

# Analiza bezpieczeństwa wsporników zamknięć segmentowych zapory WITKA

Dr hab. inż. Stanisław Kostecki, dr inż. Wojciech Rędownicz, dr inż. Roman Wróblewski, Politechnika Wrocławska

## 1. Wprowadzenie

Stopień wodny Witka, na który składają się: zapora ziemna, blok upustowy oraz elektrownia wodna z pompownią położony jest w km 2+800 biegu rzeki Witka, w odległości około 15 km na południe od miasta Zgorzelec. Celem budowy zbiornika retencyjnego jest zaopatrzenie w wodę rejonu Bogatyni i produkcja energii elektrycznej. Zbudowany w 1962 roku stopień ulega ciągłemu starzeniu się i wymaga bieżących remontów. W artykule skoncentrowano się na analizie bezpieczeństwa spełnianych wsporników zamknięć segmentowych, opartej na wynikach obliczeń statycznych i wytrzymałościowych. Obliczenia numeryczne wykonano przyjmując przestrzenny model konstrukcji zamknięcia segmentowego. Wyniki analiz wykorzystano do opracowania wzmocnienia wsporników.

## 2. Wsporniki zamknięć segmentowych

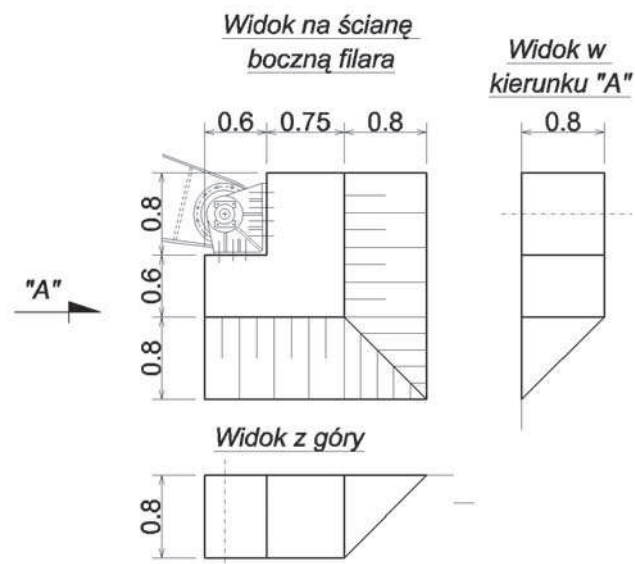
Segmenty na trzech przelewach zapory Witka są zamknięciami głównymi o wysokości 6,6 m i rozpiętości 6,7 m. Stalowa konstrukcja segmentu składa się ze ściany piętrzącej opartej na dwóch ramowych dźwigarach głównych, których ramiona stężone są obustronnie pionowymi blachami. Ściana piętrząca składa się z blachy opierającej, stanowiącej odcinek walca o promieniu 7,82 m, stężonej dźwigarami drugorzędowymi – pionowymi przęponami

oraz trzeciorzędowymi stanowiącymi wzmocnienia poziome, zapewniające przejęcie obciążeń od parcia wody oraz kry lodowej. Obciążenia ze ściany piętrzącej przekazywane są następnie przez rygle dźwigarów głównych na ramiona, które oparte są na łożyskach segmentu, zamocowanych do żelbetowych wsporników wystających ze ścian bocznych filarów i przyczółków przelewu.

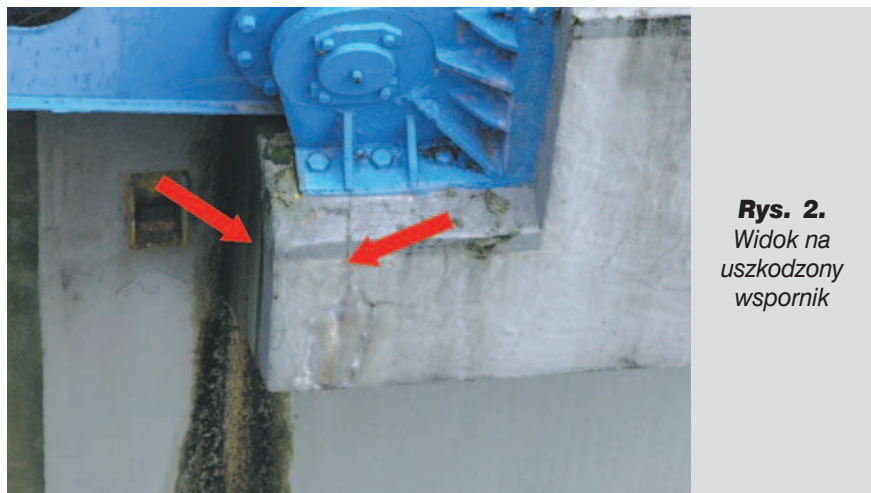
Żelbetowe wsporniki mają kształt ostrosłupa ściętego, którego przednia i górna ściana zostały wycięte dla oparcia łożyska (rys. 1). Górna część wspornika za łożyskiem przenosi obciążenia od składowej poziomej siły występującej w łożysku, podczas gdy dolna część pod łożyskiem przenosi obciążenia od składowej pionowej. Rozmieszczenie zbrojenia wspornika odpowiada założonemu schematowi jego pracy [12]. W części

