

Jerzy Jasieńko
Piotr Rapp

Wzmocnienie konstrukcji sklepienia nad nawą kościoła Przemienienia Pańskiego w Poznaniu (cz. I)

Kościół Przemienienia Pańskiego w Poznaniu został zbudowany w latach 1597-1603. Do bryły kościoła przylegają zabudowania klasztorne i wieża. Kościół jest obiektem jednobryłowym, jednonawowym. Wnętrze jednoprzestrzenne. Z tyłu nawy empora oparta na sklepieniach wspartych na ścianach i słupie. Dach dwuspadowy z naczółkiem. Nachylenie połaci dachowych wynosi 50°. Wysokość budowli do okapu wynosi 12,25 m, a do kalenicy około 18,40 m powyżej poziomu terenu.

1. Opis konstrukcji, uszkodzeń i ocena stanu technicznego sklepienia

Sklepienie w kościele Przemienienia Pańskiego rozpięte jest na rzucie prostokąta o szerokości 9,0 m i długości 21,7 m. Zbudowane jest z trzech równych segmentów sklepień krzyżowych złożonych z półkolistych kolebek walcowych. Sklepienie wykonane jest z cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Grubość powłok sklepienia wynosi ok. 14 cm.

Ogólny widok sklepienia pokazany jest na fot. 1 i 2, na których zaznaczono miejsca charakterystycznych uszkodzeń.

Stwierdzono następujące uszkodzenia sklepienia:

- spłaszczenie środkowego pasma sklepienia wzdłuż osi obiektu pokazane na fot. 3 i rys. 3,
- lokalne zmiżdżenie cegieł i złuszczenie tynków w dolnych partiach żeber wzdłuż linii ograniczających spłaszczony obszar sklepienia pokazane na fot. 4, 7-10,
- lokalne złuszczenia tynków w pobliżu uszkodzeń żeber, fot. 8-10,
- zarysowania żeber prostopadłe do ich osi, sięgające w głąb sklepienia, występujące w środkowych odcinkach żeber, fot. 5, 6,

- zarysowania kolebek walcowych równoległe do ich osi pokazane częściowo na fot. 5 i 6 oraz rys. 2.

Obraz uszkodzeń wskazuje na obniżenie się środkowego pasma sklepienia oraz załamanie żeber na granicy obniżonego pasma.

Ogólny schemat uszkodzenia sklepienia pokazany jest na rys. 3, natomiast szczegóły uszkodzeń żebra sklepienia zilustrowano na fot. 11, na przykładzie żebra poprzecznego na odcinku A-B-C.

Uszkodzenia sklepienia można podzielić na dwie grupy: uszkodzenia stare oraz uszkodzenia nowe.

Uszkodzenia stare to: zarysowania występujące w środkowych odcinkach żeber oraz zarysowania kolebek walcowych sklepień – fot. 5, 6. Obecnie obserwowane uszkodzenia stare powstawały w ciągu ostatnich 50 lat, od czasu odnowienia kościoła w okresie powojennym. Uszkodzenia te świadczą o stałym powolnym obniżaniu się środkowego pasma sklepienia. Spłaszczenie sklepienia mogło nastąpić w wyniku poziomych przemieszczeń ścian, na których sklepienia są oparte, starzenia się materiału lub przeciążenia sklepienia.

Uszkodzenia nowe to: lokalne zmiżdżenie cegieł oraz złuszczenia tynków pokazane w punktach A, C, 1, 2, 3, 4 w dokumentacji fotograficznej. Według informacji uzyskanej od Sióstr Miłosierdzia, uszkodzenia nowe powstały w roku 1999. Mechanizm powstania uszkodzeń wyjaśniony jest na rys. 3.

W chwili obecnej sklepienie znajduje się w stanie krytycznym, który należy traktować jako pierwszy etap globalnej katastrofy budowlanej.

O stanie technicznym sklepienia świadczą jego uszkodzenia. Określenie stopnia bezpieczeństwa sklepienia w obecnym stanie za pomocą uprosz-



Fot. 1. Widok sklepienia od strony ołtarza



Fot. 2. Widok sklepienia od strony chóru



Fot. 3. Spłaszczenie środkowego pasma sklepienia



Fot. 4. Punkty załamania żeber sklepienia



Fot. 5. Zarysowania żebra A-B-C w punkcie B. Widoczne zarysowania żebra przechodzące w sklepienie



