

## USŁUGI INŻYNIERSKIE

mgr inż. Andrzej Siudy

43-230 Goczałkowice, ul. Jeziorna 86, tel. (32)2127583; 692441353 e-mail: pas@otik.pl

NIP: 676-157-35-57, REGON: 356385501, konto: ING Bank Śląski o. Pszczyna nr 105013152259977706

Nr umowy: Z dnia 13-12-2010 nr IGK/2222/51/2010	<b>USŁUGI INŻYNIERSKIE</b> mgr inż. Andrzej Siudy 43-230 Goczałkowice-Zdrój, ul. Jeziorna 86 tel. (32) 212 75 83, e-mail: pas@otik.pl NIP: 676-157-35-57 REGON: 356385501	Nr egz. 1
STADIUM:	<b>DOKUMENTACJA HYDROLOGICZNA DLA ZLEWNI CIEKU WODNEGO STRUGA ORAZ TERENÓW POŁOŻONYCH PRZY ULICY SPORTOWEJ W KOBIERNICACH GM. PORĄBKA</b>	
OBIEKT:	<b>POTOK STRUGA</b>	
Inwestor :	<b>GMINA PORABKA Ul. Krakowska 3 34-313 Porąbka</b>	
Zespół Autorski:	<p><b>mgr inż. Andrzej Siudy</b> upr. budowlane w spec. konstrukcyjno budowlanej b.o. 169/96</p> <p><b>dr inż. Jacek Stonawski</b> upr. budowlane w spec. inżynierii wodnej b.o. nr 533/67/Kr</p> <p><b>mgr inż. Mikołaj Olbrych</b> kwalifikacje Hydrologiczne 43/2004</p> <p><b>mgr inż. Maciej Kozak</b> upr. budowlane w spec. instalacyjnej b. o. SKL/2830/POOS/09</p> <p><i>Andrzej Siudy</i></p> <p><i>HLBzel</i></p>	
Data opracowania:	Grudzień 2010	

## Spis treści

1. Dane o inwestorze i wykonawcy.....	2
1.1. Inwestor.....	2
1.2 Zespół autorski.....	2
2. Podstawa opracowania.....	2
3. Dane i materiały wejściowe.....	2
4. Dokumentacja hydrologiczna.....	4
4.1. Ogólne informacje o powodzi .....	4
4.2. Informacja o powodzi z maja 2010.....	5
4.3. Charakterystyka hydrologiczna zlewni.....	7
4.4. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju zamykającym potoku Struga.....	9
.....	11
4.5. Określenie kształtów hydrogramów dopływu i objętości wody dopływającej do przekroju zamykającego potok Struga.....	11
4.6. Obliczenia hydrauliczne koryta rzeki Soły.....	22
4.7. Wyznaczenie strefy zagrożenia powodziowego od potoku Struga.....	30
5. Analiza poprawności istniejących rozwiązań .....	31
6. Propozycja rozwiązań technicznych, zmniejszających zagrożenie powodziowe na zawalu.....	33
7. Wnioski.....	36

## **1. Dane o inwestorze i wykonawcy**

### **1.1. Inwestor**

Gmina Porąbka

Ul. Krakowska 3 Porąbka

34-313 Porąbka

### **1.2 Zespół autorski**

mgr inż. Andrzej Siudy

upr. budowlane w spec. konstrukcyjno budowlanej b.o. 169/96

dr inż. Jacek Stonawski

upr. budowlane w spec. inżynierii wodnej b.o. nr 533/67/Kr

mgr inż. Mikołaj Olbrych

kwalifikacje Hydrologiczne 43/2004

mgr inż. Maciej Kozak

upr. budowlane w spec. instalacyjnej b. o. SLK/2830/POOS/09

## **2. Podstawa opracowania**

Podstawą opracowania jest umowa z dnia 19 września 2010 r. nr IGK/2222/51/2010 na opracowanie dokumentacji hydrologicznej dla obszarów zlewni cieku wodnego Struga oraz terenów położonych przy ul. Sportowej w Kobiernicach.

## **3. Dane i materiały wejściowe**

- Mapy topograficzne w skali 1:10000,
- Ortofotomapy w skali 1: 5000,
- Mapa archiwalna z 1934 w skali 1:100000,
- Mapa archiwalna z 1903 w skali 1:75000,
- Numeryczny model terenu w skali 1:10000,
- Informacja o wielkości rzutów wody na jazie w Czańcu z okresu 16-18.05.2010 r.,
- Informacja o sumie opadów dobowych ze stacji opadowej ECOCLIMY w Kętach z okresu 16-18.05.2010 r.,
- Informacje o rozkładzie opadów z interwałem 1 godzina, ze stacji opadowej ECOCLIMY w Goczałkowicach z okresu 16-18.05.2010r.,

- Decyzja wojewody Śląskiego Nr 588/00 z dnia 26.08.2000r.- pozwolenie wodnoprawne na odprowadzanie ze Stacji Uzdatniania Wody „Czaniec” w Kobiernicach do potoku Struga, a dalej do rzeki Soły,
- Decyzja Wójta Gminy Porąbka z dnia 20.09.2010 r. o powołaniu zespołu biegłych,
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakimi powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie,
- Obliczenia Przepływów Maksymalnych Rocznych O Określonym Prawdopodobieństwie, J. Fal, B. Fal, H. Czarnecka; Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej,
- Ocena Przepływów Wielkich Wód Małych Zlewni Górnej Wisły, J. Punzet, Gospodarka Wodna nr 6 z 1977 r.,
- Empiryczny system ocen charakterystycznych przepływów rzek i potoków w karpackiej części dorzecza Wisły, J. Punzet,
- Hydrauliczne podstawy obliczania przepustowości koryt rzecznych J. Kubrak, E. Nachlik,
- Modelowanie matematyczne przepływów w rzekach i kanałach, R. Szymkiewicz,
- Dorzecze Górnej Wisły, cz.I, I. Dynowska, M. Maciejewski,
- Dorzecze Wisły - monografia Powódź 1997, IMGW Warszawa,
- Dorzecze Wisły - monografia Powódź 2010, IMGW Warszawa,
- Model kompleksowej ochrony przed powodzią w obszarze dorzecza górnej Wisły na przykładzie województwa małopolskiego, IMGW Kraków,
- Hydrologic Modeling System HEC-RAS, Technical Reference Manual, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center,
- Modelowanie matematyczne w hydrologii, Referaty Seminarium Naukowego, red. nauk. B. Więzik, Kraków 1996,
- Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych, A. Ciepielowski, L. S. Dąbkowski,
- Matematyczne modelowanie hydraulicznych skutków awarii zapór wodnych praca zbiorowa pod red. Michała Szydłowskiego, Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej PAN, Warszawa 2003

## **4. Dokumentacja hydrologiczna**

### **4.1. Ogólne informacje o powodzi**

Powodzie należą do klęsk żywiołowych, które w naszej strefie klimatycznej przynoszą ogromne straty, są niebezpieczne dla życia i zdrowia ludzi zamieszkałych lub przebywających w strefie zagrożenia. W hydrologii z uwagi na zasięg czasowo-przestrzenny zjawiska rozróżniano pojęcie powodzi od wezbrania. Wezbranie jest zjawiskiem naturalnym, losowym, spowodowanym gwałtownym topnieniem śniegów, zlodzeniem rzek, nawałnymi deszczami, krótkotrwałymi burzami. Nie można ściśle określić czasu, miejsca i wielkości oraz rozmiarów jej wystąpienia. Powodzią zaś jest takie wezbranie, podczas którego woda po przekroczeniu stanu brzegowego lub poziomu korony wałów ochronnych zalewa doliny rzeczne lub tereny depresyjne, a przez to powoduje zniszczenia i z tym związane straty finansowe oraz pozaekonomiczne (społeczne, moralne itp.).

Ochrona przed powodzią wymaga znajomości praw przyrody i prognozowania zjawisk meteorologicznych i hydrologicznych, oraz powiązania tych zjawisk z zagadnieniami ekonomicznymi jak również dużej praktycznej wiedzy i doświadczenia w zakresie inżynierii i gospodarki wodnej.

Działania ochronne polegają na takim przygotowaniu organizacyjno-technicznym, aby maksymalnie złagodzić skutki spływu wód powodziowych. Całkowita eliminacja zagrożenia powodziowego jest niemożliwa. Nawet dążenie do jej osiągnięcia nie jest celowe, ponieważ może ona znacznie przewyższyć wartość chronionego majątku. Urządzeniami wodnymi i różnego rodzaju działaniami ograniczającymi skutki powodzi są przede wszystkim: zbiorniki retencyjne magazynujące nadmierny spływ wód, poldery oraz lokalna retencja przeciwpowodziowa wykorzystująca tereny na zawalu rzek (starorzeczy), suche zbiorniki przeciwpowodziowe, obwałowania, regulacje rzek i potoków górskich, kanały ulgi - na terenach większych aglomeracji miejskich.

Niektóre z tych urządzeń, jak obwałowania projektuje się jako budowle okresowo piętrzące wodę, stąd przy utrzymywaniu się długotrwałych bardzo wysokich stanów wód w rzekach, narażone są na częstsze uszkodzenia (przecieki, rozmycia itp.). Urządzenia wodne chroniące przed powodzią projektowane są na określone przepływy maksymalne. W wypadku ich przekroczenia mamy do czynienia na ogół z katastrofą budowlaną.

Występujące dziś ryzyko powodzi jest ceną za zabudowę terenów położonych w sąsiedztwie koryt rzecznych i użytkowanie atrakcyjnych pod wieloma względami dolin rzecznych i obszarów przybrzeżnych. Kluczem do ograniczenia klęsk powodziowych może okazać się nie tylko techniczna zabudowa zlewni i koryta, ale również planowa zmiana

użytkowania terenów zalewowych, która jest niezbędna w wielu krajach, w tym w Polsce, gdzie około 2 mln ha zagrożonych jest powodzią.

Istotne znaczenie w ochronie przeciwpowodziowej dolin rzecznych mają duże, wielozadaniowe zbiorniki retencyjne.

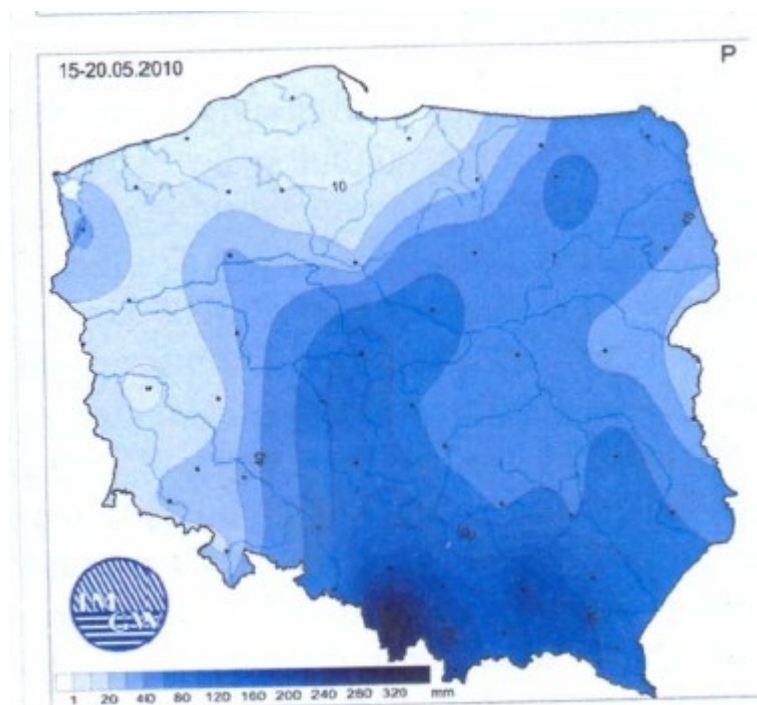
Powodzie opadowe występują na terenie całej Polski, najczęściej od maja do lipca, a także w ostatnich latach w sierpniu i wrześniu. Ich zasięg i gwałtowność przebiegu zależą od charakteru deszczu, czasu jego trwania, stopnia uwilgotnienia zlewni w momencie wystąpienia opadu i warunków fizjograficznych zlewni.

