu ugięć i przemieszczeń wieńca w stosunku do obliczonych wartości należy oczekiwać wartości bezpiecznych dla konstrukcji. Można podkreślić również, iż analizę naprężeń, zarysowania i przemieszczeń przeprowadzono przy założeniu pełnego obciążenia śniegiem wg [4], które stanowi blisko połowę obciążenia z dachu. Otrzymane wartości nie są więc wartościami trwałymi, a chwilowymi.

4. Podsumowanie

W pracy przedstawiono przykłady pierwszego w Polsce zastosowania elementów z betonu sprężonego w budynkach kościołów. Obydwa z prezentowanych kościołów są aktualnie na etapie przygotowań do realizacji.

W pierwszym przypadku sprężenie cięgnami bez przyczepności pozwoliło uniknąć dodatkowych belek i skonstruować smukłą płytę antresoli dla chóru. Otrzymano w ten sposób atrakcyjną architektonicznie formę płyty wspartą na stalowych słupach ukształtowanych na podobieństwo rozwidlonych konarów drzew. W drugim przypadku zastosowanie sprężenia do betonowego wieńca obwodowego pozwoliło na redukcję jego przekroju (w stosunku do wersji żelbetowej), co uczyni go niewidocznym (ukrytym w ścianie). Takie rozwiązanie umożliwiło również rezygnację z zaprojektowanych pierwotnie ściągów stalowych, biegnących po cięciwach pomiędzy dźwigarami, bądź konstruowania innej formy stężeń obwodowych.

Istniejący obecnie trend architektoniczny w projektowaniu kościołów w Polsce dąży do tworzenia przestrzeni wewnątrz w świątyniach z delikatnymi formami elementów konstrukcyjnych. To sugeruje, iż zastosowane przez autorów pracy sprężenia cięgnami bez przyczepności nie są ostatnimi, a mogą zapoczątkować szersze użycie betonu sprężonego w projektowaniu budynków kościołów.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Szydłowski R., Mieszczak M., Gdzie jest granica smukłości sprężonych płyt stropowych? O projekcie i badaniach stropów sprężonych w budynku Centrum Kulturalno-Artystycznego w Kozienicach, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone, Kraków, 16–17 Kwieciana 2015
- [2] Post-tensioned concrete floors. Design handbook, Technical Report No. 43, second edition, The Concrete Society, Cromwell Press, Wiltshire, UK, 2005
- [3] EN 1992–1-1: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1–1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, wrzesień 2008
- [4] EN 1991–1-3: Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1–3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem, październik 2005