

STANISŁAW KARCZMARCZYK\*, STANISŁAW JURCZAKIEWICZ\*\*

## ZABEZPIECZANIE HISTORYCZNYCH SKLEPIEŃ PRZED DEFORMACJAMI POCHODZĄCYMI OD ROZPORU

### PRESERVATION OF HISTORICAL VAULTS AGAINST DEFORMATION CAUSED BY THRUST FORCES

#### Streszczenie

Sklepienia przekrywające wnętrza zabytkowych świątyń cechują się znacznymi rozpiętościami i ze względu na sposób ich powiązania z pozostałymi elementami układu nośnego mają decydujący wpływ na bezpieczeństwo i trwałość obiektu. Jednym z najczęściej występujących problemów jest bezpieczne przeniesienie sił rozporu i zachowanie geometrii sklepień. Problemy te ulegają często pogłębieniu w następstwie wadliwie zrealizowanej przebudowy bądź zmian formy i skali oddziaływań na te sklepienia. Obok zagadnień bezpieczeństwa i trwałości samej struktury sklepień, często pojawiają się problemy ochrony wartościowych historycznie i artystycznie malowideł zdobiących sklepienia.

Autorzy artykułu przedstawiają cztery przykłady obiektów o charakterze sakralnym, które wykazywały awaryjny stan sklepień oraz wykonane projekty ich zabezpieczeń, których celem była zmiana schematu spływu sił od rozporów sklepień zapewniająca bezpieczne przeniesienie tych sił i spełniająca wymagania estetyczne. Realizacja tych zabezpieczeń była warunkiem powodzenia dalszych prac konserwatorskich.

*Słowa kluczowe: sklepienia, siły rozporu, zabezpieczenia, ściągi*

#### Abstract

Vaults of great span over the interiors of historical temples and the way they are connected with other elements of the building carrying system have an important influence on the safety and durability of these buildings. One of the most common problems is the safe work of construction under the thrust forces and preservation of the vault geometry. Those problems become even more serious as the result of incorrectly carried out rebuilding or in consequence of changing the form and range of forces. Apart from the issue of safety and durability of the structure of the vaults, there are also problems with preserving valuable historical paintings decorating the vaults.

The authors focus on four historical temples where the vaults have been seriously damaged. The projects of their preservation introduced changing the way of transmitting thrust forces which ensures safe work of the construction and does not affect the esthetic value. Carrying out the protection was necessary to succeed in the following preservation works on the brickwork of the vaults and the paintings.

*Keywords: vaults, thrust forces, protection, ties*

\* Dr inż. – Wydział Architektury, Politechnika Krakowska

\*\* Mgr inż. – Wydział Architektury, Politechnika Krakowska

## 1. Wstęp

Ceglane sklepienia w zabytkowych obiektach budownictwa murowanego są zazwyczaj źródłem znacznych poziomych sił rozporu, które przekazywane są na elementy wsporcze takie jak ściany, filary i przypory. Są to oddziaływania bardzo niekorzystne dla ustroju konstrukcyjnego budynku. Mur z cegły na zaprawie wapiennej jest materiałem charakteryzującym się znikomą wytrzymałością na rozciąganie, nie jest więc w stanie przenieść sił przekrojowych o dużym mimośrodku (powodujących pojawienie się na części przekroju poprzecznego naprężeń rozciągających). Świadomi tego dawni budowniczowie przeciwstawiali się niekorzystnemu wpływowi sklepień stosując odpowiednio masywne ściany, przypory lub łuki przyporowe (nadające niekiedy istotnego waloru plastycznego elewacjom) oraz ściągi z kutego żelaza, a później również ze stali. Z przekazów historycznych wiadomo jednak o katastrofach budowlanych, do jakich dochodziło zarówno w fazie budowy jak i później, już podczas użytkowania budynków. Zachowane do obecnych czasów obiekty mają co prawda za sobą trwającą kilkadziesiąt, a niekiedy kilkaset lat próbę czasu, jednak na ich obecny stan techniczny miały dodatkowy wpływ takie czynniki jak warunki użytkowania i bieżącej konserwacji, przebudowy dokonywane w całym okresie istnienia budynku, które niekiedy zmieniały wyjściowy schemat statyczny układu konstrukcyjnego, kataklizmy (pożary, zalania), a także pierwotne błędy popełnione przez budowniczych, które w powolny ciągły sposób pogarszają stateczność konstrukcji sklepienia.

Ogromna różnorodność stosowanych na przestrzeni wieków konstrukcji sklepień oraz spotykane niekiedy ich niepowtarzalne formy powodują, że podczas prowadzonych obecnie prac konserwatorskich konieczne jest każdorazowo indywidualne podejście do problemu zapewnienia stateczności ogólnej ustroju konstrukcyjnego budynku.

Poniżej prezentujemy cztery przykłady obiektów o charakterze sakralnym, które wykazywały awaryjny stan sklepień. Wykonane projekty prac zabezpieczających przedstawione zostały tylko w zakresie problematyki dotyczącej sklepień ceglanych. Pominięto inne zagadnienia uwzględnione w przytoczonych projektach, a wchodzące w zakres kompleksowej naprawy układu konstrukcyjnego zabytkowego budynku jak np. naprawy korozyjnych uszkodzeń murów i drewnianych elementów więźb dachów, zabezpieczenia przed zawilgoceniem i niszczącym wpływem soli rozpuszczalnych oraz wzmocnienia posadowienia.

## 2. Prezentacja obiektów objętych projektami prac zabezpieczających

### 2.1. Synagoga w Słonimiu na Białorusi [2]

Budynek położony jest przy placu targowym w Słonimiu. Całość zabudowy składa się z budynku głównego synagogi, wybudowanego w 1642 roku i dobudowanych do niego w późniejszym okresie jednokondygnacyjnych, niskich jednoprzestrzennych przybudówek (obecnie częściowo wyburzonych).

Rzut poziomy budynku głównego synagogi jest prostokątem o wymiarach zewn. 18,35×20,50 m. Zewnętrzne ściany nośne o grub. ok. 1,50 m (na poziomie ±0,00 m) są murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej. Wysokość ścian wynosi około 14,30 m (licząc od poziomu posadzki głównego budynku synagogi). Poziom posadzki wewnątrz budynku jest zagłębiony w stosunku do poziomu terenu otaczającego o ok. 1,50 m.

Obiekt przekrywa dwuspadowy dach o konstrukcji krokwiowo-jętkowej. W ramach doraźnego zabezpieczenia wykonano pokrycie z blachy dachówkopodobnej.

Wnętrze synagogi przekrywają dwa rodzaje sklepienia ceglano. W narożnych częściach pomieszczenia znajdują się sklepienia krzyżowe, natomiast pomiędzy nimi rozpięte są sklepienia kolebkowe z lunetami. Sklepienia opierają się na ścianach zewnętrznych i na konstrukcji bimy. Wysokość pomieszczenia od podłogi do sklepienia wynosi w szczycie sklepienia około 13,50 m.

