

**STRATEGIA POPRAWY BEZPIECZEŃSTWA  
PRZECIWPOWODZIOWEGO W REJONIE ZBIORNIKA RETENCYJNEGO  
RONTOK MAŁY W GOCZAŁKOWICACH-ZDROJU**

Zespół Autorski:

mgr inż. Mikołaj Olbrych  
dr inż. Jacek Stonawski  
mgr inż. Andrzej Siudy  
mgr inż. Urszula Mazur  
mgr inż. Joanna Rożdżyńska  
mgr inż. Tadeusz Bawolski  
mgr inż. Marek Beczała

Sierpień 2010

## SPIS TREŚCI

1. Podstawa opracowania .....	4
2. Cel i zakres opracowania .....	6
3. Dokumentacja geodezyjna .....	7
3.1. Rodzaj i zakres prac geodezyjnych .....	7
3.2. Układ odniesienia i metody pomiaru .....	7
3.3. Sprzęt pomiarowy .....	7
3.4. Prace kameralne .....	8
4. Dokumentacja hydrologiczna .....	9
4.1. Charakterystyka hydrologiczna.....	9
4.2. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia .....	11
4.3. Określenie kształtów hydrogramów dopływu i objętości wody dopływającej do rejonu zbiornika Rontok Mały .....	13
Metoda obliczenia opadu efektywnego.....	14
Model syntetycznego hydrogramu jednostkowego Snydera .....	17
5. Inwentaryzacja urządzeń wodnych istotnych dla bezpieczeństwo powodziowe Gminy Goczałkowice .....	23
6. Obliczenia hydrauliczne koryt, przepustów i batymetryczne zbiornika .....	24
6.1. Obliczenia hydrauliczne koryta potoku Goczałkowickiego .....	24
6.2. Obliczenia hydrauliczne koryta potoku Goczałkowickiego w rejonie przepustu pod drogą DK1 i w rejonie projektowanego mostu w ciągu ul. Stawowej.....	26
6.3. Obliczenia hydrauliczne przepustu na Dopływie bez nazwy w ciągu ul. Dębowej .....	27
6.4. Pomiary batymetryczne zbiornika Rontok Mały .....	27
7. Wytyczne do prac modernizacyjnych, instrukcja eksploatacji i gospodarowania wodą .....	29
7.1 Modernizacja istniejącej śluzy w wale Wiślanym .....	29
7.2. Budowa nowej śluzy wałowej.....	30
7.3. Wytyczne do modernizacji pompowni melioracyjnej przy Zbiorniku Rontok.....	31
7.3.1. Opis stanu istniejącego.....	31
7.3.2. Program modernizacji .....	34
7.4. Wytyczne do modernizacji pompowni melioracyjnej DK1 .....	35
7.4.1. Opis stanu istniejącego.....	35
7.4.2. Program modernizacji .....	35
7.5. Wytyczne do modernizacji śluzy wałowej zbiornika Rontok Duży .....	36
7.6. Wytyczne do instalowania aparatury kontrolno-pomiarowej .....	37
7.7. Wytyczne do modernizacji wału zbiornika retencyjnego Rontok Mały .....	38
7.3.1. Opis stanu istniejącego.....	38
7.8. Wytyczne do modernizacji koryta potoku Goczałkowickiego .....	39
8. Wytyczne do opracowania operatów wodno prawnych .....	40
9. Podsumowanie i wnioski .....	44

## **SPIS RYSUNKÓW**

1. Orientacja, zlewnie, skala 1:10000,
2. Plan batymetryczny zbiornika Rontok Mały, skala 1:2000,
- 3.1. Plan sytuacyjny cz.1, skala 1:1000,
- 3.2. Plan sytuacyjny cz.2, skala 1:1000,
- 3.3. Plan sytuacyjny cz.3, skala 1:1000,
- 3.4. Plan sytuacyjny cz.4, skala 1:1000,
- 3.5. Plan sytuacyjny cz.5, skala 1:1000,
- 3.6. Plan sytuacyjny cz.6, skala 1:1000,
4. Użytkowanie terenu zlewni, skala 1:20000,
- 5.1. Teren zagrożony podtopieniem do 244 m n.p.m., skala 1:20000,
- 5.2. Teren zagrożony podtopieniem do 243 m n.p.m., skala 1:20000,
6. Profil potoku Goczałkowickiego. Stan istniejący. Regulacja żłobem, skala 1:20/1000,
7. Profil dolnego odcinka potoku Goczałkowickiego. Istniejący przepust pod DK1 i most projektowany w ciągu ul. Stawowej, skala 1:10/500,
8. Model rzeźby terenu. Wpływ eksploatacji górniczej, skala 1:2000,
9. Inwentaryzacja geodezyjna terenu wokół zbiornika retencyjnego Rontok Mały, skala 1:2000,
10. profil podłużny korony wału wokół zbiornika retencyjnego Rontok Mały, skala 1:100/1000,
11. Przekroje poprzeczne wału wokół zbiornika retencyjnego Rontok Mały, skala 1:1000,
12. Proponowana śluza w wale Wisły od zbiornika retencyjnego Rontok Mały, skala 1:500.

## **SPIS ZAŁĄCZNIKÓW**

1. Obliczenia przepływów maksymalnych rocznych. Potok Goczałkowicki w przekroju ujścia do Rontoka Małego,
2. Obliczenia przepływów maksymalnych rocznych. Dopływ bez nazwy w przekroju ul. Dębowej,
3. Obliczenia przepływów maksymalnych rocznych. Dopływ bez nazwy od Brzezinki w przekroju ujścia do Potoku Goczałkowickiego,
4. Raport hydrauliczny. Projektowany przepust w ciągu ul. Dębowej na Dopływie bez nazwy,
5. Dokumentacja fotograficzna,
6. Profile geologiczne z wierceń w wale Rontoka.

## 1. Podstawa opracowania

1. Umowa pomiędzy Gminą Goczalkowice-Zdrój a OLBRYCH hydrologia, inżynieria środowiska,
2. *Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakimi powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie*,
3. *Obliczenia Przepływów Maksymalnych Rocznych O Określonym Prawdopodobieństwie*, J. Fal, B. Fal, H. Czarnecka; Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej,
4. *Ocena Przepływów Wielkich Wód Małych Zlewni Górnej Wisły*, J. Punzet, Gospodarka Wodna nr 6 z 1977 r.,
5. *Empiryczny system ocen charakterystycznych przepływów rzek i potoków w karpackiej części dorzecza Wisły*, J. Punzet,
6. *Hydrauliczne podstawy obliczania przepustowości koryt rzecznych* J. Kubrak, E. Nachlik,
7. *Modelowanie matematyczne przepływów w rzekach i kanałach*, R. Szymkiewicz,
8. *Dorzecze Górnej Wisły, cz.I*, I. Dynowska, M. Maciejewski,
9. *Dorzecze Wisły - monografia Powódź 1997*, IMGW Warszawa,
10. *Dorzecze Wisły - monografia Powódź 2010*, IMGW Warszawa,
11. *Model kompleksowej ochrony przed powodzią w obszarze dorzecza górnej Wisły na przykładzie województwa małopolskiego*, IMGW Kraków,
12. *Hydrologic Modeling System HEC-RAS, Technical Reference Manual*, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center,
13. *Modelowanie matematyczne w hydrologii, Referaty Seminarium Naukowego*, red. nauk. B. Więzik, Kraków 1996,
14. *Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych*, A. Ciepiewski, L. S. Dąbkowski,
15. *Koncepcja programowo-przestrzenna. Regulacja potoku Goczalkowickiego w km 1+428 – 4+515 w Goczalkowicach-Zdroju*, PPHU „Projekt”,
16. *Koncepcja programowa. Regulacja odpływów wód powierzchniowych przy ul. Zimowej i Szkolnej w Goczalkowicach-Zdroju*, Zakład Instalacyjny Wod.-Kan.,
17. *Koncepcja odprowadzenia wód opadowych w rejonie ul. Podlaskiej w Łące*, PPHU „Projekt”,
18. Ustawa Prawo Wodne (Dz. U. Nr 115 poz. 1229 z 2001 r. z późn.zm),
19. Mapa topograficzna Polski w skali 1:25000, 1:10 000,

20. Mapa hydrograficzna Polski w skali 1:50 000,
21. Ortofotomapa w skali 1:5000,
22. Numeryczny model terenu, WODGiK 2009,
23. Mapa Podziału hydrograficznego Polski w skali 1:50000,
24. Instrukcja gospodarowania wodą zbiornika Goczałkowice,
25. Mapa zagrożenia powodziowego, Studium dla rejonu Czechowice-Dziedzice zachód, RZGW Gliwice,
26. *Hydrologia*, A. Byczkowski,
27. *Hydrologia*, Cz. Król,
28. Ustalenia własne.

## **2. Cel i zakres opracowania**

Podstawą opracowania jest umowa pomiędzy Gminą Goczałkowice-Zdrój a OLBRYCH hydrologia, inżynieria środowiska na wykonanie opracowania *Strategia poprawy bezpieczeństwa przeciwpowodziowego w rejonie zbiornika retencyjnego Rontok Mały w Goczałkowicach-Zdroju*.

W ramach opracowania przeprowadzono:

- inwentaryzację geodezyjną cieków, rowów i obiektów hydrotechnicznych w zlewni Rontoka Małego,
- pomiary batymetryczne zbiornika retencyjnego Rontok Mały,
- obliczenia hydrologiczne,
- obliczenia hydrauliczne, w tym wyznaczenia świateł wskazanych, projektowanych obiektów hydrotechnicznych,
- wizje w terenie,
- analizę opracowań archiwalnych,
- analizę pracy systemu pompowni w rejonie zbiornika retencyjnego Rontok Mały,
- ocenę stateczności wałów Rontoka Małego,
- ocenę formalno-prawną stanu własności urządzeń hydrotechnicznych,

Wnioski analiz stanowią podstawę do wskazania niezbędnych kroków, aby poprawić bezpieczeństwo przeciwpowodziowe w analizowanym rejonie.

Opracowanie zgodnie z harmonogramem rzeczowym przedsięwzięcia podzielono na poszczególne etapy:

- Dokumentacja geodezyjna,
- Dokumentacja hydrologiczna,
- Inwentaryzacja i ocena urządzeń wodnych,
- Obliczenia hydrauliczne koryt, przepustów i batymetryczne zbiornika,
- Wytyczne do prac modernizacyjnych, instrukcja eksploatacji i gospodarowania wodą,
- Wytyczne do opracowania operatów wodno prawnych.

### **3. Dokumentacja geodezyjna**

#### **3.1. Rodzaj i zakres prac geodezyjnych**

Dokumentacja geodezyjna dla potrzeb opracowania Strategii... została wykonana przez firmę Geo-Progres s.c.. Obejmowała wykonanie przekrojów poprzecznych koryta potoku Goczałkowickiego wykonanie przekrojów poprzecznych obwałowania zbiornika Rontok Mały (dla oceny ich stanu technicznego), inwentaryzację geodezyjną kilkudziesięciu obiektów hydrotechnicznych (przepustów, śluzy wałowej, rurociągów) oraz pomiary terenowe na obszarach, objętych uszkodzeniami górnictwem, położonych na północ od zbiornika (niezbędne do prawidłowego wyznaczenia granic zlewni).

Wzdłuż potoku i wałów stawu wykonano ok. 100 przekrojów poprzecznych oraz pomiar punktów charakterystycznych (wyznaczenie współrzędnych xyh) na łącznej długości 7 km. Na obszarze 100 ha na północ od stawów wykonano pomiar wysokości dla sporządzenia modelu terenu oraz określenia działów wodnych. W sumie pomierzono 1223 punkty z czego 1040 przypada na potok i 183 na model terenu.

Prace wykonano w lipcu 2010 r..

Wyniki prac zostały użyte w opracowanych numerycznych modelach terenu, komputerowym modelu koryta potoku Goczałkowickiego, obliczeniach hydraulicznych przepustu w ul. Dębowej. Część wyników (przekroje poprzeczne) została graficznie przedstawiona w części rysunkowej.

#### **3.2. Układ odniesienia i metody pomiaru**

Pomiar wykonano wykorzystując system ASG-EUPOS RTK ,który posłużył do określenia współrzędnych punktów osnowy oraz pomiaru części punktów wysokościowych. W oparciu o wyznaczone współrzędne osnowy wykonano klasyczny pomiar tachimetryczny.

#### **3.3. Sprzęt pomiarowy**

Pomiar GPS:

odbiornik Trimble R6 nr 4819152242.

