

Impact of maintenance of floodplains of the Vistula River on high water levels on the section from Włocławek to Toruń

Authors

Dariusz Gąsiorowski
Michał Szydłowski

Keywords

floodplain inundation, gradually varied steady flow, flow capacity of the river, mathematical modeling

Abstract

This article describes the methodology of hydraulic calculations to estimate the water levels in open channels for steady gradually varied flow. The presented method has been used to analyse the water level on the Vistula River from Włocławek cross-section to Toruń cross-section. The HEC-RAS modelling system has been used for parameterization of the river channel and floodplains, as well as for flow simulation. The results obtained have been the basis for assessing the impact of maintenance of floodplains on water level during maximum discharges.

DOI: [10.12736/issn.2300-3022.2013308](https://doi.org/10.12736/issn.2300-3022.2013308)

Introduction

The analysed section of the Vistula (Wisła) River, with a length of 59.7 km, is located between Włocławek cross-section below the dam, at 675.0 km, and the water gauge cross-section in Toruń, located at 734.7 km (Fig. 1). The average river channel slope is approx. 0.15 ‰. Cross-sections of the river valley on the examined section are characterised by diverse geometry, where main channel and clearly outlined floodplains may be distinguished in most of the analysed cross-sections. The width of the main channel ranges from a few hundred metres to approx. 1 km, while the extent of floodplains (terrace) reaches up to 7 km. The vast part of the area is covered with forests, meadows, pastures and agricultural land.

The flow capacity of the river channel and adjacent floodplains is affected by the cross-sectional geometry, the bottom slope and the type of cover of land that is directly related to flow resistance. The type of material which the main river channel is made of and the type of cover of floodplains, which affects the roughness of the river valley, may be characterised by Manning's roughness coefficient [4]. According to [2], the average value of that parameter in the main channel is approx. 0.04 in the analysed area. The minimum value of roughness coefficient in the floodplain is 0.023 for the land covered with grass, while the maximum value of 0.12 is characteristic for the land covered with bushes and trees [4]. High values of roughness coefficient, adopted on the basis of the analysis of aerial photographs and site visits, prove the poor maintenance of floodplains, which leads to reduction of the flow capacity in the river channel, thus contributing to an increase in water level at the same flow rate, as compared to a well-maintained channel.

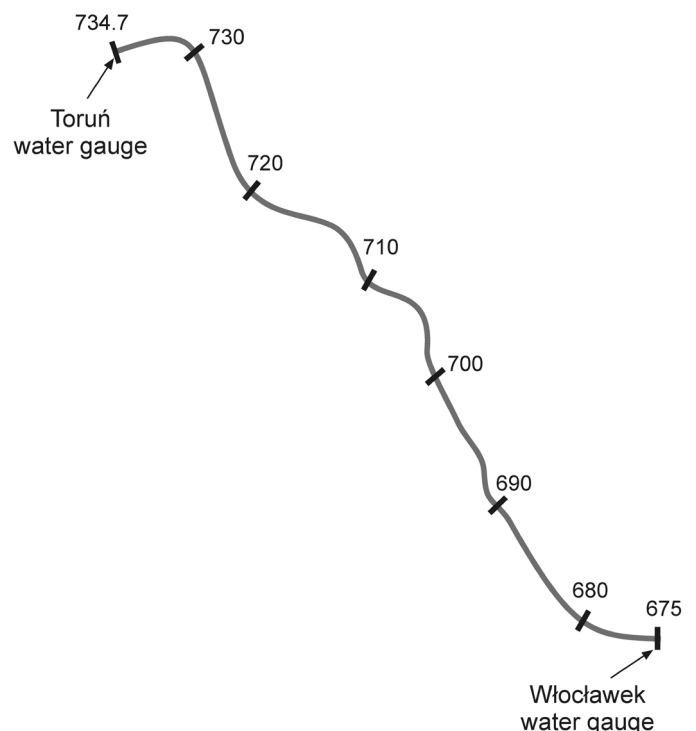


Fig. 1. Schematic diagram of the analysed section of the Vistula River

In the analysed river section the levees of 2nd class are located on the left bank between 683.3 and 689.8 km and between 708.0 and 718.2 km of the river course, which corresponds to a total length of 22.9 km. The levees on the right bank are situated over

a much shorter distance: below 678.8 km – a section of 1 km and below 711.0 km – a section of 1.8 km, which means a total length of 2.8 km. In the case of most sections the existing levees satisfy their purpose (in accordance with the applicable regulations) as the tops of the levees is located 1 m above the water level elevation, which corresponds to the maximum discharge with exceedance probability $p = 1\%$ [1]. However, it should be noted that even though the above-mentioned condition is fulfilled, long-term occurrence of high water levels during flood wave may contribute to a reduction in strength of the levee structure. Therefore, attempts should be made to ensure that the period of higher water levels in the area between levees is as short as possible. The maintenance of floodplains is undoubtedly a factor that has a direct impact on the value and duration of maximum water levels. Hence, the purpose of this article is to illustrate the impact of reduction in the values of current roughness coefficients, which determine the condition of floodplains of the Vistula (Wisła) River, on the development of high water levels with selected exceedance probabilities. Achievement of that goal has required proper hydraulic calculations.

Solution of steady gradually varied flow equation

The equation describing steady gradually varied flow may be solved in order to designate the water levels on the analysed river section. Such an equation is derived from Saint Venant equations, with the assumption of a steady flow, i.e. one that does not change over time. The equation obtained this way is an ordinary differential equation, which can be written in the following form [5] without taking into account the lateral inflow:

$$\frac{d}{dx} \left(h + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A^2} \right) = -S \quad (1)$$

where:

x – longitudinal distance

h – water level elevation in relation to the assumed reference level

Q – flow rate in cross-section

A – cross-section area

α – de Saint-Venant coefficient

g – gravitational acceleration

S – energy grade line slope (friction slope), when Manning's equation is used to determine the flow resistance, the friction slope is described by the following formula:

$$S = \frac{n^2 \cdot Q^2}{R^{4/3} \cdot A^2} \quad (2)$$

where R is the hydraulic radius, and n is Manning's roughness coefficient. The function sought in the form of water level elevation $h(x)$ must satisfy the governing equation (2) for $0 \leq x \leq L$ (where L is the section length) and the imposed initial condition (Fig. 2):

$$h(x=L) = h_L$$

Differential equation (1) can be solved with an implicit trapezoidal method [5]. According to the method, we obtain the following equation as a result of discretization:

$$h_j + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A_j^2} = h_{j+1} + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A_{j+1}^2} + \frac{\Delta x_j}{2} \left(\frac{n^2 \cdot Q^2}{R_j^{4/3} \cdot A_j^2} + \frac{n^2 \cdot Q^2}{R_{j+1}^{4/3} \cdot A_{j+1}^2} \right) \quad (3)$$

where:

j – cross-section index

Δx_j – integration step length corresponding to the length between the cross-sections.

