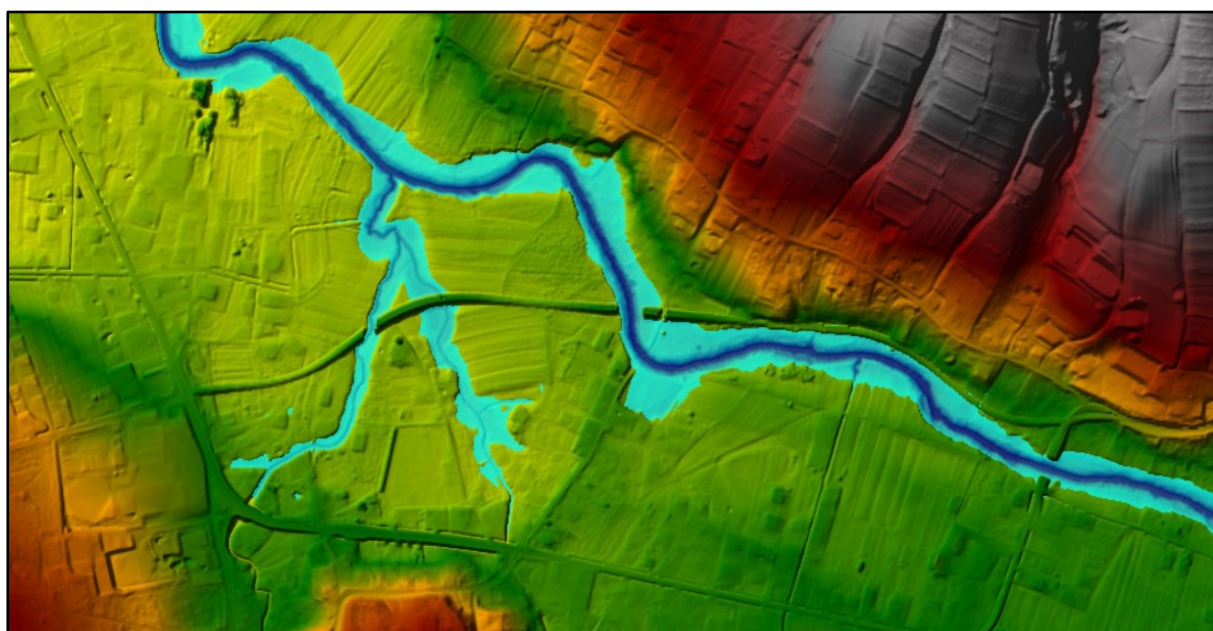


## **OBLICZENIA HYDROLOGICZNO - HYDRAULICZNE**

**Opracowanie koncepcji projektowej i opinii geotechnicznej dla zadania polegającego na budowie nowego odcinka drogi wojewódzkiej nr 878 Stobierna - Rzeszów - Dylągówka od m. Tyczyn do m. Kielnarowa wraz z niezbędną infrastrukturą, budowlami i urządzeniami budowlanymi, w ramach zadania pn.: „Przebudowa/rozbudowa dróg wojewódzkich Nr 878 na odc. Tyczyn – Dylągówka, nr 877 na odc. Dylągówka – Szklary oraz Nr 835 na odc. Szklary – Dynów”**



ZAMAWIAJĄCY:

**PODKARPACKI ZARZĄD DRÓG WOJEWÓDZKICJ**  
ul. Boya Żeleńskiego 19a, 35-105 Rzeszów

AUTORZY OPRACOWANIA

<i>Lp.</i>	<i>Imię i nazwisko Nr uprawnień</i>	<i>Branża</i>	<i>Podpis</i>
	<b>mgr inż. Damian KALETA</b> PDK/0155/POOM/07	Mostowa	

Rzeszów, lipiec 2020 r.

**SPIS TREŚCI:**

<b>1</b>	<b>WSTĘP .....</b>	<b>3</b>
1.1	Podstawa opracowania .....	3
1.2	Przedmiot opracowania .....	3
1.3	Cel i zakres opracowania .....	4
<b>2</b>	<b>MODEL HYDROLOGICZNY .....</b>	<b>4</b>
2.1	Zlewnia niekontrolowana .....	4
2.1.1	Założenia przyjęte do modelu hydrologicznego .....	4
2.1.2	Model opadu efektywnego .....	6
2.1.3	Model odpływu .....	9
2.1.4	Wyniki obliczeń hydrologicznych zlewni niekontrolowanej .....	11
2.1.5	Przepływ średni roczny w zlewni niekontrolowanej .....	14
2.1.6	Sprawdzenie charakteru cieku wg Rozporządzenia [4] .....	14
<b>3</b>	<b>MODEL HYDRAULICZNY .....</b>	<b>15</b>
3.1	Założenia przyjęte do modelu hydraulicznego .....	15
3.2	Przekrój niezabudowany .....	16
3.2.1	Warunki przepływu w przekroju niezabudowanym .....	16
3.2.2	Sprawdzenie ruchu rumowiska w przekroju niezabudowanym .....	28
3.3	Przekrój zabudowany – projektowane światła obiektów .....	29
3.3.1	Warunki przepływu w przekroju niezabudowanym .....	29
3.3.2	Światło mostu M1 – potok Hermanówka .....	32
3.3.3	Światło mostu M2 – Rzeka Strug .....	34
3.3.4	Światło mostu Przepustu P1 .....	36
3.3.5	Światło mostu Przepustu P5 .....	38
<b>4</b>	<b>PODSUMOWANIE .....</b>	<b>39</b>

## **1 Wstęp**

### **1.1 Podstawa opracowania**

Podstawą formalną opracowanie jest umowa zawarta pomiędzy PZDW w Rzeszowie, S.C. „Attila”.

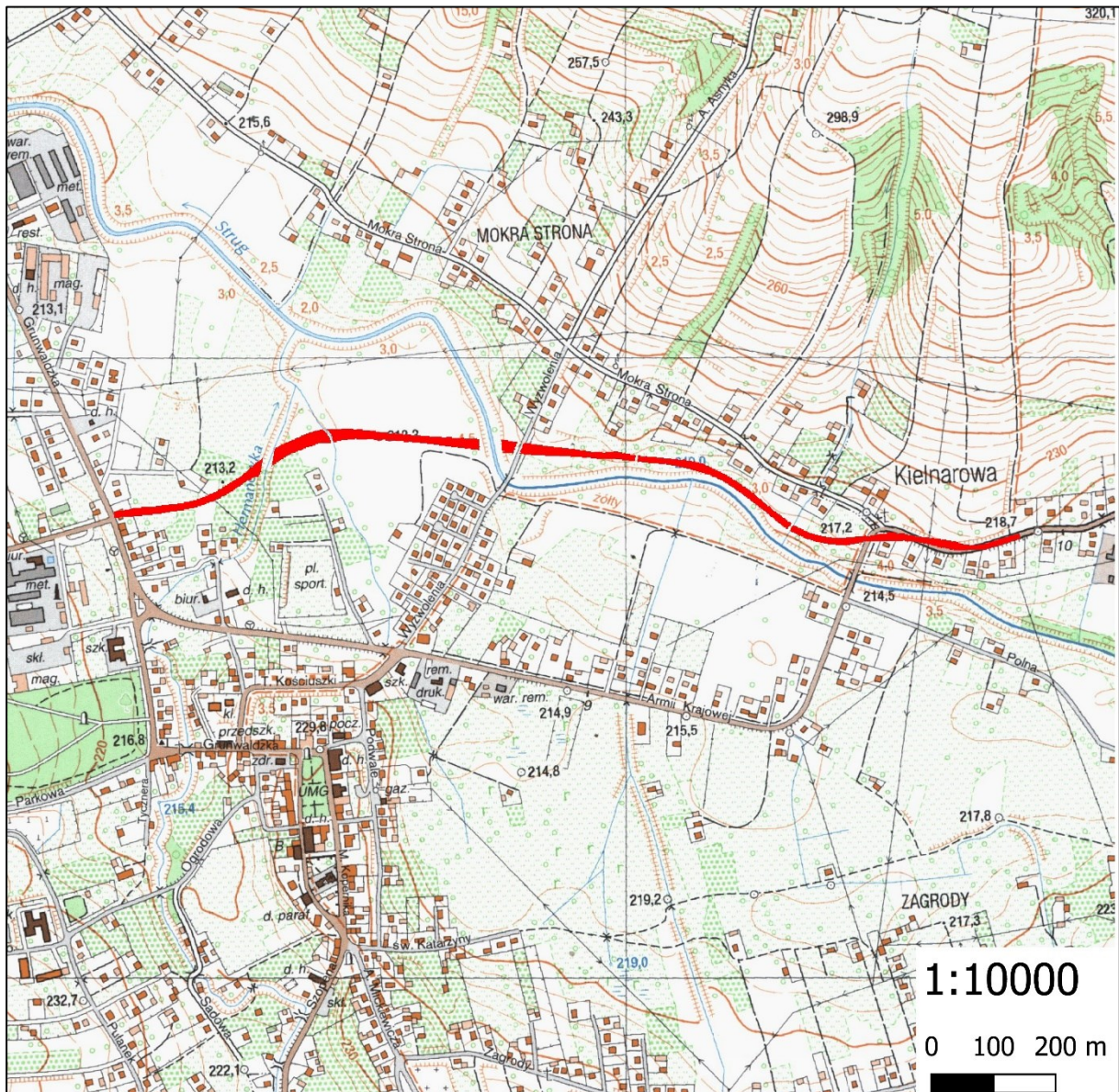
Przy wykonaniu niniejszego opracowania korzystano z następujących pozycji piśmiennictwa, oraz norm:

- [1]. Specyfikacja Istotnych Warunków Zamówienia dnia 22 maj 2020r.
- [2]. Ustawa z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane (Dz.U. 2019 poz. 1186 tekst jednolity).
- [3]. Ustawa z dnia 20 lipca 2017r. Prawo wodne (Dz.U. 2020 poz. 310 tekst jednolity).
- [4]. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U.2000 nr 63 poz. 735 z późn. zm.).
- [5]. Rozporządzenie nr 4/2014 Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Krakowie z dnia 16 stycznia 2014r. w sprawie warunków korzystania z wód regionu wodnego Górnej Wisły.
- [6]. Aktualizacja metodyki obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ. KZGW, STOWARZYSZENIE HYDROLOGÓW POLSKICH, Warszawa 2017r.
- [7]. Konferencja naukowo techniczna Powódź `97 koleje-drogi-mosty. Wisła 1998r.
- [8]. Podstawy projektowania zabudowy potoków górskich, Jerzy Ratomski, Kraków 2000r.
- [9]. Zasady dobrej praktyki w utrzymaniu rzek i potoków górskich, A. Bojarski i inni, Warszawa 2005r.
- [10]. HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) User`s manual.
- [11]. HEC-RAS (River Analysis System) User`s manual.
- [12]. Numeryczny model terenu – licencja nr DFT.7211.3162.2020\_PL\_CL1
- [13]. Dane topograficzne BDOT10k
- [14]. Dane przestrzenne GIS

### **1.2 Przedmiot opracowania**

Przedmiotem opracowania jest dorzecze rzeki Strug, który przepływa przez teren inwestycji.





Rysunek 1 Lokalizacja przebiegu obwodnicy Tyczyna.

### 1.3 Cel i zakres opracowania

Celem opracowania jest analiza hydrologiczno-hydrauliczna zlewni i dorzecza rzeki Strug, obejmująca:

- Obliczenia hydrologiczne,
- Obliczenia hydrauliczne,
- Wyznaczenia stref zalewowych,
- Wyznaczenie minimalnych światel mostów.

## 2 Model Hydrologiczny

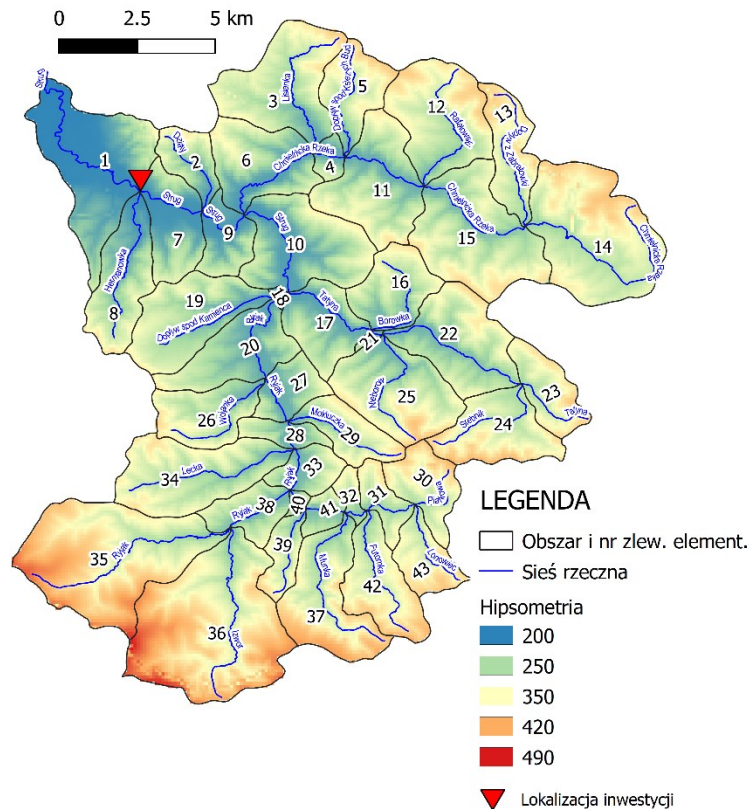
### 2.1 Zlewnia niekontrolowana

#### 2.1.1 Założenia przyjęte do modelu hydrologicznego

Rzeka Strug posiada długość całkowitą ok. 35km i uchodzi do recypienta jakim jest rzeka Wisłok. Zlewnia rzeki Strug jest zlewnią niekontrolowaną o powierzchni całkowitej ok.272km<sup>2</sup>.



Teren inwestycji zlokalizowany jest w km ok. 7+800-8+700 rzeki Strug i zamyka obszar zlewni o powierzchni ok. 259km<sup>2</sup>. Na ww. odcinku Strug wykazuje charakter rzeki podgórskiej. Obszar zlewni stanowi płaski teren otoczony wzniesieniami z przewyższeniami terenowymi wynoszącymi maksymalnie do ponad 250m. Obszar zlewni w większości pokrywają lasy, łąki oraz obszary zurbanizowane (rys). Zlewnia zabudowana jest w nieznacznym stopniu, głównie występuje zabudowa rozproszona wzdłuż sieci dróg. Ze względu na gęstą sieć rzeczną, w zlewni Strugu wyodrębniono 44 zlewnie elementarne (rys).



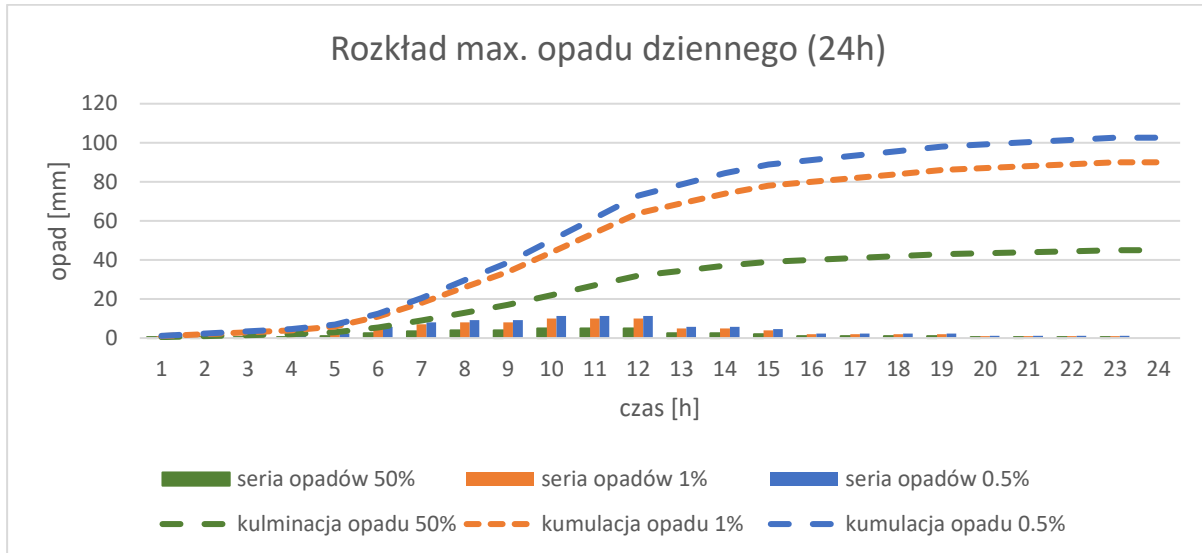
Rysunek 2 Mapa hipsometryczna zlewni wraz z siecią rzeczną oraz podziałem na zlewnie elementarne.

Do obliczenia przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie występowania wykorzystano model matematyczny typu opad-odpływ (*rainfall-runoff*), co pozwoliło na znalezienie zależności między wybraną charakterystyką odpływu, a parametrami wpływającymi na jego wielkość i dynamikę. Jako podstawowe założenie w obliczeniach przyjęto równość prawdopodobieństwa występowania opadu i wywołanego nim wezbrania. Podstawowymi charakterystykami opadu, rozważanymi przy stosowaniu modeli opad-odpływ do wyznaczania przepływów maksymalnych rocznych, są:

- prawdopodobieństwo wystąpienia,
- czas trwania,
- natężenie średnie opadu,
- zmienność natężenia deszczu w czasie jego trwania,
- zmienność obszarowa sumy deszczu

Powyższą charakterystykę deszczu odzwierciedla hietogram hipotetyczny maksymalnego opadu dobowego o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia. Hietogram opracowano zgodnie z założeniami DVWK 1985 - *Niederschlag – Starkegenauswertung nach Wiederkehrzeit und Dauer. Regeln 124. Verlag Paul Parey Hambur*, zgodnie z którymi przez

pierwsze 30% czasu trwania opadu wystąpi 20% jego wysokości. Po czasie równym połowie trwania opadu pojawi się 70%, a pozostałe 30% całkowitego opadu wystąpi w drugiej połowie czasu trwania zjawiska. Wartość maksymalnych opadów dobowych przyjęto zgodnie z [7] – przyjęto maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie pojawienia 1% o wartości 90mm. Dla pozostałych prawdopodobieństw opadów przyjęto następujące kwantyle rozkładu  $\lambda_{p0,5}=1,14$  oraz  $\lambda_{p50}=0,5$ .



Rysunek 3 Hietogram hipotetyczny przyjętego opadu w zlewni rzeki Strug.

### 2.1.2 Model opadu efektywnego

Model opadu efektywnego oparto o najbardziej szczegółową i najczęściej stosowaną metodę SCS (*Soil Conservation Service*). Metoda ta transformuje opad efektywny z uwzględnieniem: rodzajów gleb, struktur użytkowania powierzchni gleb, charakteru szaty roślinnej oraz stanu uwilgotnienia gleb w zlewni przed wystąpieniem opadu miarodajnego.