Login w systemie : b921

Rodzaj poprawek: NAWGEO\_RTCM\_3.1\_VRS

Pomiar tachimetryczny:

Tachimetr elektroniczny Leica TCR 407 Power z osprzętem

### **3.4. Prace kameralne**

Do wyznaczenia współrzędnych z pomiaru GPS wykorzystano oprogramowanie kontrolera odbiornika GPS – Survey Controler w. 12.20. Pozostałe obliczenia wykonano w systemie GEONET. Końcowym etapem prac było zestawienie współrzędnych  $x, y, z$  oraz wykonanie mapy punktów w postaci numerycznej, które wykorzystano w dalszym opracowaniu.



## 4. Dokumentacja hydrologiczna

### 4.1. Charakterystyka hydrologiczna

Potok Goczałkowicki oraz Dopływ bez nazwy są (poprzez system pompowni, zbiornik retencyjny Rontok Mały i śluzę wałową) lewobrzeżnymi dopływami Wisły. Powierzchnia zlewni potoku Goczałkowickiego przy ujściu do Rontoka Małego wynosi rzeki to 5,47 km<sup>2</sup>. W przypadku pozostałej, przynależnej zlewni do Rontoka Małego i istniejącej śluzy wałowej w wałach Wisły (jedynej, odprowadzającej wody z analizowanego terenu do Wisły) powierzchnia ta wynosi 2,25 km<sup>2</sup>. Powierzchnia zlewni, należącej do pompowni przy ul. Stawowej to 0,41 km<sup>2</sup>.

Całość zlewni w analizowanym przekroju znajduje się w obszarze Pogórza Śląskiego i Doliny Wisły. Teren zajęty jest głównie przez rozproszoną zabudowę Goczałkowic-Zdroju oraz tereny rolnicze.

Tereny położone w rejonie zbiornika retencyjnego Rontok Mały położone są w zasięgu oddziaływań osiadań terenu, związanych z zakończoną eksploatacją górniczą. Zakres oddziaływań na aktualną rzeźbę terenu przedstawiono na rysunku 8.

Potok Goczałkowicki bierze swój początek ok. 300 metrów na zachód od ul. Jeziornej. Trasa cieką przebiega w większości wzdłuż ul. Głównej (początkowo po północnej, a potem po południowej jej stronie), następnie przekracza drogę krajową DK-1 i już w obwałowaniu kieruje się w stronę zbiornika Rontok Mały. Na trasie cieką znajduje się kilkadziesiąt przepustów o wymiarach od 40 cm średnicy do przekrojów ramowych o świetle ponad 2 m. Wykonana w ramach inwentaryzacja (wymiarów, rzędne) potwierdza zestawienie przepustów, wykonane w ramach *Koncepcji programowo-przestrzennej. Regulacja potoku Goczałkowickiego w km 1+428 – 4+515 w Goczałkowicach-Zdroju*. Analiza archiwalnych map topograficznych (z lat 1883 i 1934) wskazuje na istnienie wielu niewielkich zbiorników retencyjnych wzdłuż biegu cieką (ryc. 1). Obecna trasa cieką została częściowo zmieniona. Przełożenie trasy potoku spowodowało (np. w górnym biegu cieką), że tereny potoku są wielokrotnie położone niżej niż górne skarpy koryta, co powoduje utrudniony spływ powierzchniowy i podtopienia.



Ryc. 1 Fragment mapy topograficznej z roku 1883. Arkusz Pless.

Dopływ bez nazwy również jest istotny z punktu widzenia odwodnienia terenów gminy. Bierze początek w rejonie Kolonii Brzozowa, na terenach będących w zasięgu znacznych osiadań, związanych z eksploatacją górniczą. W chwili obecnej eksploatacja złóż w analizowanym rejonie została zakończona. Niegdyś dopływ prowadził wody wzdłuż obwałowań Rontoka Małego bezpośrednio do Wisły, teraz jego koryto zostało przegrodzone ziemnym nasypem, powodując odpływ wód do zbiornika Rontok Mały. Powierzchnia zlewni dopływu w związku z osiadaniem terenu w ostatnich latach znacznie się powiększyła (o ok. 0,7 km<sup>2</sup>) – tereny, odwadniane rowami w kierunku innego zbiornika Rontok Duży w chwili obecnej stanowią zlewnię analizowanego cieku i Rontoka Małego. Fakt ten potwierdza analiza archiwalnych map topograficznych (z lat 1883 i 1934), pomiary terenu wykonane przez zespół geodezyjny oraz numeryczny model terenu, zakupiony w Wojewódzkim Ośrodku Dokumentacji Geodezyjnej i Kartografii. Na ryc. 1 przedstawiono fragment mapy topograficznej z roku 1883, na której uwidoczniony jest analizowany dopływ. W związku ze znacznymi osiadaniem terenu spadek dopływu w środkowym biegu zanikł, powodując zastoiska wody w rejonie ul. Dębowej i Letniej.

Zlewnia pompowni przy ul. Stawowej jest niewielka (0,41 km<sup>2</sup>) Wody pochodzące ze spływów powierzchniowych zawala Wisły kierowane są rowami do zbiornika o nazwie Wydymacz przy przepompowni. Teren ten, ze względu na położenie w najniższych położonych rejonach (dodatkowe obniżenie spowodowane zostało eksploatacją górniczą) jest najbardziej zagrożony

podtopieniami.

Zlewnię analizowanych cieków pokazano w części rysunkowej na rysunku 1.

#### 4.2. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia

Celem obliczeń jest określenie charakterystycznych wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w charakterystycznych przekrojach analizowanych cieków. Analizowane cieki i rowy nie są kontrolowane wodowskazami.

Metoda formuły opadowej, zalecana jest przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej do obliczeń przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach niekontrolowanych o powierzchniach mniejszych niż 50 km<sup>2</sup>.

Formuła opadowa:

$$Q_p = f F_1 \varphi H_1 A \lambda_p \delta_j$$

gdzie:

$Q_p$  - przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie  $p$ , m<sup>3</sup>/s,

$f$  - bezwymiarowy współczynnik kształtu fali,

$F_1$  - bezwymiarowy maksymalny moduł odpływu jednostkowego,

$\varphi$  - bezwymiarowy współczynnik odpływu,

$H_1$  - maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1%, mm,

$A$  - powierzchnia zlewni, km<sup>2</sup>,

$\lambda_p$  - bezwymiarowy kwantyl rozkładu dla założonego prawdopodobieństwa  $p$ ,

$\delta_j$  - bezwymiarowy współczynnik redukcji jeziornej.

Spadek cieku  $I_{r1}$  obliczono po sporządzeniu profilu podłużnego cieku wraz z suchą doliną.

$$I_{r1} = \frac{2000F}{(L+l)^2}$$

gdzie:

$I_{r1}$  - spadek cieku, ‰.

$F$  - powierzchnia pod wykresem sporządzonego profilu, km<sup>2</sup>,

$L+l$  - długość cieku głównego wraz z suchą doliną, km,

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego określa się z tabeli w zależności od hydromorfologicznej charakterystyki koryta potoku  $\Phi_r$  i czasu spływu po stokach  $t_s$ .

Hydromorfologiczną charakterystykę koryta potoku obliczono ze wzoru:

$$\Phi_r = \frac{1000(L+l)}{m I_{r1}^{1/3} A^{1/4} (\varphi H_1)^{1/4}}$$

gdzie:

m - miara szorstkości koryta odczytana z tabeli.

Czas spływu po stokach określono w zależności od hydromorfologicznej charakterystyki stoków:

$$\Phi_s = \frac{(1000 l_s)^{1/2}}{m_s I_s^{1/4} (\varphi H_1)^{1/2}}$$

gdzie:

$l_s$  - średnia długość stoków obliczona z obliczona z podanego wzoru w km,

$m_s$  - miara szorstkości stoków odczytana z tabeli,

$I_s$  - średnia długość stoków obliczony z podanego wzoru, km.

$$l_s = \frac{I}{1,8 \rho}$$

gdzie:

$\rho$  - gęstość sieci rzecznej obliczona jako iloraz sumy długości cieku głównego oraz jego dopływów wraz z suchymi dolinami i powierzchni zlewni, 1/km uzyskano ze wzoru:

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n (L+l)_i}{A}$$

gdzie:

n - liczba cieków.

Średni spadek stoków obliczono z równania:

$$I_s = \frac{\Delta h \sum_{j=1}^r k_j}{A}$$

gdzie:

$\Delta h$  - różnica poziomów dwóch sąsiednich warstw w m,

k - długość warstwicy w km,

r - liczba warstwicy.

Charakterystyki przedmiotowych zlewni wraz z parametrami wchodzącymi w skład używanej formuły oraz wyniki obliczeń pokazano w załącznikach 1 – 3. Mapa wszystkich zlewni (w skali 1:10000), z zaznaczonymi granicami zlewni, ciekami wraz z suchymi dolinami i zamieszczona została w części rysunkowej (rysunek 1).

Przepływy w przekrojach obliczeniowych, usytuowanych wzdłuż potoku Goczałkowickiego zostały określone przy pomocy metody analogii hydrologicznej.

Wartości przepływów w przekrojach obliczeniowych usytuowanych w górnej części zlewni

w stosunku do przekroju ujściowego określa się wg wzoru:

$$Q_p^x = Q_p^D \left( \frac{A_x}{A_D} \right)^n$$

gdzie:  $Q_p$  – maksymalny roczny przepływ o prawdopodobieństwie pojawienia się  $p$ ,  $m^3/s$ ,

$A$  – powierzchnia zlewni,  $km^2$ ,

$x, D$  – indeksy oznaczające, że dana wielkość ( $Q_p$  lub  $A$ ) odnosi się do przekroju obliczeniowego i do przekroju danego,

$n$  – wskaźnik redukcji przepływów maksymalnych, dla obszaru Karpat  $n=0,69$ .

W tabeli 1 zestawiono wyniki obliczeń (kilometraż wg mapy w skali 1:1000, liczony od ujścia do Rontoka Małego) dla potoku Goczałkowickiego.

	Kilometraż przekroju					
	Km 0+000	Km 1+417	Km 2+046	Km 3+071	Km 3+949	Km 4+250
	Powierzchnia zlewni [ $km^2$ ]					
	5.47	4.3	3.62	2.52	1.33	0.17
Prawdopodobieństwo $p$ [%]	Przepływ $Q_{maxp}$ [ $m^3/s$ ]					
0.5	6.72	5.69	5.05	3.94	2.53	0.61
1	5.80	4.91	4.36	3.40	2.19	0.53
2	4.89	4.14	3.68	2.86	1.84	0.45
5	3.69	3.13	2.78	2.16	1.39	0.34
10	2.79	2.36	2.10	1.63	1.05	0.25
20	1.94	1.64	1.46	1.14	0.73	0.18
50	0.84	0.71	0.63	0.49	0.32	0.08

Tabela 1. Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach potoku Goczałkowickiego.

W ramach opracowania w analogiczny sposób (metoda formuły opadowej) obliczono również przepływy maksymalne roczne w wybranych dwóch przekrojach:

- przekroju projektowanego do przebudowy przepustu w ul. Debowej na Dopływie bez nazwy,
- przekroju ujściowym dopływu bez nazwy (od Brzezinki) (dopływ potoku Goczałkowickiego).

#### 4.3. Określenie kształtów hydrogramów dopływu i objętości wody dopływającej do rejonu zbiornika Rontok Mały

W przypadku cieków niekontrolowanych brak jest informacji o przebiegu historycznych

weszań. W opracowaniu posłużono się zatem metodami modelowania matematycznego.

Modele o parametrach dyskretnie rozłożonych dają możliwość określenia hydrogramów odpływu w wybranych przekrojach.

Dla zlewni potoku Goczałkowickiego i zlewni Dopływu bez nazwy (łącznie do śluzy wałowej) opracowano model hydrologiczny: syntetyczny hydrogram jednostkowy 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 ujmujemy 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:

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

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

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

gdzie:  $CN_{sr}$  - średnia wartość parametru CN,

$CN_r$  - wartość parametru CN,

$A_r$  - powierzchnia cząstkowa zlewni w  $km^2$ ,

$A$  - całkowita powierzchnia zlewni w  $km^2$ .

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 pyłaste, gliny zasolone, gliny uwarstwione z wkładkami nieprzepuszczalnymi.