W pasie podokiennym każdej ściany zamontowano w przeszłości stalowe ściągi kompensujące rozpór sklepień. Ich datowanie nie jest znane; można przypuszczać, że zostały założone już w czasie budowy obiektu.



Rys. 1. Synagoga w Słonimiu. Elewacje południowa i wschodnia.

Fig. 1. Synagogue in Słonim – southern and western elevations.

Stan techniczny budynku synagogi w momencie rozpoczęcia badań i obliczeń stwarzał zagrożenie katastrofą budowlaną. Świadczyły o tym następujące uszkodzenia i zjawiska:

- pionowe pęknięcia ścian zewn., zwłaszcza nadproży okiennych w ścianach północnej i południowej;
- pęknięcia sklepienia ceglanego, rozmieszczone przede wszystkim w szczycie sklepienia, przebiegające równoległe do ściany zachodniej i południowej;
- pęknięcia arkadowych łuków bimy;
- wychylenie od pionu (w kierunku na zewnątrz) ścian zewnętrznych zachodniej i północnej.

*Wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej*

Sklepienie - przyjęto następujące rodzaje sklepień i łuków podporowych:

- **Sklepienie kolebkowe kołowe** o rozpiętości 7,0 m. Uwzględniono zmienną grubość płaszczu sklepienia - w górnej części płaszcz ma grubość jednej cegły (zgodnie z wymiarami cegieł w murze ścian, przyjęto 27 cm), natomiast w dolnej części przyjęto grubość płaszczu półtora cegły (41 cm). Przyjęto, że sklepienie kolebkowe oparto na wykształconych w ścianach wspornikach wznoszących się około 145 cm powyżej środka koła, na którym została opisana kolebka.
- **Sklepienie kolebkowe eliptyczne** o rozpiętości 5,75 m. Uwzględniono zmienną grubość płaszczu sklepienia i oparcie na wspornikach j.w.
- **Sklepienie krzyżowe**. Przy jego modelowaniu przyjęto, że sklepienie krzyżowe powstało przez przecięcie opisanych powyżej kolebek - kołowej i eliptycznej.
- **Łuk podporowy sklepienia krzyżowego**. Dla wyznaczenia reakcji podporowych od sklepienia krzyżowego założono, że sklepienia przecinają się wzdłuż teoretycznego łuku podporowego. Łuk podporowy jest obciążony reakcjami z poszczególnych części kolebek (nazywanych kozubami). Reakcje z łuków podporowych obciążają ściany synagogi. Łuki podporowe również opierają się na wspornikach.
- **Łuk podporowy lunety**. Dla wyznaczenia reakcji podporowych od lunety założono, że luneta i sklepienie przecinają się wzdłuż teoretycznego łuku podporowego. Łuk podporowy jest obciążony reakcjami z kolebki sklepienia i kolebki lunety. Reakcje z łuku podporowego obciążają ściany synagogi.

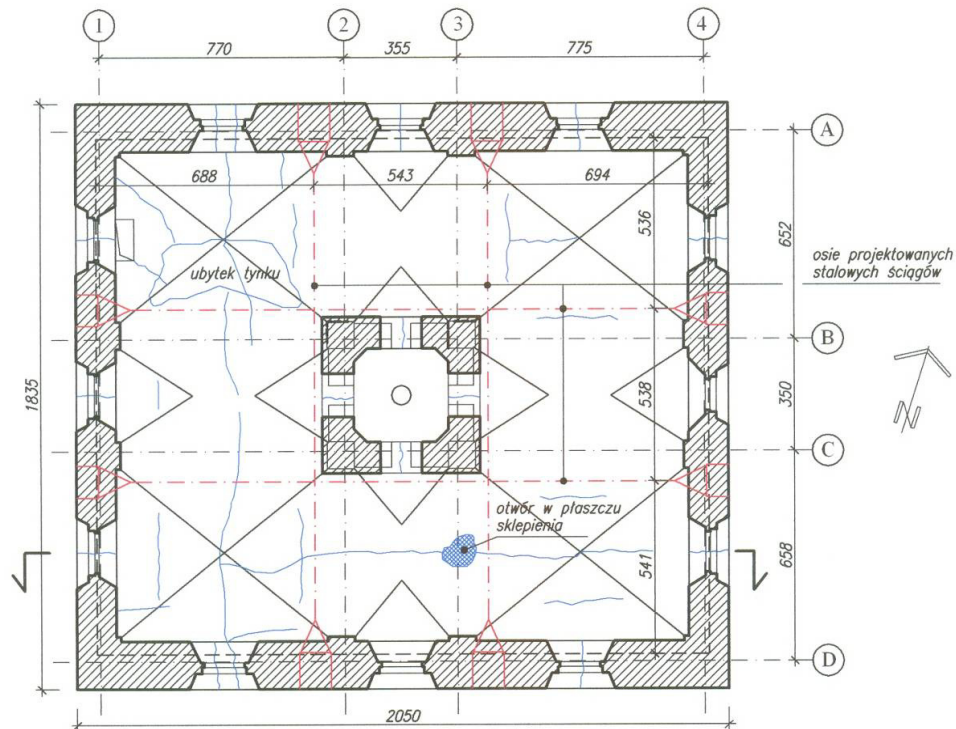
Wytrzymałość obliczeniową na ściskanie płaszczu sklepienia przyjęto:  $f_d = 0,80$  MPa.

Przy uwzględnieniu wyników badań przyjęto dla cegły wytrzymałość średnią  $f_b = 7,5$  MPa, a dla zaprawy klasę M1 ( $\gamma_m = 2,2$ ).

Doraźny moduł sprężystości muru E (wartość średnia) przyjęto  $E = 600 \times 1,8 = 1080$  MPa.