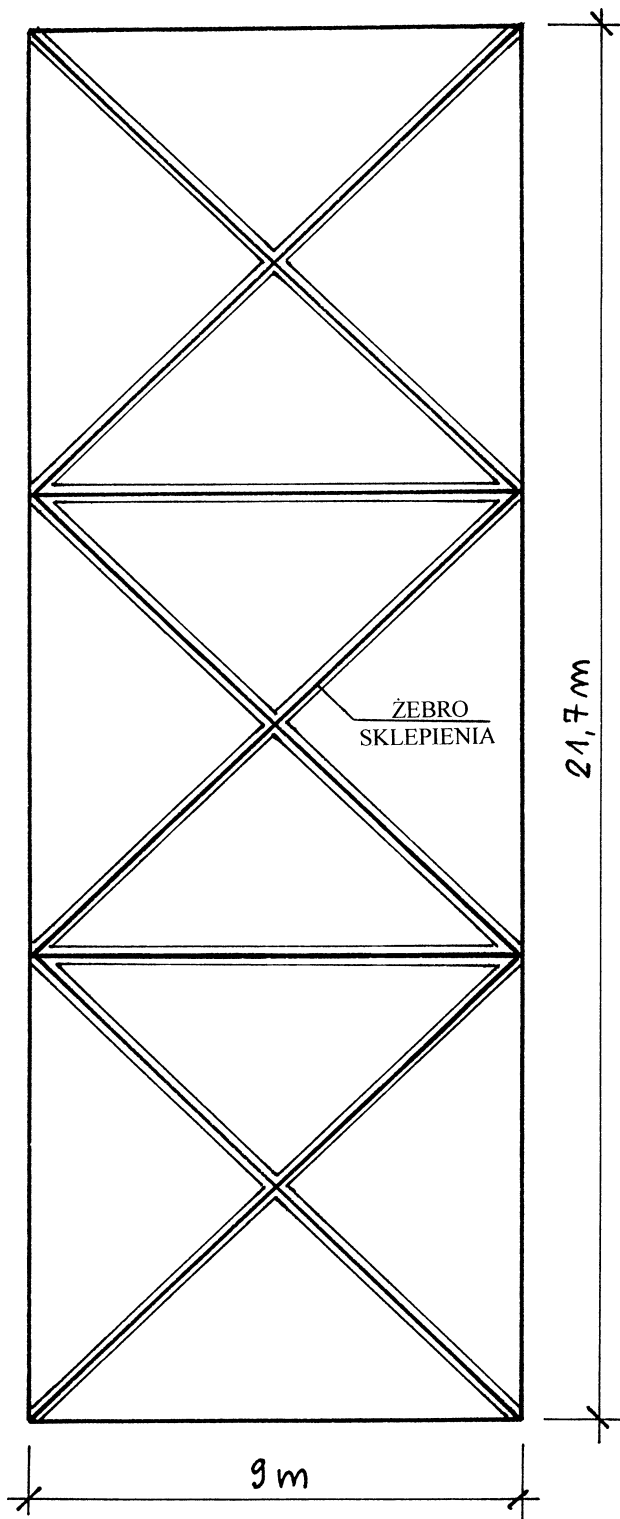
Fot. 6. Zarysowanie żebra przekątnego



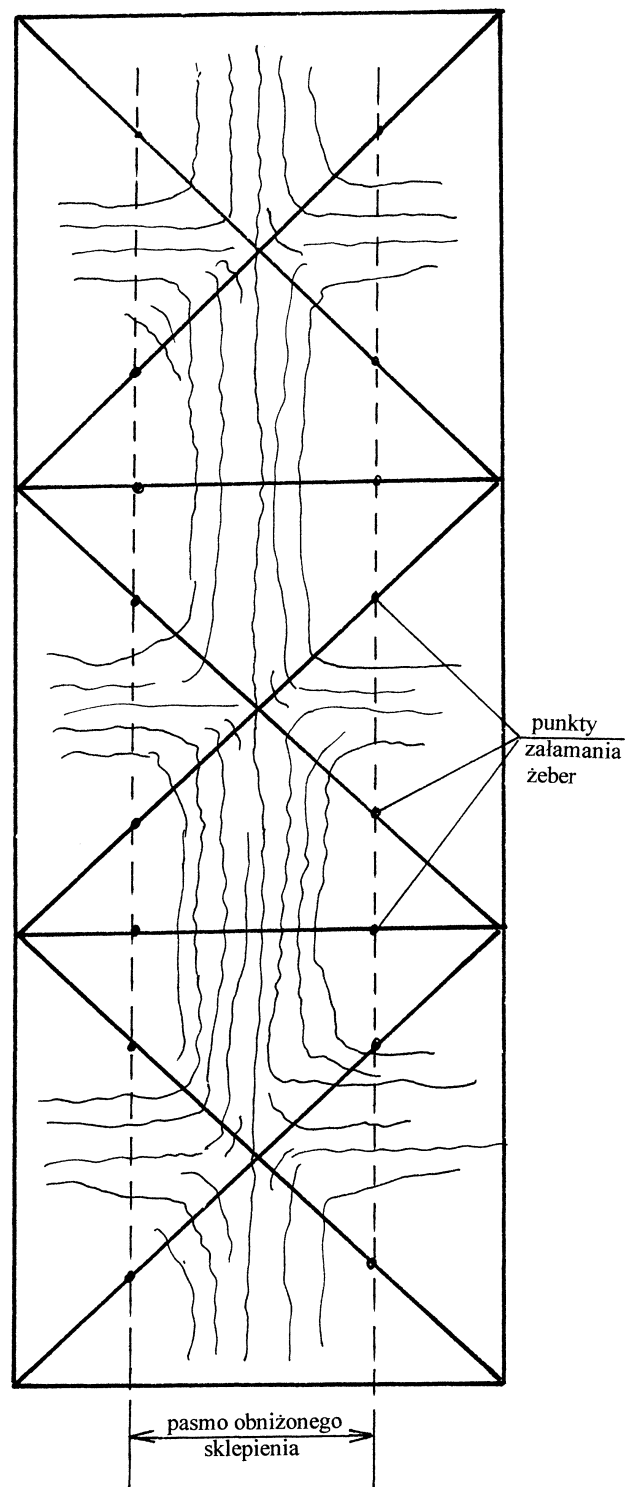
Fot. 7. Zmiażdżenie części żebra w punkcie 1



Fot. 8. Zmiażdżenie części żebra w punkcie 2 i przypowierzchniowej warstwy sklepienia



Rys. 1. Schemat sklepienia – widok od dołu



Rys. 2. Schemat sklepienia – widok od dołu. Układ rys w żebrach i wysklepkach

czonych metod obliczeniowych nie może budzić zaufania z uwagi na brak precyzyjnych danych określających kształt, materiał, wymiary sklepienia oraz jego obciążenia. Powyższe dane są ściśle z sobą związane i niewielkie ich zmiany powodują duże zmiany stanu naprężeń w sklepieniu. Wiarygodna ocena stopnia bezpieczeństwa sklepienia na dro-

dze obliczeniowej wymaga precyzyjnego określenia powyższych danych (metodami geodezyjnymi), laboratoryjnych badań materiałów pobranych z konstrukcji oraz obliczeń komputerowych za pomocą metody elementów skończonych.

Z uwagi na obecność polichromii wzmocnienie sklepienia powinno być wykonane za pomocą

powłoki żelbetowej odciążającej sklepienie od strony grzbietowej.

2. Opis rozwiązania projektowego

Z uwagi na polichromie występujące na podniebieniu sklepienia ceglanego przewiduje się, że wzmocnienie sklepienia ceglanego nastąpi przez jego podwieszenie i zespolenie z żelbetową cienkościenną powłoką wykonaną na grzbietowej stronie sklepienia. Przyjęto powłokę o grubości 8,0 cm w formie sklepienia krzyżowo-żebrowego opartą na ścianach kościoła za pośrednictwem ciągłego wieńca obwodowego. Wieniec podporowy powłoki powinien mieć grubość 25 cm i powinien być oparty na ścianach obwodowych na szerokości 25 cm. Zbrojenie wieńca podporowego zaprojektowano z 4 prętów $\varnothing 10$ ze stali żebrowanej 34GS.

W powłoce przyjęto zbrojenie podwójne dwukierunkowe, które uwzględni stan bezmomentowy i zgięciowy w powłoce. Przyjęto zbrojenie powłoki ze stali żebrowanej 34GS:

- w kierunku podłużnym pręty $\varnothing 6$ co 15 cm, górą i dołem,
- w kierunku poprzecznym, dołem pręty $\varnothing 8$ co 10 cm,
- w kierunku poprzecznym, górą pręty $\varnothing 10$ co 10 cm.

Powłokę żelbetową zaprojektowano z betonu natryskowego (torkretu) B-30. Podwieszenie sklepienia ceglanego do powłoki żelbetowej nastąpi za pośrednictwem strzemion stalowych $\varnothing 6$ ze stali gładkiej wklejonych na głębokość ok. 6,0 cm w spoiny pionowe między cegłami sklepienia przy użyciu kleju epoksydowego. Skład i konsystencję kleju epoksydowego należy ustalić doświadczalnie w trakcie robót zwracając uwagę na to, by nie nastąpiło przenikanie kleju na wewnętrzną polichromowaną stronę sklepienia ceglanego (klej nie może mieć konsystencji ciekłej). Rozstaw strzemion przyjęto równy 30 cm w świetle, w obu kierunkach. Rozmieszczenie strzemion powinno być równomierne na powierzchni sklepienia. Usunięcie zaprawy w miejscach wklejania strzemion musi się odbyć w sposób nieudarowy. Przed wykonaniem powłoki żelbetowej powierzchnię grzbietową sklepienia należy starannie oczyścić z zaprawy, usunąć luźne fragmenty zapraw w spoinach, uzupełnić puste lub zarysowane spoiny między cegłami sklepienia za pomocą zaprawy wapiennej. Konsystencję zaprawy oraz sposób jej aplikacji należy opracować doświadczalnie w taki sposób, by nie nastąpiło zawilgocenie lub zaplamienie polichromii na wewnętrznej (dolnej) stronie sklepienia ceglanego. Dla lepszego zespolenia powłoki żelbetowej ze sklepieniem ceglanym należy oczyścić wszystkie spoiny od strony grzbietowej

sklepienia na głębokość 2 cm. Grzbietowe warstwy cegieł w sklepieniu oraz istniejącą zaprawę w spoinach pionowych między cegłami należy wzmocnić na głębokość ok. 6,0 cm przy użyciu fluatów.

W powłoce żelbetowej należy wykonać ukryte żebra krzyżowe usytuowane na przecięciu powłok walcowych tworzących sklepienie. Ukryte żebra należy zbroić za pomocą 6 prętów $\varnothing 10$ ze stali żebrowanej 34GS. Ukryte żebra należy połączyć ze sklepieniem ceglanym za pomocą strzemion $\varnothing 6$ ze stali gładkiej wklejonych w spoiny pionowe sklepienia ceglanego przy użyciu kleju epoksydowego.

Istniejące żebra na grzbietowej stronie sklepienia ceglanego należy włączyć w strukturę powłoki żelbetowej za pomocą cegieł przewiązanych ze sklepieniem ceglanym. Cegły nieprzewiązane ze sklepieniem ceglanym od strony grzbietowej należy usunąć, a w ich miejsce ułożyć pręty zbrojenia powłoki.

W celu zabezpieczenia ścian kościoła przed działaniem sił rozporowych ze sklepienia należy wykonać dwa ściągi spinające ściany pod środkowym przęsłem sklepień. Ściągi wykonać ze stali o przekroju kwadratowym 50 mm x 50 mm. Szczegół zakotwienia ściągow należy opracować po wykonaniu badań uzupełniających konstrukcji murowej. Ściągi powinny być zamontowane na początku prac, przed przystąpieniem do wykonania powłoki żelbetowej.