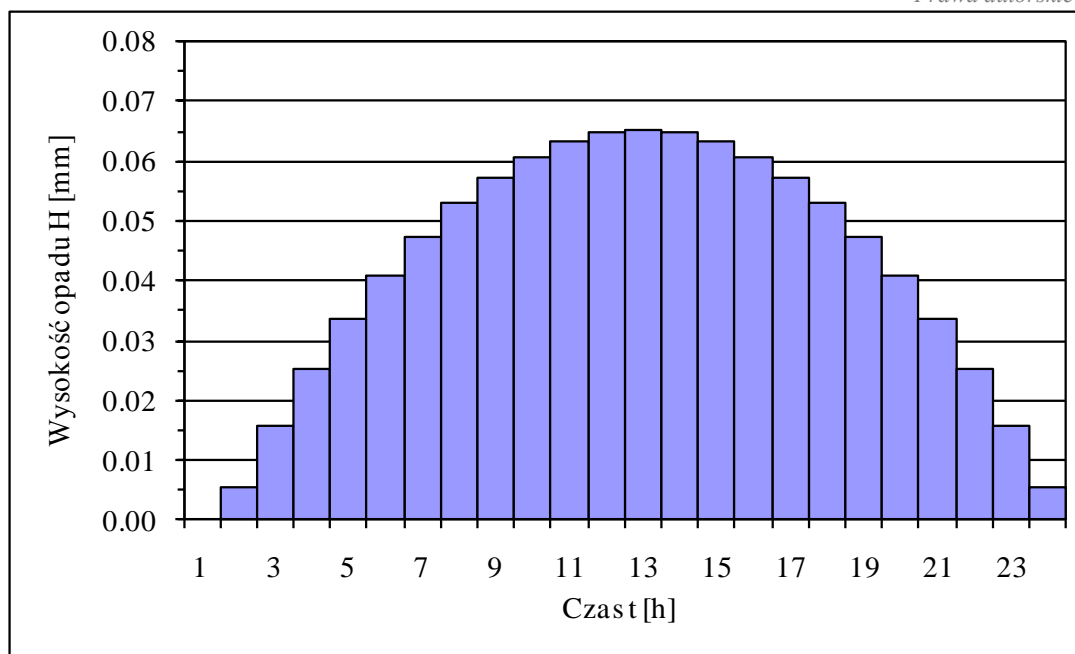
Przy zróżnicowanym rodzaju gleb i pokryciu zlewni, parametr CN oblicza się jako wartość średnią z wagą określoną jako stosunek powierzchni jednorodnych do całkowitej powierzchni zlewni.

W przypadku analizowanych terenów gleby należą do kategorii C (utwory lessowe i pyłowe).

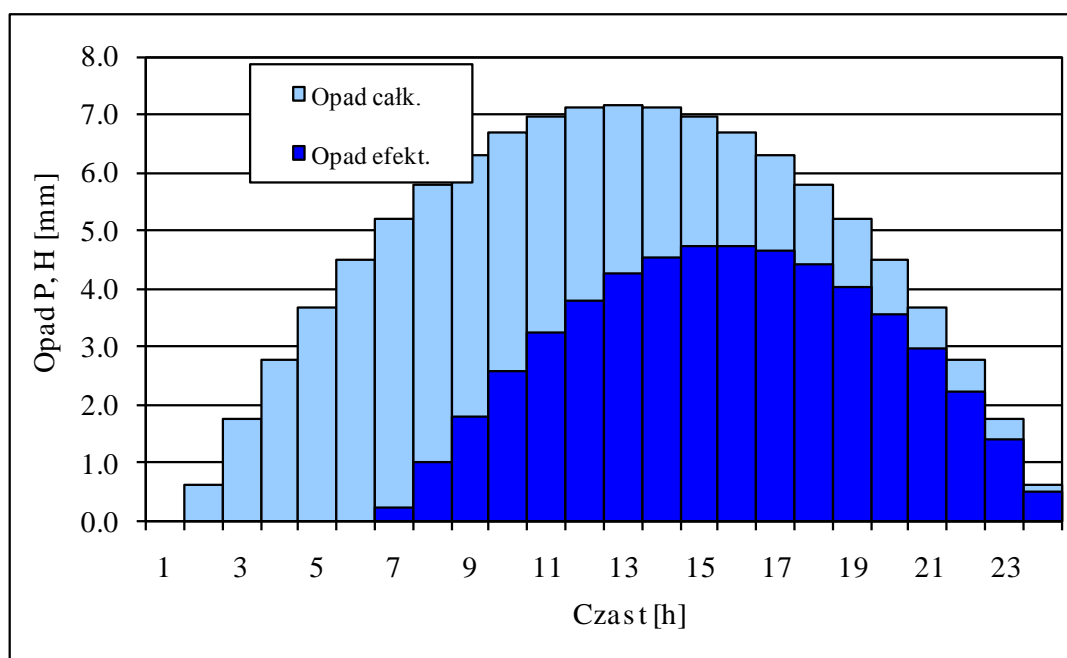
Sposób zagospodarowania terenu zlewni przedstawiono na rysunku 4 w części rysunkowej.

Średni współczynnik CN dla całej zlewni wynosi  $CN=78$  (potok Goczalkowicki) i  $CN=80$  (Dopływ bez bazwy)..

W symulacji zadano opad jaki w analizowanej zlewni jest maksymalnym opadem dobowym o prawdopodobieństwie pojawienia się 1 %  $H1\%=110$  mm (przyjęto zgodnie z mapą rozkładu opadu  $H1\%$ ). 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 (ryc. 2).



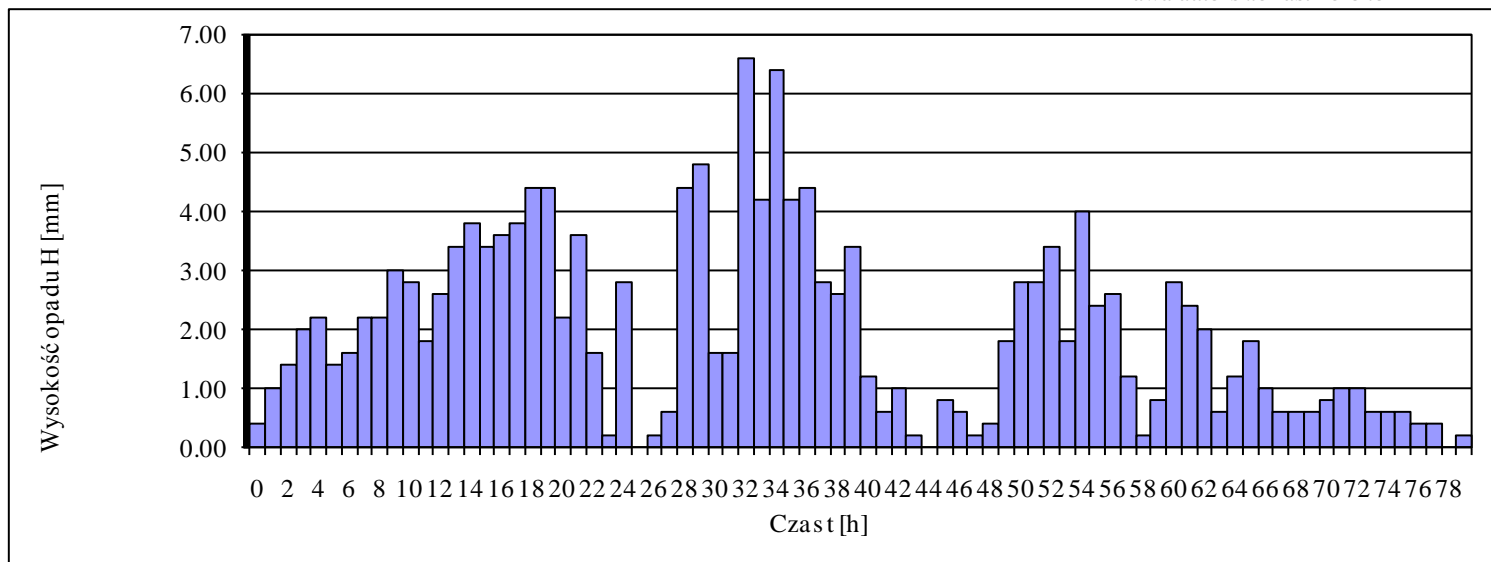
Ryc. 2. Przyjęty rozkład beta opadu  $H_{1\%}=110$  mm. Hietogram jednostkowy



Ryc. 3. Przyjęty rozkład beta opadu  $H_{1\%}=110$  mm. Opad całkowity i efektywny

W symulacji zadano również zanotowany w stacji opadowej Goczałkowice opad, który wywołał powódź w analizowanym rejonie, jaki miał miejsce w dniach 15 – 19 maja 2010.





Ryc. 4. Hietogram opadu 15 – 19.05.2010

### 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 w 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 w h,

$L$  - długość cieków głównego (od przekroju zamykającego do granicy zlewni wzdłuż cieków głównego) w km,

$L_C$  - odległość od przekroju zamykającego do punktu, odpowiadającego geometrycznemu środkowi ciężkości zlewni w km,

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

$Q_p$  - przepływ kulminacyjny w m<sup>3</sup>/s,

$A$  - powierzchnia zlewni w km<sup>2</sup>.

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 w h.

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

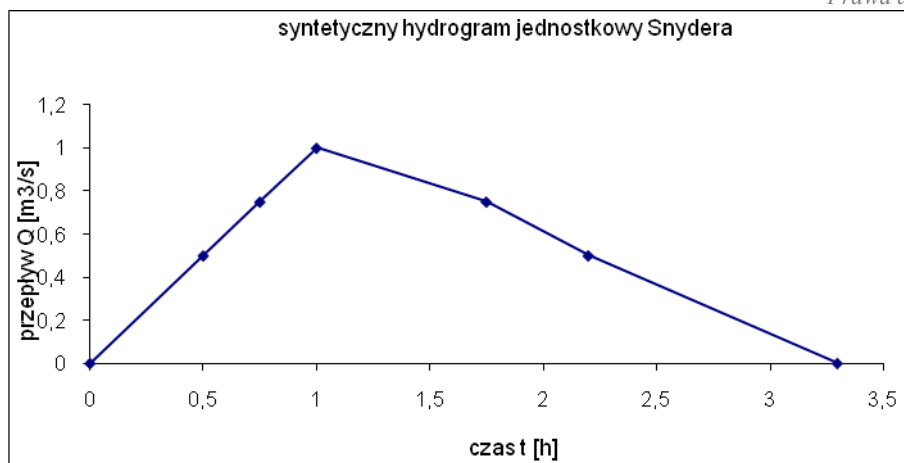
$$t_b = \frac{5,56 A}{Q_{pR}}$$

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

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

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

Na rysunku (ryc. 5) przedstawiono przykładowy syntetyczny hydrogram jednostkowy Snydera.



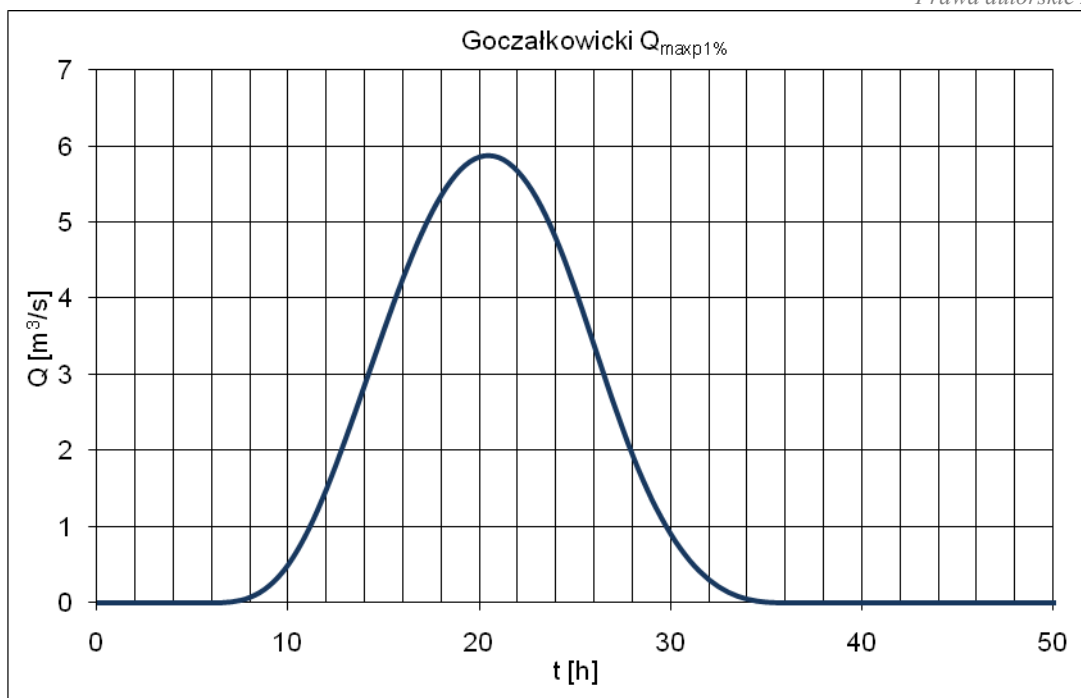
Ryc. 5. Syntetyczny hydrogram jednostkowy Snydera