The discrete equation obtained (3) is a well-known energy conservation equation for steady flow in open channel, in which the loss of mechanical energy Δh corresponds to the arithmetic mean of the energy line slope in cross-sections j and $j+1$ over the distance Δx_j :

$$\Delta h = \frac{\Delta x_j}{2} \left(\frac{n^2 \cdot Q^2}{R_j^{4/3} \cdot A_j^2} + \frac{n^2 \cdot Q^2}{R_{j+1}^{4/3} \cdot A_{j+1}^2} \right) = \Delta x_j \frac{(S_j + S_{j+1})}{2} \quad (4)$$

Only subcritical flow should be expected in the case of the analysed section of the Vistula (Wisła) River. Then, the calculations are usually made in the direction opposite to the flow direction [4, 6]. Water level elevation h_{j+1} , as well as the wetted cross-section area $A_{j+1}(h_{j+1})$, and hydraulic radius $R_{j+1}(h_{j+1})$ are known as the result of calculations in the previous cross-section or from the initial condition (Fig. 2). On the other hand, function h_j , determined by solving a non-linear equation (3), is unknown.

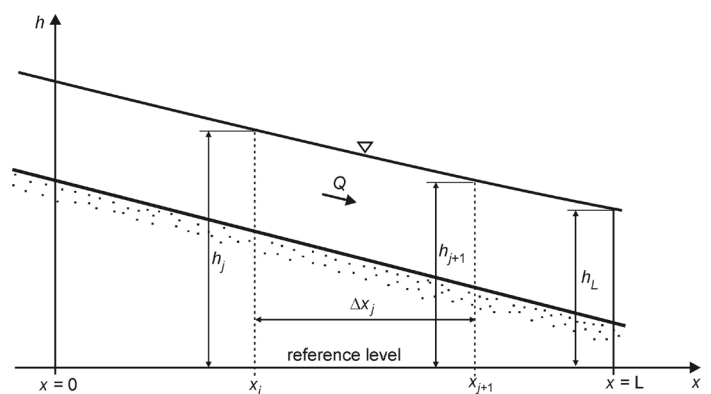


Fig. 2. Steady gradually varied flow profile for calculating the water levels

The initial condition requires knowledge of the water level elevation h_L in final cross-section $x = L$, which corresponds to the particular flow rate Q . In the most common case, when the final cross-section is a simple river cross-section, the initial condition can be determined based on the relation between the flow rate Q_L and the water level elevation h_L in the form of the rating curve $Q_L = f(h_L)$ or Manning's equation:

$$Q_L = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot A \quad (5)$$

The described hydraulic calculation methodology is also used in the commercial computing system HEC-RAS (1997). This program is a hydraulic model developed by the U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, financed by the United States authorities, and widely used also in Europe and preferred in Poland as one of the primary tools for analysis of flows in open channels [4]. The model allows simulating the water flow in the full range of cases, including both steady and unsteady flow. The presented work uses this model because of ease of entering data, in particular editing of channel cross-section, which would require a detailed study.

We should point out that the calculation of water levels in a natural channels is associated with difficulties caused by a complex cross-sectional shape. In the case of an irregular cross-section, the hydraulic radius R does not satisfy the condition of unique dependence on the water level elevation, i.e. the value of the calculated hydraulic radius is lower at higher levels than at lower levels. Then the cross-section should be divided in such a way as to separate the main channel and the left and right part of the floodplain (Fig. 3).

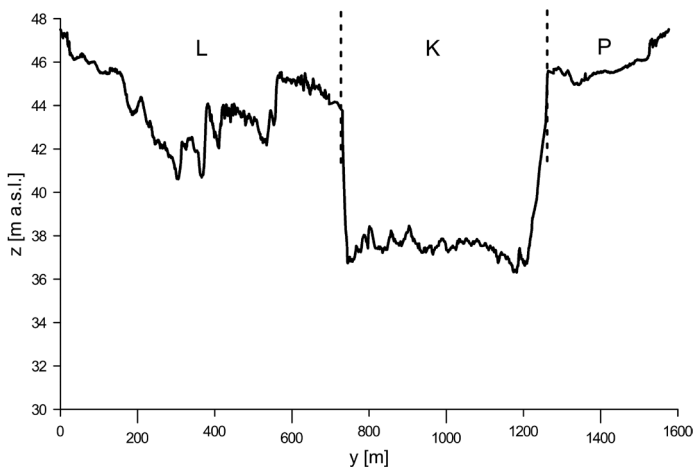


Fig. 3. Cross-section at 705 km of the Vistula (Wisła) River with separated computing zones (L – left floodplain, K – main channel, P – right floodplain)

The flow rate is determined for each computing cross-section separately, assuming that the energy line slope S is the same in each of them. Flow rates calculated this way should then be added up to obtain the total flow rate in the cross-section:

$$Q = Q_L + Q_K + Q_P \quad (6)$$

where: Q_L , Q_K and Q_P mean flow rates in L , K and P zone, respectively.

It should be noted that despite the use of the above-mentioned procedure, problems with non-uniqueness relation between hydraulic radius and water level may still occur in certain

cross-sections of significant geometric complexity. On the analysed section of the river this is proved, for example, by the cross-section located at 705 km (Fig. 3), which is characterized by a complex bottom of the left floodplain. The variation of hydraulic radius as function of the water level elevation $R(h)$ corresponding to the above-mentioned cross-section is shown in Fig. 4. It can be seen that although individual computing zones are separated in the cross-section, the hydraulic radius R of the left flood part decreases for water level elevations h of 41.8 to 42.4 m (Fig. 4a). In

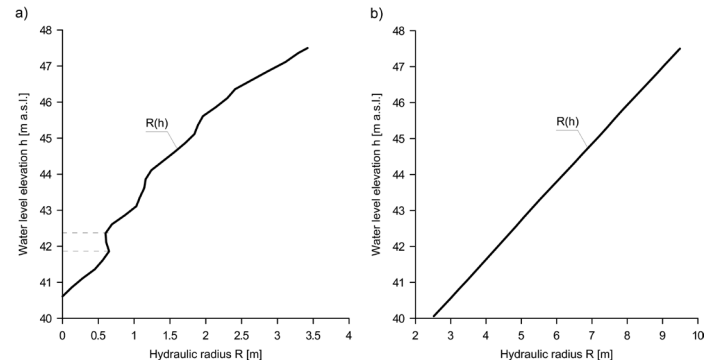


Fig. 4. Dependence of hydraulic radius on the water level elevation $R(h)$ for the left floodplain (a) and for the main channel (b) of the cross-section located at 705 km

the final result this effect can lead to inaccurate calculations. This does not occur in the main channel (Fig. 4b), which is indicated by a unique dependence of hydraulic radius on water level.