W ustaleniu technologii prac konserwatorskich na sklepieniu mogących mieć wpływ ma stan polichromii pokrywającej dolną powierzchnię sklepienia (np. technologii wzmocnienia i uzupełnienia spoin w sklepieniu ceglanym) powinien uczestniczyć konserwator dzieł sztuki.

3. Obliczenia statyczne sklepienia

3.1. Obliczenie według teorii bezmomentowej (błonowej)

Model sklepienia krzyżowo-żebrowego przedstawiono na rys. 4. Siły przekrojowe normalne i styczne w sklepieniu o promieniu jednostkowym, pod obciążeniem jednostkowym określono wzorami:

$$\bar{N}_\theta(\bar{x}, \theta) = -\cos \theta \quad (1)$$

$$\bar{N}_x(\bar{x}, \theta) = x^{-2} \cdot \cos \theta - \eta(\theta) \quad (2)$$

$$\bar{N}_{x\theta}(\bar{x}, \theta) = -2\bar{x} \cdot \sin \theta \quad (3)$$

gdzie: $0 \leq \bar{x} \leq 1$, $0 \leq \theta \leq 90^\circ$.

Siły przekrojowe w sklepieniu o promieniu r pod obciążeniem w:

$$N_\theta(x, \theta) = w \cdot r \cdot \bar{N}_\theta(\bar{x}, \theta) \quad (4)$$

Tabl. 1. Siły przekrojowe \bar{N}_θ w sklepieniu jednostkowym

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|----|---------|---------|---------|---------|---------|------|---------|---------|-----|-----|
| 1 | -1 | | | | | | | | | | |
| 0,(8) | -1 | -0,9848 | | | | | | | | | |
| 0,(7) | -1 | -0,9848 | -0,9397 | | | | | | | | |
| 0,(6) | -1 | -0,9848 | -0,9397 | -0,8660 | | | | | | | |
| 0,(5) | -1 | -0,9848 | -0,9397 | -0,8660 | -0,7660 | | | | | | |
| 0,(4) | -1 | -0,9848 | -0,9397 | -0,8660 | -0,7660 | -0,6428 | | | | | |
| 0,(3) | -1 | -0,9848 | -0,9397 | -0,8660 | -0,7660 | -0,6428 | -0,5 | | | | |
| 0,(2) | -1 | -0,9848 | -0,9397 | -0,8660 | -0,7660 | -0,6428 | -0,5 | -0,3420 | | | |
| 0,(1) | -1 | -0,9848 | -0,9397 | -0,8660 | -0,7660 | -0,6428 | -0,5 | -0,3420 | -0,1736 | | |
| 0 | -1 | -0,9848 | -0,9397 | -0,8660 | -0,7660 | -0,6428 | -0,5 | -0,3420 | -0,1736 | 0 | |
| $\bar{x} \backslash \theta$ | | 0° | 10° | 20° | 30° | 40° | 50° | 60° | 70° | 80° | 90° |

$$\bar{N}_\theta = \frac{1}{w \cdot r} N_\theta = -\cos \theta$$

Tabl. 2. Siły przekrojowe \bar{N}_x w sklepieniu jednostkowym

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|-------|-----|
| 1 | 0 | | | | | | | | | | |
| 0,(8) | -0,2099 | 0,4281 | | | | | | | | | |
| 0,(7) | -0,3951 | 0,2457 | 0,5085 | | | | | | | | |
| 0,(6) | -0,5556 | 0,0877 | 0,3576 | 0,3049 | | | | | | | |
| 0,(5) | -0,6914 | -0,0460 | 0,2300 | 0,1873 | -0,0836 | | | | | | |
| 0,(4) | -0,8024 | -0,1555 | 0,1256 | 0,0911 | -0,1687 | -0,5330 | | | | | |
| 0,(3) | -0,8889 | -0,2406 | 0,0444 | 0,0162 | -0,2349 | -0,5886 | -0,8944 | | | | |
| 0,(2) | -0,9506 | -0,3014 | -0,0136 | 0,0372 | -0,2822 | -0,6283 | -0,9253 | -1,0931 | | | |
| 0,(1) | -0,9877 | -0,0378 | -0,0484 | -0,0693 | -0,3105 | -0,6521 | -0,938 | -1,106 | -1,148 | | |
| 0 | -1,0 | -0,35 | -0,06 | -0,08 | -0,32 | -0,66 | -0,95 | -1,11 | -1,15 | -1,13 | |
| $\bar{x} \backslash \theta$ | | 0° | 10° | 20° | 30° | 40° | 50° | 60° | 70° | 80° | 90° |
| cos θ | 1,0 | 0,9848 | 0,9397 | 0,8660 | 0,7660 | 0,6428 | 0,5 | 0,3420 | 0,1736 | 0 | |
| $\eta(\theta)$ | 1,0 | 0,35 | 0,06 | 0,08 | 0,32 | 0,66 | 0,95 | 1,11 | 1,15 | 1,13 | |

$$\bar{N}_x = \frac{1}{w \cdot r} N_x = \bar{x}^2 \cos \theta - \eta(\theta)$$

Tabl. 3. Siły przekrojowe $\bar{N}_{x\theta}$ w sklepieniu jednostkowym

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-----|-----|
| 1 | 0 | | | | | | | | | | |
| 0,(8) | 0 | -0,3086 | | | | | | | | | |
| 0,(7) | 0 | -0,2700 | -0,5320 | | | | | | | | |
| 0,(6) | 0 | -0,2315 | -0,4560 | -0,6667 | | | | | | | |
| 0,(5) | 0 | -0,1929 | -0,3800 | -0,5556 | -0,7142 | | | | | | |
| 0,(4) | 0 | -0,1543 | -0,3040 | -0,4444 | -0,5714 | -0,6809 | | | | | |
| 0,(3) | 0 | -0,1157 | -0,2280 | -0,3333 | -0,4285 | -0,5107 | -0,5773 | | | | |
| 0,(2) | 0 | -0,0772 | -0,1520 | -0,2222 | -0,2857 | -0,3404 | -0,3849 | -0,4176 | | | |
| 0,(1) | 0 | -0,0386 | -0,0760 | -0,1111 | -0,1428 | -0,1702 | -0,1924 | -0,2088 | -0,2188 | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,95 | 0 | 0 | 0 | |
| $\bar{x} \backslash \theta$ | | 0° | 10° | 20° | 30° | 40° | 50° | 60° | 70° | 80° | 90° |
| sin θ | 0 | 0,1736 | 0,3420 | 0,5 | 0,6428 | 0,7660 | 0,8660 | 0,9397 | 0,9848 | 1,0 | |

$$\bar{N}_{x\theta} = \frac{1}{w \cdot r} N_{x\theta} = -2 \bar{x} \sin \theta$$

Tabl. 4. Kierunki naprężeń głównych

| | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|---|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|-----|---|
| 1 | 0 | | | | | | | | | | |
| 0,(8) | 0 | 11,8° | | | | | | | | | |
| 0,(7) | 0 | 11,8° | 18,2° | | | | | | | | |
| 0,(6) | 0 | 11,7° | 17,6° | 24,4° | | | | | | | |
| 0,(5) | 0 | 11,2° | 16,5° | 23,3° | 32,2° | | | | | | |
| 0,(4) | 0 | 10,2° | 14,9° | 21,4° | 31,2° | 42,7° | | | | | |
| 0,(3) | 0 | 8,6° | 12,4° | 18,5° | 29,1° | 43,5° | -35,6° | | | | |
| 0,(2) | 0 | 6,4° | 9,1° | 14,1° | 24,9° | 44,4° | -30,5° | -24,0° | | | |
| 0,(1) | 0 | 3,4° | 4,8° | 7,8° | 16,0° | -44,2° | -20,5° | -14,3° | -12,1° | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\frac{\bar{x}}{\theta}$ | 0 | 10° | 20° | 30° | 40° | 50° | 60° | 70° | 80° | 90° | |

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\bar{N}_{x\theta}}{\bar{N}_\theta - \bar{N}_x}$$