Z uwagi na charakter deszczu powodzie te można podzielić na powodzie wywołane deszczami: nawałnymi, frontalnymi i rozlewnymi. Powodzie wywołane deszczami nawałnymi, bardzo gwałtownymi, lecz krótko trwającymi i posiadającymi niewielki zasięg terytorialny powodują znaczne straty ze względu na szybki i trudny do przewidzenia przybór wody. Powodzie spowodowane opadami frontalnymi posiadają podobny przebieg, lecz znacznie większy zasięg terytorialny. Powodzie wywołane deszczami rozlewnymi występują w terenach nizinnych oraz górskich, gdzie tworzeniu się wezbrań pod wpływem długotrwałych deszczy sprzyja układ geograficzny. Zasięg terytorialny tych powodzi jest największy i może obejmować całe dorzecze- tak było w lipcu 1997 i maju 2010 r.

#### **4.2. Informacja o powodzi z maja 2010**

*Wezbranie obserwowane w dolinie Małej Wisły i Soły w okresie od 15 do 20 maja 2010 roku spowodowane było przez rozległy ośrodek niskiego ciśnienia, który powstał w rejonie Morza Śródziemnego na zachód od Półwyspu Apenińskiego i w swojej drodze zawędrował nad Morze Czarne, gdzie zregenerował się (zaciągnął wilgoć i pogłębił się), a następnie skierował się na północny-zachód. W okresie 15-20 maja 2010 r. centrum niżu położone było na południowy wschód od Polski. Polska znajdowała się po chłodnej stronie ośrodka niżowego, napływało powietrze z północy i północnego wschodu. Taka sytuacja ma charakter anomalii klimatycznej (kierunek napływu mas powietrza różnił się od typowego, który dla okresu 15-20 maja jest wschodni). Średnie miesięczne ciśnienie w maju 2010 roku, jak i cyrkulacja atmosferyczna były również anomalne. Konsekwencją takiego stanu rzeczy były opady utrzymujące się przez okres 6 dni, których suma tylko z dwóch pierwszych dni (15 i 16 maja) przekroczyła miesięczną normę opadu atmosferycznego w maju. Opad w czasie trwania całej fali opadowej w wielu miejscach przekroczył miesięczną sumę opadu z okresu 1971-2000 ponad trzykrotnie i może być uznany za ekstremum klimatyczne (za*

Mirosławem Miętusem „Klimatologiczne tło nawałnych opadów w Polsce w okresie 15.05-05.06.2010”, w: Forum Naukowo-Techniczne Powódź 2010, Warszawa)



Rys. 1. Suma opadu odnotowanego w okresie 15-20.05.2010 (źródło: M. Miętus, „Klimatologiczne tło nawałnych opadów w Polsce w okresie 15.05-05.06.2010”, w: Forum Naukowo-Techniczne Powódź 2010, Warszawa)

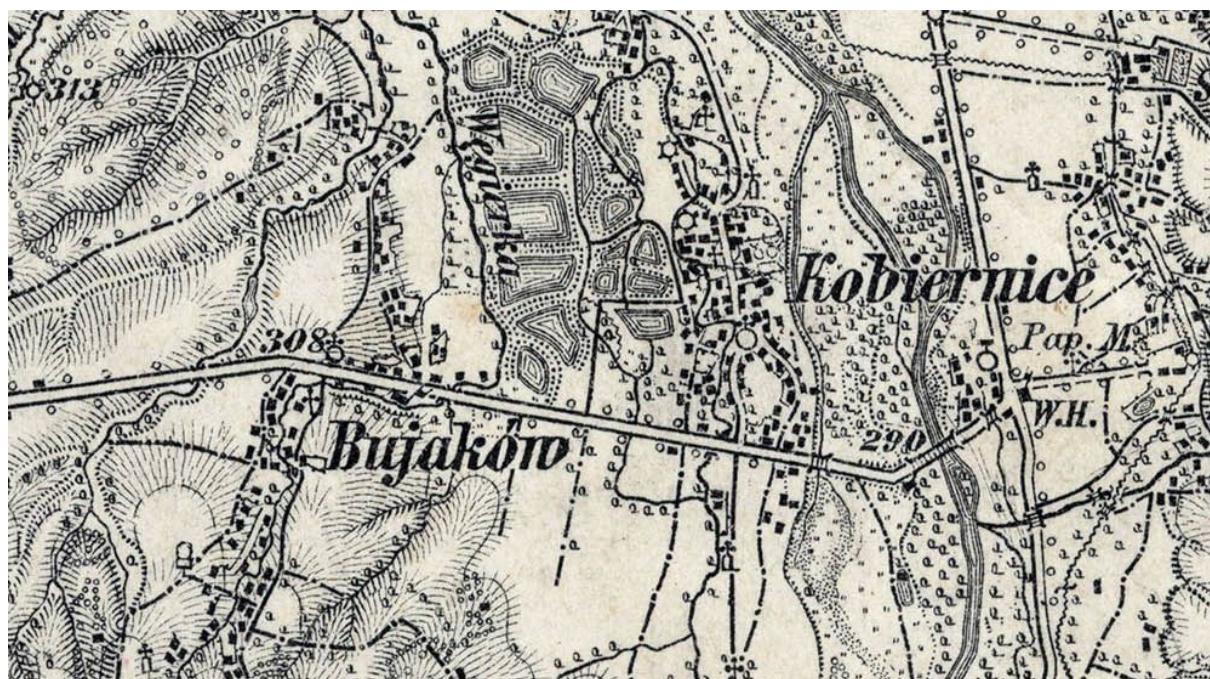
*[.....Analizując przebieg i charakter fal wezbraniowych z maja i czerwca 2010 w korycie Górnej Wisły, należy stwierdzić, że mamy do czynienia ze zjawiskiem obserwowanym po raz pierwszy od czasu uruchomienia na Górnej Wiśle stałych obserwacji wodowskazowych. Jest to pewnego rodzaju „fenomen hydrologiczny”, który niewątpliwie będzie przez kolejne pokolenia hydrologów wnikliwie badany.(.....) ....W świetle przedstawionych ocen przepływu kulminacyjnego rzeki Wisły w Krakowie należy przyjąć, że fala wezbraniowa, która pojawiła się w profilu Kraków w dniu 18 maja 2010r. **była falą o najwyższej wartości przepływu kulminacyjnego od 1813 roku**] - z artykułu z-cy dyrektora Krakowskiego oddziału IMGW wygłoszone na Forum Naukowo Technicznym, jakie odbyło się 28-29 czerwca 2010 r. w siedzibie IMGW Warszawa.*



#### 4.3. Charakterystyka hydrologiczna zlewni

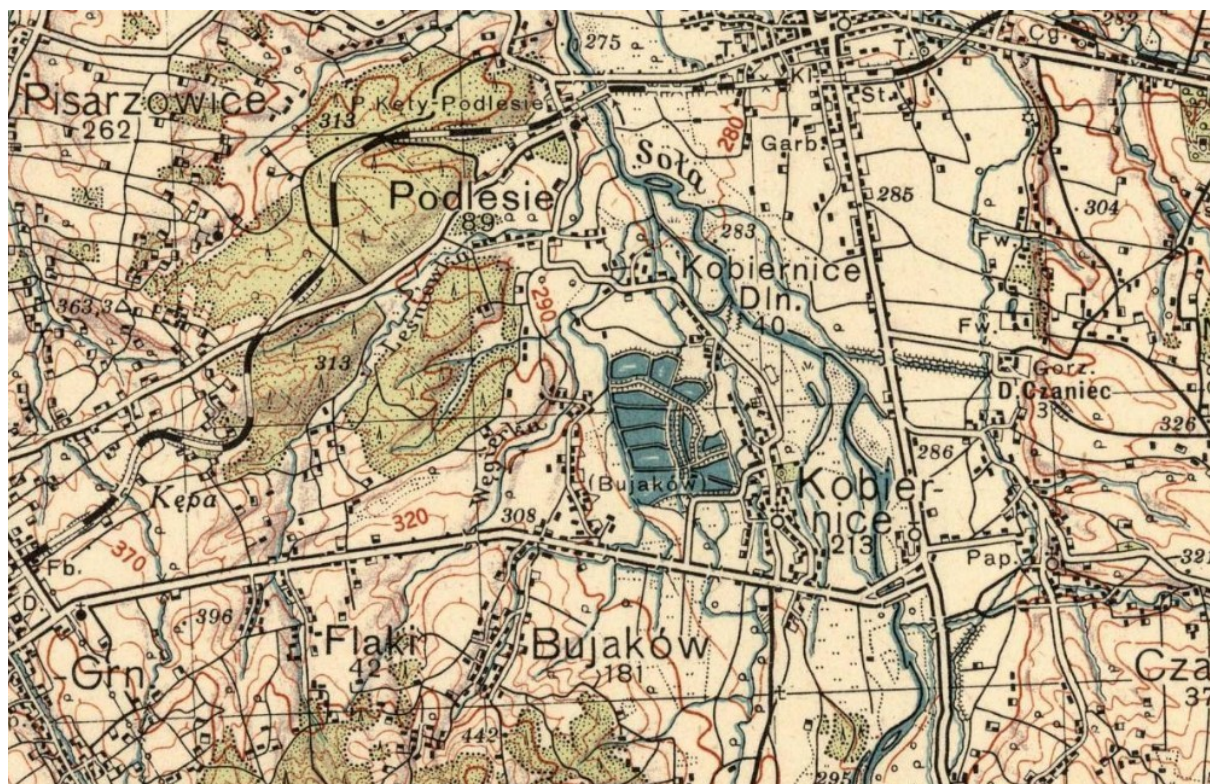
Teren objęty niniejszym opracowaniem położony jest w województwie śląskim, powiat Bielsko-Biała, gmina Porąbka, m. Kobiernice.

Potok Struga jest ciekim wodnym, którego istnienie odnotowane było już na mapach z lat 1903 i 1934, przedstawionych na rysunkach 2 i 3. Ciek ten został uregulowanym w latach 60-tych ubiegłego wieku w celu odprowadzania wód popłucznych i spustowych z terenów odstojników wód popłucznych oraz oczyszczonych ścieków sanitarnych ze Stacji Uzdatniania Wody w Kobiernicach do koryta rzeki Soły.



Rys. 2. Fragment mapy z roku 1903 (źródło: Archiwum Map Wojskowego Instytutu Geograficznego)

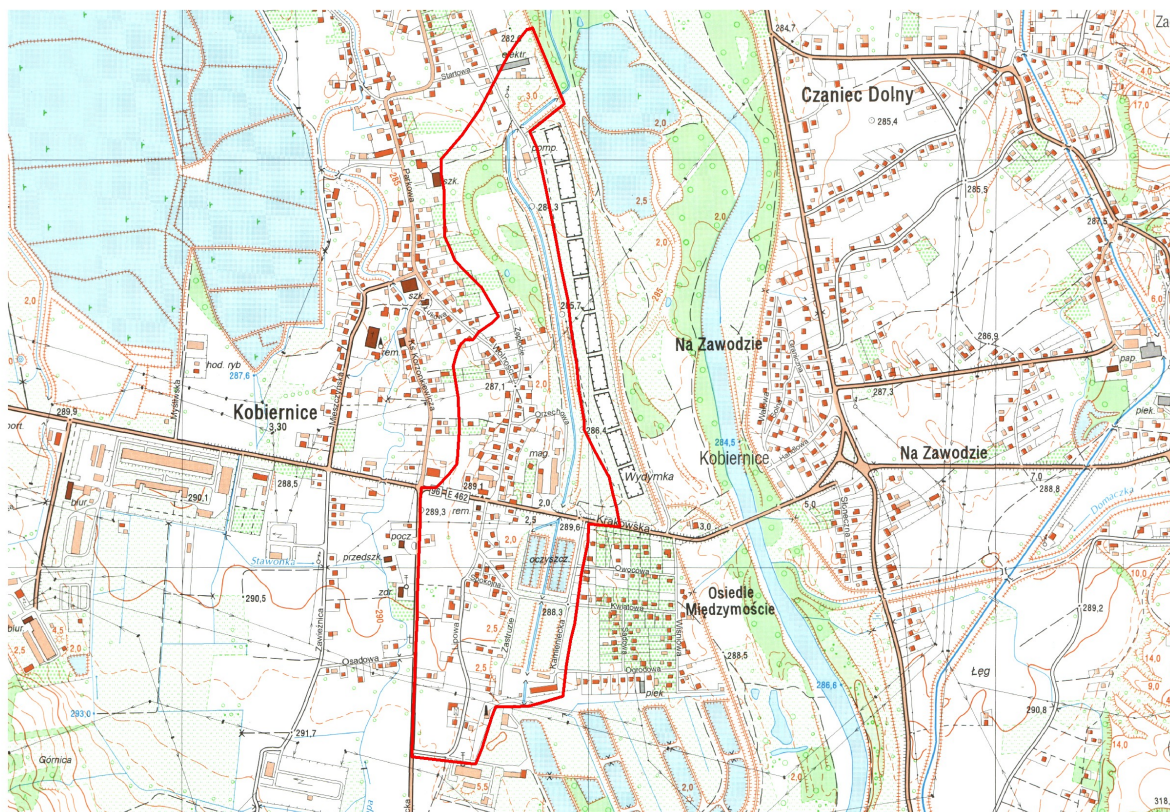




Rys. 3. Fragment mapy z roku 1934 (źródło: Archiwum Map Wojskowego Instytutu Geograficznego)

Potok Struga przepływa na całej długości, tj. od wału przeciwpowodziowego rzeki Soły (km 0+000) do drogi Bielsko-Kęty (km 1+107) po terenie Urzędu Gminy Porąbka. Według wypisu z rejestrów gruntów potok Struga przebiega po następujących działkach: 2270/19; 2270/16; 2280/1; 2591/14; 2270/13; 2433/11; 2281/22; 2283/41; 2282/5 stanowiących własność Wspólnoty Gruntowej Wsi Kobiernice oraz Gminy Porąbka. Granica zlewni potoku Struga został przedstawiony na rysunku 4.