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

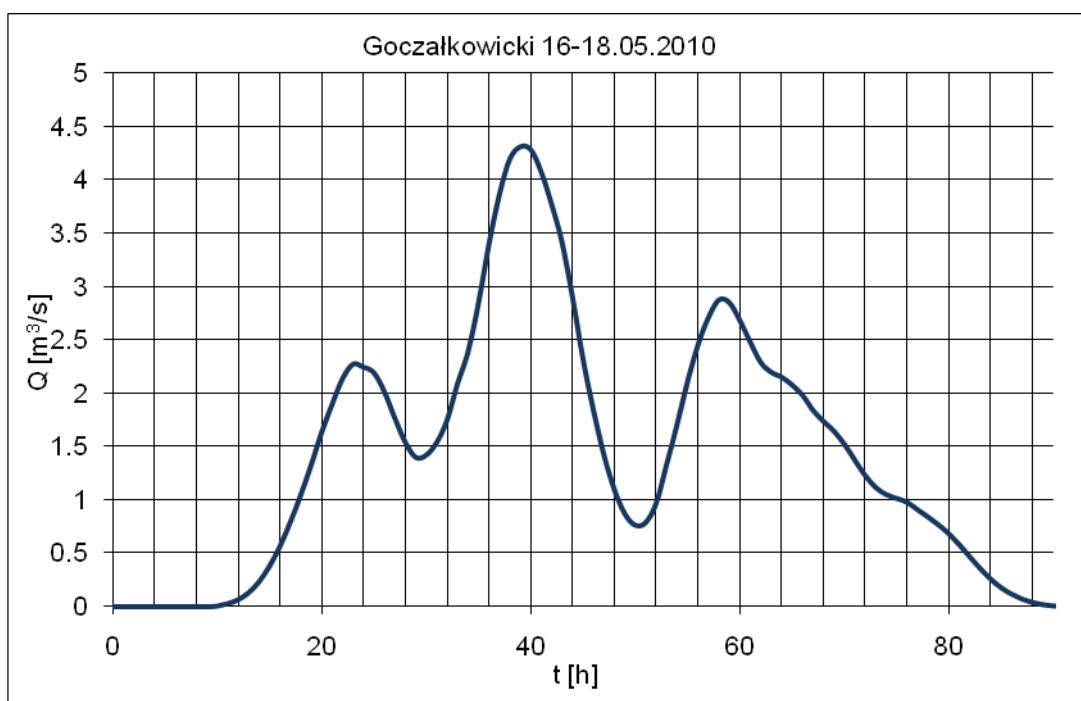
Odległości ( $L$  i  $L_c$ ) wyznaczono bezpośrednio z mapy topograficznej ( $L_c$  przy wcześniejszym ustaleniu położenia punktu środka ciężkości zlewni).

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  $C_t=1,8$ .

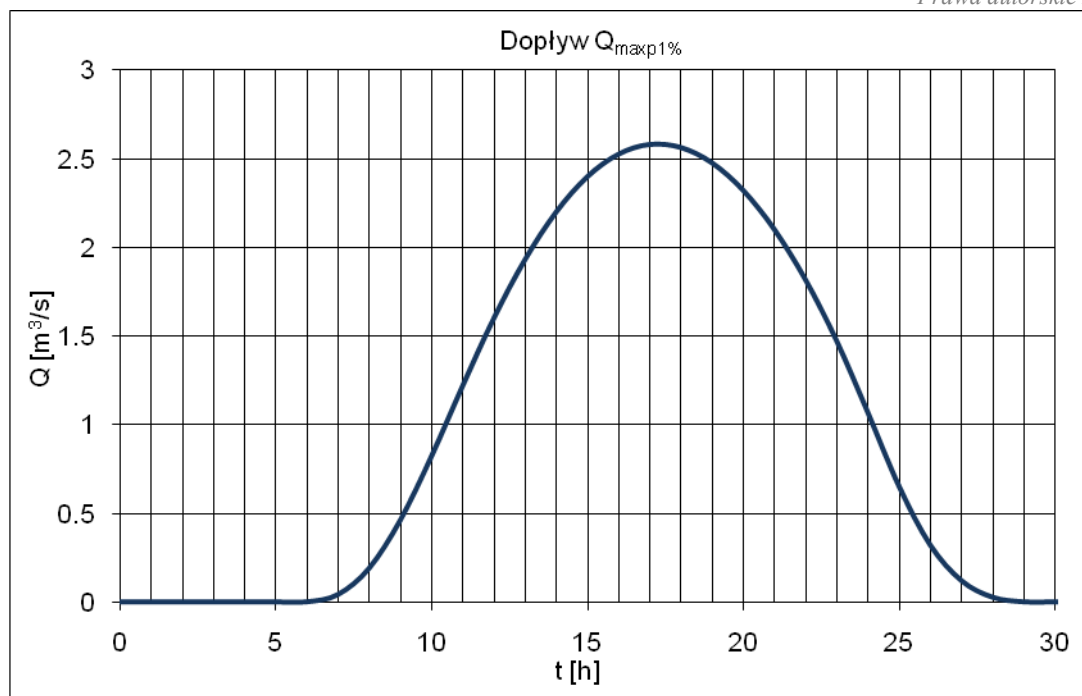
Hydrogram odpływu dla znanego rozkładu opadu efektywnego powstaje przez superpozycję hydrogramów elementarnych. Na podstawie wyznaczonych parametrów modelu Snydera, dla analizowanej zlewni obliczono hydrogramy elementarne, a następnie zsumowano je, otrzymując poszukiwany hydrogram odpływu. Obliczenia 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. Na rysunkach poniżej przedstawiono wynikowe hydrogramy dla analizowanych zlewni przy założonym opadzie.



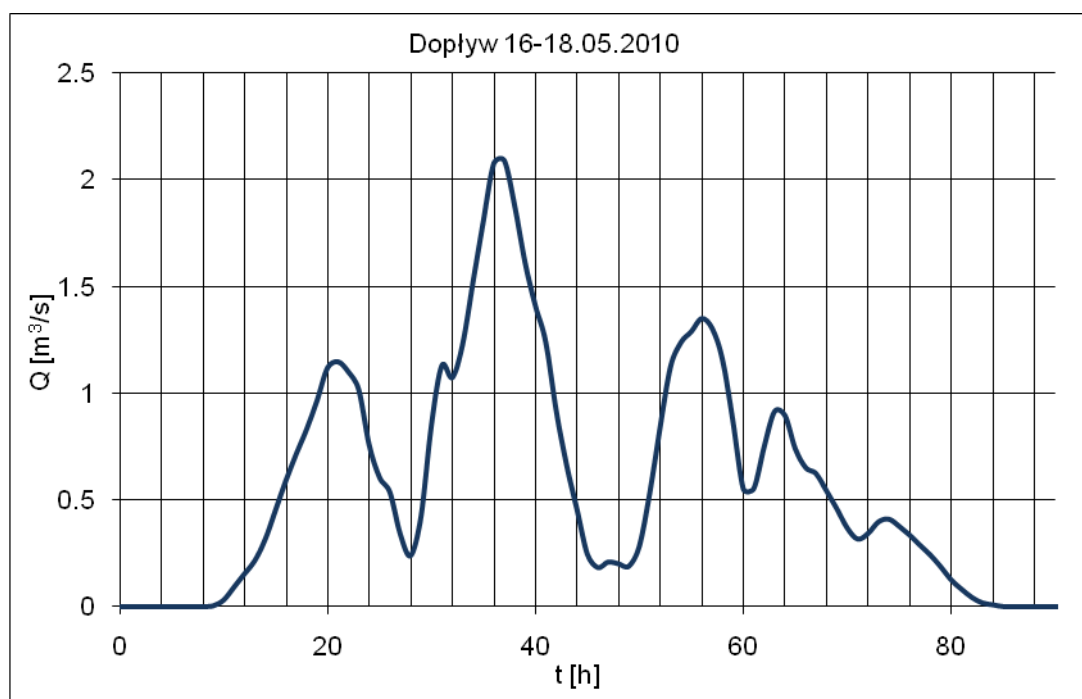
Ryc. 6. Symulowany hydrogram fali hipotetycznej  $Q_{\max p1\%}$  Potok Goczałkowicki ujście



Ryc. 7. Symulowany hydrogram fali 15 – 19.05.2010 Potok Goczałkowicki ujście



Ryc. 8. Symulowany hydrogram fali hipotetycznej  $Q_{\max p1\%}$  Dopływ bez nazwy ujście



Ryc. 7. Symulowany hydrogram fali 15 – 19.05.2010 Dopływ bez nazwy ujście

Kulminacje symulowanych hydrogramów dla założonego opadu dobowego o prawdopodobieństwie  $p=1\%$  mają wartości pokrywające się z obliczeniami, prowadzonymi metodą formuły opadowej.

Obliczenia wskazują, że opad z maja 2010 roku dał kulminacje na poziomie prawdopodobieństwa  $p=3\%$ .

Znajomość kształtów hydrogramów pozwala na ocenę genezy obserwowanych w rejonie Rontoka Małego podtopień. Na podstawie danych historycznych, dotyczących rzędnych zwierciadła wody w czasie powodzi oraz numerycznego modelu terenu obliczono odpowiadające im objętości wody, które wypełniły przestrzeń pomiędzy terenem i zwierciadłem. Obliczone objętości porównano z objętościami wody dopływającej potokiem Goczalkowickim i Dopływem bez nazwy.

Objętość wody dla rzędnej 242 m n.p.m. wynosi  $V_{242}=1\ 074\ 188\ \text{m}^3$ .

Objętość wody dopływającej do Rontoka z ciężącej do niego zlewni dla fali o kulminacji  $Q_{\text{maxp1\%}}$  (czas trwania opadu: 1 doba) wynosi  $V_{Q_{\text{maxp1\%}}}=380\ 961\ \text{m}^3$ . W przypadku fali dla opadu z okresu 15-19 maja 2010 roku objętość wody wyniosła  $V_{Q_{15-19.05.2010}}=661\ 227\ \text{m}^3$ .

Niniejsza analiza potwierdza fakt, że większość wód, powodujących notowane podtopienia pochodziła z koryta Wisły. Woda z międzywała Wisły przy wysokich stanach dostawała się poprzez niekonserwowaną śluzę wałową. Sytuacja taka miała miejsce np. w maju 2010, kiedy notowano wysoki stan w Wiśle (związany z cofką Białej i wielkim dopływem Iłownicy), a śluzę zamknięto już w czasie występowania podtopień na analizowanym terenie.

Dalsze analizy potwierdzają, że przy prawidłowej gospodarce wodnej w rejonie zbiornika Rontok Mały cała objętość wody, pochodząca ze spływów powierzchniowych z terenu Goczalkowic może zostać bezpiecznie odprowadzona do Wisły poprzez zbiornik.

## **5. Inwentaryzacja urządzeń wodnych istotnych dla bezpieczeństwa powodziowego Gminy Goczałkowice.**

Teren Gminy Goczałkowice to obszar działań górniczych, a w związku z tym teren narażony na ciągłe osiadania związane z eksploatacją górniczą. Dla prawidłowego odprowadzenia wód deszczowych z terenu gminy wybudowano szereg urządzeń wodnych, które pozostają w zarządzie różnych właścicieli lub użytkowników.

Do najważniejszych z nich należą:

- Przepusty na Potoku Goczałkowickim. Ich szczegółowa inwentaryzacja została przedstawiona w opracowaniu *Koncepcja programowo-przestrzenna. Regulacja potoku Goczałkowickiego w km 1+428 – 4+515 w Goczałkowicach-Zdroju*, PPHU „Projekt”, (w zarządzie właścicieli posesji),
- Przepust okularowy pod drogą krajową DK-1 (w zarządzie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad),
- Przepust drogowy na potoku Goczałkowickim w ciągu ul. Dębowej (w zarządzie Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach),
- Pompownia Melioracyjna wraz z kolektorami tłocznymi (w zarządzie KW SA KWK „Brzeszcze-Silesia” Ruch II Silesia),
- Pompownia Melioracyjna DK-1 (w zarządzie KW SA KWK „Brzeszcze-Silesia” Ruch II Silesia),
- Śluza wałowa śr. 1000 mm w lewym Wale Wisły (w zarządzie KW SA KWK „Brzeszcze-Silesia” Ruch II Silesia),
- Przelew awaryjny śr. 600 mm, łączący zbiornik Rontok Mały ze śluzą wału Wisły (w zarządzie KW SA KWK „Brzeszcze-Silesia” Ruch II Silesia),
- Śluza wałowa śr. 1500 mm w lewym Wale Wisły - zrzut z Rontoka Dużego (w zarządzie KW SA KWK „Brzeszcze-Silesia” Ruch II Silesia),
- Lewy wał Małej Wisły (w zarządzie Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach),
- Wał przeciwpowodziowy Zbiornika Rontok Mały (w zarządzie KW SA KWK „Brzeszcze-Silesia” Ruch II Silesia),
- Wały przeciwpowodziowe potoku Goczałkowickiego (w zarządzie Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach),
- Zbiornik retencyjny Rontok Mały (w zarządzie Skarbu Państwa – użytkowany przez Stowarzyszenie Wędkarskie „Rontok”).

