XXIII konferencja naukowo-techniczna
szczecin-międzyzdroje, 23-26 maja 2007
awarie budowlane 2007
zapobieganie diagnostyka naprawy rekonstrukcje

Dr inż. Sławomir KARAŚ
Dr inż. Marta SŁOWIK
Politechnika Lubelska

PRZYCZYNY STANU AWARYJNEGO MOSTU PRZEZ RZEKĘ WIEPRZ W BARANOWIE

THE REASONS OF A DAMAGE STATE OF THE BRIDGE OVER THE WIEPRZ RIVER IN BARANÓW

Streszczenie W referacie przedstawiono stan obecny drogowego mostu żelbetowego na rzece Wieprz w Baranowie. Most ten został wzniesiony w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku, kiedy to nie notowano takiego natężenia ruchu jak w chwili obecnej. Określono nośność podstawowych elementów konstrukcyjnych zgodnie z obecnie obowiązującymi zasadami i przeprowadzono analizę przyczyn sytuacji przedawaryjnej obiektu.

Abstract The current technical state of reinforced concrete road bridge over the Wieprz River situated in Baranów is presented. The bridge was built in 60's of 20th century when the traffic was not as intensive as at present. The load carrying capacity of the main structural elements estimated based on the new codes and the analysis of a damage state of the bridge has been made.

1. Wstęp

Analizowany w pracy most drogowy łączy miejscowości Drążgów i Baranów, leżące na przeciwległych brzegach rzeki Wieprz. Został on zbudowany w 1961 roku jako konstrukcja żelbetowa. Most projektowany był na obciążenie klasy I oraz ciągnik o ciężarze 80 T, [1].

W ostatnich latach ograniczono maksymalny ciężar pojazdów poruszających się po moście do 20 T. W sąsiedztwie Drążgowa istnieją czynne kopalnie żwiru oraz piasku i w związku z tym ciężary samochodów przejeżdżających przez most są często niemal dwukrotnie większe od dopuszczalnych. W praktyce przeciążenia mostu są stanem permanentnym i osiągają częstotliwość nawet 100 przejazdów ponadnormatywnych dziennie.

Obecny stan mostu można uznać za przedawaryjny.

2. Opis konstrukcji mostu

Konstrukcja ustroju nośnego to ciągły układ belkowo-płytowy ośmioprzęsłowy. Belki są oparte na przyczółkach i filarach. Całkowita szerokość płyty wynosi 8,78 m a szerokość jezdni 6,0 m natomiast średnia grubość płyty pomostu wynosi 0,2 m. Całkowita długość mostu to 182,30 m. Rozpiętość przęseł skrajnych wynosi 2x19,15 m, a rozpiętość wszystkich

przęseł pośrednich wynosi 6x24 m. Wysokość dźwigarów jest stała – 1,2 m, szerokość belek przy podporach na długości 5-ciu m zmienia się liniowo od b=1,06 m w osiach podpór do b=0,58 m a dalej w przęsłach jest stała i wynosi 0,58 m. Stężenia, poprzecznice, występują nad podporami oraz w środkach rozpiętości przęseł.

