

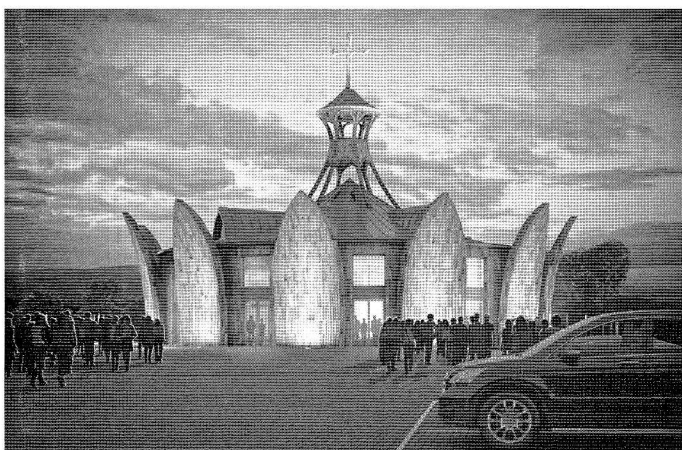
# Projekt i realizacja sprężonego obwodowego wieńca w przekryciu kościoła pod wezwaniem św. Piotra i Pawła w Bodzanowie

Dotychczas w konstrukcjach kościołów były stosowane elementy strunobetonowe. Wzmacniano też te konstrukcje zewnętrznymi cięgnami sprężającymi FRP. Pojawienie się w Polsce w latach 90. systemów sprężania cięgnami bez przyczepności zainicjowało rozwój cienkich, smukłych i przestrzennych rozwiązań architektonicznych. Takie sprężenie zastosowano w obwodowym wieńcu sprężonym przekrycia kościoła pod wezwaniem św. Piotra i Pawła w Bodzanowie [1+3].

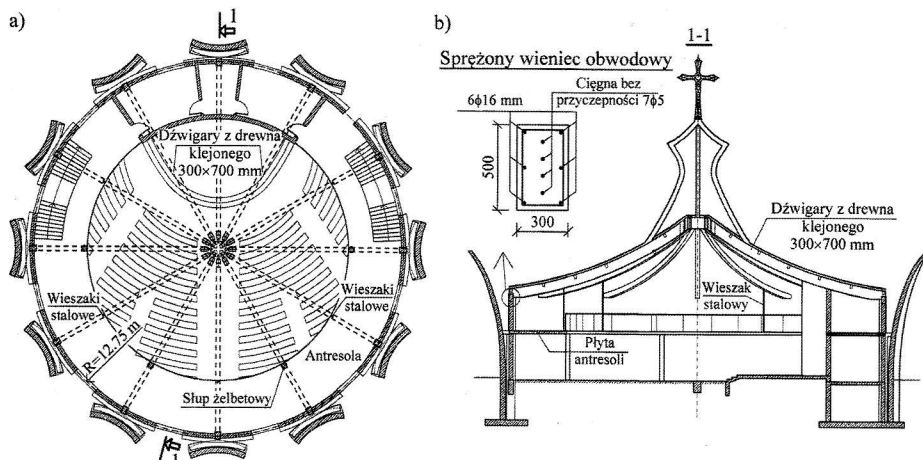
W artykule przedstawiono detale konstrukcyjne, wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej oraz pomiarów przemieszczeń radialnych i odkształceń betonu powstałych w wyniku sprężania wieńca. Sformułowano też wnioski potwierdzające poprawność założeń przyjętych na etapie projektowania.

