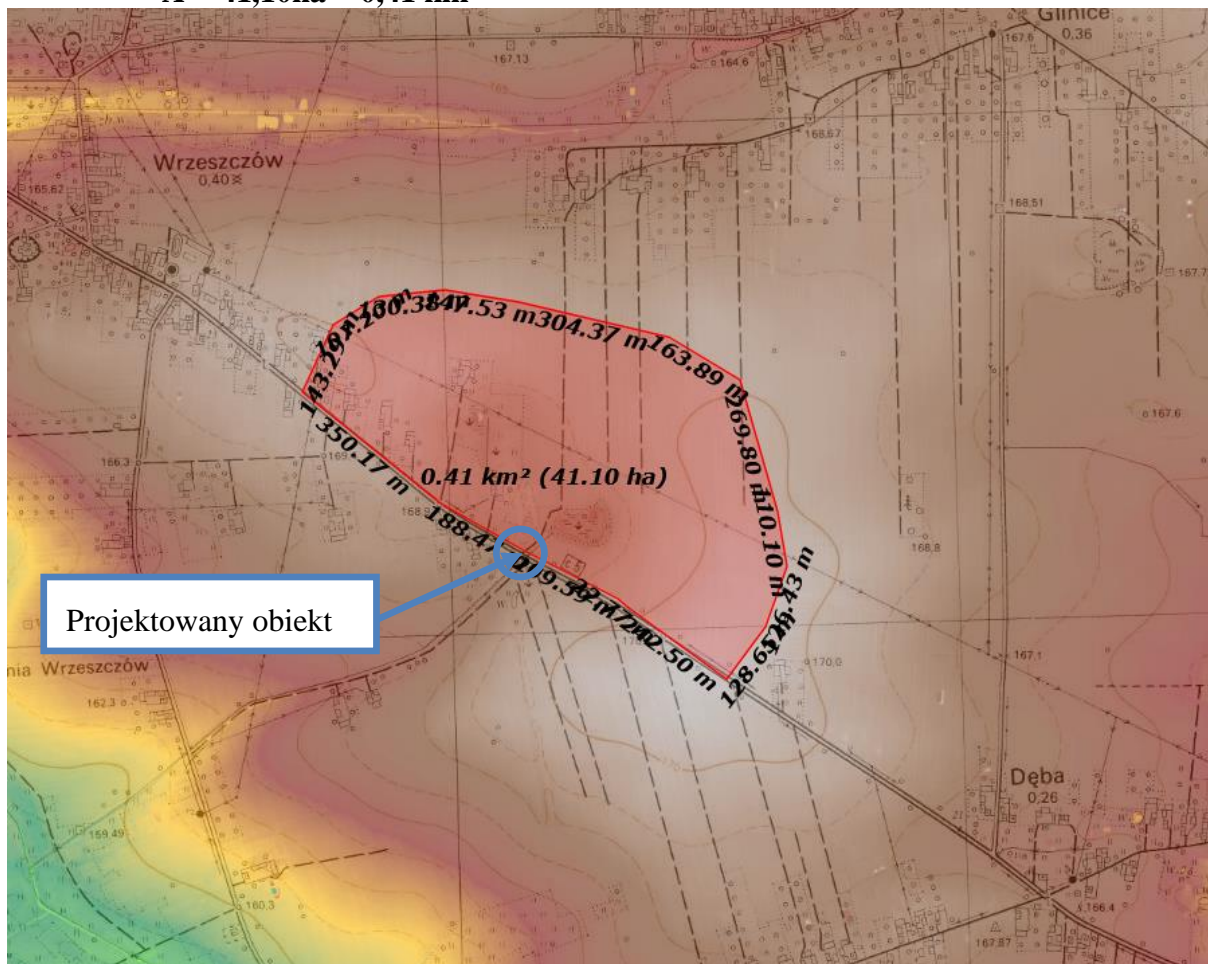


1. Obliczenia hydrologiczne mostu

Obliczenia przeprowadzono na podstawie danych z mapy topograficznej oraz danych umieszczonych przez Państwowe Gospodarstwo wodne Wody Polskie w serwisie DanePubliczne.gov.pl. oraz danych zawartych w „Atlasie podziału hydrograficznego Polski” i pozyskanych w ramach Ustawy z dnia 17 maja 1989 r. Prawo geodezyjne i kartograficzne (Dz. U. z 2020 r. poz. 276 z późn. zm.).