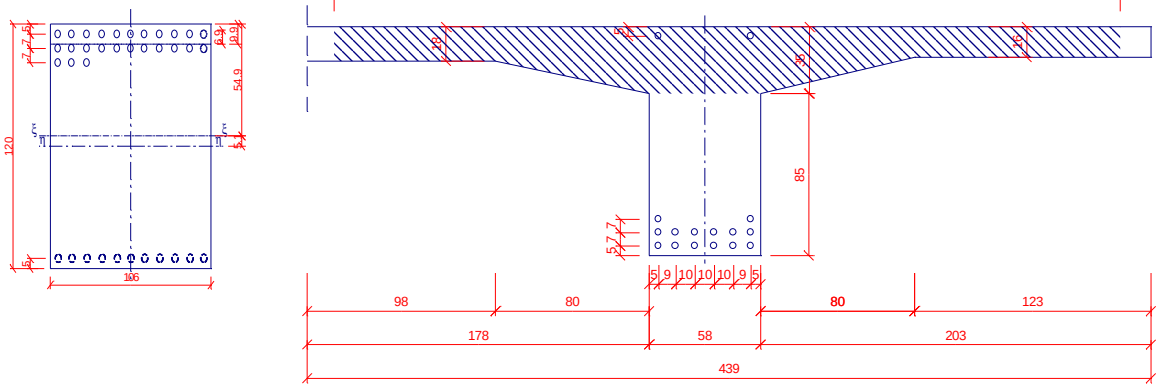
Przyczółki i filary są posadowione na wbijanych palach żelbetowych o przekroju kwadratowym o boku 0,30 m. Liczba pali w podporach filarów wynosi 12, podczas gdy pod przyczółkami przyjęto 10 pali. Skonstruowano przyczółki ścianowe ze skrzydłami zawieszonymi, filary ukształtowano jako dwa słupy o przekroju bliskim eliptycznemu (1,17 i 0,6 m). Łożyska na przyczółkach są ruchome. W filarze czwartym słupy z belkami ustroju niosącego są połączone w sposób sztywny tworząc łożysko stałe, w pozostałych filarach w słupach wykształtowano wahacze – łożyska przegubowo-przesuwne, Rys. 1.b. Widok ogólny mostu i podstawowych elementów konstrukcyjnych przedstawiono na Rys. 1.a.

a) b)

Rys. 1. Widok ogólny mostu a) i podstawowych elementów konstrukcyjnych b)

W projekcie przyjęto beton marki R_w=200 kG/cm^2 oraz stal zbrojeniową o granicy plastyczności Q_r=2300 kG/cm^2.

a) b)



Rys. 2. Przekroje: nadfilarowy a) i przęsłowy belki b)

Na zbrojenie główne w płycie (płyta jednokierunkowo zbrojona) dobrano pręty o średnicy ϕ14 mm w rozstawie, co 10 cm. Nad poprzecznicami było zastosowane dodatkowe zbrojenie biegnące w przęśle górą prostopadle do prętów głównych, składające się z prętów o średnicy ϕ14 mm i długości 280 cm. Pręty rozdzielcze o średnicy ϕ10 mm były zastosowane na całej długości mostu. Stopień zbrojenia rozdzielczego z każdej strony płyty wynosi 0,09%.

W poprzecznicach zastosowano pręty główne o średnicy ϕ30 mm i strzemiona dwuramienne otwarte ϕ10 mm w rozstawie, co 20 cm.

Belki główne były zbrojone podłużnie prętami o średnicy ϕ40 mm a poprzecznie strzemionami czteroramiennymi o średnicy ϕ14 mm i prętami odgiętymi ϕ40 mm. Zbrojenie górne-rozciągane w przekroju belki, w osi filarów składa się z 23 prętów o średnicy ϕ40 mm i łącznym polu powierzchni A_{s1}=0.028903 m^2 a zbrojenie dolne, w strefie ściskanej stanowi 10 prętów ϕ40 mm, o polu powierzchni A_{s2}= 0.012566 m^2. W przekroju przęsłowym zbrojenie dolne-rozciągane składa się z 14 prętów o średnicy ϕ40 mm i łącznym polu powierzchni As=0,018 m^2 (Rys. 2.).

3. Stan mostu w chwili obecnej

W 2005 r. pracownicy Politechniki Lubelskiej i DrogMostu Lubelskiego Sp. z o.o. przeprowadzili ocenę stanu technicznego obiektu obejmującą: badania betonu (w tym określenie wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną i na podstawie niszczenia próbek pobranych z obiektu, Rys. 3.a.), inwentaryzację zarysowań, obciążenie próbne, pomiar geodezyjny ugięć oraz wyznaczenie nośności zgodnie z obowiązującą normą [5] i określenie przynależności do klasy obciążeń wg [4]. Prace inwentaryzacyjne i ocenę stanu konstrukcji wykonano zgodnie z zaleceniami literatury [7-9].

a)

b)