górnej założono zbrojenie  $\phi$  20 poziome (nośne) w rozstawie co 15 cm i pionowe (rozdzielcze)  $\phi$  20 w rozstawie co 17 cm. W podobny sposób zbrojona jest część pionowa wspornika. Dodatkowo w projekcie przewidziano pręty ukośne  $\phi$  24, których zadaniem jest również przeniesienie sił rozciągających. W elemencie nie zastosowano strzemion. W wyniku wieloletniej eksploatacji, na powierzchni lewego wspornika w prawym przęśle przelewu zapory wystąpiło zarysowanie. Rysy wystąpiły na bocznej i przedniej ścianie pod łożyskiem (rys. 2).

W celu określenia przyczyny i głębokości powstałych spękań wspornika wykonano badania terenowe. Ze względu na gęsty rozstaw zbrojenia i zakotwień nie zdecydowano się na pobranie odwiertów, a wytrzymałość betonu na ściskanie ustalono na podstawie badań skle-



**Rys. 1.**  
Wymiary  
wspornika



**Rys. 2.**  
Widok na uszkodzony wspornik

rometrycznych za pomocą młotka Schmidta typu N [6]. Na podstawie normy [8] badany beton zaliczono do klasy C20/25. Otrzymane wyniki wykorzystano jako dane wyjściowe do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wspornika zamknięcia segmentowego.

### 3. Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe

#### 3.1. Założenia

Przyjęto, że klasa betonu to C20/25, zbrojenie wykonano ze stali St0S, a dane materiałowe to: moduł odkształcalności betonu  $E_{cm} = 30\ 000$  kPa, moduł odkształcalności stali  $E_a = 200\ 000$  kPa, współczynnik Poisson'a dla betonu  $\nu = 0,2$ , współczynnik Poissona dla stali  $\nu = 0,3$ , gęstość betonu zbrojonego  $\rho = 2548,4$  kg/m<sup>3</sup>, gęstość stali  $\rho = 7850$  kg/m<sup>3</sup>, gęstość wody  $\rho_w = 1000$  kg/m<sup>3</sup>, wytrzymałość betonu na rozciąganie  $f_{ctm} = 2,2$  MPa, maksymalne odkształcenia betonu rozciąganego  $\epsilon_{tmax} = 0,0015$ , granica plastyczności stali  $f_{yk} = 250$  MPa, przyspieszenie ziemskie  $g = 9,81$  m/s<sup>2</sup>.

#### 3.2. Obciążenia

Obciążenia wspornika wyznaczono na podstawie normy [11] oraz rozporządzenia [13], przyjmując następujące schematy obciążeń: 1) segment znajduje się w położeniu piętrzącym dla max PP (rys. 3.), 2) segment znajduje się w położeniu piętrzącym dla NPP (rys. 4).

Ponadto przyjęto: ciężar segmentu  $G = 60$  kN, współczynniki obciążeń:  $\gamma_f = 1,35$  dla parcia hydrostatycznego wody,  $\gamma_f = 1,3$  dla parcia lodu,  $\gamma_f = 1,2$  dla ciężaru własnego, parcie kry lodowej  $q_l = 30$  kN/m<sup>2</sup> (obciążenie rozłożone do głębokości 1 m od powierzchni wody), napór kry lodowej na dolną krawędź (obciążenie liniowe)  $Q_l = 30$  kN/m.