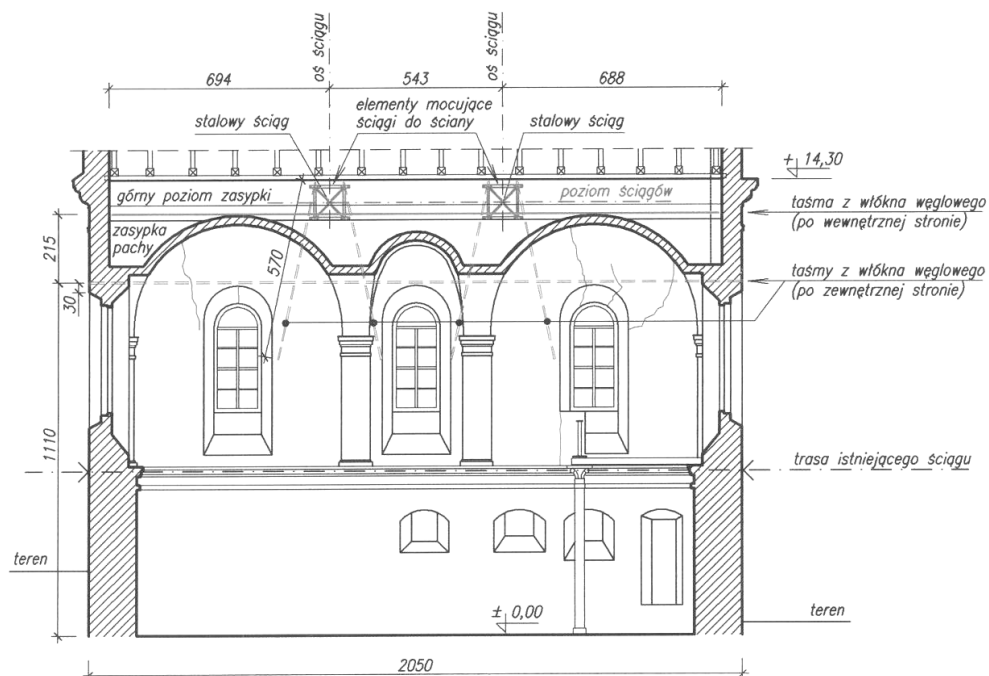
Obliczenia statyczne sklepienia potwierdziły znaczący wpływ ciężaru objętościowego zasyпки na wartości naprężeń w przekrojach płaszczu sklepienia. Aby nie dopuścić do powstania naprężeń rozciągających w sklepieniu zalecono wykonanie nowej zasyпки o ciężarze objętościowym od  $7,0$  kN/m<sup>3</sup> do  $9,0$  kN/m<sup>3</sup>.

Ponadto stwierdzono występowanie dużych poziomych sił od rozporu sklepienia działających na ściany zewnętrzne synagogi na wysokości ok. 11,0 m nad poziomem podłogi.



Rys. 2. Synagoga w Słonimiu. Rzut sklepienia i widok jednej ze ścian.  
Widok uszkodzeń oraz projektowane zabezpieczenia sklepienia.

Fig. 2. Synagogue in Słonim. Plan of vaults and view of one of the walls.  
Damages and design vaults protections.



Rys. 2a. Synagoga w Słonimiu. Widok jednej ze ścian.  
Widok uszkodzeń oraz projektowane zabezpieczenia sklepienia i ścian.

Fig. 2a. Synagogue in Słonim. Plan of vaults and view of one of the walls.  
Damages and design vaults protections.

Ściany. Na podstawie obliczeń statycznych sklepienia wyznaczono układ sił działających na górną partię ścian synagogi. Siły wewnętrzne określono w przekrojach pasm ścian usytuowanych pomiędzy górną krawędzią otworów okiennych, a górną krawędzią najwyższego punktu oparcia sklepienia na ścianie. Uzyskano w ten sposób jako model obliczeniowy belkowe pasma ścian o następujących wymiarach przekroju poprzecznego: wysokość 125 cm (równa grubości ściany), szerokość 200 cm (równa wysokości pasma ściany).

Duże wartości naprężeń rozciągających, powstające przy zginaniu górnych pasm ścian siłami rozporu działającymi w płaszczyźnie prostopadłej do ściany, wymagały wprowadzenia dodatkowych podpór pośrednich dla każdego pasma ściany (zastosowano ściągi z prętów stalowych). Celem obliczeń było wyznaczenie dla każdego kierunku optymalnego położenia ściągnięć przy zastosowaniu wzmocnienia ścian synagogi taśmami z włókna węglowego.

Porównanie wyników obliczeń statycznych dla kilku przyjętych schematów pasm ścian wykazało, że najlepiej warunki te spełnia schemat statyczny belki ciągłej trójprzęsłowej (dwie środkowe podpory przegubowe zrealizowano za pomocą ściągnięć zamocowanych do ścian po obu stronach środkowego okna). Takie usytuowanie ściągnięć (w środkowej części pasm ścian, powyżej sklepienia) pozwoliło najkorzystniej zmniejszyć naprężenia rozciągające w ścianach.

## 2.2. Synagoga w Dąbrowie Tarnowskiej [3]

Synagoga w Dąbrowie Tarnowskiej zlokalizowana w centrum miasta, przy ul. Berka Joselewicza wzniesiona została w II połowie XIX wieku. W 1937 roku przeprowadzono pierwszy generalny remont i przebudowano część frontową. W okresie okupacji budynek zamieniono na magazyn i w taki sposób użytkowany był do 1970 r. kiedy to zdecydowano o jego adaptacji na cele domu kultury. Rozpoczęte w oparciu o opracowany wtedy projekt prace budowlane wykonano tylko w niewielkim zakresie.



Rys. 3. Synagoga w Dąbrowie Tarnowskiej. Elewacje południowa i wschodnia. Widoczne prowizoryczne ściągi zamontowane w latach 70. XX w.

Fig. 3. Synagogue in Dąbrowa Tarnowska - southern and western elevations. Visible temporary ties introduced in the 70-ties of the 20th century.

Budynek wpisuje się swoim rzutem w prostokąt o długości 32,0 m i szerokości 19,0 m. Wysokość mierzona od poziomu terenu do szczytu dachu wynosi 17,0 m. Wschodnią część budynku stanowi jednoprzestrzenna sala modlitw o wewnętrznych wymiarach rzutu  $18,5 \times 15,0$  m. W zachodniej części budynek posiada trzy kondygnacje ze sklepieniami żaglastymi nad parterem i drewnianym stropem nad pomieszczeniami I piętra.

Konstrukcję nośną stanowi układ ścian murowanych z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej. Zewnętrzne ściany posiadają grubość 1,10 m. W narożnikach po stronie wschodniej oraz w podłużnych ścianach zewnętrznych uformowano pilastry po stronie zewnętrznej i po stronie wewnętrznej. Pilastry rozmieszczone co 6,0 m tworzą filary, na których wsparte są gurty sklepienia przekrywających salę modlitw i trakt pomieszczeń usytuowanych po zachodniej stronie budynku.

Przekrycie sali modlitw wykonano w formie kilkuprzęsłowego sklepienia odcinkowego wspartego na półkolistych gurtach. Zarówno sklepienia odcinkowe grub.  $\frac{1}{2}$  cegły jak i gurty o przekroju  $100 \times 70$  cm

wykonano z cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Poszczególne przęsła sklepień odcinkowych mają rozpiętość po 6,0 m za wyjątkiem przęsła skrajnego od strony zachodniej, którego rozpiętość osiowa wynosi 7,50 m. Gurty sklepienia spięto w poziomie ich węzłowi oraz kluczy za pomocą stalowych ściągow wykonanych z płaskowników.