Calculation results

The presented work uses the data obtained from the study developed by ARUP on behalf of ENERGA SA for the purposes of the project associated with ensuring public safety in the area of Włocławek Dam [1, 2]. A section of 59.7 km has been analysed, between the Włocławek cross-section at 675.0 km and Toruń cross-section at 734.7 km (Fig. 1). The river length has been adopted according to description of the Regional Water Management Board (RZGW). 56 channel cross-sections with relevant valley cross-sections have been selected for calculations on the examined section. Boundaries between floodplains and the main channel have been adjusted in some cross-sections. Distances Δx between respective cross-sections are variable and range from 0.5 km to 3.1 km, in most cases, however, the distance is approx. 1 km. The data is supplemented with information on current values of Manning's roughness coefficient for the main channel and floodplains. Values of that parameter range from 0.037 to 0.052 for the main channel, from 0.023 to 0.09 for the left area and from 0.035 to 0.12 for the right floodplain.

Calculations with the initial condition imposed at the end of the analysed section, i.e. in Toruń water gauge cross-section, at 734.7 km, have been made to determine the water levels. Calculations have been made assuming three different values of discharge corresponding to the mean flow (SSQ) and two maximum flows

with exceedance probability $p = 10\%$ ($Q_{10\%}$) and $p = 1\%$ ($Q_{1\%}$), respectively. In order to calculate the initial condition, the above-mentioned flow rates have been assigned relevant water level elevations h_L in the final cross-section. The following values of flow rates and water level elevations have been assumed for calculations:

- mean flow: $SSQ = 975 \text{ m}^3/\text{s}$ and $h_L = 35.0 \text{ m a.s.l.}$
- maximum flow for $p = 10\%$: $Q_{10\%} = 5610 \text{ m}^3/\text{s}$ and $h_L = 39.8 \text{ m a.s.l.}$
- maximum flow for $p = 1\%$: $Q_{1\%} = 8170 \text{ m}^3/\text{s}$ and $h_L = 41.0 \text{ m a.s.l.}$

Calculations have been made for two variants of vegetation in floodplains. In the first variant, the water levels have been determined by assuming the current values of roughness coefficient in the main channel and in floodplains. In the second variant, the current coefficient values have been assumed in the main channel, while a fixed value of the roughness coefficient $n_l = n_p = 0.03$ has been assumed for the left and right floodplain, which corresponds to well-maintained areas covered with low grass [4]. For the purposes of the calculation it has been assumed that variations in roughness coefficient do not affect the value of water level in the final cross-section h_L , i.e. the value of initial condition. In addition, the existing lateral inflows have not been taken into account in the calculations. The variations of the water

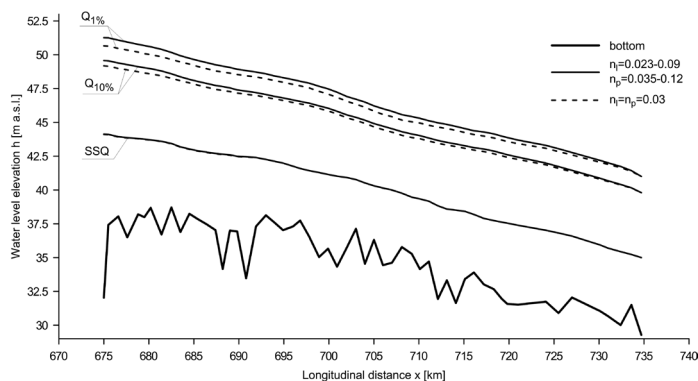


Fig. 5. The water level profile along analysed section Włocławek – Toruń

level elevation $h(x)$ in longitudinal profile have been obtained as a result of the calculations, and are shown in Fig. 5. The position of water level in the selected channel cross-section (km 705) is shown in Fig. 6.

Analysis of Fig. 5 indicates that in the case of mean flow SSQ , reduction in the value of the roughness coefficient does not affect the water levels. Such a result is due to the fact that for mean discharge on the analysed section the flow occurs only in the main channel. The case is different for maximum flows. Once water outflows from the main channel the flow occurs also in floodplains. The impact of the cover of floodplains on water level elevations can clearly be seen then. Lowering of the roughness coefficient to the value of $n_l = n_p = 0.03$ leads to reduction of water level in relation to the stages obtained for actual values

of n . Maximum reduction of 0.4 m (average value 0.23 m for the entire length of the analysed section) and approximately 0.6 m (average 0.36 m) has been obtained for maximum flow $Q_{10\%}$ and for flow $Q_{1\%}$, respectively. It should be noted that for the discharges higher than the adopted maximum flow $Q_{1\%}$, the differences in water levels (including well and poorly maintained areas) will achieve adequately higher values.

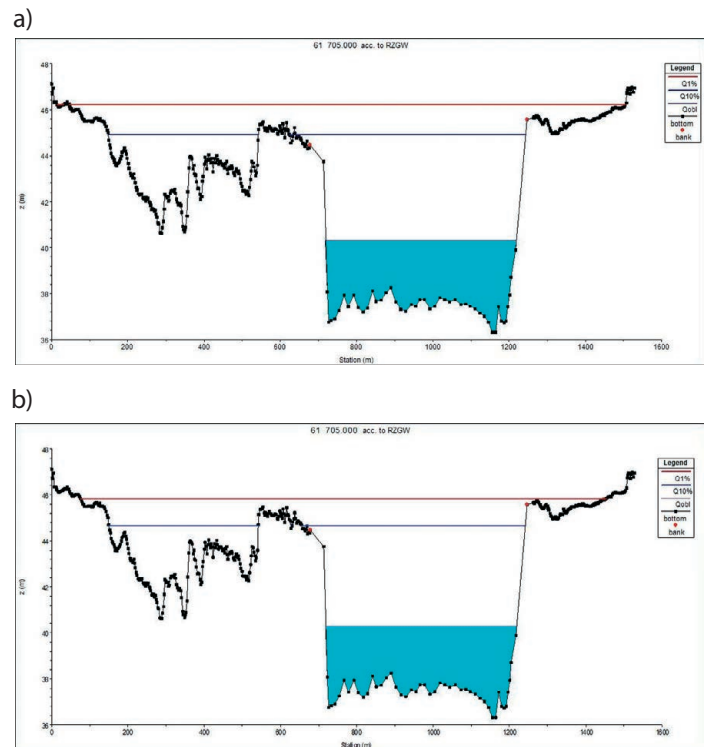


Fig. 6. Calculated water levels in 61 cross-section (706 km) for current (a) and reduced (b) values of roughness coefficients

Summary and conclusions

The presented results of hydraulic calculations indicate that the condition of cover and development of the Vistula (Wisła) floodplains on the section from Włocławek to Toruń has a significant impact on the position of water level during flows occurring in floodplains. Reduction of roughness of floodplains to the values corresponding to well-maintained areas between levees (e.g. covered only with low grass) would result in a decrease in maximum water levels, even by several dozen centimetres). In other words, proper management and maintenance of floodplains of the Vistula (Wisła) River would improve the security of the sites located in embanked areas by reducing the water level elevations for selected maximum flows, as well as by increasing the flow capacity in the valley and by shortening the periods of impact of high water levels on the levees. The above-mentioned conclusions are also important from the point of view of the existing provisions of the Polish Water Law (Act of 18 July 2001), according to which it is necessary to ensure maintenance of natural channels in the proper technical condition.