## Forma architektoniczna i konstrukcja kościoła

Koncepcja rozwiązania kościoła (rys. 1) została opracowana przez krakowskie biuro architektoniczne f-11 (autor: dr hab. inż. arch. Marcin Furtak). Budynek zaprojektowano na planie koła średnicy 25,5 m (rys. 2a). Konstrukcję nośną przyjęto w postaci dwunastu żelbetowych



Rys. 1. Wizualizacja kościoła św. Piotra i Pawła (źródło: Pracownia Projektowa f-11)



Rys. 2. Schematyczne rysunki konstrukcji kościoła: a) rzut ze sprężonym wieńcem obwodowym, b) przekrój poprzeczny

słupów o przekroju  $0,4 \times 0,6$  m, równomiernie rozmieszczonych na obwodzie. Na słupach oparto konstrukcję dachu, którą tworzą dźwigary z drewna klejonego (rys. 2b).

Wstępne analizy obliczeniowe, zakładające pełne usztywnienie w centralnym węźle łączącym dźwigary dachowe, a także wspornikową pracę słupów podpierających wykazały konieczność zastosowania dźwigarów wysokości 2,2 m. Przyjęcie obwodowego ściągu stalowego umożliwiło zmniejszenie tej wysokości do 0,7 m. Jednak usytuowany wzdłuż cięciw pręt stalowy był nieakceptowalny ze względów estetycznych, co ostatecznie doprowadziło do zaprojektowania obwodowego wieńca sprężonego o przekroju  $0,3 \times 0,5$  m, ukrytego w murowanych ścianach wypełniających.

W poziomie pierwszego piętra zaprojektowano pierścieniową, żelbetową antresolę (por. rys. 2), której krawędź zewnętrzną oparto na 12 słupach zewnętrznych, natomiast wewnętrzną – na 6 słupach o przekroju kołowym. Dodatkowo między tymi słupami antresolę podwieszono do dźwigarów dachowych.

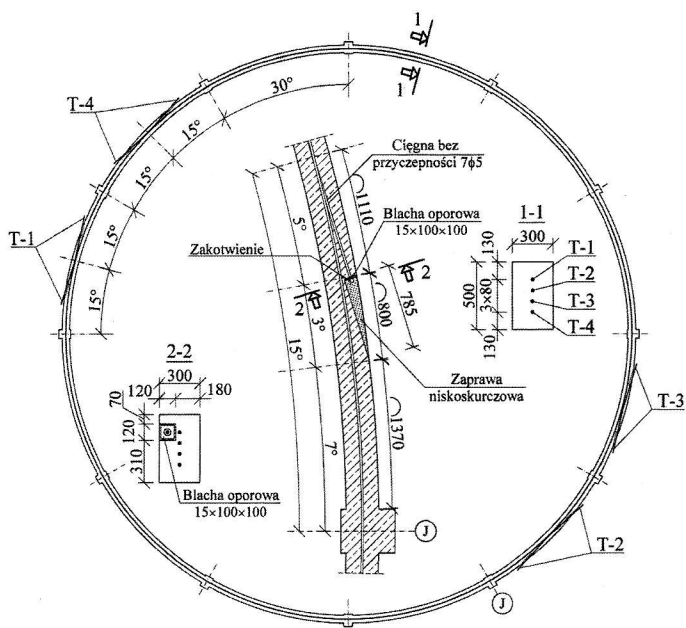
## Obwodowy wieńiec sprężony

Dźwigary dachowe wraz z wieńcem obwodowym, zapewniającym stateczność konstrukcji, tworzą przekrycie kopułowe. Wieńiec, ze względu na znaczne wartości sił rozciągających, został zaprojektowany z betonu sprężonego. Takie wieńce są stosowane w zbiornikach na ciecze bądź w obiektach rozplanowanych na rzucie koła, z pro-

mieniowo rozłożonymi dźwigarami dachowymi [4]. Tego rodzaju rozwiązanie przyjęto podczas renowacji Hali Stulecia we Wrocławiu w 2009 r. [5, 6].