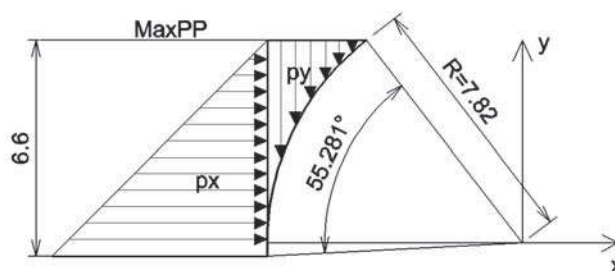
Na podstawie analizy obciążeń określono, że schemat drugi jest bardziej niekorzystny. Przyjęto ostatecznie następujące obliczeniowe wartości składowych siły działającej na łożysko: pozioma  $F_x = 1087$  kN, pionowa  $F_y = 310$  kN. W obliczeniach nie uwzględniono siły rozporu powstającej w ramionach segmentu, bowiem siła rozporu dociska wspornik do filara i poprawia warunki pracy wspor-

nika. Ponadto jej wartość, z uwagi na dużą relatywnie sztywność rygla w stosunku do sztywności ramion, jest niewielka.

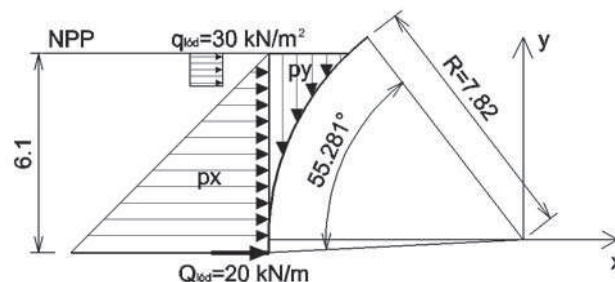
#### 3.3. Obliczenia wyężenia wspornika MES

Obliczenia przeprowadzono z wykorzystaniem metody elementów skończonych w zakresie małych przemieszczeń i odkształceń, przyjmując dwa rodzaje modeli materiału: liniowo-sprężysty dla analizy przestrzennej, model nieliniowy uwzględniający zarysowanie betonu w postaci tzw. rys rozmytych i uplastycznienie stali dla analizy w płaskim stanie naprężenia. W drugim przypadku osobno modelowano beton, a osobno pręty zbrojenio-

we. Dla obu modeli przyjęto izoparametryczne elementy skończone o aproksymacji przemieszczeń wewnątrz poszczególnych elementów funkcją kwadratową. Uzyskane na modelu trójwymiarowym wartości naprężeń nie wskazują na możliwość pojawienia się rys o obrazie zaobserwowanym w rzeczywistości, bowiem obszar zarysowany jest mało wyężony, choć panują tam naprężenia rozciągające. Kierunek tych naprężeń jest natomiast właściwy dla powstania zaobserwowanych rys. Można więc uznać, że przyczyna zarysowania nie jest związana z wyężeniem elementu, jednak



**Rys. 3.**  
Schemat 1 wyznaczenia obciążeń



**Rys. 4.**  
Schemat 2 wyznaczenia obciążeń

po zainicjowaniu rysy stan naprężenia mógł pogłębić występujące uszkodzenie. Model trójwymiarowy jest modelem liniowym i w analizie naprężeń nie uwzględnia możliwości pojawienia się rys. W związku z tym model ten potraktowano jako pierwsze przybliżenie zachowania się elementu.

Dalsze analizy rozkładu naprężeń w elemencie z możliwością jego zarysowania przeprowadzono na modelu nieliniowym, dwuwymiarowym, na którym określono naprężenia w zbrojeniu wspornika. Z porównania wyników naprężeń dla przekroju obciążonego siłą poziomą  $F_x$  i dla przekroju obciążonego siłą pionową  $F_y$  wynika, że oba stany naprężeń nie różnią się istotnie. Ze względu na duże wymiary elementu, element ten nie uległ zarysowaniu, a naprężenia w zbrojeniu nie przekraczają

30 MPa. Koncentracja naprężeń rozciągających jest obserwowana w przekroju, w którym zmienia się skokowo grubość elementu dla oparcia łożyska segmentu, ale nie są to naprężenia mogące być przyczyną spękań betonu.

### 3.4. Sprawdzenie nośności wspornika

Przeprowadzono obliczenia sprawdzające nośność wspornika zgodnie z normami [9, 10]. Obie normy różnią się w zakresie obliczania krótkich wsporników. Aktualne zalecenia normowe nie uwzględniają zbrojenia w postaci prętów ukośnych i stąd powstała konieczność sprawdzenia przekroju wspornika również wg starszych zaleceń. Otrzymane wyniki obliczeń wskazują, że zarówno w kierunku poziomym, jak i pionowym nośność w betonie oraz stali

nie jest przekroczona. Ponieważ w analizowanym wsporniku strzemiona nie występują, to zgodnie z obowiązującymi normami wyznaczono potrzebną ilość dodatkowych prętów zastępujących strzemiona jako  $9\phi 14$ .

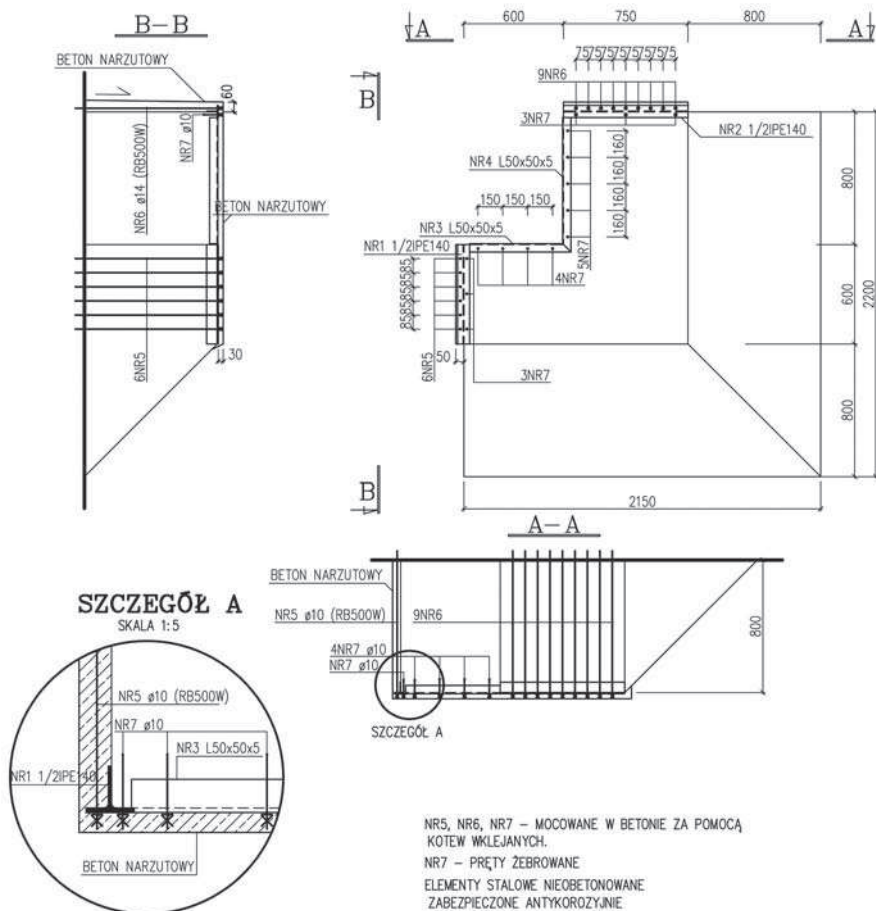
### 4. Naprawa i wzmocnienie wspornika

Ze względu na dostateczną nośność zbrojenia głównego wspornika, jedynym elementem uzupełniającym konstrukcję są dodatkowe pręty zastępujące strzemiona, których nie przewidziano w projekcie [12]. Konstrukcję wzmacniającą wraz z uzupełniającymi elementami przedstawiono na rysunku 5. Oprócz wspomnianych prętów przeprowadzono naprawę występujących uszkodzeń w następujących etapach:

- rozkuto i usunięto słabe fragmenty betonu z całego wspornika, nie uszkadzając zbrojenia,
- powierzchnię betonu wspornika oraz odsłonięte zbrojenie oczyszczono z wszelkich nalotów zabrudzeń, farb, powłok i produktów korozji metodą poprzez piaskowanie,
- szczeliny pomiędzy podstawami łożyska a wspornikiem wypełniono podlewką przenoszącą naprężenia 3 MPa,
- poza powierzchniami, na których zastosowano dodatkowe zbrojenie, ubytki betonu odtworzono jednym z dostępnych na rynku systemów naprawczych żelbetu,
- dodatkowe pręty i kotwy zastępujące strzemiona osadzono w wywierconych otworach, a po okresie wiązania żywicy pręty zbrojenio-we lekko naciągnięto dokręcając nakrętki,
- elementy stalowe zabezpieczono warstwą betonu naprawczego dostosowanego do wykonania warstw o grubość 10 cm.

### 5. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń numerycznych stwierdzono, że występujące uszko-



Rys. 5. Konstrukcja wzmacniająca wraz z uzupełniającymi elementami

dzenie wspornika nie jest związane z wyężeniem elementu. Prawdopodobną przyczyną jego powstania jest uszkodzenie struktury betonu w wyniku oddziaływania wody, która przedostała się pod podstawę łożyska. Przyjęte w projekcie technicznym zbrojenie główne jest wystarczające do przeniesienia występujących obciążeń. Stan techniczny elementu wymagał naprawy, która oprócz odtworzenia stanu projektowanego zwiększyła poziom jego bezpieczeństwa poprzez zastosowanie dodatkowych elementów stalowych.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] Boretti Z., Bogucki W., Gajowniczek S., Hryniewiecka, Przykłady obliczeń konstrukcji stalowych. Arkady, Warszawa 1997
- [2] Czarnecki L., Emmos P. H., Naprawa i korozja konstrukcji betonowych. Polski Cement Sp. z o.o., Kraków 2002
- [3] Imiełowska A., Instrukcja techniczna ujęcia wody na zbiorniku Witka. BOT Elektrownia Turów S.A, Bogatynia 2007
- [4] Kledyński Z., Remonty budowli wodnych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2006
- [5] Łapko A., Projektowanie konstrukcji żelbetonowych według Eurocodu 2. Arkady, Warszawa 2001
- [6] Runkiewicz L., Badania konstrukcji żelbetonowych. Biuro Gamma, Warszawa 2002.
- [7] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe. PWN, Warszawa 2006
- [8] PN-EN 206-1 Beton Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [9] PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [10] PN-B-03264: 2002. Konstrukcje betonowe żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [11] PN-2000/B-032001 Konstrukcje stalowe w budownictwie wodnym śródlądowym. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [12] Projekt obiektu D-6423. Warszawskie biuro projektów energetycznych, Warszawa 1958.
- [13] Rozporządzenie Ministra Środowiska z 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie, Dz. U. 2007 Nr 86 poz. 579

# Strunobetonowe słupy trakcyjne z betonu wirowanego

Dr inż. Janusz Kubiak, dr inż. Aleksy Łodo, dr inż. Jarosław Michałek,  
Politechnika Wroclawska

## 1. Wprowadzenie

Linie kolejowe w Polsce mają długość około 24 tys. km, z tego prawie połowa to linie o znaczeniu podstawowym. Około 5 tys. km linii podstawowych przewidzianych jest do modernizacji w celu zintegrowania ich z siecią międzynarodową o podwyższonych prędkościach pociągów osobowych (minimum 160 km/h) i towarowych (minimum 120 km/h). Modernizacja głównych linii kolejowych w Polsce rozpoczęta ponad 15 lat temu związana jest między innymi z wymianą słupów trakcji kolejowej.

Istniejąca trakcja kolejowa w kraju zawieszona jest na żelbetonowych słupach prostokątnych typu ŻK i dwuteowych STŻ (tab. 1) albo stalowych wykonanych z ceowników (słupy kratowe zabezpieczone powłokami malarskimi) bądź z dwuteowników szerokostopo-

wych typu HEB (np. ze stali trudnordzewiejącej – linia CMK). Słupy te były utwierdzone w blokowych fundamentach prefabrykowanych bądź monolitycznych, których montaż wymagał wykonania głębokich wykopów naruszających strukturę podtorza. Słupy stalowe ulegały ponadto stosunkowo szybkiej korozji w miejscu połączenia z masywnymi fundamentami (wpływ destrukcyjny oddziaływania prądów błędzących i drgań słupów), a żelbetonowe niszczyły się na wysokości wskutek zbyt małej otuliny betonowej zbrojenia (nie przestrzegano elementarnych zasad dotyczących zachowania minimalnej grubości otuliny zbrojenia). Od 1997 r. w modernizowanych liniach kolejowych stosowane są fundamenty palowe (rys. 1 i tab. 2), do których przytwierdza się słupy stalowe ocynkowane ogniowo i malowane farbami nawierzchniowymi (rys. 2).

## 2. Krajowe słupy trakcyjne z betonu wirowanego w fazie zastosowań próbnych

Technologia wirowania betonu od wielu dziesięcioleci zdominowała w Europie i na świecie przemysłową produkcję strunobetonowych żerdzi elektroenergetycznych i słupów trakcji kolejowej. W Polsce ta technologia została wprowadzona dopiero na początku lat dziewięćdziesiątych XX wieku [1]. Funkcjonująca przy Instytucie Budownictwa Politechniki Wrocławskiej w latach 1990–1997 linia laboratoryjna produkcji żerdzi wirowanych pozwoliła na wykonanie w 1995 i 1996 r. kilkudziesięciu słupów trakcyjnych z betonu wirowanego typu ET-1 i ET-2 o długości 9,5 m, które zastosowano jako elementy prototypowe (rys. 3) na linii kolejowej E 59 w rejonie stacji Wrocław – Osobowice