REFERENCES

1. Chełkowski M., Zapewnienie bezpieczeństwa publicznego w rejonie stopnia Włocławek przy wykorzystaniu energii wody oraz poprawie potencjału ekosystemów wodnych i od wód zależnych [Ensuring public safety in the area of Włocławek Dam with the use of water energy as well as improvement in the potential of water ecosystems and ecosystems dependent on waters], report of review of archive data with their update, prepared by ARUP on behalf of ENERGA SA, 2011.
 2. Darski T., Napiórkowska M., Supryk R., Zapewnienie bezpieczeństwa publicznego w rejonie stopnia Włocławek przy wykorzystaniu energii wody oraz poprawie potencjału ekosystemów wodnych i od wód zależnych [Ensuring public safety in the area of Włocławek Dam with the use of water energy as well as improvement in the potential of water ecosystems and ecosystems dependent on waters] – Hydrodynamic model of the Lower Vistula (Wisła) River, report prepared by ARUP on behalf of ENERGA SA, 2011.
 3. HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Davis 1997.
 4. Kubrak J., Nachlik E., Hydrauliczne podstawy obliczania przepustowości koryt rzecznych [The principle of hydraulics for calculating flow capacity of rivers], Warsaw 2003.
 5. Szymkiewicz R., Matematyczne modelowanie przepływów w rzekach i kanałach [Mathematical modelling of flows in rivers and channels], Warsaw 2000.
 6. Szymkiewicz R., Gąsiorowski D., Podstawy hydrologii dynamicznej [The principles of dynamic hydrology], Warsaw 2010.
-

Acknowledgements

We wish to thank ENERGA SA for providing the data which made it possible to carry out the hydraulic calculations presented in the article.

Dariusz Gąsiorowski

Gdańsk University of Technology

e-mail: gadar@pg.gda.pl

He graduated from the Faculty of Environmental Engineering (major: water management) at the Environmental Engineering Department of the Gdańsk University of Technology (1998). He obtained a PhD in Civil Engineering at the Institute of Hydroengineering of Polish Academy of Sciences in Gdańsk (2006). Since 2008 he has been employed as a lecturer at the Hydraulic Engineering Department, the Faculty of Civil and Environment Engineering of the Gdańsk University of Technology. He teaches fluid mechanics, hydraulics, hydrology and meteorology. The main area of his activity focuses on mathematical and numerical modelling of flows in open channels and reservoirs. He is an author and co-author of publications dedicated to the aforementioned issues.

Michał Szydłowski

Gdańsk University of Technology

e-mail: mszyd@pg.gda.pl

He graduated from the Faculty of Environmental Engineering (major: water management) at the Department of Hydraulic Engineering of the Gdańsk University of Technology (1993). He defended his doctoral thesis at the Environmental Engineering Department of the Gdańsk University of Technology (1999). The main part of his studies includes mathematical modelling of rapidly varied flows in built-up areas. His habilitation thesis focused on physical and mathematical modelling of flood flows in cities (2008). He works at the Hydraulic Engineering Department, the Faculty of Civil Engineering and Environment of the Gdańsk University of Technology, and teaches fluid mechanics, hydraulics and hydrology.

This is a supporting translation of the original text published in this issue of "Acta Energetica" on pages 112–116. When referring to the article please refer to the original text.

PL

Wpływ stanu utrzymania terenów zalewowych Wisły na poziomy wysokich wód na odcinku od Włocławka do Torunia

Autorzy

Dariusz Gąsiorowski
Michał Szydłowski

Słowa kluczowe

zatonienie terenu zalewowego, przepływ ustalony wolnozmienny, przepustowość rzeki, modelowanie matematyczne

Streszczenie

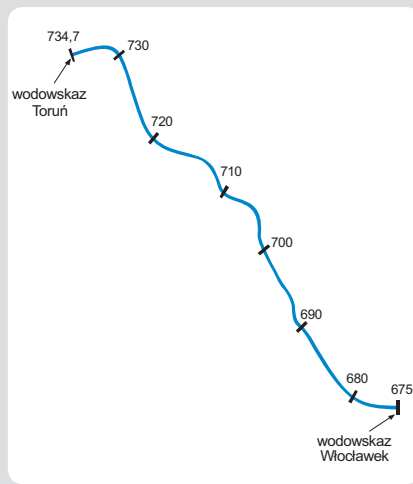
W artykule opisano metodykę obliczeń hydraulicznych umożliwiających wyznaczenie układu zwierciadła wody w korytach otwartych w warunkach wolnozmiennego przepływu ustalonego. Wybraną metodę wykorzystano do analizy układu zwierciadła wody w rzece Wiśle na odcinku od przekroju Włocławek do przekroju Toruń. Do parametryzacji koryta i terenów zalewowych rzeki, jak również do symulacji przepływu, wykorzystano program obliczeniowy HEC-RAS. Na podstawie uzyskanych wyników oceniono wpływ stanu utrzymania terenów zalewowych na położenie zwierciadła w trakcie występowania przepływów maksymalnych.

Wprowadzenie

Analizowany odcinek Wisły, o długości 59,7 km, znajduje się pomiędzy przekrojem Włocławek, zlokalizowanym poniżej stopnia wodnego na 675,0 km, a przekrojem wodowskazowym Toruń, znajdującym się na 734,7 km (rys. 1). Średni spadek koryta rzecznoego wynosi ok. 0,15‰. Na rozważanym odcinku przekroje poprzeczne doliny rzecznej charakteryzują się zróżnicowaną geometrią, gdzie w większości analizowanych przekrojów można wyróżnić koryto główne oraz zdecydowanie zarysowane tereny zalewowe. Szerokość koryta głównego zmienia się od kilkuset metrów do ok. 1 km, natomiast rozciągłość terenów zalewowych (teras) osiąga wartości do 7 km. Na zdecydowanej części obszaru pokrycie terenów zalewowych stanowią lasy, łąki, pastwiska oraz tereny rolnicze.

Na zdolność przepustową koryta rzecznoego wraz z przyległymi terenami zalewowymi wpływa geometria przekroju poprzecznoego, spadek dna oraz rodzaj pokrycia terenu, który bezpośrednio związany jest z oporami ruchu. Rodzaj materiału, z jakiego zbudowane jest główne koryto rzecznoe, jak również rodzaj pokrycia terenów zalewowych, wpływające na szorstkość terenu doliny, mogą być scharakteryzowane za pomocą współczynnika szorstkości według Manninga [4]. Według [2] na analizowanym obszarze średnia wartość tego parametru w korycie głównym wynosi ok. 0,04. Na terenie zalewowym minimalna wartość współczynnika szorstkości równa jest 0,023, co odpowiada pokryciu terenu trawami, natomiast maksymalna wartość 0,12 charakteryzuje tereny pokryte krzakami oraz drzewami [4]. Wysokie wartości współczynnika szorstkości, przyjęte na podstawie analizy zdjęć lotniczych i wizji lokalnych, świadczą o złym utrzymaniu terenów zalewowych, co w konsekwencji prowadzi do zmniejszenia przepustowości koryta rzecznoego i tym samym przy danym natężeniu przepływu przyczynia się do podwyższenia stanów wody w stosunku do koryta dobrze utrzymanego.