Dla potrzeb metody SCS gleby podzielono na cztery grupy w zależności od zdolności do powstania odpływu powierzchniowego. Do poszczególnych grup zaliczono:

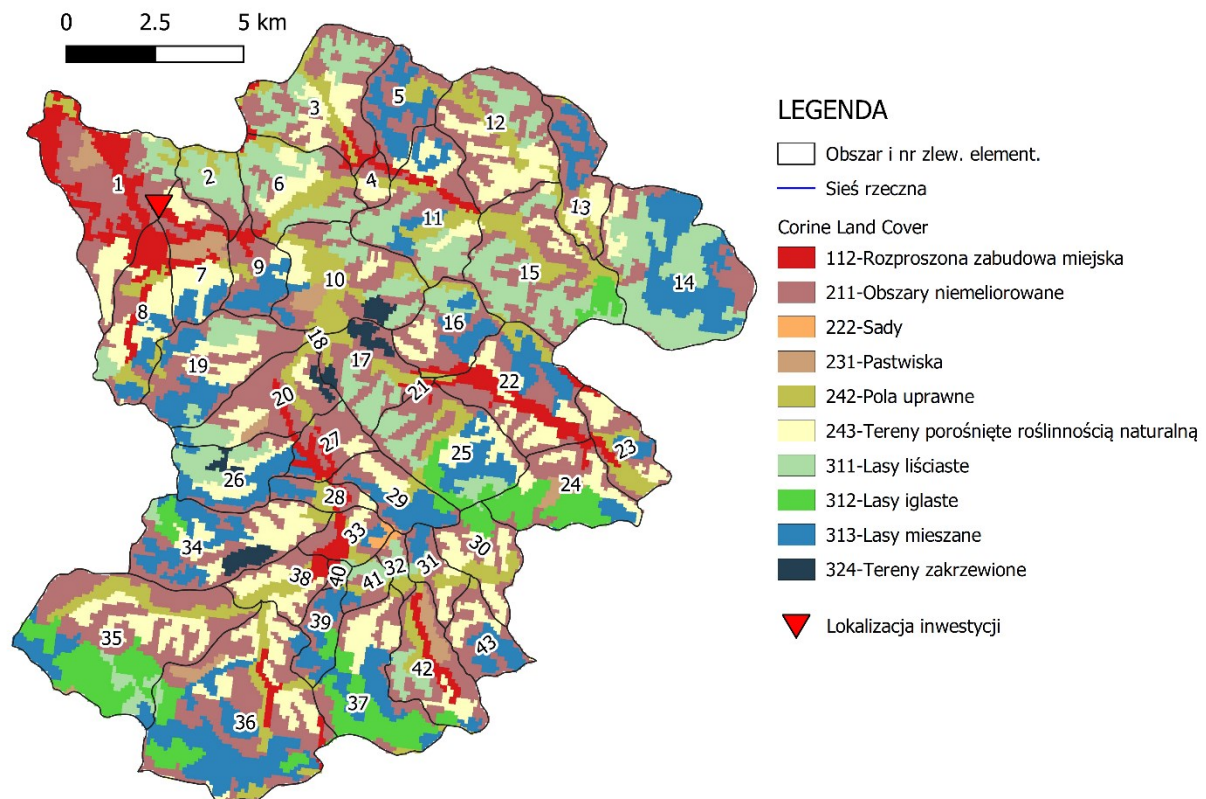
Tabela 1 Klasyfikacja gleb dla metody SCS

Grupa gleb	Opis właściwości
<b>A</b>	Gleby ograniczające możliwości odpływu powierzchniowego, charakteryzujące się dobrą przepuszczalnością (minimalne wartości współczynnika filtracji 7,6 – 11,5 mm·h <sup>-1</sup> ): głębokie piaski, piaski z niewielką domieszką gliny, żwiry, głęboki less.
<b>B</b>	Przepuszczalność gleb powyżej średniej (wartość współczynnika infiltracji 3,8 - 7,6 mm·h <sup>-1</sup> ): gleby piaszczyste średnio głębokie i lessy (mniejszej niż A głębokości i powierzchni zalegania) oraz ły piaszczyste.
<b>C</b>	Przepuszczalność gleb poniżej średniej (wartość współczynnika infiltracji 1,3 – 3,8 mm·h <sup>-1</sup> ): gleby uwarstwione posiadające wkładki słabo przepuszczalne, ły gliniaste, płytkie ły piaszczyste, gleby o niskiej zawartości części organicznych, gliny o dużej zawartości części ilastych.

Grupa gleb	Opis właściwości
D	Przepuszczalność gleb bardzo mała, wartość współczynnika infiltracji poniżej 1,3 mm·h <sup>-1</sup> , duża możliwość tworzenia się odpływu powierzchniowego: gleby gliniaste, gliny pylaste, gliny zasolone, gleby uwarstwione z przewarstwieniami nieprzepuszczalnymi.

Klasyfikację gleb wg. ww. tabeli występujących w obszarze przedmiotowej zlewni dokonano na podstawie ogólnodostępnych mapy glebowych.

W dalszym etapie określono klasy zagospodarowania terenu w oparciu o bazę danych Corine Land Cover opracowaną przez Land Monitoring Core Service.



Rysunek 4 Zagospodarowanie terenu wg Corine Land Cover

Na podstawie grupy glebowej oraz klasy zagospodarowania terenu wyznaczono parametr CN. Parametr CN – *Curve Number* jest parametrem z przedziału [0,100] wg. poniższej tabeli.

Tabela 2 Wartość parametru CN metody SCS

Rodzaj pokrycia	Opis -warunki hydrologiczne	Wartości CN dla grup glebowych			
		A	B	C	D
Tereny otwarte: trawniki, parki, pola golfowe, cmentarze, itp.	Złe war. hydrol. (trawa pokrywa do 50 % powierzchni)	68	79	86	89
	Średnie (pokrycie 50-75%)	49	69	79	84
	Dobre (pokrycie > 75%)	39	61	74	80



Tereny nieprzepuszczalne: utwardzone parkingi, dachy, jezdnie		98	98	98	98
Ulice i drogi	nieprzepuszczalne z pobocznymi i rowami otwartymi	83	89	92	93
	żwirowe	76	85	89	91
	gruntowe	72	82	87	89
Tereny handlowe i przemysłowe	ok. 85% pow. nieprzepuszczalnej	89	92	94	95
	ok. 72% pow. nieprzepuszczalnej	81	88	91	93
Tereny zamieszkałe – przy przeciętnej powierzchni działki:	< 500 m <sup>2</sup> , lub 65% pow. nieprzepuszczalnej	77	85	90	92
	1000 m <sup>2</sup> , 38%	61	75	83	87
	1700 m <sup>2</sup> , 30 %	57	72	81	86
	2000 m <sup>2</sup> . 25 %	54	70	80	85
	4000 m <sup>2</sup> , 20%	51	68	79	84
Ugór		77	86	91	94
Rośliny okopowe	warunki przeciętne	67	77	83	87
Rośliny zbożowe	warunki przeciętne	62	73	81	85
Rośliny motylkowe	warunki przeciętne	60	72	80	83
Pastwiska	warunki przeciętne	49	69	78	84
Łąki	warunki przeciętne	30	58	71	78
Lasy	gęste	25	55	70	77
	średniogęste	36	60	73	79
	rzadkie	45	66	77	83

W przypadku zlewni zróżnicowanej pod względem rodzaju gleb i użytkowania parametr  $CN$  dla całej zlewni jest średnią ważoną, którą należy obliczyć według wzoru:

$$CN = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n A_i \cdot CN_i$$

gdzie:

$A$  – całkowite pole powierzchni zlewni [km<sup>2</sup>],

$A_i$  – pole powierzchni obszaru jednorodnego pod względem współczynnika  $CN$  [km<sup>2</sup>],

$CN_i$  – wartość współczynnika  $CN$  dla obszarów jednorodnych  $A_i$  [-],

$n$  - liczba obszarów jednorodnych.

W kolejnym etapie wyznaczono potencjalną retencję zlewni  $S$ :

$$S = 25,4 \cdot \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

gdzie:

$S$  – potencjalna retencja zlewni [mm],

$CN$  – parametr określony w oparciu o tablice [-].

Według założeń metody SCS wezbranie zaczyna się wówczas, gdy wysokość opadu przekroczy wysokość warstwy wody zatrzymanej w procesach intercepcji, retencji powierzchniowej i infiltracji przed rozpoczęciem odpływu powierzchniowego. Część opadu, biorąca udział w tych procesach określana jest terminem strat początkowych  $Sp$ . Straty te wyliczyć należy z następującej zależności:

$$Sp = \mu \cdot S$$

gdzie:

$Sp$  – straty początkowe [mm],

$S$  – potencjalna retencja zlewni [mm],

$\mu$  – współczynnik strat, [-] wg. poniższej tabeli

Tabela 3 Współczynnik strat

Parametr CN	$\mu$
$CN \leq 70$	0,075
$70 \leq CN \leq 80$	0,100
$80 \leq CN \leq 90$	0,150
$90 \leq CN$	0,200

Skumulowany opad efektywny  $Pe(t)$  w dowolnej chwili, wyliczyć należy ze wzoru:

$$Pe(t) = \frac{(P(t) - Sp)^2}{P(t) - Sp + S}$$

gdzie:

$Pe(t)$  – skumulowany opad efektywny [mm],

$P(t)$  – skumulowany opad całkowity [mm],

$Sp$  – straty początkowe [mm],

$S$  – potencjalna retencja zlewni [mm].

Jeżeli straty początkowe  $Sp$  są większe lub równe opadowi całkowitemu  $P(t)$  wówczas opad efektywny równy jest zeru, co równoznaczne jest z brakiem odpływu bezpośredniego.

Aby określić natężenie opadu efektywnego  $Ie$  w kolejnych krokach czasowych  $\Delta t$  należy zastosować wzór:

$$Ie(i) = \frac{Pe(i\Delta t) - Pe(i-1)\Delta t}{\Delta t}$$

gdzie:

$Ie$  – natężenie opadu efektywnego [mm/godz],

$\Delta t$  – przyjęty krok czasowy [godz],

$Pe(t)$  – skumulowany opad efektywny [mm],

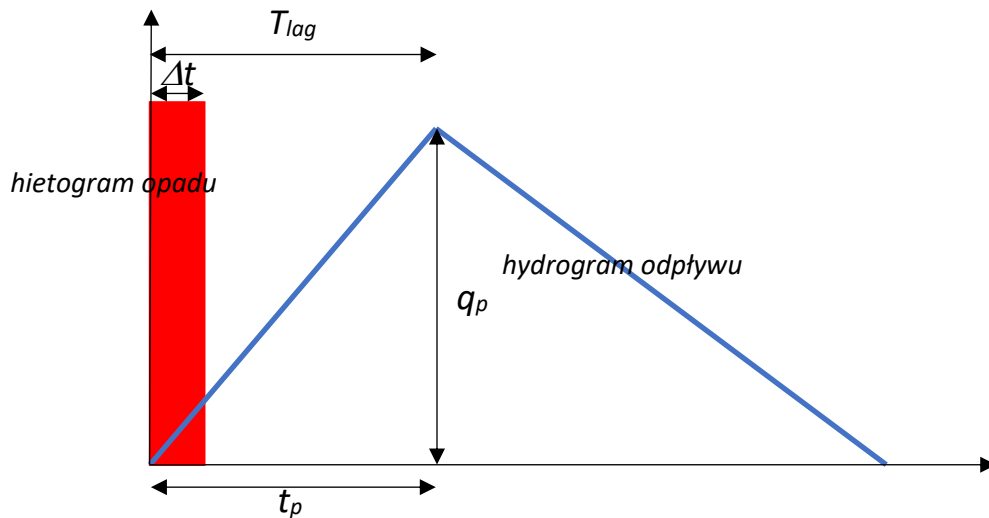
$i$  – kolejne przedziały czasowe.

### 2.1.3 Model odpływu

Model odpływu oparto metodę *SCS Unit Hydrograph*, która pozwala na określenie wartości przepływu kulminacyjnego, całkowitą objętość odpływu, kształt hydrogramu i jego przebieg w czasie. Model SCS UH należący do grupy metod hydrogramu jednostkowego.

Hydrogram jednostkowy jest wykresem przebiegu wezbrania stanowiącego reakcję zlewni, wywołanego opadem efektywnym o wysokości równej jednostce i czasie trwania  $\Delta t$ . Kształt

hydrogramu jednostkowego opisany jest tu dwoma parametrami: czasem wystąpienia przepływu kulminacyjnego  $t_p$  oraz wysokością przepływu kulminacyjnego  $q_p$ , co obrazuje niżej zamieszczony rysunek.



Rysunek 5 Parametry hydrogramu jednostkowego (trójkątnego) dla metody SCS UH.

Wysokość przepływu kulminacyjnego  $q_p$  obliczono wg. wzoru:

$$q_p = \frac{c \cdot A}{t_p}; \quad t_p = \frac{\Delta t}{2} + T_{lag}$$

gdzie:

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

$t_p$  – czas wznoszenia się fali kulminacyjnej [h],

$c$  – parametr 2,08,

$T_{lag}$  – czas opóźnienia [min],

$\Delta t$  – czas trwania opadu efektywnego [h].

Dla czasu opóźnienia przyjęto wzór wg metody SCS:

$$T_{lag} = \frac{(L \cdot 3,28 \cdot 10^3)^{0,8} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0,7}}{1900 \cdot \sqrt{I}}$$

gdzie:

$T_{lag}$  – czas opóźnienia [min]

$L$  – długość zlewni [ $\text{km}^2$ ],

$I$  – spadek zlewni [%],

$CN$  – parametr CN j.w. [-],

3,28 – przelicznik (metr - feet) [-].

Dla odcinków cieków w zlewni przyjęto czas opóźnienia wg:

$$T_{lag} = \frac{L_s}{60 \cdot V_s}$$

gdzie:

$T_{lag}$  – czas opóźnienia [min]

$L$  – długość cieków [m],

$V_s$  – średnia prędkość przepływu [m/s],



## 2.1.4 Wyniki obliczeń hydrologicznych zlewni niekontrolowanej

Obliczenia hydrologiczne przeprowadzono w programie HEC-HMS, wykorzystujący metodę SCS UH.

Ze względu na ukształtowanie zlewni – duża deniwelacje terenu w różnych obszarach zlewni oraz lokalne dopływy, wyodrębniono 45 zlewni elementarnych.

Do modelu hydrologicznego przyjęto następujące parametry:

Tabela 4 Dane wejściowe do modelu hydrologicznego – parametry zlewni

	Pow. [km <sup>2</sup> ]	CN*	Spadek [%]	Suma dł. warstw Δ10m [km]	Długość zlewni [km]	T <sub>lag</sub> [min]	Retencja zlewni S [mm]	Straty Sp [mm]
Zlewnia 1	0.627	69.20	39.14	24.54	1	11	113	9
Zlewnia 2	3.14	66.98	13.53	42.49	3.3	50	125	10
Zlewnia 3	9.95	66.93	9.86	98.12	5.66	91	126	10
Zlewnia 4	1.17	71.43	9.00	10.53	1.186	24	102	11
Zlewnia 5	4.95	67.68	11.44	56.61	4.24	66	121	10
Zlewnia 6	7.35	71.33	12.05	88.55	3.7	52	102	11
Zlewnia 7	5.65	69.65	9.17	51.82	2.29	43	111	9
<b>Zlewnia 7b**</b>	0.0756	69.65	35.17	2.7	0.587	7	110	12
<b>Zlewnia 8***</b>	6.81	69.98	10.33	70.33	5.81	84	109	9
<b>Zlewnia 8a****</b>	0.17	77.85	4.29	0.73	0.83	22	72	11
Zlewnia 9	3.5	68.25	9.80	34.29	2.07	39	118	9
Zlewnia 10	9.87	68.21	10.83	106.93	3.88	62	118	9
Zlewnia 11	9.34	67.45	11.33	105.86	2.91	49	123	10
Zlewnia 12	9.53	67.03	11.64	110.9	5.3	79	125	10
Zlewnia 13	5.04	67.43	13.71	69.12	5.51	75	123	10
Zlewnia 14	14.39	64.05	10.20	146.81	8.19	130	143	11
Zlewnia 15	12.3	66.68	11.17	137.34	5.039	78	127	10
Zlewnia 16	5.42	65.63	11.56	62.65	3.82	64	133	10
Zlewnia 17	5.98	67.73	11.66	69.73	5.71	83	121	10
Zlewnia 18	0.2	74.15	5.50	1.1	0.76	20	89	14
Zlewnia 19	8.56	65.00	9.57	81.89	4.3	78	137	11
Zlewnia 20	6.78	68.40	9.78	66.32	4.76	77	117	9
Zlewnia 21	0.3	74.20	16.43	4.93	1.1	16	88	9
Zlewnia 22	8.96	69.98	13.37	119.82	5.22	68	109	9
Zlewnia 23	4.19	69.93	12.16	50.94	2.73	42	109	9
Zlewnia 24	6.88	66.96	11.97	82.35	4.52	69	125	10
Zlewnia 25	9.22	67.07	12.63	116.45	4.82	71	125	10
Zlewnia 26	5.49	64.00	12.93	71	4.36	70	143	11
Zlewnia 27	3.24	69.20	9.08	29.41	2.9	52	113	9
Zlewnia 28	1.98	70.45	11.61	22.98	2.15	35	107	11
Zlewnia 29	4.11	66.55	13.39	55.03	4.13	61	128	10
Zlewnia 30	4.42	68.00	13.01	57.49	2.29	37	120	9
Zlewnia 31	2.48	67.70	13.52	33.54	1.8	30	121	10
Zlewnia 32	1.09	68.75	12.80	13.95	1.55	27	115	9
Zlewnia 33	2.73	71.60	11.03	30.11	1.54	27	101	11
Zlewnia 34	9.98	65.63	12.29	122.66	5.84	87	133	10

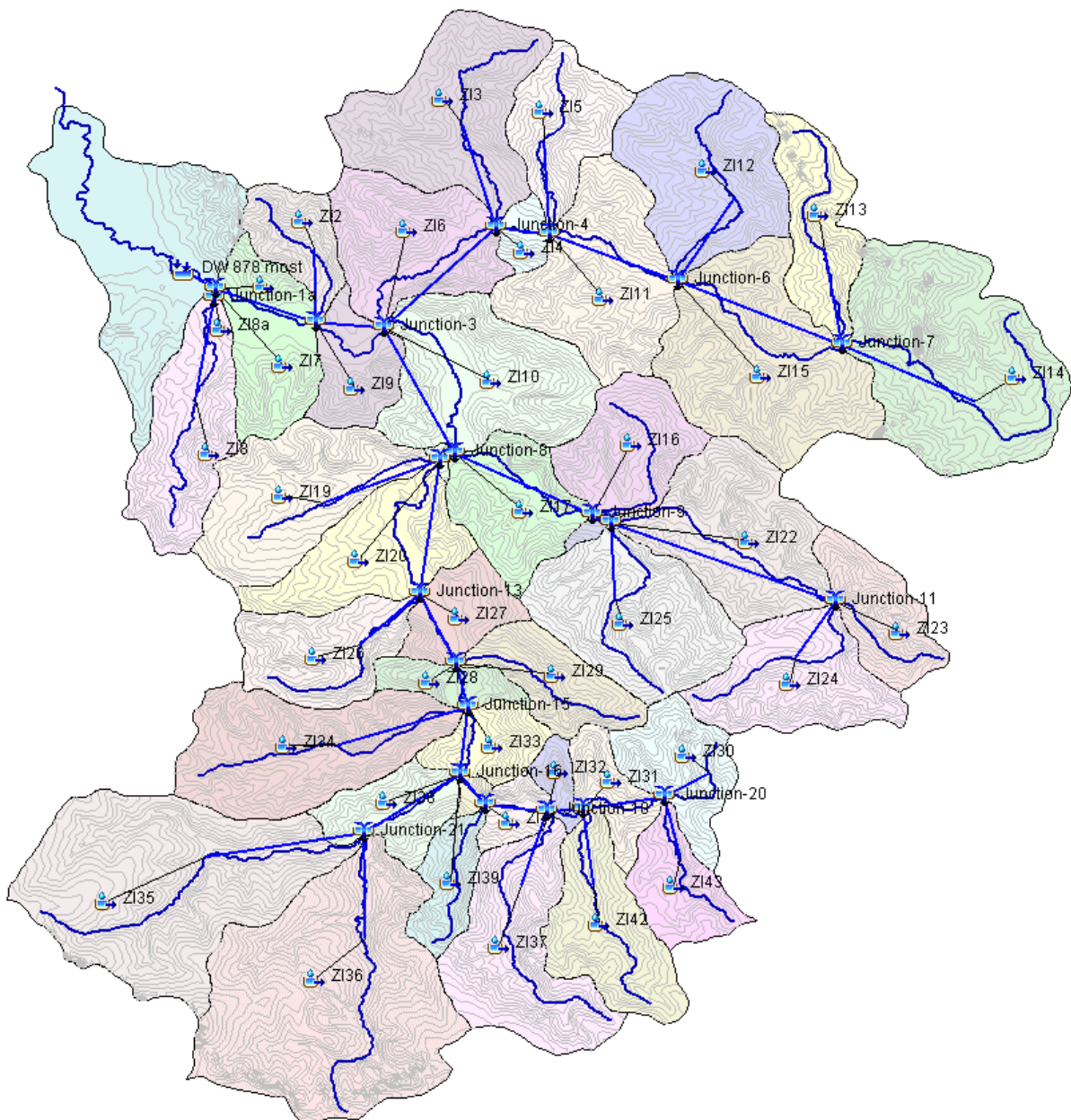
Zlewnia 35	16.95	68.15	10.66	180.74	7.82	110	119	9
Zlewnia 36	19.49	67.35	13.08	254.88	7.07	93	123	10
Zlewnia 37	8.69	65.99	12.69	110.24	6.46	91	131	10
Zlewnia 38	3.57	71.13	11.16	39.85	2.34	38	103	11
Zlewnia 39	2.98	66.23	13.29	39.6	4.11	62	130	10
Zlewnia 40	0.43	71.83	11.88	5.11	0.77	15	100	10
Zlewnia 41	1.47	67.30	11.72	17.23	1.2	24	123	10
Zlewnia 42	6.36	71.52	10.38	66.01	5.17	73	101	11
Zlewnia 43	3.63	65.55	10.25	37.2	3.4	62	133	11

\*- przyjęto wartość uśrednioną w zlewni

\*\* - zlewnia dla przepustu P5

\*\*\* - zlewnia dla mostu M2

\*\*\*\* - zlewnia dla przepustu P1



Rysunek 6 Model hydrologiczny zlewni niekontrolowanej wraz z planem warstwicznym rzeki Strug.

