



**HG partner s.r.o.**

Smetanova 200, 250 82 Úvaly  
[www.hgpartner.cz](http://www.hgpartner.cz)

Telefon: 246 082 015  
e-mail: [hgp@hgpartner.cz](mailto:hgp@hgpartner.cz)

Paré č.:

Investor: Povodí Ohře, státní podnik, Bezručova 4219, 430 03 Chomutov			Počet A4:	13
Odpovědný projektant:	Ing. Jaroslav Vrzák		Datum:	04/2021
Vypracoval:	Ing. Oldřich Stiller		Změna:	-
Akce: Opevnění Bobřího potoka Verneřice, ř. km 22,991 - 23,474 - PD DSJ			Stupeň:	DSJ
			Č. zakázky:	H-20/019
Název části: DOKUMENTACE OBJEKTŮ			Část:	D
Příloha: HYDROTECHNICKÉ VÝPOČTY			Měřítka: -	Č. přílohy: D.11

## D.11 Hydrotechnické výpočty

### Obsah:

D.11.1 Použité podklady .....	2
D.11.2 Provedené výpočty a postup výpočetních prací .....	2
D.11.3 Teoretický základ provedených výpočtů.....	3
D.11.4 Dosažené výsledky a jejich závěry .....	6

### D.11.1 Použité podklady

#### a) *Geodetické podklady*

Pro výpočet byl k dispozici polohopis a výškopis dotčené lokality určený pro projektové práce. Polohopis byl v souřadnicovém systému S-JTSK, výškopis byl ve výškovém systému Bpv.

#### b) *Vlastní průzkum*

V dané lokalitě byly provedeny prohlídky projektanta s provozovatelem toku za účelem zjištění terénních podmínek pro volbu typu a umístění opevnění. Během pochůzky byla pořízena fotodokumentace a uceleny představy obecně o úseku toku a o drsnostních charakteristikách inundačního území.

*Drsnosti byly uvažovány dle Manninga:*

dno s kamenným záhozem s urovnáním líce	$n = 0,035$
přírodní dno	$n = 0,035$
opevnění kamennou rovnalinou	$n = 0,030$
zdivo opěrných zdí, dlažba	$n = 0,022-0,023$

#### *Hydrologické podklady*

Součástí zpracovaných podkladů byla řada N-letých průtoků. Aktuální průtoková řada od ČHMÚ je součástí dokladové části.

N-letost	1	2	5	10	20	50	100
Průtok [m <sup>3</sup> /s]	2,52	4,83	7,56	10,1	13,0	17,2	21,0

#### c) *Literární podklady*

- Gary W. Brunner, 2010: HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Davis, CA, 411s.
- Gabriela Zelíková, 2012: Posouzení stavu vodního toku v povodí řeky Moravy. Brno, 75 s.
- Václav Tlapák, 2001: Úprava vodních toků. Brno, 146 s.
- Pavel Kovář, 2011: Malé vodní toky (soubor prezentací). Praha 6.
- Ivana Marešová, Vladimír Havlík, 2001: Hydraulika 10, Příklady. Praha 6, 243 s.
- Ivana Marešová, Petr Sklenář: Výpočet stability koryta. Praha 6, 10 s. (online - <http://hydraulika.fsv.cvut.cz>)

### D.11.2 Provedené výpočty a postup výpočetních prací

Byl proveden výpočet hydraulických parametrů včetně výšky hladiny původního koryta toku bez uvažovaných nánosů při Q100 a výpočet hydraulických parametrů nově navrženého koryta při Q100. Vypočtené výšky hladin pro původní a nově navržené koryto byly porovnány, současně došlo k posouzení kapacity koryta toku pro Q100.

V rámci návrhu řešení opevnění toku bylo zpracováno posouzení stability koryta a navrženého opevnění metodou tečných napětí.

S ohledem na místy výraznější podélný sklon bylo prověřeno provedení příčných prahů pro stabilizaci koryta.

Koncepčně došlo k posouzení kapacity v místě dotčení přelivné hrany jezu.

### D.11.3 Teoretický základ provedených výpočtů

#### a) Simulace proudění

Proudění bylo simulováno v programu HEC-RAS 5.0.3, v němž byl sestaven jednodimenzionální hydrodynamický model nerovnoměrného ustáleného proudění. Geometrický model toku byl sestaven z příčných profilů s rozestupy cca 7-10 m v modelu terénu sestaveném na základě aktuálního geodetického zaměření s přesahem cca 10 m za předmětný návrh stavby. Zaměření bylo pro stabilizaci a zpřesnění okrajových příčných profilů doplněno sousedními příčnými profily ze SZÚ ve vzdálenosti cca 60-70 m od okraje aktuálního modelu terénu. Stanovení okrajových podmínek bylo provedeno pomocí „normal depth“, kde byly vstupními hodnotami použity sklony vypočtených hladin z poskytnuté SZÚ.

Principem výpočtu výše uvedené aplikace je jednokrokové iterativní řešení energetické rovnice, nabývající tvar:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 \cdot v_2^2}{2 \cdot g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 \cdot v_1^2}{2 \cdot g} + h_e,$$

kde	$Z_1, Z_2 \dots$	nadmořská výška kóty dna příčného profilu
	$Y_1, Y_2 \dots$	hloubka vody v příčném profilu
	$V_1, V_2 \dots$	průměrná rychlost proudění v příčném profilu
	$a_1, a_2 \dots$	koeficienty upravující rychlost
	$g \dots$	gravitační zrychlení
	$h_e \dots$	energetická ztráta mezi profily.

