

ANALIZA PRZYCZYN USZKODZENIA ZABYTKOWEGO MOSTU IM. MIKOŁAJA KOPERNIKA W LIDZBARKU WARMIŃSKIM¹

Katarzyna MOSSOR*, Bartosz TOMCZAK**

* Politechnika Poznańska

** TRASA Sp. z o.o, Poznań; Axial Project, Międzyrzecz

Most im. Mikołaja Kopernika w Lidzbarku Warmińskim został wybudowany w 1909 roku w nowatorskiej ówczesnie technologii żelbetu. Na moście od strony zachodniej umieszczona została kapliczka z popiersiem Mikołaja Kopernika. W 1939 podjęto decyzję o jej demontażu, wskazując na mimośrodowe obciążenie jako jedną z możliwych przyczyn zarysowania konstrukcji.

Most Kopernika zlokalizowany jest w ciągu ul. Plac Kościelny w Lidzbarku Warmińskim nad rzeką Łyną. Obecnie użytkowany jest jako kładka dla pieszych. Ustrój nośny stanowi konstrukcja łukowa sklepią. Rozpiętość teoretyczną przęsła wynosi ok. 17,0m; długość całkowita 30,75m.

W celu ustalenia przyczyn zarysowania oraz wymaganego zakresu remontu, w tym możliwości przywrócenia historycznej kapliczki i steli, przeprowadzono obliczenia wybranych wielkości statycznych. Ponieważ brak jest informacji o sposobie budowy mostu, analizowano rozkład sił wewnętrznych przyjmując 3 różne warianty wykonania.

Stwierdzono, że podstawową przyczyną pęknięcia ścian czołowych było przekroczenie naprężeń ścinających w ścianach czołowych spowodowanych obciążeniem kapliczką. Analiza statyczno-wytrzymałościowa wskazała ponadto m.in., że pomimo braku elementów zespajających sklepienia ze ścianami czołowymi, taka współpraca występuje, co prowadzi do powstania dużych naprężeń ścinających, które najprawdopodobniej nie były uwzględniane przez projektanta mostu.

Słowa kluczowe: łukowe mosty sklepią, zarysowanie.

1. CHARAKTERYSTYKA MOSTU

1.1. Historia mostu

Most im. Mikołaja Kopernika w Lidzbarku Warmińskim został wybudowany w 1909 roku w nowatorskiej ówczesnie technologii żelbetu. Wykonawcą była

¹ DOI 10.21008/j.1897-4007.2017.24.16

najprawdopodobniej niemiecka firma Drenckhahn & Sudhop z Braunschweig w Dolnej Saksonii [1, 2]. Na moście od strony zachodniej umieszczona została kapliczka z popiersiem Mikołaja Kopernika (rys.1, 2). W 1939 podjęto decyzję o jej demontażu, wskazując na mimośrodowe obciążenie jako jedną z możliwych przyczyn zarysowania konstrukcji. Tablicę przeniesiono do pobliskiego przedzamcza lidzbarskiego zamku, a most wyremontowano. Prace remontowe obejmowały: wykonanie przypory od strony zachodniej, wzmocnienie skarpy po tej samej stronie oraz wymianę nawierzchni. Zabytkowa tablica zaginęła po roku 1945.



Rys. 1. Widok na przęsło od strony zachodniej, rok 1909 [1]



Rys. 2. Widok na przęsło od strony wschodniej, około roku 1920 [1]

1.2. Opis konstrukcji

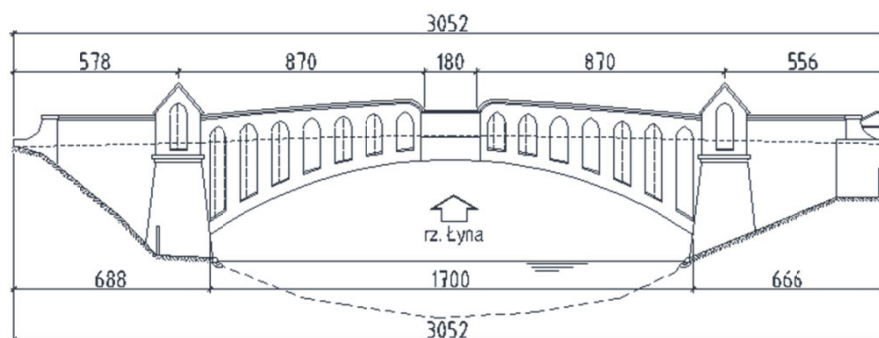
Most Kopernika zlokalizowany jest w ciągu ul. Plac Kościelny w Lidzbarku Warmińskim nad rzeką Łyną. Obecnie użytkowany jest jako kładka dla pie-

szych. Ustrój nośny stanowi konstrukcja łukowa sklepią. Rozpiętość teoretyczna przęsla wynosi ok. 17,0m; długość całkowita 30,75m (rys. 3, 4). Szerokość całkowita konstrukcji wynosi 2,9m, a użytkowa 2,2m (rys. 5, 6). Ustrój nośny to monolityczny sklepią łuk żelbetowy, o schemacie statycznym bezprzegubowym. Nawierzchnia na moście jest bitumiczna, ułożona na warstwie bruku. Nie jest znany sposób posadowienia żelbetowych przyczółków. Prawdopodobnie posadowione są one bezpośrednio (wg informacji z orzeczenia technicznego przedmiotowego mostu z roku 1978). Warunki gruntowo – wodne dla opisywanego obiektu nie są znane.