Tabela 5 Dane wejściowe do modelu hydrologicznego – parametry cieków

Odcinek cieku	Długość odcinka cieku [m]	Średnia prędkość przepływu [m/s]	T <sub>lag</sub> [min]
Ryjak7	7818	2.1	62
Ryjak6	2336	1.8	22
Ryjak5	1539	1.8	14
Ryjak4	1007	1.8	9
Ryjak3	1605	1.8	15
Ryjak2	3657	1.8	34
Ryjak1	313	1.8	3
Strug3	3874	1.8	36
Strug2	2073	1.8	19
Strug1	2287	1.8	21
Piatkowa4	1613	2	13
Piatkowa3	890	2	7
Piatkowa2	1241	2	10
Piatkowa1	810	2	7
Tatyna3	5233	2	44
Tatyna2	444	2	4
Tatyna1	3300	2	28
Chmielnicka 4	4186	2	35
Chmielnicka 3	3015	2	25
Chmielnicka 2	1060	2	9
Chmielnicka 1	3895	2	32
Hermanówka 1	200	2	2
Hermanówka 2	5806	2	48
Izwór	7067	2.1	56
Muńka	5457	2.1	43
Futomka	5166	2.1	41
Łonowiec	3398	2.1	27
Piątkowa	2225	2.1	18
Lecka	4175	2.1	33
Srebnik	4515	2.1	36
Nieborów	4816	2.1	38
Chmielnicka	8186	2.1	65
Dopływ z Zabratówki	5505	2.1	44
Rafałowski	5289	2.1	42
Dopływ spod Księżych Bud	4237	2.1	34
Lisianka	5657	2.1	45
Wojanka	4362	2.1	35
Dopływ spod Kamieńca	4302	2.1	34
Działy	3275	2.1	26



Tabela 6 Zestawienie przepływów o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia

Przekrój obliczeniowy	Przepływ Q [m <sup>3</sup> /s] dla zadanego prawdopodobieństwa przeptywu p [%]		
	50%	1%	0,5%
Most M1 – potok Hermanówka	1,8	6,7	8,3
Most M2 – rzeka Strug	38,2	155,5	196,3
Rów 1	0,1	0,3	0,4
Rów 2	0,01	0,05	0,1

## 2.1.5 Przepływ średni roczny w zlewni niekontrolowanej

Przepływ średni roczny  $Q_{SSQ}$  dla cieków naturalnych w zlewni Górnej Wisły obliczono wg. wzoru Punzeta [8]:

$$Q_{SSQ} = A \cdot \frac{0,00001151 \cdot P^{2,05576} \cdot J^{0,0647}}{N_g^{-0,04435}}$$

gdzie:

$Q_{SSQ}$  – przepływ średni roczny [m<sup>3</sup>/s]

$A$  – powierzchnia zlewni [km<sup>2</sup>],

$P$  – wysokość średniego opadu rocznego [mm],

$J$  – wskaźnik spadku cieku [promil],

$N_g$  – wskaźnik nieprzepuszczalności gleb [%].

Tabela 7 Zestawienie przepływów średnich rocznych  $Q_{SSQ}$  w ciekach naturalnych

Przekrój obliczeniowy	Przekrój obliczeniowy	
	Most M1 – potok Hermanówka	Most M2 – rzeka Strug
Powierzchnia zlewni [km <sup>2</sup> ]	6,98	259,37
Wysokość średniego opadu rocznego [mm]	700	700
Wskaźnik spadku cieku [promil]	30,96	8,44
Wskaźnik nieprzepuszczalności gleb [%].	70	60
<b>Przepływ <math>Q_{SSQ}</math></b>	<b>0,058</b>	<b>2,01</b>

## 2.1.6 Sprawdzenie charakteru cieku wg Rozporządzenia [4]

Zgodnie z Rozporządzeniem [4] sprawdzono charakter cieku, który posiada następujące parametry:

- Potok Hermanówka:

$$A = 6,81 \text{ km}^2 \leq 180 \text{ km}^2$$

$$\frac{Q_{m1\%}}{Q_{SSQ}} = 115 > 120 \text{ – warunek nie spełniony}$$

$$I = 3,1\% \geq 0,3\%$$

**Potok Hermanówka nie wykazuje charakteru potoku górskiego.**

- Rzeka Strug:

$$A = 258,5 \text{ km}^2 > 180 \text{ km}^2$$

$$\frac{Q_{m1\%}}{Q_{SSQ}} = 80,7 > 50$$

$$I = 0,8\% \geq 0,05\%$$

Rzeka Strug wykazuje charakter rzeki podgórskiej.

### 3 Model hydrauliczny

#### 3.1 Założenia przyjęte do modelu hydraulicznego

Obliczenia przepływu wód miarodajnych w korycie naturalnym cieką zostały wykonane przy pomocy programu HESC-RAS, którego tok przeprowadzanych obliczeń jest zgodny z Rozporządzeniem [4].

Przepustowość koryta obliczana jest wg wzoru:

$$Q = v \cdot A$$

gdzie:

$Q$  – natężenie przepływu [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$v$  – prędkość przepływu [ $\text{m}/\text{s}$ ],

$A$  – przekrój koryta [ $\text{m}^2$ ],

Program bazuje na równaniu Chezy:  $v = C \cdot \sqrt{R_h \cdot J}$ , z uwzględnieniem współczynnika

prędkości Manninga:  $C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{6}}$

gdzie:

$h$  – głębokość przepływu wody w korycie [m],

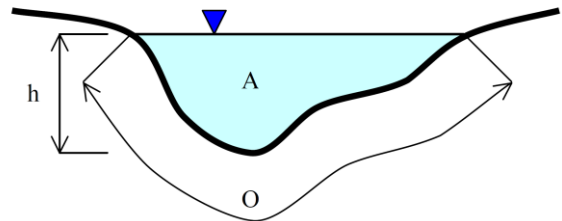
$A$  – przekrój koryta [ $\text{m}^2$ ],

$O$  – obwód zwilżony koryta [m],

$R_h$  – promień hydrauliczny [m],  $R_h = \frac{A}{O}$ ,

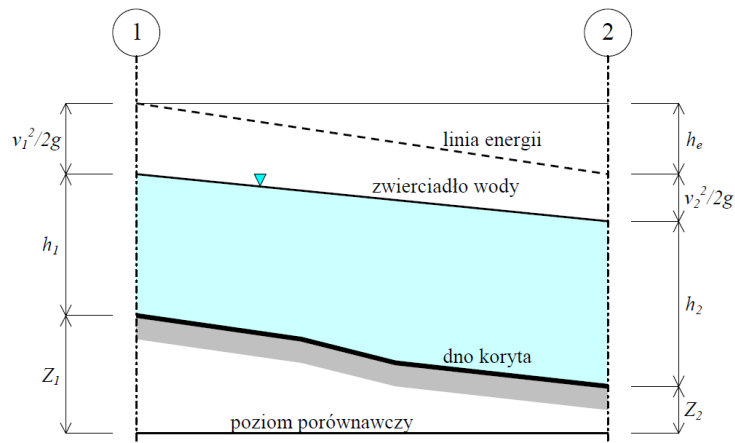
$J$  – spadek dna [-],

$n$  – współczynnik szorstkości Manninga [-],



Rysunek 7 Schemat przekroju koryta

Obliczenie układu zwierciadła wody na długości koryta obliczane jest wg równania energii mechanicznej pomiędzy przekrojami sąsiednimi. Obliczanie równań energii dla przepływu nadkrytycznego wykonywane jest metodą „od przekroju do przekroju” w kierunku przeciwnym do kierunku przepływu. Natomiast dla przepływu podkrytycznego w kierunku zgodnym z przepływem.



Rysunek 8 Układ lustra wody w korycie

$$Z_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2 \cdot g} = Z_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2 \cdot g} + h_e$$

$$h_e = J \cdot L + \zeta \left| \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2 \cdot g} - \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2 \cdot g} \right|$$

gdzie:

$Z$ – wysokość dna [m],

$h$ – wysokość zwierciadła wody [m],

$\alpha$ – współczynnik Saint-Venanta [-],

$v$ – średnia prędkość przepływu [m/s],

$g$ – przyspieszenie ziemskie [m/s<sup>2</sup>],

$L$ – średnia ważona odległość między przekrojami [m],

$J$ – średni spadek dna [-],

$\zeta$ – współczynnik kontrakcji lub dyfuzji w zależności od kształtu strumienia w planie [-],

$n$ – współczynnik szorstkości Manninga [-],

### 3.2 Przekrój niezabudowany

#### 3.2.1 Warunki przepływu w przekroju niezabudowanym

Koryto rzeki Strug na analizowanym odcinku posiada przekrój zwartej dolinie w kształcie trapezu. Lokalnie brzegi są zaniżone, a tereny przyległe tworzą naturalne tarasy zalewowe. Dno rzeki jest nieregularne i nieumocnione, z lokalnie występującymi dołkami i zagłębieniami. W dnie sporadycznie zalegają konary powalonych drzew. Średnia szerokość dna (na poziomie wody średniej rocznej) wynosi ok. 7m. Skarpy są nieregularne o pochyleniu 1:1÷1:2 i porośnięte są wysokimi trawami oraz licznymi drzewami i krzewami. Tereny przyległe zalewowe tworzą powierzchnie uprawne oraz trawiaste z lokalnie występującym zadrzewieniem.

Koryto potoku Hermanówka na analizowanym odcinku posiada przekrój trapezowy. Dno rzeki jest nieregularne i nieumocnione. Średnia szerokość dna (na poziomie wody średniej rocznej) wynosi ok. 1,5m. Skarpy są nieregularne o pochyleniu ok. 1:1 i porośnięte są wysokimi trawami oraz licznymi drzewami i krzewami. Tereny przyległe zalewowe tworzą powierzchnie uprawne oraz trawiaste z lokalnie występującym zadrzewieniem.



Rowów (przepust P1) na analizowanym odcinku posiada przekrój trapezowy o szerokości dna ok. 0,4m i skarpach o pochyleniu 1:1. Rów posiada przebieg nieregularny. Skarpy podrośnięte są krzewami i drzewami. Rów ma ujście do potoku Hermanówka.

Rowów (przepust P5) na analizowanym odcinku, w górnej części przebiega przez tereny prywatne i jest wyłożony korytkami ściekowymi. Przy ujściu do rzeki Strug koryto rowu przechodzi w V-kształtną dolinę o mocno nieregularnym dnie i stromych skarpach.

Współczynniki szorstkości koryta głównego oraz terenów zalewowych dobrano wg [7] po dokonaniu wizji lokalnej.

Odwzorowanie przepływu wód o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia wykonano z wykorzystaniem modułu RAS Mapper. Obliczenia napełnienia oraz warunków przepływu wód w naturalnym korycie ciek, program przeanalizował przy zadanej geometrii koryta. Kształt przekroju koryta oraz spadek podłużny odzwierciedlono przy wykorzystaniu numerycznego modelu terenu (NMT) [12] oraz uzupełniających rzeczywistych pomiarów geodezyjnych w rejonie przekroju obliczeniowego (lokalizacji obiektu mostowego).

Przekroje zostały poddane ocenie pod kątem poprawności odwzorowania terenu oraz możliwości występowania błędów geometrii. Nie stwierdzono błędów, które mogłyby wpłynąć negatywnie na analizę warunków przepływu w korycie i na terasach zalewowych.

Współczynniki szorstkości koryta głównego oraz terenów zalewowych dobrano wg [7] po dokonaniu wizji lokalnej.

Obliczenia przeprowadzono dla przepływów  $Q_{m0,5\%}$ ,  $Q_{m1\%}$  oraz  $Q_{m50\%}$ , przy założeniu wystąpienia tych samych prawdopodobieństw przepływów na obu ciekach w tym samym czasie.

L.p.	Odcinek ciek	$Q_{m0,5\%}$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_{m1\%}$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_{m50\%}$ [m <sup>3</sup> /s]
1	Most M1 – potok Hermanówka	8,3	6,7	1,8
2	Most M2 – rzeka Strug	196,3	155,5	38,2
3	Przepust P1 – Rów	0,4	0,3	0,1
4	Przepust P5 – Rów	0,1	0,05	0,01

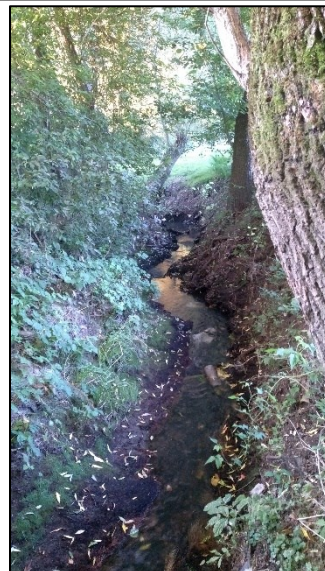
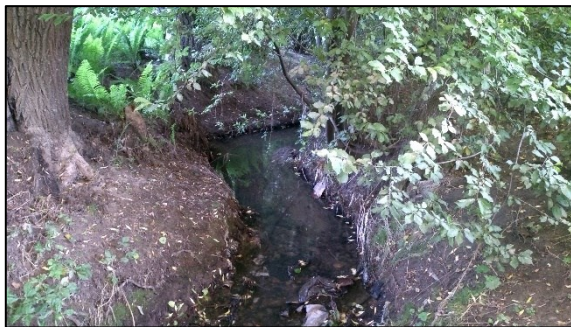
Przyjęto następujące współczynniki szorstkości:

L.p.	Odcinek ciek	Zalew lewy	Koryto główne	Zalew prawy
1	Most M1 – potok Hermanówka	0,08	0,06	0,08
2	Most M2 – rzeka Strug	0,06	0,04	0,06
3	Przepust P1 – Rów	0,06	0,05	0,06
4	Przepust P5 – Rów	0,06	0,05	0,06





Rysunek 9 Rzeka Strug w rejonie projektowanego mostu. Dno kręte z dołami i kamieniami (prawdopodobne pozostałość po strych umocnieniach). Brzegi porośnięte licznymi drzewami i krzakami. Na terenach zlewowych występują pola uprawne, niewielka wiklina, pojedyncze drzewa.



Rysunek 10 Potok Hermanówka w rejonie projektowanego mostu. Dno nierówne o przebiegu nieregularnym. Brzegi gęsto porośnięte drzewami i krzakami. Na terenach zlewowych występują pola uprawne oraz pojedyncze drzewa.





Rysunek 11 Rów w rejonie projektowanego przepustu P1



Rysunek 12 Rów przebiegający przez projektowany przepust P5. Widok odcinka górnego i ujścia do rzeki Strug.

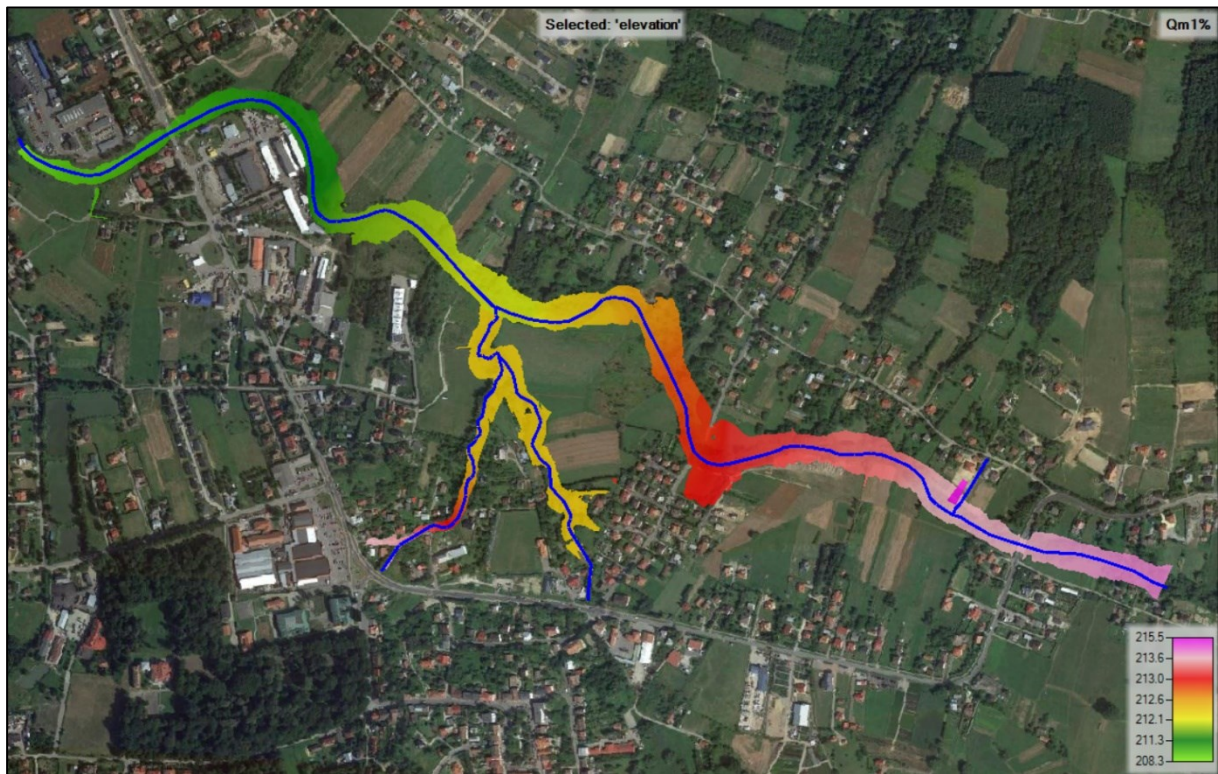


Rysunek 13 Numeryczny Model Terenu (NMT) z zaznaczonymi przekrojami potoku Hermanówka, rowów i rzeki Strug – model RAS Mapper.