Zastosowany w konstrukcji kościoła wieniec obwodowy o przekroju 300×500 mm zaprojektowano z betonu klasy C30/37, sprężony czterema cięgnami bez przyczepności (por. rys. 2b). Cztery wewnętrzne cięgna stalowe 7 Ø 5 mm ze stali Y1860 usytuowano na pionowej osi przekroju. Dodatkowo wieniec zabroniono sześcioma prętami Ø 16 mm oraz strzemionami Ø 6 mm co 200 mm. W obliczeniach uwzględniono dwie sytuacje odzwierciedlające etapy realizacji obiektu. W pierwszym etapie analizowano obciążenia działające po wzniesieniu żelbetowej konstrukcji szkieletowej z wypełnieniem mурowym i z wprowadzonym sprężeniem, a w drugim etapie uwzględniono ciężar całego dachu i obciążenie śniegiem.

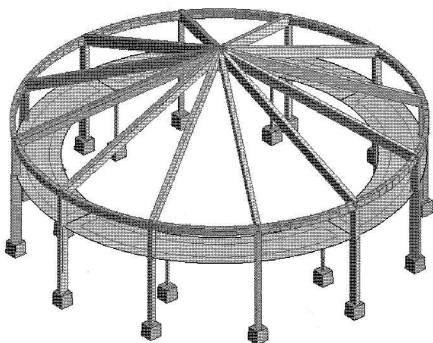
Siłę naciągu cięgna określono jako równą 200 kN. Każde cięgno okala cały obwód konstrukcji i jest kotwione w specjalnie ukształtowanych bruzdach. Rozmieszczenie stref kotwiących wraz z uwzględnieniem kolejności naciągu splotów (numeracja kabli) przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Sprężony wieniec obwodowy – schemat rozmieszczenia stref kotwiących

### Analiza obliczeniowa konstrukcji

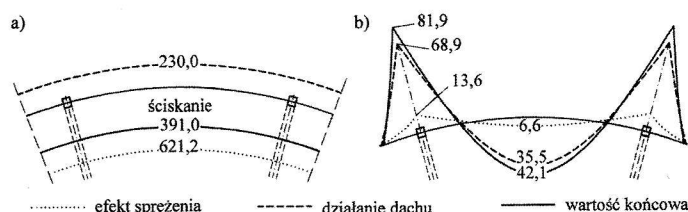
W analizie obliczeniowej wykorzystano MES. Model fizyczny (rys. 4) zbudowano ze słupów żelbetowych, żelbetowej płyty antresoli, wianca obwodowego i dźwigarów dachowych. Geometrię i parametry materiałów



Rys. 4. Schemat modelu MES konstrukcji kościoła

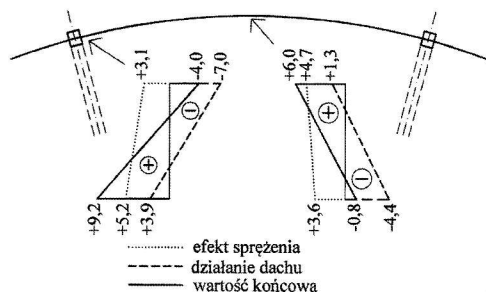
wszystkich elementów prętowych i powłokowych przyjęto według projektu. Na etapie projektowania rozpatrzono dwa modele konstrukcji z uwzględnieniem sprężenia przed montażem i po montażu dźwigarów dachowych. Obciążenie od sprężenia przyłożono jako radialne do wieńca i skierowane do punktu środkowego konstrukcji. Wartość siły sprężającej po stratach całkowitych przyjęto jako wynoszącą 75% siły naciągu (straty doraźne 15%, straty opóźnione 10%).

Na rysunku 5 przedstawiono rozkład sił podłużnych i momentów zginających w wiancu po sprężeniu (linia kropkowana), wywołanych obciążeniem dachu (linia przerywana) oraz wartości końcowe (linia ciągła). Wprowadzenie sprężenia wywołuje siły osiowe równe 621,2 kN oraz momenty zginające 13,6 kN·m w przekrojach słupowych i +6,6 kN·m między słupami. Zmiana znaku momentu zginającego jest spowodowana usztywnieniem wieńca w miejscu lokalizacji słupów. W wyniku przyłożenia do konstrukcji obciążeń od dachu wartość sił ściskających została zredukowana do 391,0 kN, natomiast momenty zginające osiągnęły od -81,9 do +42,1 kN·m.