Prace remontowe podjęte po 1970 r. obejmowały częściowe obwodowe i wskrośne skotwienie ścian i obniżenie poziomu użytkowego wewnątrz, co wiązało się z usunięciem posadzki wraz z podbudową. Odslonięto przy tym ściany fundamentowe w stopniu powodującym zagrożenie bezpieczeństwa budynku. Długi okres odsłonięcia fundamentów spowodował ponadto rozluźnienie struktury podłoża. Następstwem tych działań były deformacje ścian i ich zarysowania. Istotne znaczenie miały również długotrwałe oddziaływania o charakterze parasejsmicznym pochodzące od ruchu komunikacyjnego na przyległej do Synagogi trasie przelotowej. Najbardziej intensywne narastanie uszkodzeń sklepień i ścian obserwowano w okresie kiedy nierówna nawierzchnia ulicy powodowała największe drgania i wstrząsy. Obecnie wykonano remont nawierzchni i skala tych oddziaływań uległa znacznemu ograniczeniu.

Ściany wykazują wiele pionowych i ukośnych zarysowań, świadczących o odkształceniach spowodowanych nierównomiernym osiadaniem i odkształceniach wywołanych dużą skalą zmian temperatury. Część tych uszkodzeń została spowodowana niewłaściwie prowadzonymi pracami adaptacyjnymi w latach 70. XX stulecia. Część przyczyn należałoby się doszukiwać w niekorzystnych warunkach posadowienia części fundamentów budynku Synagogi.

Przęsło skrajne sklepienia odcinkowego od strony zachodniej uległo zniszczeniu w następstwie rozluźnienia jego struktury. Nastąpiło zawalenie niemal całej powierzchni przęsła co można tłumaczyć jego większą rozpiętością i wypłaszczeniem sklepienia na skutek przemieszczenia zewnętrznej podpory tj. zachodniej ściany szczytowej. Potwierdzają to zarysowania ścian zewnętrznych.

Podstawową przyczyną uszkodzeń sklepień odcinkowych były jednak przecieki z nieszczelnego pokrycia dachu. Przecieki te spowodowały również wypadnięcie płyt sklepień odcinkowych po południowej stronie budynku Synagogi.

Zawalenie się jednego przęsła sklepienia spowodowało duży wzrost zagrożenia dla przęsła zachowanych. W chwili obecnej przęsło przyległe do zniszczonego, zachodniego pasma sklepienia opiera się na zachowanym gurcie ceglanym, którego sztywność w kierunku poziomym jest niewystarczająca dla przeniesienia sił rozporu. Jest to sytuacja charakteryzująca się wysokim poziomem zagrożenia bezpieczeństwa sklepień.

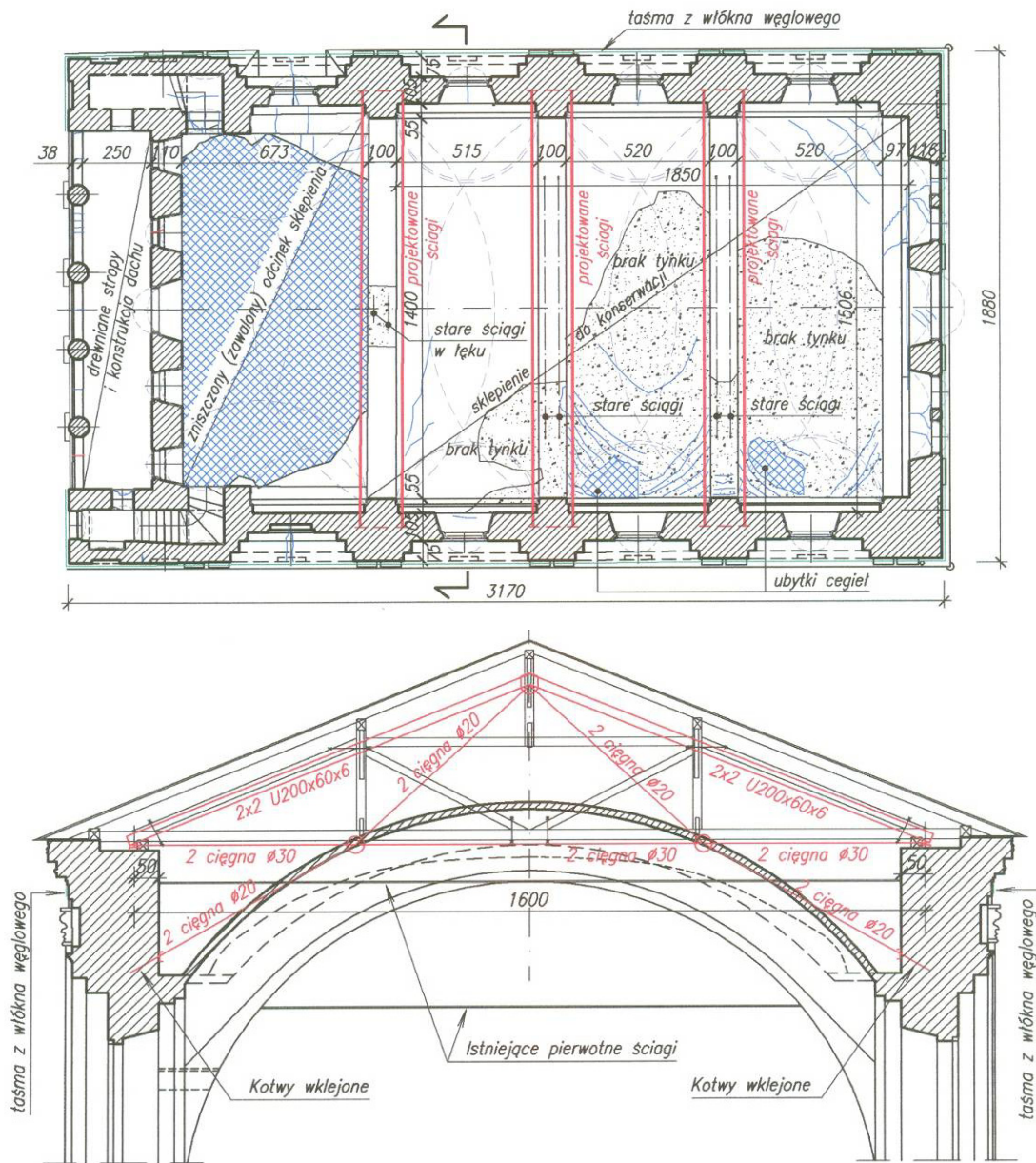
Drugi element zagrożenia wiąże się z przeniesieniem sił rozporu od żeber pełniących funkcję półkolistych łuków opartych na wyodrębnionych filarach murowanych. Wprowadzone wtórnie ściągi i kotwienia świadczą o braku warunków równowagi układu poprzecznego uformowanego przez łuki i filary ceglane.