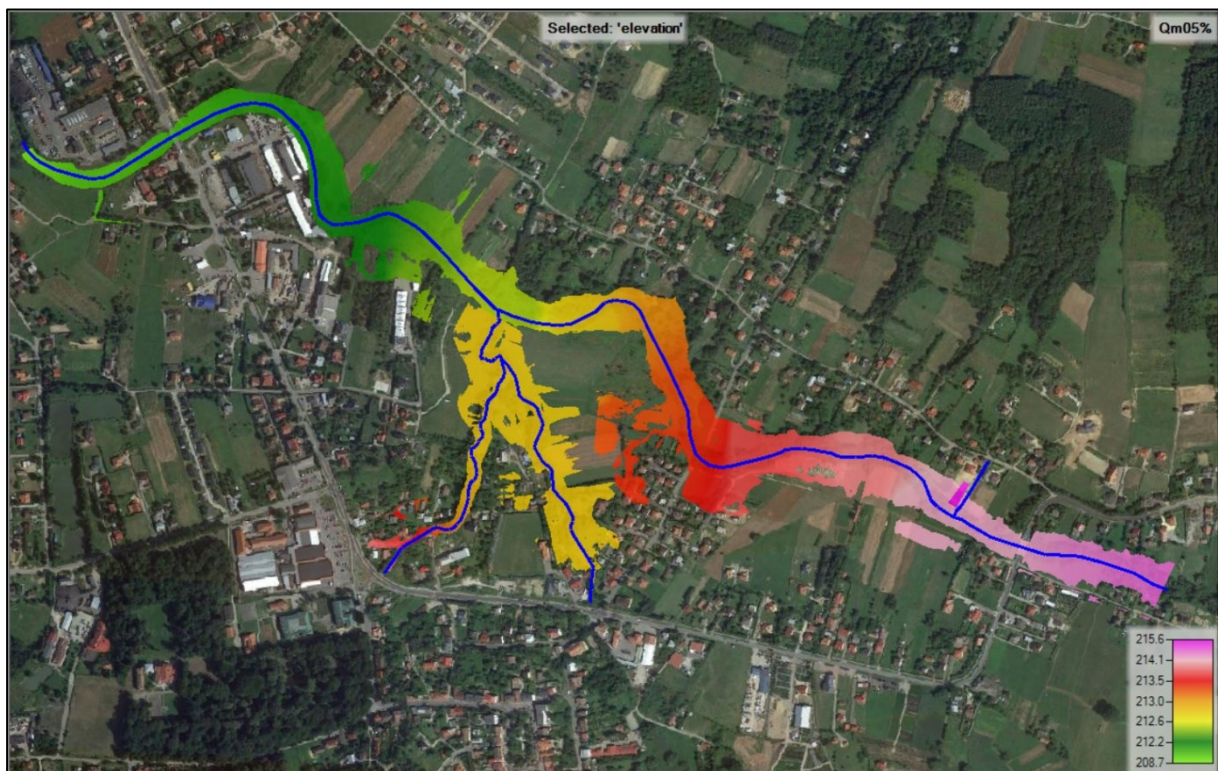








Rysunek 16 Zakres zalewu dla przepływu  $Q_{m1\%}$  wraz z poziomem lustra wody



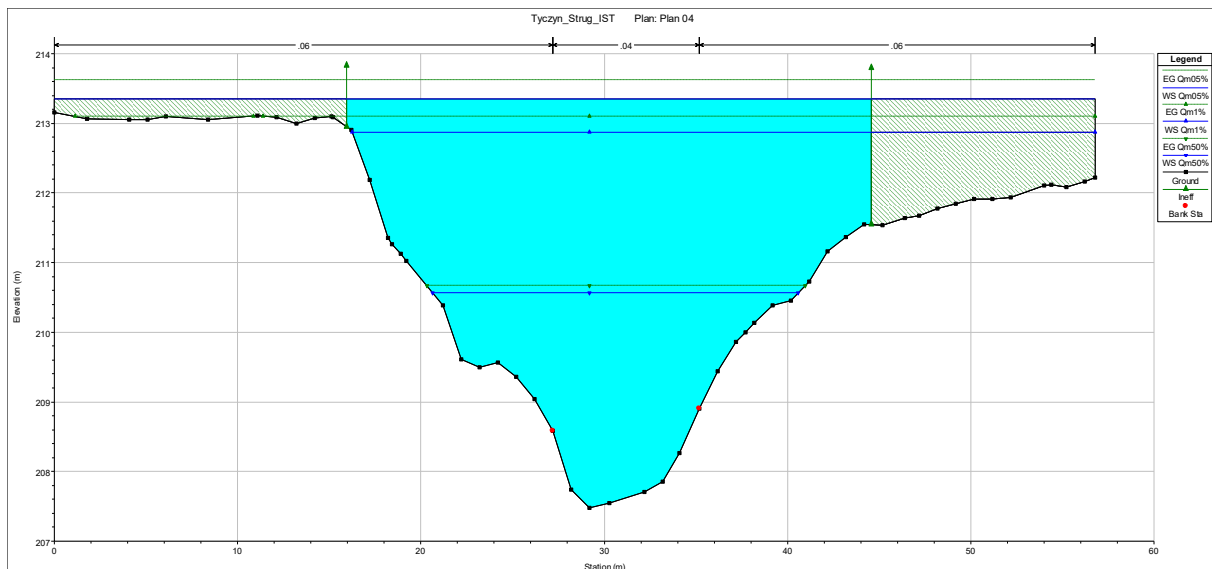
Rysunek 17 Zakres zalewu dla przepływu  $Q_{m0,5\%}$  wraz z poziomem lustra wody

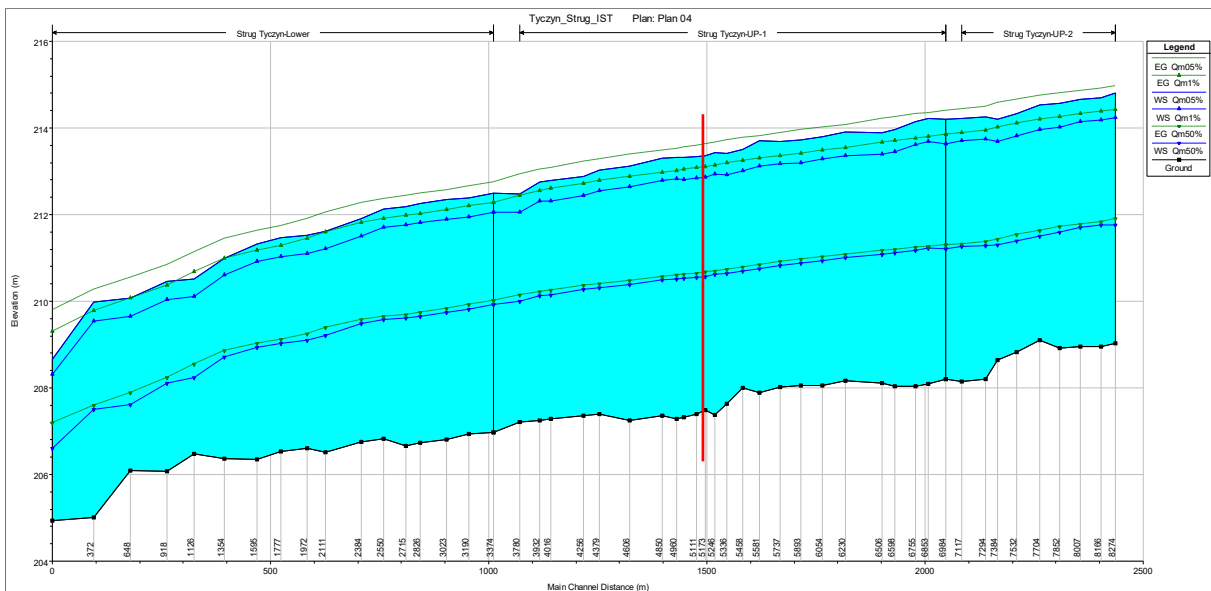


Tabela 8 Warunki przepływu wody rzeki Strug  $Q_{m0,5\%}$   $Q_{m1\%}$   $Q_{m50\%}$  dla przekroju w miejscu lokalizacji mostu

Cross Section Output						Cross Section Output					
Profile: Qm05%						Profile: Qm1%					
Plan: Plan 04 Strug Tyczyn-UP-1 RS: 5173						Plan: Plan 04 Strug Tyczyn-UP-1 RS: 5173					
Profile: Qm05%						Profile: Qm1%					
Element	Left OB	Channel	Right OB	Element	Left OB	Channel	Right OB	Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	213.63			E.G. Elev (m)	213.10			E.G. Elev (m)	213.10		
Vel Head (m)	0.27	0.060	0.040	Vel Head (m)	0.24	0.060	0.040	Vel Head (m)	0.24	0.060	0.040
W.S. Elev (m)	213.35	19.00	19.00	W.S. Elev (m)	212.87	19.00	19.00	W.S. Elev (m)	212.87	19.00	19.00
Crit W.S. (m)	211.59	33.52	43.83	Crit W.S. (m)	211.09	28.07	39.95	Crit W.S. (m)	211.09	28.07	39.95
E.G. Slope (m/m)	0.001419	Area (m <sup>2</sup> )	38.03	E.G. Slope (m/m)	0.001399	Area (m <sup>2</sup> )	28.07	E.G. Slope (m/m)	0.001399	Area (m <sup>2</sup> )	28.07
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	196.30	Flow (m <sup>3</sup> /s)	40.87	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	155.50	Flow (m <sup>3</sup> /s)	30.05	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	155.50	Flow (m <sup>3</sup> /s)	30.05
Top Width (m)	56.80	Top Width (m)	27.20	Top Width (m)	40.56	Top Width (m)	10.96	Top Width (m)	40.56	Top Width (m)	10.96
Vel Total (m/s)	1.88	Avg. Vel. (m/s)	1.22	Vel Total (m/s)	1.72	Avg. Vel. (m/s)	1.07	Vel Total (m/s)	1.72	Avg. Vel. (m/s)	1.07
Max Ch Dpth (m)	5.87	Hydr. Depth (m)	2.98	Max Ch Dpth (m)	5.39	Hydr. Depth (m)	2.56	Max Ch Dpth (m)	5.39	Hydr. Depth (m)	2.56
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	5211.8	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	1085.1	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	4249.0	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	821.0	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	4249.0	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	821.0
Length Wtd. (m)	19.00	Wetted Per. (m)	12.38	Length Wtd. (m)	19.00	Wetted Per. (m)	12.08	Length Wtd. (m)	19.00	Wetted Per. (m)	12.08
Min Ch El (m)	207.48	Shear (N/m <sup>2</sup> )	37.66	Min Ch El (m)	207.48	Shear (N/m <sup>2</sup> )	30.53	Min Ch El (m)	207.48	Shear (N/m <sup>2</sup> )	30.53
Alpha	1.52	Stream Power (N/m s)	45.91	Alpha	1.57	Stream Power (N/m s)	32.68	Alpha	1.57	Stream Power (N/m s)	32.68
Frtch Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	11.56	Frtch Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	6.13	Frtch Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	6.13
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	18.42	C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	5.96	C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	5.96

Cross Section Output					
Profile: Qm50%					
Plan: Plan 04 Strug Tyczyn-UP-1 RS: 5173					
Profile: Qm50%					
Element	Left OB	Channel	Right OB	Element	Left OB
E.G. Elev (m)	210.67			E.G. Elev (m)	210.67
Vel Head (m)	0.11	0.060	0.040	Vel Head (m)	0.11
W.S. Elev (m)	210.57	19.00	19.00	W.S. Elev (m)	210.57
Crit W.S. (m)	209.22	Flow Area (m <sup>2</sup> )	6.88	Crit W.S. (m)	209.22
E.G. Slope (m/m)	0.001118	Area (m <sup>2</sup> )	6.88	E.G. Slope (m/m)	0.001118
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	38.20	Flow (m <sup>3</sup> /s)	3.78	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	38.20
Top Width (m)	19.95	Top Width (m)	6.55	Top Width (m)	19.95
Vel Total (m/s)	1.20	Avg. Vel. (m/s)	0.55	Vel Total (m/s)	1.20
Max Ch Dpth (m)	3.09	Hydr. Depth (m)	1.05	Max Ch Dpth (m)	3.09
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	1142.3	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	113.0	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	1142.3
Length Wtd. (m)	19.00	Wetted Per. (m)	7.02	Length Wtd. (m)	19.00
Min Ch El (m)	207.48	Shear (N/m <sup>2</sup> )	10.74	Min Ch El (m)	207.48
Alpha	1.44	Stream Power (N/m s)	5.90	Alpha	1.44
Frtch Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	0.41	Frtch Loss (m)	0.02
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.80	C & E Loss (m)	0.00

Rysunek 18 Przekrój poprzeczny rzeki Strug w miejscu lokalizacji mostu wraz z poziomem lustra wody dla przepływów  $Q_{m0,5\%}$   $Q_{m1\%}$   $Q_{m50\%}$ .



Rysunek 19 Profil podłużny rzeki Strug wraz z poziomem lustra wody dla przepływów  $Q_{m0,5\%}$ ,  $Q_{m1\%}$ ,  $Q_{m50\%}$ . Czerwona pionowa linia oznacza przekrój lokalizacji mostu.

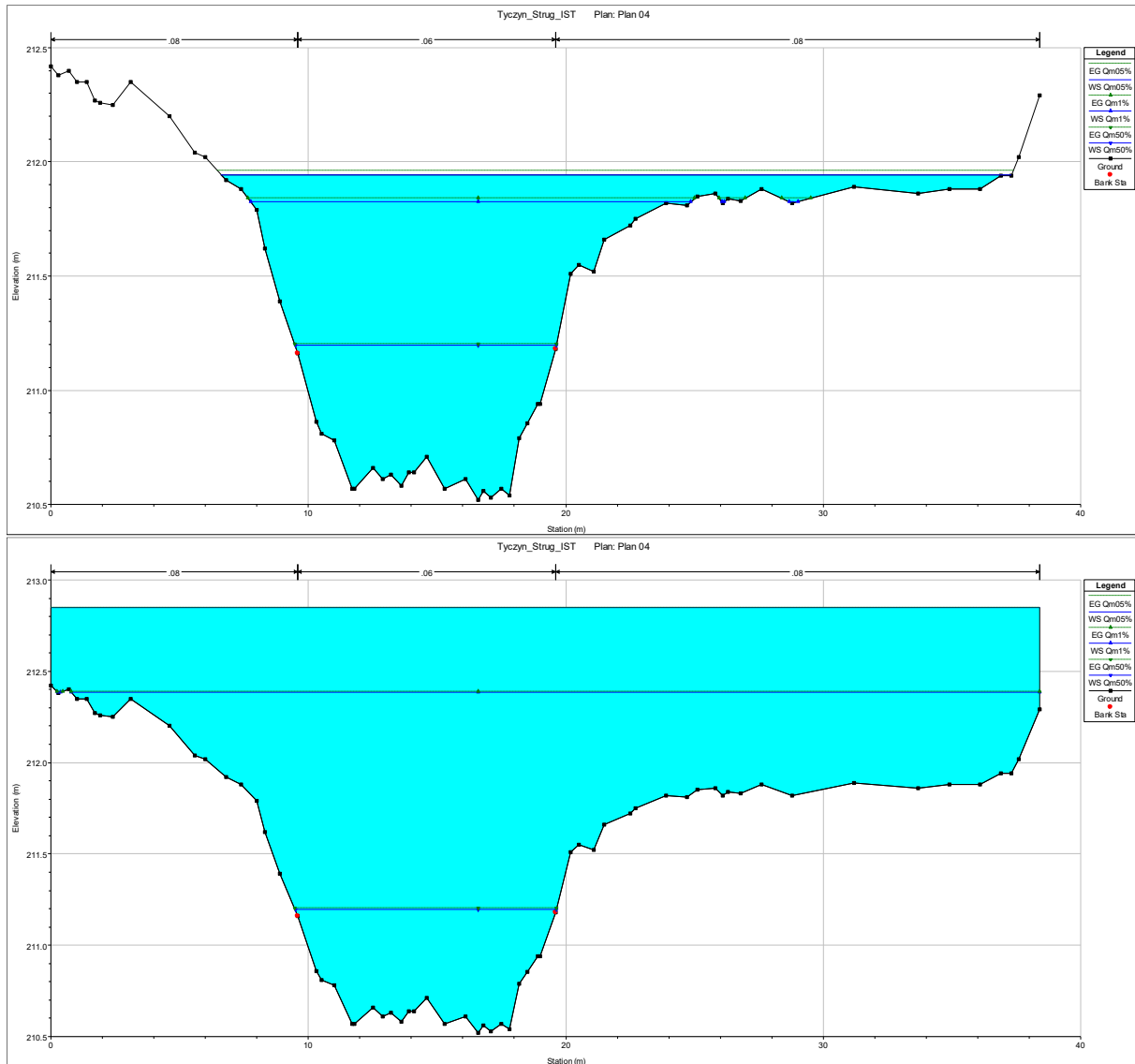
Tabela 9 Warunki przepływu wody potoku Hermanówka  $Q_{m0,5\%}$ ,  $Q_{m1\%}$ ,  $Q_{m50\%}$  dla przekroju w miejscu lokalizacji mostu z bez uwzględnienia cofki od rzeki Strug.

Cross Section Output				Cross Section Output			
Profile: $Q_{m0.5\%}$				Profile: $Q_{m1\%}$			
Element	Left OB	Channel	Right OB	Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	211.89			E.G. Elev (m)	211.77		
Vel Head (m)	0.12	0.080	0.060	Vel Head (m)	0.13	0.080	0.060
W.S. Elev (m)	211.77	10.00	23.80	W.S. Elev (m)	211.64	10.00	23.80
Crit W.S. (m)		0.15	4.17	Crit W.S. (m)		0.07	3.67
E.G. Slope (m/m)	0.010632	0.15	4.17	E.G. Slope (m/m)	0.012315	0.07	3.67
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	8.00	0.06	6.86	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	6.40	0.03	5.97
Top Width (m)	22.00	0.67	3.90	Top Width (m)	13.69	0.47	3.90
Vel Total (m/s)	1.14	0.42	1.64	Vel Total (m/s)	1.33	0.35	1.62
Max CH Dpth (m)	1.48	0.22	1.07	Max CH Dpth (m)	1.35	0.15	0.94
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	77.6	0.6	66.6	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	57.7	0.2	53.8
Length Wtd. (m)	22.57	0.80	4.46	Length Wtd. (m)	23.21	0.56	4.46
Min Ch El (m)	210.29	19.06	97.57	Min Ch El (m)	210.29	15.52	99.43
Alpha	1.80	Stream Power (N/m <sup>2</sup> )	7.91	Alpha	1.39	Stream Power (N/m <sup>2</sup> )	5.48
Frictn Loss (m)	0.14	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	0.01	Frictn Loss (m)	0.15	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	0.00
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.03	C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.00

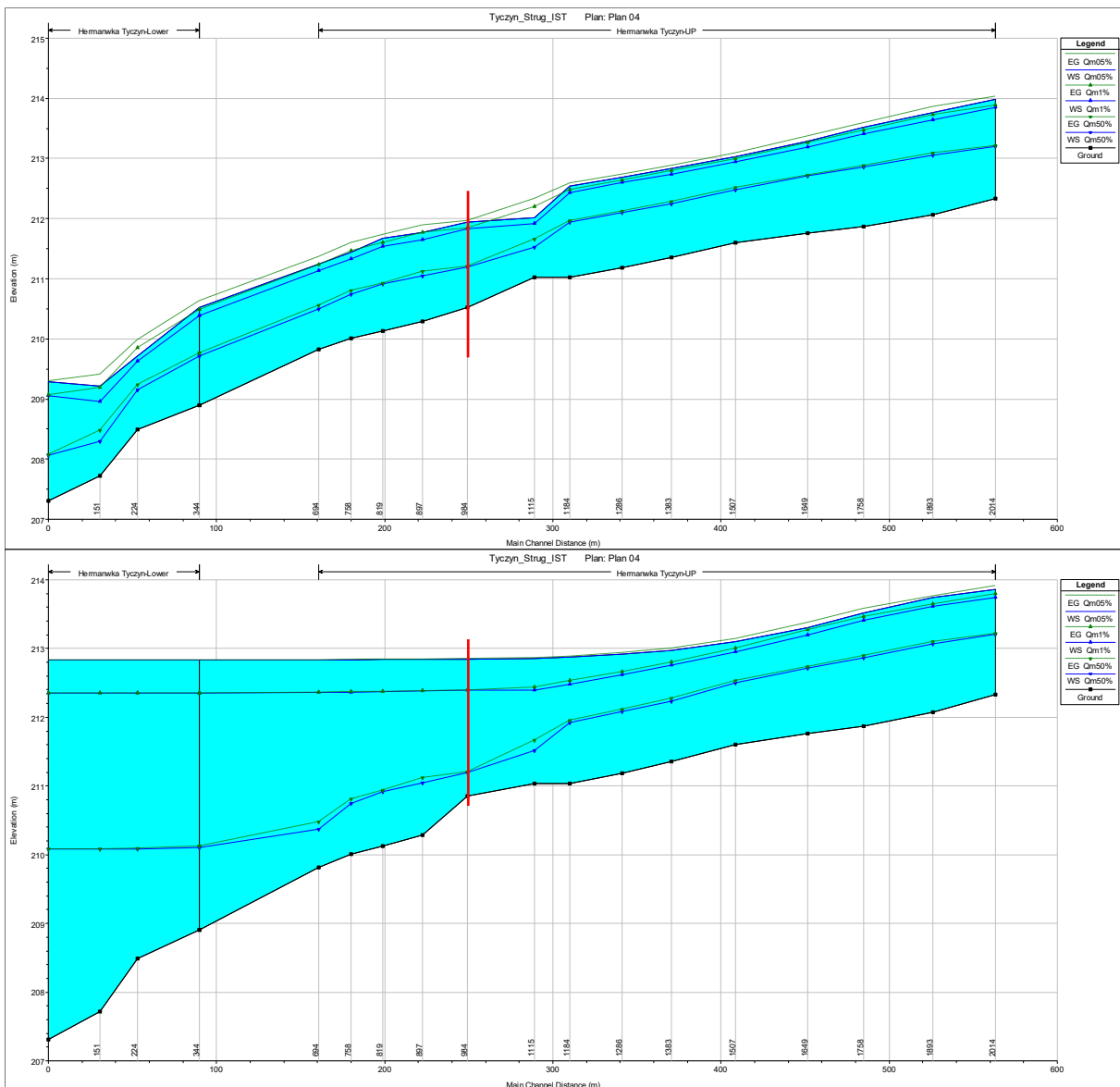
Tabela 10 Warunki przepływu wody potoku Hermanówka  $Q_{m0,5\%}$ ,  $Q_{m1\%}$ ,  $Q_{m50\%}$  dla przekroju w miejscu lokalizacji mostu z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug.