## 6. Obliczenia hydrauliczne koryt, przepustów i batymetryczne zbiornika

### 6.1. Obliczenia hydrauliczne koryta potoku Goczałkowickiego

Obliczenia warunków hydraulicznych panujących w korycie potoku Goczałkowickiego (także w rejonie projektowanego przepustu w ciągu ul. Stawowej) wykonano metodą zgodną z metodyką podaną w *Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie*.

Obliczenia warunków hydraulicznych, które będą panować w korycie potoku (w stanie zinwentaryzowanym i kilku wariantach proponowanej regulacji) wykonano przy pomocy programu HEC-RAS, wspomagającym analizy hydrauliczne 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. Identyfikację współczynnika dokonano w terenie, przyjmując odpowiednie wielkości.

Obliczenie układu zwierciadła powyżej obiektu z wykorzystaniem przedstawionej powyżej metody jest w pełni zgodne z zaleceniami z *Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie*, – co zostało potwierdzone przez autorów monografii *Hydrauliczne podstawy obliczania przepustowości koryt rzecznych*.

Do modelu komputerowego koryta potoku Goczałkowickiego, powstałego na podstawie numerycznego modelu terenu wprowadzono charakterystyczne przepływy maksymalne.

W związku z chaotyczną zabudową potoku Goczałkowickiego (kilkadziesiąt przepustów, zarurowania) obiektami, które nie spełniają w najmniejszym stopniu obowiązujących prawem standardów obliczenia hydrauliczne na podstawie zinwentaryzowanego stanu istniejącego nie są merytorycznie uzasadnione.

Aby sprawdzić możliwości prowadzenia wód powodziowych korytem potoku Goczałkowickiego wprowadzono zinwentaryzowaną geometrię koryta, pomijając przepusty, zawężające jego światło (czasem nawet do 40 cm średnicy). To podejście stanowiło podstawę do oceny koniecznych do podjęcia działań.

Wyniki symulacji wskazują, że nawet przy założeniu braku przepustów, koryto potoku Goczałkowickiego ma niewystarczającą przepustowość do bezpiecznego prowadzenia przepływów powodziowych (o prawdopodobieństwach poniżej 10%).

W kolejnej symulacji założono regulację cieków, polegającą na wyrównaniu lokalnych spadków i zabudowie żłobem (o szerokości 2 i 3 m oraz głębokości 1,5 m). Przyjęto kształt

prostokątny ze względu na największy przekrój poprzeczny możliwy do uzyskania w warunkach istniejącej, gęstej zabudowy w rejonie koryta.

Dla przyjętych założeń żłób jest w stanie bezpiecznie prowadzić wody powodziowe, bez występowania wody z brzegów. Przy przyjętym kształcie koryta regulacyjnego przekroczenia cieku realizowane byłyby nie jako przepusty o przekroju kołowym, zawężające światło koryta i powodujące popiętrzenia wody, lecz jako lokalne przykrycia żłobu, nie powodujące zmian w hydraulice przepływu wody w ich obrębie.

Profil podłużny koryta w stanie koncepcyjnym, z proponowaną niweletą dna oraz zinwentaryzowanym stanem istniejącym, z wniesionym poziomem zwierciadła wody, odpowiadającym charakterystycznym przepływowi maksymalnym przedstawiono w części rysunkowej (rysunek 6).

Przedstawione podejście ma charakter koncepcji. Szczegółowe rozwiązania techniczne powinny zostać opracowane na etapie projektu budowlanego.

## **6.2. Obliczenia hydrauliczne koryta potoku Goczalkowickiego w rejonie przepustu pod drogą DK1 i w rejonie projektowanego przepustu w ciągu ul. Stawowej**

W związku z koniecznością przebudowy przekroczenia potoku Goczalkowickiego w ciągu ul. Stawowej (klasa drogi L) przeprowadzono szczegółowe obliczenia hydrauliczne, mające na celu wyznaczenie światła nowego obiektu. W obliczeniach założono prawidłową pracę pompowni w rejonie zbiornika Rontok Mały.

Obliczenia wykonano w sposób przedstawiony wyżej.

Projektowany przepust w ciągu ul. Stawowej będzie miał kształt prostokątny, o wymiarach 7 m szerokości i 4,3 m wysokości. Takie wymiary konstrukcji zminimalizują ingerencję w koryto i zmiany w warunkach przepływu wody w obrębie obiektu.

Obliczenia prowadzone w programie HEC-RAS wskazują, że przy przyjętym przepływie przepust będzie w stanie bezpiecznie prowadzić przepływy powodziowe, nie zwiększając zagrożenia powodziowego dla terenów położonych wzdłuż koryta w przypadku, gdy spód konstrukcji wzniesiony będzie na rzędnię 241,68 m n.p.m. (tj. 1 m bezpiecznego wzniesienia ponad poziom zwierciadła wody, odpowiadający przepływowi miarodajnemu  $Q_{\max 1\%}$  240,68 m n.p.m).

Profil analizowanego odcinka koryta przedstawiono w części rysunkowej (rysunek 7).

W obliczeniach przyjętego odcinka koryta potoku dokonano także oceny przepustowości istniejącego przepustu pod drogą krajową DK-1 (klasa drogi GP). Obliczenia wskazują, że przy założeniu docelowego swobodnego odpływu wód przepust ten ma wystarczające światło, aby przeprowadzić przepływ miarodajny ( $Q_{\max 1\%}$ ).

### **6.3. Obliczenia hydrauliczne przepustu na Dopływie bez nazwy w ciągu ul. Dębowej**

W związku z koniecznością przebudowy przekroczenia Dopływu bez nazwy w ciągu ul. Dębowej (klasa drogi L) przeprowadzono również szczegółowe obliczenia hydrauliczne, mające na celu wyznaczenie światła nowego obiektu. Jak wspomniano w rozdziale 4, w związku ze znacznymi osiadaniami terenu ciek w rejonie przekroczenia nie posiada spadku dna koryta. Tereny powyżej niego stanowią rozległe obniżenie terenu, wypełnione często stojącą wodą. Koryto poniżej ma spadek minimalny.

W takich warunkach terenowych projektowany przepust (o średnicy 1500 mm) pracować będzie jako zatopiony (zatopiony wlot i wylot, schemat obliczeniowy D wg *Rozporządzenia...*).

Obliczenia warunków hydraulicznych, panujących w projektowanym przepuście i w korycie w jego rejonie prowadzono w programie HY8, służącym do obliczeń hydraulicznych przepustów. W załączeniu (załącznik 4) przedstawiono raport z obliczeń.

### **6.4. Pomiary batymetryczne zbiornika Rontok Mały**

Głównym celem prac było określenie, w efekcie bezpośredniego pomiaru batymetrycznego aktualnej pojemności zbiornika Rontok Mały przy różnych rzędnych (normalnym i maksymalnym), jego piętrzenia oraz odpowiadających im napełnieniom oraz powierzchni zalewu. Otrzymane po opracowaniu kameralnym wyniki prac terenowych przeanalizowano na tle dotychczasowych danych o pojemności zbiornika udostępnionych przez Zleceniodawcę. Znajomość aktualnej krzywej pojemności jest niezbędna dla prowadzenia prawidłowej gospodarki wodnej na zbiorniku i prognozy jego dalszego pogłębiania w wyniku osiadań dna spowodowanych uszkodzeniami górnymi.

Prace terenowe objęły: sondowanie czaszy zbiornika, pomiary jego części odsłoniętej oraz aktualnej linii brzegowej. Pomiary echosondą wykonano metodą punktów rozproszonych. Wymagane zagęszczenie pikiet zrealizowano pływając łodzią pomiarową według zaplanowanych "wirtualnych przekrojów" co 30 m w kierunku prostopadłym osi zbiornika rejestrując głębokości w odstępach co 5 m.

Taki sposób pomiarów zapewnia precyzyjne zarejestrowanie dużych gradientów głębokości występujących w kierunku poprzecznym zbiornika.

Zastosowana echosonda Lawrence HDS-10 współpracując z odbiornikiem systemu GPS umożliwiała nawigację na ekranie. Sternik obserwował bieżącą pozycję i przesuwanie się wizerunku łodzi pomiarowej na tle mapy z zaplanowaną trasą pływania i ślad przebytej drogi. System umożliwia kontrolę i realizację wcześniej założonej gęstości punktów pomiaru głębokości.

Echosonda przed pomiarami była kalibrowana w programie „Echo-control” poprzez wprowadzenie poprawki prędkości dźwięku uwzględniającej temperaturę wody. Wyniki pomiarów zostały zapisane w pamięci urządzenia w postaci rekordów zawierających pozycje i głębokości.

Dane pomiarowe gromadzone były w pamięci echosondy w postaci zbiorów dla poszczególnych dni sondowań z zapisem pozycji i głębokości. Po sprowadzeniu sondowań do rzędnych bezwzględnych, dane wprowadzono do programu Surfer i Autocad, gdzie opracowano je graficznie w postaci planu batymetrycznego dna zbiornika z cięciem warstwicowym co 0,5 m oraz obliczono pojemność zbiornika przy normalnym i maksymalnym piętrzeniu. Dla tych rzędnych określono również powierzchnię zalewu.

### **Uzyskane wyniki**

Aktualne parametry zbiornika są następujące:

- przy rzędnej piętrzenia 239,50 m n.p.m. objętość zbiornika wynosi 261 884 m<sup>3</sup> przy powierzchni zalewu 13,84 ha.
- przy rzędnej piętrzenia 241,50 m n.p.m. objętość zbiornika wynosi 624 436 m<sup>3</sup> przy powierzchni zalewu 22,80 ha.

Różnicę pojemności należy traktować jako rezerwę powodziową której objętość wynosi 363 553 m<sup>3</sup>.

Według dokumentacji geodezyjnej, jaką autorzy opracowania uzyskali od Inwestora zbiornik posiadał objętość przy maksymalnym poziomie piętrzenia 401 500 m<sup>3</sup>. Wzrost objętości zbiornika może wynikać z postępu osiadań dna zbiornika od czasu ostatniego pomiaru.

## 7. Wytyczne do prac modernizacyjnych, instrukcja eksploatacji i gospodarowania wodą

### 7.1 Modernizacja istniejącej śluzy w wale Wiślanym

Istniejąca śluza wałowa Dn 600 z zamknięciem ręcznym palczatkowym jest obecnie w stanie nie nadającym się do dalszego użytku. W trakcie przeprowadzonej wizji lokalnej w dniu 19.08.2010. stwierdzono, że śluza podczas majowego wezbrania miała ubytki w elemencie zamykającym wykonanym z desek, co wskazuje, że w trakcie wezbrania woda z koryta rzeki Wisły w dużych ilościach przedostawała się tą drogą na teren zawala.



Fot.1a. Zamknięcia istniejącej śluzy w lewym wale Wisły

Z uwagi na stan istniejącej śluzy wałowej oraz jej specyfikę – wymagana obecność osoby odpowiedzialnej za jej zamykanie i otwieranie, jak również z uwagi na duże prawdopodobieństwo, że regulację położenia śluzy może dokonać osoba do tego niepowołana, należy dokonać jej modernizacji. Modernizacja istniejącej śluzy polega na zastąpieniu ręcznie sterowanej śluzy, śluzą zamykającą się automatycznie. Proponuje się wykonanie śluzy z klapą zwrotną z przeciwwagą.

Dodatkowo w celu umożliwienia kontroli poprawnej pracy śluzy zaleca się wykonanie łat wodowskazowych po obu stronach śluzy. Łaty wodowskazowe powinny posiadać zero łaty na tym samym poziomie odniesienia.

Ponadto zaleca się aby każda śluza posiadała jednoznacznie wyznaczoną osobę odpowiedzialną za jej konserwację jak również terenów bezpośrednio z nią sąsiadujących.

Wykonanie śluzy wymaga dużych nakładów modernizacyjnych, a następnie bieżącej konserwacji.

Zakres prac modernizacyjnych powinien obejmować:

- remont wyposażenia technologicznego (mechanizmy, palczatki, prowadnice, wypełnienia szczelne),

- uszczelnienie przewodu spustowego śluzy,
- umocnienie wlotu do śluzy oraz niecki wypadowej materacami gabionowymi,
- reprofilację wierzchniej warstwy betonowej przyczółka i skrzydełek, ścian czołowych, przewodu spustowego śluzy,
- remont wyposażenia technologicznego - zabezpieczenie antykorozyjne elementów stalowych, naprawa rys i pęknięć ścian czołowych,
- zabezpieczenie skarpy przed niszcącym działaniem zwierząt, darniowanie skarp na płask,
- Dobór i montaż kłapy zwrotnej od strony rzeki,
- Wykonanie schodów wałowych do wylotu śluzy,
- Instalację laty wodowskazowej.

Na czas modernizacji niezbędne jest wykonanie grody tymczasowej w międzywał Małej Wisły, a korona wału tymczasowego powinna być wzniesiona co najmniej 1 m powyżej wody 20%.

## 7.2. Budowa nowej śluzy wałowej

Nową śluzę wałową Dn 2000 zaproponowano zlokalizować w odległości ok. 60 m na południowy-zachód od istniejącej śluzy wałowej Dn 1000. Proponowana śluza połączy zbiornik Rontok Mały z korytem rzeki Wisły. Komora czerpna proponowanej śluzy zlokalizowana będzie w zbiorniku u podnóża wału wiślanego. Proponowaną komorę czerpną o wymiarach 3,00 m x 3,00 m należy wykonać ze ścianek Larsena Dn 40 o wysokości 2,50 m. Ścianki Larsena należy zabić na odpowiednią głębokość tak, aby ich górna krawędź pokrywała się z normalnym poziomem piętrzenia wody w zbiorniku Rontok Mały wynoszącym 239,50 m n.p.m. Dno komory czerpnej należy wybetonować 0,5 m poniżej górnej krawędzi komory. Woda z komory czerpnej po przekroczeniu normalnego poziomu piętrzenia w zbiorniku Rontok Mały będzie odprowadzana do przepustu Dn 2000 wykonanego z rur GRP o długości 26,5 m ułożonego ze spadkiem  $i=1\%$ , zakończonego umocnionym wylotem z klapą zwrotną Dn 2000. Następnie woda poprzez istniejący rów w międzywał odprowadzana będzie do koryta rzeki Wisły. Przejście rurociągu pod wałem Wiślanym należy wykonać metodą mikrotunelingu lub przewiertu. Na czas robót związanych z wykonaniem śluzy wałowej w obszarze międzywała należy wykonać grodzę, uniemożliwiającą przedostanie się wód wezbraniowych z koryta rzeki Wisły do stawu Rontok.

Zadaniem projektowej śluzy jest szybkie odprowadzenie dopływających do zbiornika Rontok wód Potoku Goczałkowickiego, a tym samym utrzymywanie przez odpowiednio długi czas normalnego poziomu piętrzenia w zbiorniku Rontok Mały. Jak wynika z analizy rozkładu historycznych opadów na omawianym terenie taka sytuacja może trwać przez około 2 doby. Po upływie tego czasu następuje podniesienie się poziomu wody w korycie rzeki Wisły na skutek

zwiększenia zrzutów wody ze Zbiornika Goczałkowickiego lub większych przyborów wody w Hłownicy, następuje automatyczne zamknięcie kłapy zwrotnej, co spowoduje przerwanie pracy śluzy. Od tego momentu Zbiornik Rotok staje się zbiornikiem bezodpływowym do czasu ustąpienia wezbrania. Wznowienie pracy śluzy wałowej następuje automatycznie po obniżeniu się poziomu wody w korycie rzeki Wisły. Objętość rezerwy powodziowej w zbiorniku Rontok Mały przy pracy nowej śluzy wałowej jest wystarczająca na przyjęcie wezbrania wygenerowanego przez opad porównywalny do majowego z 2010 r. Dla zapewnienia dojścia od strony korony wału do przyczółków wlotowego i wylotowego zostaną wykonane schody skarpowe typ: Sch-2. Przed przystąpieniem do wykonywania budowy nowej śluzy należy wykonać roboty ziemne związane z budową tymczasowego wału od strony Wisły.

### **7.3. Wytyczne do modernizacji pompowni melioracyjnej przy zbiorniku Rontok Mały**

#### **7.3.1. Opis stanu istniejącego**

Pompownia melioracyjna przy ulicy Stawowej została wykonana w roku 1976, natomiast w roku 1997 został wykonany jej remont. Pompownia zlokalizowana jest w centrum osiadań przy ujściu potoku Goczałkowickiego do zbiornika Rontok Mały. Budynek pompowni 6,42 x 12,42 m posadowiony jest na monolitycznej symetryczno-krzyżowo zbrojonej płycie. Konstrukcja budynku jest wykonana z cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Zadaniem pompowni jest odwodnienie terenów depresyjnych, powstałych na skutek szkód górniczych.



Fot.1. Widok na teren pompowni wód gruntowych

Na Fot.1. teren w rejonie pompowni wód gruntowych przy ul. Stawowej z widocznym słupem WN dla zasilania pompowni.

W skład pompowni wchodzi następujące obiekty:

- ⇒ budynek pompowni wraz z wyposażeniem,
- ⇒ komora czerpna,
- ⇒ zbiornik wyrównawczy,
- ⇒ kolektor grawitacyjny łączący zbiornik wyrównawczy z komorą czerpną,
- ⇒ kolektor tłoczny do zbiornika buforowego,
- ⇒ rurociąg doprowadzający wody z Wydymacza (zbiornika przy pompowni),
- ⇒ rurociąg doprowadzający wody z rowu opaskowego lewego obwałowania potoku Goczałkowickiego.

Pompownia wyposażona jest w:

- ⇒ 3 pompy HL300 o wałach poziomych do odwadniania niecki,
- ⇒ 1 pompa o wale poziomym do tłoczenia wody do zbiornika buforowego,
- ⇒ 3 pompy próżniowe do zalewania wirników pomp głównych,
- ⇒ silniki wraz z instalacją elektryczną.

Całkowity wydatek pompowni wynosi 590 l/s.

Parametry pomp:

Wydatek od 240 do 720 m<sup>3</sup>/h

Wysokość podnoszenia od 20 do 10,5 m

Wysokość ssania 4 m

Moc instalowana 30 kW.

Według informacji KWK „Brzeszcze – Silesia” z dnia 10.12 2009 r.: „Silne zużycie pomp nie pozwala na uzyskanie pełnej wydajności zainstalowanych pomp”. Na Fot. 2. pokazano stan zewnętrzny pomp w dniu 19.08.2010 r.





Fot. 2. Zespół pompy w pompowni wód gruntowych

Na Fot. 3. pokazano stan obecny części rurociągów tłocznych.



Fot. 3. Rurociąg tłoczny

Należy zaznaczyć, że pompownia w trakcie powodzi w maju/czerwcu 2010 została całkowicie zalana (do wysokości suwnicy) i pracuje obecnie na zasilaniu prowizorycznym.

Zasilanie pompowni jest jednostronne ze stacji transformatorowej (patrz Fot.1.), umieszczonej ok. 1,0 m ponad terenem. Każde zalanie terenu przy pompowni stwarza konieczność wyłączenia zasilania, czyli wyłączenia pracy pomp. Skrzynkę zasilającą pokazano na Fot. 4.



Fot. 4. Skrzynka zasilająca pompownię DK-1 (na ścianie pompowni melioracyjnej)

### 7.3.2. Program modernizacji

Mając do dyspozycji niewielki zasób informacji technicznych na temat parametrów pompowni wód gruntowych (takich jak: wydajności pomp i ich wysokości podnoszenia) oraz bazując jedynie na szczegółowej wizji terenowej przeprowadzonej w dniu 19.08.2010 można stwierdzić z pełną odpowiedzialnością, że *pompownia wód gruntowych, w obecnym stanie technicznym jej wyposażenia, nie powinna już pracować*. Po kilku zalaniach budynku pompowni, należałoby również wykonać ekspertyzę, określającą stan techniczny jej murów pod kątem możliwości przystosowania go do dalszej pracy przy zmianie wyposażenia.

Na tym etapie rozważania, można wskazać następujące sposoby poprawienia skuteczności odwodnienia terenów depresyjnych w rejonie zbiornika Rontok Mały:

1. Usunięcie całości układu pompowego (pompy + rurociągi ssawne i tłoczne).
2. Wykonanie szczegółowej inwentaryzacji i sprawdzenie stanu technicznego układu rurociągów doprowadzających i odprowadzających (grawitacyjnych i tłocznych) wodę do i z pompowni.
3. Ustalenie ilości wody dopływającej do pompowni (wód opadowych ze zlewni i wód drenażowych).
4. Wykonanie koncepcji technicznej nowej pompowni, wyposażonej w pompy pionowe o wydatku na obliczone ilości wody dopływającej do pompowni i koniecznej wysokości podnoszenia.
5. Przebudowa budynku pompowni (o ile wspomniana wyżej ekspertyza na to pozwoli) na trzykondygnacyjny: kondygnacja podziemna (komora czerpna) i dwie nadziemne: hala armatur i hala silników. Hala silników z zasilaniem usytuowana musi być na rzędnej powyżej maksymalnego poziomu zwierciadła wody, jaki może się zdarzyć na terenie przy pompowni. Zapewni to możliwość ciągłej pracy, nawet przy zalaniu terenu do maksymalnej wysokości.
6. Wykonanie kładki z korony lewego wału potoku Goczałkowickiego (lub wału zbiornika Rontok)

umożliwiającej dojście do budynku pompowni na wysokości hali silników.

7. Wykonanie całkowicie nowego zasilania energetycznego pompowni, zabezpieczającego dostarczanie energii niezależnie od poziomu wody na odwadnianym terenie. Sposób zasilania pompowni oraz wybór układu sieci wysokiego i niskiego napięcia w pompowni uzależnione są od kategorii ważności oraz stopnia niezawodności jej działania, sposobu eksploatacji i kosztów budowy. Pompownie, ze względu na skutki jakie powodują przerwy w ich pracy, mogą być zaliczane do I lub II kategorii odbiorników energetycznych.

Odbiorniki I kategorii to te, których przerwa w pracy może stanowić niebezpieczeństwo dla obsługi i spowodować duże straty materialne. Przedmiotową pompownię wody gruntowej zaliczyć zatem należy do I kategorii, które muszą posiadać zasilanie z dwóch niezależnych źródeł energii elektrycznej.

## **7.4. Wytyczne do modernizacji pompowni melioracyjnej DK1**

### **7.4.1. Opis stanu istniejącego**

Pompownia DK1 jest nową pompownią wybudowaną w roku 2001. Jej zadaniem jest odprowadzanie wody ze zbiornika Rontok Mały do międzywala rzeki Wisły. Pompownia DK1 jest obecnie zasilana z rozdzielni położonej w rejonie pompowni melioracyjnej przy ulicy Stawowej.

Pompownia DK1 została wybudowana jako studnia podterenowa o średnicy Dn 6,0 m i głębokości 7,0 m. W studni zanurzone są 3 pompy pionowe o wydajności  $Q = 0,12 \text{ m}^3/\text{s}$  (2 pompy pracujące +1 rezerwowa).

W skład obiektów pompowni wchodzi również:

- ⇒ pomieszczenie rozdzielni,
- ⇒ belka montażowa,
- ⇒ ujęcie wody z komorą krat,
- ⇒ wylot rurociągu tłocznego do międzywala rzeki Wisły,
- ⇒ wiata nad agregatem prądotwórczym.

Pompownia pracuje automatycznie i jest wyposażona dodatkowo w spalinowy agregat prądotwórczy, który w razie braku zasilania elektrycznego, jest zapasowym źródłem zasilania.

Pompownia jest w dobrym stanie technicznym. Podstawowym mankamentem, utrudniającym prawidłową pracę tej pompowni jest zasilanie energetyczne, bowiem jest ono realizowane z tej samej, wadliwie usytuowanej skrzynki przy pompowni wód gruntowych (patrz Fot. 4.).

### **7.4.2. Program modernizacji**

Dla pompowni DK1 należy wykonać całkowicie nowe zasilanie energetyczne, które umożliwi dostarczanie energii niezależnie od poziomu wody na odwadnianym terenie. Sposób

zasilania pompowni oraz wybór układu sieci wysokiego i niskiego napięcia w pompowni uzależnione są od kategorii ważności oraz stopnia niezawodności jej działania, sposobu eksploatacji i kosztów budowy. Pompownie, ze względu na skutki jakie powodują przerwy w ich pracy, mogą być zaliczane do I lub II kategorii odbiorników energetycznych.

Odbiorniki I kategorii to te, których przerwa w pracy może stanowić niebezpieczeństwo dla obsługi i spowodować duże straty materialne. Przedmiotową pompownię DK1 zaliczono zatem do I kategorii, które muszą posiadać zasilanie z dwóch niezależnych źródeł energii elektrycznej.

### 7.5. Wytyczne do modernizacji śluzy wałowej zbiornika Rontok Duży

Śluza wałowa pomiędzy zbiornikiem Rontok Duży a międzywalem Wisły (poza granicami Gminy Goczałkowice) powinna być jak najszybciej wyremontowana, ponieważ stanowi zagrożenie powodziowe dla Gminy Goczałkowice. Stan techniczny grozi przelaniem się wody z międzywala Wisły do terenów na zawalu przy większych wezbraniach. Śluza nie była modernizowana, ani konserwowana od wielu lat i można uznać, że jest niesprawna i zagraża poważnie bezpieczeństwu przeciwpowodziowemu Gminy. Śluza leży poza granicami administracyjnymi Gminy Goczałkowice, ale jej nieodpowiedni stan stwarza poważne zagrożenie powodziowe dla gminy.



Fot. 5. Wylot z klapą zwrotną Zbiornika Rontok Duży

Modernizacja śluzy wymaga dużych nakładów modernizacyjnych, a następnie bieżącej konserwacji.

Zakres prac modernizacyjnych powinien obejmować:

- remont wyposażenia technologicznego,
- uszczelnienie przewodu spustowego śluzy,

- umocnienie wlotu do śluzy oraz niecki wypadowej materacami gabionowymi,
- reprofilację wierzchniej warstwy betonowej przyczółka i skrzydełek, ścian czołowych, przewodu spustowego śluzy,
- remont wyposażenia technologicznego - zabezpieczenie antykorozyjne elementów stalowych, naprawa rys i pęknięć ścian czołowych,
- zabezpieczenie skarpy przed niszczącym działaniem zwierząt, darniowanie skarp na płask,
- Wymianę elementów ruchomych kłapy zwrotnej,
- Wykonanie schodów wałowych do wylotu śluzy.

Na czas modernizacji niezbędne jest wykonanie grodzy tymczasowej w międzywałiu Małej Wisły, a korona wału tymczasowego powinna być wzniesiona co najmniej 1 m powyżej wody  $Q_{\max 20\%}$ .

### **7.6. Wytyczne do instalowania aparatury kontrolno-pomiarowej**

Doświadczenie wielkich wezbrań powodziowych z lat 2009 i 2010 uwidoczniło jak ważna jest odpowiednio zainstalowana prosta, klasyczna aparatura kontrolno-pomiarowa. Proponuje się, aby zainstalować łaty wodowskazowe o identycznym „0” pomiarowym, wyskalowane w lokalnym układzie współrzędnych dla Goczałkowic (np. układ 1992). Nowe łaty powinny być zainstalowane w następujących miejscach:

- Zbiornik wyrównawczy przy ujęciu do pompowni Melioracyjnej (od strony złoża Borowiny),
- Wlot potoku Goczałkowickiego do zbiornika Rontok Mały (w miejscu istniejącej łaty),
- Zbiornik Rontok Mały przy wlocie do pompowni DK-1 (w miejscu istniejącej łaty),
- Międzywale Małej Wisły przy istniejącej śluzie wałowej,
- Komora wlotowa istniejącej śluzy wałowej od strony kanału doprowadzającego,
- Komora wlotowa zbiornika Rontok Duży.

Instalacja nowych łat wodowskazowych pozwoli na precyzyjne rozeznanie warunków wodnych w terenie podczas akcji przeciwpowodziowej, zobrazuje zmiany w czasie i ograniczy błędne decyzje z zakresu gospodarki wodnej podczas powodzi.



Fot. 6. Tymczasowa lata wodowskazowa terenów zalewowych przy pompowni melioracyjnej, w tle stacja trafo zasilająca obie przepompownie

## 7.7. Wytyczne do modernizacji wału zbiornika retencyjnego Rontok Mały

### 7.7.1. Opis stanu istniejącego

Korpus wału przeciwpowodziowego zbiornika Rontok Mały chroniący tereny gminy od strony złóż Borowiny oraz zbiornika wyrównawczego Wydymacz usypany był z materiału odpadowego z kopalni Silesia tj. ze skały płonej.

Parametry wału:

- szerokość korony 2-3 m,
- nachylenie skarp około 1:2 ( nachylenie takie same na skarpie odpowietrzanej i odwodnej),
- wysokość maksymalna od stopy wału wynosi 5,65 m.

Dla kontroli stanu wału wykonano dwa odwierty geotechniczne z korony wału w miejscu gdzie budowla jest najwyższa. Odwierty wykonane były do głębokości 10 m. Profile geologiczne przedstawiono jako załączniki do niniejszej dokumentacji. Nasyp statyczny wału zbudowany jest z łupków ilastych i łupków ilasto węglowych posadowionych na piasku zaglinionym . Stopień zagęszczenia nasypu statycznego od 0.4 do 0.45 . Od północnej strony zbiornika Rontok Mały na odcinku 500 mb korona wału jest zaniżona do rzędnej 241,74 m n.p.m., co doprowadziło do przelania się wód ponad koroną wału.

### 7.7.2. Program modernizacji

Wał przeciwpowodziowy jest konstrukcją inżynierską, która musi spełniać dwa podstawowe warunki: utrzymać spiętrzoną wodę i mieć ograniczoną przesiąkliwość przez korpus wału i przez

podłoże pod wałem. Od rodzaju gruntu użytego do budowy wału zależy jego przepuszczalność i stromość skarp. Iły i gliny zwięzłe charakteryzują się małą przepuszczalnością, ale uformowanie z nich zwartej bryły wału jest praktycznie niemożliwe. Do budowy wałów, które nie mają elementów szczelnych, najlepiej nadają się grunty piaszczysto-gliniaste lub żwirowo-gliniaste, zawierające 6-20% frakcji pyłowej, charakteryzujące się kątem tarcia wewnętrznego  $f > 25\%$ , wskaźnikiem różnoziarnistości  $U > 60$  i współczynnikiem filtracji  $k < 10^{-2}$  m/s. Wał przeciwpowodziowy składa się z korpusu wału zwieńczonego u góry koroną wału, skarp odwodnej i odpowietrznej, stopy wału i ewentualnie ławki górnej, rzadziej dolnej.

Korona wału ma zadanie komunikacyjne podczas powodzi np. w celu dodatkowego i natychmiastowego umacniania wału na zagrożonym odcinku. Powinna mieć szerokość nie mniejszą niż 3,0 m. Wysokość wzniesienia korony wału jest uzależniona od klasy wału, która uzależnia to przed jakim przepływem ma chronić dany wał. Stopień zagęszczenia wału Rontoka jest niewystarczający i wynosi  $I_s = 0,4$ , przy wymaganiach jakie stawiają Polskie Normy  $I_s = 0,92$ . Tego stanu rzeczy nie da się już zmienić.

W celu wykorzystania potencjalnych możliwości piętrzenia wody w zbiorniku retencyjnym Rontok, a tym samym zwiększenia jego rezerwy powodziowej należy dokonać modernizacji północnego fragmentu wału zbiornika Rontok. Wysokość korony istniejącego wału na omawianym odcinku wynosi ok. 241,70 m n.p.m. Wysokość tę należy podnieść do rzędnej 242,50 m n.p.m., która to jest większa o 1 m od przewidywanego maksymalnego poziomu piętrzenia wynoszącego 241,50 m n.p.m. W celu zmniejszenia możliwości przesiąknięcia wału, a tym samym zwiększenia jego stateczności należy na omawianym fragmencie wału zmienić jego ukształtowanie poprzez wykonanie skarp o nachyleniu do 1:2 (tam gdzie jest mniej), a w miejscu gdzie zlokalizowano przecieki dobudować nasyp z ławeczką z gruntów przepuszczalnych. Miejscem najbardziej narażonym na przesiąki jest rejon Rybaczówki.

## **7.8. Wytyczne do modernizacji koryta potoku Goczalkowickiego**

W celu zapewnienia swobodnego przepływu wód w korycie Potoku Goczalkowickiego należy przeprowadzić jego regulację polegającą na wyrównaniu lokalnych zmian spadków koryta oraz zwiększeniu przekroju koryta. W opracowaniu zaproponowano wykonanie prostokątnego żłobu żelbetowego z gotowych prefabrykatów o wysokości 1,5 m i szerokości od 2 do 3 m.

Istniejące obiekty – przepusty należy rozebrać ponieważ powodują one lokalne zawężenia koryta, a tym samym znacznie zmniejszają jego przepustowość.

Proponuje się zastąpienie rozebranych przepustów lokalnymi przykryciami żłobu, które nie powodują zmian w hydraulice przepływu wody w ich obrębie. Prefabrykaty powinny mieć kształt prostokąta, który jest kształtem optymalnym zwłaszcza w mocno zurbanizowanym terenie.

## 8. Wytyczne do opracowania operatów wodno prawnych

Zgodnie z ustawą Prawo Wodne (Dz. U. Nr 115 poz. 1229 z 2001 r. z późn. zm), na wykonanie wszystkich tych urządzeń wodnych wymagane jest uzyskanie decyzji administracyjnej – pozwolenia wodnoprawnego. Natomiast dla urządzeń, jak zbiornik retencyjny oraz pompownie melioracyjne wymagane jest uzyskanie pozwolenia wodnoprawnego na eksploatację, zatwierdzające jednocześnie instrukcję gospodarowania wodą. Do uzyskania stosownych pozwoleń wodnoprawnych zobowiązany jest właściciel danego urządzenia wodnego. Większość urządzeń wodnych na terenie Gminy była wykonana w okresie, kiedy takie dokumenty nie były wymagane. Wyjątek stanowi pompownia melioracyjna DK-1 która powstała w 2001 roku w ramach usuwania skutków z powodzi z 1997 r. Instrukcja gospodarowania wodą, jako opracowanie stanowiące podstawę do określenia sposobu gospodarowania wodą w wypadku korzystania z wody za pomocą urządzeń do jej piętrzenia, funkcjonowała już we wcześniejszej ustawie Prawo Wodne. Nie była ona jednak obligatoryjna, a o potrzebie jej opracowania decydował organ właściwy do wydania pozwolenia wodno prawnego. Przepis art. 131 ust. 2a ustawy z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo Wodne (tekst jednolity Dz U z 2005 r. nr 239, poz. 2019 wraz z późn. zm.) przewiduje, że ***do wniosku o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na piętrzenie wód powierzchniowych lub na zależne od siebie korzystanie z wód przez kilka zakładów dołącza się projekt instrukcji gospodarowania wodą, zawierający opis sposobu gospodarowania wodą i zaspokojenia potrzeb wszystkich użytkowników, odnoszących korzyści z urządzenia wodnego, którego dotyczy instrukcja.***

Przepis art. 131 Prawa wodnego przewiduje, że instrukcja gospodarowania wodą jest wymagana przy pozwoleniach wodnoprawnych na:

- 1) piętrzenie wód powierzchniowych,
- 2) zależne od siebie korzystanie z wód.

Dodatkowo należy zwrócić uwagę, że wody zgromadzone w różnego rodzaju wyrobiskach, które po zakończeniu eksploatacji zasobu zostały napełnione wodami podsiąkowymi bądź spływami wód opadowych, jeśli nie są powiązane z wodami płynącymi, to fizycznie nie mogą być piętrzone. Dla takich wód można określić rzędną zwierciadła wody, ale nie rzędną piętrzenia, w związku z czym dla nich również nie ma potrzeby opracowywania instrukcji gospodarowania wodą na piętrzenie wód powierzchniowych. Taki stan dotyczy ustalenia poziomu zwierciadła wody na złożu Borowiny i Wydymaczu. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 17 sierpnia 2006 r. w sprawie zakresu instrukcji gospodarowania wodą, wydane na podstawie przepisu art. 132 ust. 10 Prawa wodnego, weszło w życie 7 września 2006 r. i od tego czasu obowiązuje w odniesieniu do nowych wniosków o udzielenie pozwolenia wodnoprawnego i zatwierdzenie instrukcji. Przy modernizacji pompowni Melioracyjnej i DK-1 taka instrukcja będzie wymagana.



W myśl przepisu art. 131 Prawa Wodnego projekt instrukcji dołącza się do wniosku o wydanie pozwolenia wodno prawnego na tych samych zasadach co i operat wodnoprawny, musi więc go dołączyć ten zakład, który składa wniosek o uzyskanie pozwolenia wodnoprawnego. Stosownie do przepisu art. 131 ust. 5 koszty opracowania projektu instrukcji gospodarowania wodą ponoszą:

- podmioty odnoszące korzyści z urządzenia wodnego, którego dotyczy instrukcja proporcjonalnie do odnoszonych korzyści,
- podmioty, których korzystanie z wody lub urządzenia wodnego wymaga dokonania zmiany instrukcji.

Obecnie zbiornik Rontok Mały stanowi zbiornik retencyjny dla przyjęcia wód opadowych z terenu Gminy, z uwagi na fakt, że wpływa do niego główny odbiornik wód deszczowych z terenu jakim jest potok Goczałkowicki. Brak możliwości grawitacyjnego odprowadzenia wód do Wisły związany jest ze szkodami górniczymi na, które narażona jest Gmina. Zbiornik stanowi również miejsce hodowli ryb i amatorskiego wędkowania. Wody potoku Goczałkowickiego to wody płynące będące własnością Skarbu Państwa.