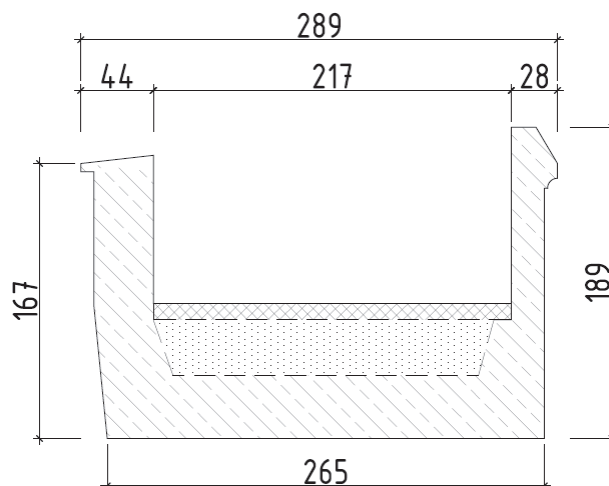
Wymiary zdemontowanej w 1939r. kapliczki i tablicy pamiątkowej określono na podstawie fotografii archiwalnych. Kapliczka betonowa miała wysokość ok. 400cm (licząc od poziomu chodnika), szerokość 180cm i grubości 30÷40cm, a pamiątkowa stela wykonana z brązu wymiary ~90x180x10cm; elementy ważyły odpowiednio 4t i 1,5t.



Rys. 3. Widok z boku od strony górnej wody



Rys. 4. Widok z boku od strony zachodniej (aktualny)



Rys. 5. Przekrój poprzeczny w kluczu łuku



Rys. 6. Widok na pomost

1.3. Opis stanu technicznego konstrukcji

Brak jest widocznych oznak przeciążenia fundamentów. Zarówno na sklepieniu, jak i na przyczółkach, nie odnotowano rys świadczących o nierównomiernym osiadaniu.

Zarysowane są ściany czołowe i balustrady. Widoczne są rysy poziome, występujące na wysokości chodnika, które zlokalizowane są po obu stronach

kładki oraz rysy ukośne, w środku rozpiętości przęsła, występujące tylko po stronie historycznej lokalizacji brązowej steli i kapliczki (rys. 7).

Rysy o największej rozwartości przebiegają w balustradach. Doszło także do pęknięcia balustrady w skrajnej części przęsła. W pęknięciu nie widać zbrojenia elementu (rys. 8).



Rys. 7. Schemat zarysowania ścian bocznych konstrukcji



Rys. 8. Pęknięcie balustrady w skrajnej części przęsła – brak widocznego zbrojenia

2. ANALIZA PRZYCZYN ZARYSOWANIA KŁADKI

2.1. Obliczenia statyczno–wytrzymałościowe

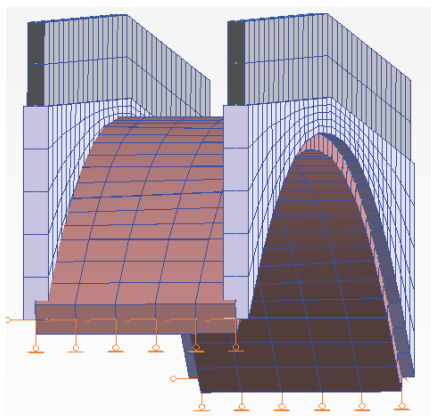
W celu ustalenia przyczyn zarysowania oraz wymaganego zakresu remontu, w tym możliwości przywrócenia historycznej kapliczki i steli, przeprowadzono

obliczenia wybranych wielkości statycznych. Ponieważ brak jest informacji o sposobie budowy mostu, analizowano rozkład sił wewnętrznych przyjmując następujące warianty wykonania:

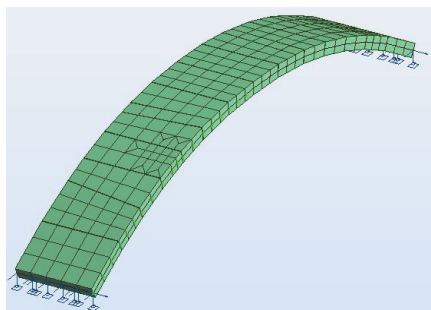
1. Budowa sklepienia na rusztowaniu; demontaż rusztowań; budowa ścian czołowych (w tym kapliczki i steli) na niepodpartym sklepieniu; wykonanie zasypki i nawierzchni;
2. Budowa sklepienia i ścian czołowych na rusztowaniu; demontaż rusztowań; wykonanie zasypki i nawierzchni na niepodpartym sklepieniu;
3. Budowa sklepienia, ścian czołowych (w tym kapliczki i steli) oraz wykonanie zasypki i nawierzchni na rusztowaniu; demontaż rusztowań.