Przekrój mostowy ciek znajduje się w zlewni RW200017252499 (Wiązownica). Zlewnia do obliczeń stanowi fragment zlewni Dopływ z Wrzeszczowa nr 252481:

$$A = 41,10 \text{ ha} = 0,41 \text{ km}^2$$



Po wykonaniu pomiarów terenu zalewowego i profilu dna rzeki przed istniejącym mostem przyjęto średni spadek hydrauliczny na odcinku pomiaru: $u = 5,0\text{‰}$ od strony ponuru oraz $u = 3,0\text{‰}$ od strony poszuru.

Obliczenie wartości przepływu maksymalnego rocznego ($Q_{1\%}$) o prawdopodobieństwie pojawienia się $p=1\%$ (wg §40 p.3, Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie).

Obliczenia przeprowadzono Formułą opadową wg Stachy i Fal zgodnie z rozporządzeniem nr 4/2014 Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Krakowie

Dane

Bezwymiarowy wsp. kształtu fali	f=	0.6	[-]
Wysokość opadu dobowego 1%	H1=	90	[mm]
Powierzchnia zlewni	A=	0.41	[km ²]
Powierzchnia jezior	Aj=	0	[km ²]
Długość cieku głównego	L=	0.124	[km]
Długość suchej doliny	l=	0.9	[km]
Wysokość przekroju suchej doliny	wg=	170.5	m nrm
Wysokość przekroju	wd=	167.3	m nrm
Uśredniony spadek	lr1=	1.87	[m/km]

Przeciętna charakterystyka koryta i tarasu zalewowego na długości cieku

Charakterystyka powierzchni stoków

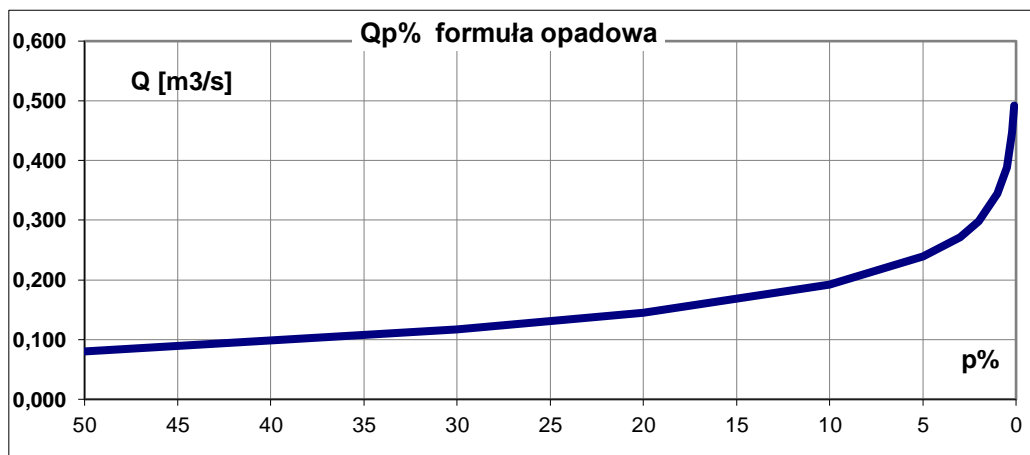
Makroregion	4a	Nizinny
-------------	----	---------

Współczynniki - obliczenia pośrednie

Współczynnik redukcji jeziornej	δj=	1	[-]
Współczynnik szorstkości koryta	m=	9	[-]
Współczynnik szorstkości stoków	ms=		[-]
Współczynnik odpływu	Φ=	0.35	[-]
Maksymalny moduł odpływu jednostkowego	F1=	0.0444	[-]
Czas spływu	ts=	60	[-]
Hydromorfologiczna charakterystyka koryta rzeki	Φr=	50.04174	[-]

$$Q_{\max, p\%} = f \cdot F_1 \cdot \phi \cdot H_{1\%} \cdot A \cdot \lambda_p \cdot \delta_j$$

p%	Lp	Kwantyl λp	Qp% formuła opadowa
0.1	1	1.43	0.492
0.2	2	1.30	0.447
0.5	3	1.13	0.389
1	4	1.00	0.344
2	5	0.867	0.298
3	6	0.788	0.271
5	7	0.695	0.239
10	8	0.559	0.192
20	9	0.422	0.145
30	10	0.340	0.117
50	11	0.233	0.080



Przepływ średni niski roczny (SNQ) oraz przepływ średni roczny (SSQ)

Przepływ średni roczny (SSQ)