Rys. 3. Miejsca pobrania próbek i ich wygląd po wycięciu

Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie przeprowadzono na próbkach walcowych pobranych z poprzecznic w strefach niskich wytężeń (Rys. 3.b). Przy pomiarze twardości powierzchniowej uwzględniano jedynie obszary betonu niezdegradowanego. Na podstawie przeprowadzonej analizy sklerometrycznej i badań niszczących pobranych próbek zakwalifikowano beton jako odpowiadający klasie C25/30 (B30).

a)

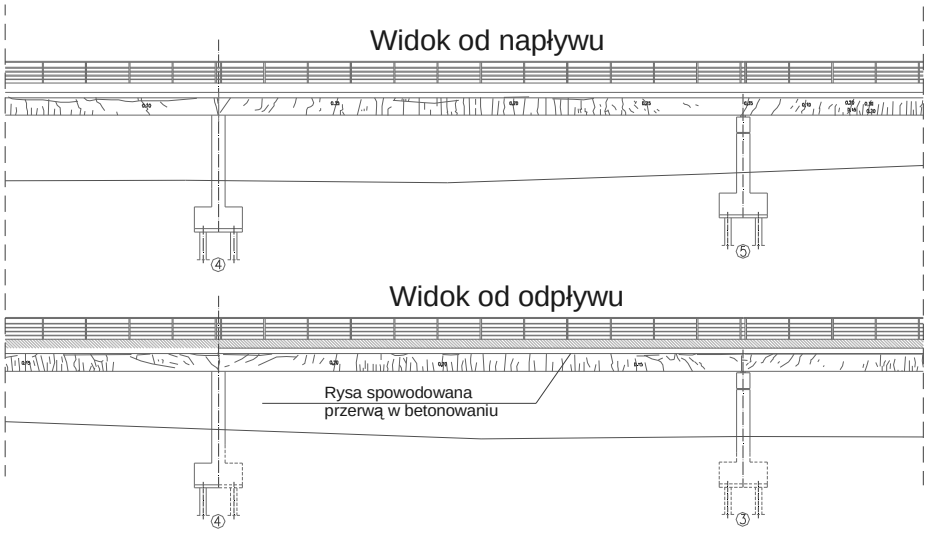
b)

Rys. 4. Dokumentacja fotograficzna uszkodzeń

Podczas inwentaryzacji uszkodzeń stwierdzono pęknięcia na spodzie płyty, zarysowanie belek na całej długości oraz uszkodzenia betonu w belkach przy oparciu na przyczółkach.

Szczególny niepokój wywołują pęknięcia o szerokości kilku mm w płycie w odległości około 2 m od poprzecznic nadfilarowych. Przebiegają przez całą grubość płyty, a ich szerokość umożliwiła przecieki bitumu (Rys. 4.a). Przy oparciu belki na przyczółku w części betonu brak jest otuliny i odsłonięte są dolne pręty zbrojeniowe (Rys. 4.b).

Na powierzchniach bocznych belek są widoczne liczne rysy, przy czym ich gęstość można określić wskaźnikiem: (sumaryczna długość rys)/(pole powierzchni), który osiąga wartość $7\,\mathrm{m}/1\mathrm{m}^2$. Zinwentaryzowaną siatkę rys na powierzchniach bocznych belek w przęśle piątym pokazano na rys. 5.



Rys. 5. Obraz zarysowania belek

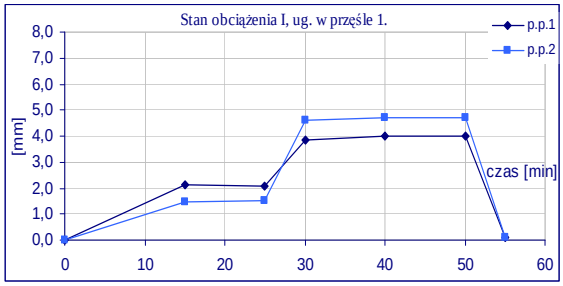
Po zakończeniu budowy mostu, w roku 1963, przeprowadzono próbne obciążenie [3]. Do obciążenia wykorzystano cztery samochody Skoda o łącznym ciężarze 60 T. Pomierzone wartości ugięć wyniosły: w przęśle skrajnym $f^{skr.}$=7,69 mm, w przęśle pośrednim $f^{pośr.}$=11,4 mm i były ponad 3-krotnie większe od ugięć przewidywanych w projekcie próbnego obciążenia [2], odpowiednio o wartościach $f_o^{skr.}$=2,15 mm i $f_o^{pośr.}$=3,2 mm. Ponadto w protokole [3] znaleźć można stwierdzenie: „... *nad podporami w belkach znajdują się małe rysy, które wykazują, iż powstały na skutek skurczu betonu... . Przed przystąpieniem do próbnego obciążenia dokładnie oznaczono i opisano w/w rysy, które w trakcie obciążenia nie wykazały żadnych zmian.”* Cytat świadczy o istnieniu rys widocznych gołym okiem od samego początku istnienia obiektu.