Rys. 5. Rozkłady sił wewnętrznych w sprężonym wiancu obwodowym: a) sił podłużnych, kN, b) momentów zginających, kN·m

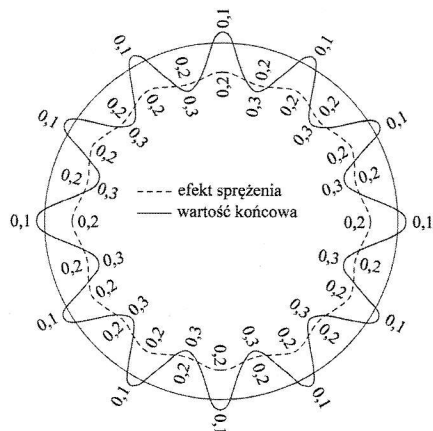
Analiza naprężeń w wiancu (rys. 6) wykazała, że w sytuacji użytkowej w przekroju słupowym powstaną naprężenia rozciągające 4,0 MPa (linia ciągła). Wartość ta nie zapewnia wyeliminowania rys, jednak iloraz momentu zginającego do momentu rysującego wynoszący  $81,9/45,0 = 1,82$  ma małą wartość i nie wpłynie na nadmierny przyrost deformacji. Obliczona według [7] szerokość rysy wynosi 0,15 mm.



Rys. 6. Wykresy naprężeń normalnych w analizowanych przekrojach sprężonego wianca obwodowego, MPa

Na rysunku 7 pokazano deformację wianca obwodowego po sprężeniu (linia przerywana) i wartość końcową (linia ciągła) po przyłożeniu obciążeń od dachu. Sprężenie wywołuje regularne przemieszczenie wieńca do wewnątrz równe 0,2 mm. Końcowe przemieszczenie punktów między słupami wynosi 0,3 mm. Chociaż wszystkie wartości obliczone uzyskano z analizy sprężystej i wykazano możliwość zarysowania przekroju nad słupami, mała wartość ilorazu momentu zginającego do rysującego (1,82) sugeruje nieznaczny wpływ zarysowania na deformacje. Nawet kilkakrotne zwiększenie przemieszczeń w stosunku do podanych wartości nie wpłynie negatywnie na konstrukcję.

Warto nadmienić, że analizę naprężeń, przemieszczeń oraz zarysowania wykonano uwzględniając pełne obciążenie śniegiem według [8], które stanowi prawie połowę wszystkich obciążeń dachu.



Rys. 7. Wykres deformacji sprężonego wieńca obwodowego, mm

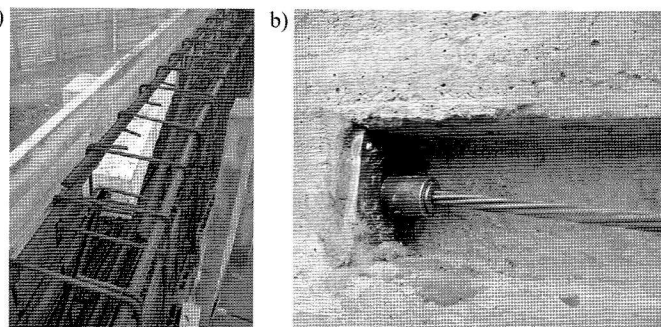
### Realizacja projektu

Wieniec obwodowy zabetonowano 9 lutego 2017 r., stosując mieszankę betonową przygotowaną z cementu CEM I 42,5 i kruszywa łamanego granitowego o uziarnieniu do 16 mm, zaprojektowaną przy założeniu uzyskania betonu klasy C30/37.