Cross Section Output				Cross Section Output			
Profile: $Q_{m0.5\%}$				Profile: $Q_{m1\%}$			
Element	Left OB	Channel	Right OB	Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	212.85			E.G. Elev (m)	212.38		
Vel Head (m)	0.00	0.080	0.060	Vel Head (m)	0.01	0.080	0.060
W.S. Elev (m)	212.84	10.00	23.80	W.S. Elev (m)	212.37	10.00	23.80
Crit W.S. (m)		4.14	8.35	Crit W.S. (m)		1.05	6.52
E.G. Slope (m/m)	0.000228	0.15	4.17	E.G. Slope (m/m)	0.000519	1.05	6.52
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	8.00	0.34	3.20	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	6.40	0.15	3.19
Top Width (m)	36.11	14.51	3.90	Top Width (m)	24.38	2.78	3.90
Vel Total (m/s)	0.23	0.08	0.38	Vel Total (m/s)	0.31	0.14	0.49
Max CH Dpth (m)	2.55	0.29	2.14	Max CH Dpth (m)	2.08	0.38	1.67
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	529.5	22.2	211.5	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	280.9	6.5	140.1
Length Wtd. (m)	16.93	Wetted Per. (m)	14.78	Length Wtd. (m)	18.30	Wetted Per. (m)	3.01
Min Ch El (m)	210.29	Shear (N/m <sup>2</sup> )	0.63	Min Ch El (m)	210.29	Shear (N/m <sup>2</sup> )	1.78
Alpha	1.50	Stream Power (N/m <sup>2</sup> )	0.05	Alpha	1.55	Stream Power (N/m <sup>2</sup> )	0.25
Frictn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	2.01	Frictn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	1.05
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	1.88	C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.11

Cross Section Output			
File Type Options Help			
River:	Hermanówka	Profile:	Qm50%
Reach:	Tyczyn-UP	RS:	897
Plan: Plan 04		Tyczyn-UP RS: 897 Profile: Qm50%	
E.G. Elev (m)	Element	Left OB	Channel
211.12	Wt. n-Val.		0.060
0.07	Reach Len. (m)	10.00	23.80
211.05	Flow Area (m <sup>2</sup> )		1.45
0.016781	Area (m <sup>2</sup> )		1.45
1.70	Flow (m <sup>3</sup> /s)		1.70
3.18	Top Width (m)		3.18
1.18	Avg. Vel. (m/s)		1.18
0.76	Hydr. Depth (m)		0.45
13.1	Conv. (m <sup>3</sup> /s)		13.1
23.80	Wetted Per. (m)		3.60
210.29	Shear (N/m <sup>2</sup> )		66.16
1.00	Stream Power (W/m <sup>2</sup> )		77.81
0.17	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )		0.28
0.01	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )		0.23



Rysunek 20 Przekrój poprzeczny potoku Hermanówka w miejscu lokalizacji mostu wraz z poziomem lustra wody dla przepływów  $Q_{m0,5\%}$   $Q_{m1\%}$   $Q_{m50\%}$  bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug.



Rysunek 21 Profil podłużny potoku Hermanówka wraz z poziomem lustra wody dla przepływów  $Q_{m0,5\%}$   $Q_{m1\%}$   $Q_{m50\%}$  bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug. Czerwona pionowa linia oznacza przekrój lokalizacji mostu.

Tabela 11 Warunki przepływu wody w rowie  $Q_{m0,5\%}$   $Q_{m1\%}$   $Q_{m50\%}$  dla przekroju w miejscu lokalizacji Przepustu P1 bez uwzględnienia cofki od rzeki Strug

Cross Section Output			
File Type Options Help			
River:	Row	Profile:	Qm05%
Reach:	Tyczyn	RS:	401
Plan: Plan 04			
Plan: Plan 04 Row Tyczyn RS: 401 Profile: Qm05%			
	211.14	Element	
E.G. Elev (m)	211.14	Element	
Vel Head (m)	0.01	Wt. m-val	0.060
W.S. Elev (m)	211.14	Reach Len. (m)	0.050
Crit W.S. (m)	211.14	Area (m2)	12.00
E.G. Slope (m/m)	0.000984	Flow Area (m2)	0.12
Q Total (m3/s)	0.40	Area (m2)	1.17
Top Width (m)	5.48	Flow (m3/s)	0.01
Vel Total (m/s)	0.29	Top Width (m)	1.70
Max Ch Dpth (m)	0.52	Avg. Vel. (m/s)	0.09
Conv. Total (m3/s)	12.8	Hydr. Depth (m)	0.07
Length Wtd. (m)	12.00	Conv. (m3/s)	0.4
Min Ch EI (m)	210.62	Wetted Per. (m)	1.71
Alpha	1.19	Shear (N/m2)	0.70
Frctn Loss (m)	0.01	Stream Power (N/m s)	0.06
C & E Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.02
		Cum SA (1000 m2)	0.30

Cross Section Output			
File Type Options Help			
River:	Row	Profile:	Qm1%
Reach:	Tyczyn	RS:	401
Plan: Plan 04			
Plan: Plan 04 Row Tyczyn RS: 401 Profile: Qm1%			
	211.04	Element	
E.G. Elev (m)	211.04	Element	
Vel Head (m)	0.01	Wt. m-val	0.060
W.S. Elev (m)	211.03	Reach Len. (m)	0.050
Crit W.S. (m)	211.03	Area (m2)	12.00
E.G. Slope (m/m)	0.001764	Flow Area (m2)	0.02
Q Total (m3/s)	0.30	Area (m2)	0.84
Top Width (m)	3.86	Flow (m3/s)	0.02
Vel Total (m/s)	0.34	Top Width (m)	0.52
Max Ch Dpth (m)	0.41	Avg. Vel. (m/s)	0.07
Conv. Total (m3/s)	7.1	Hydr. Depth (m)	0.03
Length Wtd. (m)	12.00	Conv. (m3/s)	0.0
Min Ch EI (m)	210.62	Wetted Per. (m)	1.71
Alpha	1.05	Shear (N/m2)	0.52
Frctn Loss (m)	0.02	Stream Power (N/m s)	0.04
C & E Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.00
		Cum SA (1000 m2)	0.06

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Row	Profile:	Qm50%		
Reach:	Tyczyn	RS:	401	Plan:	Plan 04
Plan: Plan 04 Row Tyczyn RS: 401 Profile: Qm50%					
E.G. Elev (m)	Element	Left OB	Channel	Right OB	
210.87	Element				
Vel Head (m)	Wt. n-Val.		0.050		
W.S. Elev (m)	Reach Len. (m)	12.00	12.00	12.00	
Crit W.S. (m)	Flow Area (m <sup>2</sup> )		0.37		
E.G. Slope (m/m)	Area (m <sup>2</sup> )	0.002305			
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Flow (m <sup>3</sup> /s)	0.10	0.10		
Top Width (m)	Top Width (m)	2.37	2.37		
Vel Total (m/s)	Avg. Vel. (m/s)	0.27	0.27		
Max Ch Dpth (m)	Hydr. Depth (m)	0.24	0.16		
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	2.1	2.1		
Length Wtd. (m)	Wetted Per. (m)	12.00	2.43		
Min Ch El (m)	Shear (N/m <sup>2</sup> )	210.62	3.41		
Alpha	Stream Power (N/m s)	1.00	0.93		
Frctn Loss (m)	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	0.03	0.10	0.00	
C & E Loss (m)	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.00	0.18	0.00	

Tabela 12 Warunki przepływu wody w rowie  $Q_{m0,5\%}$   $Q_{m1\%}$   $Q_{m50\%}$  dla przekroju w miejscu lokalizacji Przepustu P1 z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug

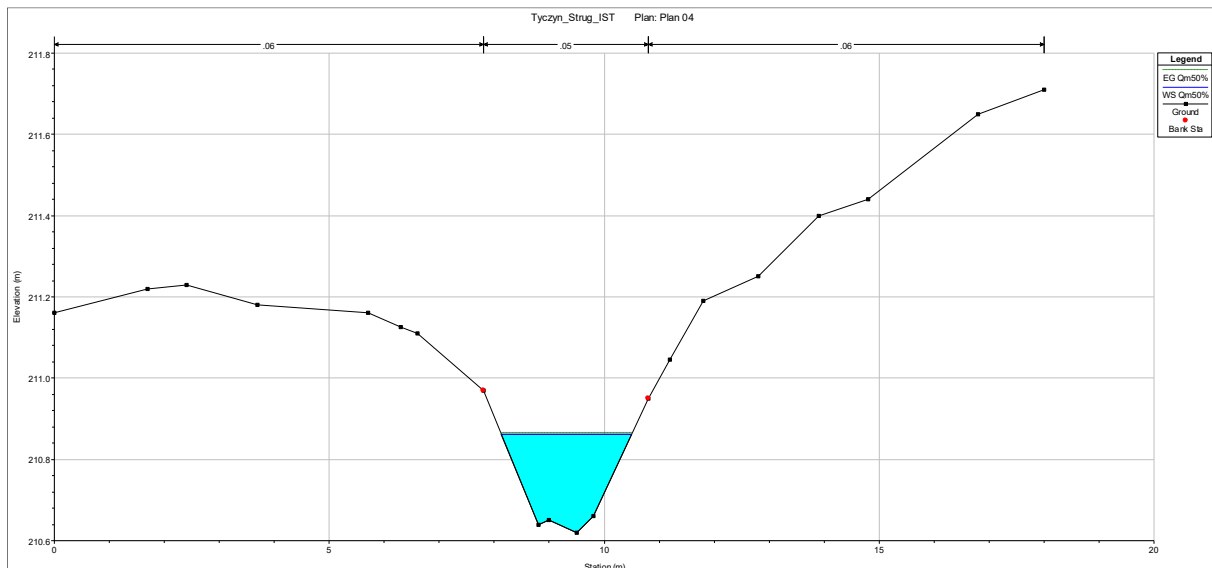
Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Row	Profile:	Qm05%		
Reach:	Tyczyn	RS:	401	Plan:	Plan 04
Plan: Plan 04 Row Tyczyn RS: 401 Profile: Qm05%					
E.G. Elev (m)	Element	Left OB	Channel	Right OB	
212.83	Element	0.060	0.050	0.060	
Vel Head (m)	Wt. n-Val.				
W.S. Elev (m)	Reach Len. (m)	12.00	12.00	12.00	
Crit W.S. (m)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	13.04	6.25	10.27	
E.G. Slope (m/m)	Area (m <sup>2</sup> )	13.04	6.25	10.27	
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Flow (m <sup>3</sup> /s)	0.40	0.16	0.12	
Top Width (m)	Top Width (m)	18.00	7.80	7.20	
Vel Total (m/s)	Avg. Vel. (m/s)	0.01	0.21	0.02	
Max Ch Dpth (m)	Hydr. Depth (m)	2.21	1.67	2.08	1.43
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	664.3	268.8	199.6	196.0
Length Wtd. (m)	Wetted Per. (m)	12.00	9.48	3.10	8.38
Min Ch El (m)	Shear (N/m <sup>2</sup> )	210.62	0.00	0.01	0.00
Alpha	Stream Power (N/m s)	1.16	0.00	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	0.00	5.27	1.79	2.98
C & E Loss (m)	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.00	2.11	0.29	2.13

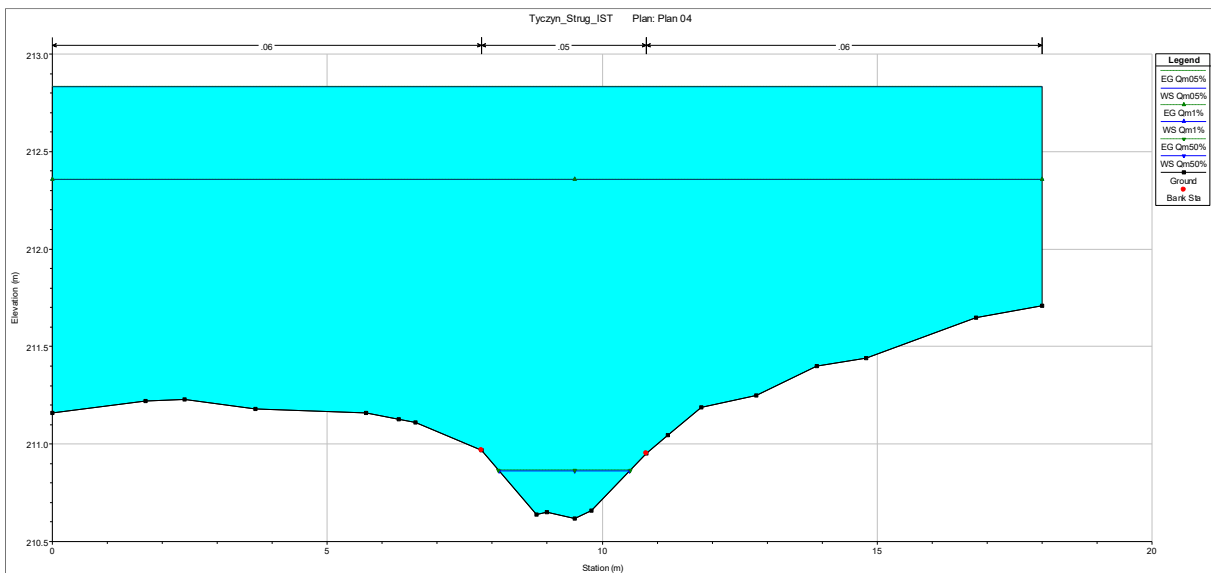
  

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Row	Profile:	Qm1%		
Reach:	Tyczyn	RS:	401	Plan:	Plan 04
Plan: Plan 04 Row Tyczyn RS: 401 Profile: Qm1%					
E.G. Elev (m)	Element	Left OB	Channel	Right OB	
212.36	Element	0.060	0.050	0.060	
Vel Head (m)	Wt. n-Val.				
W.S. Elev (m)	Reach Len. (m)	12.00	12.00	12.00	
Crit W.S. (m)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	9.31	4.82	6.83	
E.G. Slope (m/m)	Area (m <sup>2</sup> )	0.000001	9.31	4.82	6.83
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Flow (m <sup>3</sup> /s)	0.30	0.12	0.10	0.08
Top Width (m)	Top Width (m)	18.00	7.80	3.00	7.20
Vel Total (m/s)	Avg. Vel. (m/s)	0.01	0.01	0.02	0.01
Max Ch Dpth (m)	Hydr. Depth (m)	1.74	1.19	1.61	0.95
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	391.3	158.7	129.3	103.2
Length Wtd. (m)	Wetted Per. (m)	12.00	9.01	3.10	7.90
Min Ch El (m)	Shear (N/m <sup>2</sup> )	210.62	0.01	0.01	0.00
Alpha	Stream Power (N/m s)	1.19	0.00	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	0.00	3.32	1.45	1.35
C & E Loss (m)	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.00	1.98	0.29	1.04

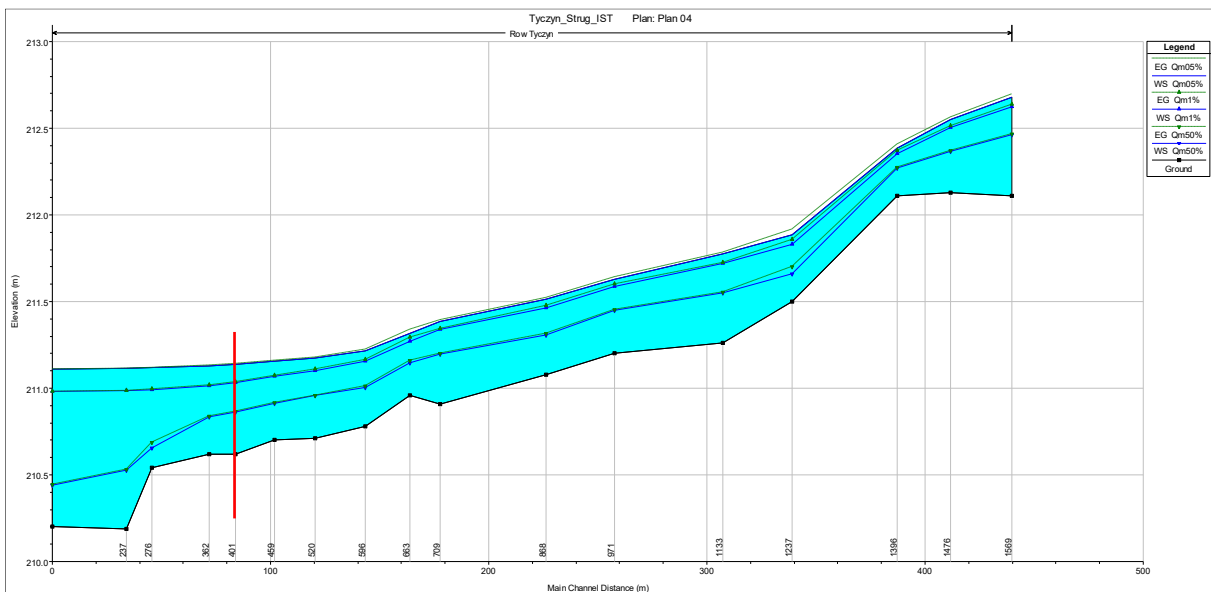
  

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Row	Profile:	Qm50%		
Reach:	Tyczyn	RS:	401	Plan:	Plan 04
Plan: Plan 04 Row Tyczyn RS: 401 Profile: Qm50%					
E.G. Elev (m)	Element	Left OB	Channel	Right OB	
210.87	Element				
Vel Head (m)	Wt. n-Val.		0.050		
W.S. Elev (m)	Reach Len. (m)	12.00	12.00	12.00	
Crit W.S. (m)	Flow Area (m <sup>2</sup> )		0.37		
E.G. Slope (m/m)	Area (m <sup>2</sup> )	0.002282			
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Flow (m <sup>3</sup> /s)	0.10	0.10		
Top Width (m)	Top Width (m)	2.37	2.37		
Vel Total (m/s)	Avg. Vel. (m/s)	0.27	0.27		
Max Ch Dpth (m)	Hydr. Depth (m)	0.24	0.16		
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	2.1	2.1		
Length Wtd. (m)	Wetted Per. (m)	12.00	2.44		
Min Ch El (m)	Shear (N/m <sup>2</sup> )	210.62	3.38		
Alpha	Stream Power (N/m s)	1.00	0.92		
Frctn Loss (m)	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	0.03	0.15	0.00	
C & E Loss (m)	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.00	0.17	0.00	

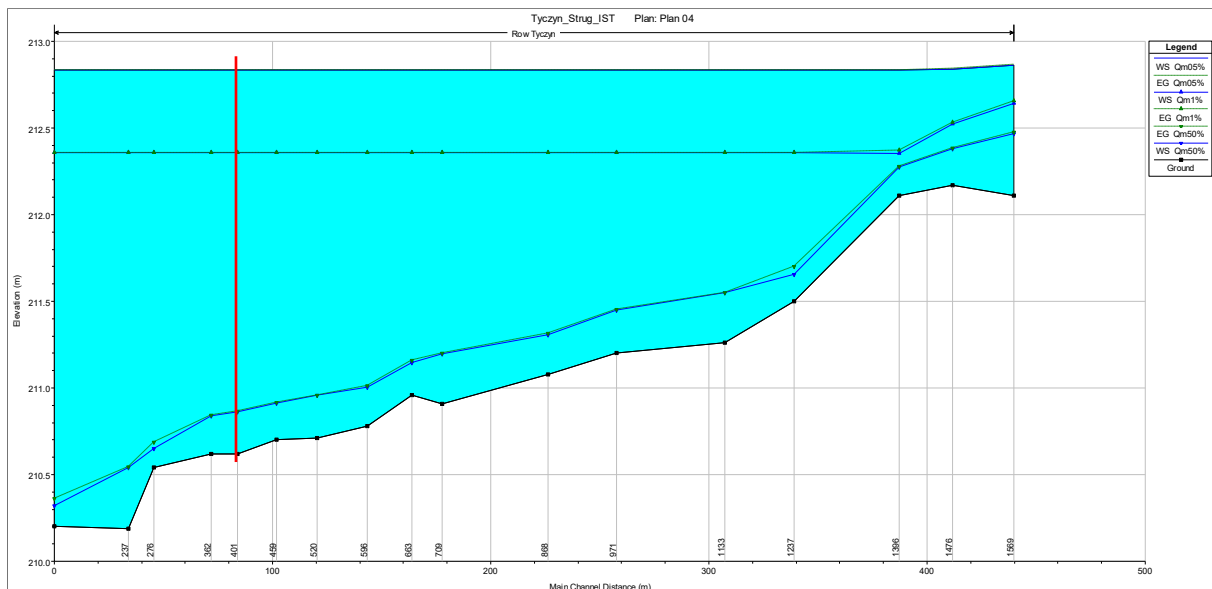




Rysunek 22 Przekrój poprzeczny Rowu w miejscu lokalizacji przepustu P1 wraz z poziomem lustra wody dla przepływów  $Q_{m0,5\%}$   $Q_{m1\%}$   $Q_{m50\%}$  bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug.







Rysunek 23 Profil podłużny Rowu wraz z poziomem lustra wody dla przepływów  $Q_{m0,5\%}$   $Q_{m1\%}$   $Q_{m50\%}$  bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug. Czerwona pionowa linia oznacza przekrój lokalizacji przepustu P1.