Powierzchnia zlewni	A=	0.41	[km2]
Opad średni roczny	P	600	[mm]
Spadek podłużny cieku	I	0.3	[‰]
Wskaźnik nieprzepuszczalności gleb	N	50	

$$SSq = 0,00001151 * P^{2,05576} * I^{0,0647} * N^{-0,04435}$$

SSq= 0.00001151 * 514294.896237684 * 0.925059665376806 * 0.840718647395313

SSq= 4.60371005 [l/s*km2]

$$SSQ = 10^{-3} * SSq * A$$

SSQ= 0.001 * 4.60371005467248 * 0.41

SSQ= 0.00188752 [m3/s]

Przepływ średni niski roczny (SNQ)

Powierzchnia zlewni	A=	0.41	[km2]
Średnie wzniesienie zlewni	H=	1.60	[m n.p.m.]
Opad średni roczny	P=	600.00	[mm]
Spadek podłużny cieku	I=	0.30	[‰]
Wskaźnik nieprzepuszczalności gleb	N=	50.00	[%]

$$SNq = 0,000247 \times H^{0,7462} \times P^{1,182} \times I^{-0,2321} \times N^{-0,7123}$$

SNq= 0.0025 1.4201 1922.0947 1.3224 0.0616
SNq= 0.549502769 [l/s*km2]

$$SNQ = 10^{-3} \times SNq \times A$$

SNQ= 0.0010 0.5495 0.4100

SNQ= 0.0002 [m3/s]

Przepływ nienaruszalny Qn

Współczynnik typu hydrologicznego	k=	1	
-----------------------------------	----	---	--

Odptyw jednostkowy

$$q = \frac{SSQ}{A} * 1000$$

q= 4.6037 <- typ hydrologiczny - przejściowy i podgórski

$$Qn = k * SNQ$$

Qn= 0.0002 [m3/s]

2. Obliczenia hydrauliczne stan projektowy.

Charakterystyka cieku:

Projektowany przepust nadal zlokalizowany będzie na istniejącym cieku w miejscu istniejącego obiektu.

Przepust nadal zlokalizowany będzie w km 22+300 drogi wojewódzkiej nr 740.

W rejonie przekroczenia przekrój koryta rzeki ma kształt odwróconego trapezu z wyraźnie ukształtowanymi tarasami zalewowymi. Projekt przewiduje jedynie nieznaczna korektę kształtu koryta w bezpośrednim sąsiedztwie obiektu na długości projektowanych umocnień.

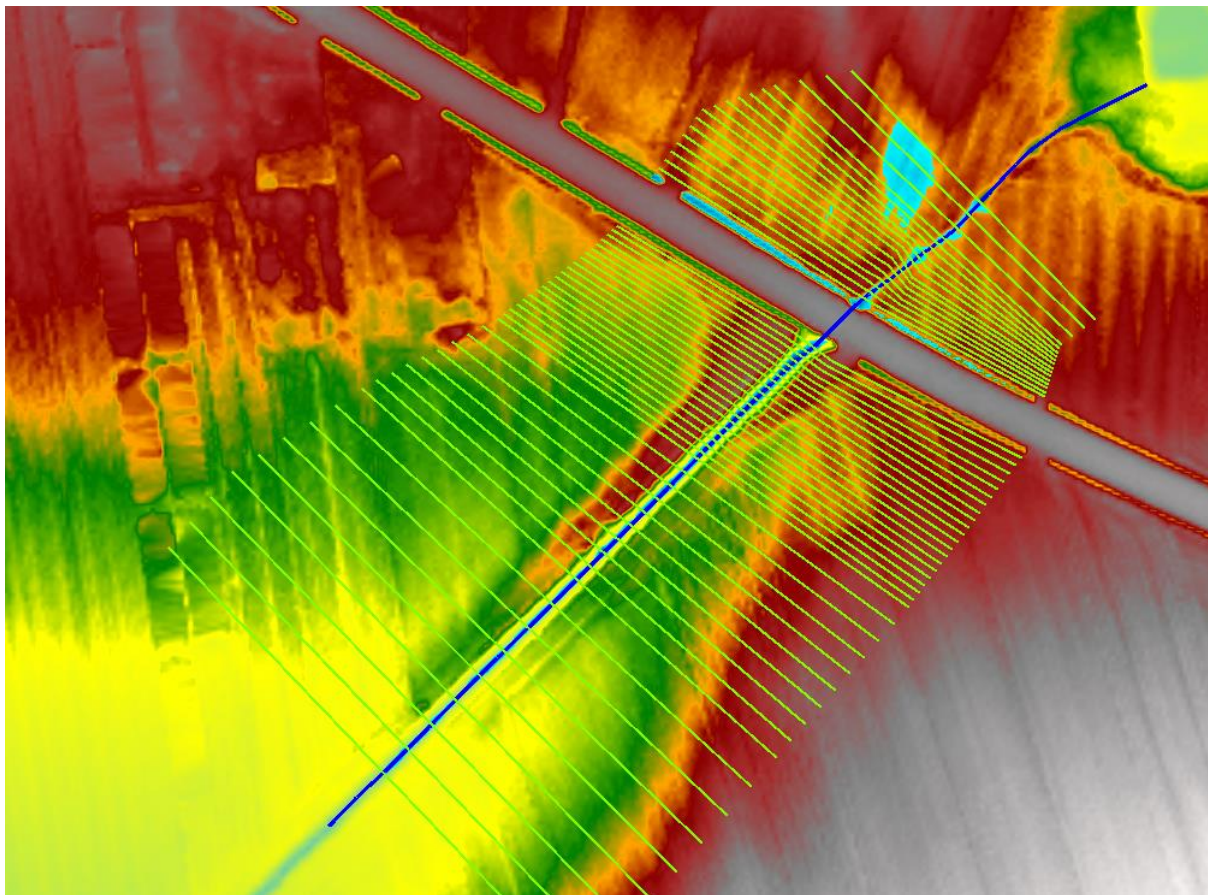
Projekt nie przewiduje regulacji cieku ani jej przebiegu.