Przeprowadzona analiza obliczeniowa [1] stanowiła podstawę do zaprojektowania systemu ściągow umieszczonych ponad górną powierzchnią sklepienia. Zamontowanie zaprojektowanych ściągow eliminuje braki sztywności wynikające z warunków posadowienia filarów i braku sztywności samego przekroju filarów. Górne ściągi będą zabezpieczać sklepienie przed nadmiernym przyrostem sił rozporu również w przypadku incydentalnego obciążenia sklepienia przez więźbę dachu.

Konstrukcje o schemacie jak na załączonym rysunku zaprojektowano ponad każdym z trzech gurtów sklepienia. Konstrukcja składa się z dwóch układów opartych na zewnętrznych ścianach podłużnych (po jednym z każdej strony gurtu). Konstrukcja ta przenosi całkowitą obliczeniową wartość poziomej siły rozporu z łuku gurtu ( $H = 233,0 \text{ kN}$ ) za pośrednictwem stalowych cięgien zakotwionych w murach tuż nad węzłowiem sklepienia. Zapewni to stabilność i trwałość układu nośnego przekrycia sali modlitw.

Cięgna nachylone są do poziomu pod kątem  $30^\circ$ . Jako przekrój górnych prętów ściskanych przyjęto dwie pary ceowników zimnogiętych  $U200 \times 60 \times 6$  w rozstawie osiowym 1,30 m (po obu stronach gurtu) ze stężeniami w formie krzyżulców z ceowników zimnogiętych  $U80 \times 40 \times 4$ . Zastosowano cięgna systemu DETAN S-460 o średnicach  $d_s = 30 \text{ mm}$  i  $20 \text{ mm}$  (wg rys. 4). Przewidziano, że w fazie montażu konstrukcji (przed zdjęciem prowizorycznych ściągow) uzyskana zostanie w cięgnach siła równa 0,75 wartości charakterystycznej siły rozporu (określona na podstawie pomiaru wydłużeń cięgien). Dla pary cięgien wartość tej siły wynosi:  $0,75 \times 173,0 / \cos 30 = 150,0 \text{ kN}$ . Zrealizowanie tego obciążenia wymaga wydłużenia zastosowanego cięgna DETAN S-460 o średnicy 20 mm (oznaczonej na nim bazy pomiarowej o długości  $l = 4,30 \text{ m}$ ) przy pomocy nakrętek napinających o odcinek równy:

$$\Delta l = \left[ \frac{0,5 \times 150,0}{3,14 \times 10^{-4}} / 205 \times 10^6 \right] \times 4,30 = 0,005 m = 5,0 mm \quad (1)$$



Rys. 4. Synagoga w Dąbrowie Tarnowskiej.

Zaznaczono zniszczenia i uszkodzenia sklepienia oraz schemat projektowanej stalowej konstrukcji przenoszącej siły rozporu z gurtu sklepienia.

Fig. 4. Synagogue in Dąbrowa Tarnowska. Failures and damages of vaults as well as the scheme for design steel structure transferring the thrust forces from the vaults

W celu zredukowania do minimum reakcji poziomych przekazywanych na ściany budynku podczas naciągu ściągów zastosowano po jednej stronie łożyska ruchome (podpory przesuwne schematów statycznych) stosując podkładki teflonowe lub smar zmniejszający tarcie.

We wszystkich przekrojach poprzecznych gurtów sklepienia stwierdzono występowanie naprężeń ściskających (wypadkowa siła podłużna nie wychodzi poza obręb rdzenia przekroju – przypadek ściskania z małym mimośrodem). Wartości naprężeń dochodzą do 0,6 MPa, co stanowi 0,37 przyjętej wytrzymałości obliczeniowej na ściskanie muru sklepienia. Można zatem uznać, że (przy zapewnieniu przeniesienia sił rozporu) gurdy pracują w sposób bezpieczny.

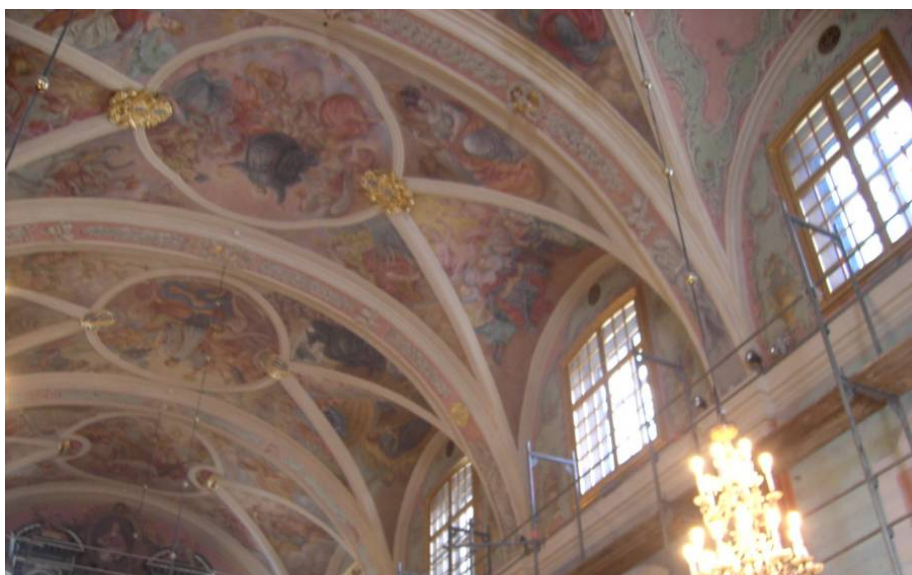
### 2.3. Kościół Św. Barbary w Krakowie [4]

Sklepienie nad nawą główną i nad prezbiterium posiada formę sklepienia koszowego z 5 lunetami rozmieszczonymi w osiach okien. Wymiary prostokątnego rzutu kościoła przekrytego sklepieniem wynoszą  $28,80 \times 10,50$  m. Szerokość (rozpiętość) sklepienia jest zmienna na długości kościoła i wynosi od 10,45 m do 10,84 m. Różnice rozpiętości mierzonej w poziomie spływów sklepienia są następstwem nie tylko uformowania rzutu ścian nośnych, ale w znacznej mierze wynikają z deformacji ścian spowodowanych wpływem rozporu sklepienia przebudowanego wtórnie jako sklepienie barokowe.

Sklepienie podzielone jest na pięć prostokątnych pól o wymiarach  $5,30 \times 10,50$  m. Granice poszczególnych pól są wyznaczone gurtami, które równocześnie stanowią usztywnienie płaszcza sklepienia.