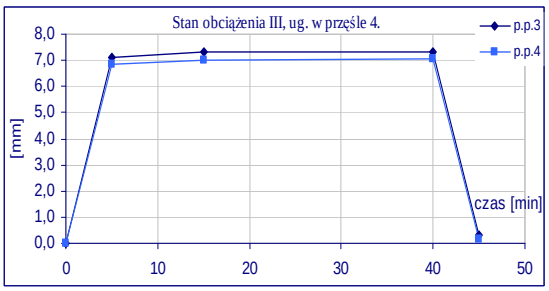
W zakresie oceny konstrukcji mostu w 2005 roku przeprowadzono również obciążenie próbne. Do obciążenia wykorzystano dwa samochody ciężarowe 3-osiowe, Rys. 6.

a)
b)

Rys. 6. Stan obciążenia I, pierwszy samochód a) Stan obciążenia III b)

Łączy ciężar samochodów wynosił 55 T i stanowił 92,5 % ciężaru wykorzystanego w roku 1963. Rezultaty pomiaru ugięć zarejestrowane podczas próbnego obciążenia zestawiono na Rys. 7.

a) 

b) 

Rys. 7. Rezultaty pomiarów statycznych ugięć w przęśle skrajnym a) i pośrednim b)

W trakcie obciążeń statycznych nie zaobserwowano wychyleń na czujnikach zamontowanych na rysach i nie uległy pęknięciom założone plomby. Pomierzone ugięcia belek głównych, przy dokładności pomiaru 0,01 mm, wyniosły:

$$f_{pom.}^{skr.} = \max\{3{,}99\ ;\ 4{,}72\} = 4{,}72 \text{ mm},$$

$$f_{pom.}^{posr.} = \max\ \{7{,}38\ ;\ 7{,}05\} = 7{,}38 \text{ mm}.$$

Uzyskane podczas pomiarów ugięcia maksymalne były bliskie wartościom sprężystym wyznaczonym w analizie statycznej w projekcie próbnego obciążenia, wynoszącym odpowiednio 4,8 i 7,5 mm.

Pomiar przesunięć poziomych na łożyskach wykazał ich prawidłową pracę.

4. Analiza obliczeniowa i ocena nośności

Na podstawie dokonanej inwentaryzacji i badań betonu mostu z 2005 roku oszacowano nośność belek mostowych:

- nośność belki na zginanie w przekroju w osi filarów M_{Rd1}=5,0 MNm,
- nośność belki na zginanie w przekroju przęsłowym M_{Rd2}=3,5 MNm,
- nośność belki w strefie przypodporowej na ścinanie V_{Rd} =6,69 MN.

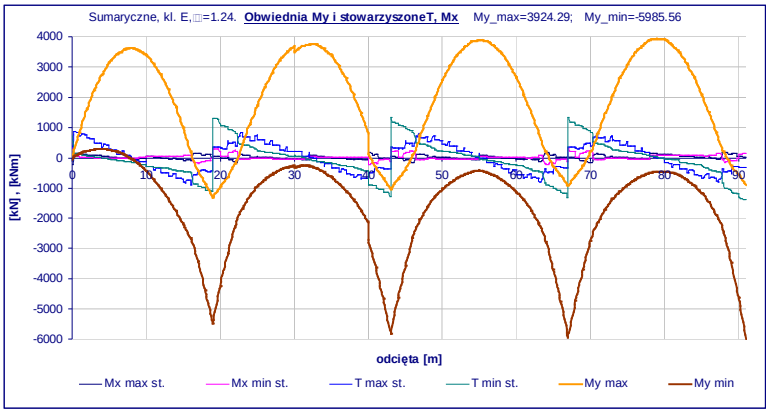
W celu określenia klasy obciążeń obiektu wyznaczono obwiednie momentów zginających – M_y, sił poprzecznych – T oraz wartości momentów skręcających stowarzyszonych z M_y i T w belkach głównych.

