



SPIS TREŚCI

| | strona |
|---|----------------|
| ZAGADNIENIA KONSTRUKCYJNE I MATERIAŁOWE | |
| A. Jarominiak – Odporność konstrukcji | 515 |
| B. Gwozdowski, J. Wdowicki, T. Błaszczński – Budynek wysoki Shanghai World Financial Center – konstrukcja i analiza obliczeniowa | 521 |
| W. Kubissa – Samozagęszczające się materiały małej wytrzymałości | 525 |
| PORADNIK KONSTRUKTORA | |
| A. Biegus, D. Mądry – Praktyczne aspekty projektowania konstrukcji stalowych z uwagi na warunki pożarowe | 530 |
| Sz. Pałkowski – O obliczaniu odciągów masztu | 536 |
| M. Lewandowski, M. Gajewski, M. Giżejowski – Analiza stateczności stalowego płaszcza przeciwpożarowego zbiornika na wodę | 539 |
| W. Kucharczuk, S. Labocha – Nośność i sztywność belki stalowo-betonowej w zależności od stopnia zespolenia . | 545 |
| MOSTY | |
| J. Biliszczuk, J. Onysyk, W. Barcik, K. Stępień – Projekt mostu nad rzeką Łyną w ciągu obwodnicy Olsztyna | 550 |
| M. Szydłowski, P. Zima – Numeryczna analiza wpływu budowy podpory mostu na rzece Wiśle na przepływy i roz- mycie dna koryta rzeki. | 553 |
| G. Świt, B. Goszczyńska, W. Trąmpczyński, A. Kramp- kowska – Zastosowanie metody emisji akustycznej do oceny stanu technicznego mostu stalowego | 559 |
| DYSKUSJE | |
| A. Jarominiak – Jeszcze w sprawie deklarowanej realizacji szlaku drogowego łączącego Europę Północną i Polu- dniową | 562 |
| Z ŻYCIA PZITB | |
| S. Pyrak – Profesor <i>Tadeusz Godycki-Ćwirko</i> laureatem Medalu PZITB im. Profesora Romana Ciesielskiego w 2013 roku | 564 |
| A. Zybura – 80-lecie urodzin Profesora <i>Włodzimierza Strosol- skiego</i> | 566 |
| KRONIKA | |
| S. Czarniecki, S. Pyrak – Śp. mgr inż. <i>Witold Świądrowski</i> (1914-2013) | 568 |
| Śp. prof. dr inż. <i>Stanisław Kajfasz</i> | III s. okładki |
| RECENZJE | 549, 558 |

Tematyka czasopisma

Ogólne problemy budownictwa i inżynierii lądowej, teoria konstrukcji, kształtowanie, wspomaganie komputerowe, projektowanie, realizacja, diagnostyka i utrzymanie obiektów budowlanych, inżynierskich i specjalnych, w tym mostów, budowli podziemnych i komunalnych, badania materiałów, elementów i konstrukcji, fizyka budowli, geotechnika, normalizacja, jakość i certyfikacja, kształcenie kadr oraz aktualne sprawy środowiska budowlanego.

Czasopismo jest dofinansowane przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego. Artykuły są recenzowane. Za publikację naukową w „Inżynierii i Budownictwie” uzyskuje się 4 punkty. (Komunikat MNiSW z 17.09.2012 r.)

Wydawca

Fundacja PZITB Inżynieria i Budownictwo
00-050 Warszawa, ul. Świętokrzyska 14
Przewodniczący Rady Fundacji prof. dr hab. inż. Kazimierz Flaga, dr h.c.

Redakcja

00-637 Warszawa, al. Armii Ludowej 16, **pokój 626A**
Politechnika – Wydział Inżynierii Lądowej, tel./fax 22-629-69-86.
e-mail: pzitbinzynieria@neostrada.pl www.zgppzitb.org.pl
www.inzynieriaibudownictwo.pl

Kolegium Redakcyjne

Redaktor naczelny dr inż. Stefan Pyrak, **zastępca redaktora naczelnego** prof. dr inż. Wojciech Włodarczyk, **sekretarz redakcji** mgr inż. Monika Kubisiak, **redaktorzy tematyczni:** prof. dr hab. inż. Kazimierz Dąbrowski, mgr inż. Stanisław Gawroński, prof. dr hab. inż. Marian Giżejowski, prof. dr hab. inż. Stanisław Kuś, dr hab. inż. Hanna Michalak – prof. PW, mgr inż. Piotr Rychlewski, prof. dr hab. inż. Kazimierz Szulborski, **redaktor językowy** mgr Barbara Gluch, **redaktor statystyczny** prof. Wojciech Włodarczyk. **Współpracują:** prof. dr hab. inż. Piotr Noakowski (Niemcy), prof. dr inż. Andrzej Nowak (USA).

Rada Programowa

Prof. dr hab. inż. Janusz Kawecki (**przewodniczący**), dr hab. inż. Jan Bień, prof. PWR (**wiceprzewodniczący**), prof. dr hab. inż. Kazimierz Furtak, dr inż. Roman Gaćkowski, dr hab. inż. Anna Halicka, prof. PL (**sekretarz**), prof. dr hab. inż. Józef Jasiczak, prof. dr hab. inż. Ryszard Kowalczyk, prof. dr hab. inż. Aleksander Kozłowski, prof. dr hab. inż. Mieczysław Kuczma, prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz (**wiceprzewodniczący**), prof. dr hab. inż. Zbigniew Sikora, prof. dr hab. inż. Adam Zybura.

Warunki prenumeraty

Zamówienia prenumeraty „Inżynierii i Budownictwa” można składać w dowolnym terminie. Zamawiający może otrzymać czasopismo począwszy od następnego miesiąca po dokonaniu wpłaty. Zamówienia zeszytów sprzed terminu wpłaty będą realizowane – w miarę możliwości – z zapasów magazynowych.

Wpłaty na prenumeratę prosimy przekazywać na konto: Fundacja PZITB Inżynieria i Budownictwo, 00-050 Warszawa, ul. Świętokrzyska 14, Bank Millennium Warszawa, nr 23 1160 2202 0000 0000 5515 9052. Należy podać liczbę zamawianych egzemplarzy, okres prenumeraty oraz adres wysyłkowy.

Cena prenumeraty normalnej jednego zeszytu czasopisma wynosi rocznie 239,40 zł (miesięcznie 19,95 zł – w tym podatek VAT 5%). **Członkowie indywidualni** PZITB, Związku Mostowców RP, Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, studenci oraz uczniowie szkół średnich mogą zamówić **1 egzemplarz** czasopisma **w prenumeracie ulgowej** (połowa ceny normalnej, tj. 119,70 zł brutto). W przypadku prenumeraty ulgowej jest wymagane podanie (odpowiednio): nazwy Oddziału stowarzyszenia; numeru rejestracyjnego w Okręgowej Izbie Inżynierów Budownictwa; nazwy uczelni i wydziału lub nazwy szkoły. **Faktura za prenumeratę ulgową może być wystawiona tylko na osobę fizyczną.**

OGŁOSZENIA przyjmuje redakcja „Inżynierii i Budownictwa”
tel./fax 22-629-69-86

Indeks 95132 Cena: 19,00 zł + 5% VAT ISSN 0021-0315
Nakład 2350 egz. (wersja pierwotna)

PRZYGOTOWANIE DO DRUKU I DRUK: Drukarnia „LOTOS Poligrafia” sp. z o.o.
www.lotos-poligrafia.pl, tel. 22-872-22-66, fax 22-872-22-68.