Na długości przekroczenia zostanie ukształtowany nowy przekrój koryta, dostosowany do przekroju terenu powyżej i poniżej obiektu. Nowy przekrój stanowić będzie szerokość dna 1m, skarpy o nachyleniu 1:1,5 oraz średnia głębokość min 0,8m.

- współczynnik szorstkości koryta $n_d=0,025$
(rzeki naturalne, meandrujące)
- współczynnik szorstkości tarasów zalewowych $n_{tp}=0,035$
(pastwiska, łąki)
- spadek podłużny rzeki $i_d=0,3\%$

Obliczenie przeprowadzono za pomocą oprogramowania HEC-RAS River Analysis System w wersji 6.1 na licencji GNU General Public License.

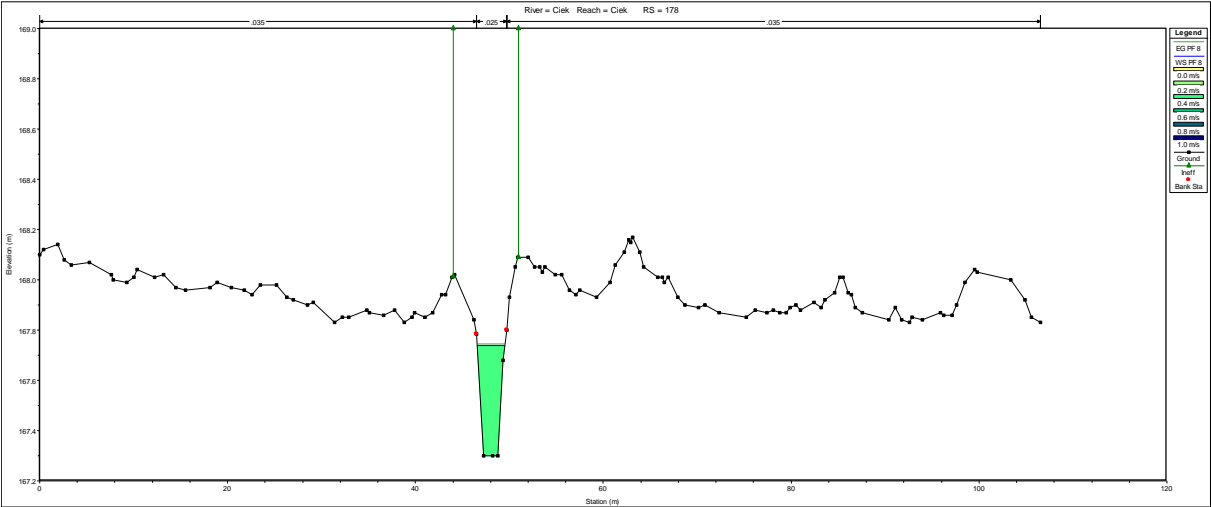
Przekroje hydrologiczne zaimplementowano z mapy do celów projektowych oraz map topograficznych i pomiarów ISOK interpolowanych na dane z formatu ASCII pozyskanych w ramach Ustawy z dnia 17 maja 1989 r. Prawo geodezyjne i kartograficzne (Dz. U. z 2020 r. poz. 276 z późn. zm.).



Model terenu wraz z obszarem podlegającym zalaniu.