Analizę statyczną przeprowadzono w zakresie sprężystym z wykorzystaniem programu Micro-STRAINS opartego na metodzie elementów skończonych. Jako model obliczeniowy przyjęto ruszt przestrzenny z podziałem podłużnym, co 1 m. Sposób podparcia rusztu odpowiadał rzeczywistemu podparciu mostu.

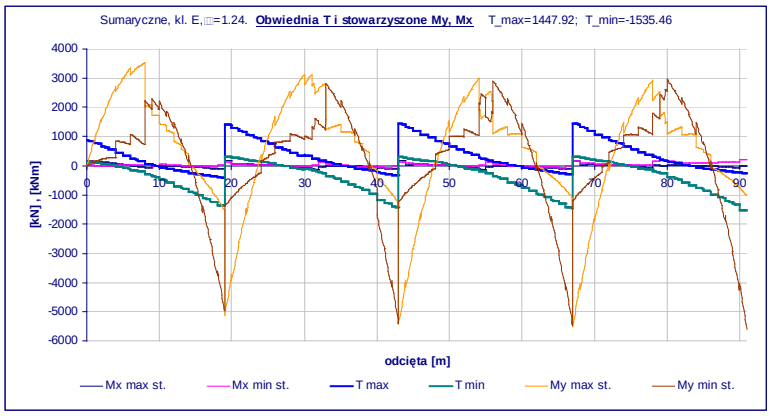
Ze względu na istniejące pęknięcia w płycie i układ zarysowań w obszarach zmiany szerokości belek głównych w strefach przy filarach, przy wyznaczaniu charakterystyk geometrycznych pominięto współpracę belek z płytą pomostu uwzględniając tylko przekrój prostokątny, co odpowiada stanowi rzeczywistemu.

Końcowe wyniki obliczeń w postaci wykresów obwiedni momentów zginających i sił poprzecznych oraz stowarzyszonych z nimi pozostałych sił wewnętrznych zamieszczono na rys. 8.

a)



b)



Rys. 8. Obwiednie momentów zginających a) i sił poprzecznych b) przy klasie obciążenia E i φ=1,24

Jako miarodajne do porównania z nośnością przekrojów mostu przyjęto, zgodnie z zaleceniami normy [5], następujące wielkości:

– zredukowaną wartość momentu zginającego nad filarem

$$M^{(f)}_{miarodajne}=\frac{5985{,}58}{2}\left[1+\left(1-\frac{0{,}4}{24}\right)^2\right]=5886\ \text{kNm}$$

– wartość siły poprzecznej w przekroju nad filarem, w odległości 1.4 m od filara

$T_{miarodajne}$= 1306 kN

– moment zginający przęsłowy

$M^{(p)}_{miarodajne}$= 3924 kNm.

Dokonano porównania wielkości miarodajnych, wyznaczonych z procesu obciążania mostu z obliczoną nośnością belek na:

– zginanie nad filarem $M^{(f)}_{miarodajne}/M_{Rd1}$= 5,89 MNm /5 MNm = 1,18 (przekroczenie o 18%)

– zginanie w przęśle $M^{(p)}_{miarodajne}/M_{Rd2}$= 3,92 MNm / 3,5 MNm =1,12 (przekroczenie o 12%)

– ścinanie $T_{miarodajne}/V_{Rd}$=1,31MN /6.69 MN=0,2

i stwierdzono, że momenty zginające wywołane obciążeniami klasy E przekraczają nośność belki na zginanie odpowiednio o 18% w przekroju nad podporą i 12 % w przęśle, natomiast siła poprzeczna jest w tym przypadku pięciokrotnie mniejsza od nośności na ścinanie.