Na rysunku 8 pokazano konstrukcję murowano-żelbetową z zainstalowanymi wewnętrznymi ciągnami bez przyczepności z uformowanymi strefami zakotwienia po zewnętrznej stronie wieńca sprężonego (rys. 8a), w tym słupy okrągłe, rozmieszczone w co drugiej osi słupów zewnętrznych, które wraz z wieszakami utrzymują płytę antresoli (rys. 8b).

Strefy kotwiące uformowano przez umieszczenie w nich przed betonowaniem wkładek styropianowych (rys. 9a). Istotnym elementem kształtowania strefy zakotwienia jest profilowanie trasy cięgien w taki sposób, aby oś splotów wyprowadzonych poza sprężony element była prostopadła do czoła zakotwienia. Zapewnienie takiego przebiegu trasy splotów w okolicach zakotwienia zapobiega ewentualnemu ścięciu cięgna podczas naciągu. Zastosowano zakotwienie stożkowe wraz ze stalową blachą oporową (por. rys. 9b). Po realizacji naciągu bruzdy kotwiące zostały uzupełnione zaprawą niskoskurczową, zapewniając ochronę przeciwkorozyjną stalowych elementów.

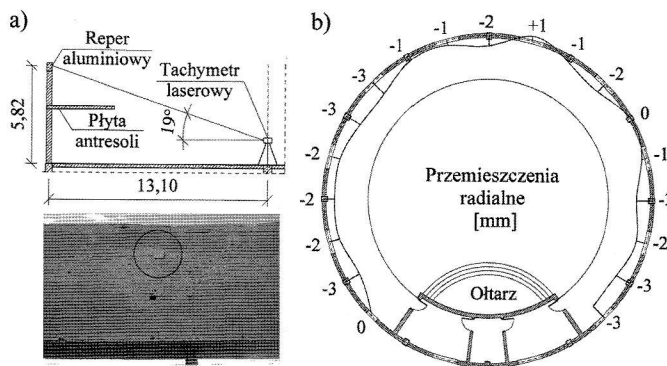
Przed naciągiem i po naciągu wszystkich cięgien wykonano pomiary w celu sprawdzenia przyjętych na etapie projektowania założeń i prawidłowości realizacji konstrukcji. Pomierzono radialne przemieszczenia i odkształcenia



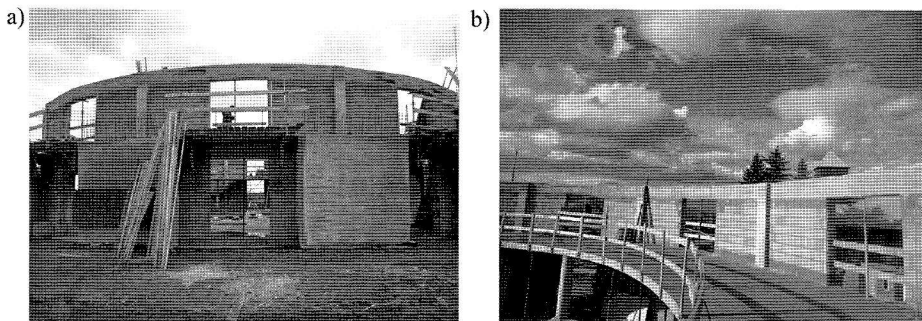
Rys. 9. Zbrojenie wieńca obwodowego: a) zbrojenie zwykłe, sploty sprężające oraz strefa zakotwienia ukształtowana za pomocą wkładek styropianowych, b) widok zakotwienia i blachy oporowej

betonu wywołane sprężeniem. Odkształcenia mierzono w pięciu wybranych przekrojach – trzech przęsłowych i dwóch przysłupowych.