Należy zwrócić uwagę, że zawarty w art. 10 ust. 1a Prawa Wodnego przepis stanowiący, że śródlądowe wody powierzchniowe płynące stanowią własność Skarbu Państwa nie oznacza, że urządzenia wodne zlokalizowane na tych wodach również stanowią własność Skarbu Państwa, a w konsekwencji tego, że na Skarbie Państwa spoczywa obowiązek opracowania Instrukcji gospodarowania wodą. Urządzenia wodne stanowią własność tego podmiotu, który je wybudował lub nabył w innym trybie, i obowiązek opracowania instrukcji spoczywa na właścicielu lub użytkowniku urządzenia wodnego, ubiegającym się o pozwolenie wodnoprawne.

Stronami w postępowaniu administracyjnym, zatwierdzającym instrukcję gospodarowania wodą zapewne będą:

- Administrator zbiornika Rontok Mały – w imieniu Skarbu Państwa Starosta Pszczyński,
- Użytkownik Zbiornika – Stowarzyszenie Wędkarskie RONTOK,
- Administrator pompowni odwadniających i wału Rontoka jako budowli piętrzącej – KW S.A. KWK Silesia,
- Administrator nowoprojektowanej śluzy wałowej w lewym wale Małej Wisły o średnicy 2000 mm - Wójt Gminy Goczałkowice,
- Administrator potoku Goczałkowickiego i lewego wału Małej Wisły – Śląski Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych,
- Administrator Małej Wisły - Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Gliwicach,

Niezbędnym jest opracowanie Instrukcji Gospodarowania Wodą dla zbiornika Rontok Mały

według następujących założeń:

- a) *Jest wielu użytkowników urządzeń wodnych mających wpływ na gospodarkę wodną zbiornika.*
- b) *Normalny Poziom Piętrzenia, którego nie wolno przekroczyć w okresie normalnej eksploatacji należy przyjąć 239,50 m n.p.m..*
- c) *Maksymalny Poziom Piętrzenia w okresie wezbrań powodziowych ustala się na rzędnej 241,50 m n.p.m..*
- d) *Różnicę pojemności pomiędzy NPP a Max PP należy traktować jako rezerwę powodziową, której objętość wynosi 363 553 m<sup>3</sup>.*
- e) *Instrukcja gospodarowania wodą musi być zintegrowana z instrukcją eksploatacji pompowni DK-1, ponieważ poziom wody w zbiorniku zależny jest od pracy tej pompowni, jak również istniejącego upustu grawitacyjnego śr 600 mm zlokalizowanego we wschodniej części zbiornika.*
- f) *Dodatkowym urządzeniem wodnym, które będzie miało wpływ na funkcjonowanie zbiornika Rontok Mały będzie nowoprojektowana śluza wałowa w lewym wale Małej Wisły o średnicy 2000 mm służącą do dokonywania zrzutów wyprzedających (w sposób automatyczny) bezpośrednio do międzywala Wisły.*
- g) *Wielkość wód miarodajnych i kontrolnych do instrukcji gospodarowania wodą należy przyjąć z niniejszego opracowania.*

Ponadto instrukcja gospodarowania wodą powinna zawierać opisy następujących zagadnień:

- a) Wyszczególnienie zadań stawu rekreacyjnego,
- b) Podstawowe informacje dotyczące stawu rekreacyjnego,
- c) Poziomy piętrzenia i okresy,
- d) Pojemności zbiornika,
- e) Przepływy miarodajne,
- f) Dopuszczalne prędkości obniżania i podwyższania poziomów wody,
- g) Maksymalną przepustowość zastawek,
- h) Zagrożenia i uwarunkowania w gospodarowaniu wodą,
- i) Sposób gospodarowania wodą w normalnych warunkach użytkowania,
- j) Sposób gospodarowania wodą w okresie powodzi,
- k) Opis sieci obserwacyjno-pomiarowej,
- l) Wykaz urządzeń pomiarowych,

- m) Określenie podstawowych czynności związanych z gospodarowaniem wodą i osób odpowiedzialnych za ich wykonywanie,
- n) Określenie trybu powiadamiania o niebezpiecznych zjawiskach, będących skutkiem sytuacji hydrometeorologicznych.

Dla modernizowanych lub planowanych do wykonania urządzeń wodnych takich jak:

- modernizowane pompownie melioracyjne,
- modernizację wału Rontoka,
- nowoprojektowana śluzę wałową w lewym wale Wisły,
- most ramowy nad potokiem Goczałkowickim w ciągu ulicy Stawowej,
- regulację potoku Goczałkowickiego powyżej drogi krajowej DK-1,
- modernizację istniejących śluz wałowych w lewym wale Wisły

konieczne jest uzyskanie pozwoleń wodnoprawnych na wykonanie lub modernizację tych urządzeń. Podstawę do sporządzenia operatów stanowić będzie niniejsze opracowanie oraz projekty budowlane na wykonanie robót budowlanych przy modernizacji oraz budowie nowych obiektów (regulacja, nowa śluza, most ramowy).

Ponadto operaty powinny zawierać:

- 1) oznaczenie zakładu ubiegającego się o wydanie pozwolenia, jego siedziby i adresu,
- 2) wyszczególnienie:
  - a) celu i zakresu zamierzonego korzystania z wód,
  - b) rodzaju urządzeń pomiarowych oraz znaków żeglugowych,
  - c) stanu prawnego nieruchomości usytuowanych w zasięgu oddziaływania zamierzonego korzystania z wód lub planowanych do wykonania urządzeń wodnych, z podaniem siedzib i adresów ich właścicieli,
  - d) obowiązków ubiegającego się o wydanie pozwolenia w stosunku do osób trzecich,
- 3) charakterystykę wód objętych pozwoleniem wodnoprawnym,
- 4) ustalenia wynikające z warunków korzystania z wód regionu wodnego,
- 5) określenie wpływu gospodarki wodnej zakładu na wody powierzchniowe oraz podziemne,
- 6) planowany okres rozruchu i sposób postępowania w przypadku rozruchu, zatrzymania działalności bądź wystąpienia awarii lub uszkodzenia urządzeń pomiarowych oraz rozmiar, warunki korzystania z wód i urządzeń wodnych w tych sytuacjach,
- 7) informację o formach ochrony przyrody utworzonych lub ustanowionych na podstawie ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o ochronie przyrody, występujących w zasięgu oddziaływania zamierzonego korzystania z wód lub planowanych do wykonania urządzeń wodnych

oraz w części graficznej:

- 1) plan urządzeń wodnych i zasięg oddziaływania zamierzonego korzystania z wód lub planowanych do wykonania urządzeń wodnych, z oznaczeniem nieruchomości wraz z ich powierzchnią, naniesiony na mapę sytuacyjno-wysokościową terenu,
- 2) zasadnicze przekroje podłużne i poprzeczne urządzeń wodnych oraz koryt wody płynącej w zasięgu oddziaływania tych urządzeń,
- 3) schemat funkcjonalny lub technologiczny urządzeń wodnych.

## 9. Podsumowanie i wnioski

1. Wał piętrzący wody zbiornika Rontok jest usypany z łupków ilastych, po dokonaniu odwiertów kontrolnych można stwierdzić że stopień zagęszczenia nie odpowiada wymogom jakie stawia się wałom tej klasy i wynosi  $I_s=0,35-0,4$ . Wartość ta powinna wynosić (normatywy WTWiO)  $I_s \min=0,92$ . Od północnej strony wału Rontoka wały są za niskie o 70 cm. Poprawa zagęszczenia nasypu statecznego wału jest z technicznego punktu widzenia niewykonalna. Konieczne jest dosypanie półki (przypery) od strony odpowietrznej z materiałów przepuszczalnych. Wał Wisły modernizowany po powodzi z 1997 powinien być naprawiony w okolicach pompowni DK-1. Podczas ostatniej powodzi uszkodzone zostały płyty na skapie odwodnej przy wylocie kolektora od pompowni DK-1. Konieczne jest też uszczelnienie wału na odcinku 200 m gdzie zlokalizowano przesiąki.
2. Istniejąca śluza wałowa w lewym Wale Wisły wymaga gruntownej modernizacji. Konieczna jest instalacja klapy zwrotnej z przeciwwagą dla ograniczenia ingerencji w prace urządzenia osób trzecich.
3. Obecnie jedynym rozwiązaniem umożliwiającym odprowadzenie grawitacyjne wód zbiornika Rontok Mały jest śluza dn500 z odprowadzeniem do jaru przy wlocie do śluzy wałowej Wisły. To rozwiązanie nie daje możliwości odprowadzenia wód podczas wezbrań wywołanych nawet lokalnym opadem. Dla rozwiązania długotrwałego tego problemu zaproponowano wykonanie nowej śluzy wałowej dn2000 zlokalizowanej w lewym wale Wisły około 100 m powyżej istniejącej śluzy.
4. Przepompownia melioracyjna praktycznie nie nadaje się remontu. Powinien powstać nowy projekt budowlany na to przedsięwzięcie. Odprowadzenie wód pompowni jak to ma obecnie miejsce do zbiornika Rontok Duży jest bezzasadne. Pompownia powinna odprowadzać wody bezpośrednio do międzywala Wisły, jak to ma miejsce w przypadku pompowni DK-1. Z uwagi na lokalizację pompowni konieczne jest zaprojektowanie pompowni zatapialnej o wydatku conajmniej  $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$  z dwustronnym zasilaniem, które będzie uwzględniało fakt, że teren pompowni to teren o dużym ryzyku zatopienia.

5. Doświadczenie wielkich wezbrań powodziowych z lat 2009 i 2010 uwidocznilo, jak ważna jest odpowiednio zainstalowana prosta aparatura kontrolno pomiarowa. Proponuje się aby zainstalować łaty wodowskazowe o identycznym „0” pomiarowym wyskalowane w lokalnym układzie współrzędnych dla Goczałkowic (np. układ 1992).
6. Zasilanie pompowni DK-1 powinno być natychmiast zmodernizowane . Dotychczasowe rozwiązania techniczne zasilania nie gwarantuje skuteczności przy jakichkolwiek większych opadach.
7. Analogiczny problem występuje przy pompowni ścieków przy DK-1, skrzynka rozdzielcza jest najniżej położonym elementem wyposażenia obiektu i przy każdych opadach pompownia pozbawiona jest zasilania.
8. Niezbędnym jest opracowanie Instrukcji Gospodarowania Wodą dla zbiornika Rontok Mały w powiązaniu z pracą pompowni i przepustów.
9. Grobla usytuowana w północnej części zbiornika Rontok Mały chroni tereny złóż Borowiny oraz zabudowań przez zalaniem od strony istniejącej śluzy w wale Wisły. Po modernizacji śluzy wałowej grobla powinna natychmiast być rozebrana, ponieważ obecnie działa jak kierownica wód do pompowni melioracyjnej i nie pozwala na grawitacyjne odprowadzenie wód z terenów złóż Borowiny bezpośrednio do Wisły.
10. Śluza wałowa pomiędzy zbiornikiem Rontok Duży a międzywalem Wisły (poza granicami Gminy Goczałkowice) powinna być jak najszybciej wyremontowana, ponieważ stanowi zagrożenie powodziowe dla Gminy. Stan techniczny grozi przelaniem się wody z międzywala Wisły do terenów na zawalu przy większych wezbraniach. Śluza nie była modernizowana od kilkudziesięciu lat i można uznać, że jest niesprawna i zagraża poważnie bezpieczeństwu przeciwpowodziowemu Gminy.
11. Przepust okularowy pod drogą krajową DK-1 (w zarządzie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad) ma wystarczającą przepustowość do przepuszczenia wód o prawdopodobieństwie przewyższenia 1%.
12. Przepust drogowy na potoku Goczałkowickim w ciągu ul. Stawowej będący w zarządzie Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach ma niewystarczający wydatek i powinien być zastąpiony nową konstrukcją.
13. Teren lokalnej depresji w rejonie ul. Dębowej i Letniej powinien zostać odpowiednio zagospodarowany.
14. Na zalanie drogi DK-1, złóż Borowiny, oraz okolic ul. Dębowej wpłynęły jednocześnie następujące czynniki:
  - a. Zalanie stacji trafo zasilającej obie pompownie DK-1 i melioracyjną wyłączające skutecznie te obiekty z eksploatacji.

- b. Uszkodzona zasuwa (brak desek) służy wałowej w wale Wisły i przelanie się wody z międzywał Wisły w kierunku wsi, przelanie się również od północnej strony do stawu Rontok Mały.
  - c. Duży dopływ do zbiornika Rontok z potoku Goczałkowickiego i brak możliwości grawitacyjnego odprowadzenia wód do międzywał Wisły.
  - d. Wysoki poziom wody w Wiśle.
15. Poza punktem d. na który nie mamy wpływu pozostałe elementy można poprawić na tyle, aby skutecznie poprawić bezpieczeństwo przeciwpowodziowe gminy Goczałkowice.
16. Analizy potwierdzają, że przy prawidłowej gospodarce wodnej w rejonie zbiornika Rontok Mały cała objętość wody, pochodząca ze spływów powierzchniowych z terenu Goczałkowic może zostać bezpiecznie odprowadzona do Wisły poprzez zbiornik.