Ze względu na nośność najbardziej wytężonych przekrojów belek w analizowanym moście, obiektu nie można zakwalifikować nawet do najniższej klasy obciążenia normowego, czyli do klasy E.

5. Uwagi dodatkowe

Przeanalizowano otrzymane w trakcie próbnego obciążenia maksymalne wartości ugięć statycznych w belkach. Pomierzone ugięcia nie przekroczyły granicznych wartości ugięć określonych wg normy [5], które wynoszą w przęśle skrajnym f_{dop}=15,2 mm a w przęśle środkowym f_{dop}=14,4 mm.

Zgodnie z normą [8] ugięcia w obciążeniu próbnym nie mogą być większe od wartości obliczonych w projekcie próbnego obciążenia, w tym kontekście pomierzone ugięcia są prawidłowe. Należy jednak zwrócić uwagę na relatywnie niską sztywność konstrukcji, gdyż na ogół w przypadku mostów żelbetowych ugięcia rzeczywiste są mniejsze od ugięć obliczonych o około 30 do 40%.

W trakcie próbnego obciążenia zrealizowano również pomiary odkształceń w teście dynamicznym. Wyznaczone wartości odkształceń trwałych są pomijalnie małe, co wskazuje na sprężystą pracę konstrukcji. Te niskie wartości są także wynikiem przejazdu pojazdów przez most po obciążeniu.

Analiza wyników zarejestrowanych w próbie dynamicznej posłużyła do wyznaczenia –

- współczynnika dynamicznego wg [9] $\varphi_{obc.pr.} = f_{dyn.} / f'_{stat.} = 1{,}17 < \varphi = 1{,}24$;
- okresu drgań własnych T= 0,14 sec (ω=7 Hz);
- logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań δ=0,223.

O ile wyznaczony współczynnik dynamiczny odpowiada w przybliżeniu obliczonemu z normy to na specjalną uwagę zasługują logarytmiczny dekrement tłumienia i okres drgań własnych. Oszacowane na podstawie pomiarów wielkości tych parametrów świadczą o słabym tłumieniu, czyli silnych własnościach sprężystej odpowiedzi konstrukcji, co raczej charakteryzuje obiekty stalowe niż żelbetowe.

Poddając analizie sposób zarysowania występujący w płycie należy zwrócić uwagę na bardzo mały stopień zbrojenia rozdzielczego (zaledwie 0,09% po każdej stronie płyty). Zbrojenie to powinno spełniać bardzo ważną rolę w przenoszeniu naprężeń od odkształceń wymuszonych głównie od skurczu. W normie dotyczącej projektowania żelbetowych obiektów mostowych [5] jest zapis, że rolę zbrojenia przeciwskurczowego może tworzyć siatka złożona ze zbrojenia rozdzielczego i zbrojenia głównego. Z powodu braku dokładnych przepisów odnośnie takiego zbrojenia w normie [5], wyznaczono minimalny stopień zbrojenia w celu ograniczenia rys skurczowych z nowej normy dotyczącej wymiarowania konstrukcji z betonu [6]. Wyznaczona wartość sumarycznego stopnia zbrojenia wyniosła 0,8% czyli po 0,4% na każdą stronę płyty. Dobrane zbrojenie, które spełniałoby ten warunek to np. pręty o średnicy ϕ10 rozmieszczone w rozstawie, co 9,5 cm. O tym, że pęknięcia w płycie powstały na skutek odkształceń skurczowych świadczy miejsce ich powstania, a mianowicie w odległości około 2m od osi podpory, czyli w przekroju, do którego nie dochodzi już dodatkowe zbrojenie umieszczone nad filarami w płycie prostopadle do prętów głównych.