Łączna grubość płaszcza sklepienia wynosi ok.  $29 \div 31$  cm, przy czym na podany wymiar składają się następujące warstwy:

- tynk wapienny  $1,0 \div 1,5$  cm,
- konstrukcyjny płaszcz sklepienia ceramicznego wykonany na grubość 1 cegły ceramicznej na zaprawie wapiennej,
- warstwa izolacji termicznej zatartej zaprawą wapienną wykonanej w formie polepy z wypełnieniem z korka granulowanego o grubości około  $3,0 \div 4,0$  cm.



Rys. 5. Kościół Św. Barbary w Krakowie. Północna strona sklepienia nad nawą

Fig. 5. St. Barbara church in Cracow –northern side of the vault over the bay

Pierwotne sklepienie gotyckie nie zostało do tej pory rozpoznane ani w badaniach historycznych ani architektonicznych. Istniejąca konstrukcja wsporcza obejmująca ściany zewnętrzne i przypory została wzniesiona dla sklepienia gotyckiego w II połowie XIV w. Żebrowe sklepienia (być może z podporami centralnymi jak w istniejącym sklepieniu kościoła św. Krzyża i podobnie przebudowanym kościele św. Marka) powodowały znacznie mniejsze siły rozporu niż obecne sklepienia barokowe wzniesione w 1687 roku. Można zatem stwierdzić, że podstawową przyczyną uszkodzeń sklepienia jest jego niewłaściwa przebudowa w XVII stuleciu.

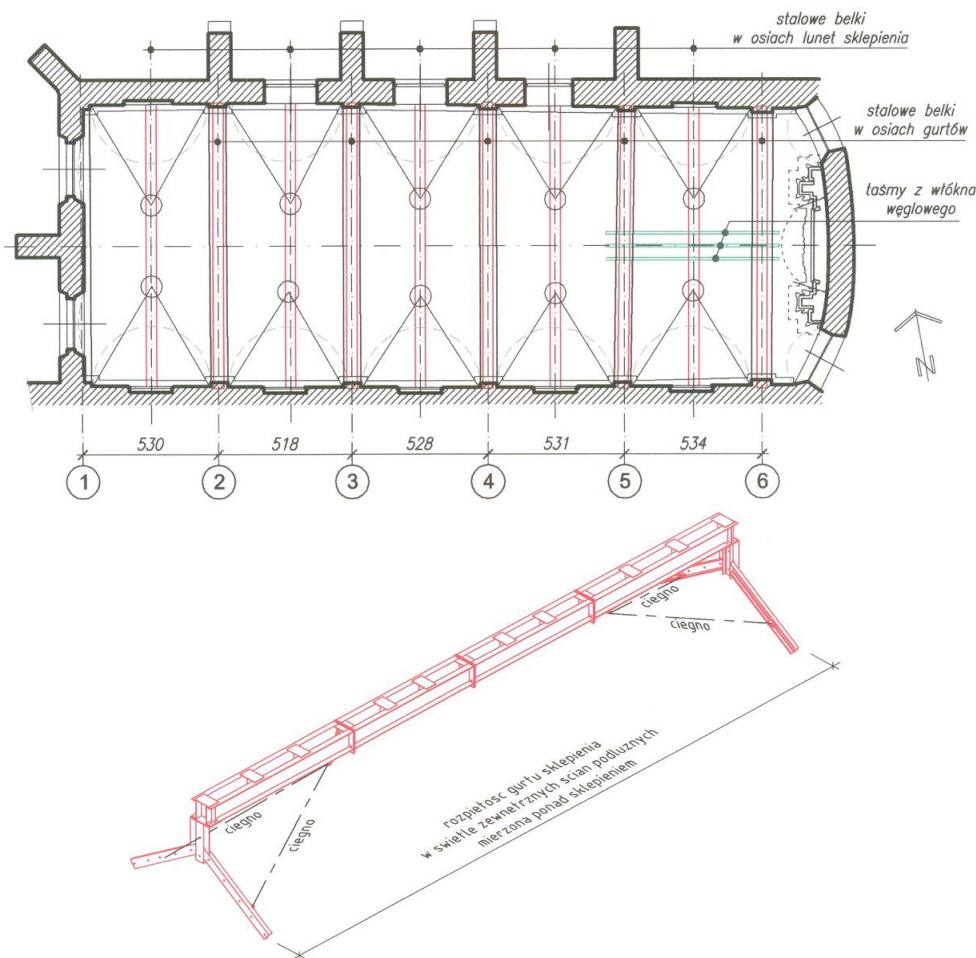
Uwzględniając skalę uszkodzeń polegających na rozspojeniach płaszcza sklepienia, wypłaszczeniach wysklepek pomiędzy żebrowymi i przemieszczeniach ścian wsporczych oceniono istniejący stan konstrukcji sklepienia jako niestabilny. Stwierdzono też, że proces przemieszczeń poziomych jest aktywny.

Zachodziła zatem konieczność wykonania zabezpieczeń konstrukcyjnych sklepienia w sposób gwarantujący jego trwałość i stabilność. Zabezpieczenie sklepienia należało przeprowadzić przed podjęciem prac konserwatorskich.

Zdecydowano, że siły rozporu od sklepień należy przenieść przy pomocy odpowiedniej konstrukcji spinającej ściany podłużne. Najprostszym rozwiązaniem byłoby zamontowanie ściągów spinających ściany wsporcze poprzecznie w miejscach spływu gurtów. Tak rozwiązano problem podobnego



zagrożenia w kościele św. Marka. Wprowadzenie ściągnięć (pomimo, że w przypadku kościoła św. Barbary byłyby to tylko rekonstrukcja ściągnięć wyciętych w czasie przebudowy) powodowałoby jednak znaczący defekt estetyczny, tym bardziej istotny, że sklepienia pokryte są polichromiami.



Rys. 6. Kościół Św. Barbary w Krakowie. Rzut sklepienia z rozmieszczeniem stalowych elementów belkowych ze ściągnięciami. Aksonometria elementu belkowego do zamontowania ponad lunetą sklepienia.

Fig. 6. St. Barbara church in Cracow. Plan of vaults with the arrangement of steel beam elements with ties. Axonometry of beam element to be built into over the vault lunette

W projekcie zabezpieczeń przyjęto więc, że obliczona wartość rozporu od sklepienia przeniesiona zostanie przez ściągi uformowane w przestrzeni pod tramami więźby, ale nad płaszczem sklepienia. Obliczenia przeprowadzono dla pasma sklepienia obejmującego szerokość równą 5,30 m, co odpowiada osiowemu wymiarowi odległości między sąsiadującymi gurtami.

Zaprojektowana konstrukcja stalowa składa się z następujących elementów:

- stalowych żeber przykotwionych powierzchniowo do ścianek kolankowych; przyjęto, że stalowe żebra wykonane z ceowników NP160 spełniać będą funkcję elementu mocującego poprzeczne ciągnięta styczne służące do kompensacji rozporu sklepienia, a równocześnie stanowiąc będą oparcie dla stalowych belek rozmieszczonych ponad płaszczem tego sklepienia;
- stalowych belek (2 x ceownik zimnogięty U340x100x8) rozmieszczonych w osiach gurtów i w osiach lunet sklepienia; funkcja tych belek polega na przeniesieniu składowych pionowych odciągnięć ukośnych spinających strefy spływów sklepienia;
- stalowych ciągnięć wykonanych z prętów pełnych  $\varnothing 20$  z możliwością regulacji naciągu.

Dla zabezpieczenia wypłaszczonego pasma sklepienia pomiędzy gurtami 5. i 6. zaprojektowano w środkowej części sklepienia wzmocnienie 3 taśmami z włókna węglowego naklejanymi na płaszczu sklepienia od strony górnej. Zastosowano taśmę o szerokości 50 mm i grubości 1,2 lub 1,4 mm oraz współczynnika sprężystości  $E = 150\,000$  MPa.

#### 2.4. Archikatedra w Lublinie [5].

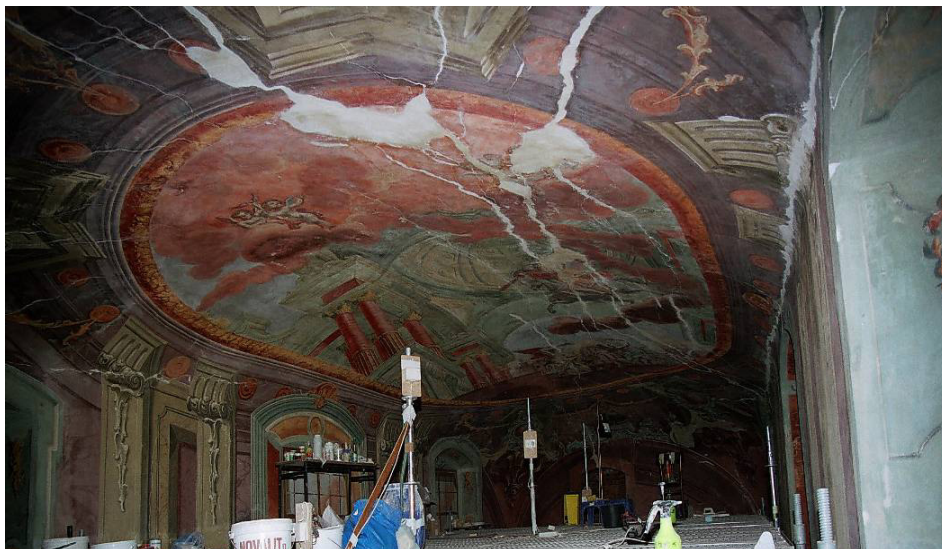
Bezpośrednio za ścianą prezbiterium zlokalizowane jest podłużne pomieszczenie skarbcza o wymiarach w rzucie  $12,75 \times 5,20$  m przekryte dwoma sklepieniami żaglastymi usytuowanymi jedno nad drugim w odl. ok. 2,00 m. W płaszczu dolnego sklepienia wykonano owalny otwór o wymiarach  $6,25 \times 3,85$  m. Grubość obu sklepień wynosi ok. 30 cm.

Po rozpoczęciu prac konserwatorskich związanych z odnową wystroju malarskiego sklepienia skarbcza stwierdzono obecność uszkodzeń polegających na rozspojeniach płaszczu sklepienia i jego deformacjach geometrycznych. W tej sytuacji zaistniała potrzeba oceny bezpieczeństwa i stabilności sklepienia.

Skalę rozspojen i spękań ilustruje załączone zdjęcie wykonane w okresie prac konserwatorskich przy polichromiach. Pomiary geometryczne sklepienia potwierdziły wizualne wrażenie jego deformacji polegającej na lokalnych wypłaszczeniach. Analiza materiałów archiwalnych zawierających dane o pracach zabezpieczających wykazała, że wschodnia ściana skarbcza była zabezpieczana przez podbijanie fundamentów. Potrzebę pobicia stwierdzono po wcześniejszych obserwacjach dotyczących nierównomiernego osiadania tej ściany.

Na podstawie charakteru i rozkładu uszkodzeń sklepienia oraz na podstawie pomiarów ustalono następujące przyczyny powstałych uszkodzeń:

- a/ nierównomierne osiadanie wschodniej, zewnętrznej ściany skarbcza,
- b/ brak wystarczającej sztywności zewnętrznej wschodniej ściany skarbcza dla przeniesienia sił rozporu od sklepienia.



Rys. 7. Skarbiec Archikatedry w Lublinie.

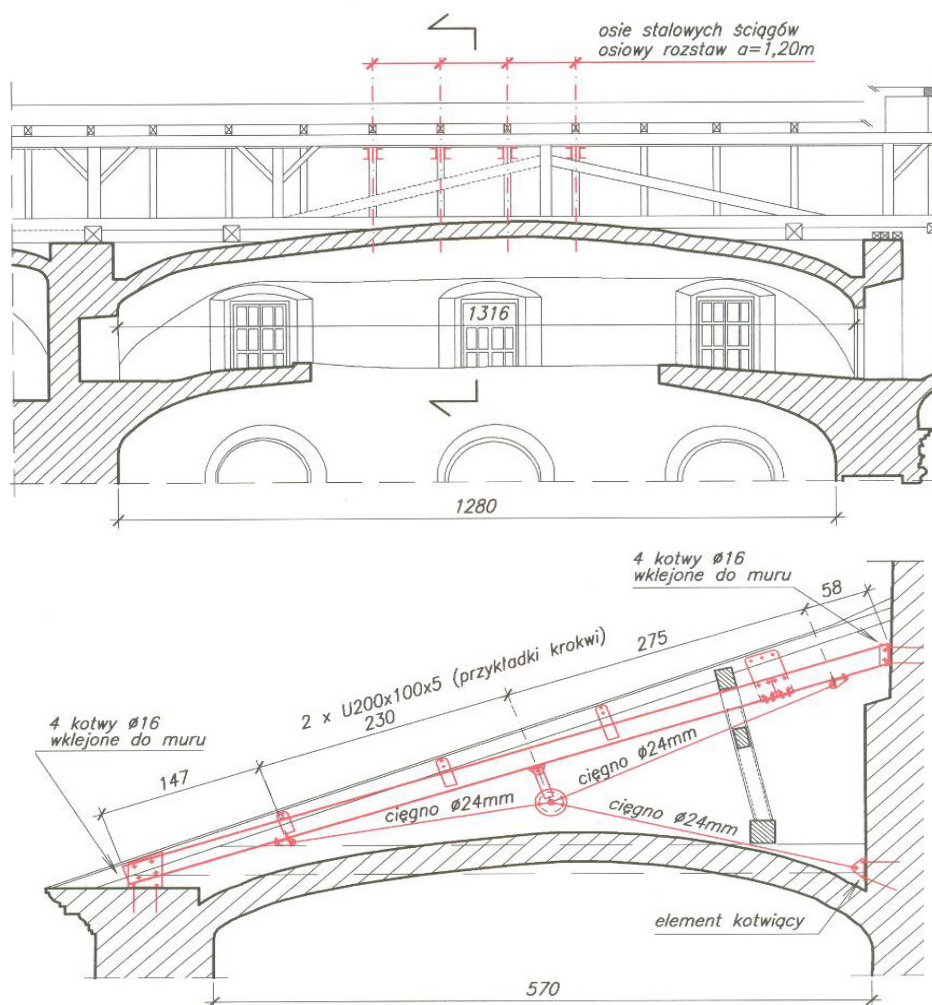
Fig. 7. Treasury of cathedral in Lublin

Na podstawie danych zawartych w dokumentacji archiwalnej ustalono, że posadowienie wschodniej ściany skarbcza zostało ustabilizowane po wykonaniu jej podbicia. Dla wyeliminowania drugiej podstawowej przyczyny zarysowania i wypłaszczenia sklepienia konieczne było zrównoważenie sił rozporu, szczególnie skierowanych na ścianę zewnętrzną skarbcza. Ze względów estetycznych nie było możliwe wprowadzenie ściągów w poziomie spływu sklepienia wewnątrz pomieszczenia skarbcza. W związku z tym zaprojektowano stalową konstrukcję usytuowaną w przestrzeni poddasza ponad sklepieniem, której elementami są cięgna prowadzone od góry stycznie do powierzchni sklepień. Zasadniczym elementem układu nośnego konstrukcji przejmującej rozpór sklepienia jest stalowa belka oparta na ścianie kolankowej skarbcza i na ścianie prezbiterium katedry. W środku długości belki zamocowano cięgna systemowe z nakrętkami napinającymi. Geometrię stalowych elementów konstrukcji i ich rozmieszczenie przedstawiono na rys. 8.

W środkowej części sklepienia montaż belki stalowej nie był możliwy z uwagi na kolizję z podwaliną spełniającą funkcję poziomego stężenia dla pulpitowego dachu nad skarbcem. Po porównaniu rozwiązań projektowych z warunkami montażu belek ustalono, że stalowe belki należy

zintegrować z istniejącymi krokiewiami. W tym celu konieczne było wzmocnienie krokwi przez ich połączenie ze stalowymi belkami za pomocą blach. Zespolony przekrój drewnianych krokwi i stalowych przykładek zaprojektowano w taki sposób, aby możliwe było przeniesienie obciążeń i pionowych składowych od ciągów spinających sklepienia. W tej sytuacji można wyeliminować podłużny wiązar drewniany spełniający funkcje pośredniego podparcia dla krokwi. Wiązar ten jest pochylony w kierunku na zewnątrz co powoduje dodatkowe siły rozporu od więźby.

Obliczono siły rozporu (reakcje od ciężaru własnego i założonego obciążenia użytkowego  $1,20 \text{ kN/m}^2$ ) przekazywane ze sklepienia na ściany podłużne pomieszczenia (ścianę za prezbiterium oraz ścianę zewn. z oknami). Obliczenia przeprowadzono w przekrojach poprzecznych w środkowej strefie sklepienia dla pasów  $1,20 \text{ m}$  (średni osiowy rozstaw krokwi dachowych). Pominęto w obliczeniach strefy znajdujące się w sąsiedztwie poprzecznych ścian zamykających pomieszczenie i przenoszących siły rozporu od sklepienia. Zaprojektowano cztery stalowe elementy belkowo-ciężnowe (montowane w płaszczyznach krokwi w odstępach osiowych  $1,20 \text{ m}$  jak na rys. 8).



Rys. 8. Archikatedra w Lublinie. Przekrój podłużny i poprzeczny sklepienia nad skarbcem  
Rozmieszczenie stalowych elementów belkowych ze ściągami.

Fig. 8. Cathedral in Lublin – longitudinal and transverse cross-sections of vaults over the Treasury.  
Arrangement of steel beam elements with ties.

### 3. Podsumowanie

Sklepienia przekrywające wnętrza zabytkowych świątyń cechują się znacznymi rozpiętościami i ze względu na sposób ich powiązania z pozostałymi elementami układu nośnego mają decydujący wpływ na bezpieczeństwo i trwałość tych obiektów. Jednym z najczęściej występujących problemów jest

bezpieczne przeniesienie sił rozporu i zachowanie geometrii sklepień. Problemy te ulegają często pogłębieniu w następstwie wadliwie zrealizowanych przebudów bądź też zmian formy i skali oddziaływań na te sklepienia. Obok zagadnień bezpieczeństwa i trwałości samej struktury sklepień często pojawiają się problemy ochrony wartościowych historycznie i artystycznie malowideł zdobiących sklepienia. Zaprezentowano cztery obiekty sakralne, które wykazywały awaryjny stan sklepień oraz wykonane projekty ich zabezpieczeń, których celem była zmiana schematów spływu sił od rozporów sklepień zapewniająca bezpieczne przeniesienie tych sił i spełniająca wymagania estetyczne. Realizacja tych zabezpieczeń była warunkiem powodzenia dalszych prac konserwatorskich dotyczących wątków sklepień i polichromii.

#### L i t e r a t u r a

- [1] B o r u s i e w i c z W., *Konserwacja zabytków budownictwa murowanego*, Arkady, W-wa 1985.
- [2] K a r c z m a r c z y k S., J u r c z a k i e w i c z S., R o g ó ż L., *Opinia konstrukcyjno-budowlana na temat przyczyn pęknięć ścian zewnętrznych i sklepień bóżnicy w Słonimiu na Białorusi wraz z programem prac zabezpieczających*, Kraków 2002, Archiwum Zakładu Technik Budowlanych Politechniki Krakowskiej.
- [3] K a r c z m a r c z y k S., J u r c z a k i e w i c z S., *Ekspertyza budowlana budynku Synagogi w Dąbrowie Tarnowskiej*, Kraków 2007, Archiwum Zakładu Technik Budowlanych Politechniki Krakowskiej.
- [4] K a r c z m a r c z y k S., K o z u b W., K a m i ń s k i J., *Opinia o stanie technicznym sklepienia w kościele św. Barbary w Krakowie*, Kraków 2004, Archiwum Zakładu Technik Budowlanych Politechniki Krakowskiej.
- [5] K a r c z m a r c z y k S., J u r c z a k i e w i c z S., *Opinia konstrukcyjna dotycząca przyczyn zarysowania i wypłaszczenia sklepienia przekrywającego skarbiec przy Archikatedrze w Lublinie, Projekt zabezpieczenia*, Kraków 2006, Archiwum Zakładu Technik Budowlanych Politechniki Krakowskiej.