#### b) Posouzení odolnosti a stability konstrukcí

Na základě simulovaných charakteristik proudění bylo provedeno posouzení odolnosti navržených konstrukcí. Odolnost byla posouzena metodou tečných napětí, kdy bylo vypočtené tečné napětí porovnáno s tabulkovými hodnotami tečných napětí pro jednotlivé typy konstrukcí a dimenze zrn.

##### Posouzení odolnosti opevnění metodou tečných napětí

Metodou tečných napětí dochází k porovnání kritického tečného napětí navržené konstrukce s tečným napětím vypočteným. Dno lze považovat za stabilní v případě, je-li vypočtené tečné napětí  $T_o$  menší než kritické tečné napětí  $T_{kr}$ .

Hodnoty tečných napětí byly vypočteny dle aproximativních vztahů dle Marešové a Havlíka:

$$\tau_o = \rho \cdot g \cdot y \cdot i \quad \text{pro } B/y \Rightarrow 15,$$

$$\tau_o = \rho \cdot g \cdot R_d \cdot i \quad \text{pro } B/y < 15,$$

kde	$T_o \dots$	tečné napětí ve dně
	$\rho \dots$	objemová hmotnost vody
	$g \dots$	gravitační zrychlení
	$y \dots$	hloubka vody
	$i \dots$	sklon nivelety dna
	$B \dots$	šířka koryta v hladině
	$R_d \dots$	hydraulický poloměr pro úzké toky, kde

$$R_d = \frac{S_D}{b},$$

kde	$S_D \dots$	průtočná plocha ~ f(sklon břehů)
	$b \dots$	šířka koryta ve dně.

Kritické tečné napětí pak bylo vypočteno dle Kreye:

$$\tau_{kr} = 0,7143 \cdot \rho \cdot D_{ef}$$

a dle Marešové a Havlíka podle vztahu:

$$\tau_{kr} = 760 \cdot D_{ef},$$

kde  $T_{kr} \dots$  kritické tečné napětí.

Dále byly uvažovány tabulkové hodnoty kritických tečných napětí převzatých z odborné literatury.

### c) Výpočet vzdálenosti příčných prahů

#### Výpočet vzdálenosti příčných prahů dle Kováře

Vztah pro výpočet vzdálenosti mezi příčnými stabilizačními prahy nabývá tvaru:

$$d_p = \frac{K}{i_o},$$

kde  $d_p \dots$  vzdálenost mezi prahy  
 $i_o \dots$  sklon dna a

$$K = f\left(\frac{\tau_{kr}}{\tau_o}\right),$$

přičemž funkční závislost nabývá tvaru polynomu prvního stupně, kdy platí:

$$\frac{\tau_{kr}}{\tau_o (1.00)} = K_{(0.30)} \text{ a } \frac{\tau_{kr}}{\tau_o (1.50)} = K_{(0.10)}.$$

Tečné napětí bylo vypočteno v programu Hec-Ras, kritické tečné napětí dle Kreye:

$$\tau_{kr} = 0,7143 \cdot \rho \cdot D_{ef},$$

kde  $T_{kr} \dots$  kritické tečné napětí  
 $\rho \dots$  objemová hmotnost vody  
 $g \dots$  gravitační zrychlení  
 $D_{ef} \dots$  efektivní velikost zrna.

#### Výpočet vzdálenosti příčných prahů dle Macury

Optimální vzdálenost příčných prahů je vypočtena dle vztahu:

$$d_p = \frac{K}{i_o},$$

kde  $d_p \dots$  vzdálenost mezi prahy  
 $v \dots$  střední profilová rychlost  
 $i_o \dots$  sklon dna  
 $K \dots$  koeficient, vypočtený ze vztahu:

$$K = f\left(\frac{v}{v_v}\right),$$

přičemž funkční závislost nabývá tvaru polynomu prvního stupně, kdy platí

$$\frac{v}{v_v (1.00)} = K_{(0.30)} \text{ a } \frac{v}{v_v (1.50)} = K_{(0.10)},$$

kde  $v \dots$  střední profilová rychlost a  
 $v_v \dots$  nevymílací rychlost, vypočtená dle vztahu:

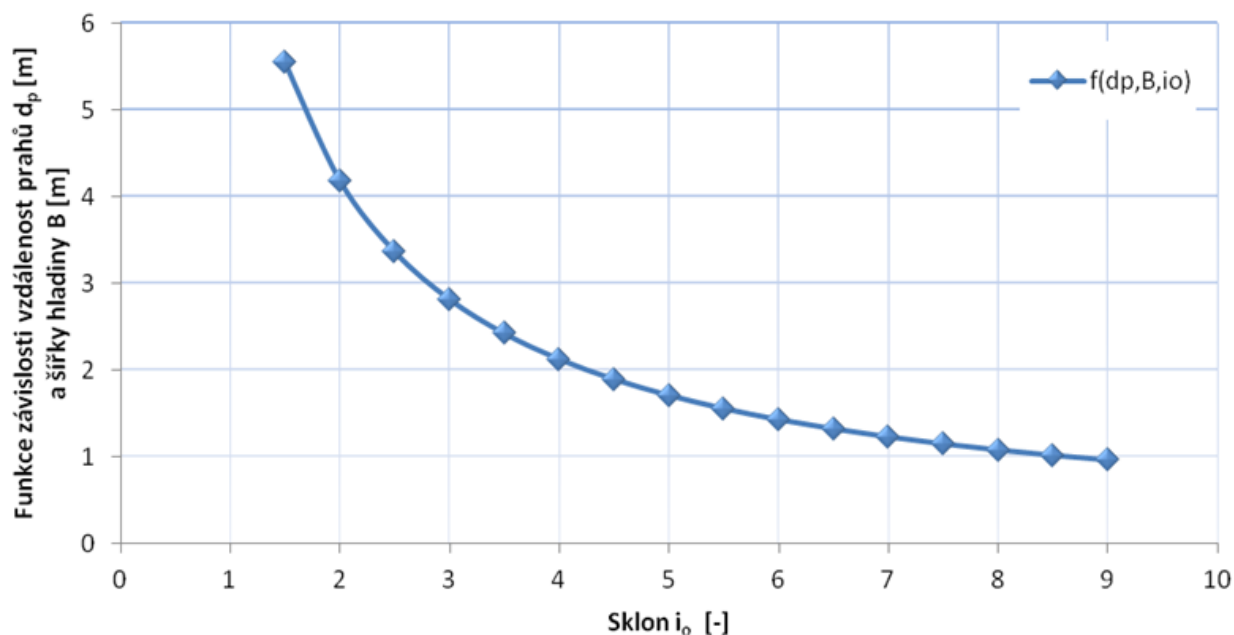
$$v_V = 5.5 \cdot (d_{ef})^{1/3} \cdot y^{1/6},$$

kde  $d_{ef}$  ... efektivní velikost zrna ve dně  
 $y$  ... hloubky vody.

### Výpočet vzdálenosti prahů dle Rosgena

V rámci řešení dle Rosgena dochází k návrhu vzdálenosti příčných prahů na základě spojnice trendu přibližně ve tvaru polynomu 2. stupně reflektující skutečné případy pozorování dnových výmolů. Ke stanovení vzdálenosti prahů dochází na základě šířky hladiny a funkce sklonu nabývajícím tvaru na následujícím grafu.

**Průběh funkce pro výpočet vzdálenosti příčných prahů**



Funkce je popsána vztahem:

$$d_p = (8.2513 \cdot i_o^{-0.9799}) \cdot B,$$

kde  $i_o$  ... sklon nivelety dna  
 $B$  ... šířka hladiny.

## D.11.4 Dosažené výsledky a jejich závěry

### a) Hydraulické parametry nově navrženého koryta

Pro nově navržené koryto byl sestaven 1D hydrodynamický model ustáleného nerovnoměrného proudění v programu HEC-RAS pro Q100. Hlavní charakteristiky proudění jsou následující:

**Tabulka 1: Charakteristiky proudění Q100 pro navržené koryto**

Staničení (PF)	Hloubka vody	Rychlost proudění	Tečné napětí
[km]	[m]	[m/s]	[Pa]
0.49500 (57)	1.72	2.39	42.63
0.49200 (56)	1.72	2.46	45.20
0.48800 (55)	1.69	2.61	51.29
0.48400 (54)	1.72	2.41	43.51
0.48000 (53)	1.72	2.45	44.95
0.47450 (52)	1.66	2.77	57.99
0.47000 (51)	1.62	2.90	64.26
0.46000 (50)	1.72	2.41	43.47
0.45000 (49)	1.74	2.53	47.51
0.44265 (48)	1.41	3.60	104.13
0.43300 (47)	1.20	4.18	148.75
0.42400 (46)	1.35	3.46	102.68
0.41300 (45)	1.04	3.85	140.32
0.40500 (44)	0.85	4.74	212.26
0.39800 (43)	0.66	5.20	279.01
0.39300 (42)	1.24	3.24	92.19
0.38300 (41)	1.11	3.93	140.24
0.37000 (40)	1.05	4.24	167.93
0.36000 (39)	1.09	4.22	168.88
0.35000 (38)	1.11	4.29	172.45
0.34000 (37)	0.88	5.24	273.83
0.33000 (36)	0.86	5.48	300.64
0.32000 (35)	0.97	5.47	292.98
0.31000 (34)	1.06	5.04	238.11
0.30100 (33)	1.08	4.89	221.75
0.29000 (32)	0.95	5.09	142.38
0.27700 (31)	0.89	5.15	144.26
0.27000 (30)	0.85	4.96	135.75
0.26300 (29)	0.92	4.46	249.14
0.25600 (28)	0.92	4.21	219.35
0.24600 (27)	1.42	2.75	80.65
0.23000 (26)	1.01	4.05	201.27
0.22000 (25)	0.91	4.24	229.94
0.21000 (24)	1.22	4.05	189.08
0.20000 (23)	0.95	4.03	201.56
0.19000 (22)	0.36	3.53	90.93
0.18000 (21)	0.54	4.53	133.31
0.17000 (20)	0.62	5.60	193.99
0.16000 (19)	0.88	4.61	116.34
0.15000 (18)	1.13	4.62	107.37
0.14200 (17)	1.03	5.17	138.47
0.13100 (16)	0.96	5.85	182.18
0.12000 (15)	0.79	5.99	205.52
0.10700 (14)	0.76	5.65	183.25
0.09700 (13)	0.81	5.61	180.31
0.09000 (12)	0.81	5.50	171.75
0.08000 (11)	0.81	5.27	155.73
0.07000 (10)	0.80	5.39	163.80
0.06000 (9)	0.79	5.45	168.51
0.05000 (8)	0.78	5.48	170.25
0.04000 (7)	0.78	5.51	172.43
0.03000 (6)	0.89	5.37	157.32
0.02000 (5)	0.80	5.51	173.81
0.01500 (4)	0.73	5.95	206.14
0.01000 (3)	0.77	5.68	183.42
0.00650 (2)	0.74	5.62	183.34
0.00554 (1)	0.67	5.61	433.17