Tabl. 5. Siły przekrojowe $\bar{N}_1(\bar{x}, \Theta)$ w kierunku naprężania głównego σ_1

| | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|------|---------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-----|--|
| 1 | 0 | | | | | | | | | | |
| 0,(8) | -1,0 | 0,4926 | | | | | | | | | |
| 0,(7) | -1,0 | 0,3023 | 0,6829 | | | | | | | | |
| 0,(6) | -1,0 | 0,1355 | 0,5018 | 0,6067 | | | | | | | |
| 0,(5) | -1,0 | -0,0080 | 0,3426 | 0,4262 | 0,3667 | | | | | | |
| 0,(4) | -1,0 | -0,1278 | 0,2062 | 0,2656 | 0,1774 | 0,0952 | | | | | |
| 0,(3) | -1,0 | -0,2230 | 0,0947 | 0,1280 | 0,0037 | -0,1043 | -0,0871 | | | | |
| 0,(2) | -1,0 | -0,2928 | 0,0107 | 0,0186 | -0,1497 | -0,2951 | -0,2729 | -0,1559 | | | |
| 0,(1) | -1,0 | -0,3355 | -0,042 | -0,0541 | -0,2694 | -0,4772 | -0,4282 | -0,2887 | -1,1267 | | |
| 0 | -1,0 | -0,35 | -0,06 | -0,08 | -0,32 | -0,6428 | -0,50 | -0,342 | -1,1736 | 0 | |
| $\frac{\bar{x}}{\theta}$ | 0° | 10° | 20° | 30° | 40° | 50° | 60° | 70° | 80° | 90° | |

$$\bar{N}_1 = \frac{1}{w \cdot r} N_1 = \frac{\bar{N}_\theta + \bar{N}_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\bar{N}_\theta - \bar{N}_x}{2}\right)^2 + \bar{N}_{x\theta}^2}$$

Tabl. 6. Siły przekrojowe $\bar{N}_2(\bar{x}, \Theta)$ w kierunku naprężania głównego σ_2

| | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|--|
| 1 | -1,0 | | | | | | | | | | |
| 0,(8) | -1,0 | -1,0493 | | | | | | | | | |
| 0,(7) | -1,0 | -1,0414 | -1,1141 | | | | | | | | |
| 0,(6) | -1,0 | -1,0326 | -1,083 | -1,1678 | | | | | | | |
| 0,(5) | -1,0 | -1,0229 | -1,0523 | -1,1049 | -1,2163 | | | | | | |
| 0,(4) | -1,0 | -1,0126 | -1,0203 | -1,0405 | -1,1121 | -1,2710 | | | | | |
| 0,(3) | -1,0 | -1,0024 | -0,9900 | -0,9778 | -1,0046 | -1,1271 | -1,3073 | | | | |
| 0,(2) | -1,0 | -0,9934 | -0,9640 | -0,9218 | -0,8985 | -0,9760 | -1,1524 | -1,2792 | | | |
| 0,(1) | -1,0 | -0,9871 | -0,9461 | -0,8812 | -0,8071 | -0,8177 | -1,0156 | -1,1593 | -1,1949 | | |
| 0 | -1,0 | -0,9848 | -0,9397 | -0,8660 | -0,766 | -0,6600 | -0,95 | -1,11 | -1,15 | -1,13 | |
| $\frac{\bar{x}}{\theta}$ | 0° | 10° | 20° | 30° | 40° | 50° | 60° | 70° | 80° | 90° | |

$$\bar{N}_2 = \frac{1}{w \cdot r} N_2 = \frac{\bar{N}_\theta + \bar{N}_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\bar{N}_\theta - \bar{N}_x}{2}\right)^2 + \bar{N}_{x\theta}^2}$$

$$N_x(x, \theta) = w \cdot r \cdot \bar{N}_x(\bar{x}, \theta) \quad (5)$$

$$N_{x\theta}(x, \theta) = w \cdot r \cdot \bar{N}_{x\theta}(\bar{x}, \theta) \quad (6)$$

gdzie: $x = r \cdot \bar{x}$, $0 \leq \bar{x} \leq 1$.

Siła w żebrze:

$$P(\theta) = w \cdot r^2 \cdot \xi(\theta) \quad (7)$$

Wartości liczbowe funkcji $\xi(\theta)$ i $\eta(\theta)$ występujących we wzorach (2) i (7) przedstawione są na rys. 5 i 6. Kierunki naprężeń głównych w powłoce sklepienia określone są przez kąt, zgodnie ze wzorem:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\bar{N}_{x\theta}}{\bar{N}_\theta - \bar{N}_x} \quad (8)$$

Siły przekrojowe w kierunkach naprężeń głównych w sklepieniu jednostkowym ($w=1, r=1$) określone są wzorami:

$$\bar{N}_1(\bar{x}, \theta) = \frac{\bar{N}_\theta + \bar{N}_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\bar{N}_\theta - \bar{N}_x}{2}\right)^2 + \bar{N}_{x\theta}^2} \quad (9)$$

$$\bar{N}_2(\bar{x}, \theta) = \frac{\bar{N}_\theta + \bar{N}_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\bar{N}_\theta - \bar{N}_x}{2}\right)^2 + \bar{N}_{x\theta}^2} \quad (10)$$

a siły przekrojowe w kierunkach naprężeń głównych w sklepieniu o promieniu $r = 1$, pod obciążeniem:

$$N_1(x, \theta) = w \cdot r \cdot \bar{N}_1(\bar{x}, \theta) \quad (11)$$

$$N_2(x, \theta) = w \cdot r \cdot \bar{N}_2(\bar{x}, \theta) \quad (12)$$

gdzie: $x = r \cdot \bar{x}$, $0 \leq \bar{x} \leq 1$.

Przyjmuje się, że powłoka sklepienia ma grubość t . Naprężenia w powłoce sklepienia o promieniu r pod obciążeniem wynoszą:

$$\sigma_\theta(x, \theta) = \frac{w \cdot r}{t} \bar{N}_\theta(\bar{x}, \theta) \quad (13)$$

$$\sigma_x(x, \theta) = \frac{w \cdot r}{t} \bar{N}_x(\bar{x}, \theta) \quad (14)$$

$$\tau_{x\theta}(x, \theta) = \frac{w \cdot r}{t} \bar{N}_{x\theta}(\bar{x}, \theta) \quad (15)$$

$$\sigma_1(x, \theta) = \frac{w \cdot r}{t} \bar{N}_1(\bar{x}, \theta) \quad (16)$$

$$\sigma_2(x, \theta) = \frac{w \cdot r}{t} \bar{N}_2(\bar{x}, \theta) \quad (17)$$

gdzie: $x = r \cdot \bar{x}$, $0 \leq \bar{x} \leq 1$.

Wartości sił przekrojowych \bar{N}_θ , \bar{N}_x , $\bar{N}_{x\theta}$ w sklepieniu jednostkowym przedstawione są w tablicach 1, 2 i 3.

Kierunki α naprężeń głównych obliczone ze wzoru (8) przedstawione są w tabl. 4. W tablicach 5 i 6 zamieszczono wartości sił przekrojowych \bar{N}_1 oraz \bar{N}_2 . Na rys. 7 przedstawiono kierunki naprężeń głównych oraz wykresy sił przekrojowych działających na brzegach trójkątnego segmentu BEF. Na rys. 8 i 9 pokazane są linie stałych sił przekrojowych \bar{N}_1 oraz \bar{N}_2 , działających w kierunkach naprężeń głównych. Zakresowany obszar na rys. 8 oznacza strefę rozciąganą w kierunku naprężeń głównych σ_1 .

Ekstremalne wartości sił przekrojowych i naprężeń w powłoce żelbetowej w stanie bezmomentowym

Wymiary

- promień powłoki żelbetowej $r = 4,68$ m
- grubość sklepienia z cegły $t_c = 0,14$ m
- grubość powłoki żelbetowej $t_b = 0,08$ m

Obciążenia obliczeniowe

- powłoka $0,08 \cdot 24,0 \cdot 1,1 = 2,112$ kN/m² żelbetowa 8 cm
- sklepienie $0,14 \cdot 18,0 \cdot 1,1 = 2,772$ kN/m² z cegły 14 cm
- tynk 1,5 m $0,015 \cdot 19,0 \cdot 1,3 = 0,371$ kN/m²

$$w = 5,255 \text{ kN/m}^2$$

Nie przewiduje się obciążeń zmiennych na powierzchni sklepienia.