Brak jest również zbrojenia przeciwskurczowego w belkach. Norma [5] zaleca stosowanie zbrojenia przypowierzchniowego do wszystkich powierzchni zewnętrznych i narażonych na wpływy atmosferyczne. Dodatkowo w normie [5] podano, że „W elementach żelbetowych zbrojonych prętami o średnicy większej niż 32 mm lub z otuliną o grubości większej niż 50 mm należy stosować dodatkowo zbrojenie przypowierzchniowe między prętami grubymi i powierzchnią zewnętrzną betonu w strefie rozciąganej w celu przeciwdziałania niebezpiecznemu zarysowaniu.”. W przypadku analizowanego mostu do zbrojenia belek użyto prętów o dużych średnicach ϕ40 mm.

Analiza stanu awaryjnego mostu wskazała jak duże znaczenie, w aspekcie spełnienia stanów granicznych użytkowalności i trwałości konstrukcji, ma stosowanie

przypowierzchniowego zbrojenia przeciwskurczowego. Trzeba zaznaczyć, że o ile w obecnie obowiązujących przepisach normowych zagadnieniu projektowania dodatkowego zbrojenia ze względu na ograniczenie rozwarcia rys poświęca się wiele miejsca, to we wcześniejszych normach brak było odpowiednich zaleceń w tym względzie. Należy liczyć się zatem, że w mostach obecnie eksploatowanych a wzniesionych kilkadziesiąt lat wcześniej takie zbrojenie nie występuje.

6. Podsumowanie

W przypadku mostu drogowego przez rzekę Wieprz w Baranowie zalecenie ograniczenia transportu i dopuszczenia do ruchu pojazdów o masie do 20 T w praktyce nie było stosowane.

Przeciążenie mostu miało wpływ na zwiększoną propagację uszkodzeń, szczególnie w belkach mostu. Brak zbrojenia przeciwskurczowego w płycie spowodował wystąpienie miejsc, w których powstały pęknięcia o znacznej szerokości. Istnienie rys o stosunkowo dużej szerokości rozwarcia, umożliwiającej penetrację wody, wywołało korozję betonu i zbrojenia. Silne zarysowanie betonu jak i korozja zbrojenia z pewnością mają dodatkowy wpływ na zmniejszenie sztywności i nośności i tak już przeciążonej konstrukcji.

Biorąc pod uwagę wyniki analizy obliczeniowej stwierdzono, że omawiany most nie może być nawet zakwalifikowany do klasy obciążenia E, która jest najniższą wyspecyfikowaną w normie. W rzeczywistości po moście przejeżdżają pojazdy o ciężarze większym od dopuszczonego. W obecnej sytuacji, by most mógł być eksploatowany zgodnie z rzeczywistymi potrzebami powinien odpowiadać klasie obciążenia B.

Literatura

1. R. Barszcz, A. Łukaszewski - Projekt techniczny mostu przez rz. Wieprz w Baranowie – Warszawskie Biuro Studiów i Projektów Transportu Drogowego i Lotnictwa z siedzibą przy ul. Wileńskiej 10 w Warszawie, czerwiec 1961 r. (nie publikowane)
2. R. Barszcz, A. Łukaszewski - Projekt próbnego obciążenia żelbetowego mostu drogowego przez rz. Wieprz w Baranowie – Warszawskie Biuro Studiów i Projektów Transportu Drogowego i Lotnictwa z siedzibą przy ul. Wileńskiej 10 w Warszawie, czerwiec 1961 r. (nie publikowane)
3. Odpis Protokołu z dn. 17.XII.1963 r. w sprawie próbnego obciążenia mostu przez rz. Wieprz w Baranowie. (nie publikowane)
4. PN-85/S-10030 - Obiekty mostowe. Obciążenia.
5. PN-91/S-10042 – Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
6. PN-B-03264:2002 - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
7. J. Biliszczuk, J. Bien, P. Maleszkiewicz, Cz. Machelski, M. Misiewicz, J. Onyks, J. Rabiega - Podręcznik Inspektora Mostowego, Politechnika Wrocławska, Wrocław, 1995.
8. PN-77/S-10040 Żelbetowe i betonowe konstrukcje mostowe. Wymagania i badania.
9. A. Ryżyński – Badania konstrukcji mostowych, WKiŁ, Warszawa,1983.