Wzdłuż odcinka Włocławek – Toruń zlokalizowane są wały przeciwpowodziowe klasy II. Na lewym brzegu wały usytuowane są pomiędzy 683,3 i 689,8 km oraz



Rys. 1. Schematyczny rysunek analizowanego odcinka Wisły

pomiędzy 708,0 i 718,2 km biegu rzeki, co odpowiada łącznej długości 22,9 km. Natomiast na prawym brzegu wały znajdują się na znacznie krótszym dystansie: poniżej 678,8 km – odcinek o długości 1 km oraz poniżej 711,0 km – odcinek 1,8 km, co daje łączną długość wałów 2,8 km. W przypadku większości odcinków istniejące wały przeciwpowodziowe spełniają swoje zadanie, gdyż zgodnie z obowiązującymi przepisami rzędna korony wałów znajduje się 1 m powyżej rzędnej zwierciadła wody, odpowiadającej maksymalnemu przepływowi o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ [1]. Należy jednak zauważyć, że pomimo spełnienia powyższego warunku długotrwałe utrzymywanie się wysokich stanów wody w okresie przejścia fali wezbraniowej może przyczynić się do obniżenia wytrzymałości konstrukcji wałów. W związku z tym należy dążyć do tego, aby okres podwyższonych stanów na terenie międzywał był jak najkrótszy. Niewątpliwie czynnikiem mającym bezpośredni wpływ na wartości i czas trwania maksymalnych poziomów zwierciadła wody jest stan utrzymania terenów zalewowych. Stąd celem niniejszego artykułu jest ukazanie wpływu

obniżenia aktualnych wartości współczynników szorstkości, determinujących stan terenów zalewowych Wisły, na kształtowanie się poziomów wysokich wód o wybranych prawdopodobieństwach przekroczenia. Realizacja tego celu wymagała wykonania odpowiednich obliczeń hydraulicznych.

Rozwiązanie równania ruchu ustalonego niejednostajnego

W celu wyznaczenia układu zwierciadła wody na analizowanym odcinku rzeki można rozwiązać równanie ruchu ustalonego niejednostajnego. Równanie tego typu wyprowadza się z układu równań de Saint Venanta przy założeniu przepływu ustalonego, czyli niezmiennego w czasie. Otrzymane w ten sposób równanie jest równaniem różniczkowym zwyczajnym, które bez uwzględnienia dopływu bocznego można zapisać w następującej postaci [5]:

$$\frac{d}{dx} \left(h + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A^2} \right) = -S \quad (1)$$

gdzie:

h – rzędna zwierciadła wody w stosunku do przyjętego poziomu porównawczego,
 Q – natężenie przepływu w przekroju poprzecznym,
 A – pole powierzchni przekroju poprzecznoego,
 a – współczynnik de Saint-Venanta, g – przyspieszenie grawitacyjne, S – spadek linii energii, który w przypadku wykorzystania równania Manninga do określenia oporów ruchu opisuje formuła:

$$S = \frac{n^2 \cdot Q^2}{R^{4/3} \cdot A^2} \quad (2)$$

w której R jest promieniem hydraulicznym, natomiast n jest współczynnikiem szorstkości Manninga. Poszukiwana funkcja w postaci rzędnej zwierciadła wody $h(x)$ musi spełniać wyjściowe równanie (2) dla $0 \leq x \leq L$ (gdzie L jest długością odcinka) oraz zadany warunek początkowy (rys. 2):

$$h(x=L) = h_L$$

Równanie różniczkowe (1) można rozwiązać najłatwiej metodą trapezową [5]. Zgodnie

z tą metodą w wyniku dyskretyzacji otrzymujemy następujące równanie:

$$h_j + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A_j^2} = h_{j+1} + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A_{j+1}^2} + \frac{\Delta x_j}{2} \left(\frac{n^2 \cdot Q^2}{R_j^{4/3} \cdot A_j^2} + \frac{n^2 \cdot Q^2}{R_{j+1}^{4/3} \cdot A_{j+1}^2} \right) \quad (3)$$

gdzie:

j – indeks przekroju obliczeniowego,
 Δx_j – długość kroku całkowania odpowiadająca odległości pomiędzy przekrojami poprzecznymi cieku.

Uzyskane dyskretne równanie (3) jest znanym równaniem zachowania energii dla przepływu ustalonego w kanale otwartym, w którym strata energii mechanicznej Δh odpowiada średniej arytmetycznej z wartości spadku linii energii w przekrojach j oraz $j+1$ na dystansie Δx_j :

$$\Delta h = \frac{\Delta x_j}{2} \left(\frac{n^2 \cdot Q^2}{R_j^{4/3} \cdot A_j^2} + \frac{n^2 \cdot Q^2}{R_{j+1}^{4/3} \cdot A_{j+1}^2} \right) = \Delta x_j \frac{(S_j + S_{j+1})}{2} \quad (4)$$

W przypadku analizowanego odcinka Wisły należy spodziewać się wyłącznie ruchu spokojnego. Wówczas obliczenia zwykle prowadzone są w kierunku przeciwnym do kierunku przepływu [4, 6]. Rzędna zwierciadła wody h_{j+1} , jak również parametry od niej zależne [pole przekroju czynnego $A_{j+1}(h_{j+1})$ oraz promień hydrauliczny $R_{j+1}(h_{j+1})$] znane są jako wynik obliczeń w poprzednim przekroju lub z warunku początkowego (rys. 2). Nieznana natomiast jest funkcja h_p , którą wyznacza się poprzez rozwiązanie nieliniowego równania (3).

Warunek początkowy wymaga znajomości rzędnej zwierciadła wody h_L w przekroju końcowym $x = L$, która odpowiada danemu ustalonemu natężeniu przepływu Q . W najczęściej spotykanej sytuacji, kiedy przekrój końcowy jest zwykłym przekrojem rzeki, warunek początkowy można wyznaczyć na podstawie związku natężenia przepływu Q_L i rzędnej zwierciadła wody h_L w postaci krzywej przepływu $Q_L = f(h_L)$ lub

w postaci równania Manninga:

$$Q_L = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot A \quad (5)$$

Opisana metodyka obliczeń hydraulicznych zastosowana jest również w profesjonalnym systemie obliczeniowym HEC-RAS (1997). Program ten jest modelem hydraulicznym opracowanym przez U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, sfinansowanym przez władze Stanów Zjednoczonych, a szeroko używanym także w Europie i polecanym w Polsce jako jedno z podstawowych narzędzi analizy przepływów w kanałach otwartych [4]. Model odwzorowuje ustalony przepływ wody w pełnej gamie przypadków, w tym zarówno ruch spokojny, jak i rwący. W przedstawionej pracy wykorzystano ten model ze względu na łatwość wprowadzania danych, a w szczególności edycji współrzędnych przekrojów poprzecznych koryta, które zawarte w postaci surowej w opracowaniu [2] wymagały dokładnego opracowania.

Warto zwrócić uwagę, że z wyznaczeniem układu zwierciadła wody w cieku naturalnym wiąże się trudność wynikająca ze złożonego kształtu przekroju poprzecznego. W przypadku przekroju wielodzielnego promień hydrauliczny R nie spełnia warunku jednoznacznej zależności od rzędnej zwierciadła wody, czyli wyznaczony promień hydrauliczny przy wyższych stanach wody ma mniejszą wartość niż przy stanach niższych. W takiej sytuacji należy dokonać podziału przekroju poprzecznego w taki sposób, aby wydzielić koryto główne oraz lewą i prawą część terenu zalewowego (rys. 3).

Natężenie przepływu wyznacza się dla każdej sekcji obliczeniowej osobno, przy założeniu jednakowego spadku linii energii S w każdej z nich. Obliczone w ten sposób przepływy należy następnie zsumować, otrzymując całkowity przepływ w cieku:

$$Q = Q_L + Q_K + Q_P \quad (6)$$

Gdzie: Q_L , Q_K oraz Q_P oznaczają natężenia przepływu odpowiednio w strefie L, K oraz P. Należy zaznaczyć, że w niektórych przekrojach poprzecznych o znacznym stopniu złożoności geometrii, pomimo stosowania powyższej procedury, nadal mogą wystąpić problemy z jednoznacznością

promienia hydraulicznego od stanu wody. Na analizowanym odcinku rzeki świadczy o tym na przykład przekrój znajdujący się na 705 km (rys. 3), który charakteryzuje się skomplikowanym układem dna lewego terenu zalewowego. Odpowiadający temu przekrojowi przebieg zmienności promienia hydraulicznego w zależności od rzędnej zwierciadła $R(h)$ wody przedstawia rys. 4. Jak widać, pomimo wydzielenia poszczególnych stref obliczeniowych przekroju wartość promienia hydraulicznego R lewej części zalewowej maleje dla rzędnych zwierciadła wody h z zakresu 41,8–42,4 m (rys. 4a). W rezultacie końcowym efekt ten można prowadzić do niedokładności obliczeń. W korycie głównym natomiast (rys. 4b) sytuacja taka nie występuje, na co wskazuje jednoznaczna zależność promienia hydraulicznego od poziomu wody.

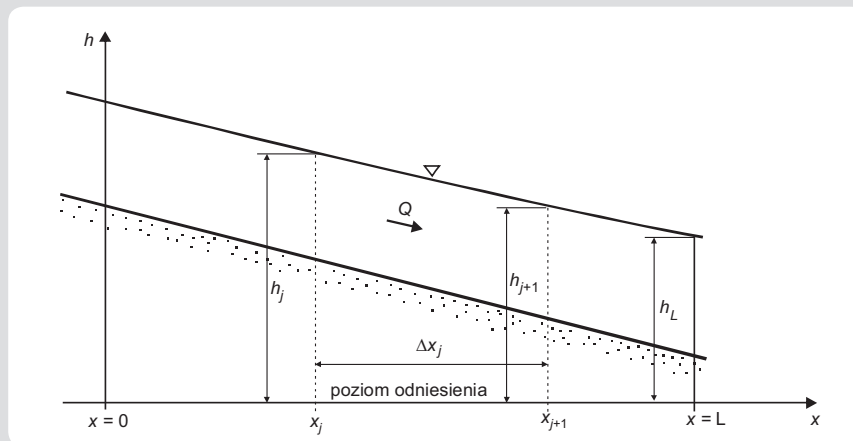
Wyniki obliczeń

W przedstawionej pracy wykorzystano dane pozyskane z opracowania wykonanego przez firmę ARUP na zlecenie ENERGA SA, na potrzeby projektu związanego z zapewnieniem bezpieczeństwa publicznego w rejonie stopnia wodnego Włocławek [1,2]. Analizie poddano odcinek o długości 59,7 km pomiędzy przekrojem Włocławek na 675,0 km i przekrojem Toruń na 734,7 km (rys. 1). Kilometraż rzeki przyjęto według opisu Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej. Na rozważanym odcinku do obliczeń wytypowano 56 przekrojów poprzecznych korytowych wraz z odpowiednimi przekrojami dolinowymi. W niektórych przekrojach skorygowano granice pomiędzy terenami zalewowymi a korytem głównym. Odległości Δx pomiędzy poszczególnymi przekrojami są zmienne i wahają się w zakresie od 0,5 km do 3,1 km, jednakże w większości przypadków odległość ta wynosi ok. 1 km. Dane uzupełniają informacje dotyczące aktualnych wartości współczynnika szorstkości Manninga koryta głównego oraz terenów zalewowych. Wartości tego parametru wahają się w zakresie 0,037–0,052 dla koryta głównego oraz w zakresie 0,023–0,09 dla lewego terenu i 0,035–0,12 dla prawego terenu zalewowego.

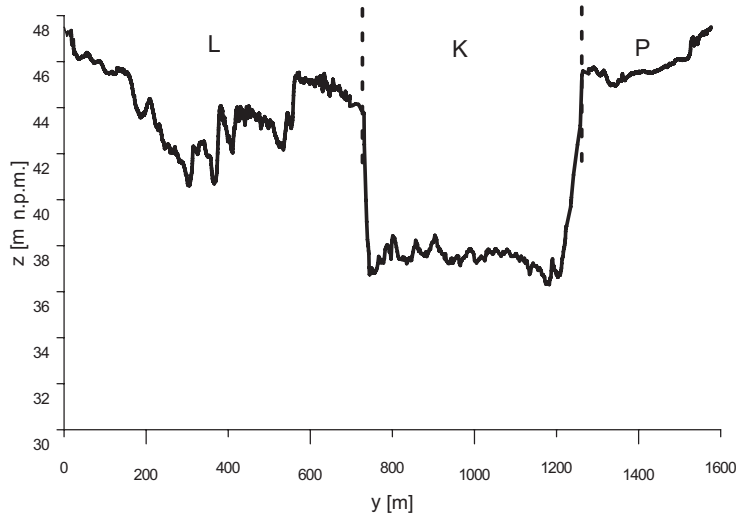
W celu wyznaczenia układu zwierciadła wody wykonano obliczenia z warunkiem początkowym zlokalizowanym na końcu analizowanego odcinka, czyli w przekroju wodowskazowym Toruń na 734,7 km. Obliczenia przeprowadzono, przyjmując trzy różne wartości ustalonego natężenia przepływu w postaci średniej wody z wielolecia (SSQ) oraz dwóch przepływów maksymalnych o prawdopodobieństwie przewyższenia odpowiednio $p=10\%$ ($Q_{10\%}$) i $p=1\%$ ($Q_{1\%}$). W celu wyznaczenia warunku początkowego przepływu tym przyporządkowano odpowiednie wartości rzędnej zwierciadła wody h_L w przekroju końcowym. Do obliczeń przyjęto następujące wartości przepływów i rzędnych zwierciadła wody:

- przepływ średni z wielolecia: SSQ=975 m³/s i $h_L=35,0$ m n.p.m.
- przepływ maksymalny $p=10\%$: $Q_{10\%}=5610$ m³/s i $h_L=39,8$ m n.p.m.
- przepływ maksymalny $p=1\%$: $Q_{1\%}=8170$ m³/s i $h_L=41,0$ m n.p.m.