Obliczenia statyczne przeprowadzono z wykorzystaniem modeli klasy e^2p^3 (elementy płytowe i tarczowe, rys. 9÷11). Sztywności elementów przyjęto na podstawie własnych pomiarów inwentaryzacyjnych. Zastosowane są elementy powierzchniowe z materiałów izotropowych.

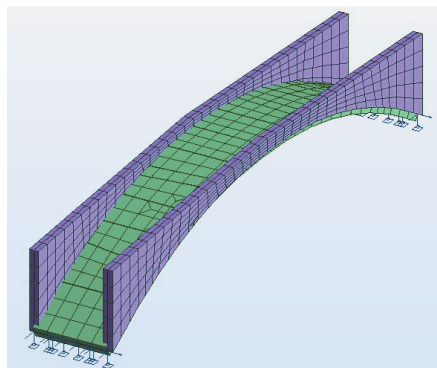
Siły wewnętrzne wyznaczono w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Przyjęto przeciętne parametry geotechniczne gruntu występujące w rejonie mostu.



Rys. 9. Model obliczeniowy kładki – sklepienie ze ścianami czołowymi



Rys. 10. Model obliczeniowy kładki – sklepienie bez ścian czołowych

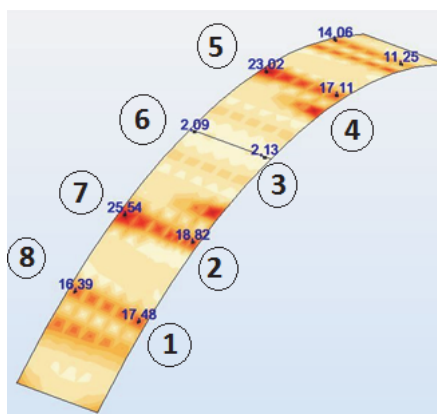


Rys. 11. Model obliczeniowy kładki – sklepienie ze ścianami czołowymi do wysokości występowania rysy

2.2. Wyniki obliczeń

Ponieważ zasadniczym celem obliczeń było ustalenie przyczyn zarysowania konstrukcji, analizie poddano przede wszystkim rozkład sił poprzecznych oraz sił rozwarstwiających. Przeprowadzono obliczenia sił poprzecznych i naprężeń stycznych od ciężaru własnego sklepienia, ścian czołowych, zasyпки i nawierzchni oraz obciążenia użytkowego. Obciążenie użytkowe przyjęto jako obciążenie równomiernie rozłożone o wartości 5kN/m^2 . Uzyskane wyniki obliczeń, przy różnych wariantach hipotetycznych budowy mostu, przedstawiono w tabelkach 1÷3. Punkty, w których zestawiono wyniki obliczeń zaznaczono na rys. 12.

Ponadto na rys. 12 pokazano przykładowe wartości sił poprzecznych od ciężaru własnego sklepienia, przy przyjęciu modelu konstrukcji bez ścian czołowych.



Rys. 12. Wartości sił poprzecznych od ciężaru własnego (model sklepienia bez ścian czołowych)

Tab. 1. Wartości sił poprzecznych dla wariantu budowy nr I [kN]

Punkt nr	Ciężar własny	Ściany czołowe	Nawierzchnia + zasypka	Obciąż. użytkowe	Kapliczka + stela	Σ
1	17,5	45,0	76,4	6,2	12,9	157,9
2	18,8	45,7	31,5	8,4	17,8	122,3
3	2,1	4,0	5,6	3,4	56,7	71,8
4	17,1	46,6	42,0	10,0	18,2	133,8
5	23,0	37,9	63,1	17,4	15,4	156,8
6	2,1	4,1	5,7	3,4	2,2	17,3
7	25,5	44,5	30,2	17,3	15,5	133,0
8	16,4	54,9	29,4	12,6	12,3	125,6

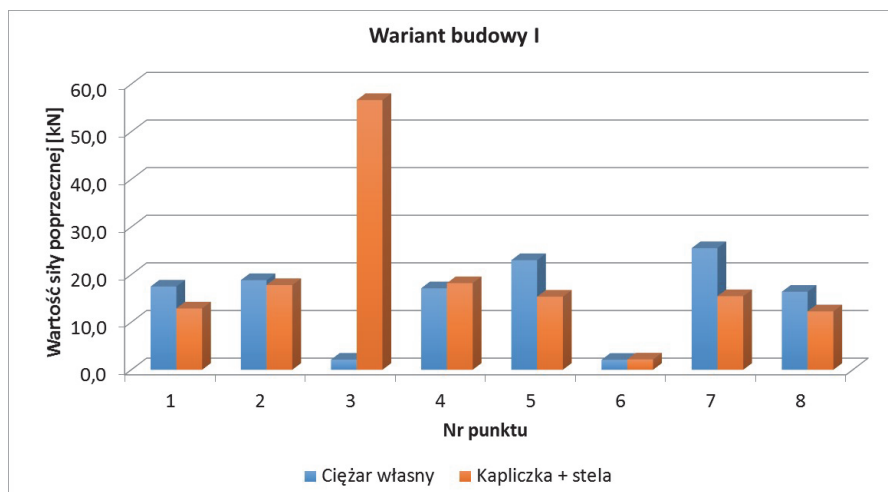
Tab. 2. Wartości sił poprzecznych dla wariantu budowy nr II [kN]