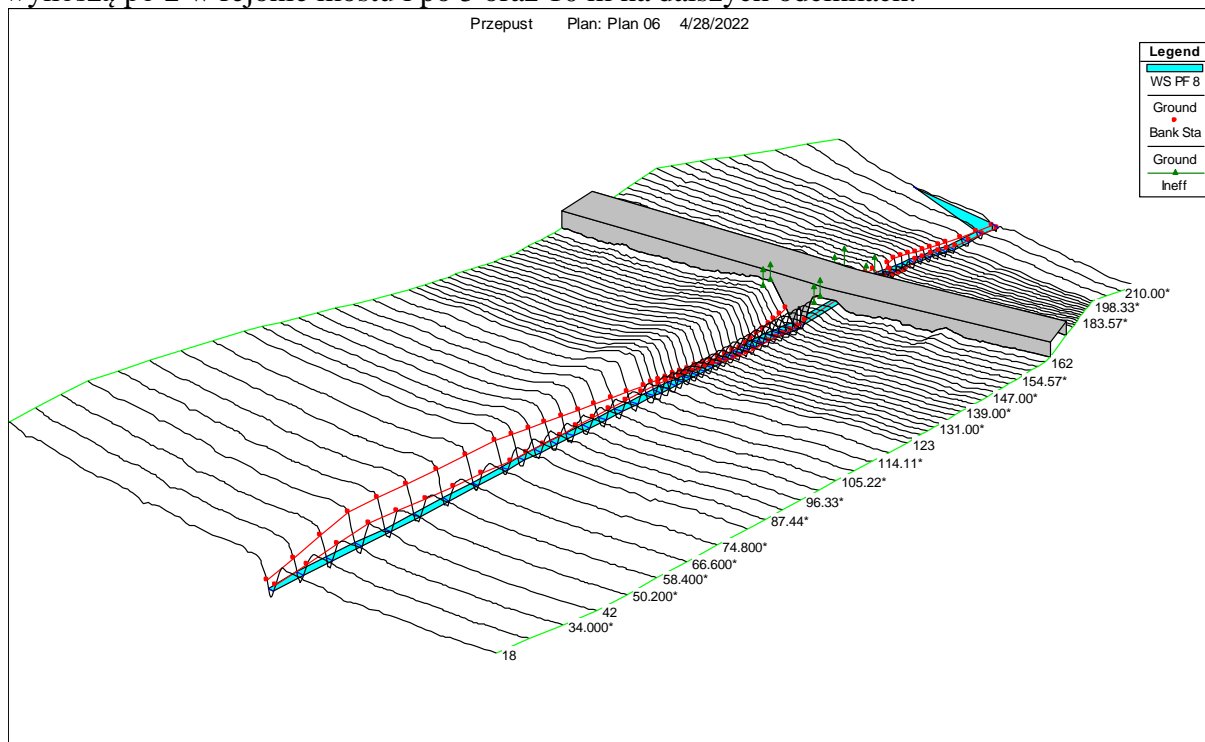
Obliczenie przeprowadzono metodą 1D wprowadzając wody o ciągłym natężeniu (Steady Flow Analysis) i wartościach do prawdopodobieństwa 1,0% (PF 08) oraz przekroju startowym nr 214

	River	Reach	RS	PF 1	PF 2	PF 3	PF 4	PF 5	PF 6	PF 7	PF 8	PF 9	PF 10
1	Ciek	Ciek	214	0.080	0.117	0.145	0.192	0.239	0.271	0.298	0.344	0.389	0.447