Rys. 4. Mapa topograficzna z granicą zlewni

#### 4.4. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju zamykającym potoku Struga

Ze względu na niewielką powierzchnię zlewni (niecałe 0,5 km<sup>2</sup>) oraz fakt, że na rozpatrywanym obszarze brak jest naturalnych cieków, przepływ w cieku, oprócz zrzutów z istniejących wylotów, związany jest bezpośrednio ze spływem powierzchniowym, mającym miejsce podczas deszczów ulewnych.

Do obliczeń przepływu, wynikającego ze spływów deszczowych w rowie w przekroju służy wałowej zastosowano formułę Lindely'a, określającą wielkość spływu powierzchniowego.

$$Q = \varphi \cdot \varphi \cdot q \cdot F [l/s]$$

w którym:

$F$  – powierzchnia całkowita [ha],

$q$  – natężenie deszczu wg Błaszczyka [l/s·ha],

$\psi$  – współczynnik spływu powierzchniowego[-],

$\varphi$  – współczynnik opóźnienia odpływu[-].

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$$

$$q = \frac{6,631 \cdot \sqrt[3]{P^2 \cdot C}}{t^{0,67}} [l/s \cdot ha]$$

w którym:

$C$  – okres powtarzalności [lata],

$P$  – normalny opad roczny [mm],

$t$  – czas trwania deszczu [min].

Do obliczeń przyjęto współczynniki spływu, odpowiadające: zabudowie rozproszonej ( $F=13,7$  ha) wynoszący  $\psi=0,5$  oraz terenom zielonym ( $F=36$  ha), wynoszący  $\psi=0,1$ .

Czas trwania opadu  $t$  w minutach przyjęto równy czasowi koncentracji obliczonemu ze wzoru Kirpicha obowiązującego dla zlewni o powierzchni od 0,4 do 45 ha.

$$t_c = 0,01947 \cdot \frac{L^{1,155}}{H^{0,385}} [\text{min}]$$

w którym:

$L$  – długość zlewni [m]

$H$  – różnica wysokości na długości zlewni [m]

Przy założonym czasie trwania opadu miarodajnego  $t=51$  min, przepływy wynikające z wielkości opadów deszczów nawalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia równym 1% wynosił  $1214 \text{ l/s} = 1.214 [\text{m}^3/\text{s}]$ .

#### 4.5. Określenie kształtów hydrogramów dopływu i objętości wody dopływającej do przekroju zamykającego potok Struga

W przypadku cieków niekontrolowanych brak jest informacji o przebiegu historycznych wezbrań. W opracowaniu posłużono się zatem metodami modelowania matematycznego.

Dla zlewni potoku Struga opracowano model hydrologiczny: syntetyczny hydrogram jednostykowy Snydera. Do transformacji opadu całkowitego w opad efektywny przyjęto model SCS jako odpowiedni dla analizowanych zlewni.

##### Metoda obliczenia opadu efektywnego

Opadem efektywnym nazywamy tę część średniego opadu całkowitego, która poprzez spływ powierzchniowy kształtuje hydrogram odpływu powierzchniowego. Wysokość opadu efektywnego obliczono modelem o parametrach rozłożonych, odejmując od opadu całkowitego wysokość intercepcji, infiltracji i lokalną retencję powierzchniową.

Dla celów modelowania transformacji opadu w odpływ analizowanych zlewni wybrano szeroko stosowaną na świecie metodę SCS.

W metodzie SCS opad efektywny  $H_t$  uzależniony jest od średniego opadu całkowitego  $P_t$  oraz rodzaju gleb, sposobu użytkowania terenu zlewni i wilgotności gleby w okresie poprzedzającym opad. Wszystkie te czynniki ujmuje bezwymiarowy parametr  $CN$  (Curve Number), związany z maksymalną retencją zlewni  $S$ , o wartościach zmieniających się w zakresie od 0 do 100:

$$S = 25.4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Opad efektywny  $H_t$  po czasie  $t = i \Delta t$  (gdzie  $\Delta t$  jest przyjętym przedziałem czasowym, a  $i$  jest liczbą przedziałów) obliczamy ze wzoru:

$$\begin{cases} H_t = \sum_{j=1}^i \Delta H_j = 0 & \text{gd}y \quad (P_t - 0.2S) \leq 0 \\ H_t = \sum_{j=1}^i \Delta H_j = \frac{(P_t - 0.2S)^2}{P_t + 0.8S} & \text{gd}y \quad (P_t - 0.2S) > 0 \end{cases}$$

gdzie:

$H_t$  – wysokość średniego w zlewni opadu efektywnego w przedziale czasu  $(0, t)$   
w mm,

$P_t$  – wysokość opadu średniego w zlewni w przedziale czasu  $(0, t)$  w mm,

$\Delta H_j$  – wysokość opadu efektywnego w przedziale  $\Delta t$  w mm,

Z podanych zależności obliczono opad efektywny, przyjmując wartość parametru  $CN$  zależną od rodzaju gleb i użytkowania powierzchni z tablic opracowanych przez SCS.

Dla zlewni obliczono wartość retencji  $S$  dla średniej wartości parametru  $CN$  zależnej od rodzaju pokrycia i sposobu użytkowania powierzchni zlewni oraz rodzaju gleb.

$$CN = CN_{sr} = \frac{CN_r \cdot A_r}{A}$$

gdzie:

$CN_{sr}$  – średnia wartość parametru  $CN$ ,

$CN_r$  – wartość parametru  $CN$ ,

$A_r$  – powierzchnia cząstkowa zlewni [ $\text{km}^2$ ],

$A$  – całkowita powierzchnia zlewni [ $\text{km}^2$ ].

Zgodnie z przyjętą klasyfikacją, gleby podzielono na cztery grupy:

A – Gleby charakteryzujące się dobrą przepuszczalnością i dużymi współczynnikami filtracji; do których zaliczamy głębokie piaski, piaski z niewielką domieszką gliny, żwiry, głębokie lessy.

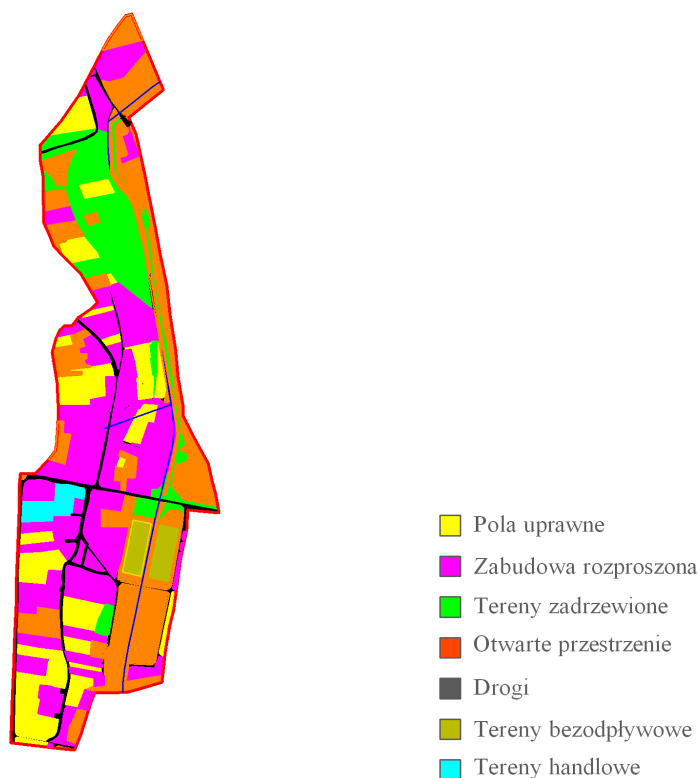
B – Gleby o przepuszczalności powyżej średniej i średnim współczynniku filtracji. Należą do nich gleby piaszczyste średnio głębokie, płytkie lessy oraz ły piaszczyste.

C – Gleby o przepuszczalności poniżej średniej jak gleby uwarstwione z wkładkami słabo przepuszczalnymi, ły gliniaste, płytkie ły piaszczyste, gleby o niskiej zawartości części organicznych, gliny o dużej zawartości części ilastych.

D - Gleby o bardzo niskiej przepuszczalności i małym współczynniku filtracji. Są to gleby gliniaste, gliny pylaste, gliny zasolone, gliny uwarstwione z wkładkami nieprzepuszczalnymi.

Przy zróżnicowanym rodzaju gleb i pokryciu zlewni, parametr  $CN$  oblicza się jako wartość średnią z wagą określoną jako stosunek powierzchni jednorodnych do całkowitej powierzchni zlewni.

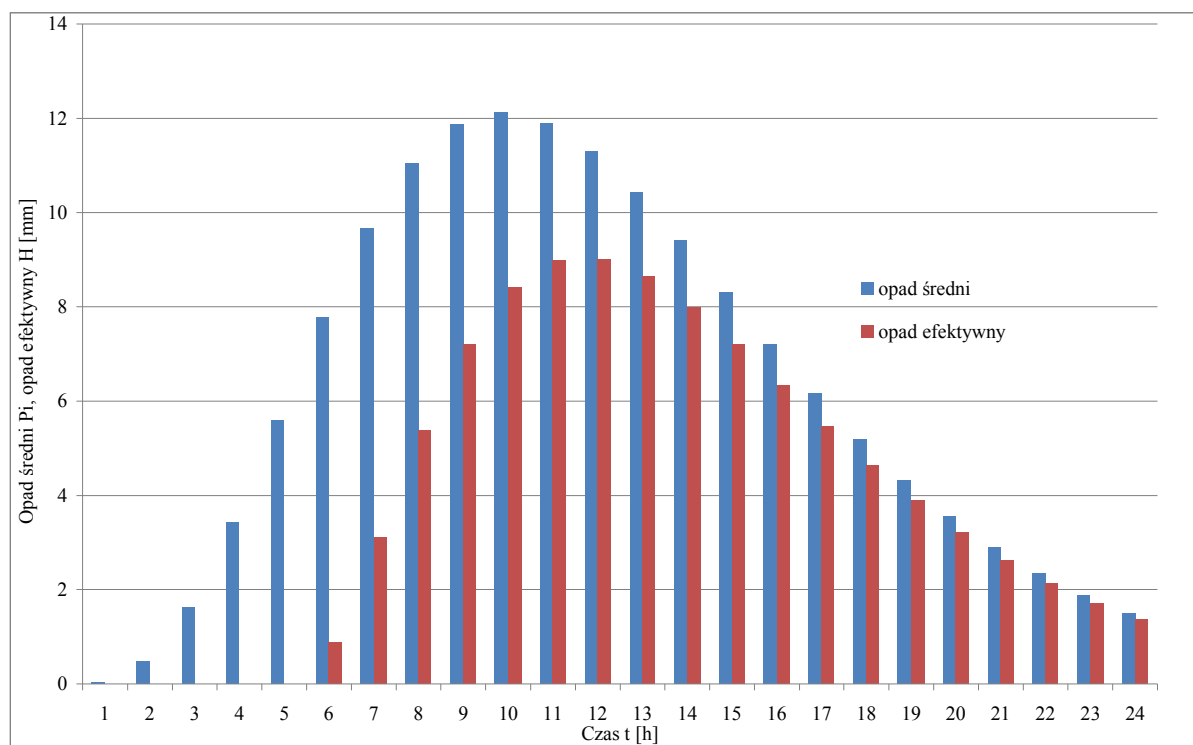
W przypadku analizowanych terenów gleby należą do kategorii C (utwory lessowe i pyłowe). Sposób zagospodarowania terenu zlewni przedstawiono na rysunku 5. Średni współczynnik  $CN$  dla całej zlewni wynosi  $CN=81,65$ .