Punkt nr	Ciężar własny	Nawierzchnia + zasypka	Obciąż. użytkowe	Kapliczka + stela	Σ
1	17,8	76,4	6,2	12,9	113,2
2	23,6	31,5	8,4	17,8	81,4
3	2,9	5,6	3,4	56,7	68,6
4	23,5	42,0	10,0	18,2	93,6
5	24,1	63,1	17,4	15,4	120,0
6	2,9	5,7	3,4	2,2	14,1
7	23,8	30,2	17,3	15,5	86,8
8	20,0	29,4	12,6	12,3	74,3

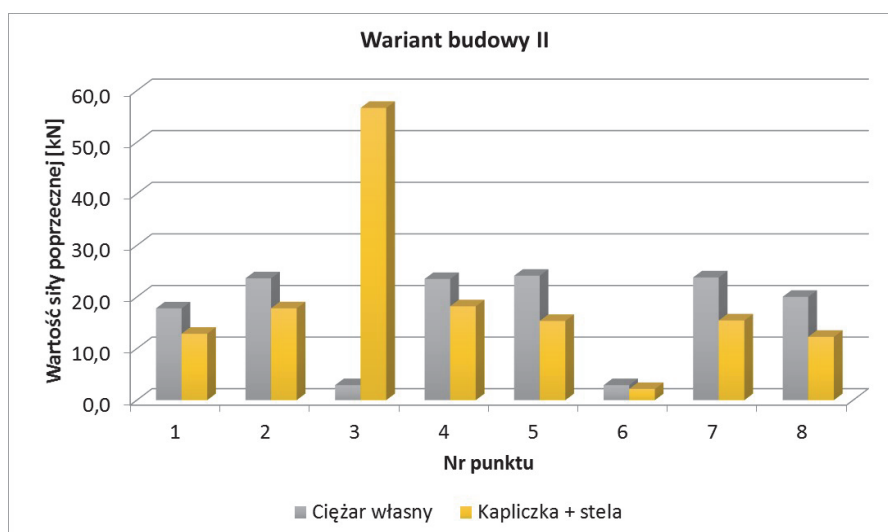
Tab. 3. Wartości sił poprzecznych dla wariantu budowy nr III [kN]

Punkt nr	Ciężar własny	Obciąż. użytkowe	Kapliczka + stela	Σ
1	17,2	6,2	12,9	36,3
2	12,1	8,4	17,8	38,3
3	4,0	3,4	56,7	64,0
4	13,7	10,0	18,2	41,8
5	15,8	17,4	15,4	48,5
6	3,3	3,4	2,2	8,8
7	14,9	17,3	15,5	47,7
8	13,6	12,6	12,3	38,4

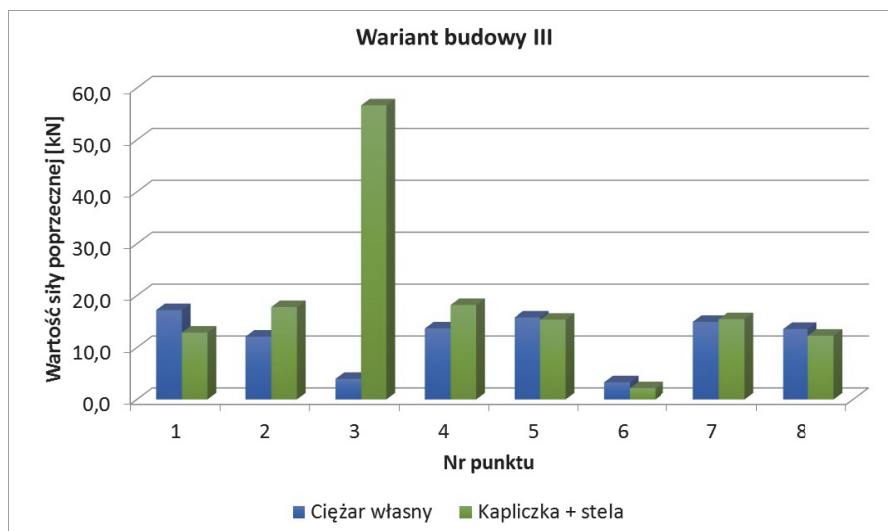
Zestawione w tablicach 1÷3 wyniki obliczeń w formie graficznej przedstawiono na rys. 13÷16.



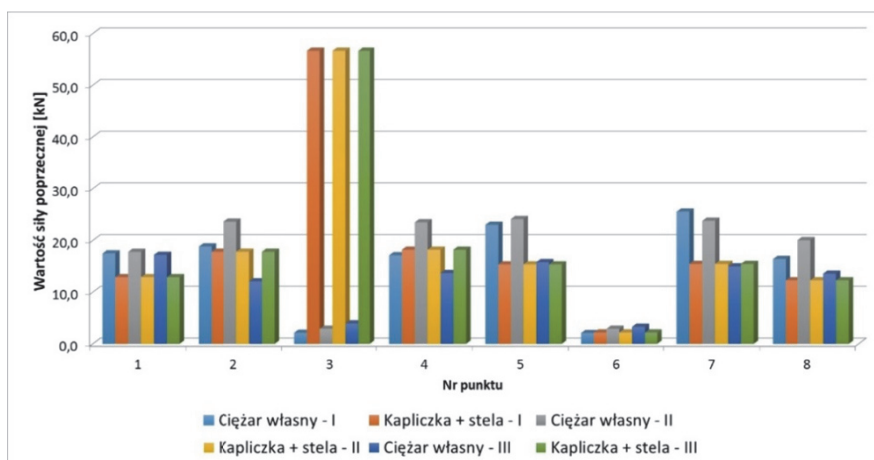
Rys. 13. Porównanie wartości sił poprzecznych od ciężaru własnego oraz obciążenia kapliczką i stelą dla wariantu budowy I



Rys. 14. Porównanie wartości sił poprzecznych od ciężaru własnego oraz obciążenia kapliczką i stelą dla wariantu budowy II

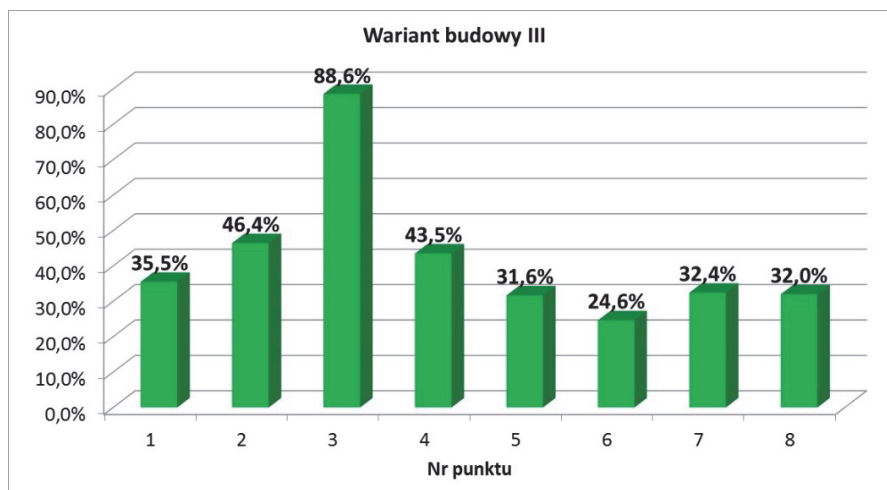


Rys. 15. Porównanie wartości sił poprzecznych od ciężaru własnego oraz obciążenia kapliczką i stelą dla wariantu budowy III



Rys. 16. Zbiorcze porównanie wartości sił poprzecznych od ciężaru własnego oraz obciążenia kapliczką i stelą dla wariantów budowy I-III

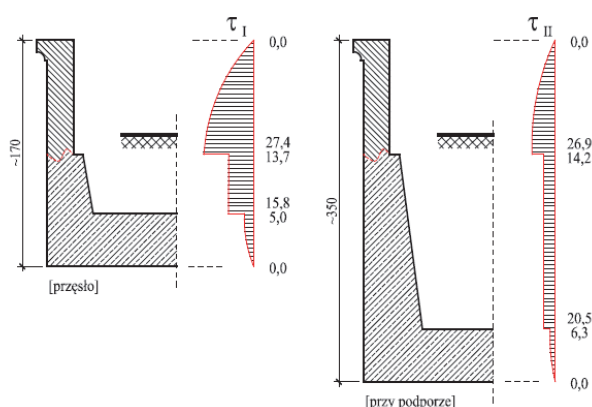
W celu zobrazowania udziału w wartościach sił poprzecznych jakie wywołuje rozebrana kapliczka, na rysunku 17 zestawiono procentowy udział sił poprzecznych tylko od kapliczki, przy przyjęciu najbardziej prawdopodobnego sposobu budowy mostu (wariant III).



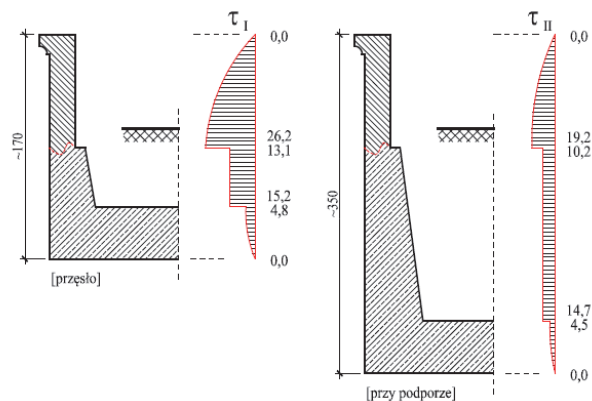
Rys. 17 Procentowy udział wartości siły poprzecznej od obciążenia kapliczką i stelą w sumarycznej sile poprzecznej dla wariantu budowy III

Na rys. 18÷20 zilustrowano rozkład naprężeń ścinających w przekroju, odpowiednio dla trzech rozważanych wariantów budowy mostu. Wykresy sporządzono dla punktów nr 1 (przy podporze) i 3 (w przęśle) wg oznaczeń z rys. 12.

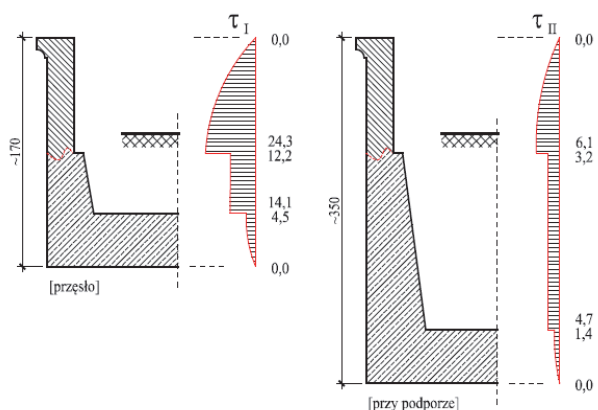
Na połączeniu ściany czołowej i balustrady betonowej naprężenia ścinające osiągają wartości ekstremalne, co wynika ze stosunkowo niewielkiej szerokości przekroju. Naprężenia przy podporze są mniejsze niż w środku rozpiętości o ok. 25% w przypadku wariantu budowy nr II oraz trzy do czterech razy mniejsze dla wariantu budowy nr III. Obciążenie kapliczką spowodowało wzrost naprężeń, co prawdopodobnie doprowadziło do rozwarstwienia przekroju i zarysowania w środkowej części przęsła.



Rys. 18. Naprężenia ścinające na wysokości przekroju [MPa]
– wariant budowy I (obciążenie sumaryczne wg tab. 1)



Rys. 19. Naprężenia ścinające na wysokości przekroju [MPa]
– wariant budowy II (obciążenie sumaryczne wg tab. 2)



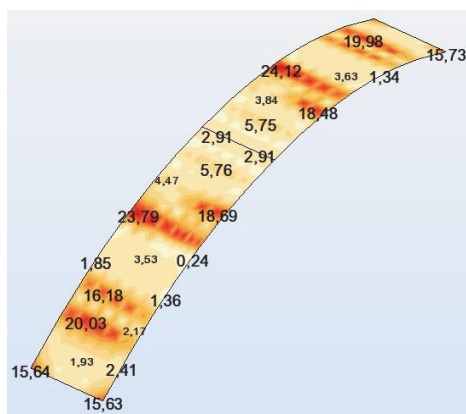
Rys. 20. Naprężenia ścinające na wysokości przekroju [MPa]
– wariant budowy III (obciążenie sumaryczne wg tab. 3)

Otrzymane wyniki wskazują, że obiekt został najprawdopodobniej wybudowany wg wariantu nr III – całość (sklepienie, ściany czołowe, zasypka oraz nawierzchnia) wykonano na pełnym rusztowaniu, które zdemontowano dopiero po ukończeniu budowy. Wartości sił poprzecznych oraz naprężeń ścinających dla wariantów budowy I i II są zbyt duże, aby konstrukcja mogła je przenieść.

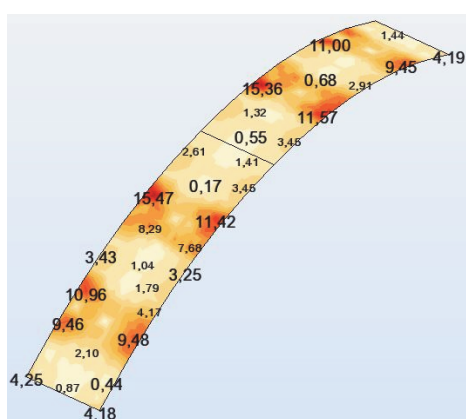
Wyniki obliczeń potwierdzają istotny wpływ obciążenia kapliczką i stelą na wartości sił poprzecznych, niezależnie od przyjętego wariantu budowy mostu. Największe wartości siły poprzecznej od obciążenia kapliczką i stelą osiąga w punkcie nr 3, a więc w środku rozpiętości konstrukcji, gdzie przekrój poprzeczny ma najmniejszą wysokość. Obliczony przy założeniu wariantu budowy nr III procentowy udział wartości siły poprzecznej od obciążenia kapliczką

i stelą w sumarycznej wartości siły wskazuje, że obciążenie to stanowi przeciętnie ok 1/3 wartości całkowitej, a w przypadku punktu nr 3 dochodzi prawie do 90%. Potwierdza to hipotezę, że dodatkowe obciążenie kapliczką i stelą, prawdopodobnie nie uwzględnione na etapie projektowania, doprowadziło do zarysowania (pęknięcia) konstrukcji.

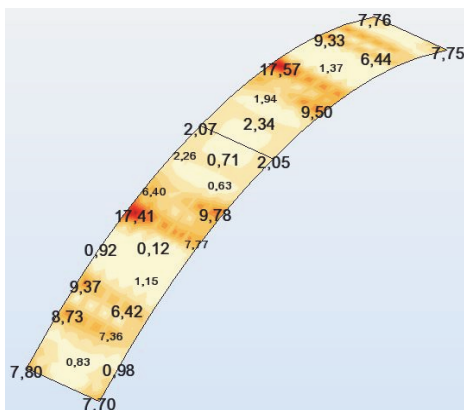
W celu przeanalizowania wpływu zarysowania ścian czołowych na rozkład sił poprzecznych przeprowadzono obliczenia przy pominięciu w modelu sklepienia fragmentów ścian czołowych nad pęknięciem (rys. 11). Część ścian czołowych nad pęknięciem wraz z balustradami przyjęto tylko jako obciążenie. Na rysunkach 21÷23 przedstawiono wartości sił poprzecznych dla tego przypadku (wartości podano w [kN]), a w tabeli 4 zestawienie wyników dla wybranych punktów 1÷8. Naprężenia obliczono przy założeniu III wariantu budowy.



Rys. 21. Wartości siły poprzecznej od ciężaru własnego [kN]
(wg modelu zgodnie z rys. 11)



Rys. 22. Wartości siły poprzecznej od obciążenia balustradą [kN]
(część nad rysą; wg modelu zgodnie z rys. 11)



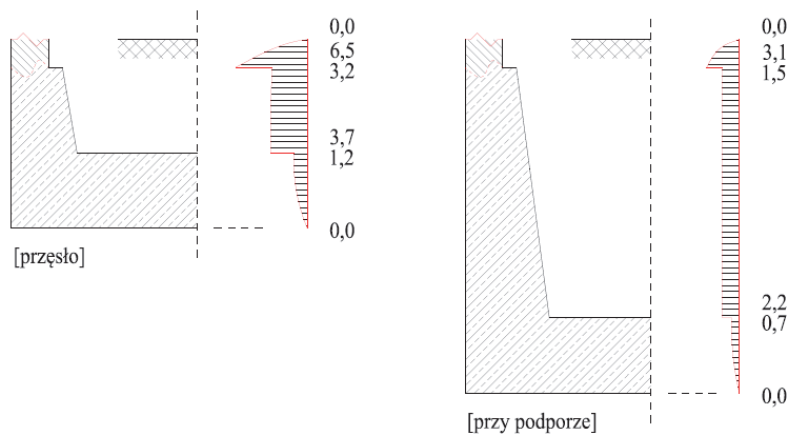
Rys. 23. Wartości siły poprzecznej od obciążenia równomiernie rozłożonego $q=5\text{kN/m}^2$ [kN] (wg modelu zgodnie z rys. 11)

Tab. 4. Wartości sił poprzecznych dla modelu stanu istniejącego – rys. 11 (sklepienie i ściany czołowe do wysokości występowania rysy podłużnej) [kN]

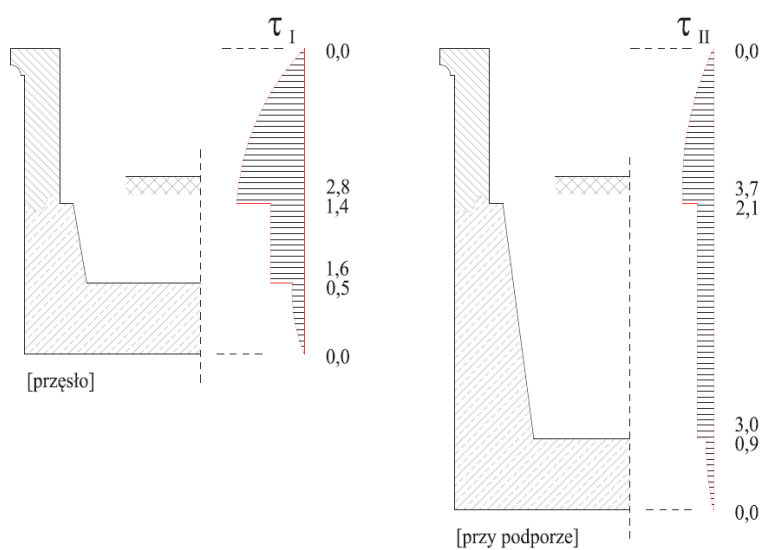
Punkt nr	Ciężar własny	Balustrada nad rysą	Obciąż. użytkowe	Σ
1	2,4	9,5	6,4	18,3
2	18,7	11,4	7,8	37,9
3	2,9	11,6	2,1	16,5
4	18,5	9,5	9,5	37,4
5	24,1	11,0	11,6	46,7
6	2,9	15,4	2,1	20,3
7	23,8	15,5	17,4	56,7
8	20,0	9,5	9,4	38,9

Analiza rozkładu naprężeń w sklepieniu zarysowanym wykazuje na wyraźne ich zmniejszenie w porównaniu do przypadku ze ścianami niezarysowanymi.

Przyjmując aktualny stan konstrukcji przeanalizowano rozkład naprężeń ścinających po ewentualnym sklejeniu pęknięcia. Na rys. 25 o przedstawiono wykres naprężeń ścinających od obciążeń stałych i użytkowych na wysokości przekroju po sklejeniu ścian czołowych. Otrzymane wartości naprężeń ścinających są w przęśle od dwóch do trzech razy mniejsze od wartości w konstrukcji z pęknięciem (rys. 24). Z obliczeń wynika, że przeprowadzenie naprawy polegającej na sklejeniu powstałej rysy podłużnej byłoby uzasadnione, ponieważ skutkowało by zmniejszeniem wyężenia konstrukcji.



Rys. 24. Naprężenia ścinające na wysokości przekroju [MPa] – stan istniejący z rysą (naprężenia sumaryczne wg tab. 4, nieuwzględniające ciężaru kapliczki i steli)



Rys. 25. Naprężenia ścinające na wysokości przekroju [MPa] dla wariantu po sklejeniu pęknięcia (naprężenia sumaryczne, nieuwzględniające ciężaru kapliczki i steli)

3. BIEŻĄCE PRACE REMONTOWE

W 2016r. podjęto decyzję o kolejnym remoncie zabytkowego obiektu. Prace obejmowały m.in.: remont strefy dojścia do obiektu po stronie południowej, oczyszczenie i konserwację powierzchni betonowej, oczyszczenie i zabezpieczenie odkrytego zbrojenia, uzupełnienie ubytków betonu, naprawę pękniętego skrzydełka północno wschodniego oraz uzupełnienie ubytków nasypów i skarp

wraz z ich powierzchniowym umocnieniem darnią i narzutem kamiennym. Na obiekcie zalecono także konserwację istniejących historycznych balustrad wg zaleceń konserwatorskich. Nie zdecydowano się na sklejenie powstałego pęknięcia.

Odtworzenia kapliczki i steli nie podjęto – budowa z materiałów pierwotnych zagrażałaby bezpieczeństwu konstrukcji jak wykazano w obliczeniach, a na lżejsze zamienniki materiałów zgody nie wydał konserwator zabytków.

4. PODSUMOWANIE

1. Przedstawiona analiza została przeprowadzona w celu ustalenia możliwych przyczyn zarysowania konstrukcji. Przeprowadzone obliczenia wykazały, że konstrukcja została wybudowana prawdopodobnie przy zastosowaniu III wariantu budowy (całość konstrukcji łącznie ze ścianami czołowymi wykonana na rusztowaniu). Stwierdzono, że podstawową przyczyną pęknięcia ścian czołowych było przekroczenie naprężeń ścinających w ścianach czołowych spowodowanych obciążeniem kapliczką.
2. Analiza statyczno-wytrzymałościowa wskazuje, że pomimo braku elementów zespalających sklepienia ze ścianami czołowymi, taka współpraca zachodzi, co prowadzi do wystąpienia dużych naprężeń ścinających, które najprawdopodobniej nie były uwzględniane przez projektanta mostu. Potwierdza to analiza sił w sklepieniu, przy pominięciu części ścian czołowych nad pęknięciem (istotne zmniejszenie sił poprzecznych w sklepieniu). Ponadto w obliczeniach prawdopodobnie nie uwzględniono kapliczki, która powodowała skokową zmianę sztywności oraz stanowiła dodatkowy ciężar, powodujący istotny, lokalny wzrost sił poprzecznych, a w konsekwencji pęknięcie ścian czołowych.
3. Sklejenie ścian czołowych wpływa korzystnie na rozkład sił wewnętrznych od obciążeń użytkowych, a w konsekwencji podniesienie bezpieczeństwa eksploatacji.
4. Skokowa zmiana sztywności ścian czołowych i duża wartość obciążenia skupionego w środku rozpiętości wpływa niekorzystnie na rozkład sił wewnętrznych w mostach sklepionych z zespolonymi ścianami czołowymi.

LITERATURA

1. Chodkowska W., *Rozpoznanie historyczno – konserwatorskie obiektu mostu/kładki położonego w Lidzbarku Warmińskim nad rzeką Łyną, między Placem Kościelnym a ulicą Mławską, przed rozpoczęcie prac remontowo – konserwatorskich*, lipiec 2016.
2. Dzieciatkowska J., *Skrócone badania konserwatorskie wraz z proponowanym programem prac konserwatorskich mostu im. Mikołaja Kopernika w Lidzbarku Warmińskim*, Olsztyn, lipiec 2016.

3. Pucher A., *Lehrbuch des Stahlbetonbaues : Grundlagen und Anwendungen im Hoch- und Brückenbau*, Springer – Verlag, Wien 1953.
4. Wasiutyński Z., *Betonowe mosty łukowe*, PWN, Warszawa 1959.

DAMAGE CAUSE ANALYSIS OF THE MIKOŁAJ KOPERNIK HISTORIC BRIDGE IN LIDZBARK WARMIŃSKI

Summary

The Mikołaj Kopernik bridge in Lidzbark Warmiński was built in 1909 in a new at that time reinforced concrete technology. On the west side of the bridge a sculpture of Mikołaj Kopernik was placed. In 1939 it was decided to remove the sculpture, as this loading was said to have caused cracing of the structure.

The bridge is located in Plac Kościelny Street in Lidzbark Warmiński over the Łyna River. It is used at present as a footbridge. The bearing structure is a domed arch. The theoretical span is 17,0m and total length 30,75m.

In order to determine the cause of cracing and the required range of repair, including replacing the historic sculpture, a static analysis of chosen parameters was carried out. Because of a lack of information concerning the method of building the bridge, 3 different possibilities were analysed.

It was stated that the basic cause of the cracking was the load of the sculpture. The analysis proved that despite of a lack of connectors between the domed arch and the frontal walls, cooperation of these parts occurs. This causes high internal forces, which were probably not considered by the designer of the bridge.