### 3.2.2 Sprawdzenie ruchu rumowiska w przekroju niezabudowanym

Przyjęta następujące prędkości nierozmywające dla cieków naturalnych:

#### Potok Hermanówka

Tabela 13 Zestawienie prędkości nierozmywających w przekroju obliczeniowym na potoku Hermanówka

L.p.	Część przekroju	Prędkość rzeczywista [m/s]	Rodzaj gruntu podłoża	Prędkość $v$ nierozmywająca [m/s]	Zredukowana prędkość $v_r^*$ nierozmywająca [m/s]
1	Zalew Lewy	0,42	Darnina	1,2	1,2
2	Koryto Główne	1,64	Otoczaki średnie – 25÷40mm	1,6	1,77
3	Zalew Prawy	0,4	Darnina	1,2	1,2

\*- Zredukowana prędkość nierozmywająca dla głębokości wody >1m zgodnie ze wzorem

$$v_r = v \cdot h^{\frac{1}{5}}, \text{ gdzie } h - \text{głębokość wody [m].}$$

#### Rzeka Strug

Tabela 14 Zestawienie prędkości nierozmywających w przekroju obliczeniowym na rzece Strug

L.p.	Część przekroju	Prędkość rzeczywista [m/s]	Rodzaj gruntu podłoża	Prędkość $v$ nierozmywająca [m/s]	Zredukowana prędkość $v_r^*$ nierozmywająca [m/s]
1	Zalew Lewy	1,22	Darnina, wiklina	1,8	1,8
2	Koryto Główne	2,78	Gliny, ły (zwięzłe)	1,2	<b>1,71</b>

		1,2	Darnina, wiklina	1,8	1,8
3	Zalew Prawy	1,23	Darnina, wiklina	1,8	1,8

\*- Zredukowana prędkość nierozmywająca dla głębokości wody >1m zgodnie ze wzorem  $v_r = v \cdot h^{\frac{1}{5}}$ , gdzie  $h$  - głębokość wody [m].

Dla potoku Hermanówka nie są przekroczone prędkości nierozmywające.

W dnie rzeki Strug występuje transport rumowiska. Należy przyjąć umocnienia dna rzeki Strug. Umocnienie należy wykonać w postaci narzutu kamiennego gr. 30cm z kamienia gr. min 10cm.

### 3.3 Przekrój zabudowany – projektowane światła obiektów

#### 3.3.1 Warunki przepływu w przekroju niezabudowanym

Dla koryta naturalnego zamodelowano zabudowę drogą i obiektami mostowymi. Minimalne światło mostu i przepustu wyznaczono w oparciu o Rozporządzenie [4]. Ze względu na rodzaj dna oraz nieprzekraczanie prędkości nierozmywających dla przekroju niezabudowanego, przyjęto schemat obliczeniowy nowego światła mostu jak dla dna nierozmywalnego. Minimalne światło netto mostu prostopadłe do nurtu rzeki wyznaczono ze wzoru:

$$L = \frac{Q_m}{\mu \cdot h \cdot v}$$

gdzie:

$L$  – światło mostu [m],

$Q_m$  – przepływ miarodajny [m<sup>3</sup>/s],

$\mu$  – współczynnik zależny od kształtu skrzydełek [-],

$v$  – max. dopuszczalna prędkość nierozmywająca [m/s],

$h$  – głębokość wody w korycie [m],

Obliczenia światła przepustów wykonano zgodnie z Rozporządzeniem [3] w oparciu o procedury obliczeniowe programu HEC-RAS. Analiza przepływu wody przez przepust przeprowadzana jest w oparciu o kontrolę wlotem (*inlet control*) lub kontrolę wylotem (*outlet control*). W procedurze obliczeniowej przepustu w programie HEC-RAS obliczane są poziomy wody górnej, wymagane przy danym przepływie, zarówno w warunkach kontroli wlotem, jak i wylotem (*computed flow control*). Starty energii strumienia powodowane przez przepust są obliczane przez HEC-RAS w trzech etapach. W pierwszym obliczane są straty zachodzące na odcinku poniżej przepustu w miejscu, gdzie dochodzi do rozszerzania się strumienia. Drugi etap obejmuje straty powstałe, gdy strumień wchodzi, przepływa przez przewód przepustu i opuszcza go. Ostatni etap obejmuje straty powstałe na odcinku koryta powyżej przepustu, gdzie dochodzi do kontrakcji strumienia.

W procedurze obliczeniowej założono projektowany spadek przewodu przepustu, a obliczenia przeprowadzono przy założeniu kontroli wylotem (*outlet control*) dla wylotu niezatopionego i wykorzystaniu równania dla przepływu ciśnieniowego, gdy wylot jest zatopiony (cofka). Dla takiego schematu nie oblicza się głębokości normalnej (*culvert normal depth*).

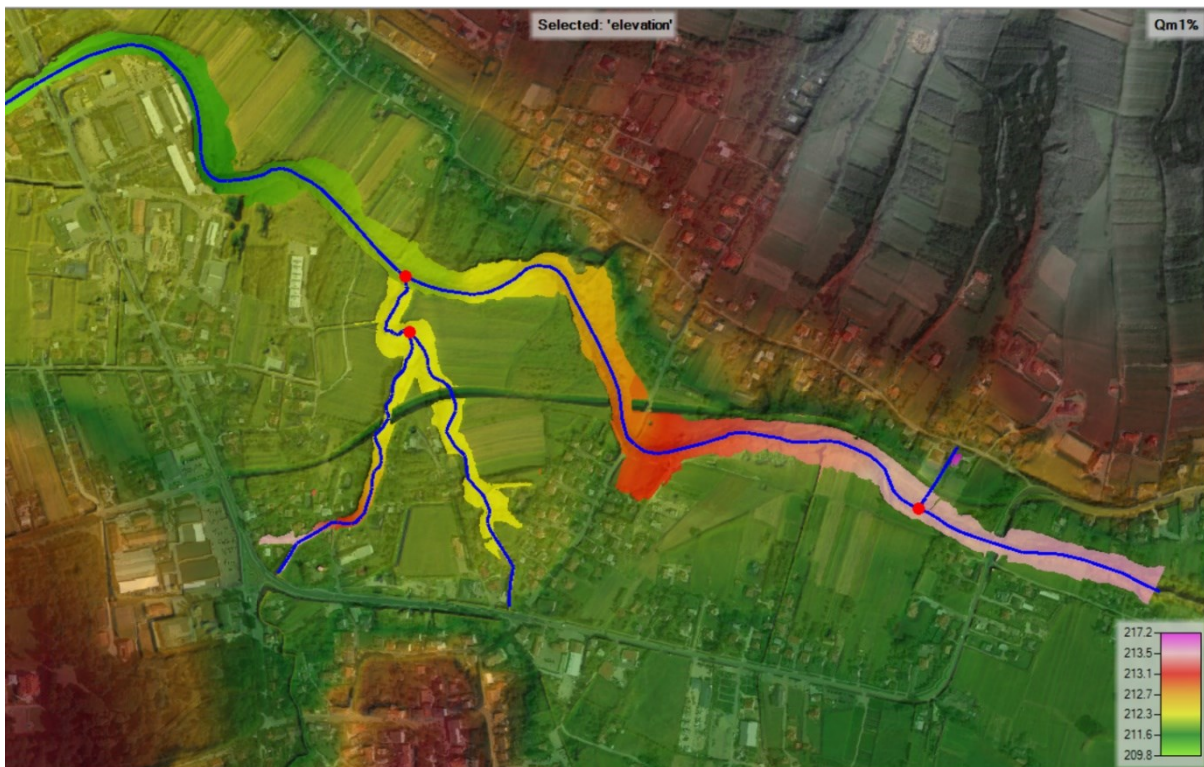
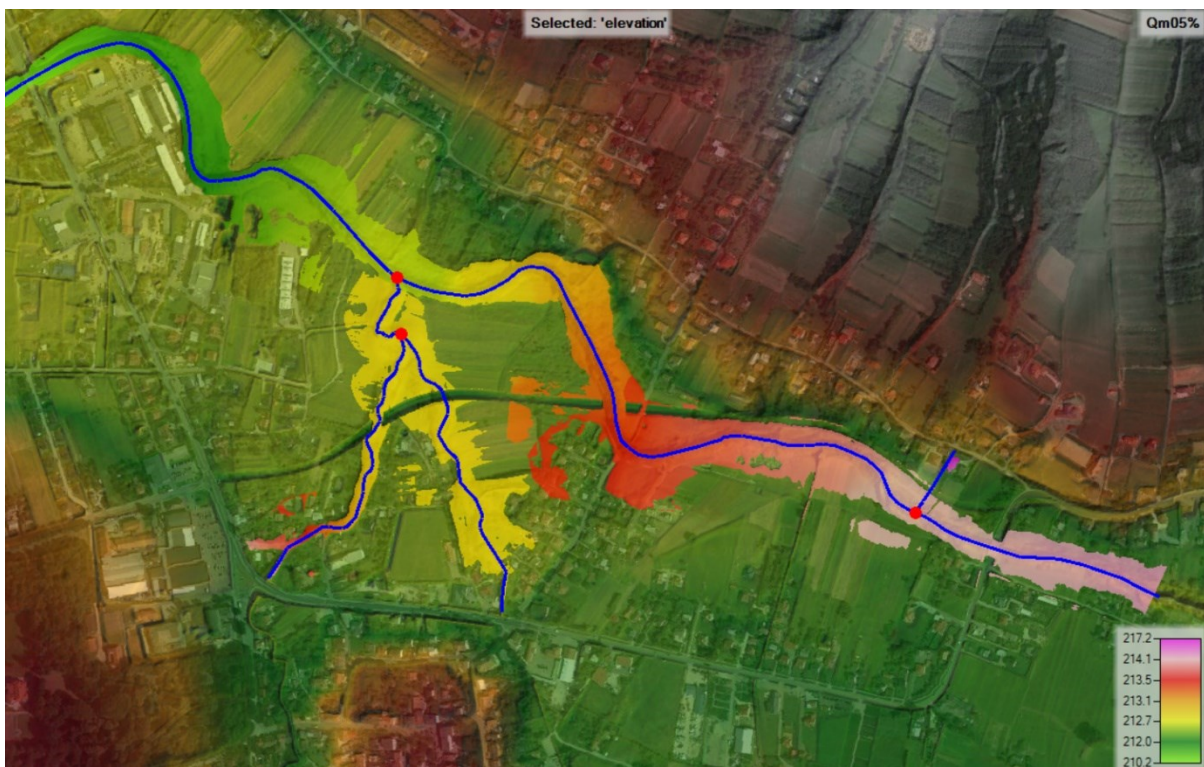


Rysunek 24 Numeryczny Model Terenu (NMT) uwzględniający projektowaną obwodnicę z zaznaczonymi przekrojami potoku Hermanowa, rowów i rzeki Strug – model RAS Mapper.



Rysunek 25 Zakres zalewu dla przepływu  $Q_{m50\%}$  wraz z poziomem lustra wody

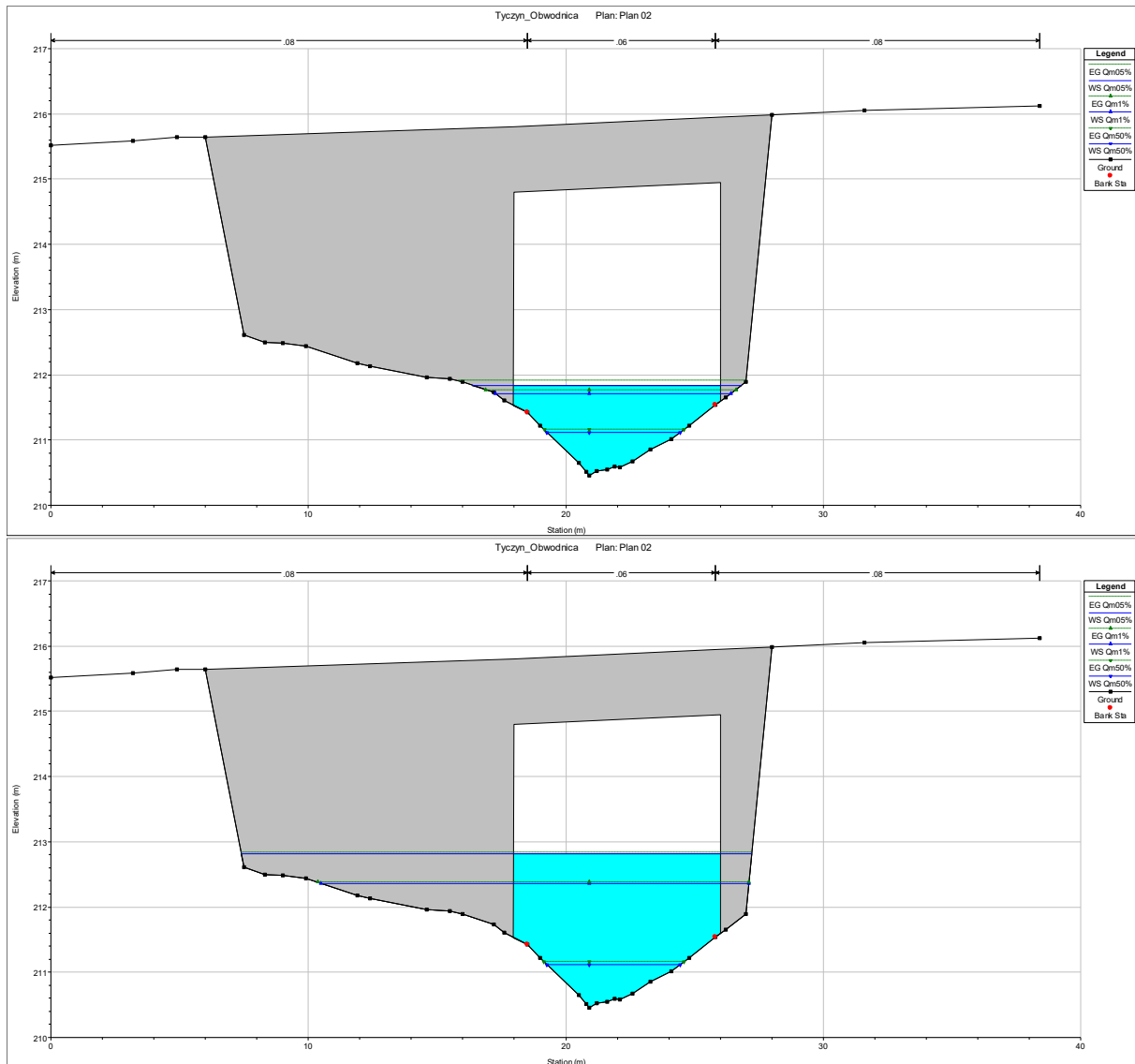


Rysunek 26 Zakres zalewu dla przepływu  $Q_{m1\%}$  wraz z poziomem lustra wodyRysunek 27 Zakres zalewu dla przepływu  $Q_{m0,5\%}$  wraz z poziomem lustra wody

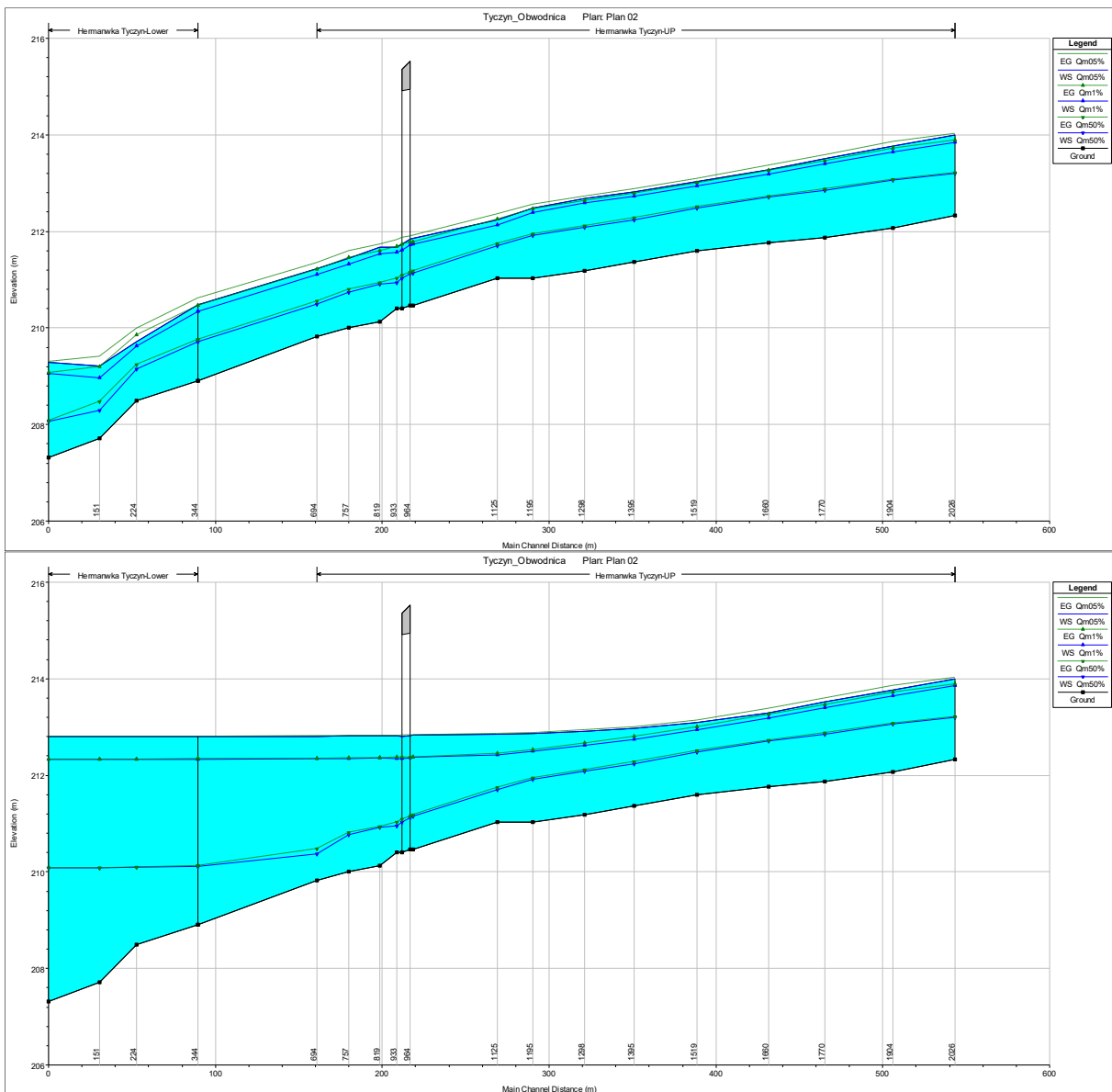
Lokalizacji obwodnicy nie wpłynie na przepływ wód w rzece Strug oraz nie zwiększy w znacznym stopniu zasięgu wód powodziowych. Zakres wahań poziomów wód zalewowych w odniesieniu to koryta rzeki w stanie niezabudowanym wynosi max. do 6cm.

## 3.3.2 Światło mostu M1 – potok Hermanówka

Dla wartości:  $Q_m=8,3\text{m}^3/\text{s}$ ;  $\mu=0,91$ ;  $h=1,48\text{m}$ ;  $v=1,12\text{m/s}$ , Minimalne światło mostu netto prostopadłe do nurtu rzeki 5,5m. Dla tak przyjętego światła mostu, wykonano szczegółowe obliczenia warunków przepływu wody pod mostem oraz wyliczono spiętrzenie w dwóch wariantach bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug.



Rysunek 28 Przekrój drogi i mostu w stanie projektowanym wraz z poziomem wody miarodajnej bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug.



Rysunek 29 Profil podłużny potoku Hermanówka wraz z poziomem wód bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug.

Tabela 15 Warunki przepływu wody  $Q_{m0,5\%}$  pod mostem z bez uwzględniania cofki od rzeki Strug – stanowisko górne i dolne

Cross Section Output			
River: Hermanówka Profile: Qm05%			
Reach: Tyczyn-UP RS: 964 BR U Plan: Plan 02			
Plan: Plan 02 Hermanówka Tyczyn-UP RS: 964 BR U Profile: Qm05%			
E.G. Elev (m)	211.91	Element	Left OB Channel Right OB
Vel Head (m)	0.07	Wt. n-Val.	0.080 0.060 0.080
W.S. Elev (m)	211.84	Reach Len. (m)	5.00 5.00 5.00
Crit W.S. (m)	211.40	Flow Area (m <sup>2</sup> )	0.21 6.73 0.06
E.G. Slope (m/m)	0.005862	Area (m <sup>2</sup> )	0.21 6.73 0.06
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	8.00	Flow (m <sup>3</sup> /s)	0.07 7.91 0.01
Top Width (m)	8.08	Top Width (m)	0.57 7.30 0.21
Vel Total (m/s)	1.14	Avg. Vel. (m/s)	0.36 1.17 0.24
Max Ch Dpth (m)	1.38	Hydr. Depth (m)	0.36 0.92 0.27
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	104.5	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	1.0 103.3 0.2
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	0.89 7.62 0.46
Min Ch El (m)	210.46	Shear (N/m <sup>2</sup> )	13.34 59.79 7.16
Alpha	1.05	Stream Power (N/m s)	4.82 59.67 1.71
Frctn Loss (m)	0.04	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	0.02 0.64 0.07
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.03 0.28 0.24

Cross Section Output			
River: Hermanówka Profile: Qm05%			
Reach: Tyczyn-UP RS: 964 BR D Plan: Plan 02			
Plan: Plan 02 Hermanówka Tyczyn-UP RS: 964 BR D Profile: Qm05%			
E.G. Elev (m)	211.86	Element	Left OB Channel Right OB
Vel Head (m)	0.13	Wt. n-Val.	0.080 0.060 0.080
W.S. Elev (m)	211.74	Reach Len. (m)	3.00 3.00 3.00
Crit W.S. (m)	211.40	Flow Area (m <sup>2</sup> )	0.14 4.92 0.27
E.G. Slope (m/m)	0.010915	Area (m <sup>2</sup> )	0.14 4.92 0.27
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	8.00	Flow (m <sup>3</sup> /s)	0.04 7.85 0.11
Top Width (m)	7.91	Top Width (m)	1.29 5.10 1.53
Vel Total (m/s)	1.50	Avg. Vel. (m/s)	0.29 1.60 0.40
Max Ch Dpth (m)	1.33	Hydr. Depth (m)	0.11 0.96 0.18
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	76.6	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	0.4 75.1 1.0
Length Wtd. (m)	3.00	Wetted Per. (m)	1.52 5.60 1.58
Min Ch El (m)	210.41	Shear (N/m <sup>2</sup> )	11.34 94.03 18.27
Alpha	1.11	Stream Power (N/m s)	3.32 150.18 7.34
Frctn Loss (m)	0.04	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	0.02 0.61 0.07
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	0.03 0.25 0.24



Tabela 16 Warunki przepływu wody  $Q_{m0,5\%}$  pod mostem z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug – stanowisko górne i dolne

Cross Section Output				Cross Section Output			
Plan: Plan 02 Hermanka Tyczyn-UP RS: 964 BR U Profile: Qm05%				Plan: Plan 02 Hermanka Tyczyn-UP RS: 964 BR D Profile: Qm05%			
E.G. Elev (m)	212.84	Element	Left OB	Channel	Right OB	E.G. Elev (m)	212.83
Vel Head (m)	0.02	Wt. n-Val.	0.080	0.060	0.080	Vel Head (m)	0.02
W.S. Elev (m)	212.82	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00	W.S. Elev (m)	212.81
Crit W.S. (m)	211.40	Flow Area (m <sup>2</sup> )	0.75	13.88	0.26	Crit W.S. (m)	211.40
E.G. Slope (m/m)	0.000519	Area (m <sup>2</sup> )	0.75	13.88	0.26	E.G. Slope (m/m)	0.000723
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	8.00	Flow (m <sup>3</sup> /s)	0.12	7.86	0.02	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	8.00
Top Width (m)	8.05	Top Width (m)	0.55	7.30	0.21	Top Width (m)	8.10
Vel Total (m/s)	0.54	Aug. Vel. (m/s)	0.16	0.57	0.09	Vel Total (m/s)	0.57
Max CH Dpth (m)	2.36	Hydr. Depth (m)	1.38	1.90	1.26	Max CH Dpth (m)	2.40
Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	351.2	Conv. (m <sup>3</sup> /s)	5.1	345.0	1.1	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	297.5
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	1.87	7.62	1.44	Length Wtd. (m)	3.00
Min Ch El (m)	210.46	Shear (N/m <sup>2</sup> )	2.05	9.27	0.93	Min Ch El (m)	210.41
Alpha	1.09	Stream Power (N/m s)	0.32	5.25	0.09	Alpha	1.27
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m <sup>3</sup> )	2.02	1.68	3.27	Frctn Loss (m)	0.00
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m <sup>2</sup> )	1.44	0.30	1.75	C & E Loss (m)	0.00

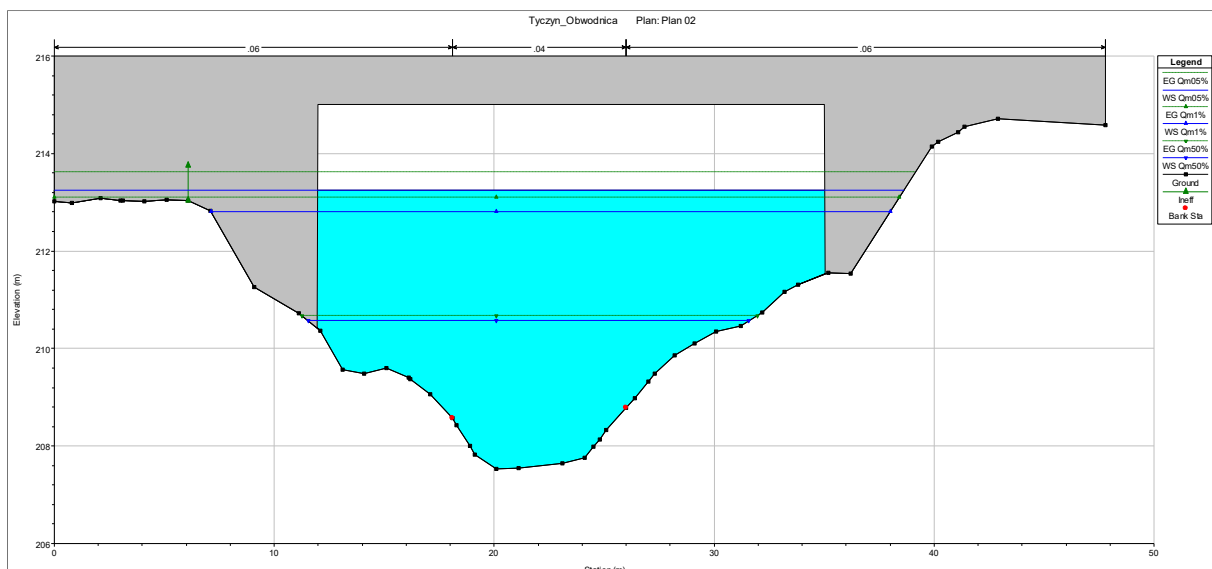
Zgodnie z powyższym, dla przyjętego minimalnego światła mostu netto, prostopadłego do nurtu cieku zachowane są warunki przepływu zgodnie z Rozporządzeniem [4]. Prędkość przepływu 1,6m/s (Tabela 13) jest porównywalna do prędkości przepływu w przekroju niezabudowanym i nie przekracza wartości nierozmywających (dno kamieniste otoczki średnie do 40mm –  $1,6\text{m/s} * h^{1/5} = 1,6 * 1,38^{1/5}$  (Tabela 15) = 1,71m/s). Nie mniej ze względu na zmianę przebiegu koryta potoku należy wykonać umocnienie dna i skarp w postaci opaski z faszyny leśnej żerdziowej oraz narzutu kamiennego gr.20cm w płótkach 1x1m.

Spiętrzenie wyniesie 211,77m n.p.m. (Tabela 9) -211,84m n.p.m.(Tabela 15) = 7cm – co jest wartością akceptowalną.

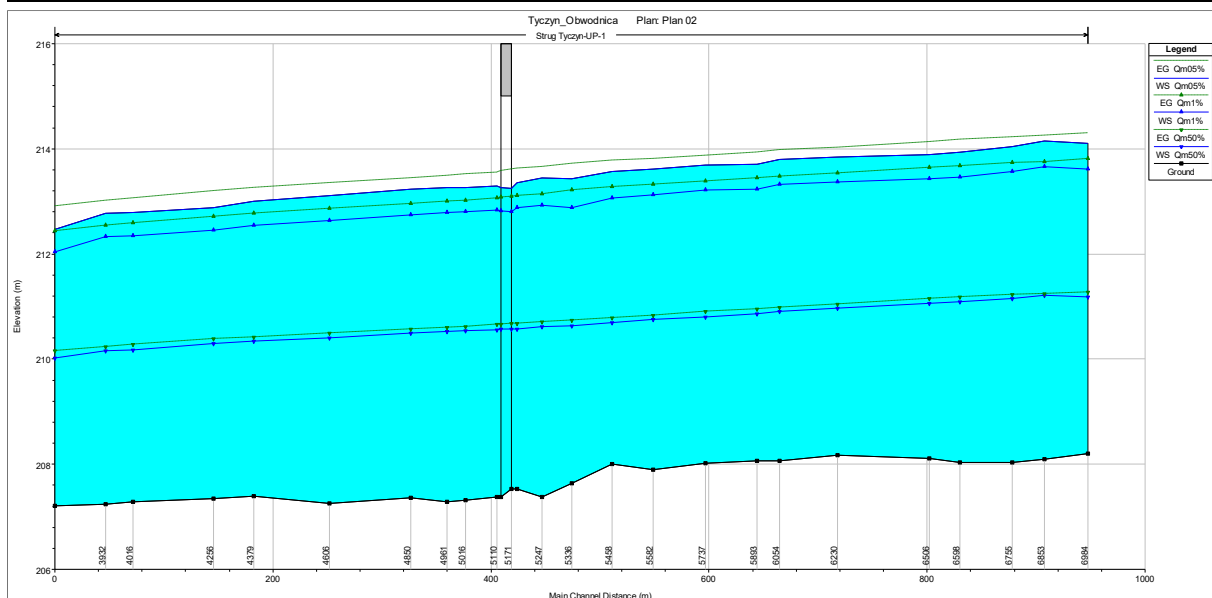
Przy uwzględnieniu poziomu wód cofkowych od rzeki Strug przyjęte światło mostu nie będzie mieć wpływu na zakres oddziaływania stref zalewowych na teren przyległy.

### 3.3.3 Światło mostu M2 – Rzeka Strug

Dla wartości:  $Q_m=196,3\text{m}^3/\text{s}$ ;  $\mu=0,54$ ;  $h=5,87\text{m}$ ;  $v=2,78\text{m/s}$ , Minimalne światło netto prostopadłe do nurtu rzeki mostu wynosi 22,5m. Ze względu na podgórski charakter rzeki (pkt.2.1.6) minimalne światło zwiększono o 15%, tj. do wartości 26m. Dla tak przyjętego światła mostu, wykonano szczegółowe obliczenia warunków przepływu wody pod mostem oraz wyliczono spiętrzenie.



Rysunek 30 Przekrój drogi i mostu w stanie projektowanym wraz z poziomem wody miarodajnej.



Rysunek 31 Profil podłużny rzeki Strug wraz z poziomem wód.

Tabela 17 Warunki przepływu wody  $Q_{m0,5\%}$  pod – stanowisko górne i dolne

Cross Section Output			
File Type Options Help			
River: Strug	Profile: Qm05%		
Reach: Tyczyn-UP-1	RS: 5171 BR U	Plan: Plan 02	
Plan: Plan 02 Strug Tyczyn-UP-1 RS: 5171 BR U Profile: Qm05%			
E.G. Elev (m)	Element	Left OB	Right OB
213.61		0.060	0.060
Vel Head (m)	Wt. n-val.	0.060	0.060
213.25	Reach Len. (m)	10.00	10.00
211.41	Flow Area (m <sup>2</sup> )	23.37	42.60
E.G. Slope (m/m)	Area (m <sup>2</sup> )	23.37	26.09
196.30	Flow (m <sup>3</sup> /s)	30.30	133.54
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Top Width (m)	6.14	7.90
23.08	Avg. Vel. (m/s)	1.30	3.13
2.13	Hydr. Depth (m)	3.81	5.39
5.72	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	709.8	3128.1
4598.3	Length Wtd. (m)	9.50	8.46
10.00	Min Ch El (m)	207.53	43.96
207.53	Stream Power (N/m s)	56.99	282.01
1.58	Frictn Loss (m)	0.02	9.28
0.02	C & E Loss (m)	0.01	15.22
0.01			

Cross Section Output			
File Type Options Help			
River: Strug	Profile: Qm05%		
Reach: Tyczyn-UP-1	RS: 5171 BR D	Plan: Plan 02	
Plan: Plan 02 Strug Tyczyn-UP-1 RS: 5171 BR D Profile: Qm05%			
E.G. Elev (m)	Element	Left OB	Right OB
213.58		0.060	0.060
Vel Head (m)	Wt. n-val.	0.060	0.060
211.78	Reach Len. (m)	3.80	3.80
211.34	Flow Area (m <sup>2</sup> )	26.61	57.69
E.G. Slope (m/m)	Area (m <sup>2</sup> )	26.61	6.74
196.30	Flow (m <sup>3</sup> /s)	31.60	159.20
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Top Width (m)	9.53	11.30
23.09	Avg. Vel. (m/s)	1.19	2.76
2.16	Hydr. Depth (m)	2.79	5.11
5.88	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	782.5	3942.8
4861.8	Length Wtd. (m)	11.35	12.76
3.80	Min Ch El (m)	207.38	37.47
207.38	Stream Power (N/m s)	44.49	199.39
1.38	Frictn Loss (m)	0.01	9.03
0.01	C & E Loss (m)	0.02	15.14
0.02			

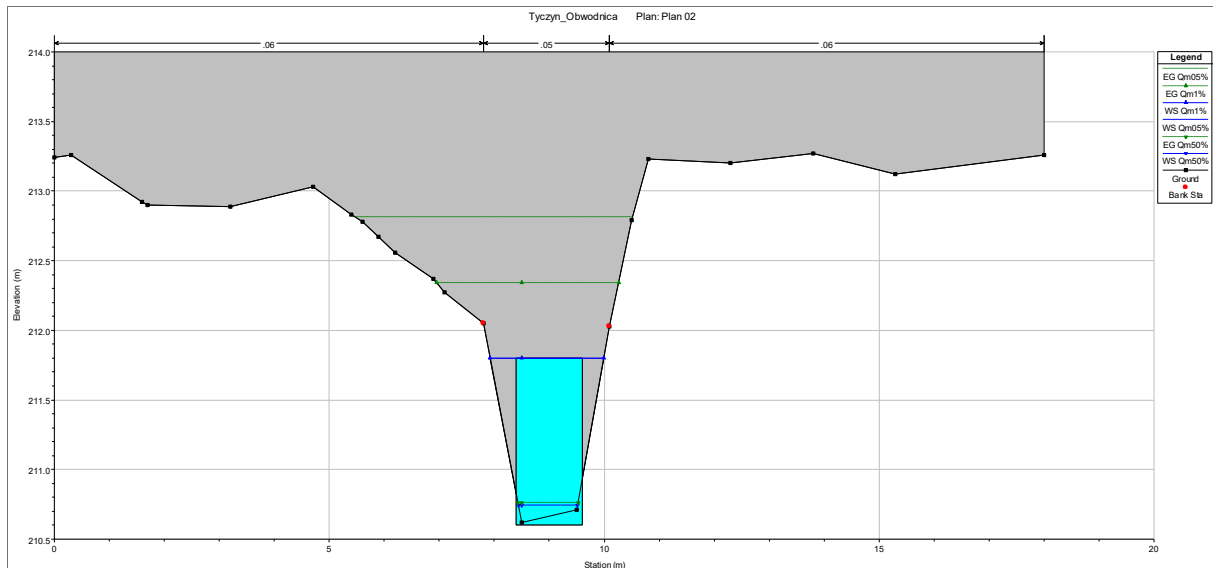
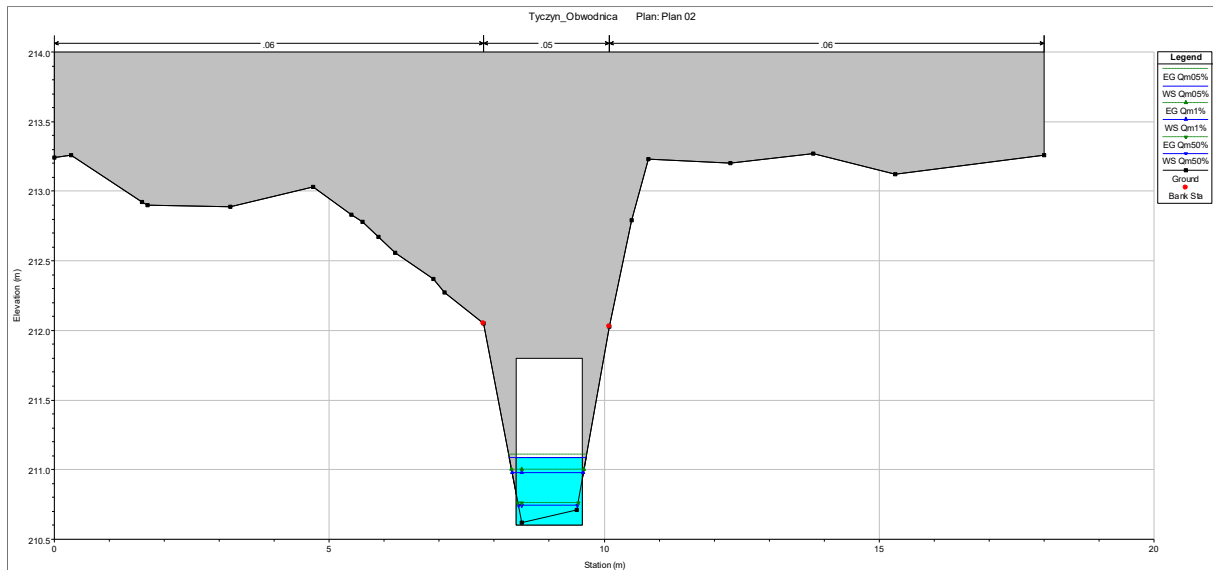
  

Cross Section Output			
File Type Options Help			
River: Strug	Profile: Qm05%		
Reach: Tyczyn-UP-1	RS: 5172	Plan: Plan 02	
Plan: Plan 02 Strug Tyczyn-UP-1 RS: 5172 Profile: Qm05%			
E.G. Elev (m)	Element	Left OB	Right OB
213.63		0.060	0.060
Vel Head (m)	Wt. n-val.	0.060	0.060
213.36	Reach Len. (m)	5.00	5.00
211.60	Flow Area (m <sup>2</sup> )	34.15	43.48
E.G. Slope (m/m)	Area (m <sup>2</sup> )	36.12	43.48
196.30	Flow (m <sup>3</sup> /s)	40.36	121.77
Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Top Width (m)	18.10	7.90
38.78	Avg. Vel. (m/s)	1.18	2.80
1.80	Hydr. Depth (m)	2.84	5.50
5.83	Conv. Total (m <sup>3</sup> /s)	1072.8	3236.5
5217.3	Length Wtd. (m)	13.19	8.46
5.00	Min Ch El (m)	207.53	35.93
207.53	Stream Power (N/m s)	42.47	199.77
1.66	Frictn Loss (m)	0.01	9.43
0.01	C & E Loss (m)	0.01	15.28
0.01			

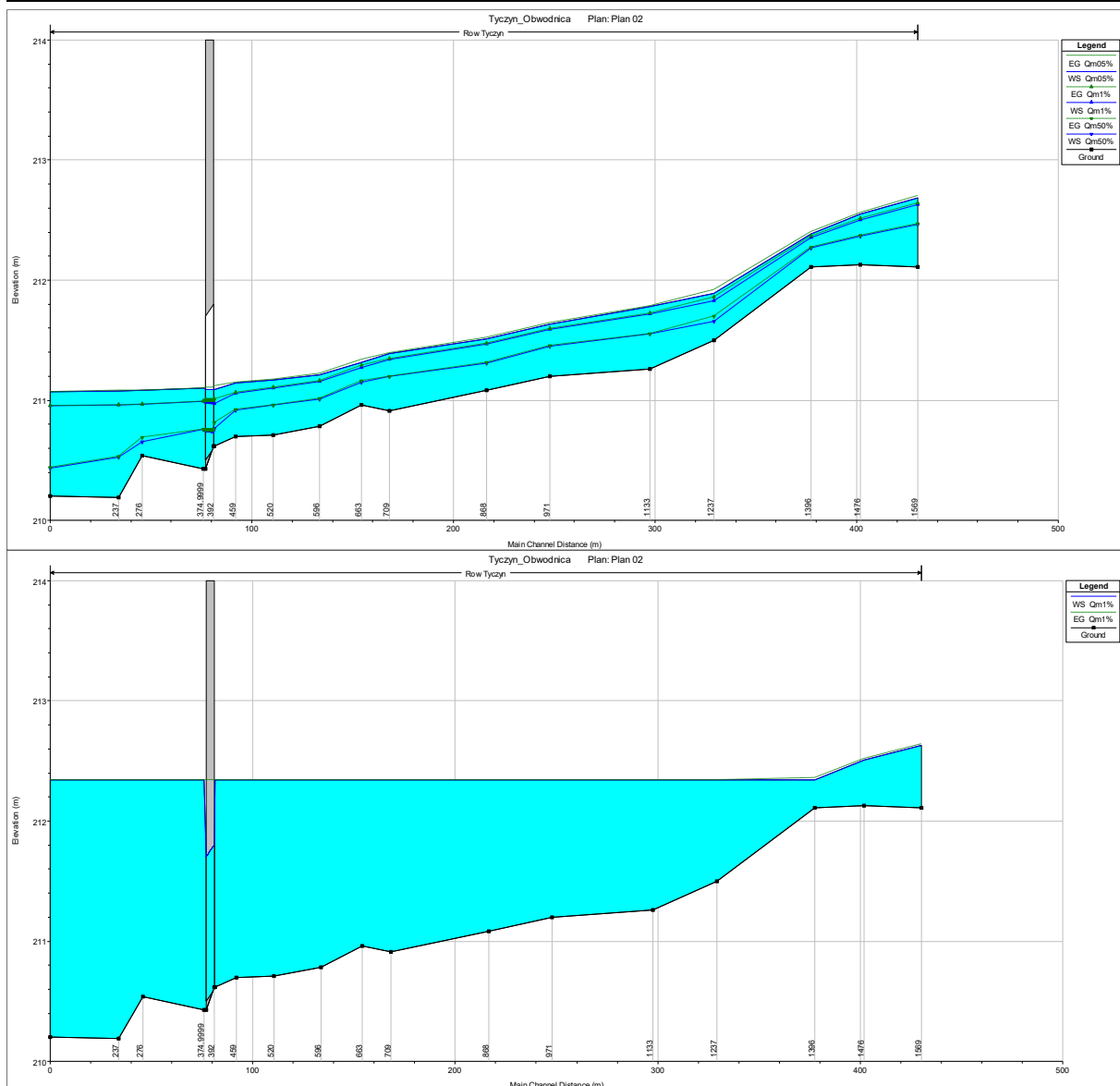
Zgodnie z powyższym, dla przyjętego minimalnego światła mostu netto, prostopadłego do nurtu rzeki zachowane są warunki przepływu zgodnie z Rozporządzeniem [4]. Prędkość przepływu 2,78m/s (Tabela 14) przekracza wartości nierozmywające. Należy przyjąć umocnienie (narzut kamienny gr 30cm z kamienia min. 10cm –  $2,7\text{m/s} \cdot h^{1/5} = 2,4 \cdot 5,87^{1/5}$  (Tabela 8) = 3,84m/s). Dodatkowo zaleca się oczyścić z zadrzewień i zakrzewień skarpy z jednoczesnym ich wyprofilowaniem i umocnieniem narzutem kamiennym gr. 20cm w płótkach 1x1m. Spiętrzenie wyniesie 213,35m n.p.m. (Tabela 8) - 213,36m n.p.m. (Tabela 17) = 1cm – co jest wartością akceptowalną.

## 3.3.4 Światło mostu Przepustu P1

Do obliczeń przyjęto przepust o przekroju kwadratowym o wymiarze 1,2m.



Rysunek 32 Przekrój drogi i przepustu w stanie projektowanym wraz z poziomem wody miarodajnej bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug.



Rysunek 33 Profil podłużny rowu wraz z poziomem wód bez i z uwzględnieniem cokki od rzeki Strug.

Tabela 18 Warunki przepływu wody  $Q_{m1\%}$  w przepieście P1 bez i z uwzględnieniem cokki od rzeki Strug

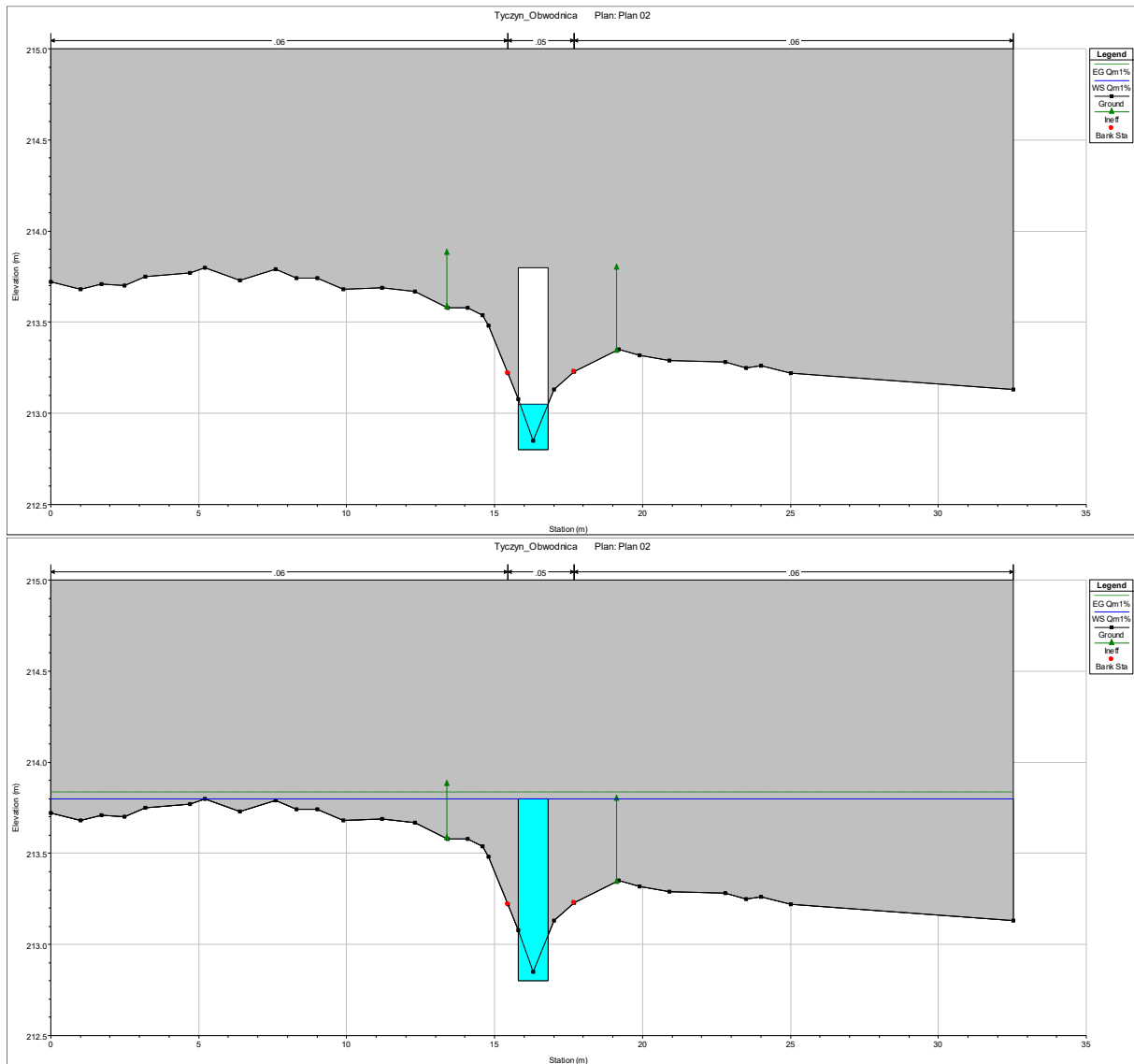
Culvert Output			
File	Type	Options	Help
River:	Row	Profile: Qm1%	Culv Group: Culvert #1
Reach:	Tyczyn	RS: 392	Plan: Plan 02
Plan: Plan 02 Row Tyczyn RS: 392 Culv Group: Culvert #1 Profile: Qm1%			
Q Culv Group (m3/s)	0.30	Culv Full Len (m)	0.30
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.66
Q Barrel (m3/s)	0.30	Culv Vel DS (m/s)	0.52
E.G. US. (m)	211.01	Culv Inv El Up (m)	210.60
W.S. US. (m)	210.97	Culv Inv El Dn (m)	210.50
E.G. DS (m)	210.99	Culv Frctn Ls (m)	0.00
W.S. DS (m)	210.99	Culv Exit Loss (m)	0.01
Delta EG (m)	0.02	Culv Entr Loss (m)	0.01
Delta WS (m)	0.02	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	210.87	Weir Sta Lft (m)	210.87
E.G. OC (m)	211.01	Weir Sta Rgt (m)	210.87
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	212.34
Culv WS Inlet (m)	210.98	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	210.98	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nnl Depth (m)	0.10	Weir Flow Area (m2)	
Culv Cr Depth (m)	0.19	Min El Weir Flow (m)	214.00

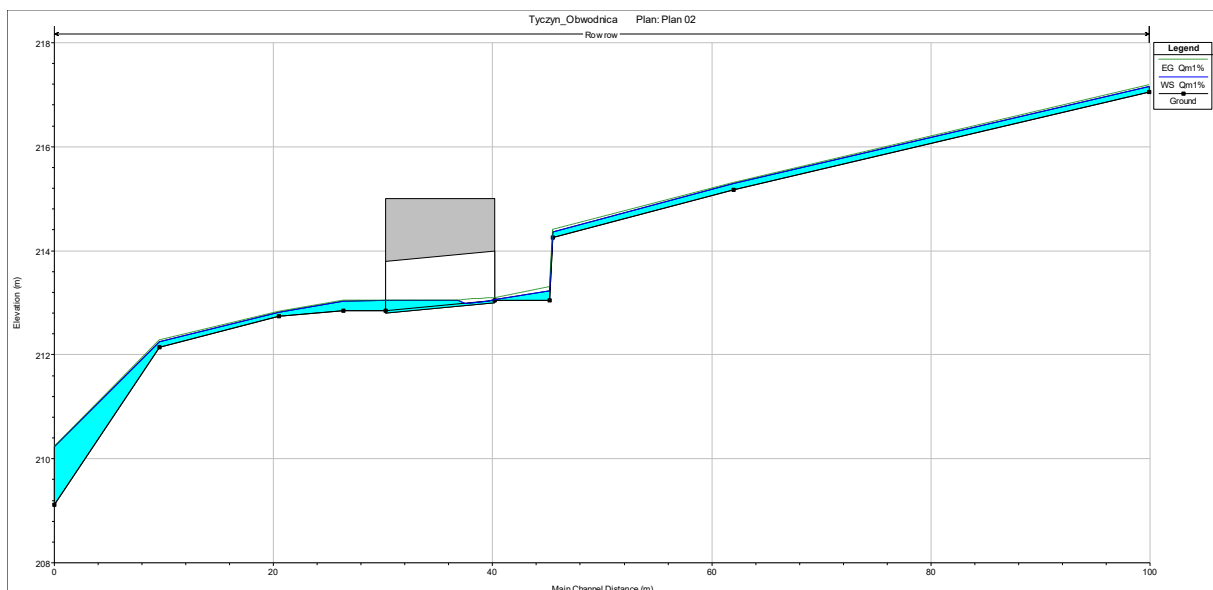
Culvert Output			
File	Type	Options	Help
River:	Row	Profile: Qm1%	Culv Group: Culvert #1
Reach:	Tyczyn	RS: 392	Plan: Plan 02
Plan: Plan 02 Row Tyczyn RS: 392 Culv Group: Culvert #1 Profile: Qm1%			
Q Culv Group (m3/s)	0.30	Culv Full Len (m)	4.00
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.21
Q Barrel (m3/s)	0.30	Culv Vel DS (m/s)	0.21
E.G. US. (m)	212.34	Culv Inv El Up (m)	210.60
W.S. US. (m)	212.34	Culv Inv El Dn (m)	210.50
E.G. DS (m)	212.34	Culv Frctn Ls (m)	0.00
W.S. DS (m)	212.34	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.00	Culv Entr Loss (m)	0.00
Delta WS (m)	0.00	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	210.87	Weir Sta Lft (m)	210.87
E.G. OC (m)	212.34	Weir Sta Rgt (m)	210.87
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	211.80	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	211.70	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nnl Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Cr Depth (m)	0.19	Min El Weir Flow (m)	214.00

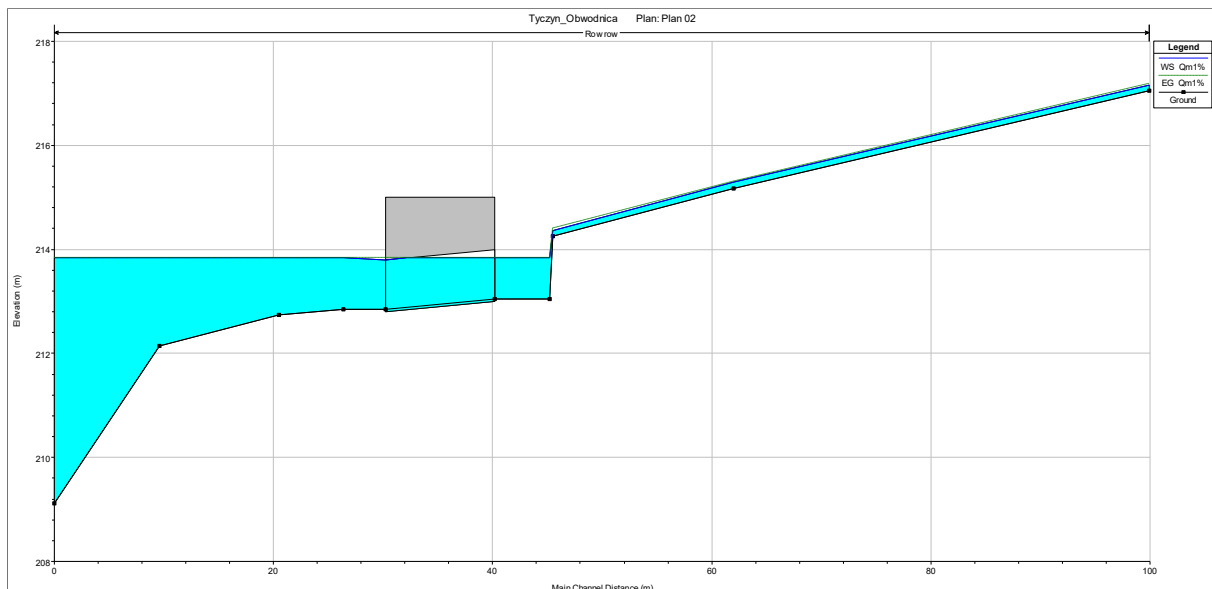
Zgodnie z Rozporządzeniem [3] istniejący schemat przepustu należy zaliczyć jako przepust o niezatopionym wlocie i wylocie. Ponadto światło przepustu nie powoduje dodatkowego piętrzenia przy uwzględnieniu wód cofkowych od rzeki Strug.

## 3.3.5 Światło mostu Przepustu P5



Rysunek 34 Przekrój drogi i przepustu w stanie projektowanym wraz z poziomem wody miarodajnej bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug.





Rysunek 35 Profil podłużny rowu wraz z poziomem wód bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug.

Tabela 19 Warunki przepływu wody  $Q_{m1\%}$  w przepuście P5 bez i z uwzględnieniem cofki od rzeki Strug

Culvert Output				Culvert Output			
File	Type	Options	Help	File	Type	Options	Help
River: Row	Profile: Qm1%	Culv Group: Culvert #1		River: Row	Profile: Qm05%	Culv Group: Culvert #1	
Reach: row	RS: 3.9	Plan: Plan 02		Reach: row	RS: 3.9	Plan: Plan 02	
Plan: Plan 02 Row row RS: 3.9 Culv Group: Culvert #1 Profile: Qm1%				Plan: Plan 02 Row row RS: 3.9 Culv Group: Culvert #1 Profile: Qm05%			
Q Culv Group (m3/s)	0.05	Culv Full Len (m)	0.79	Q Culv Group (m3/s)	0.10	Culv Full Len (m)	10.00
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.20	# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.10
Q Barrel (m3/s)	0.05	Culv Vel DS (m/s)	0.20	Q Barrel (m3/s)	0.10	Culv Vel DS (m/s)	0.10
E.G. US. (m)	213.09	Culv Inv El Up (m)	213.00	E.G. US. (m)	214.33	Culv Inv El Up (m)	213.00
W.S. US. (m)	213.24	Culv Inv El Dn (m)	212.80	W.S. US. (m)	214.33	Culv Inv El Dn (m)	212.80
E.G. DS (m)	213.05	Culv Frctn Ls (m)	0.04	E.G. DS (m)	214.33	Culv Frctn Ls (m)	0.00
W.S. DS (m)	213.03	Culv Exit Loss (m)	0.00	W.S. DS (m)	214.33	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.04	Culv Entr Loss (m)	0.00	Delta EG (m)	0.00	Culv Entr Loss (m)	0.00
Delta WS (m)	0.21	Q Weir (m3/s)	0.00	Delta WS (m)	0.00	Q Weir (m3/s)	0.00
E.G. IC (m)	213.09	Weir Sta Lf (m)	213.15	E.G. IC (m)	213.15	Weir Sta Lf (m)	213.15
E.G. OC (m)	213.11	Weir Sta Rgt (m)	214.33	E.G. OC (m)	214.33	Weir Sta Rgt (m)	214.33
Culvert Control	Inlet	Weir Submerg	Outlet	Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	Outlet
Culv WS Inlet (m)	213.06	Weir Max Depth (m)	214.00	Culv WS Inlet (m)	214.00	Weir Max Depth (m)	214.00
Culv WS Outlet (m)	213.05	Weir Avg Depth (m)	213.80	Culv WS Outlet (m)	213.80	Weir Avg Depth (m)	213.80
Culv Nml Depth (m)	0.04	Weir Flow Area (m2)		Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crd Depth (m)	0.06	Min El Weir Flow (m)	215.00	Culv Crd Depth (m)	0.10	Min El Weir Flow (m)	215.00

Zgodnie z Rozporządzeniem [3] istniejący schemat przepustu należy zaliczyć jako przepust o niezatapionym wlocie i wylocie. Ponadto światło przepustu nie powoduje dodatkowego piętrzenia przy uwzględnieniu wód cofkowych od rzeki Strug.

## 4 Podsumowanie

W wyniku przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że:

- Lokalizacji obwodnicy nie wpłynie na przepływ wód w rzece Strug oraz nie zwiększy w znacznym stopniu zasięgu wód powodziowych. Zakres wahań poziomów wód zalewowych w odniesieniu to koryta rzeki w stanie niezabudowanym wynosi max. do 6cm.
- Zgodnie z Rozporządzeniem [4] dla drogi klasy „G” należy zaprojektować światła mostów dla prawdopodobieństwa przewyższenia  $p = 0,5\%$ , a światła przepustów dla prawdopodobieństwa przewyższenia  $p = 1\%$ .
- Ze względu bliskość ujścia potoku Hermanówka oraz rowów od przekroju obliczeniowego, w analizie uwzględniono możliwe oddziaływanie (cofka) rzeki Strug,
- Minimalne światło netto mostu M1 prostopadłe do potoku Hermanówka przyjęto o szerokości 5,5m, a minimalną rzedną spodu konstrukcji mostu na poziomie 213,82m n.p.m. W korycie potoku nie są przekroczone prędkości nierozmywające. Nie mniej ze względu na zmianę przebiegu koryta potoku należy wykonać umocnienie dna i skarp w



postaci opaski z faszyny leśnej żerdziowej oraz narzutu kamiennego gr.20cm w płótkach 1x1m.

- Minimalne światło netto mostu M2 prostopadłe do rzeki Strug przyjęto o szerokości 26m, a minimalną rzedną spodu konstrukcji mostu na poziomie 214,25m n.p.m. Ze względu na charakter cieku – rzeka podgórska, światło mostu zgodnie z Rozporządzeniem [4] zwiększono o 15%. Ze względu na transport rumowiska w korycie rzeki należy wykonać umocnienie w postaci narzutu kamiennego gr 30cm z kamienia min. 10cm. Dodatkowo zaleca się oczyścić z zadrzewień i zakrzewień skarpy z jednoczesnym ich wyprofilowaniem i umocnieniem narzutem kamiennym gr. 20cm w płótkach 1x1m.
- Przekrój przepustu P1 należy przejąć jako 1.2x1.2m.
- Przekrój przepustu P5 należy przyjąć jako 1x1m.
- Pozostałe przepusty pod projektowaną drogą należy przyjąć o minimalnych parametrach zgodnie z Rozporządzeniem [4] jako 1x1m.

Rzeszów, lipiec 2020r.