Rys. 5. Plan zagospodarowania – klasyfikacja SCS

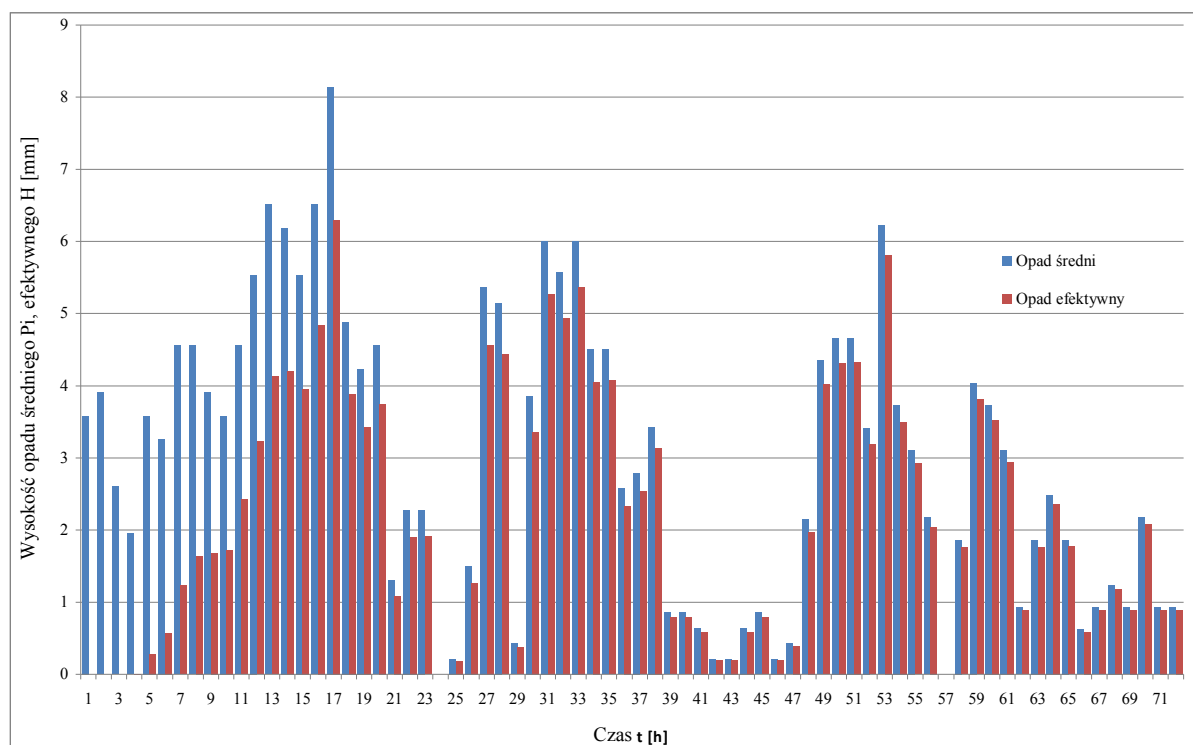
W symulacji zadano opad jaki w analizowanej zlewni jest maksymalnym opadem dobowym o prawdopodobieństwie pojawienia się 1 %,  $HI\%=150$  mm (przyjęto zgodnie z mapą rozkładu opadu  $HI\%$ ). Przyjęto, że opad ten ma rozkład beta. W tej symulacji założono rozkład symetryczny z kulminacją w połowie trwania opadu (doby). Rozkład ten przedstawiono na rysunku 6.





Rys. 6. Przyjęty rozkład beta opadu  $H1\%=150$  mm. Opad całkowity i efektywny

W symulacji zadano również reakcję zlewni na opad obserwowany w zlewni Potoku Struga z okresu od 16 do 18.05. 2010 r. Ponieważ posterunek opadowy Porąbka będący własnością IMGW został zlikwidowany, a posterunek IMGW w Międzybrodzu Bialskim na skutek awarii nie zanotował żadnego opadu w opracowaniu wykorzystano informacje z najbliższego posterunku opadowego, którym był posterunek ECOCLIMY w Kętach. Posterunek ten podaje jedynie sumy dobowe opadu, w związku z czym jego rozkład czasowy wykonano w oparciu o rozkład opadu obserwowanego w tym samym czasie na posterunku opadowym ECOCLIMY w Goczałkowicach.



Rys. 7. Hietogram opadu od 16 do 18.05.2010 r. Opad całkowity i efektywny

### Model syntetycznego hydrogramu jednostkowego Snydera

Na podstawie przyjętych opadów wygenerowano hydrogramy odpływu z analizowanych zlewni przy pomocy modelu hydrogramu jednostkowego Snydera.

Syntetyczny hydrogram jednostkowy Snydera bazuje na relacjach zachodzących pomiędzy trzema wartościami standardowego jednostkowego hydrogramu i wielkościami charakteryzującymi geomorfologię zlewni. Hydrogram standardowy z dostateczną dla zastosowań praktycznych dokładnością określają następujące parametry:

- czas wystąpienia kulminacji fali,
- przepływ kulminacyjny,
- czas trwania hydrogramu (czas bazowy).

Standardowy czas trwania opadu efektywnego (w h) obliczamy ze wzoru:

$$t_D = \frac{t_L}{5,5}$$

gdzie:

$t_L$  – czas opóźnienia [h].

Dla standardowego hydrogramu jednostkowego czas opóźnienia odpływu  $t_L$ , wysokość kulminacji przepływu  $Q_p$  oraz czas wystąpienia kulminacji fali  $t_p$  oblicza się ze wzorów:

$$t_L = C_t (L \cdot L_C)^{0,3}$$

$$Q_p = \frac{C_p A}{t_L}$$

$$t_p = t_L + \frac{t_D}{2}$$

gdzie:

$t_L$  – czas opóźnienia odpływu [h],

$L$  – długość cieku głównego (od przekroju zamykającego do granicy zlewni wzdłuż cieku głównego) [km],

$L_C$  – odległość od przekroju zamykającego do punktu, odpowiadającego geometrycznemu środkowi ciężkości zlewni [km],

$C_t$  i  $C_p$  – bezwymiarowe współczynniki empiryczne,

$Q_p$  – przepływ kulminacyjny [ $\text{m}^3/\text{s}$ ],

$A$  – powierzchnia zlewni [ $\text{km}^2$ ].

Iloczyn  $L \cdot L_C$  jest miarą kształtu zlewni.

Jeżeli czas standardowy hydrogramu jednostkowego jest różny od czasu dyskretyzacji, należy obliczyć zmodyfikowane wartości parametrów ze wzorów:

$$t_{LR} = t_L + \frac{t_R - t_D}{4}$$

$$t_{pR} = t_{LR} + \frac{t_R}{2}$$

$$Q_{pR} = Q_p \frac{t_L}{t_{LR}}$$

gdzie:

$t_R$  – czas dyskretyzacji [h].

Przyjmując trójkątny kształt *hydrogramu jednostkowego* czas bazowy  $t_b$  wynosi:

$$t_b = \frac{5,56 A}{Q_{pR}}$$

U.S. Army Corps of Engineers proponowała przy ustalaniu kształtu hydrogramu jednostkowego, obliczenie czasu trwania jednostkowego hydrogramu przy przepływie odpowiadającym 50 i 75 % kulminacji ze wzorów (w h):

$$W_{50\%} = 2,14 \left( \frac{Q_{pR}}{A} \right)^{-1,08}$$

$$W_{75\%} = 1,22 \left( \frac{Q_{pR}}{A} \right)^{-1,08}$$

W opracowaniu założono, że wystarczającą dokładność dają trójkątne aproksymacje hydrogramu jednostkowego.

Odległości ( $L$  i  $L_c$ ) wyznaczono bezpośrednio z mapy topograficznej ( $L_c$  przy wcześniejszym ustaleniu położenia punktu środka ciężkości zlewni).

Parametry  $C_p$  i  $C_t$  zwykle przyjmują wartości z zakresu  $C_p=0,15-0,19$ , a  $C_t=1,4-1,8$ . Nie mają one bardzo znaczącego wpływu na kształt hydrogramu jednostkowego. Przyjęto wartości  $C_p=0,17$  i  $C_t=1,6$ .

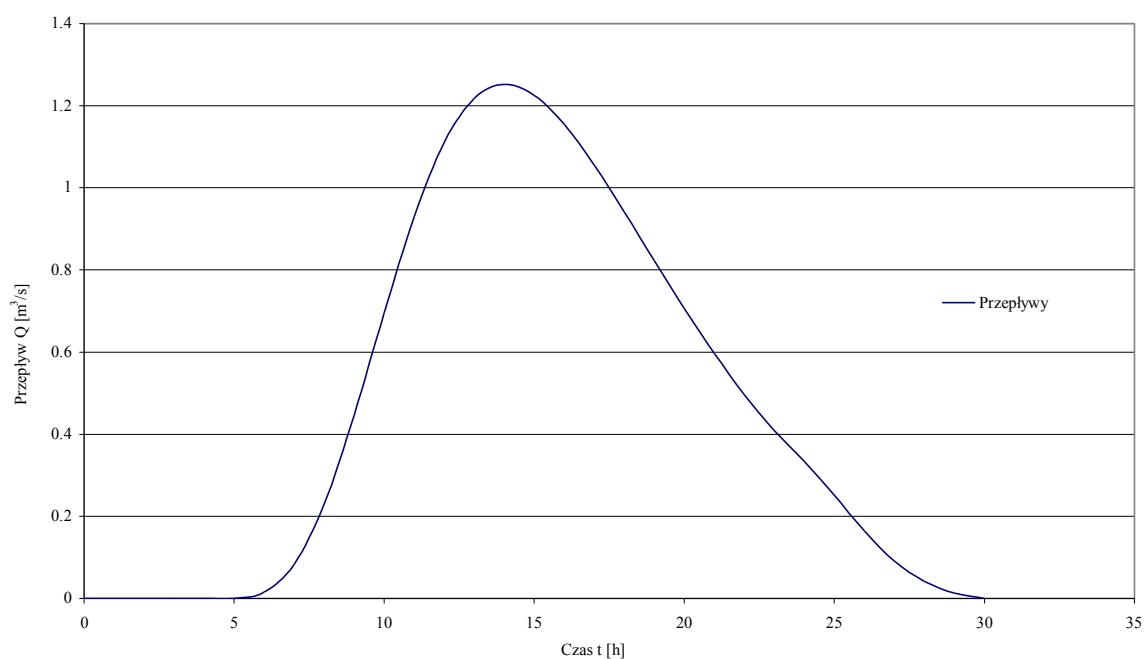
Hydrogram odpływu dla znanego rozkładu opadu efektywnego powstaje przez superpozycję hydrogramów elementarnych. Na podstawie wyznaczonych parametrów modelu Snydera, dla analizowanej zlewni obliczono hydrogramy elementarne, a następnie zsumowano je, otrzymując poszukiwany hydrogram odpływu. Obliczenia prowadzono w arkuszu kalkulacyjnym *Microsoft Excel*, tak organizując dane, aby kolejne wartości (w przedziałach godzinowych) wszystkich hydrogramów elementarnych umieszczone były w sąsiadujących kolumnach (uwzględniając przesunięcia czasowe hydrogramów). To pozwala na określenie szukanego, ostatecznego hydrogramu przepływu przez superpozycję kolejnych wierszy danych. W tabeli 1 zestawiono wartości przepływu i objętość odpływu z maja 2010r., na tle obserwowanych przepływów w rzece Sole. Natomiast na poniższych rysunkach przedstawiono wynikowe hydrogramy dla analizowanej zlewni przy założonym opadzie, oraz wyznaczono krzywe objętości odpływu.