Przemieszczenia radialne mierzono przy użyciu tachymetru laserowego umieszczonego w centralnym punkcie konstrukcji. W punktach odczytu zamontowano aluminiowe repery o wymiarach 30×30 mm (rys. 10a), pod kątem 19° w stosunku do pionu, zapewniając prostopadłe padanie wiązki lasera na punkty pomiarowe. Pomiary przemieszczeń wykonano w przekrojach przęsłowych, w połowie odległości między kolejnymi słupami zewnętrznymi. Dokładność urządzenia pomiarowego wynosiła ±0,05 mm/m, a ostatecznie uzyskano rezultaty z dokładnością do ±0,75 mm. Pomierzone przemieszczenia radialne porównano z wartością obliczoną wynoszącą 2 mm (por. rys. 7). Pomimo znacznych nieregularności przemieszczeń (w jednym z przekrojów wieniec przesunął się na zewnątrz konstrukcji) średnia wartość wyników pomiarów wynosi 1,8 mm, co jest bliskie wartości obliczonej (2,0 mm – wartość zaokrąglona z dokładnością do 0,5 mm). Pomierzone przemieszczenia okazały się zgodne



Rys. 10. Sposób realizacji pomiarów przemieszczeń radialnych (a), uzyskane wyniki (b)

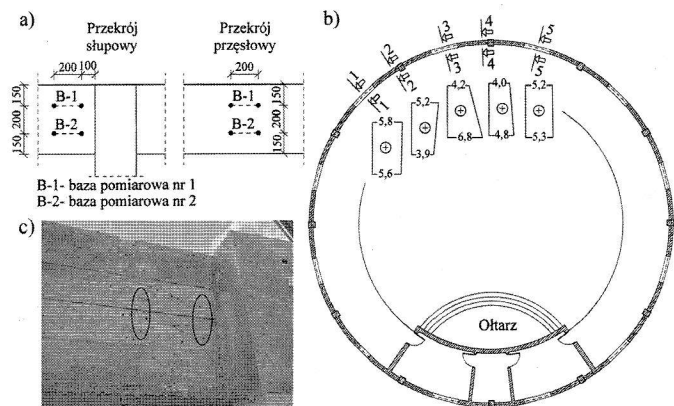


Rys. 8. Zdjęcia zrealizowanej żelbetowo-murowanej konstrukcji obiektu: a) widok z wnętrza kościoła, b) widok z zewnątrz (widoczne kable sprężające)

z przewidywanymi, a zaobserwowane różnice wynikają z niedokładności geometrycznych powstałych w trakcie wznoszenia konstrukcji oraz niedokładności trasowania cięgien. Na obwodzie wieńca sprężonego można zaobserwować silne załamania, co przyczyniło się do jego nieregularnej deformacji przy sprężaniu.

Pomiary odkształceń betonu wykonano za pomocą ekstensometru typu DEMEC o bazie pomiarowej 200 mm. Przekroje, w których prze-

przewodzone pomiary, zaznaczono na rys. 11. Odczyty wykonano na powierzchni wewnętrznej i zewnętrznej wieńca, w 1/3 i 2/3 jego wysokości.



Rys. 11. Lokalizacja reperów do pomiarów odkształceń: a) w przekroju słupowym i przęsłowym, b) przekroje pomiarowe i rozkład naprężeń, c) widok zamontowanych reperów

Odczyty odkształceń w poszczególnych przekrojach (por. rys. 11b) wraz z obliczonymi wartościami naprężeń zestawiono w tabeli. Odkształcenia w każdym przekroju odczytano, wykorzystując dwie bazy pomiarowe B-1 i B-2 na każdej powierzchni (w – wewnętrzna, z – zewnętrzna). Naciąg cięgien wykonano 26 dni po betonowaniu; założono, że beton osiągnął już pełną wytrzymałość na ściskanie, a moduł sprężystości – zgodnie z [7] w przypadku betonu klasy C30/37 – wartość 32 GPa.