1. Maksymalna siła ściskająca w zworniku (wzory (1), (4), tabl. 1)

$$N_\theta(x, 0) = -w \cdot r \cdot \cos 0 = -5,255 \cdot 4,68 \cdot 1 = -24,59 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_\theta(x, 0) = -\frac{24,59}{0,08} = -307,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0,0307 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(-3,07 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

2. Rozpór poziomy (rys. 10)

$$H = 2 \cdot r \cdot N_\theta(x, 0) = -2 \cdot 4,68 \cdot 23,65 = -221,36 \text{ kN}$$

3. Maksymalna siła przekrojowa i naprężenie główne σ_1 (rozciąganie, wzór (16), tabl. 5)

$$N_{1\max} = w \cdot r \cdot \bar{N}_1(x, \theta) = 5,255 \cdot 4,68 \cdot 0,6829 = 16,79 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{1\max} = \frac{16,79}{0,08} = 210,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,0210 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(2,10 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

Odpowiadająca siła przekrojowa i naprężenie główne σ_2

$$N_2 = w \cdot r \cdot \bar{N}_2(x, \theta) = 5,255 \cdot 4,68 \cdot (-1,1141) = -27,40 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_2 = -\frac{27,40}{0,08} = -342,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0,0343 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(-3,43 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

4. Minimalna siła przekrojowa i naprężenia główne σ_2 (ściskanie, wzór (17), tabl. 6)

$$N_{2 \min} = w \cdot r \cdot \bar{N}_2(x, \theta) = 5,255 \cdot 4,68 \cdot (-1,3073) = -32,15 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{2 \min} = -\frac{32,150}{0,08} = -401,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0,0402 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(-4,02 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

Odpowiadająca siła przekrojowa i naprężenie

$$N_1 = w \cdot r \cdot \bar{N}_1(x, \theta) = -5,255 \cdot 4,68 \cdot 0,0871 = -2,14 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{-2,14}{0,08} = -26,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0,0027 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(-0,27 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

5. Maksymalna siła przekrojowa i naprężenie normalne między powłoką i żebrem

$$N = -5,255 \cdot 4,68 \cdot 1,2745 = -31,34 \text{ kN/m}$$

$$\sigma = -\frac{31,34}{0,08} = -391,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0,0392 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(-3,92 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

Odpowiadająca siła poprzeczna i naprężenie styczne

$$Q = 5,255 \cdot 4,68 \cdot 0,1972 = 4,85 \text{ kN/m}$$

$$\tau = \frac{4,85}{0,08} = 60,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,0606 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(6,06 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

Odpowiadająca siła przekrojowa i naprężenie wzdłuż żebra

$$N = -5,255 \cdot 4,68 \cdot 0,1559 = -3,83 \text{ kN/m}$$

$$\sigma = -\frac{3,83}{0,08} = -47,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0,048 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(-4,8 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

6. Maksymalna siła poprzeczna i naprężenie styczne między powłoką i żebrem

$$Q = 5,255 \cdot 4,68 \cdot 0,565 = 13,90 \text{ kN/m}$$

$$r = \frac{13,90}{0,08} = 173,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,0174 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(1,74 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

Odpowiadające siły i naprężenia normalne w dwóch kierunkach prostopadłych

$$N = -5,255 \cdot 4,68 \cdot 0,565 = -13,90 \text{ kN/m}$$

$$\sigma = -\frac{13,90}{0,08} = -173,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0,0174 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(-1,73 \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

7. Maksymalna siła normalna w żebrze (ściskanie, wzór (7))

$$P_{\max} = -5,255 \cdot 4,68^2 \cdot 1,25 = -143,9 \text{ kN}$$

3.2. Oszacowanie efektu zginania powłoki

Na podstawie obrazu uszkodzenia sklepienia (fot. 12 i 13) można wydzielić środkowe pasmo w osi kościoła podlegające zginaniu. Szerokość pasma zginanego oszacowano na $l = 5,2 \text{ m}$ (fot. 13). Z uwagi na niewielką wyniosłość sklepienia w paśmie środkowym wynoszącą ok. 60 cm, do oszacowania momentów zginających przyjęto schemat płyty jednoprzęsłowej obustronnie utwierdzonej o rozpiętości $l = 5,2 \text{ m}$.

Momenty zginające w takiej płycie są równe:

– moment podporowy

$$M_{\text{podp}} = -\frac{wl^2}{12} = -\frac{5,255 \cdot 5,2^2}{12} = -11,84 \text{ kNm}$$

– moment przęsłowy

$$M_{\text{prz}} = 0,5 M_{\text{podp}} = 0,5 \cdot 11,84 = 5,92 \text{ kNm}$$

4. Obliczenia wytrzymałościowe

Powłoka żelbetowa

Beton B-30

– wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie $f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$

– wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie $f_{ctd} = 0,12 \text{ kN/cm}^2$

Stal A-III

– wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie $f_{yd} = 35,0 \text{ kN/cm}^2$

Stal A-0

– wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie $f_{yd} = 19,0 \text{ kN/cm}^2$

Zbrojenie powłoki w stanie bezmomentowym

Maksymalne naprężenie rozciągające w powłoce żelbetowej

$$\sigma_{1 \max} = 0,021 \text{ kN/cm}^2 < f_{ctd} = 0,12 \text{ kN/cm}^2$$

Maksymalne naprężenie ściskające w powłoce żelbetowej

$$\sigma_{2 \max} = 0,0404 \text{ kN/cm}^2 < f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

Naprężenia w betonie są kilkakrotnie niższe od wytrzymałości betonu. Przyjęto zbrojenie konstrukcyjne równoległe do osi podłużnej kościoła $\emptyset 6$, stal 34GS, co 15 cm górą i dołem. Zbrojenie poprzeczne wyznaczono w stanie zgięciowym.

Zbrojenie powłoki w stanie zgięciowym

Zbrojenie dołem (przęsło)

$$M_{prz} = 592 \text{ kNcm}, d = 6,0 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm},$$

$$\mu = \frac{M_{prz}}{bd^2 \cdot f_{cd}} = \frac{592}{100 \cdot 6,0^2 \cdot 0,85 \cdot 1,67} =$$

$$= 0,1158 \longrightarrow \zeta = 0,9314$$

Przekrój zbrojenia

$$A = \frac{M_{prz}}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{592}{35,0 \cdot 0,9314 \cdot 1,67} = 3,03 \text{ cm}^2$$

Przyjęto dołem $\varnothing 8$, stal 34 GS co 10 cm.

$$A_s = 10 \cdot 0,503 = 5,03 \text{ cm}^2$$

Zbrojenie górą przyjęto $\varnothing 10$, stal 34 GS co 10 cm

$$A_s = 10 \cdot 0,785 = 7,85 \text{ cm}^2.$$

Zbrojenie żebra ukrytego w powłoce żelbetowej

Maksymalna siła osiowa ściskająca

$$P_{max} = 143,9 \text{ kN}$$

Zbrojenie

$$A_s = \frac{P_{max}}{f_{yd}} = \frac{143,9}{35,0} = 4,11 \text{ cm}^2$$

Przyjęto 6 $\varnothing 10$, stal 34GS. Strzemiona $\varnothing 6$, stal A-0, co 15 cm.

Kotwienie sklepienia ceglanego do powłoki żelbetowej

Strzemiona $\varnothing 6$, stal A-0

Przyjęto kotwienie za pomocą strzemion $\varnothing 6$, stal A-0, wklejonych w spoinę między cegłami. Wklejenie należy wykonać przy użyciu kleju epoksydowego.

Ciężar sklepienia ceglanego

$$g_c = 0,1418,0 \cdot 1,1 + 0,015 \cdot 19,0 \cdot 1,3 = 3,14 \text{ kN}$$



Fot. 9. Zmiażdżenie części żebra w punkcie 3 i przypowierzchniowych warstw sklepień

– Ścinanie w spoinach między cegłami
Obwód spoin $2 \cdot 25 + 2 \cdot 14 = 78 \text{ cm}$, szerokość spoiny przyjęto równa 6 cm, wytrzymałość spoiny na ścinanie przyjęto $\tau_s = 0,008 \text{ kN/cm}^2$.

Nośność spoiny na ścinanie

$$N_{sr} = 78 \cdot 6,0 \cdot 0,008 = 3,74 \text{ kN} > g_c$$

– Ścinanie w cegle

Powierzchnia ścinania wynosi 216 cm^2 . Wytrzymałość cegły na ścinanie przyjęto $\tau_s = 0,048 \text{ kN/cm}^2$.

Nośność cegły na ścinanie

$$N_{cr} = 216,0 \cdot 0,008 = 10,38 \text{ kN} > g_c$$

Z uwagi na dużą wytrzymałość kleju epoksydowego sprawdzenie ścicia w spoinie klejowej nie jest konieczne.

– Rozciąganie strzemion

Strzemiona $\varnothing 6$, stal A-0, $f_{td} = 19,0 \text{ kN/cm}^2$

przekrój stali $A_s = 2 \cdot 0,283 = 0,566 \text{ cm}^2$, nośność strzemion

$$N_s = 0,566 \cdot 19,0 = 10,7 \text{ kN} > g_c$$

Przyjęto rozstaw strzemion w świetle co 30 cm w dwóch kierunkach. Średnia nośność strzemion na 1 m^2 sklepienia przy założeniu, że wszystkie spoiny na głębokość 6,0 cm są pełne, wynosi

$$N = \frac{3,74}{0,30 \cdot 0,48} = 26,0 \text{ kN}$$

– Ściąg

Przyjęto dwa ściagi stalowe o przekroju kwadratowym $50 \times 50 \text{ mm}$.

W chwili obecnej wykonano podparcie sklepienia pokazane na fot. 14. Opis technologii wykonania konserwacji konstrukcyjnej i wzmocnienia sklepienia będzie przedmiotem części drugiej.



Fot. 10. Zmiażdżenie części żebra w punkcie 4 i przypowierzchniowego fragmentu sklepienia

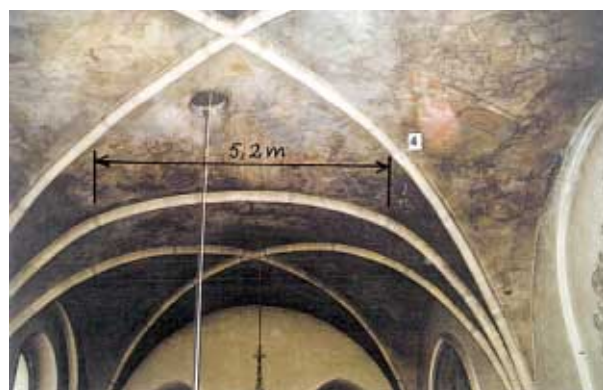
Praca dopuszczona do druku po recenzjach



Fot. 11. Szczegóły uszkodzeń żebra A-B-C



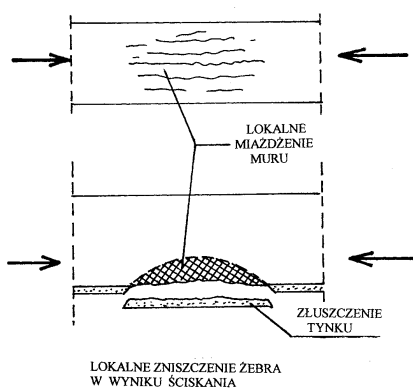
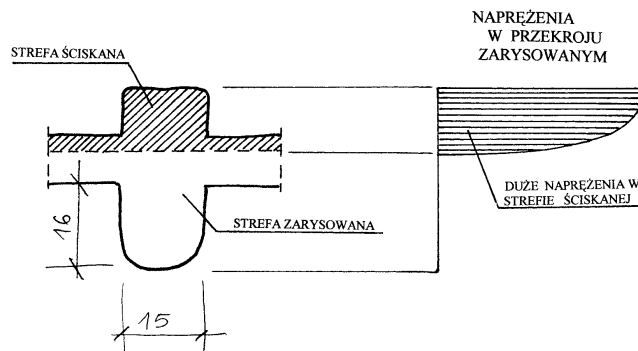
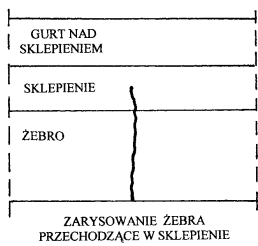
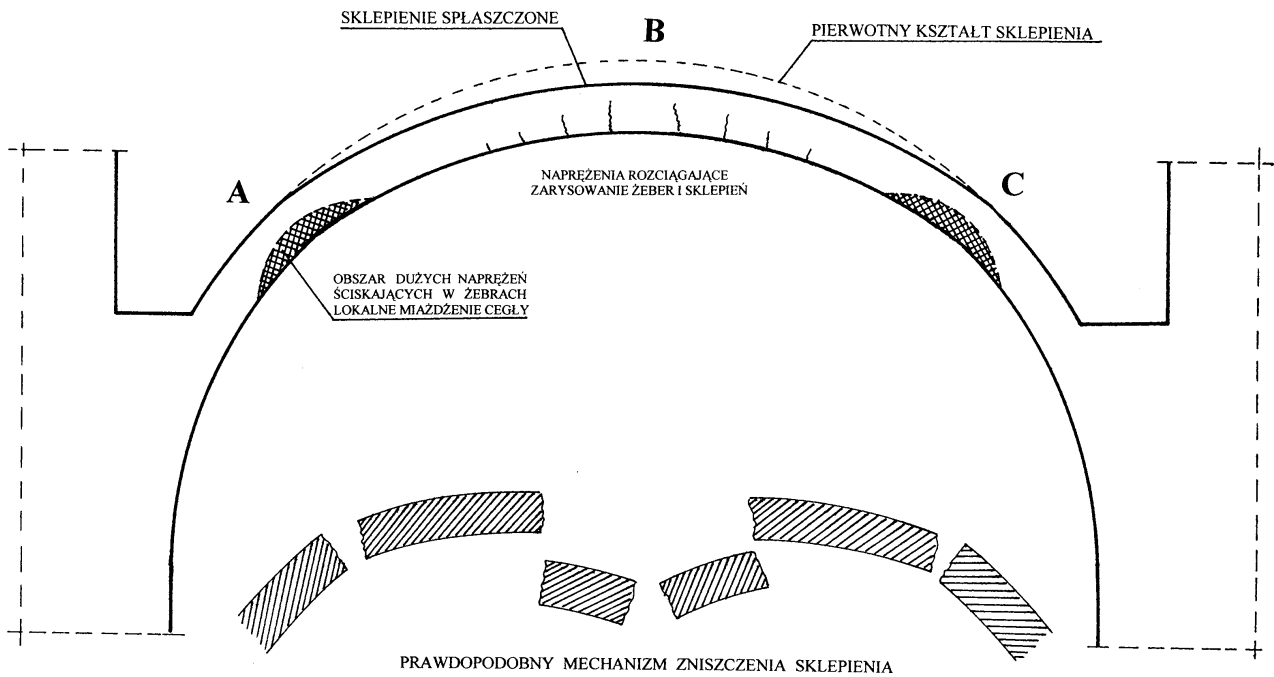
Fot. 12. Ogólny widok sklepienia



Fot. 13. Strefa zginania sklepienia

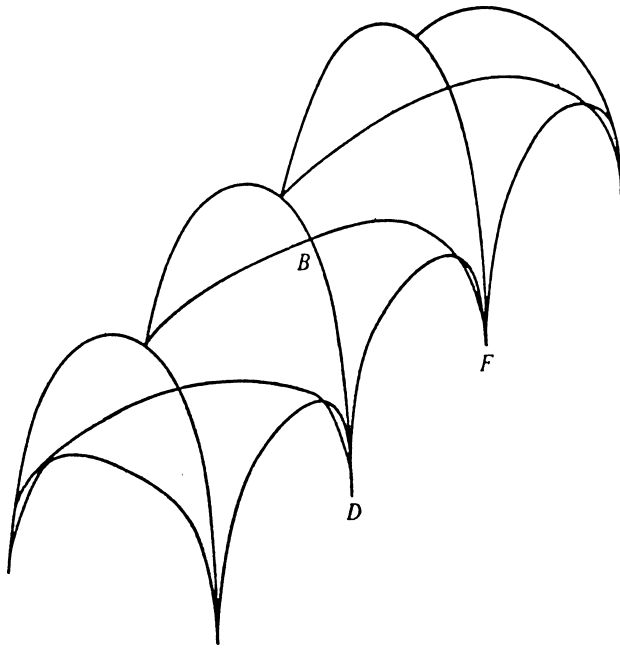


Fot. 14. Sposób podparcia sklepienia

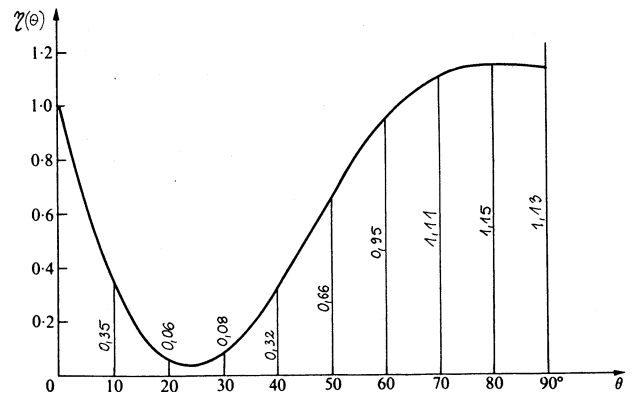
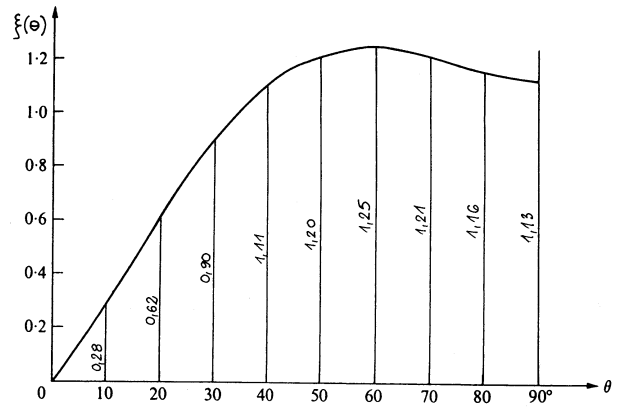


W prawidłowo ukształtowanym sklepieniu, w całym jego przekroju występują wyłącznie naprężenia ściskające. W wyniku spłaszczenia sklepienia (np. na skutek poziomego przesunięcia podpór, starzenia materiału, przeciążenia itp.) w środkowej części podniebienia pojawią się naprężenia rozciągające, powodujące zarysowanie przekroju. W przekroju zarysowanym strefa ściskana obejmuje tylko część całego przekroju i występują w niej duże naprężenia ściskające mogące prowadzić do lokalnego zniszczenia materiału. Elementem charakterystycznym poprzedzającym zniszczenie muru w wyniku ściskania jest pojawienie się pęknięć w kierunku działania siły (zniszczenie żebrow w punktach A i C).

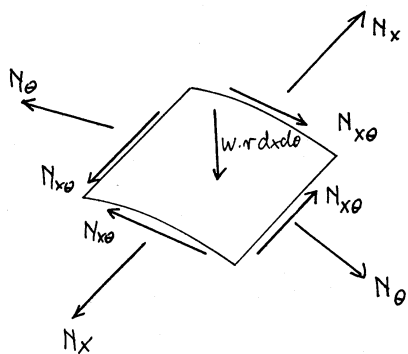
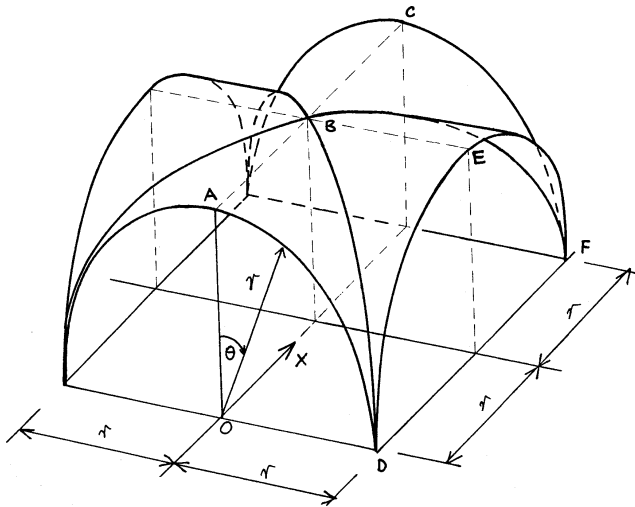
Rys. 3. Schemat uszkodzenia sklepienia



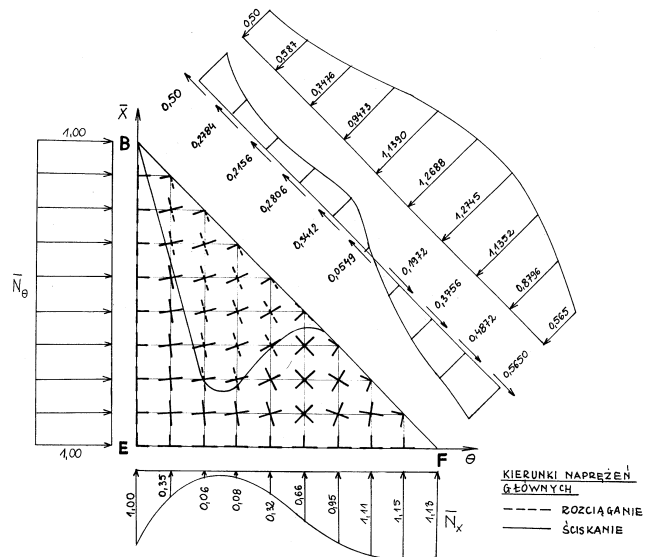
Rys. 4. Model sklepienia krzyżowo-żebrowego



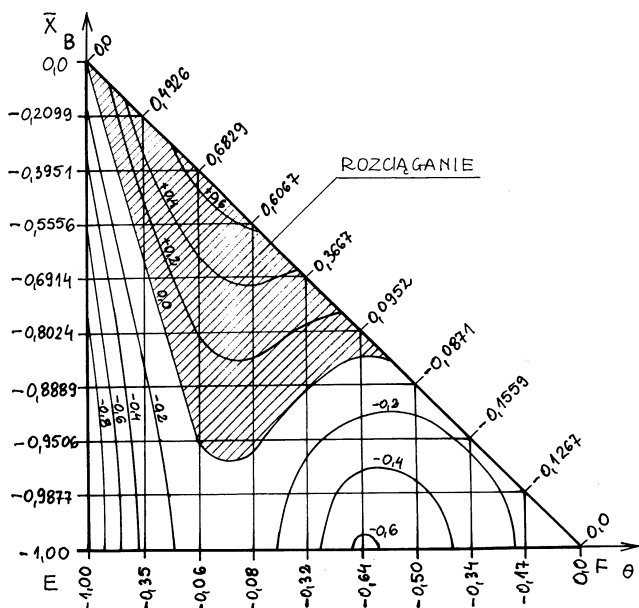
Rys. 6. Wartości liczbowe funkcji $\xi(\theta)$ i $\eta(\theta)$



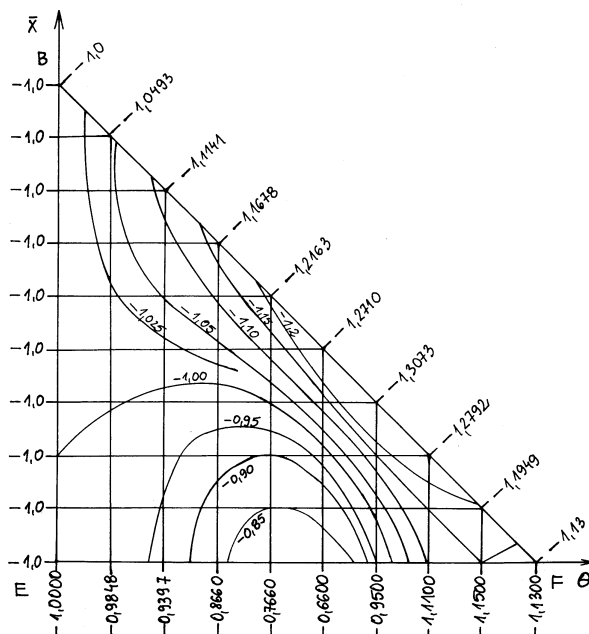
Rys. 5. Schemat obliczeniowy sklepienia, oznaczenia sił przekrojowych



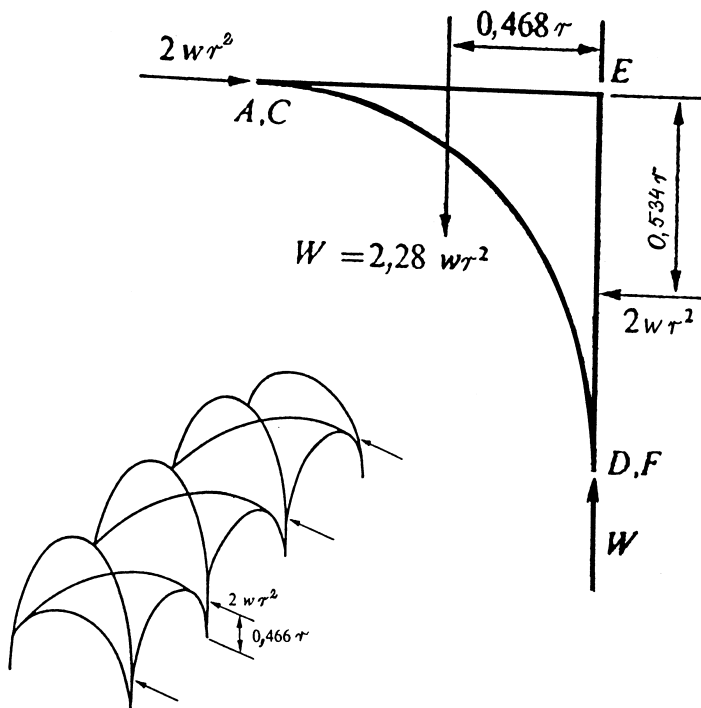
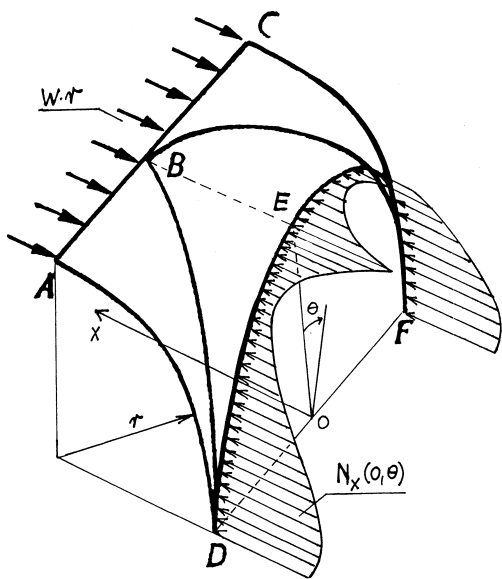
Rys. 7. Kierunki naprężeń głównych oraz siły przekrojowe na obrzeżach trójkątnego wycinka sklepienia jednostkowego BEF.



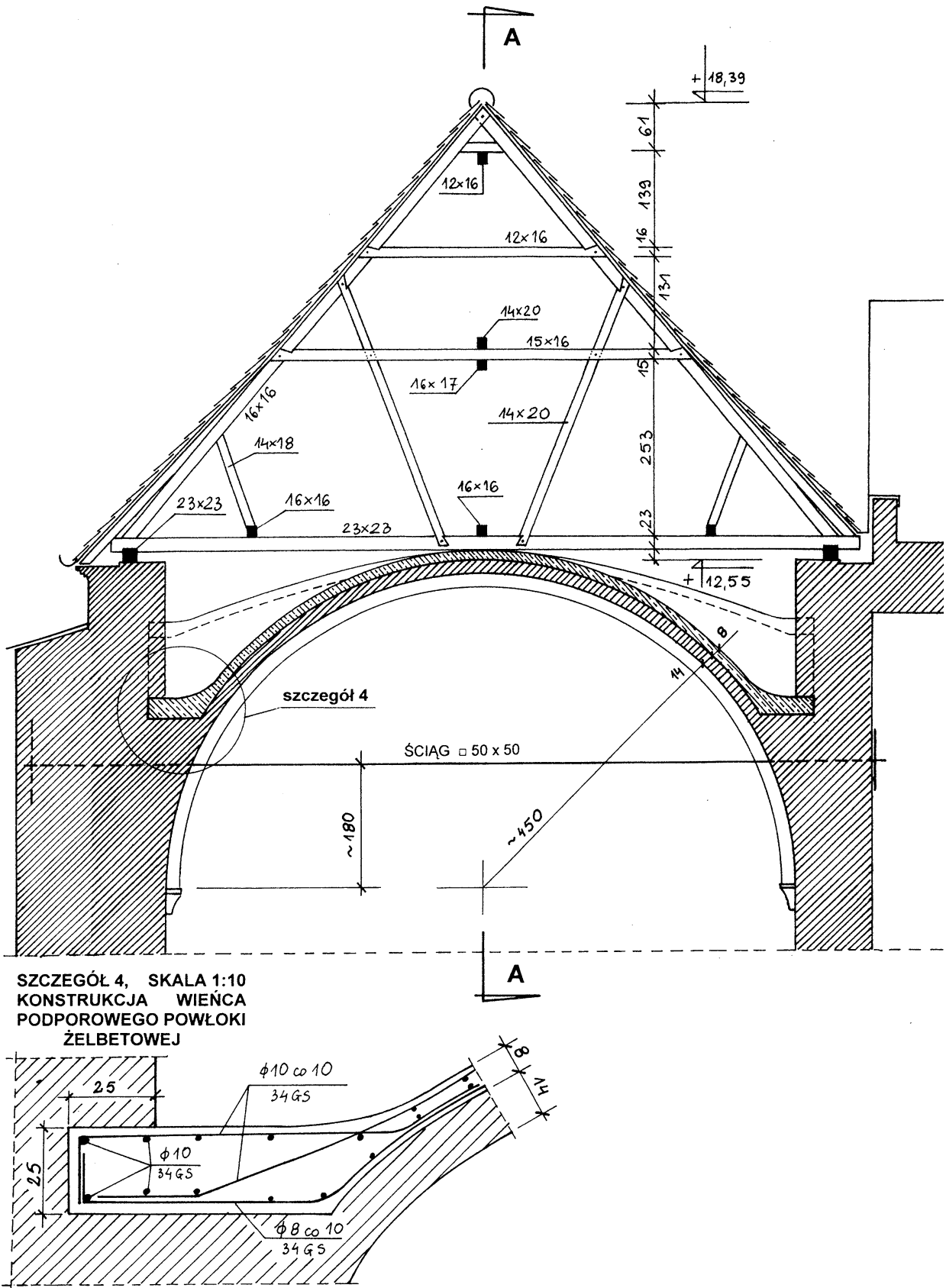
Rys. 8. Linie stałych sił przekrojowych \bar{N}_1 w kierunku naprężeń głównych σ_1



Rys. 9. Linie stałych sił przekrojowych \bar{N}_2 w kierunku naprężeń głównych σ_2



Rys. 10. Warunki równowagi sklepienia krzyżowo-żebrowego



SZCZEGÓŁ 4, SKALA 1:10
 KONSTRUKCJA WIĘCA
 PODPOROWEGO POWŁOKI
 ŻELBETOWEJ

Rys. 12. Wzmocnienie sklepienia za pomocą powłoki żelbetowej