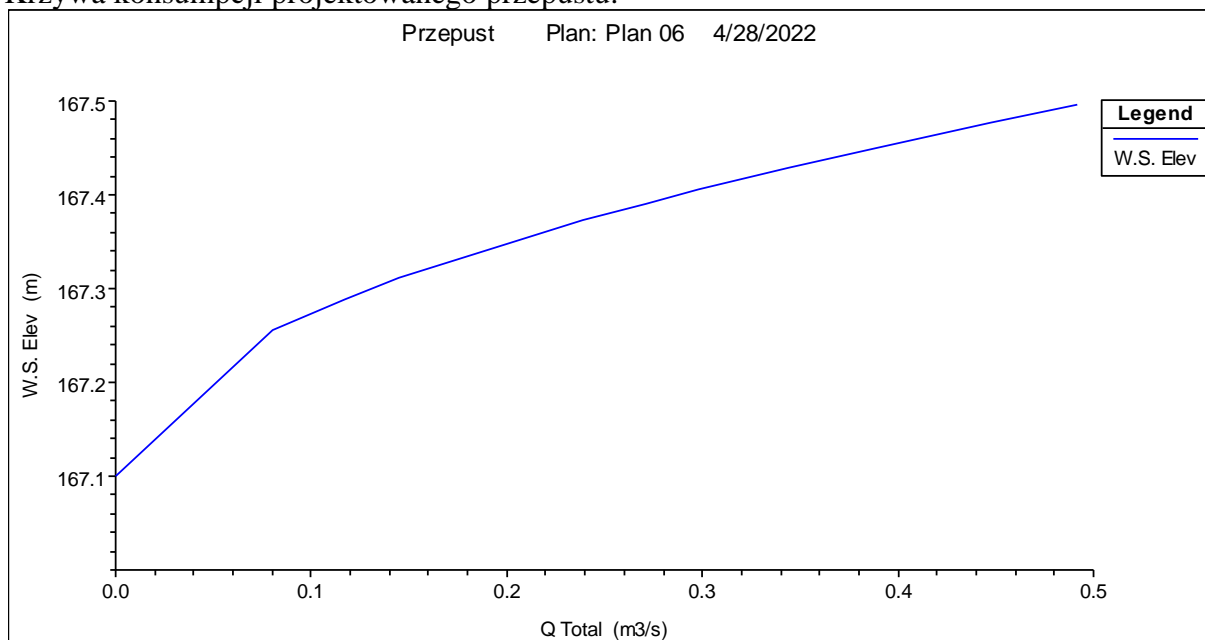


Profil terenu w stanie niezabudowanym

W celu uzyskanie większej dokładności interpolowane przekroje poprzeczne pomiędzy profilami wynoszą po 2 w rejonie mostu i po 5 oraz 10 m na dalszych odcinkach.

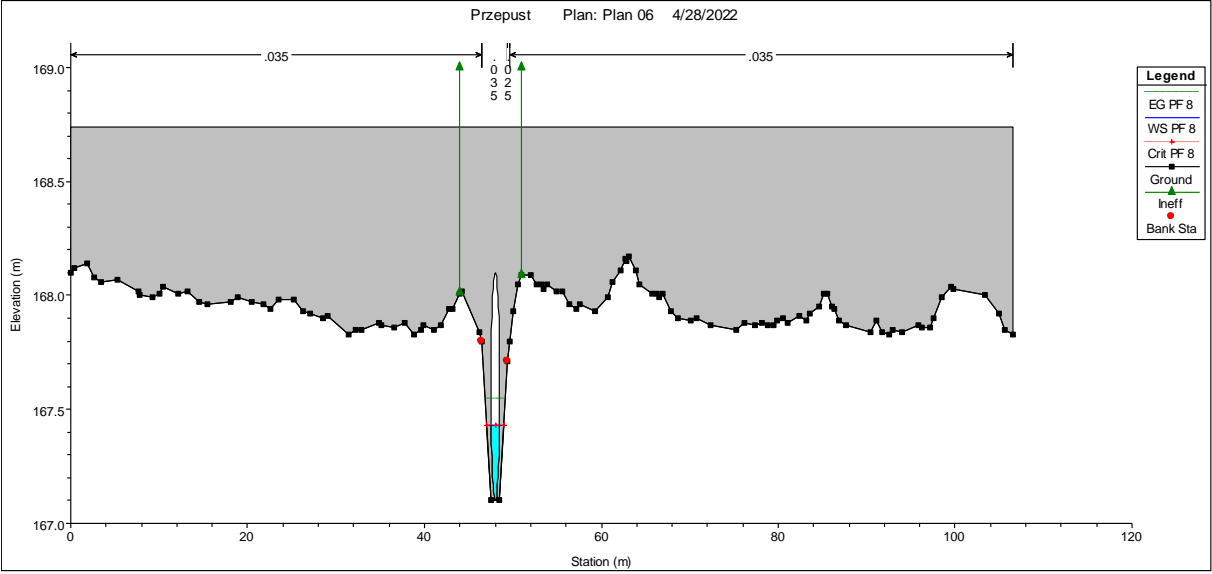


Krzywa konsumpcji projektowanego przepustu:

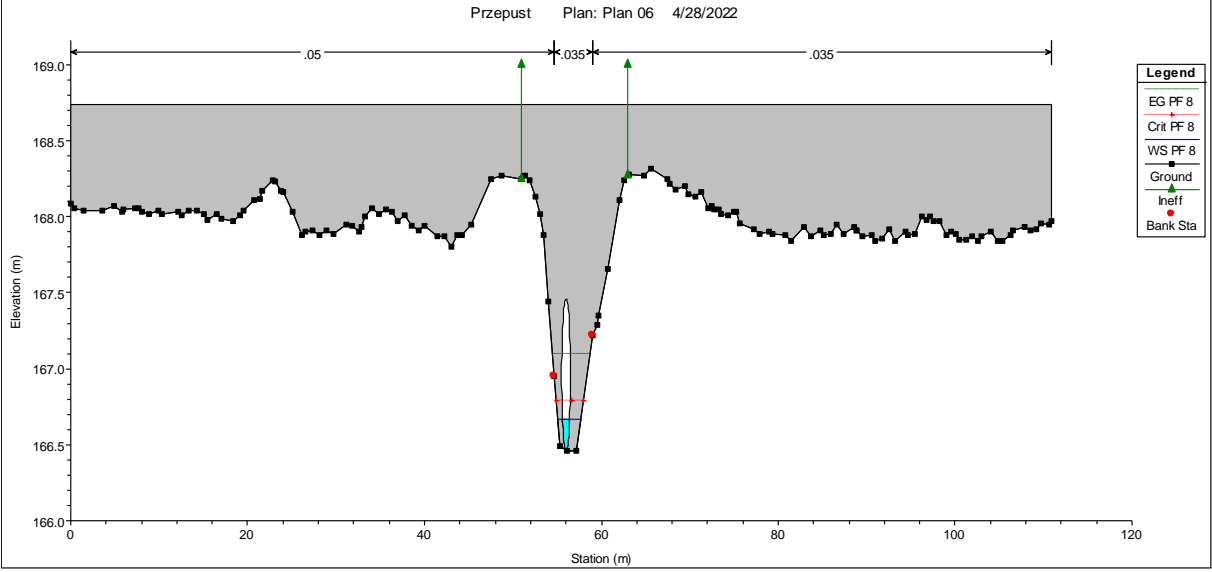


Odcinek przekroczenia reprezentowany jest przez przekroje BR U i BR D dla przepustu gdzie wprowadzono parametry nowego obiektu.

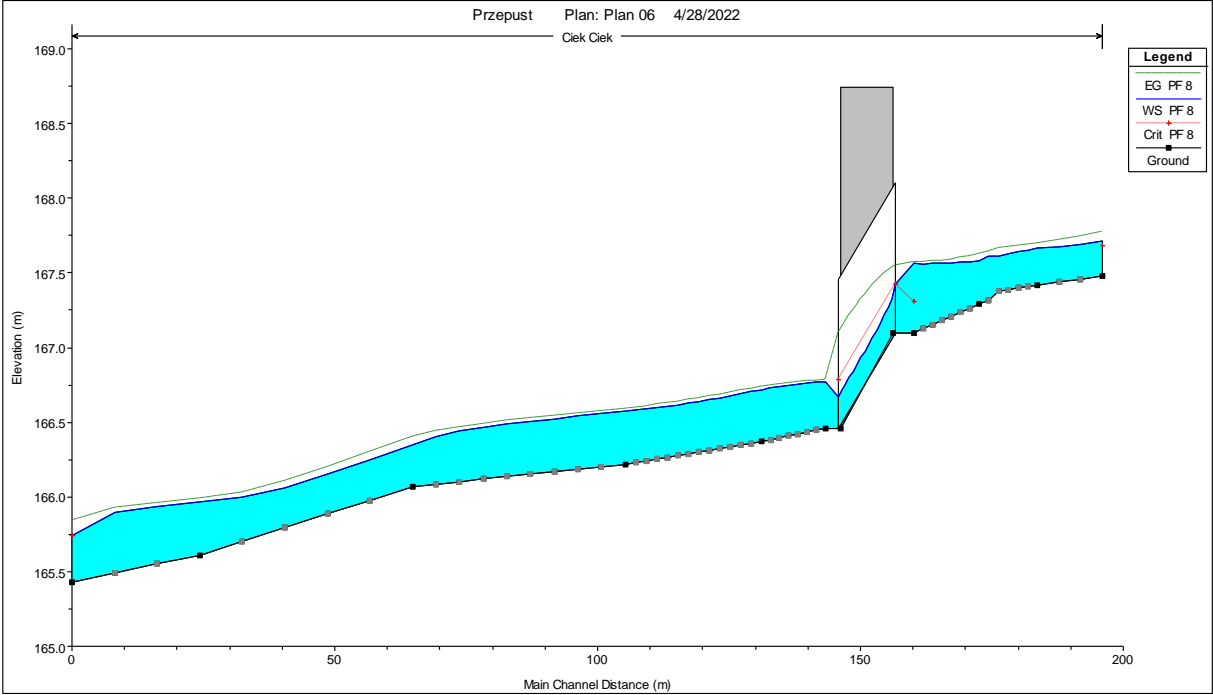
Profil od górnej wody:



Profil od dolnej wody:



Ostatecznie otrzymano:



Dla przepływu 1% uzyskano rzędną wody:

W odcinku 170 (górną wodą przepustu) otrzymano rzędną 167,56 m. n.p.m.