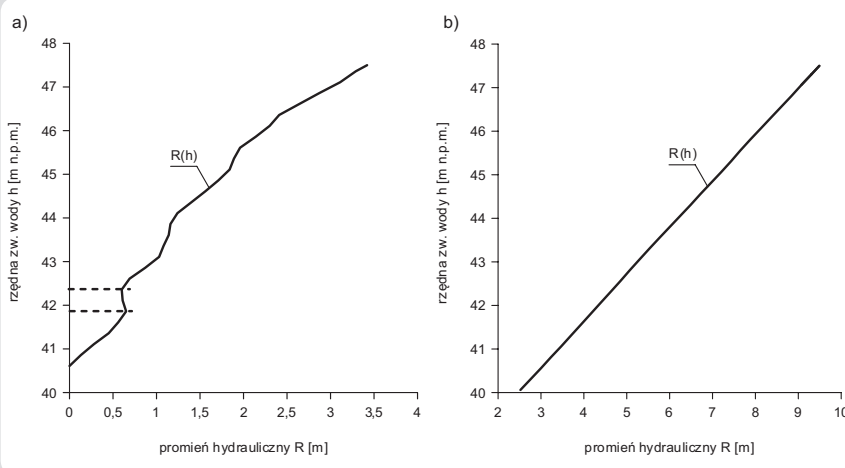
Obliczenia wykonano dla dwóch wariantów pokrycia terenów zalewowych szatą roślinną. W pierwszym wariantcie wyznaczono układ



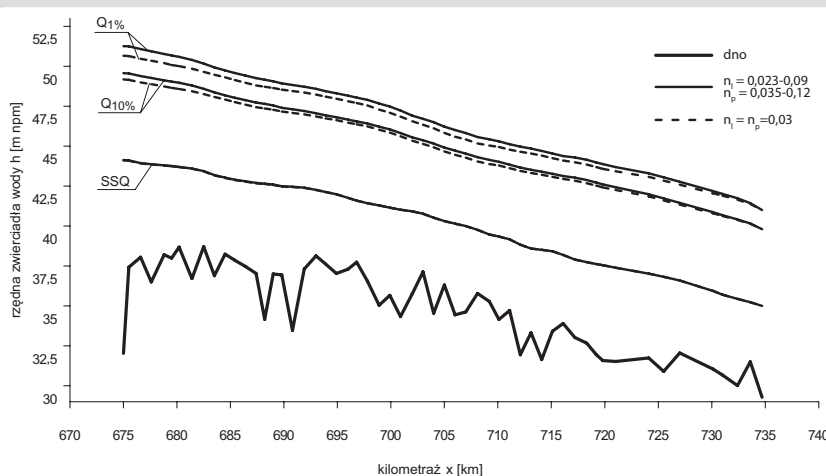
Rys. 2. Schemat przekroju podłużnego cieku do obliczenia układu zwierciadła wody



Rys. 3. Przekrój poprzeczny na 705 km rzeki Wisły z wydzielonymi strefami obliczeniowymi (L – lewy teren zalewowy, K – koryto główne, P – prawy teren zalewowy)



Rys. 4. Zależność promienia hydraulicznego od rzędnej zwierciadła wody $R(h)$ dla lewego terenu zalewowego (a) oraz dla koryta głównego (b) przekroju zlokalizowanego na 705 km



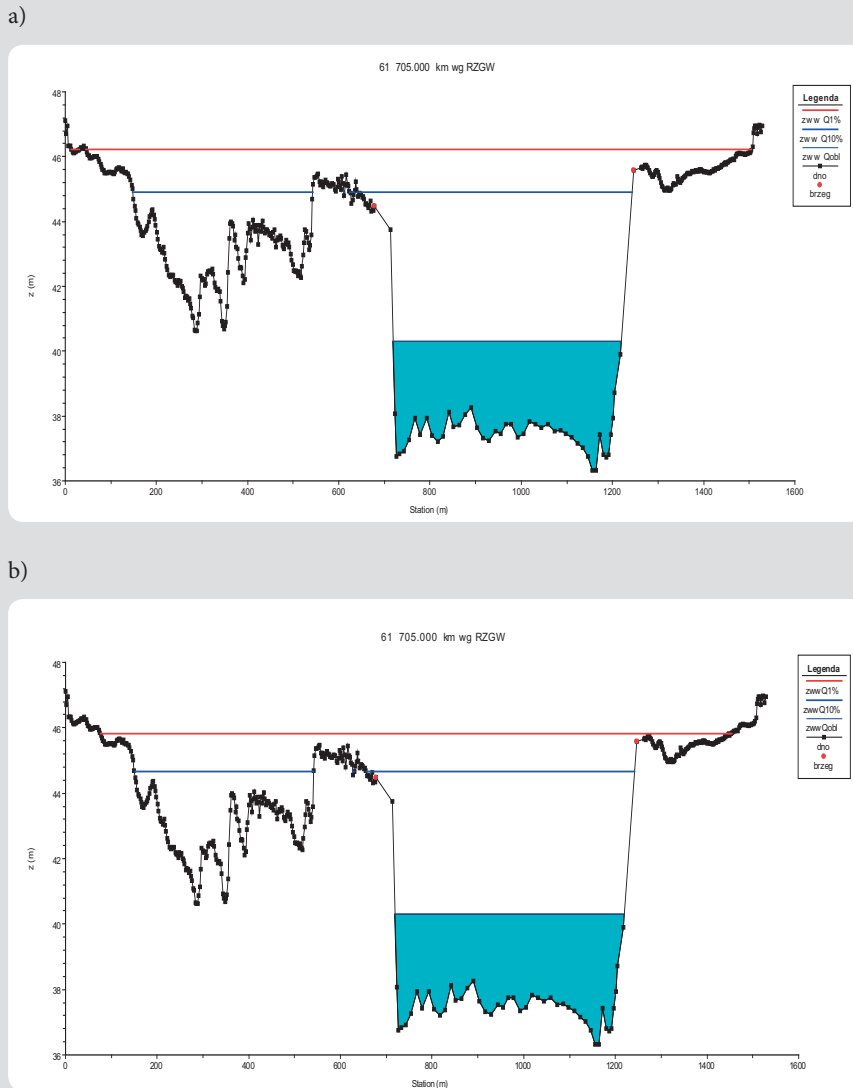
Rys. 5. Układ zwierciadła wody wzdłuż analizowanego odcinka Włocławek – Toruń

zwierciadła wody, przyjmując aktualne wartości współczynnika szorstkości w korycie głównym oraz na terenach zalewowych. W drugim wariancie w korycie głównym przyjęto aktualne wartości współczynnika, natomiast na lewym i prawym terenie zalewowym założono stałą wartość współczynnika szorstkości $n_l = n_p = 0,03$, co odpowiada dobrze utrzymanym terenom z pokryciem w postaci niskiej trawy [4]. W obliczeniach założono, że zmiana współczynnika szorstkości nie ma wpływu na wartość rzędnej zwierciadła wody w przekroju końcowym h_l , czyli na wartość warunku początkowego. Ponadto w obliczeniach nie uwzględniono istniejących dopływów bocznych. W wyniku przeprowadzonych obliczeń uzyskano poszczególne układy zwierciadła wody w postaci zmian rzędnej zwierciadła wody $h(x)$ w profilu podłużnym, które przedstawiono na rys. 5. Położenie zwierciadła wody w wybranym przekroju poprzecznym koryta (km 705) pokazano na rys. 6.