**b) Porovnání výšek hladiny stávajícího koryta a nově navrženého koryta toku**

Stávající koryto bylo modelováno bez nánosů. Zjištěné hydraulické parametry odpovídají průtoku Q100. Výstupy jsou výsledkem hydrodynamického modelu ustáleného nerovnoměrného proudění sestaveného v programu HEC-RAS. Porovnání výše hladin je následující:

**Tabulka 2: Porovnání výšek hladiny původního a navrženého koryta při Q100**

Staničení	Výška hladiny – stávající koryto	Výška hladiny – navržené koryto	Rozdíl výšek hladin
[km]	[m n. m.]	[m n. m.]	[m]
0.49500 (57)	486.41	486.11	-0.30
0.49200 (56)	486.41	486.09	-0.32
0.48800 (55)	486.42	486.04	-0.38
0.48400 (54)	486.37	486.05	-0.32
0.48000 (53)	486.17	486.03	-0.14
0.47450 (52)	486.12	485.94	-0.18
0.47000 (51)	485.92	485.88	-0.04
0.46000 (50)	485.73	485.92	0.19
0.45000 (49)	485.93	485.86	-0.07
0.44265 (48)	485.50	485.46	-0.04
0.43300 (47)	485.03	485.12	0.09
0.42400 (46)	484.78	485.14	0.36
0.41300 (45)	484.35	484.67	0.32
0.40500 (44)	484.62	484.37	-0.25
0.39800 (43)	483.82	483.92	0.10
0.39300 (42)	484.20	484.37	0.17
0.38300 (41)	484.00	483.99	-0.01
0.37000 (40)	483.51	483.61	0.10
0.36000 (39)	483.51	483.40	-0.11
0.35000 (38)	483.31	483.17	-0.14
0.34000 (37)	482.45	482.39	-0.06
0.33000 (36)	482.11	481.82	-0.29
0.32000 (35)	481.42	481.38	-0.04
0.31000 (34)	481.39	481.23	-0.16
0.30100 (33)	481.41	481.04	-0.37
0.29000 (32)	480.97	480.65	-0.32
0.27700 (31)	481.12	480.41	-0.71
0.27000 (30)	480.86	480.37	-0.49
0.26300 (29)	480.94	480.39	-0.55
0.25600 (28)	480.95	480.30	-0.65
0.24600 (27)	480.38	480.67	0.29
0.23000 (26)	480.04	480.00	-0.04
0.22000 (25)	479.75	479.70	-0.05
0.21000 (24)	479.66	479.60	-0.06
0.20000 (23)	479.42	479.43	0.01
0.19000 (22)	479.03	479.21	0.18
0.18000 (21)	478.12	478.50	0.38
0.17000 (20)	478.39	477.62	-0.77
0.16000 (19)	478.28	477.75	-0.53
0.15000 (18)	477.98	477.63	-0.35
0.14200 (17)	477.33	477.23	-0.10
0.13100 (16)	476.75	476.63	-0.12
0.12000 (15)	476.48	476.28	-0.20
0.10700 (14)	476.66	476.07	-0.59
0.09700 (13)	476.05	475.84	-0.21
0.09000 (12)	475.92	475.72	-0.20
0.08000 (11)	476.22	475.59	-0.63
0.07000 (10)	476.28	475.31	-0.97
0.06000 (9)	475.83	475.05	-0.78
0.05000 (8)	475.08	474.80	-0.28
0.04000 (7)	474.97	474.55	-0.42
0.03000 (6)	474.70	474.41	-0.29
0.02000 (5)	474.22	474.10	-0.12
0.01500 (4)	474.77	473.75	-1.02
0.01000 (3)	474.39	473.73	-0.66
0.00650 (2)	474.40	473.66	-0.74
0.00554 (1)	474.37	473.62	-0.75



V rozsáhlých úsecích je navrženo sjednocení šířky koryta na šířku vyšší, než jsou aktuální nejúžší úseky, tzn. v nejméně kapacitních úsecích stavby dochází k navýšení kapacity, ačkoliv v některých řezech je koryto užší (úseky s předsazenou zdí). Pozitivní důsledky z pohledu kapacity vyvolává rovněž sjednocení podélného sklonu nivelety. V řezech s nejintenzivnějšími zásahy podél kolonie (řezy 32-48) dochází lokálně ke snížení a lokálně ke zvýšení kapacity, i při lokálním zvýšení hladiny je úsek kapacitní na Q100, a v místě jezu (řezy 18-23) dochází ke snížení hladiny, přímo v místě jezu dochází ke zvýšení vlivem úpravy konstrukce – navýšení nivelety dna v důsledku snížení podélného sklonu. V místě jezu je kapacita konstrukce převyšuje Q100.

### **c) Posouzení stability koryta**

Posouzení stability vyplývá z porovnání vypočteného tečného napětí pro koryto toku (tečné napětí pro koryto převyšuje celkové tečné napětí příčného profilu) z modelu proudění a tabulkové hodnoty kritického tečného napětí pro zvolenou konstrukci. Pokud je vypočtené tečné napětí nižší než napětí kritické pro zvolenou konstrukci, je konstrukce považována za stabilní. Seznam vypočtených tečných napětí je součástí základních hydraulických charakteristik v tabulce výše, kritické tečné napětí je předmětem přílohy č. 1. Posouzení stability u zděných konstrukcí není předmětné, protože se jedná o nejstabilnější variantu. Popis posouzení je rozdělen na jednotlivé části:

#### PF 49-57 (SO 10, SO 11)

Tečné napětí ve dně dosahuje hodnoty 40-60 Pa, tečné napětí je nízké, dle tabulky tečných napětí odpovídá uvedené napětí záhozu zrnů 100 mm. Vzhledem k nízkému tečnému napětí, stávajícímu stavu bez výmolů (převládají nánosy a rovné trase koryta projektant navrhuje umístění říčního štěrku.

#### PF 46-48 (SO 09)

Tečné napětí ve dně dosahuje hodnoty 100-150 Pa, trasa se stáčí výrazným obloukem, projektant se přiklání k opevnění kamenným záhozem  $ds \geq 300$  mm, který dosahuje kritického tečného napětí cca 180 Pa.  $180 \text{ Pa} > 150 \text{ Pa}$ , opevnění záhozem  $ds \geq 300$  mm je proto stabilní. Vzhledem k navázání na kamennou rovinu v úseku níže, viz následující odstavec, je navržen kamenný zához s urovnáním líce.

#### PF 33-45 (SO 07, SO 08)

Úsek podél řadových domů se vyznačuje výraznějším sklonem, v krátkém úseku dochází k navýšení podélného sklonu až na 0,055 (ve stávajícím stavu je sklon až 0,075). V úseku je dosaženo tečného napětí cca 150-300 Pa. V úseku je ve dně navržena kamenná rovnanina s tabulkovým kritickým tečným napětím 300-600 Pa. Protože  $150-300 \text{ Pa} < 300-600 \text{ Pa}$ , je opevnění odolné.

#### PF 30-32 (SO 07)

Úsek je ve stávajícím stavu ve dně opevněn kamennou dlažbou s kritickým tečným napětím dle tabulky 140-160 Pa. Vypočtené tečné napětí dosahuje v úseku 140-150 Pa. S výjimkou poškození dlažby na konci úseku, kde dlažba končí, je dlažba zachovalá, pevná a konsolidovaná, projektant se proto přiklání k jejímu zachování.

#### PF 27-29 (SO 07)

Úsek je aktuálně bez opevnění, dno je pod úrovní navazující dlažby, nejsou však patrné výrazné výmoly. Stávající stav s nánosy neindikuje problémy s vymýláním, sklon 0,013 není výrazný. Posouzení stávajícího stavu ovlivňuje provedená shybka, po které nenásledovaly extrémní průtoky. Vypočtené tečné napětí dosahuje 80-250 Pa při podélném sklonu 0,013. Výkop a prostor podél zdi bude opevněn kamenným záhozem  $ds 500$  mm. V otázce opevnění zbylé části koryta je situace hraniční, projektant proto navrhuje hospodárnou a kompromisní variantu – ve dně dojde k provedení kamenného záhozu z lomového kamene z původního opevnění  $ds \geq 350$  mm.

PF 23-26 (SO 06)

Ve stávajícím stavu v úseku dochází k tvorbě výmolů pouze u pravého břehu, u levého břehu jsou výrazné nánosy, koncepce řešení uvažuje s ponecháním úseku v místě mezi řezy 23-24 přírodní. Navržený sklon dosahuje 0,02, projektant se proto nepřiklání k opevnění v celé šířce koryta. Opevnění u pravého namáhaného břehu je navrženo z kamenného záhozu ds 500 mm v šířce 2,00 m, aby byl opevněn namáhaný břeh a pata navržené zdi, kde je dnes patrné namáhání břehu. Vypočtené tečné napětí v úseku dosahuje 180-230 Pa. Navržený kamenný zához ds 500 dosahuje kritického tečného napětí cca 350 Pa, navržené opevnění je proto stabilní.

PF 1-19 (SO 01, SO 02, SO 03, SO 04)

Dno úseku mezi řezy 1-19 je homogenní, opevněné kamennou dlažbou na sucho, ds 300-350 mm. S výjimkou několika krátkých úseků (zejména pod jezem) je stav dlažby uspokojivý, dlažba je v pořádku. Vzhledem ke stavu dlažby lze konstrukci považovat za prakticky prověřenou a tedy stabilní, přiklání se proto k jejímu zachování a doplnění. Plošné odstranění dlažby a provádění nového opevnění by bylo výrazně nevhodné. Vypočtené tečné napětí dosahuje hodnot cca 100-200 Pa, podélný sklon se pohybuje v intervalu 0,015-0,025. Projektant proto navrhuje zachování dlažby a lokální doplnění.

**d) Vzdálenost příčných prahů**

Vzdálenost prahů byla vypočtena prostřednictvím 3 přístupů pro každý příčný řez. Vstupy do výpočtu vyplývají z modelu pro Q100. V některých případech se výstup výpočtu dostává mimo platné meze výpočtu, výstup je pak nahrazen "-".

**Tabulka 3: Vypočtené vzdálenosti příčných prahů**

Staničení [m]	Vzdálenost příčných prahů		
	Dle Macury [m]	Dle Rosgena [m]	Dle Kováře [m]
0.49500 (57)	71.54	98.62	0.00
0.49200 (56)	69.54	96.18	5.67
0.48800 (55)	65.04	92.60	21.59
0.48400 (54)	70.97	92.76	0.46
0.48000 (53)	69.83	93.41	4.92
0.47450 (52)	60.23	89.35	35.24
0.47000 (51)	56.16	87.39	45.43
0.46000 (50)	53.56	52.51	0.00
0.45000 (49)	52.41	50.87	0.00
0.44265 (48)	26.02	29.85	0.00
0.43300 (47)	21.41	30.38	0.00
0.42400 (46)	26.78	30.20	0.00
0.41300 (45)	23.03	33.59	0.00
0.40500 (44)	15.68	34.65	9.12
0.39800 (43)	6.02	24.68	10.57
0.39300 (42)	15.65	23.00	0.00
0.38300 (41)	12.75	20.88	0.00
0.37000 (40)	11.40	21.01	0.00
0.36000 (39)	11.58	21.11	0.00
0.35000 (38)	11.36	20.34	0.00
0.34000 (37)	3.13	9.61	4.66
0.33000 (36)	2.65	9.35	5.37
0.32000 (35)	6.58	19.45	11.88
0.31000 (34)	8.65	18.83	7.90
0.30100 (33)	9.32	18.93	6.34
0.29000 (32)	21.33	56.99	0.00
0.27700 (31)	19.82	57.50	0.00
0.27000 (30)	21.81	60.07	0.00
0.26300 (29)	17.96	36.56	21.00
0.25600 (28)	19.97	41.22	16.55
0.24600 (27)	33.22	35.41	0.00
0.23000 (26)	15.04	28.24	4.83
0.22000 (25)	13.75	34.22	8.58
0.21000 (24)	15.66	26.86	2.88
0.20000 (23)	14.94	31.33	4.87
0.19000 (22)	14.35	75.39	0.00
0.18000 (21)	2.50	9.20	0.00
0.17000 (20)	1.51	7.87	0.00
0.16000 (19)	5.79	13.03	0.00
0.15000 (18)	6.30	10.07	0.00
0.14200 (17)	4.58	9.96	0.00
0.13100 (16)	6.19	23.35	7.77
0.12000 (15)	3.86	27.95	12.18
0.10700 (14)	4.30	21.86	5.71
0.09700 (13)	4.81	21.86	5.26
0.09000 (12)	5.37	21.78	3.87
0.08000 (11)	6.54	21.82	0.84
0.07000 (10)	4.93	18.56	2.05
0.06000 (9)	4.63	18.29	2.77
0.05000 (8)	4.45	18.79	3.03
0.04000 (7)	4.69	20.39	3.64
0.03000 (6)	5.89	19.04	1.07
0.02000 (5)	4.80	19.44	3.85
0.01500 (4)	2.34	23.42	8.01

0.01000 (3)	3.85	22.95	5.24
0.00650 (2)	3.95	25.06	5.23
0.00554 (1)	3.56	25.79	19.73

Z provedeného výpočtu vyplývá, že pomístně je vhodné doplnění opevnění příčnými prahy. Konkrétní návrh řešení v jednotlivých úsecích je následující:

#### PF 36-37 (SO 08)

Vzdálenost prahů by měla činit cca 5-10 m. Prahy budou navrženy v odpovídajícím rozsahu v závislosti na změnách sklonových poměrů v podélném profilu.

#### PF 33-50 (SO 07, SO 08, SO 09, SO 10).

Vzdálenost prahů by měla činit cca 10-15 m. V horním úseku mezi řezy 47-50 se nejeví nutné opevnění prahů z pohledu dosažených výpočtů, avšak nachází se zde oblouk a aktuálně je patrný výmol podél levého břehu, opevnění dna je proto v úseku vhodné.

V přímé části toku budou umístěny prahy ve vypočteném intervalu 10-15 m, konkrétní umístění bude uzpůsobeno morfologii (změny sklonu) a objektům (most).

#### PF 27-33 (SO 07)

Výpočet uvádí provedení příčných prahů v intervalu cca 20 m. Do stávající dlažby prahy doplňovány nebudou, navržen je práh na konci úseku kamenné dlažby ve dně, 1 ks prahu bude doplněn v úseku nad mostem.

#### PF 24-26 (SO 06)

Výpočty uvádí provedení prahů cca po 10-15 m. V úseku je aktuálně namáhaný pravý břeh, v oblouku je výmol. V místě výmolu je navržen přechod opevnění ze svislé zdi do lichoběžníkového profilu, v místě je proto navržen příčný práh.

#### PF 17-19 (SO 05)

V úseku je poměrně výrazný sklon, navíc oblouk pod vývarem skluzu, výpočty uvádí provedení prahů v intervalu 4-10 m, v úseku budou provedeny zděné příčné prahy. Přesné umístění vychází z tvaru oblouku.

#### PF 01-16 (SO 01, SO 02, SO 03, SO 04)

V úseku se nachází kamenná dlažba zaprahovaná kulatinami po cca 10 m. Stav zůstane zachován.

### **e) Řešení jezu**

Aktuálně se v km 0,190 nachází jez. Původní návrhy na úpravu konstrukce na delší zdrsněný skluz nebyly možné – došlo by ke zhoršení odtokových poměrů (více v D.1 – Technická zpráva). Z důvodu snahy o nezhoršení odtokových poměrů je nutné zachovat také délku přelivné hrany. Stávající délka přelivné hrany je 15,47 m. Nově navržená přelivná hrana dosahuje délky 15,51 m. Lze tak konstatovat, že dotčením jezu dle návrhu nedochází ke zhoršení odtokových poměrů v oblasti jezu.

Ve smyslu opevnění na tělese jezu projektant došel po provedení hydrotechnických výpočtů hydraulických parametrů a vzdálenosti příčných prahů u jezu k následujícím parametrům. Jelikož je šířka jezu po délce proměnlivá, je posouzení provedeno pro tři části jezu:

**Tabulka 4: Hydraulické parametry jezu**

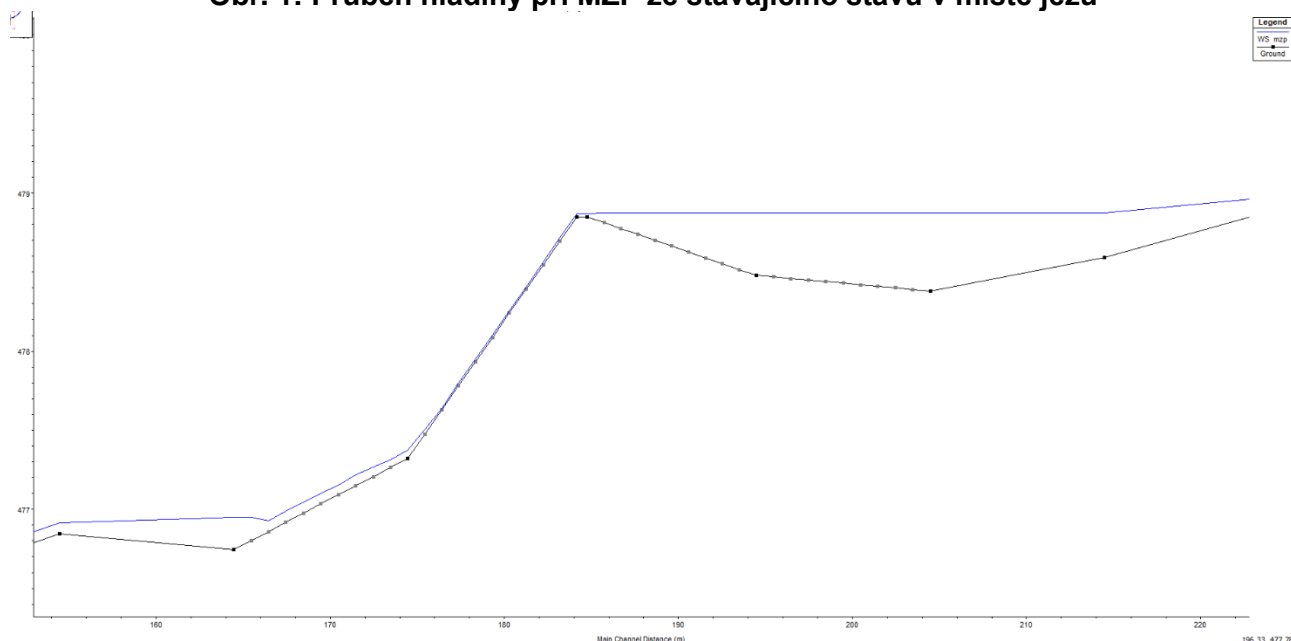
Úsek jezu	Hloubka vody	Efektivní velikost zrna	Tečné napětí ve dně	Rychlost proudění	Podélný sklon	Vzdálenost prahů dle Macury	Vzdálenost prahů dle Rosgena	Vzdálenost prahů dle Kováře
[-]	[m]	[m]	[Pa]	[m/s]	[-]	[m]	[m]	[m]
Dolní část	0.54	0.5	524	5.86	0.096	1.10	6.67	4.27
Střední část	0.45	0.5	461	5.27	0.096	1.55	8.61	3.85
Horní část	0.35	0.5	375	4.44	0.096	2.25	11.17	3.07

Na základě výše uvedených zjištění (vysoká rychlost proudění, proměnlivá šířka, vysoké tečné napětí) se projektant přiklání k opevnění dna kamennou rovnatinou se zaprahováním. Prahy budou navrženy ve vzdálenosti 4,00 m, přičemž vzdálenost bude přizpůsobena délce jezu za účelem rovnoměrného rozdělení.

#### f) **Nátok do zavlažovacího systému**

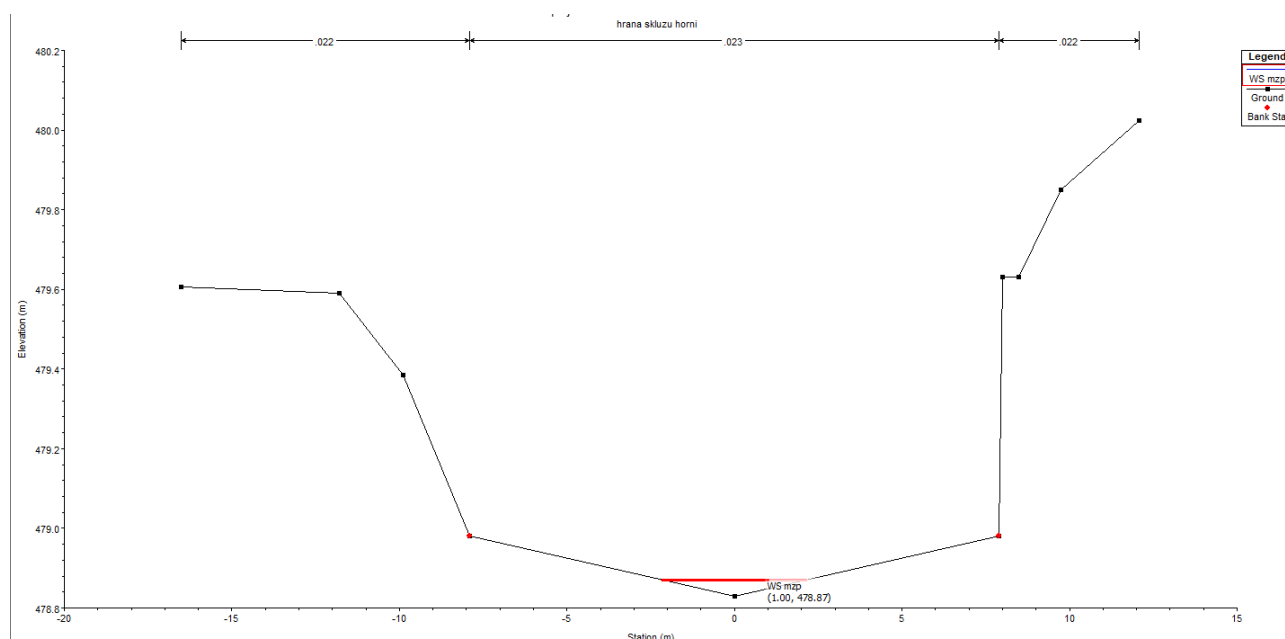
Nejprve byl stanoven MZP =  $Q330 = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$ . Následně byla vypočtena výška hladiny při MZP při stávajícím stavu. Výška hladiny byla vzhledem k nepravidelnému tvaru přelivné hrany a tvaru koryta určena z modelu proudění v HEC-RASu.

**Obr. 1: Průběh hladiny při MZP ze stávajícího stavu v místě jezu**



Z modelu proudění byla určena výška hladiny při MZP 478,87 m n. m. Cílem bylo při návrhu nové přelivné hrany jezu zajistit při MZP stejnou výšku hladiny v místě nátoky do zavlažovacího systému.

V dalším kroku byl iteračním postupem navržen jez s přelivnou hranou do tvaru střelky tak, aby došlo k zachování výšky hladiny v nátoky do zavlažovacího systému, tedy aby nebyl jeho provoz omezen. Vzhledem k tvaru byl iterační výpočet opět proveden v programu HEC-RAS. Postupným výpočtem bylo zjištěno, že při úpravě přelivného prahu jezu do tvaru střelky s převýšením osy oproti patě břehů 15 cm bude kóta hladiny MZP odpovídající původnímu stavu zajištěna při výšce 478,83 m n. m. v ose prahu a 478,98 m n. m. v patě břehů.



Na uvedené kótě hladiny MZP je dále navrženo dno nátoku do zavlažovacího systému v levobřežním zavázání přelivného prahu jezu.

#### **g) Dosažená přesnost a sestavení modelu**

V sestaveném hydrodynamickém modelu proudění nebyly uvažovány mosty. Mostní konstrukce by v důsledku ovlivnily hladinu proudění v původním i novém stavu, a nebylo by tak možné jednoznačně porovnat, jaký dopad má na výšku hladiny upravený tvar koryta. Zpracování mostů by současně v řadě míst v modelu zpomalilo proudění, čímž by došlo k dosažení menších rychlostí a také menších hodnot tečného napětí. Model bez mostů je tak v oblasti posouzení stability příklonem na stranu bezpečnosti.

Zdrojem nepřesností jsou mnohá fyzikální zjednodušení a matematické aproximace skutečných dějů jak v samotné simulaci proudění v aplikaci HEC-RAS, tak v následně užitých vzorcích.

Při simulacích proudění nelze predikovat stochastické procesy vznikající zvláště při extrémních povodňových stavech, ani změny geometrii a drsnostních charakteristikách průtočného profilu zapříčiněné erozivním smyvem, naplaveným materiálem nebo dokonce vznikem překážek, například v důsledku pádu stromu.