JAROMINIAK A.: Odporność konstrukcji.

Przedstawiono zmiany filozofii projektowania konstrukcji budowlanych będące następstwem współczesnych tendencji ich kształtowania i jednocześnie obserwowanego zwiększania się liczby katastrof wskutek błędów człowieka, działania sił natury i aktów terroryzmu. Nowe warunki wymagają projektowania konstrukcji o zwiększonej odporności na nieprzewidziane okoliczności. Scharakteryzowano główne zasady osiągnięcia tego celu.

JAROMINIAK A.: Robustness of structure.

Changes in building structure design philosophy were presented. These changes result from current trends in structure forming as well as from increase in number of accidents caused by human errors, the forces of nature, or acts of terrorism. There is requirement for the structures to be much more robust to withstand any unforeseen circumstances and this paper discusses the main principles for achieving this.

GWOZDOWSKI B., WADOWICKI J., BŁASZCZYŃSKI T.: Budynek wysoki Shanghai World Financial Center – konstrukcja i analiza obliczeniowa.

Przedstawiono wyniki własnych analiz statycznych budynku. Szczegółowo rozważono wpływ pracy outriggerów na przemieszczenia poziome konstrukcji. Omówiono także problem projektowania nadproży ze zbrojeniem diagonalnym według amerykańskiej normy ACI 318-99.

GWOZDOWSKI B., WADOWICKI J., BŁASZCZYŃSKI T.: High Building Shanghai World Financial Center – structural design and calculations.

The results of static calculations of high building – Shanghai World Financial Center (SWFC) was presented. The influence of the outrigger trusses performance on structure horizontal displacements was analysed in detail. Design of diagonally reinforced coupling beams was also discussed, according to US code ACI 318-99.

KUBISSA W.: Samozagęszczające się materiały małej wytrzymałości.

Omówiono na podstawie literatury zagranicznej zastosowania i zalety samozagęszczonych betonów CLSM o małej wytrzymałości. Przedstawiono wyniki własnych badań mających na celu opracowanie przykładowych składów mieszanek CLMS z wykorzystaniem krajowych materiałów. Podano wnioski praktyczne.

KUBISSA W.: Controlled low strength materials CLSM.

In the article application of selfcompacting materials of low strength were described as well as some of their advantages. This description is based on a numerous articles of foreign authors. Also the results of authors' own research were presented. The research aimed at elaborating exemplary compositions of CLSM mixtures using some domestic materials. Practical conclusions were formulated.

BIEGUS A., MĄDRY D.: Praktyczne aspekty projektowania konstrukcji stalowych z uwagi na warunki pożarowe.

Omówiono zagadnienia projektowania konstrukcji stalowych według PN-EN 1993-1-2, z uwzględnieniem PN-EN 1990 oraz PN-EN 1991-1-2. Podano procedury oceny ognioodporności konstrukcji stalowych z zastosowaniem prostych modeli nośności oraz metody temperatury krytycznej. Przedstawiono praktyczne aspekty projektowania konstrukcji stalowych w warunkach pożaru z wykorzystaniem tzw. euronogramów.

BIEGUS A., MĄDRY D.: Practical aspects of fire design of steel structures.

The issues of design of steel structures according to PN-EN 1993-1-2, with references to PN-EN 1990 and PN-EN 1991-1-2 have been discussed herein. The simple procedures of the estimation of the fire resistance for simple models due to both the resistance and critical temperature method have been given. The practical aspects of the fire design of steel structures with the use of so called euronograms have been presented.

PAŁKOWSKI SZ.: O obliczaniu odciągów masztu.

Omówiono praktyczne metody obliczania odciągów masztu z uwzględnieniem parcia wiatru według normy PN-EN 1993-3-1. Podane równanie odciążu ma prostą postać i uwzględnia wszystkie istotne czynniki mające wpływ na wartość siły w odciążu, takie jak ciężar własny, parcie wiatru oraz przemieszczenia trzonu masztu. Rozwiązano przykład liczbowy oraz przeprowadzono dyskusję otrzymanych wyników. Przedstawione równanie odciążu masztu może znaleźć bezpośrednie zastosowanie w obliczaniu masztów.

PAŁKOWSKI SZ.: On the calculation of mast guys.

The practical methods of calculation of mast guys according to PN-EN 1993-3-1 have been discussed in this article. The given equation of mast guy has a simple form and takes into account all relevant factors affecting the value of the guy force, such as self-weight, wind load and displacements of the mast shaft. A numerical example has been solved and discussed. The presented mast guy equation can find a direct application in the design of the masts.

LEWANDOWSKI M., GAJEWSKI M., GIŻEJOWSKI M.: Analiza stateczności stalowego płaszcza przeciwpożarowego zbiornika na wodę.

Przedstawiono zagadnienia związane z projektowaniem stalowych zbiorników walcowych z cienkich blach skręcanych na śruby. Porównano wymagania w zakresie stateczności płaszcza zbiornika ujęte w normie amerykańskiej oraz normach europejskich. Stwierdzono, że podejście zastosowane w normie amerykańskiej wymaga najmniejszego nakładu pracy, a uzyskiwane wyniki są zbliżone, o ile nie takie same, jak uzyskane na podstawie eurokodów konstrukcyjnych czy też norm DIN-owskich. Wyniki zweryfikowano na podstawie obliczeń MES przy zastosowaniu programu ABAQUS.

LEWANDOWSKI M., GAJEWSKI M., GIŻEJOWSKI M.: Stability analysis of steel tank for water storage in active fire protection system.

Aspects of design of steel cylindrical tanks made of thin bolted plates are considered herein. Comparison between requirements from American and European design codes is presented. Conclusions are that American specifications are more clear and less time-consuming than those in Europe. Rules used in the American code give similar results to those obtained for corresponding Eurocodes and DIN codes. Results are verified by computer simulations with application of ABAQUS software.

KUCHARCZUK W., LABOCHA S.: Nośność i sztywność belki stalowo-betonowej w zależności od stopnia zespolenia.

Omówiono zagadnienia związane z obliczaniem belek zespolonych stalowo-betonowych z uwzględnieniem stopnia zespolenia. Metodyka obliczeń nawiązuje do normy PN-EN 1994-1-1. Rozważania zilustrowano przykładem liczbowym uwzględniającym różne warianty rozwiązań.

KUCHARCZUK W., LABOCHA S.: Capacity and rigidity of the steel-concrete composite beams with the regard to the degree of shear connection.

The article presents issues related to the calculation of the steel-concrete composite beams with the regard to the degree of shear connection. The methodology of calculations refers to the standard PN-EN 1994-1-1. Considerations were illustrated with the numerical example taking into account different variants of solutions.

BILISZCZUK J., ONYSYK J., BARCIK W., STĘPIEŃ K.: Projekt mostu nad rzeką Łyną w ciągu obwodnicy Olsztyna.

Przedstawiono trzy warianty rozwiązania mostu: w postaci ustroju belkowego, typu extradosed i podwieszonoego jednopylonowego. Po analizie warunków gruntowo-wodnych oraz wymagań środowiskowych do realizacji przyjęto most typu extradosed z betonu sprężonego, z przęsłami rozpiętości 60,0 + 120,00 + 60,00 m. Szerokość pomostu wynosi 29,94 m.

BILISZCZUK J., ONYSYK J., BARCIK W., STĘPIEŃ K.: Design of the bridge over Lyna river along the ring road of Olsztyn.

This paper presents three versions of the bridge over Lyna along the ring road of Olsztyn. All of them have been designed as a structures made of prestressed concrete. Comparison of construction costs of each particular version has been made. The extradosed bridge has been chosen for construction. It is three-span structure with the span lengths as follows: 60,00 + 120,00 + 60,00 m. The bridge is 29,94 m wide.

SZYDŁOWSKI M., ZIMA P.: Numeryczna analiza wpływu budowy podpory mostu na rzece Wiśle na przepływy i rozmycie dna koryta rzeki.

Opisano podejście do obliczeń hydraulicznych oparte na analizie dwuwymiarowego ruchu wody. Jako przykład przedstawiono analizę hydrodynamiki przepływu w rejonie budowanego mostu na Wiśle koło Kwidzyna. Na jej podstawie oszacowano intensywność ruchu rumowiska w rejonie podpory mostu. Omówiono także klasyczne podejście do oszacowania lokalnych rozmyć dna koryta.

SZYDŁOWSKI M., ZIMA P.: Numerical analysis of the influence of the Kwidzyn bridge pier construction on the flow and bed deformation in the Vistula river.

In this paper the two-dimensional hydrodynamic model was presented and used for the flow simulation. The hydraulic analysis for the bridge on the Vistula river near the Kwidzyn is presented as a case study example. The results were used for the identification of debris transport and river bed deformation process. The paper also presents standard approach to the calculation of local scour.

ŚWIT G., GOSZCZYŃSKA B., TRĄMPCZYŃSKI W., KRAMPIKOWSKA A.: Zastosowanie metody emisji akustycznej do oceny stanu technicznego mostu stalowego.

Przedstawiono zastosowanie metody emisji akustycznej do oceny stanu technicznego mostu stalowego (nitowanego) w Sandomierzu. Uzyskane wyniki umożliwiły dokonanie oceny stanu technicznego mostu w warunkach rzeczywistych obciążeń eksploatacyjnych. Stwierdzono, że metoda emisji akustycznej jest przydatna do analizy stanu technicznego konstrukcji stalowych.

ŚWIT G., GOSZCZYŃSKA B., TRĄMPCZYŃSKI W., KRAMPIKOWSKA A.: Application of acoustic emission method to assess the technical condition of the bolted bridge.

The paper shows the use of acoustic emission method for assessment of steel bridge (riveted) in Sandomierz. The results made it possible to evaluate the technical condition of the bridge in under service load. It was found that the acoustic emission method, based on the analysis of the destructive process, is a useful tool for the analysis of the condition of the steel structures.

dr hab. inż. Michał Szydłowski

dr inż. Piotr Zima

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Katedra Hydrotechniki

ul. G. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk, tel. 058 347 2702

email: mszyd@pg.gda.pl, pzim@pg.gda.pl

Numeryczna analiza wpływu budowy podpory mostu na rzece Wiśle koło Kwidzyna na przepływ i rozmycie dna koryta rzeki

Streszczenie: Hydrauliczne wymiarowanie mostów jest klasycznym zadaniem projektowym związanym z budową dróg. Obliczenia światła mostu, a także problem określania lokalizacji i głębokości rozmyć dna w rejonie przekrojów mostowych są przedmiotem wytycznych do projektowania mostów zebranych w Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Podejście proponowane w rozporządzeniu oparte jest na wzorach klasycznej hydrauliki przepływu jednowymiarowego, co niekiedy może prowadzić do istotnych niedokładności w oszacowaniach, szczególnie odnośnie zmian nurtu i transportu rumowiska. W artykule opisano inne podejście do obliczeń hydraulicznych mostu i oszacowań lokalnych rozmyć dna koryta, wynikające z symulacji dwuwymiarowego ruchu wody w rejonie przekroju mostowego. Jako przykład aplikacji przedstawiono analizę hydrodynamiki przepływu w rejonie budowanego mostu na Wiśle koło Kwidzyna.

1. Wprowadzenie.

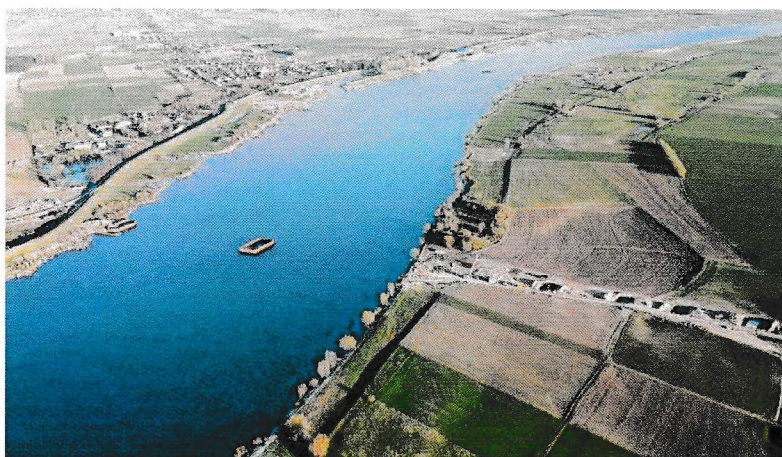
W przedstawionym artykule opisano wyniki hydraulicznej analizy wpływu jednego z filarów mostu w Kwidzynie na zmianę pola prędkości przepływu i warunków transportu rumowiska w rzece Wiśle, powodujących lokalne rozmywanie dna koryta rzeki w rejonie filara zlokalizowanego w nurcie rzeki. Bezpośrednią przyczyną podjęcia badań były zaobserwowane na etapie budowy mostu lokalne rozmycia dna w sąsiedztwie podpory nr 24.

W klasycznym procesie projektowania mostu obliczenia hydrauliczne prowadzone są zgodnie z wytycznymi zawartymi w Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie [7]. Wspomniane rozporządzenie nakazuje wykonanie obliczeń światła mostu oraz parametrów hydraulicznych przepływu w przekroju mostowym, a także dostarcza formuł umożliwiających oszacowanie głębokości potencjalnych rozmyć dna w rejonie przekroju mostowego. Wszystkie obliczenia bazują jednak na uproszczonych formułach hydraulicznych dotyczących wyłącznie analizy ruchu jednowymiarowego. Takie uproszczone podejście nie zawsze jest wystarczające. Rzetelna prognoza hydraulicznych skutków umieszczenia przyczółków i filarów mostu w przekroju poprzecznym rzeki wymagałaby tak naprawdę symulacji ruchu trójwymiarowego uwzględniającego transport ziaren materiału dennego. Takie próby spotyka się w literaturze naukowej [3,6] lecz zwykle są one zbyt praco- i czasochłonne w relacji do procesu projektowania. Stąd w niniejszej pracy zaproponowano podejście pośrednie polegające na wykonaniu numerycznych symulacji przepływu dwuwymiarowego, co pozwala na uzyskanie płaskiego poziomego rozkładu prędkości



wokół analizowanego filara, a następnie na oszacowanie ruchu rumowiska na podstawie formuł empirycznych. Takie podejście zdecydowanie poprawia jakość odwzorowania zmian hydrodynamiki przepływu w stosunku do tradycyjnych obliczeń hydraulicznych, a jednocześnie jest rozwiązaniem efektywnym.

W zakresie przeprowadzonych badań znalazło się wykonanie symulacji numerycznych sprawdzających wpływ umieszczenia w korycie głównym Wisły w km 868+200 podpory budowanego mostu drogowego. Podpora ta została zlokalizowana w nurcie rzeki, a wymiary jej prostokątnego przekroju wynoszą 35 m długości na 19 m szerokości. W ramach badań zrealizowano następujący zakres prac. Jako pierwsze wykonano wstępne jednowymiarowe obliczenia hydrauliczne na dwukilometrowym odcinku rzeki Wisły wraz z terenami międzywałami od km 867+200 do km 869+200 jej biegu, bez zabudowy projektowanego w km 868+200 przekroju mostowego. Symulacje wykonano w celu identyfikacji współczynnika Manninga, określającego opory ruchu w korycie głównym oraz na terenach zalewowych. Następnie przeprowadzono obliczenia na tym samym odcinku rzeki Wisły, uwzględniając docelową zabudowę przekroju mostowego oraz przyjmując określone wcześniej wartości współczynnika oporów wg Manninga. Ta część badań miała na celu wyznaczenie charakterystycznych prędkości w korycie głównym i na terenach zalewowych. Główną częścią procesu badawczego było wykonanie dwuwymiarowych symulacji hydraulicznych w rejonie posadowienia podpory nr 24 dla przyjętych przepływów charakterystycznych dostarczających informacji o rozkładzie prędkości w korycie głównym w sąsiedztwie filara. Dodatkowo wykonano oszacowanie intensywności transportu rumowiska w rejonie przekroju mostowego na podstawie obliczonych parametrów hydraulicznych i sugerowanych w literaturze formuł empirycznych opisujących ruch materiału dennego.



Rys. 1. Zdjęcie przekroju mostowego [12] (w osi koryta widoczna budowana podpora nr 24)

Budowany na Wiśle w km 868+200 most zlokalizowany jest niedaleko Kwidzyna, na terenie powiatu tczewskiego (po lewej stronie Wisły) oraz powiatu kwidzyńskiego (po prawej stronie rzeki). Zdjęcie lotnicze przekroju rzeki z widoczną w nurcie budowaną podporą nr 24 pokazano na rys. 1 [12].

2. Jednowymiarowe obliczenia hydrauliczne.

Pełne obliczenia hydrauliczne przeprowadzono dla charakterystycznych przepływów maksymalnych o prawdopodobieństwie przekroczenia 0,3% (miarodajny przepływ obliczeniowy dla budowli mostowej $Q_{0,3\%}$), 1% (tzw. woda stuletnia $Q_{1\%}$) oraz 10% (woda dziesięcioletnia $Q_{10\%}$, miarodajny maksymalny przepływ obliczeniowy dla obiektów tymczasowych realizowanych w międzywalu, nieniszczonych przelaniem się wód przez koronę) zamieszczonych w opracowaniu [10]. Według tego opracowania przepływ miarodajny dla analizowanej budowli mostowej wynosi $Q_{0,3\%} = 9259 \text{ m}^3/\text{s}$. Wielkość przepływu miarodajnego, obliczeniowego dla obiektów tymczasowych realizowanych w międzywalu wynosi $Q_{10\%} = 5610 \text{ m}^3/\text{s}$.

Wykonanie jednowymiarowych obliczeń hydraulicznych wymagało zebrania danych i materiałów podkładowych. Pozyskane z dokumentacji projektowej przekroje poprzeczne cieku oraz geometrię projektowanych obiektów stałych i tymczasowych, zamieniono na postać numeryczną tworząc jednowymiarowy model koryta rzeki wraz z zabudową. W modelu uwzględniono odcinek od przekroju w km 867+200 do przekroju w km 869+200. Dodatkowo, oprócz rzeczywistych przekrojów poprzecznych naniesionych na podstawie istniejącej dokumentacji, dokonano interpolacji przekrojów przyjmując, że odcinek obliczeniowy zostanie podzielony na odcinki o maksymalnej długości do 25. metrów. Współczynnik oporu przepływu dla analizowanego odcinka cieku oraz terenów zalewowych, w postaci współczynnika Manninga, wyznaczono na drodze obliczeń dla warunków panujących w korycie dla wody $Q_{10\%}$.

Jednowymiarowe obliczenia hydrauliczne przepływów na rozpatrywanym odcinku rzeki Wisły, wykonano za pomocą modelu HEC-RAS [11], przyjmując warunki przepływu ustalonego o zadanym natężeniu przepływu. W obliczeniach wykorzystano jednowymiarowe równanie bilansu energii mechanicznej strumienia:

$$z_i + h_i + \frac{\alpha u_i^2}{2g} = z_{i+1} + h_{i+1} + \frac{\alpha u_{i+1}^2}{2g} + h_{str} \quad (1)$$

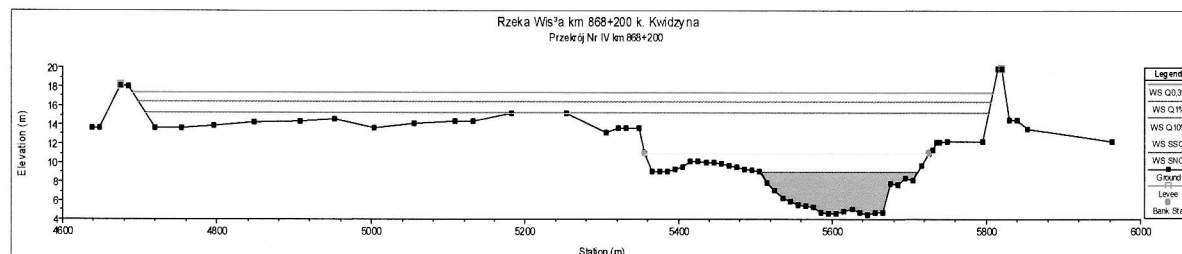
gdzie: z – rzędna dna koryta [m], h – napelnienie w korycie [m], α – współczynnik de Saint-Venanta [-], u – średnia prędkość w przekroju koryta [m/s], g – przyspieszenie ziemskie [m/s^2], h_{str} – wysokość strat energii mechanicznej [m] (wg Manninga).



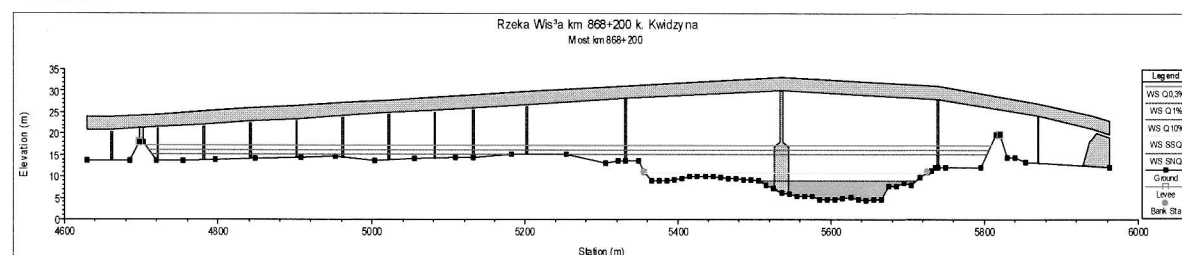
Zgodnie z przyjętym zakresem badań, jako pierwsze zostały wykonane wstępne jednowymiarowe obliczenia hydrauliczne dla dwóch przypadków geometrii koryta rzeki. Najpierw wykonano obliczenia dla stanu bez zabudowy w przekroju mostowym w celu identyfikacji współczynnika Manninga w korycie oraz na terenach zalewowych. Jako punkt odniesienia przyjęto wody miarodajne $Q_{0,3\%}$ oraz $Q_{10\%}$. Na podstawie tych obliczeń oszacowano współczynnik szorstkości dla koryta głównego $n=0,035$ oraz dla terenów zalewowych $n=0,12$. Następnie wartości te przyjęto do obliczeń jednowymiarowych w drugim przypadku, czyli dla koryta z docelową zabudową przekroju mostowego.

Wyniki obliczeń przedstawiono w formie graficznej (naniesione położenia zwierciadła wody dla poszczególnych natężeń przepływu w przekroju mostowym - rys. 2). Oba warianty obliczeń jednowymiarowych zestawiono na jednym rysunku, co umożliwi wizualne porównanie uzyskanych rezultatów dla przepływu bez oraz z zabudową przekroju mostowego w dwóch wariantach projektowych.

Wariant nr I



Wariant nr II



Rys.2 Położenie zwierciadła wody w przekroju mostowym (km 868+200 rzeki Wisły) uzyskane z obliczeń jednowymiarowych w dwóch analizowanych przypadkach

Dodatkowo, wyniki uzyskane dla przekroju zlokalizowanego powyżej mostu zestawiono w tabeli nr 1. Przedstawiono tam wartości obliczonego położenia zwierciadła wody oraz prędkości przepływu w korycie głównym Wisły i na terasach zalewowych w międzywalu rzeki. Uzyskane wyniki obliczeń jednowymiarowych wykorzystano następnie jako podstawę do wykonania dwuwymiarowej symulacji przepływu w korycie głównym w rejonie podpory nr 24.



Tabela 1: Zestawienie wyników obliczonego modelem jednowymiarowym położenia zwierciadła wody i prędkości przepływu w przekroju położonym powyżej przekroju mostowego w km 868+175 rzeki Wisły

| Lp. | Opis | Przepływ | Rzędna zwierciadła | Prędkość na lewej terasie zalewowej | Prędkość w korycie głównym | Prędkość na prawej terasie zalewowej |
|-----|-------------------|---------------------|--------------------|-------------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|
| | | [m ³ /s] | [m npm] | [m npm] | [m npm] | [m] |
| 1 | SSQ | 1178 | 10,79 | 0,1 | 1,1 | 0,2 |
| 2 | Q _{10%} | 5610 | 15,26 | 0,9 | 2,3 | 1,2 |
| 3 | Q _{1%} | 7360 | 16,36 | 1,0 | 2,6 | 1,5 |
| 4 | Q _{0,3%} | 9259 | 17,38 | 1,3 | 3,1 | 1,8 |

3. Dwuwymiarowe obliczenia hydrauliczne.

W celu określenia wpływu przeszkody, jaką jest filar mostowy umieszczony w korycie rzeki, na zmianę intensywności procesu transportu rumowiska i co za tym idzie możliwość powstania w sąsiedztwie filara lokalnych rozmyć dna i wybojów, niezbędne jest jak najdokładniejsze rozpoznanie rozkładu prędkości wokół przeszkody. Najbardziej zaawansowane metody obliczeniowe umożliwiające opis mechanizmu powstawania dołów i rozmyć przy filarach mostowych odwołują się do modelowania przepływu wody w trzech wymiarach [6]. W ramach niniejszej pracy ograniczono się do próby odwzorowania dwuwymiarowego poziomego pola prędkości wokół przeszkody i oszacowania na tej podstawie chwilowych intensywności ruchu rumowiska rzeczne.

Najczęściej stosowanym w hydrodynamice matematycznym modelem przepływu wody ze swobodną powierzchnią są równania de Saint-Venanta [4, 8]. Model ten, w przypadku dwuwymiarowym można zapisać następująco [1]:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} + \mathbf{S} = \mathbf{0} \quad (2)$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \mathbf{E} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2 h + 0,5gh^2 \\ uvh \end{pmatrix}, \mathbf{G} = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2 h + 0,5gh^2 \end{pmatrix}, \mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh(S_{ox} - S_{fx}) \\ -gh(S_{oy} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (3)$$

Symbole x i y reprezentują zmienne przestrzenne, t czas, g przyspieszenie ziemskie, h głębokość, u i v uśrednione wzdłuż głębokości składowe wektora prędkości, zaś S_o i S_f odpowiednio spadki dna i linii energii. Powyższy układ równań jest układem równań różniczkowych cząstkowych typu hiperbolicznego, którego rozwiązaniem dla zadanych warunków początkowo-brzegowych są funkcje $u(x, y, t)$, $v(x, y, t)$ oraz $h(x, y, t)$.

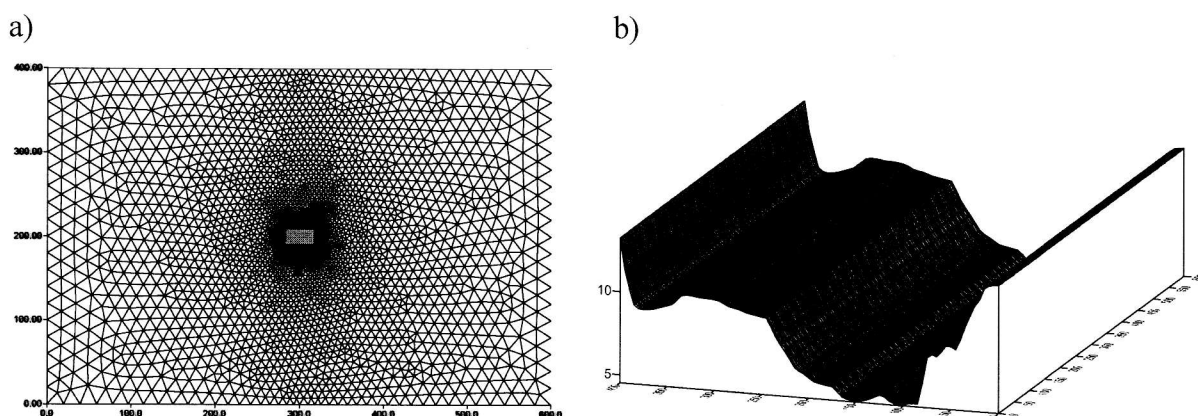
Ze względu na złożoność zjawisk hydraulicznych powstających w trakcie przepływu w sąsiedztwie przeszkody, jaką dla strumienia płynącej wody stanowi podpora mostu, oraz



duży stopień skomplikowania batymetrii dna, równania składające się na model zjawiska rozwiązuje się stosując metody numeryczne. W przyjętym w opracowaniu rozwiązaniu do dyskretyzacji przestrzennej równań wybrano metodę objętości skończonych [5].

W celu wykonania obliczeń hydraulicznych związanych z analizą skutków umieszczenia filara w korycie rzeki wykonano autorski program komputerowy rozwiązujący dwuwymiarowe równania przepływu [8]. Poprawność odwzorowania przepływu w rejonie przekroju mostowego uzyskana tym modelem została potwierdzona przez porównanie wyników z pomiarami laboratoryjnymi. Pomiary te prowadzono w Laboratorium Hydrauliki i Inżynierii Środowiska, a wyniki przedstawiono w publikacji [9].

Ze względu na czasochłonność obliczeń dwuwymiarowych obszar symulacji ruchu wody w rzece został ograniczony do prostokąta o długości 600 m i szerokości 400 m. Obszar ten odwzorowuje koryto główne rzeki o założonej stałej szerokości 400 m na odcinku od km 867+900 do km 868+500. W połowie analizowanego odcinka znajduje się przekrój mostowy, w którym umieszczono w osi rzeki filar o długości 35 m i szerokości 19 m. Geometrię obszaru przepływu przedstawiono na rys. 3a. Na potrzeby symulacji przepływu obszar został pokryty niestructuralną siatką numeryczną złożoną z 5102 trójkątnych elementów obliczeniowych. Siatka obliczeniowa została lokalnie zagęszczona wokół podpory aby lepiej odwzorować złożoną strukturę przepływu wody w pobliżu przeszkody. Wymiary boków elementów obliczeniowych zawierały się w granicach od 3 do 20 m.



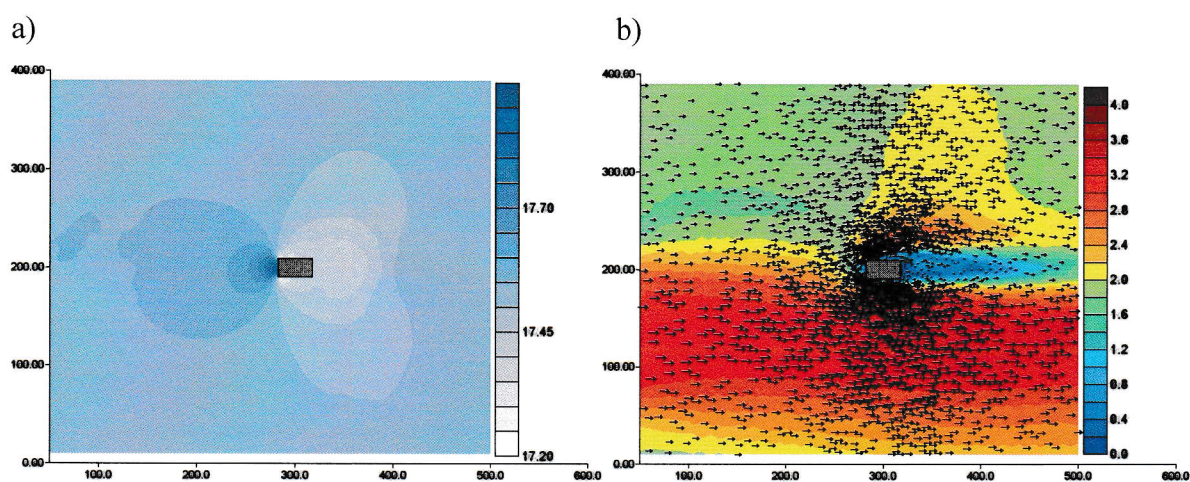
Rys.3 Obszar obliczeń dwuwymiarowych wraz z siatką numeryczną (a) oraz przyjętym schematem układu dna koryta głównego rzeki (b)

Do numerycznej symulacji przepływu wody ze swobodną powierzchnią, prócz przyjętych granic obszaru obliczeniowego, niezbędna jest znajomość kształtu dna w całym korycie. W analizowanym przypadku nie dysponowano pełną i aktualną batymetrią dna, a jedynie standardowymi przekrojami korytowymi z opracowań projektowych z 2010 roku. Na ich pod-

stawie interpolowano układ dna w obszarze symulacji. Przyjęty do obliczeń w granicach obszaru przepływu (koryta głównego rzeki) kształt dna przedstawiono na rys.3b.

W obliczeniach dwuwymiarowych wykonano symulacje numeryczne ruchu wody w rejonie filara dla czterech przepływów charakterystycznych $SSQ = 1178 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{10\%} = 5610 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{1\%} = 7360 \text{ m}^3/\text{s}$ oraz $Q_{0,3\%} = 9259 \text{ m}^3/\text{s}$. W artykule jako przykład wybrano wyniki otrzymane dla ostatniego z nich. W pracy założono, że statecznym wynikiem obliczeń będzie rozkład parametrów przepływu w stanie ustalonym. Obliczenia prowadzono jednak wykonując symulację ruchu nieustalonego rozpoczynając od stanu odpowiadającego przepływowi w korycie bez umieszczonej podpory. Wprowadzenie filara do geometrii obszaru przepływu powodowało chwilowe przejście do ruchu nieustalonego, by po czasie około 10 minut osiągnąć ponownie warunki ruchu ustalonego. Jako wymagane warunki brzegowe zakładano opracowany na podstawie obliczeń jednowymiarowych rozkład prędkości w przekroju dopływowym oraz rzędną zwierciadła na odpływie. Obliczenia przeprowadzono z krokiem czasowym $\Delta t = 0,1 \text{ s}$.

Wyniki obliczeń dla wybranego przepływu przedstawiono na rys.4. Przedstawiono na nim odpowiednio rozkład rzędnej zwierciadła wody oraz rozkład prędkości przepływu. Jak widać na przedstawionych grafikach filar powoduje lokalne spiętrzenie wody przed sobą z jednoczesnym obniżeniem zwierciadła za nim. Kształt zwierciadła wody (rys.4a) można uznać za symetryczny względem osi podpory. Odmiennie sytuacja wygląda w przypadku rozkładu prędkości (rys.4b). Zgodnie z przyjętym w symulacjach kształtem dna koryta (rys.3b) nurt rzeki układa się po prawej stronie, gdzie występują większe prędkości. Przed filarem dochodzi do rozdzielenia strumienia i jego wyhamowania bezpośrednio przed przeszkodą.



Rys.4 Rozkład rzędnej zwierciadła [m nrm] (a) oraz prędkości przepływu [m/s] (b) uzyskany na podstawie obliczeń dwuwymiarowych dla przepływu $Q_{0,3\%}$

Zwiększenie prędkości można zaobserwować po obu bokach podpory wzdłuż kierunku przepływu. Ze względu na kształt dna większe prędkości występują po prawej stronie podpory. Za filarem, w tzw. strefie cienia, występuje obszar zawirowań, charakteryzujący się znacznym spadkiem wartości prędkości.

4. Transport rumowiska wlezonego oraz lokalne rozmycie dna przy filarze.

Natężenie transportu rumowiska wlezonego, prowadzącego do deformacji dna rzeki, obliczyć można jedynie formułami o charakterze empirycznym lub półempirycznym. Związki czysto teoretyczne nie istnieją. Omówione poniżej formuły na natężenie transportu rumowiska wlezonego określają tzw. zdolność transportową strumienia, czyli maksymalne natężenie rumowiska w danych warunkach przepływu; oznacza to, że rzeczywiste natężenie transportu może być mniejsze np. ze względu na ograniczoną dostępność materiału. Zdolność transportowa określana jest jako tzw. jednostkowe natężenie transportu, czyli natężenie transportu na 1 mb koryta, które może być określane jako masowe, czyli w [kg/s/m], materiału suchego lub pod wodą, bądź objętościowo w [m³/s/m].

Generalnie formuły na intensywność transportu można zakwalifikować do kilku grup, które uzależniają transport rumowiska od różnych parametrów przepływu i koryta. W niniejszym artykule przyjęto formułę uzależniającą intensywność transportu rumowiska od prędkości przepływu wody i wybrano formułę Gonczarowa [2]:

$$q_s = 2,95 \cdot (1 + \varphi) \cdot v_n \cdot d_m \cdot \left(\frac{v^3}{v_n^3} - 1 \right) \cdot \left(\frac{v}{v_n} - 1 \right) \text{ [kg/m/s]} \quad (4)$$

gdzie: φ - parametr zależny od temperatury wody oraz średnicy ziarna; v_n - prędkość nierozmywająca:

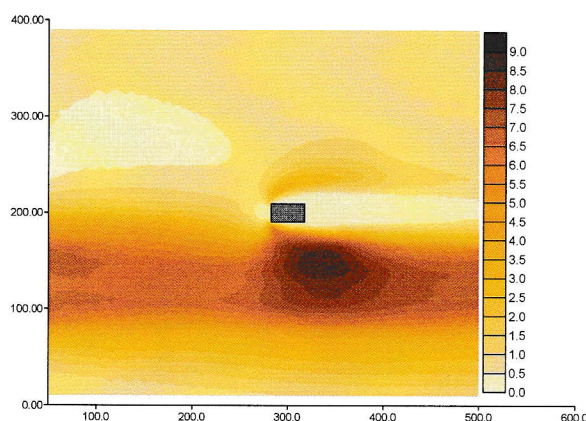
$$v_n = \sqrt{\frac{2g \cdot (\gamma_r - \gamma_w) \cdot d_{50}}{1,75\gamma_w}} \cdot \log \frac{8,8h}{d_{95}} \text{ [m/s]} \quad (5)$$

gdzie γ_r i γ_w , oznaczają odpowiednio ciężar właściwy ziaren materiału dennego i wody, h głębokość strumienia, a d_{50} i d_{95} średnice ziaren o zawartości w próbce wraz z mniejszymi odpowiednio 50 i 95 %. Powyższą formułę obliczeniową wykorzystano w pracy, przyjmując parametry zgodnie z wynikami pomiarów geotechnicznych i obliczeń hydraulicznych.

Oszacowanie natężenia ruchu rumowiska wykonano dla obliczonych w przypadku dwuwymiarowym rozkładów prędkości, stosując przytoczony wcześniej wzór Gonczarowa (4). Wyniki dla przepływu $Q_{0,3\%}$ przedstawiono na rys.5. Jak widać, wymuszony położeniem filara rozkład prędkości powoduje określony rozkład natężenia ruchu rumowiska. Jego mak-



symalne wartości pojawiają się w miejscach, w których występują większe prędkości. Przed filarem, tam gdzie dochodzi do rozdzielenia strumienia i jego wyhamowania bezpośrednio przed przeszkodą te wartości są mniejsze, natomiast po obu bokach podpory wzdłuż kierunku przepływu, gdzie można zaobserwować wzrost prędkości rośnie także natężenie ruchu rumowiska. Ze względu na przyjęty kształt dna i obliczony rozkład prędkości w okolicy filara, możliwość wystąpienia najbardziej intensywnego natężenia ruchu rumowiska występują po prawej stronie podpory. Za filarem, w strefie cienia, występuje obszar zawirowań, charakteryzujący się znacznym spadkiem wartości prędkości, a co za tym idzie, także natężenia transportu rumowiska. Fakt wybierania materiału dennego przed filarem oraz jego akumulację od strony wody dolnej potwierdziły obserwacje dna prowadzone podczas budowy [12].



Rys.5 Rozkład natężenia transportu rumowiska [kg/m·s] wg wzoru Gonczarowa (4) uzyskany na podstawie obliczonego dwuwymiarowego pola prędkości dla przepływu $Q_{0.3\%}$

Obliczenie rozmycia lokalnego przy filarze przeprowadza się także korzystając z metody zalecanej do obliczeń rozmyć koryt rzecznych w okolicy mostów zawartej w Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. [7]. Rozporządzenie to wskazuje metodę obliczenia spodziewanej wielkości rozmycia lokalnego w okolicy filaru mostowego, zwane wybojem. Głębokość takiego rozmycia zależy od kształtu filara, prędkości w korycie przed mostem, rodzaju gruntu i kierunku napływu wody na filar, a jego wartość można obliczyć z następującego wzoru:

$$h_w = K_1 K_2 (a + K_3) \frac{v^2}{g} - c \quad [m] \quad (6)$$

gdzie: h_w – głębokość wyboju mierzona od poziomu dna cieku przy filarze; v – średnia prędkość wody w odpowiedniej części przekroju poprzecznego rzeki powyżej mostu, K_1 – współczynnik zależny od kształtu filara, określona wg [7], K_2 – współczynnik zależny od wyrażenia $v^2/(2b_z)$ wg [7], b_z – szerokość zastępcza filara przyjmowana wg [7], a – współczynnik uwzględniający rozkład prędkości w przekroju rzeki wg [7], K_3 – współczynnik zależny od



stosunku głębokości w korycie rozmytym do szerokości zastępczej filara wg [7], c – współczynnik zależny od rodzaju gruntu, stanowiącego podłoże ciek, dla gruntów nie-spoistych można go określić z formuły:

$$c = 30 \cdot d_{90} \quad (7)$$

gdzie d_{90} - średnice ziaren o zawartości w próbce wraz z mniejszymi 90%.

Wyniki wielkości wyboju h_w dla poszczególnych wartości natężenia przepływu o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia przedstawiono w tabeli 2. Rozporządzenie [2] nie definiuje czasu ewolucji rozmycia do osiągnięcia wartości maksymalnej, ale należy przyjąć, że oszacowane wartości obniżenia dna przekroju w okolicy filara wystąpią w przypadku dłuższych okresów przepływów o określonym natężeniu. W przypadku przepływów zmieniających się w zakresie podanym w tabeli 2, należy spodziewać się, że głębokość powstających wybojów będzie przyjmować wartości pośrednie.

Tabela 2: Zestawienie wyników obliczonej wartości rozmycia lokalnego w okolicy filara nr 24 wg [7]

| Lp. | Przepływ | Obliczona prędkość w rzece | Obliczona głębokość przy filarze | Współcz. K_1 | Współcz. K_2 | Współcz. K_3 | Wybój |
|-----|-------------------|----------------------------|----------------------------------|----------------|----------------|----------------|--------------|
| | | v [m/s] | h [m] | [-] | [-] | [-] | h_w [m] |
| 1 | SSQ | 1,1 | 4,89 | 10,0 | 0,89 | 1,2 | 1,91 |
| 2 | Q _{10%} | 2,3 | 9,36 | 10,0 | 0,84 | 1,0 | 7,18 |
| 3 | Q _{1%} | 2,6 | 10,46 | 10,0 | 0,82 | 0,97 | 8.81 |
| 4 | Q _{0,3%} | 3,1 | 11,48 | 10,0 | 0,80 | 0,95 | 12.08 |

W celu oceny jakości obliczonej głębokości wyboju, porównano ją z wielkością zaobserwowaną w ramach prowadzonego przez firmę Budimex monitoringu dna w okolicy budowanej podpory nr 24 [12]. Rzędna dna w okolicy filara nr 24, przed jego budową w 2010 r. wynosiła +5,9 [m npm]. Pomiary rzędnych dna w okolicy wykonanej podpory w marcu 2011r. wykazały obniżenie dna przed filarem od strony wody górnej maksymalnie do rzędnej -0.7 [m npm] (głębokość wyboju $h_w = 5,9 - -0,7 = 6,6$ m) oraz jego podniesienie maksymalnie do rzędnej +9.7 [m npm] od strony wody dolnej. Odnosząc zaobserwowaną głębokość wyboju do uzyskanych wyników obliczeń (tab.2), można zauważyć, że pomierzona wielkość rozmycia lokalnego jest porównywalna z wielkością obliczoną dla przepływu Q_{10%}. Należy jednak podkreślić, że wynik pomiaru odnosi się do nieznanymi warunków dotyczących natężenia przepływu w rzece, co uniemożliwia jednoznaczną ocenę jakości uzyskanych obliczeń.

Uzyskane wyniki obliczeń dwuwymiarowych, które były przeprowadzone dla kształtu dna z 2010r., wskazują na potencjalne możliwości tworzenia się wspomnianego rozmycia w



okolicy posadowionego filara. Widoczny jest lokalny wzrost prędkości (prawie dwu, a nawet trzykrotnie większej od prędkości nierozmywającej) oraz intensyfikacja transportu materiału dennego. Położenie przestrzenne głównych strumieni natężenia rumowiska (skierowanych od czołowych naroży filara, ukośnie do kierunku przepływu) sugeruje możliwość zabierania materiału dennego sprzed filara, co będzie prowadziło do lokalnego obniżania dna w tym miejscu. Jednocześnie zauważalny duży spadek intensywności ruchu rumowiska, czyli zdolności transportowej strumienia wody do przenoszenia materiału dennego, bezpośrednio za filarem może prowadzić do akumulacji niesionego materiału w tej strefie. Tego typu zjawiska erozji i akumulacji materiału dennego w rejonie filara nr 24 były obserwowane w czasie budowy mostu [12].

5. Wnioski.

Przeprowadzone badania i obliczenia pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

- 1) Zastosowanie proponowanego w ramach rozporządzenia [7] podejścia do obliczeń hydraulicznych mostu, pozwala na uzyskanie podstawowych parametrów przepływu i głębokości potencjalnego wyboju w okolicy filara. Jednak brak przestrzennej informacji o rozkładzie prędkości oraz intensywności ruchu rumowiska uniemożliwia analizę potencjalnej deformacji dna w przestrzeni i czasie.
- 2) Pełne odwzorowanie deformacji dna możliwe jest tylko poprzez zastosowanie trójwymiarowych modeli hydrodynamiki i ruchu rumowiska. Metodyka taka jest pracochłonna i zwykle zbyt szczegółowa w stosunku do potrzeb projektantów mostów.
- 3) W artykule zaproponowano podejście pośrednie polegające na wykonaniu numerycznych symulacji przepływu dwuwymiarowego. Pozwala to na właściwe odwzorowanie pola prędkości w rejonie przekroju mostowego z filarami, analizę zmian położenia nurtu w korycie rzeki, a następnie na oszacowanie intensywności ruchu rumowiska na podstawie formuł empirycznych. Takie podejście zdecydowanie poprawia jakość odwzorowania zmian hydrodynamiki przepływu w stosunku do tradycyjnych obliczeń hydraulicznych, a jednocześnie jest rozwiązaniem efektywnym.
- 4) Zastosowanie powyższego podejścia umożliwia przybliżoną analizę rozkładu rejonów o zwiększonej intensywności natężenia ruchu rumowiska, co bezpośrednio wiąże się z możliwością przewidywania miejsc deformacji dna. Lokalizacja takich miejsc może pozwolić projektantom na dobór odpowiednich sposobów zabezpieczenia dna i filarów mostu w newralgicznych obszarach.



PODZIĘKOWANIA

Autorzy dziękują firmie BUDIMEX, Biuro Budowy, ul. Wiślana 7A, 82-500 Kwidzyn, za udostępnienie danych potrzebnych do wykonania pracy badawczej oraz za pozwolenie na publikację uzyskanych wyników.

LITERATURA

- [1] Abbott M. B.: *Computational hydraulics: elements of the theory of free-surface flows*, London: Pitman 1979.
- [2] Bednarczyk S., Duszyński R.: *Hydrauliczne i hydrotechniczne podstawy regulacji i rewitalizacji rzek*, Wydawnictwo PG, Gdańsk, 2008
- [3] Esmaeili T., Dehghani A. A., Zahiri A. R., Suzuki K.: *3D Numerical Simulation of Scouring Around Bridge Piers (Case Study: Bridge 524 crosses the Tanana River)*, World Academy of Science, Engineering and Technology Vol. 58, 2009.
- [4] Kubrak J., Nachlik E.: *Hydrauliczne podstawy obliczania przepustowości koryt rzecznych*, SGGW Warszawa, 2003.
- [5] LeVeque R. J.: *Finite volume methods for hyperbolic problems*. New York: Cambridge University Press 2002.
- [6] Pasiok R., Stilger-Szydło E., *Sediment particles and turbulent flow simulation around bridge piers*, Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. 10, 2010.
- [7] *Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie*, Dz. U. Nr 63 z 2000, poz. 735.
- [8] Szydłowski M.: *Modelowanie fal powodziowych na terenach zabudowanych*, Monografie Politechniki Gdańskiej, Zeszyt 86, Gdańsk 2007.
- [9] Szydłowski M.: *Numerical Simulation of Open Channel Flow between Bridge Piers*, TASK Quarterly, Vol. 15, No. 3-4, Gdańsk, 2011.
- [10] Transprojekt Gdański Sp. z o.o., *Operat wodnoprawny Most M-4 przez Wisłę*, Gdańsk, 2009.
- [11] US Army Corps of Engineers, *HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual*, Davis 1997.
- [12] Z.B.M. Inwestor Zastępczy Sp. z o.o. Paweł Gałat, *Monitoring nr 1/2010 urządzeń wodnych na rzece Wiśle od km 867+200 do km 869+200 w rejonie budowanego mostu dla inwestycji drogowej: „BUDOWA MOSTU PRZEZ RZEKĘ WISŁĘ KOŁO KWIDZYNA, WRAZ Z DOJAZDAMI, W CIĄGU DROGI KRAJOWEJ NR 90”*, Kwidzyn, 2010.