Tabela 1. Rozkład czasowy przepływów i objętości odpływu w przekroju zamykającym potoku Struga na tle obserwowanych przepływów w rzece Sole w maju 2010r.

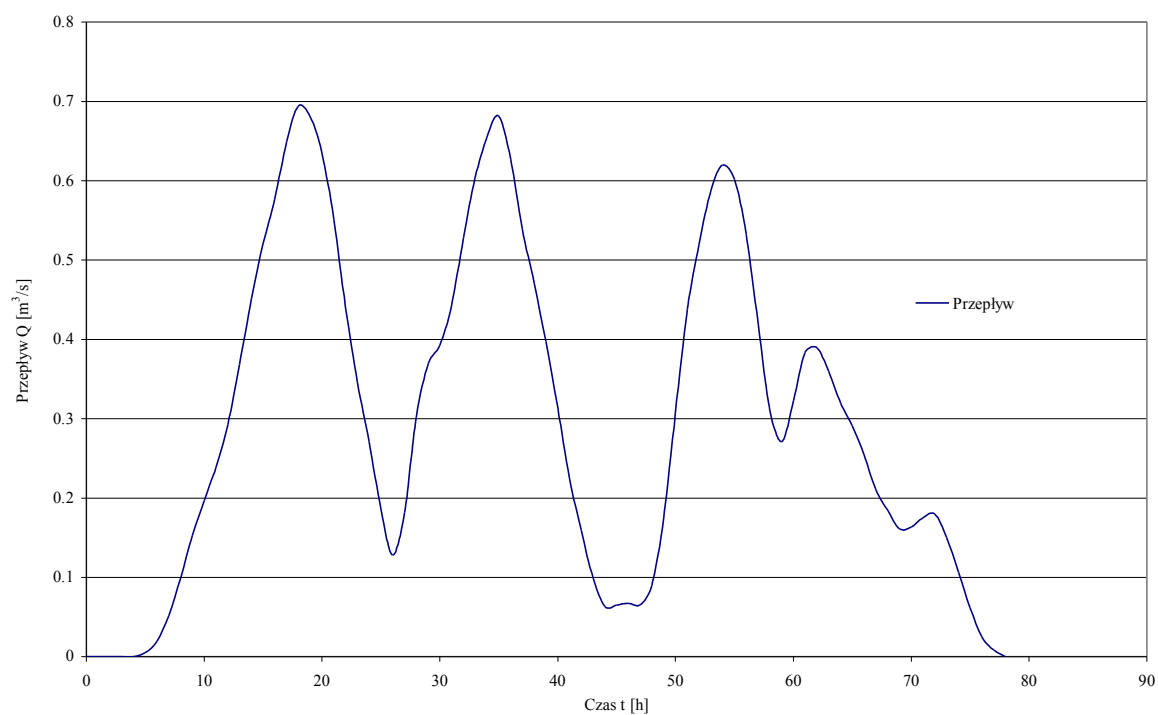
Data	Godzina	Czas	Hydrogram sumowy $Q [m^3 s^{-1}]$	Odpływ $V [m^3]$	Suma odpływu $\Sigma V [m^3]$	Przepływ w Sole $Q [m^3 s^{-1}]$
5/16/2010	0:00	0	0.000			
5/16/2010	1:00	1	0.000	0.000	0.000	
5/16/2010	2:00	2	0.000	0.000	0.000	
5/16/2010	3:00	3	0.000	0.000	0.000	
5/16/2010	4:00	4	0.000	0.211	0.211	
5/16/2010	5:00	5	0.005	9.287	9.498	
5/16/2010	6:00	6	0.020	44.447	53.945	119.700
5/16/2010	7:00	7	0.051	127.775	181.719	
5/16/2010	8:00	8	0.100	271.674	453.393	
5/16/2010	9:00	9	0.153	453.880	907.273	125.900
5/16/2010	10:00	10	0.197	629.121	1536.394	
5/16/2010	11:00	11	0.239	784.162	2320.556	
5/16/2010	12:00	12	0.293	956.983	3277.539	151.200
5/16/2010	13:00	13	0.368	1189.828	4467.368	
5/16/2010	14:00	14	0.451	1475.135	5942.503	
5/16/2010	15:00	15	0.520	1748.948	7691.451	151.200
5/16/2010	16:00	16	0.577	1974.561	9666.012	
5/16/2010	17:00	17	0.649	2206.514	11872.526	
5/16/2010	18:00	18	0.694	2417.497	14290.023	151.200
5/16/2010	19:00	19	0.680	2474.126	16764.149	
5/16/2010	20:00	20	0.635	2367.918	19132.066	
5/16/2010	21:00	21	0.551	2134.427	21266.494	170.000
5/16/2010	22:00	22	0.441	1785.602	23052.095	
5/16/2010	23:00	23	0.346	1417.109	24469.205	
5/16/2010	23:50	24	0.271	1110.629	25579.834	178.000
5/17/2010	1:00	25	0.185	821.103	26400.937	
5/17/2010	2:00	26	0.128	564.041	26964.978	
5/17/2010	3:00	27	0.182	557.914	27522.892	310.000
5/17/2010	4:00	28	0.302	870.822	28393.714	
5/17/2010	5:00	29	0.369	1208.214	29601.928	
5/17/2010	6:00	30	0.393	1371.408	30973.336	363.300
5/17/2010	7:00	31	0.442	1502.587	32475.923	
5/17/2010	8:00	32	0.528	1746.259	34222.182	
5/17/2010	9:00	33	0.603	2035.788	36257.970	608.000
5/17/2010	10:00	34	0.655	2264.153	38522.123	
5/17/2010	11:00	35	0.682	2405.743	40927.866	
5/17/2010	12:00	36	0.627	2355.603	43283.469	746.000
5/17/2010	13:00	37	0.540	2100.372	45383.841	
5/17/2010	14:00	38	0.471	1819.476	47203.317	
5/17/2010	15:00	39	0.398	1563.535	48766.851	746.000
5/17/2010	16:00	40	0.313	1279.772	50046.623	
5/17/2010	17:00	41	0.225	969.851	51016.474	
5/17/2010	18:00	42	0.159	691.474	51707.948	746.000
5/17/2010	19:00	43	0.099	464.028	52171.976	
5/17/2010	20:00	44	0.063	292.151	52464.127	
5/17/2010	21:00	45	0.065	230.919	52695.047	580.000
5/17/2010	22:00	46	0.067	238.429	52933.476	
5/17/2010	23:00	47	0.066	239.199	53172.675	

Data	Godzina	Czas	Hydrogram sumowy $Q [m^3 s^{-1}]$	Odpływ $V [m^3]$	Suma odpływu $\Sigma V [m^3]$	Przepływ w Sole $Q [m^3 s^{-1}]$
5/17/2010	23:50	48	0.098	279.595	53452.269	560.000
5/18/2010	1:00	49	0.176	479.201	53931.470	
5/18/2010	2:00	50	0.307	870.148	54801.619	
5/18/2010	3:00	51	0.438	1340.309	56141.928	560.000
5/18/2010	4:00	52	0.520	1723.064	57864.992	
5/18/2010	5:00	53	0.588	1993.627	59858.620	
5/18/2010	6:00	54	0.620	2174.218	62032.838	560.000
5/18/2010	7:00	55	0.601	2198.279	64231.117	
5/18/2010	8:00	56	0.532	2040.378	66271.495	
5/18/2010	9:00	57	0.419	1712.409	67983.904	560.000
5/18/2010	10:00	58	0.311	1314.249	69298.154	
5/18/2010	11:00	59	0.271	1047.424	70345.577	
5/18/2010	12:00	60	0.322	1067.689	71413.266	560.000
5/18/2010	13:00	61	0.383	1269.878	72683.145	
5/18/2010	14:00	62	0.390	1391.054	74074.199	
5/18/2010	15:00	63	0.360	1349.181	75423.380	480.000
5/18/2010	16:00	64	0.320	1223.393	76646.773	
5/18/2010	17:00	65	0.291	1099.716	77746.489	
5/18/2010	18:00	66	0.254	981.630	78728.119	355.000
5/18/2010	19:00	67	0.211	836.890	79565.009	
5/18/2010	20:00	68	0.184	710.873	80275.882	
5/18/2010	21:00	69	0.161	621.870	80897.752	355.000
5/18/2010	22:00	70	0.163	584.113	81481.865	
5/18/2010	23:00	71	0.175	608.636	82090.501	
5/18/2010	23:50	72	0.180	638.089	82728.590	355.000
5/19/2010	1:00	73	0.150	593.989	83322.580	
5/19/2010	2:00	74	0.106	462.216	83784.796	
5/19/2010	3:00	75	0.062	302.158	84086.954	355.000
5/19/2010	4:00	76	0.025	156.144	84243.098	
5/19/2010	5:00	77	0.008	60.457	84303.554	
5/19/2010	6:00	78	0.000	15.116	84318.670	355.000

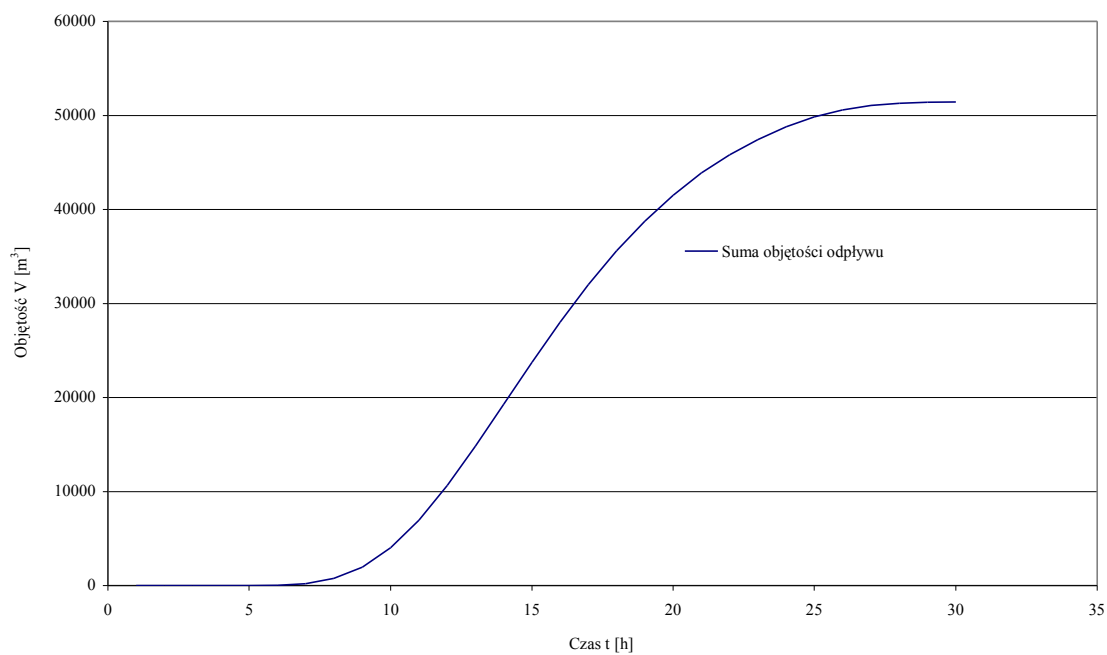




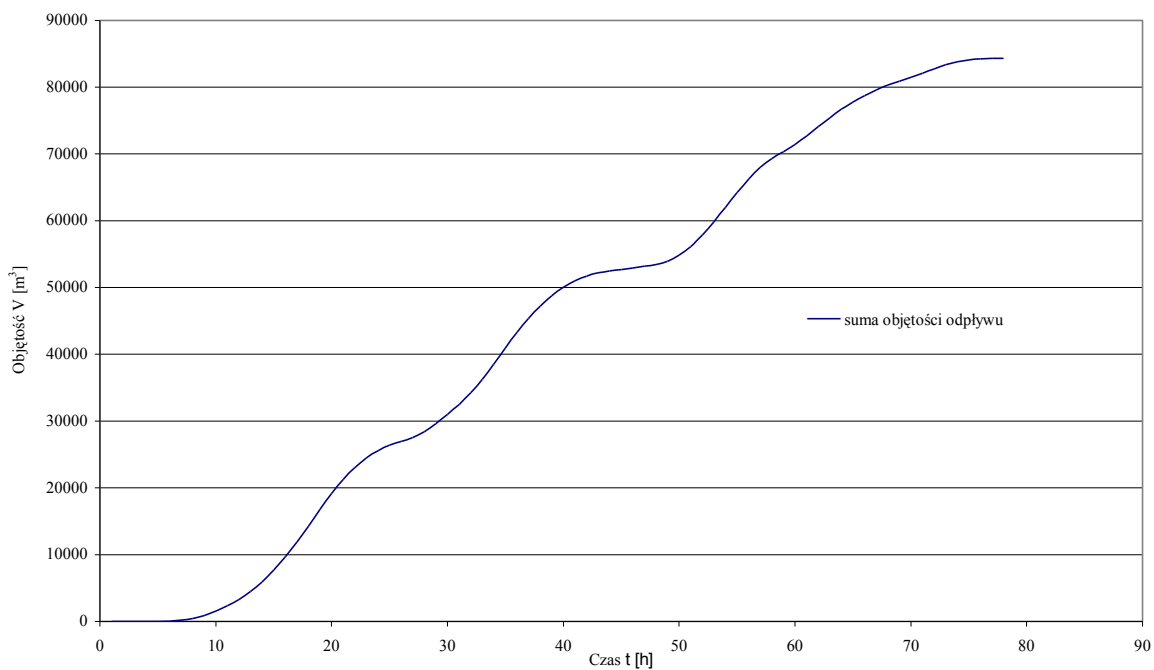
Rys. 8. Symulowany hydrogram fali hipotetycznej  $Q_{maxp1\%}$ , Potok Struga ujście



Rys. 9. Obliczony hydrogram fali z okresu od 16 do 18.05.2010 r. Potok Struga ujście



Rys. 10. Krzywa objętości odpływu dla fali hipotetycznej  $Q_{\max p1\%}$ , Potok Struga ujście

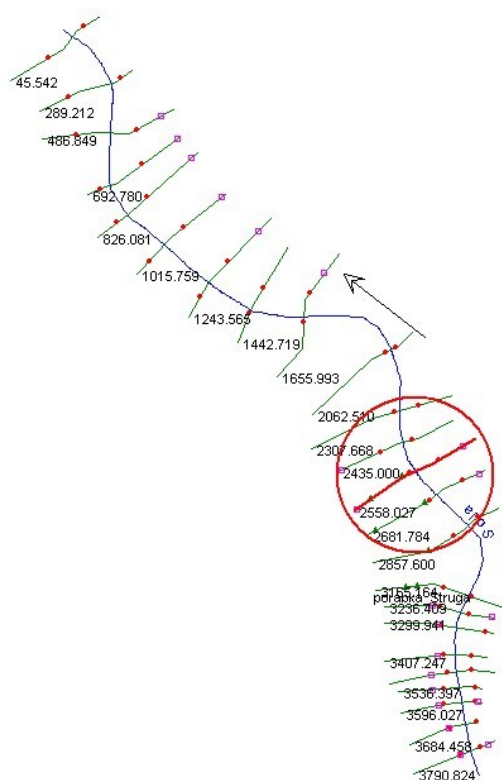


Rys. 11. Krzywa objętości odpływu dla obliczonej fali z okresu od 16 do 18.05.2010 r.  
Potok Struga ujście

Kulminacja hydrogramu symulowanego dla założonego opadu dobowego o prawdopodobieństwie  $p=1\%$  ma wartości pokrywające się z obliczeniami prowadzonymi formułą Lindely’ a.

#### 4.6. Obliczenia hydrauliczne koryta rzeki Soły

Prace nad wyznaczeniem obszaru który uległ podtopieniu na skutek majowego wezbrania w roku 2010r., rozpoczęto od przeprowadzono analizę napełnień koryta rzeki Soły w oparciu o podane wielkości zrzutów z Kaskady Soły (tabela 1). Uzyskane dane pozwoliły na wyznaczenie momentu zamknięcia śluzy wałowej. W celu wykonano omawianej analizy stworzono model koryta rzeki Soły o długość 3,7 km, obejmujący obszar powyżej i poniżej przekroju analizowanej śluzy wałowej. Model wykonano w programie HEC-RAS i obejmował on 24 przekroje doliny rzeki Soły. Schemat modelowanego odcinka przedstawiono na rysunku 12.



Rys. 12. Schemat analizowanego odcinka rzeki Soły

Program HEC-RAS, służy do analizy hydraulicznej ruchu wody w korytach, metodą opartą na równaniu zachowania energii mechanicznej strumienia wody, którego rozwiązanie otrzymuje się metodą iteracyjną. Obliczenia dla ruchu wolnozmiennego o reżimie spokojnym prowadzi się od przekroju dolnego w kierunku ku górze.

Układ zwierciadła wody w korycie dla reżimu spokojnego jest określany standardowo poprzez rozwiązanie równania:

$$Z_i = Z_{i+1} + \frac{(\alpha_{i+1} v_{i+1}^2 - \alpha_i v_i^2)}{2 \cdot g} + h_e$$

W równaniu tym  $Z_i$  oznacza rzędną zwierciadła wody w kolejnych przekrojach.

gdzie:

$\alpha_i$  – współczynnik St. Venanta, pozwalający na obliczenie rzeczywistej energii kinetycznej strumienia,

$v_i$  – prędkość uśredniona w całym przekroju  $i$ .

Wysokość strat energii strumienia wody w cieku zachodzących pomiędzy dwoma sąsiednimi przekrojami cieku wyraża zależność:

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right|$$

W klasycznym podejściu spadek tarcia jest wyrażony następująco:

$$S_{fi} = \frac{Q^2}{K_i^2}$$

gdzie:

$S_{fi}$  – spadek tarcia w przekroju  $i$ ,

$K_i$  – moduł przepływu w przekroju  $i$  wg Manninga:

$$K_i = \sum K_j = \sum \frac{1}{n} A_j R_j^{2/3}$$

$j$  – numer cząstkowej powierzchni przepływu w korycie o kształcie złożonym, dla której określa się współczynnik szorstkości Manninga  $n_j$ , pole powierzchni  $A_j$  oraz promień hydrauliczny  $R_j$ ,

$C$  – współczynnik strat energii wynikających z kontrakcji lub rozszerzenia strumienia; w przypadku obszaru mostowego ten empirycznie określony współczynnik ujmuje wszystkie czynniki wpływające na wielkość strat energii przy przepływie pod mostem; dla typowych przekrojów mostowych można przyjąć (*HEC-RAS*,

*Hydraulic*

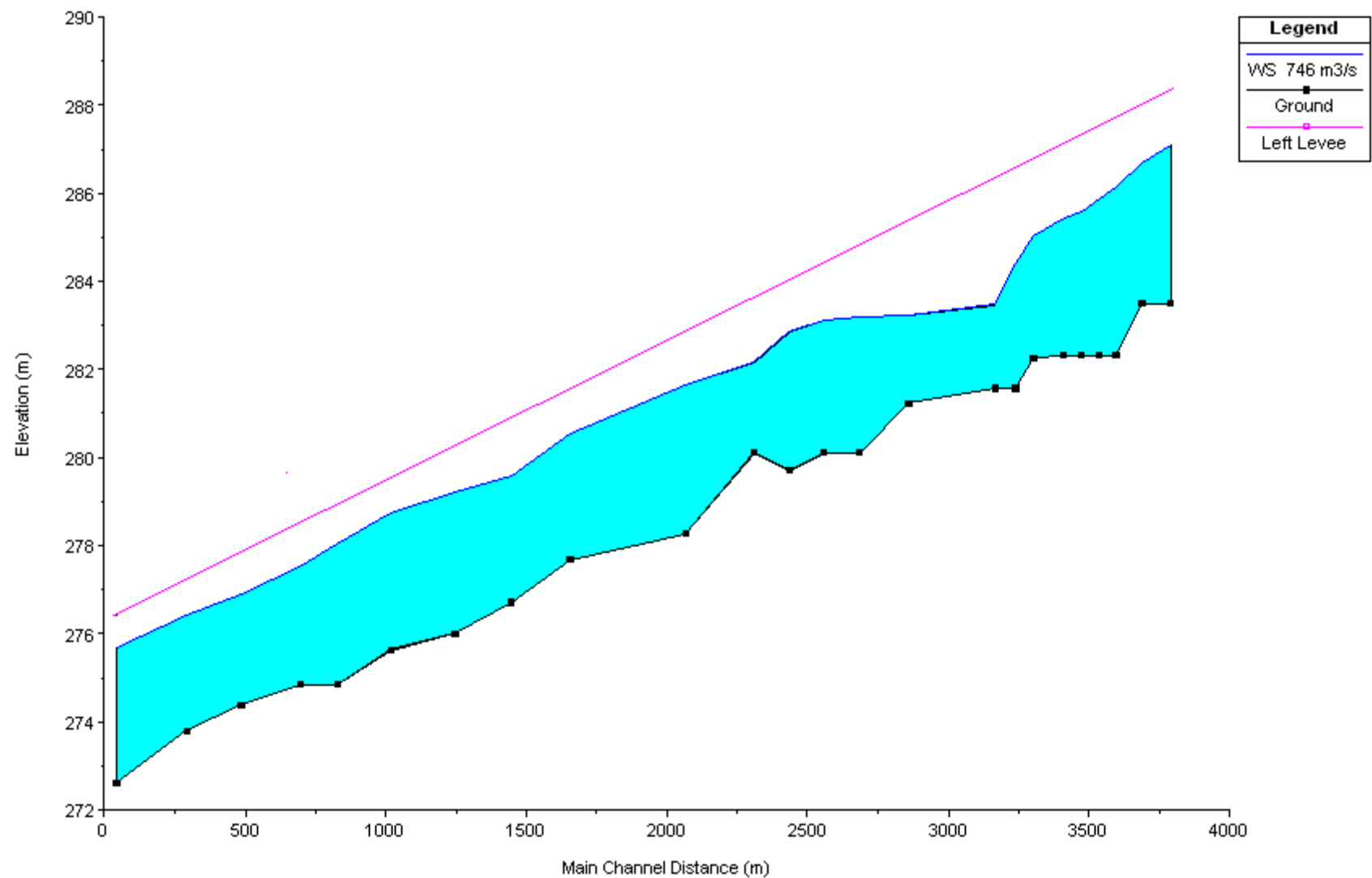
*Reference Manual, 1997*):

$C = 0,3$  w przypadku kontrakcji,

$C = 0,5$  w przypadku rozszerzenia strumienia.

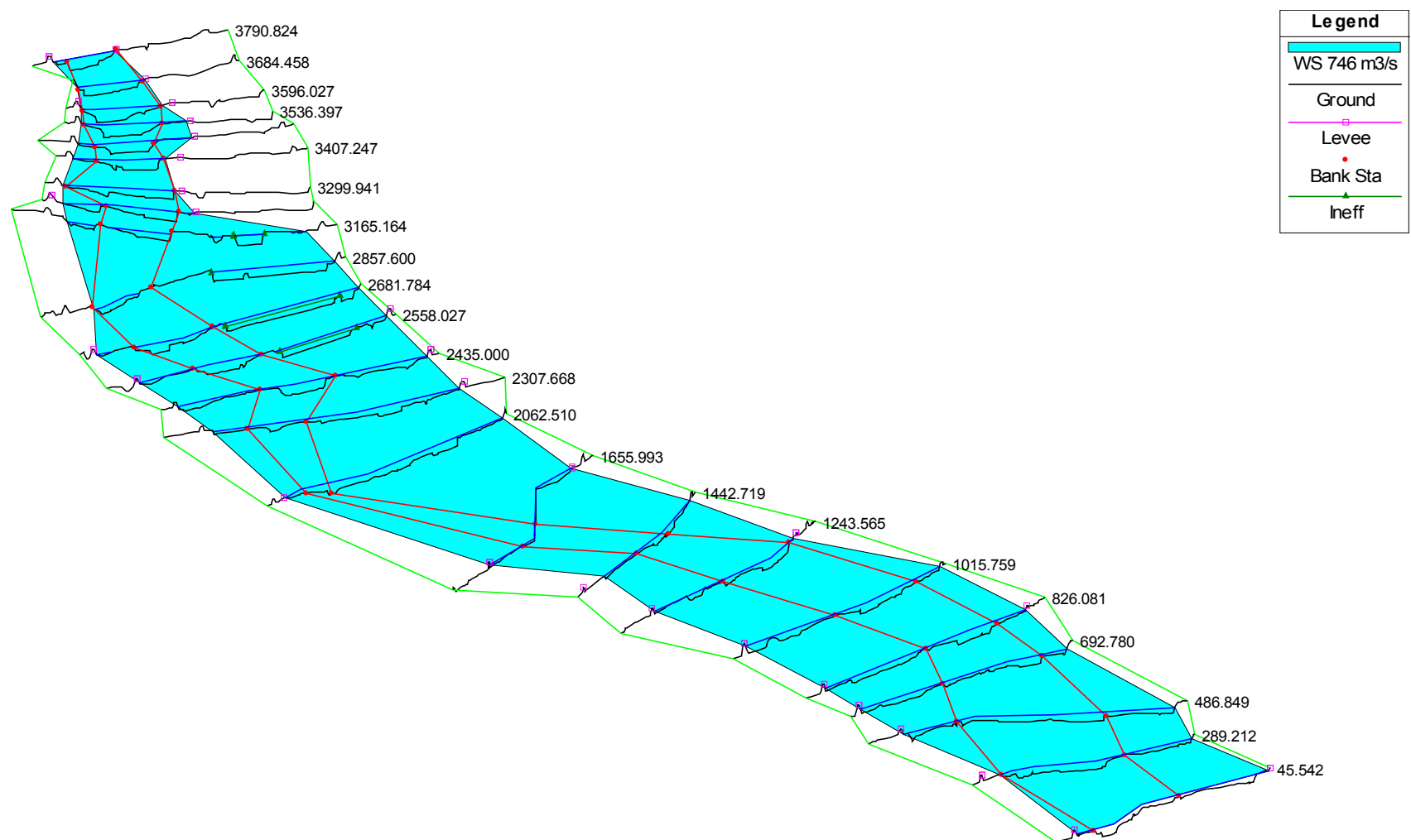
Rozwiązania powyższego równania dokonuje się metodą „od przekroju do przekroju” w kierunku przeciwnym do kierunku przepływu. Obliczenia zwierciadła wody w przekroju „i” dokonuje się metodą iteracyjną z założoną dokładnością. Do obliczeń potrzebny jest także współczynnik szorstkości, którego identyfikację dokonano w oparciu o ortofotomapy.

Weryfikację modelu wykonano poprzez porównanie napelnienia koryta przy przepływie  $Q=746 \text{ m}^3/\text{s}$  z zniwelowanym śladem wielkiej wody. Profil podłużny zwierciadła wody przy przepływie  $Q=746 \text{ m}^3/\text{s}$  przedstawiono na rysunku 13, a widok analizowanego obszaru z zasięgiem przepływu kulminacyjnego na rys 14. Wartości zrzutów wody ze zbiornika Czaniec udostępniło RZGW Kraków – OKI). Hydrogram zrzutów przedstawiono na rys. 15.

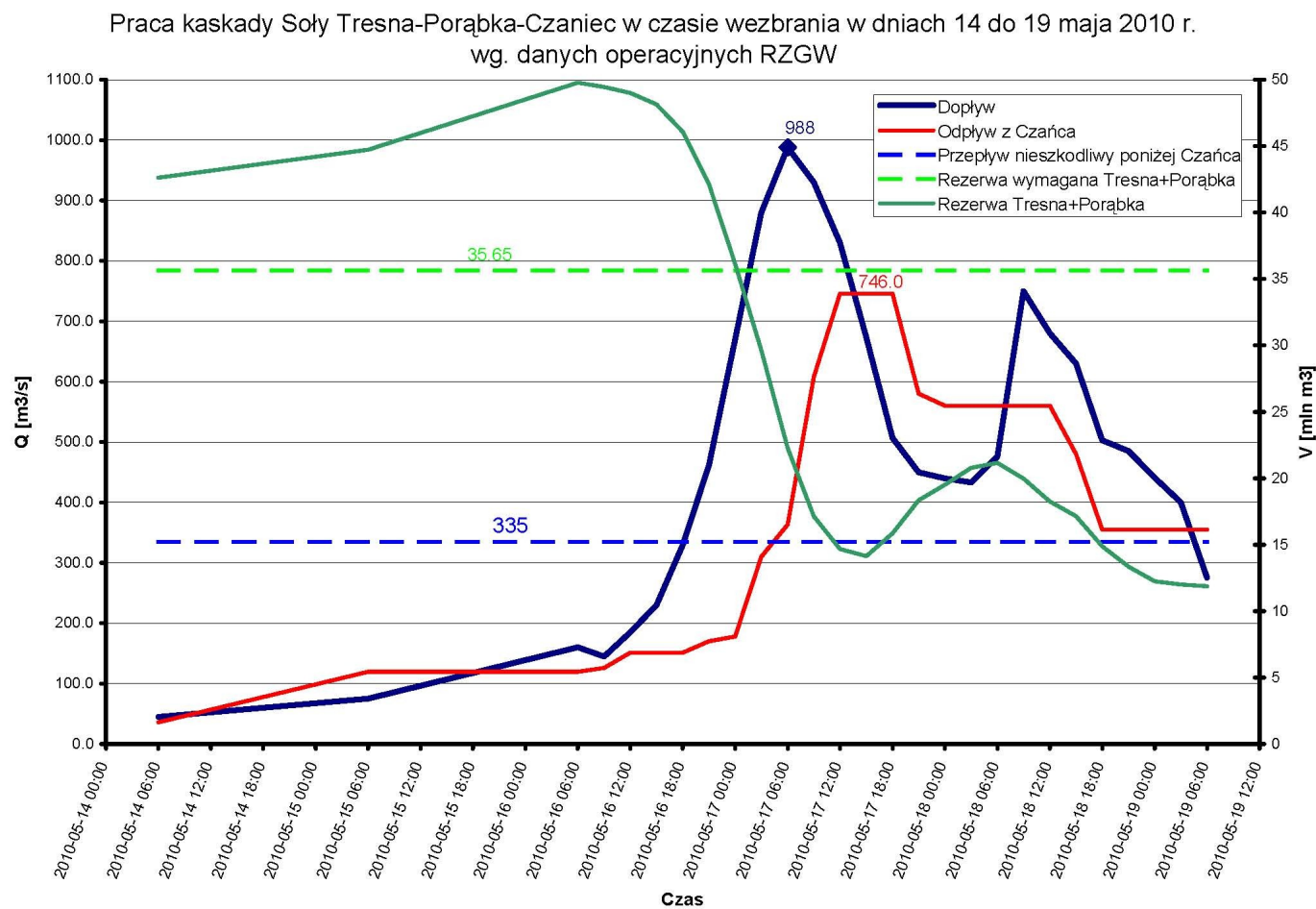


Rys. 13. Profil podłużny modelowanego odcinka rzeki Soły przy przepływie  $Q = 746 \text{ m}^3/\text{s}$





Rys. 14. Widok modelowanego odcinka rzeki Soły przy przepływie  $Q = 746 \text{ m}^3/\text{s}$

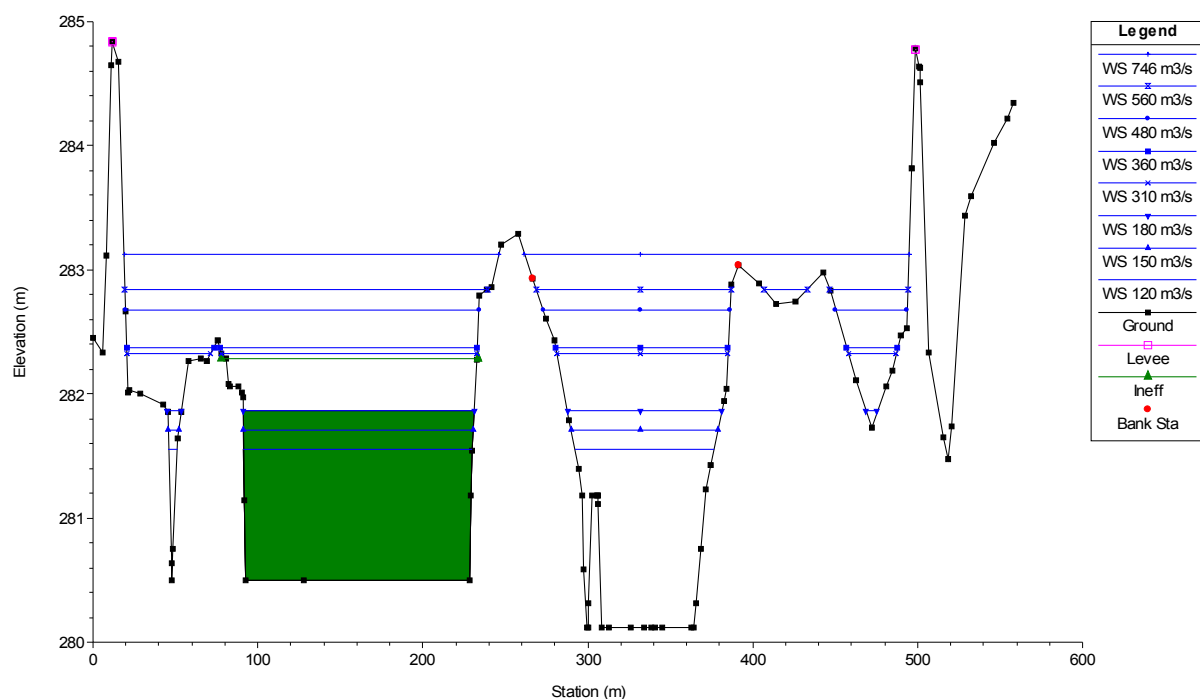


Rys.15. Hydrogram zrzutów ze zbiornika Czaniec (źródło: RZGW Kraków, OKI)

Przeprowadzona analiza wykazała że na skutek wysokich stanów wody w rzece Sole śluza samoczynnie się zamknęła 17.05.2010r. około godziny 9.00, w momencie wystąpienia przepływu 608 m<sup>3</sup>/s, który to spowodował przerwanie grobli stawowej (sytuacja przedstawiona na fot. 1,2,3.) a tym samym spowodował dostanie się wody na lewą terasę zalewową. Od tego momentu do końca wezbrania śluza była zamknięta. Przekrój koryta rzeki Soły w rejonie analizowanej śluzy przedstawiono na rys 16.

Pozostałość grobli stawowej od tego momentu pracowała jak kierownica strugi wody w Sole. Woda w Sole zmieniła bieg i poważnie uszkodziła stopę lewego wału przeciwpowodziowego Soły w sąsiedztwie śluzy ujściowej ciekę Struga.

RS = 2558.027



Rys. 16. Przekrój koryta rzeki Soły w rejonie śluzy wałowej potoku Struga



Fot. 1. Analizowany fragment koryta rzeki Soły z przerwaną groblą stawową



Fot. 2. Analizowany fragment koryta rzeki Soły z przerwaną groblą stawową





Fot. 3. Analizowany fragment koryta rzeki Soły z przerwaną groblą stawową

#### **4.7. Wyznaczenie strefy zagrożenia powodziowego od potoku Struga**

Całkowita objętość wezbrania ze zlewni potoku Struga z okresu 16-19 maja 2010, która odpływała do Soły poprzez rozpatrywaną śluzę wałową, wynosiła 84 318 m<sup>3</sup>. Zgodnie z przytoczonymi wcześniej obliczeniami, na skutek wysokich stanów wody w Sole śluza wałowa samoczynnie zamknęła się 17.05.2010r. około godziny 9.00, od tego momentu cała pozostała objętość wody odprowadzana ze zlewni potoku Struga wynosząca 48 061 m<sup>3</sup> zaczęła wypełniać obszar położony na zawalu rzeki Soły. Podtopiony obszar wyznaczono w oparciu o numeryczny model terenu przeprowadzając analizę kierunków spływu. Wyznaczoną strefę przedstawiono na rysunku 17. W przeprowadzonej analizie z uwagi na brak możliwości, nie uwzględniono objętości wody, która przedostała się z koryta rzeki Soły na zawale na skutek nieszczelności śluzy wałowej (fot. 4), jak również nie uwzględniono objętości wody infiltrującej pod wałem. W związku z tym wyznaczoną strefę należy taktować jedynie jako prawdopodobną.



Fot. 4. Niedomknięta śluza wałowa na potoku Struga

Obszar zagrożony podtopieniem w przypadku wystąpienia wezbrania o prawdopodobieństwie wystąpienia 1%, wyznaczono przy założeniu najbardziej niekorzystnej sytuacji, podczas której od samego początku wezbrania śluza wałowa będzie zamknięta, cała objętość wezbrania wynosząca 51 435 m<sup>3</sup> zatrzymana będzie na obszarze zawala. Wyznaczoną strefę była identyczna jak strefa wyznaczona dla wezbrania z maja 2010r.

## 5. Analiza poprawności istniejących rozwiązań



Potok Struga został uregulowany w latach 60-tych ubiegłego wieku jako ciek dla odprowadzenia jest wód popłucznych i spustowych z terenów odstojników wód popłucznych oraz oczyszczonych ścieków sanitarnych ze Stacji Uzdatniania Wody w Kobiernicach. Rów ten jest lewobrzeżnym dopływem rzeki Soły, uchodzącym do niej ok. 1115 m poniżej mostu drogowego w Kobiernicach. Jego zlewnia własna jest niewielka i wynosi  $A = 0,5 \text{ km}^2 = 50 \text{ ha}$ . Wielkość przepływów nie jest obserwowana. Z obliczeń teoretycznych, przedstawionych w p.4.4. niniejszego opracowania, wynika, że przepływ o prawdopodobieństwie wynosi  $Q_{1\%} = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Dopływy oczyszczonych ścieków popłucznych do potoku Struga ze Stacji Uzdatniania Wody w Kobiernicach wynoszą średnio  $Q = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$ . Zaznaczyć należy że podczas dużych wezbrań powodziowych stacja nie pracuje ze względu na zbyt dużą mętność wody surowej i zrzuty od potoku Struga nie odbywają się.

Przeprowadzenie tej ilości wody przez obwałowanie przeciwpowodziowe wymagało wykonania przepustu wałowego z klapą zwrotną na wylocie (tzw. śluzy). Wykonano przepust potrójny, o trzech przewodach z rur betonowych o średnicy 1500 mm. Każdy przewód na wylocie zaopatrzony jest w klapę zwrotną o konstrukcji stalowej.

Rozwiązanie jest typowe, stosowane powszechnie w budownictwie wodno-melioracyjnym. Prawidłowo prowadzona eksploatacja, zwłaszcza konserwacja bieżąca elementów klapy zwrotnej, betonowych komór: wlotowej i wylotowej oraz zapewnienie pełnej drożności rowów: na dopływie i odpływie, daje gwarancję długoletniej i raczej bezawaryjnej pracy. Potok Struga utrzymywany jest przez administratora w sposób odpowiedni, wycinane są na bieżąco zakrzaczenia, które mogłyby hamować swobodny przepływ wody w cieku. Stosunkowo mały wydatek cieku nie wymaga wykonania specjalnych budowli regulacyjnych.

Brak pełnej dokumentacji technicznej tego obiektu sprawia, że nie można ocenić czy przyjęte do obliczeń jego parametrów wartości dopływów do przepustu zostały przyjęte poprawnie. Należy jednak stwierdzić, że w ciągu blisko półwiecznej pracy, spełniał on swoje zadania, co świadczyłoby o poprawnym jego zaprojektowaniu.

Zatem należy stwierdzić, że śluza przeprowadzająca wody potoku Struga przez lewobrzeżne obwałowanie przeciwpowodziowe została zaprojektowana i wykonana zgodnie ze sztuką inżynierską. Zastrzeżenia może budzić konserwacja obiektu, po stwierdzeniu niepełnego zamykania się klap zwrotnych (fot. 4). Jest to jednak sprawa administratora obiektu, który dokonuje okresowe przeglądy stanu technicznego. Administratorem lewego

wału przeciwpowodziowego Soły wraz z urządzeniami wodnymi jakimi są przepusty wałowe administruje Śląski Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach

Sytuacja jaka zaistniała w czasie okresu powodziowego w maju b.r. czyli zalanie terenu wzdłuż stopy odpowietrznej wału na całym odcinku pomiędzy dwoma śluzami, została spowodowana innymi przyczynami (zwłaszcza hydrologicznymi) a nie nieprawidłowego działania śluzy (przepustu).

## **6. Propozycja rozwiązań technicznych, zmniejszających zagrożenie powodziowe na zawalu.**

Na wstępie należy powiedzieć wyraźnie, że sytuacja, która zaistniała w maju tego roku jest zdarzeniem hydrologicznie wyjątkowym. Obserwowane wtedy wartości opadów, nie tylko w zlewni potoku Struga, były opadami ekstremalnie wysokimi, o prawdopodobieństwie zdarzenia znacznie przekraczającymi wartości przyjmowane do obliczeń wielkości przepływów w ciekach wodnych, a co za tym idzie parametrów urządzeń spustowych wszystkich budowli hydrotechnicznych.

Wykonywanie obiektów obliczonych na takie ekstremalne warunki hydrologiczne jest niecelowe, choćby ze względów ekonomicznych i nigdy i nigdzie nie było praktykowane. Należy jednak stwierdzić, że w ostatnich latach obserwowany jest wzrost wysokości przepływów we wszystkich ciekach. Jedną z najbardziej istotnych przyczyn jest zmniejszenie się retencji zlewni, spowodowanej postępującym lawinowo betonowaniem i asfaltowaniem coraz większych terenów. Zwiększony współczynnik odpływu powoduje bardzo szybki wzrost przepływu w korycie cieku, a co za tym idzie zagrożenie powodziowe.

Biorąc powyższe pod uwagę, należałoby również zwiększyć bezpieczeństwo na terenie zawala pomiędzy istniejącymi śluzami. Teren ten jest mocno zurbanizowany i przy niewielkich już wzrostach przepływów zarówno w ciekach, doprowadzających wodę do przepustów wałowych jak i rzece Sole, musi być podtapiany. Podtopienia te grożą temu terenowi nie tylko z wylewów z koryt cieków ale również z infiltracji wody ze Soły poprzez grube warstwy wodonośne żwirów i piasków, o dużym współczynniku wodoprzepuszczalności.

Zmniejszenie zagrożenia podtapiania terenu z infiltracji od strony Soły wymagałoby wykonania uszczelnienia gruntu wzdłuż lub pod obwałowaniem przeciwpowodziowym, co technicznie jest możliwe, ale bardzo kosztowne.

Należy Tu przypomnieć o zapisie Ustawy Prawo Wodne Art.85 ust.1 pkt4: „Dla zapewnienia szczelności i stabilności wałów przeciwpowodziowych zabrania się:... wykonywania obiektów budowlanych, kopania studni, sadzawek, dołów oraz rowów w odległości mniejszej niż 50 m. od stopy wału po stronie odpowietrznej. A na jakiegokolwiek odstępstwo od wymienionego przepisu należy zgodnie z Art. 85. ust 3. Ustawy Prawo Wodne uzyskać zgodę Marszałka Województwa w drodze decyzji administracyjnej. Budynki mieszkalne wzdłuż ulicy Sportowej, które uległy podtopieniu nie spełniają warunku opisanego w Art.85 ust.1 pkt4 Ustawy Prawo Wodne.

Dla zmniejszenia zagrożenia podtapiania i zalewania terenu zawala śluzy wałowej dla wód potoku Struga proponuje się wykonanie:

1. Pełną odbudowę rowu opaskowego na odcinku od śluzy wałowej potoku Struga do następnej śluzy przy ujściu potoku Przykopa.
2. Wykonanie drogi eksploatacyjnej wzdłuż rowu opaskowego, umożliwiającej stały dostęp do prac konserwacyjnych i awaryjnych na rowie. Wymagane będzie w tym wypadku usunięcie części ogrodzeń.
3. Wykonanie stałej, żelbetowej konstrukcji ponad komorą wlotową do przepustu potoku Struga, umożliwiającej ustawienie tam agregatu pompowego o dużej wydajności do przepompowywania nadmiaru wody dopływającej do śluzy w czasie jej zamknięcia.

Przeprowadzona analiza dopływu wody do przepustu, na bazie szczegółowych obliczeń w pkt.4.5. niniejszego opracowania, zarówno dla fali hipotetycznej jak i fali powstałej w okresie powodziowym w maju tego roku, pozwoliła na ustalenie, że dla przepompowania nadmiaru wody, przy założeniu krótkiego okresu możliwego przepełnienia koryta na wysokość kilkunastu cm, koniecznym byłby agregat (lub kilka) o wydajności sumarycznej ok. 0,4 m<sup>3</sup>/s.

Konstrukcja, która zapewni ustawienie przewoźnego agregatu pompowego, będzie zespólna z konstrukcją komory wlotowej do przepustu i będzie się składać z dwóch słupów, na których będzie oparty żelbetowy pomost, połączony z drugiej strony z koroną wału. Skarpa odwodna na szerokości przepustu musi być ubezpieczona płytami betonowymi. Wysokość ssania przy takim ustawieniu pomp nie będzie przekraczać 5,0 m, a więc nie przekraczająca możliwości nowoczesnych pomp.

Należy również umożliwić dojazd do przepustu koroną wału. Dla zapewnienia bezpieczeństwa dojazdu w warunkach powodziowych, przy możliwych podtopieniach

i rozmięknieniu drogi wzdłuż potoku, należy wykonać bezkolizyjny zjazd na koronę wału z drogi Bielsko – Kęty.

Rozważana jako alternatywa, budowa stałej przepompowni jest w analizowanym przypadku, nieuzasadniona. Utrzymanie takiej przepompowni w pełnej gotowości eksploatacyjnej, jest bardzo kosztowne. W przypadku gdy konieczność jej użycia będzie ograniczona tylko w czasie wystąpienia opadów wyjątkowych, zrozumiałym jest rezygnacja z tej alternatywy.

## 7. Wnioski

1. W krytycznym momencie wezbrania uległa przerwaniu część grobli stawowej w między wału rzeki Soły, pozostała część budowli od tego momentu zaczęła pracować jak kierownica dla mas wody prowadzonych korytem Soły. Rzeka zmieniła bieg i poważnie uszkodziła podstawę lewego wału Soły w bezpośrednim sąsiedztwie śluzy wałowej potoku Struga. Taki stan rzeczy poważnie utrudnił odpływ wody z potoku Struga do Soły poprzez śluzę wałową. Według symulacji komputerowej przedstawionej w niniejszym opracowaniu wynika, że gdyby grobla nie została przerwana śluza wałowa potoku Struga zamknięta byłaby o wiele później i prawdopodobnie wody ze zlewni potoku Struga spłynęły by do międzywału Soły poprzez śluzę i kanał odpływowy.
2. Większość obiektów inżynierii wodnej związanych z ochroną przed powodzią wymiarowana jest na wody o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p=1\%$ . Takie urządzenia wodne chronią tereny tylko do wezbrań o prawdopodobieństwie założonym, jeżeli wezbranie jest większe należy się liczyć ze startami wynikłymi z podtopień lub wręcz powodzi. Według obliczeń teoretycznych wezbrań wód o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p=1\%$  ( tzw. Woda Stuletnia) dla zlewni potoku Struga oraz faktycznie wyliczone objętości wód wezbraniowych z powodzi z maja 2010 można stwierdzić, że pod względem objętości fali to wezbranie znacznie przewyższało wezbranie o prawdopodobieństwie przewyższenia 1% a skutki powodzi należy traktować jako Siłę Wyższą.
3. Konstrukcja śluzy wałowej na ujściu potoku Struga jest prawidłowa i jest to powszechnie używana konstrukcja w budownictwie wodnomelioracyjnym .
4. Stan techniczny potoku Struga jest zadowalający.
5. Budowa stacjonarnej pompowni melioracyjnej dla przepompowywania wód powodziowych potoku Struga jest z ekonomicznego punktu widzenia nie uzasadniona.
6. Zgodnie z publikowanymi informacjami Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej obserwowane wezbranie w maja 2010 w zlewni górnej Wisły było największym od 1813 roku, czyli od czasu uruchomienia stałych obserwacji wodowskazowych w Górnej Wiśle.
7. Prawdopodobieństwo powtórzenia się sytuacji z maja 2010 roku jest stosunkowo małe. Zgodnie z zaprezentowanymi danymi prawdopodobieństwo wystąpienia fali opadowej o skumulowanej sumie opadowej powyżej 200 mm a z taką mieliśmy do

czynienia w okresie od 16 do 18 maja jest znacznie rzadsza niż raz na 100 lat. Dlatego budowanie stałej przepompowni melioracyjnej w miejscu ujścia potoku Struga do Soły jest z ekonomicznego punktu nieuzasadniona.