#### Pomierzone wartości odkształceń i oszacowane naprężenia

Przekrój	Powierzchnia	$\epsilon$ , $10^{-5}$	$\epsilon_{sr}$ , $10^{-5}$	s, MPa	$s_{sr}$ , MPa	
1-1	w	18,17	17,38	5,6	5,7	
		16,59				
	z	18,96		5,8		
		17,38				
2-2	w	12,64	12,25	3,9	4,6	
		11,85				
	z	18,96		16,20		5,2
		13,43				
3-3	w	26,07	21,33	6,8	5,5	
		16,59				
	z	15,01		13,04		4,2
		11,06				
4-4	w	14,22	15,01	4,8	4,4	
		15,8				
	z	16,59		12,64		4,0
		8,69				
5-5	w	21,33	16,59	5,3	5,2	
		11,85				
	z	18,96		16,195		5,2
		13,43				

Z obliczeń wynikało, że w przekrojach środkowych i przysłupowych obliczone naprężenia średnie tuż po naciągu cięgien wynoszą 5,0 MPa na całym obwodzie wieńca, a z analizy pomierzonych odkształceń otrzymano wartości 5,7; 5,5 i 5,2 MPa w przypadku przekrojów środkowych oraz 4,6 i 4,4 MPa – w przekrojach przysłupowych. Z tych danych wynika, że naprężenia w przekrojach przysłupowych są znacząco mniejsze niż w przekrojach w środku rozpiętości. Oceniono, że jest to spowodowane wpływem ścian murowanych w pobliżu słupów, na których zabetonowano wieńiec; część siły sprężającej została przekazana na ściany.

#### Posumowanie i wnioski

Dzięki zastosowaniu ukrytego w ścianie sprężonego wieńca obwodowego uniknięto konieczności wykonania dużych przekrojów dźwigarów dachowych, masywnego wieńca żelbetowego czy dodatkowych ściągów stalowych. Można wnioskować, że przedstawione rozwiązanie jest jednym z nowych zastosowań cięgien bez przyczepności w konstrukcjach kościołów.

Wyniki pomiarów przemieszczeń i odkształceń potwierdziły w dużym stopniu przyjęte założenia projektowe. Zauważono lokalne odchyłki radialnych przemieszczeń wieńca od wartości prognozowanych, ale wartość średnia 1,8 mm okazała się bliska wartości spodziewanej równej 2,0 mm. Zauważono znaczący wpływ ścian wypełniających na rozkład naprężeń w wieńcu. Część siły sprężającej została przejęta przez ściany murowane. Sugeruje to potrzebę stosowania przekładki ślizgowej pomiędzy ścianą a wieńcem.

#### PIŚMIENICTWO

- [1] Szydłowski R., Łabuzek B.: Prestressed concrete usage in church buildings construction in Poland. „Technical-Transactions”, No. 2-B/2016.
- [2] Szydłowski R., Łabuzek B.: Zastosowanie betonu sprężonego w projektach kościołów w Polsce. „Przegląd Budowlany”, nr 2/2017.
- [3] Szydłowski R., Łabuzek B., Turcza M.: Prestressed Ring Beam in the Church of St. Peter's and Paul's in Bodzanow, Design and Realization. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture – Urban Planning Symposium, Prague, Czech Republic, 12-16 June 2017 oraz IOP Conference Series: Material Science and Engineering, 245 (2017) 022066.
- [4] Schwab F.C., Chow P.Y., Kulka F.: Prestressed ring beam saves time and money on domed convention hall. PCI Journal, September – October 1974.
- [5] Onysyk J., Prabucki P., Sadowski K., Biliszczuk J.: Strengthening of the lower ring of the ribbed reinforced concrete dome of the Centennial Hall in Wrocław. The 7<sup>th</sup> Central European Congress on Concrete Engineering, Balatonfüred-Hungary 2011.
- [6] Onysyk J., Biliszczuk J., Prabucki P., Sadowski K.: Wzmocnienie dolnego pierścienia żelbetowej kopuły Hali Stulecia we Wrocławiu. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 7/2012.
- [7] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [8] EN 1991-1-3 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.