Analizując rys. 5, można zauważyć, że w przypadku średniej wody z wielolecia SSQ obniżenie wartości współczynnika szorstkości nie ma wpływu na układ zwierciadła wody. Rezultat taki wynika z faktu, że przy średnich wydatkach z wielolecia przepływ wody na analizowanym odcinku występuje wyłącznie w korycie głównym. Inaczej sytuacja przedstawia się dla maksymalnych przepływów. Po wystąpieniu wody z koryta głównego przepływ zaczyna się odbywać także po terenach zalewowych. Tutaj uwidacznia się zdecydowany wpływ pokrycia terenów zalewowych na wartości rzędnej zwierciadła wody w poszczególnych przekrojach. Zmniejszenie wartości współczynnika szorstkości do wartości $n_l = n_p = 0,03$ prowadzi do obniżenia zwierciadła wody w stosunku do układu otrzymanego dla rzeczywistych wartości. W przypadku przepływu maksymalnego $Q_{10\%}$ uzyskano obniżenie o maksymalnej wartości 0,4 m (średnio na całej długości analizowanego odcinka 0,23 m), natomiast dla przepływu $Q_{1\%}$ wartość ta wynosiła ok. 0,6 m (średnio 0,36 m). Należy zaznaczyć, że przy występujących natężeniach przepływu większych od przyjętego przepływu maksymalnego $Q_{1\%}$ różnice w poziomach wody (z uwzględnieniem terenów dobrze oraz źle utrzymanych) będą osiągać odpowiednio większe wartości.

Podsumowanie i wnioski

Przedstawione wyniki obliczeń hydraulicznych wskazują, że stan pokrycia i zagospodarowania terenów zalewowych Wisły na odcinku od Włocławka do Torunia znacząco wpływa na kształtowanie się położenia zwierciadła wody w trakcie przepływów występujących na terenach zalewowych. Zmniejszenie szorstkości terenów zalewowych do wartości odpowiadających dobrze utrzymanym obszarom międzywala (np. pokrytych wyłącznie niską trawą) spowodowałoby obniżenie maksymalnych poziomów wód nawet o kilkadziesiąt centymetrów). Inaczej rzecz ujmując, właściwe zagospodarowanie i utrzymanie terenów zalewowych Wisły polepszyłoby bezpieczeństwo terenów położonych na terenach obwałowanych poprzez obniżenie rzędnych zwierciadła dla wyznaczonych przepływów maksymalnych, a także przez zwiększenie



Rys. 6. Obliczone poziomy zwierciadła wody w przekroju 61 (706 km) dla aktualnych (a) oraz obniżonych (b) wartości współczynników szorstkości

przepustowości doliny i skrócenie okresów obciążenia wałów wysokimi poziomami wód. Przedstawione powyżej wnioski są istotne także z punktu widzenia obowiązujących przepisów Prawa wodnego (ustawa z 18 lipca 2001 roku), zgodnie z którymi należy zapewnić utrzymanie cieków naturalnych w odpowiednim stanie technicznym.

Bibliografia

1. Chelkowski M., Zapewnienie bezpieczeństwa publicznego w rejonie stopnia Włocławek przy wykorzystaniu energii wody oraz poprawie potencjału ekosystemów wodnych i od wód zależnych, raport z przeglądu danych archiwalnych wraz z wykonaniem ich aktualizacji, opracowany przez firmę ARUP na zlecenie ENERGA SA, 2011.
2. Darski T., Napiórkowska M., Supryk R., Zapewnienie bezpieczeństwa publicznego w rejonie stopnia Włocławek przy wykorzystaniu energii wody oraz poprawie potencjału ekosystemów wodnych i od wód zależnych – Model hydrodynamiczny dolnej Wisły, raport opracowany przez firmę ARUP na zlecenie ENERGA SA, 2011.
3. HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Davis 1997.
4. Kubrak J., Nachlik E., Hydrauliczne podstawy obliczania przepustowości koryt rzecznych, Warszawa 2003.
5. Szymkiewicz R., Matematyczne modelowanie przepływów w rzekach i kanałach, Warszawa 2000.
6. Szymkiewicz R., Gąsiorowski D., Podstawy hydrologii dynamicznej, Warszawa 2010.

Podziękowania

Wyrażamy podziękowanie firmie ENERGA SA za udostępnienie danych, które umożliwiły wykonanie przedstawionych w pracy obliczeń hydraulicznych.

Dariusz Gąsiorowski

dr inż.

Politechnika Gdańska

e-mail: gadar@pg.gda.pl

Ukończył studia magisterskie na kierunku inżynieria środowiska (specjalność gospodarka wodna) na Wydziale Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej (1998). Pracował w Zakładzie Hydrodynamiki Rzek i Zbiorników Wodnych w Instytucie Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk w Gdańsku (1999–2008). Uzyskał stopień doktora nauk technicznych w zakresie budownictwo (2006). Od 2008 roku jest zatrudniony na stanowisku adiunkta w Katedrze Hydrotechniki na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska PG. Prowadzi zajęcia z mechaniki płynów, hydrauliki i hydrologii oraz meteorologii. Jego główny obszar działalności skupia się wokół modelowania matematycznego i numerycznego przepływów w kanałach otwartych oraz zbiornikach wodnych. Jest autorem i współautorem publikacji poświęconych wspomnianym problemom.

Michał Szydłowski

dr hab. inż.

Politechnika Gdańska

e-mail: mszyd@pg.gda.pl

Ukończył wyższe studia magisterskie na kierunku inżynieria środowiska (specjalność gospodarka wodna) na Wydziale Hydrotechniki Politechniki Gdańskiej (1993). Rozprawę doktorską obronił na Wydziale Inżynierii Środowiska PG (1999). Główny nurt jego badań własnych obejmuje matematyczne modelowanie przepływów o charakterze szybkozmiennym na terenie zabudowanym. Jego rozprawa habilitacyjna dotyczyła zagadnień modelowania fizycznego i matematycznego przepływów powodziowych w miastach (2008). Pracownik Katedry Hydrotechniki WILiŚ PG, prowadzi zajęcia z zakresu mechaniki płynów, hydrauliki i hydrologii.