Plan: 8 Ciek Ciek RS: 170 Culv Group: Culvert #1 Profile: PF 8			
Q Culv Group (m3/s)	0.34	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.53
Q Barrel (m3/s)	0.34	Culv Vel DS (m/s)	2.89
E.G. US. (m)	167.57	Culv Inv El Up (m)	167.10
W.S. US. (m)	167.56	Culv Inv El Dn (m)	166.46
E.G. DS (m)	166.78	Culv Frctn Ls (m)	0.45
W.S. DS (m)	166.77	Culv Exit Loss (m)	0.31
Delta EG (m)	0.79	Culv Entr Loss (m)	0.02
Delta WS (m)	0.79	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	167.53	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	167.57	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	167.43	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	166.67	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.20	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.33	Min El Weir Flow (m)	168.74

UWAGI KOŃCOWE:

Przeprowadzona analiza potwierdza słuszność przyjętego rozwiązania projektowego. Rozwiązanie to zapewni bezpieczną eksploatację obiektu oraz przyczyni się do zmniejszenia zagrożenia powodziowego terenu.

Rozwiązanie to zapewnia utrzymanie bezpiecznego minimalnego przepływu nienaruszalnego.

3. Długość wymaganego umocnienia

Kąt wypływu wody z przepustu zostaje przyjęty wg wykresów Serkowa (rys. nr 3.8)

Dno koryta ciekła na długości 2.00 zwęża się do Bw= 2.00

$$F_{r, \text{wyl}} = \frac{v_{\text{wyl}}^2}{g \cdot h_{\text{wyl}}} = \frac{7.34^2}{9.81 \times 0.20} = 3.7432$$

$$F_{r, m} = \frac{v_p^2}{g \cdot h_p} = \frac{0.13^2}{9.81 \times 1.2} = 0.011$$

$$\beta = 25^\circ$$

Długość wymaganego umocnienia

$$L_w = \frac{B_w - b_{\text{wyl}}}{2 \cdot \tan(\beta)} = 1.287$$

Sposób umocnienia spełnia warunek na rozmywanie.

Umocnienie założonego wypadu spełnia warunek na minimalną długość umocnienia.

Głębokość rozmycia poza umocnieniem wypadu.

$$\Delta h_r = h_d + p = 0.204 + 0 = 0.204$$

$$\Delta h_{\text{max}} = k \cdot \Delta h_r$$

$$\Delta h_{\text{max}} = 0.122 \text{ [m]}$$

Ze względu na krótkotrwały charakter wezbrań przyjęto współczynnik $k=0.6$

Zakończenie umocnienia przepustu brealizwane zostanie poprzez wykonanie pionowej palisady z kółków o głębokości wbicia 1.2m co spełnia wymóg rozmycia

ZESTAWIENIE WYNIKÓW OBLICZEŃ I DANYCH ARCHIWALNYCH

- okres występowania wielkiej wody katastrofalnej	$p = 1\%$
- powierzchnia zlewni	$A = 0,41 \text{ km}^2$
- maksymalne obliczeniowe przepływy wielkiej wody	$Q_{1\%} = 0,344 \text{ m}^3/\text{s}$
- rzędna dna cieku na wlocie	$H_{wl} = 167,10 \text{ m. npm.}$
- rzędna dna cieku na wylocie	$H_{wyl} = 166,46 \text{ m. npm.}$
- rzędna niwelety	$H_{niw} = 168,74 \text{ m. npm.}$
- prędkość przepływu w przekroju zabudowanym	$v_{og} = 2,89 \text{ m/s}$
- poziom zwierciadła wody przed obiektem	$H = 167,56 \text{ m. npm.}$
- poziom zwierciadła wody spiętrzonej przed obiektem	$H_0 = 167,57 \text{ m. npm.}$
- światło obiektu	$L_{\text{św}} = 1,00 \text{ m}$
- kąt skrzyżowania osi obiektu z niweletą drogi	$\alpha = 77^\circ$

Koniec obliczeń hydraulicznych.

Projektant: