

HYDROLOGICKÉ VYHODNOCENÍ PRŮBĚHU POVODNÍ

**Příloha - Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z května 2010
s využitím hydraulických výpočetních postupů**

Zhotovitel: Doc. Ing. Aleš Havlík, CSc. - REVITAL

Suchý vršek 13
158 00 Praha 5

Spolupracovníci: Ing. Petr Novák

Obsah přílohy:	strana
1. Úvod	2
2. Metodika vyhodnocení	3
2.1 1D nerovnoměrné ustálené proudění v otevřených korytech.. . . .	3
2.2 Hydraulika objektů za povodní	4
2.3 2D proudění v otevřených korytech	7
2.4 Použité matematické modely	9
3. Vyhodnocení kulminačního průtoku na Stonávce nad vzduťm nádrže Těrlicko	9
4. Vyhodnocení kulminačního průtoku na Petrůvce	13
5. Vyhodnocení kulminačního průtoku na Olši v Dětmrovicích	18
6. Vyhodnocení kulminačního průtoku na Olši ve Věřnovicích	22
7. Souhrn výsledků.	30

1. Úvod

V závěru června spadly zejména v oblasti Beskyd a jejich severního podhůří velmi vydatné srážky. Odezvou byly povodňové vlny s kulminačními průtoky s extrémními pravděpodobnostmi výskytu.

Po vzájemných konzultacích s pracovníky dotčených poboček ČHMÚ a správců toků byly k vyhodnocení zvoleny následující profily:

- ✿ Stonávka – profil přítoku do nádrže
- ✿ Petrůvka – profil Bludovice
- ✿ Olše – profil Dětmárovice
- ✿ Olše – profil Věřňovice

Dostupná geodetická zaměření úseků v okolí výše uvedených profilů poskytl bezplatně podnik Povodí Odry, s.p.

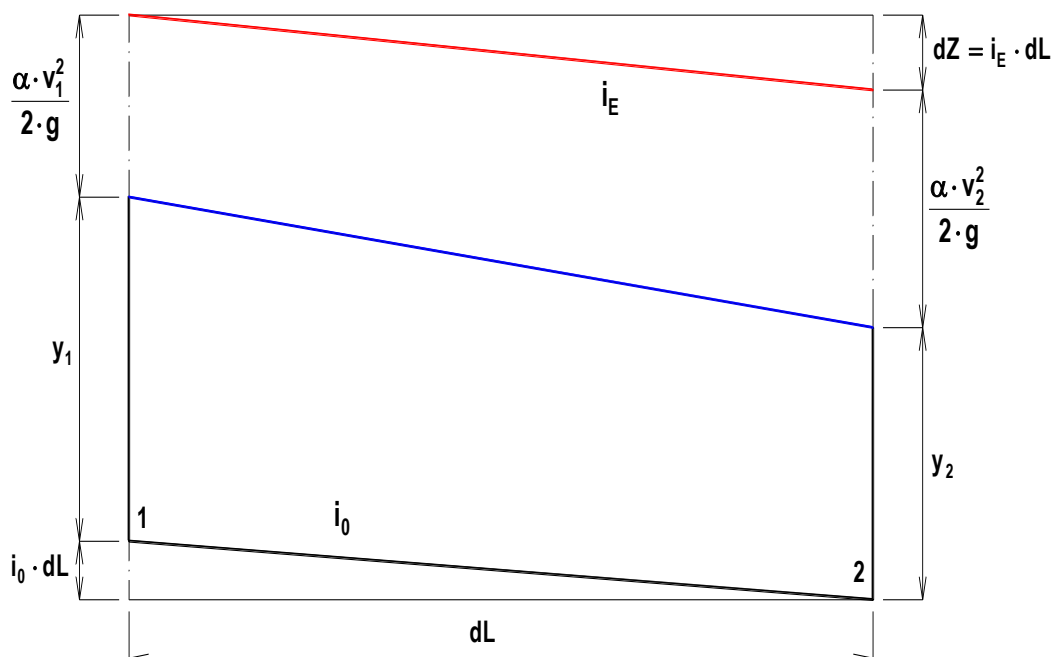
2. Metodika vyhodnocení

2.1 1D nerovnoměrné ustálené proudění v otevřených korytech

Základem metodiky na odhad kulminačního průtoku za povodňových situací pomocí hydraulických výpočetních postupů je aplikace výpočetních postupů průběhu hladin nerovnoměrného proudění metodou po úsecích. Pro její správné použití by mělo být splněno několik předpokladů:

- ✿ Předpokládá se, že časové charakteristiky proudu a koryta se s časem nemění.
- ✿ Předpokládají se natolik dominantní složky rychlosti v podélném směru, že můžeme zanedbat složky rychlosti v příčném i svislém směru. Jinak vyjádřeno – proudnice se pokládají za rovnoběžné.
- ✿ Předpokládá se takové rozdělení podélných rychlostí v příčném řezu proudu, že lze průřezovou rychlost vyjádřit jako poměr průtoku a průtočné plochy.
- ✿ Za předpokladu malých změn mezi 2 sousedními profily můžeme změny hydraulických veličin v podélném směru považovat za tak malé, že lze jejich hodnoty zprůměrovat, v takovém případě lze pro výpočet sklonu čáry energie použít rovnice pro výpočet rovnoměrného proudění.
- ✿ Sklon dna koryta je natolik malý, že nerozhoduje, považujeme-li za hloubku vody svislici nebo kolmici ke dnu.

Průběh hladiny mezi 2 sousedními profily je znázorněn na obrázku 2.1



Obr. 2.1 - Průběh hladin při nerovnoměrném proudění

Potom můžeme pro profily 1 a 2 napsat Bernoulliho rovnici ve tvaru

$$i_0 \cdot \Delta L + y_1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2 \cdot g} = y_2 + \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2 \cdot g} + i_E \cdot \Delta L + \zeta \left(\frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \cdot g} \right) \quad (2.1)$$

kde ΔL – vzdálenost mezi profily [m]

ζ - součinitel místní ztráty vlivem náhlého rozšíření či zúžení [-]

a rozdíl úrovní hladin lze potom stanovit z rovnice

$$\Delta y = \frac{\alpha \cdot Q^2}{2 \cdot g} \left(\frac{1}{S_1^2} - \frac{1}{S_2^2} \right) + \frac{Q^2}{K_p^2} \cdot \Delta L + \zeta \left(\frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \cdot g} \right) \quad (2.2)$$

V případě říčního proudění probíhá výpočet proti směru toku. Řešení vychází se známé hloubky y_2 a úrovně čáry energie E_2 v dolním profilu. V dalším postupu se volí hloubky y_1 , pro kterou vyplyne úroveň čáry energie E_1 .

$$E_2 = y_2 + \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2 \cdot g} \quad (2.3)$$

$$E_1 = i_0 \cdot \Delta L + y_1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2 \cdot g} \quad (2.4)$$

Při správném odhadu musí platit

$$\frac{E_1 - E_2}{\Delta L} = i_E = \frac{Q^2}{C_p^2 \cdot S_p^2 \cdot R_p} \quad (2.5)$$

Pokud tato rovnost splněna není, znamená to, že byl odhad proveden špatně a je potřeba jej upravit. Tento postup se opakuje tak dlouho, až je dosaženo potřebné míry shody. Nezbytnou součástí metody je proto iterační postup, díky kterému se jedná o početně náročnou metodu.

K výpočtu nerovnoměrného proudění je v současnosti k dispozici řada komerčně dostupných modelů. Všechny jsou založeny na uvedené metodě. Navzájem se liší pouze způsobem matematického vyjádření iterace. Základem je schéma, podle kterého je proveden první odhad hloubky y_1 . Při špatně zvoleném algoritmu může v některých případech (velký sklon koryta, velká vzdálenost profilů) iterace selhávat (v horním profilu může chybně dojít k záměně režimu proudění z říčního na bystrinné).

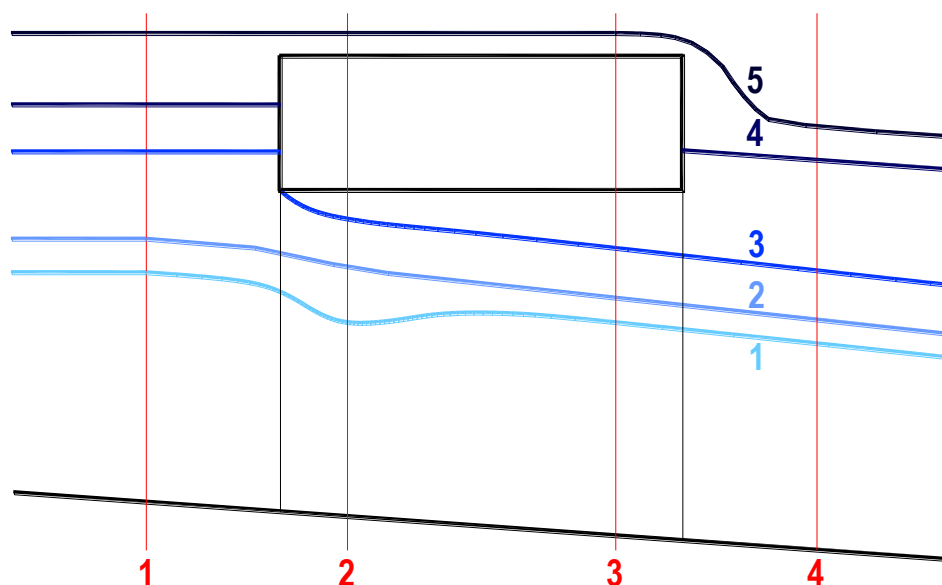
2.2 Hydraulika objektů za povodní

Výpočet vzdutí hladiny mostním objektem

Způsob výpočtu charakteristik proudění mostním objektem závisí na průběhu hladiny v mostním objektu a jeho blízkém okolí. Celkem je možné stanovit čtyři základní režimy proudění mostním objektem, které jsou graficky dokumentovány na obrázku 2.2 a níže popsány (za předpokladu říčního proudění v profilu mostu). Speciální případ nastává v případě přelévání mostní konstrukce.

Jednotlivé režimy proudění mostním objektem jsou:

- ✿ proudění s volnou hladinou neovlivněné dolní vodou,
- ✿ proudění s volnou hladinou ovlivněné dolní vodou,
- ✿ proudění se zatopeným vtokem a volným výtokem,
- ✿ proudění se zatopeným vtokem i výtokem (tlakové proudění),
- ✿ přelévání mostního objektu.



Obr. 2.2 – Charakteristické průběhy hladin při proudění mostními objekty.

Pro řešení proudění s volnou hladinou lze použít přístup, který vychází z Bernoulliho rovnice. Za předpokladu zanedbání sklonu mezi profily 1 a 2 můžeme napsat

$$E_1 = y_1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2 \cdot g} = y_2 + \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2 \cdot g} + \frac{\xi \cdot v_2^2}{2 \cdot g} = y_2 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot \varphi^2 \cdot S_M^2} \quad (2.9)$$

kde E_1 – úroveň čáry energie v profilu 1 [m]
 y_1, y_2 – hloubky proudění v profilech 1 a 2 [m]
 v_1, v_2 – střední rychlosti vody v profilech 1 a 2 [m·s⁻¹]
 Q – průtok mostním objektem [m³·s⁻¹]
 S_M – průtočná plocha mostního profilu 2 [m²]
 φ – rychlostní součinitel [-]
 ξ – součinitel místní ztráty na vtoku [-]

V případě proudění ovlivněného dolní vodou se doporučuje za hloubku y_2 dosazovat přímo hloubku dolní vody y_4 z profilu 4 těsně za mostem. Hloubka y_2 bývá rovněž označována jako y_0 , y_4 potom jako y_d . Kromě tohoto postupu je k dispozici metoda vycházející z rovnice zachování hybnosti (momentová rovnice), kterou používá například program HEC-RAS.

V případě, že dojde k zatopení vtoku, ale výtok z mostu zůstává i nadále volný, nejedná se ještě o tlakové proudění. V tomto případě je možné použít rovnici

$$E_I = y_I + \frac{\alpha \cdot v_I^2}{2 \cdot g} = \frac{H_M}{2} + \frac{Q^2}{C_Z^2 \cdot S_M^2 \cdot 2 \cdot g} \quad (2.10)$$

kde C_Z – koeficient závisící na míře vzduť hladiny nad spodní líc mostovky [–]

H_M – vzdálenost mezi dnem a úrovní spodního líce mostovky na jeho horním čele [m]

Za povodňových situací jsou běžné případy, kdy je most zatopený na svém vtoku i výtoku, proudění se potom stává tlakovým. V tomto případě se použije rovnice

$$E_I = y_I + \frac{\alpha \cdot v_I^2}{2 \cdot g} = y_4 + \frac{Q^2}{\mu_v^2 \cdot S_M^2 \cdot 2 \cdot g} \quad (2.11)$$

kde y_4 – úroveň hladiny v profilu 4 [m]

μ_v – součinitel výtoku mostního otvoru [–]

Hydraulickým výzkumem tohoto jevu se v posledních letech zabývala Katedra hydrauliky a hydrologie FSv ČVUT (Písek). Výzkum se zaměřil na stanovení součinitele μ_v . Na jeho základě Písek doporučuje použít vyšší hodnotu, než uvádí manuál programu HEC-RAS. Tato hodnota může dle výsledků výzkumu překročit číslo 1.

Výpočet proudění přepadem

Pro výpočet průtoku přepadem se používá zpravidla rovnice

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_0^{1.5} \quad (2.12)$$

kde m – součinitel přepadu [–]

Především za vyšších průtoků může u těchto objektů nastat situace, kdy je proudění přes objekt ovlivněno úrovní hladiny dolní vody. Tento jev je do výpočtu zahrnován takzvaným součinitelem zatopení dolní vodou σ_z . Je-li šířka přelivné hrany menší než šířka přítokového koryta, dochází vlivem zúžení proudnic k bočnímu zúžení přepadového paprsku. Do výpočtu se potom zavádí účinná šířka přelivu b_0 . Rovnice (2.12) potom přechází na tvar

$$Q = \sigma_z \cdot m \cdot b_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_0^{1.5} \quad (2.13)$$

kde b_0 – účinná šířka přelivné hrany [m]

σ_z – součinitel zatopení [–]

Pro účinnou šířku přelivné hrany platí

$$b_0 = b - 0.1 \cdot n \cdot \xi \cdot h_0 \quad (2.14)$$

kde b – šířka přelivné hrany [m]

n – počet zúžení [–].

ξ – součinitel tvaru pilířů [–]

V případě vysokého stupně zatopení dolní vodou se již po hydraulické stránce nedá hovořit o přepadu. V takovém případě je možné problém řešit jako místní ztrátu nerovnoměrného proudění.

2.3 2D proudění v otevřených korytech

V širokém záplavovém území, kde dochází ke složitému prostorovému proudění, jehož důsledkem může být často proměnlivý průběh hladiny v údolních profilech, s 1D výpočty pro detailní analýzu nevystačíme. V takovýchto případech je vhodné použít složitější a také nákladnější postup 2D matematického modelování. V případě řešení 2D proudění se vychází z obecných trojrozměrných rovnic vyjadřujících zákony zachování hybnosti (momentové rovnice) a hmoty (rovnice spojitosti). Z trojrozměrných na dvourozměrné rovnice se přejde po zprůměrování po svislici, za předpokladu, že pohyb ve svislém směru je zanedbatelný v porovnání s vodorovným pohybem. Tak zvané řídicí rovnice 2D proudění jsou

Rovnice momentové

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \cdot \frac{q_x^2}{h} + \frac{1}{2} \cdot g \cdot h^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \cdot \frac{q_x \cdot q_y}{h} \right) + g \cdot h \cdot \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{h}{\rho} \cdot \frac{\partial p_a}{\partial x} - \alpha \cdot q_y + \frac{1}{\rho} \left[\tau_{0x} - \tau_{px} - \frac{\partial(h \cdot \tau_{xx})}{\partial x} - \frac{\partial(h \cdot \tau_{xy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \cdot \frac{q_y^2}{h} + \frac{1}{2} \cdot g \cdot h^2 \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \cdot \frac{q_x \cdot q_y}{h} \right) + g \cdot h \cdot \frac{\partial z}{\partial y} + \frac{h}{\rho} \cdot \frac{\partial p_a}{\partial y} - \alpha \cdot q_x + \frac{1}{\rho} \left[\tau_{0y} - \tau_{py} - \frac{\partial(h \cdot \tau_{yx})}{\partial x} - \frac{\partial(h \cdot \tau_{yy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (3.2)$$

Rovnice spojitosti

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (3.3)$$

kde q_x, q_y – jsou měrné průtoky ve směru os x, y [$m^2 \cdot s^{-1}$]

t – čas [s]

h – hloubka proudění [m]

z – úroveň dna [m]

τ_{0x}, τ_{0y} – tečná napětí na dně ve směru x, y [Pa]

τ_{px}, τ_{py} – tečná napětí na povrchu hladiny ve směru x, y [Pa]

$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{yy}$ – tečná napětí vlivem turbulence [Pa]

α, β - Coriolosovo a Boussinesqovo číslo [-]

Exaktní řešení soustavy rovnic nepřichází do úvahy, k dispozici jsou pouze numerická řešení. Celkem jsou k dispozici 3 následující zcela odlišné přístupy:

- ✿ řešení založené na metodě konečných diferencí,
- ✿ řešení založené na metodě konečných objemů,
- ✿ řešení založené na metodě konečných prvků.

Jedním z rozdílů metod jsou různé přístupy k návrhu výpočetní sítě. Zatímco v případě metody konečných diferencí je výpočetní síť dána ortogonální sítí, v případě metody konečných prvků může být tvořena jako čtyřúhelníkovými, tak i trojúhelníkovými prvky. To umožňuje velmi dobré přizpůsobení složitým podmínkám reliéfu koryta a inundace, zejména pak liniovým stavbám jako jsou hráze apod.

2.4 Použité matematické modely

HEC-RAS

Spíše než o matematický model se jedná v případě nástroje HEC-RAS (River Analysis System) o uživatelské prostředí, které usnadňuje práci se staršími matematickými modely, jejichž základ byl sestaven již pro starý operační systém DOS. Součástí systému se postupně stali mimo jiné modely HEC2 (1D nerovnoměrné proudění), HEC6 (1D pohyb splavenin) a UNET (1d neustálené proudění).

Pro výpočet nerovnoměrného proudění se používá model HEC2, který je založen na aplikaci metody po úsecích, která byla popsána v kapitole 1. Model je rovněž vybaven nástroji na výpočet proudění mostními objekty (režim s volnou hladinou, tlakové proudění i přelévané mosty) a proudění přepadem přes jezové objekty nebo široké koruny.

SMS

Podobně jako v případě HEC-RAS se i v případě amerického programu SMS (Surface-water Modeling Systém) jedná o programové prostředí zaměřené zejména na 2D modelování proudění vody s volnou hladinou. Součástí uživatelské prostředí jsou Map Module, Mesch Module, Grid Module nebo Scatter Module, jejichž cílem je příprava výpočetních sítí pro modely založené jak na metodě konečných prvků, tak i konečných diferencí a prezentace výsledků. Součástí jsou modely FESWMS a RMA2 (2D modely proudění založené na metodě konečných prvků), TUFLOW (2d model proudění založený na metodě konečných diferencí), SED2D (2D model pohybu splavenin), RMA4 (2D model pohybu látek ve vodě).

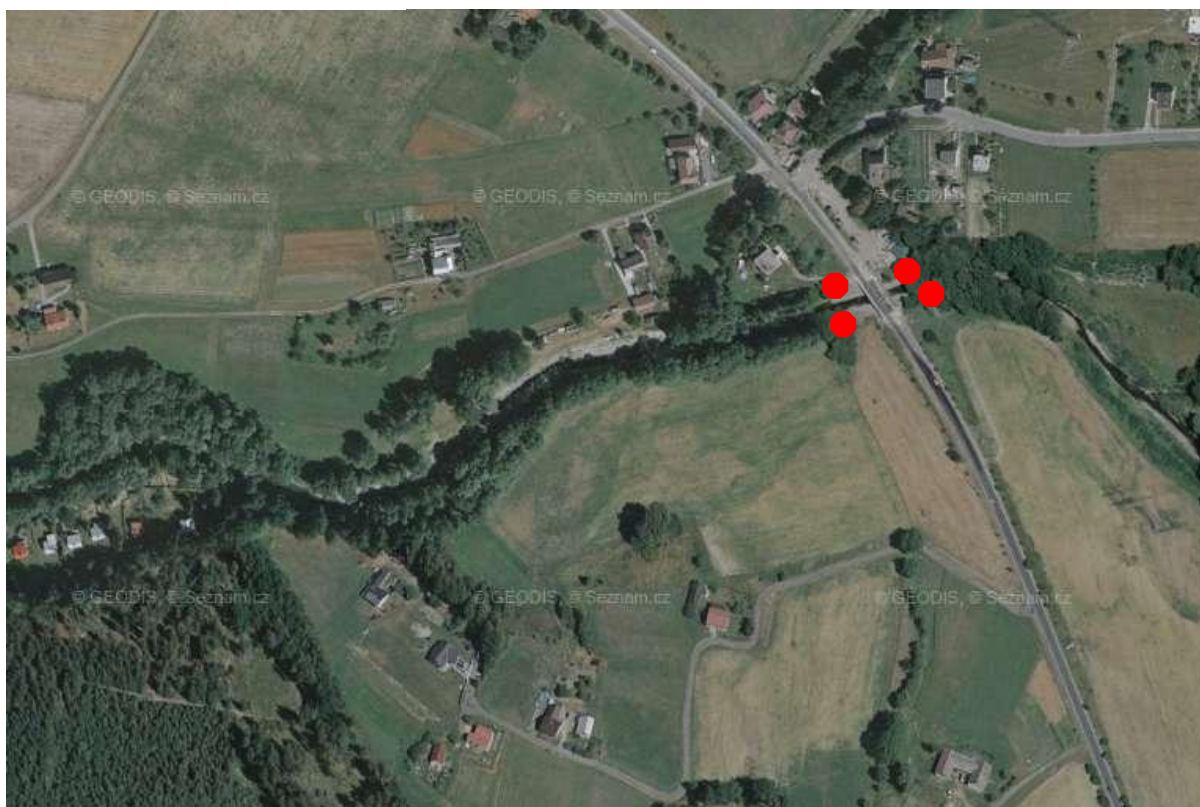
Při výpočtu proudění v záplavovém území Olše v okolí Věřňovic byl použit model FESWMS (Finit Element Surface-water Modeling System). Model vyvinutý ve Federal Highway Administration U.S Department of Transportation umožňuje řešit výpočet proudění s volnou hladinou jak v říčním, tak i bystřinném režimu.

3. Vyhodnocení kulminačního průtoku na Stonávce nad vzdutím nádrže Těrlicko

Na řece Stonávce se v úseku nad vzdutím do nádrže Těrlicko nachází limnigrafická stanice ČHMÚ. Za vysokých úrovní hladiny v nádrži, což bývá zejména za povodňových situací, kdy je její retenční prostor již zcela naplněn, ovlivňuje zpětné vzdutí úroveň hladiny i v profilu stanice. Měrná křivka stanovená pro neovlivněný stav proto za těchto situací přestává platit. Pro stanovení odhadu kulminačního průtoku na Stonávce byl proto hledán úsek směrem proti proudu, kde již průběh hladiny nebyl za povodně ovlivněn vzdutím nádrže. Celkem byly nalezeny 2 úseky v obci Hradiště, kde se podařilo nalézt a zaměřit hodnověrné stopy po kulminační hladině. Jednalo se jednak o úsek kolem cestního mostu v místní části Lesní a dále o most na silnici Těrlicko – Třanovice v místní části Vrazidlo. Poloha první lokality je patrná na obrázku 3.1. Pro vyhodnocení kulminačního průtoku je důležité upozornit na skutečnost, že se mezi profilem limnigrafické stanice a cestním mostem vlévá do Stonávky levostranný přítok – Zavadovický potok. Další přítok tentokrát pravostranný se vlévá do Stonávky blízko pod silničním mostem (obrázek 3.2).



Obr. 3.1 – Situace Stonávky v okolí lávky pro pěšá v Hradišti – Lesní s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině



Obr. 3.2 – Situace Stonávky v okolí silného mostu v Hradišti s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině

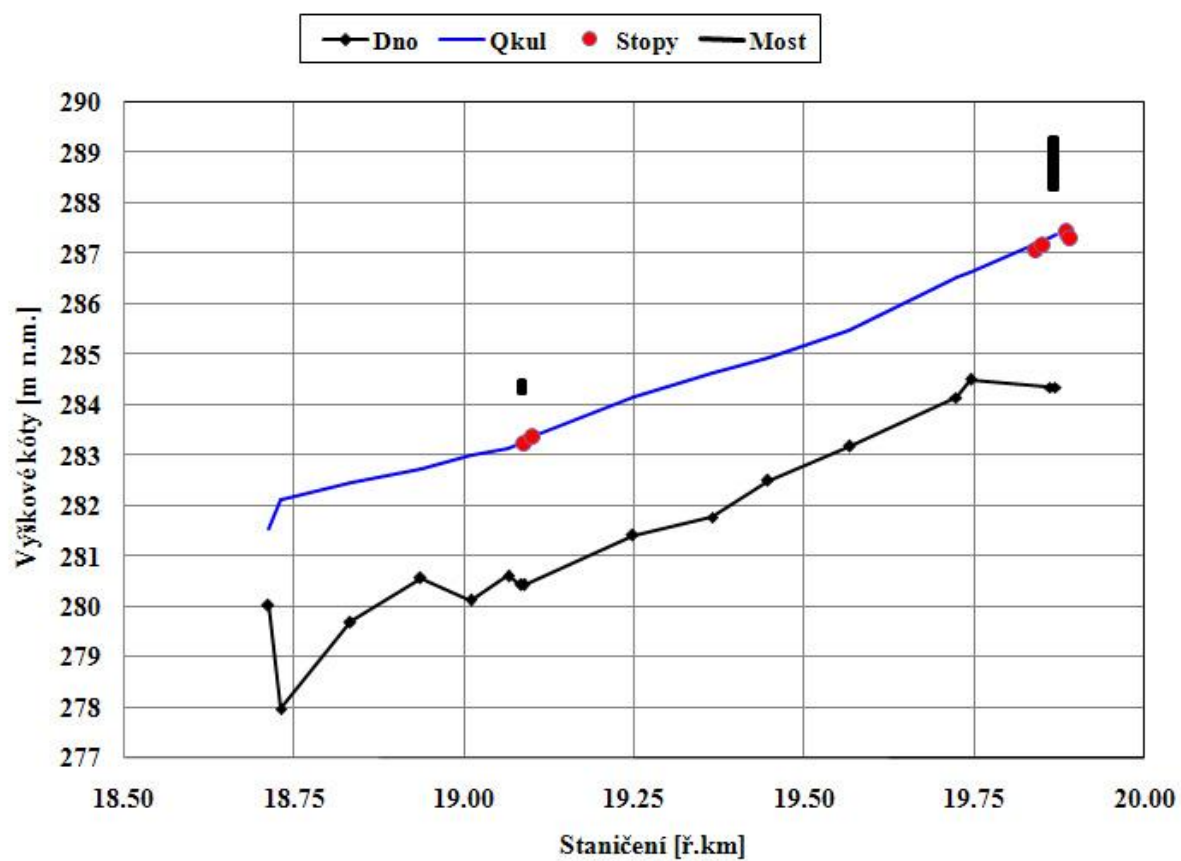
Řešitel použil z geodetických podkladů správce toku Povodí Odry, s.p. úsek od pevného jezu v ř.km 18.71 (pod zaústěním Zavadvického potoka) až objektu silničního mostu na silnici Těrlicko – Třanovice v ř.km. Stopy po kulminační hladině se podařilo nalézt v okolí obou mostních objektů. Při výpočtu průběhu hladiny za kulminačního průtoku bylo potřeb zohlednit nárůst průtoku vlivem obou výše uvedených přítoků. Dno koryta bylo tvořeno hrubozrnným materiálem, břehy byly hustě zarostlé doprovodnou vegetací.

Výsledky výpočtů průběhu hladiny pro odhadnutý kulminační průtok včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v tabulce 3.1. Za velmi přesnou stopu je vhodné označit stopu v profilu lávky pro pěší (ř.km 10.085, úroveň stopy 283.23 m n.m.), jednalo se o velmi zřetelnou liniovou stopu zachyceného listí na plotě u přístupové cesty od chatové osady k lávce pro pěší. přesnost ostatních stop je již menší, jednalo se buď hranici, kde začínala ulehlá tráva v korytě, nebo o zachycenou travu na větvích stromů. /rove%n zachycené trávy mohla být ovlivněna vzdušným hladinou při obtékání kmene nebo nemusela být zachycena za kulminačního průtoku. Graficky je stejný průběh znázorněn na obrázku 3.3.

Zjištěným stopám po povodni z června 2010 na Stonávce v Hradišti v úseku nad zaústěním Zavadvického potoka nejlépe odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q = 80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, v úseku nad dalším pravostranným přítokem potom průtok $Q = 70 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Tab. 3.1 – Průběh modelované hladiny nerovnoměrného proudění na úseku Stonávky v Hradišti pro odhadnutý kulminační průtok včetně zaměřených stop po povodni

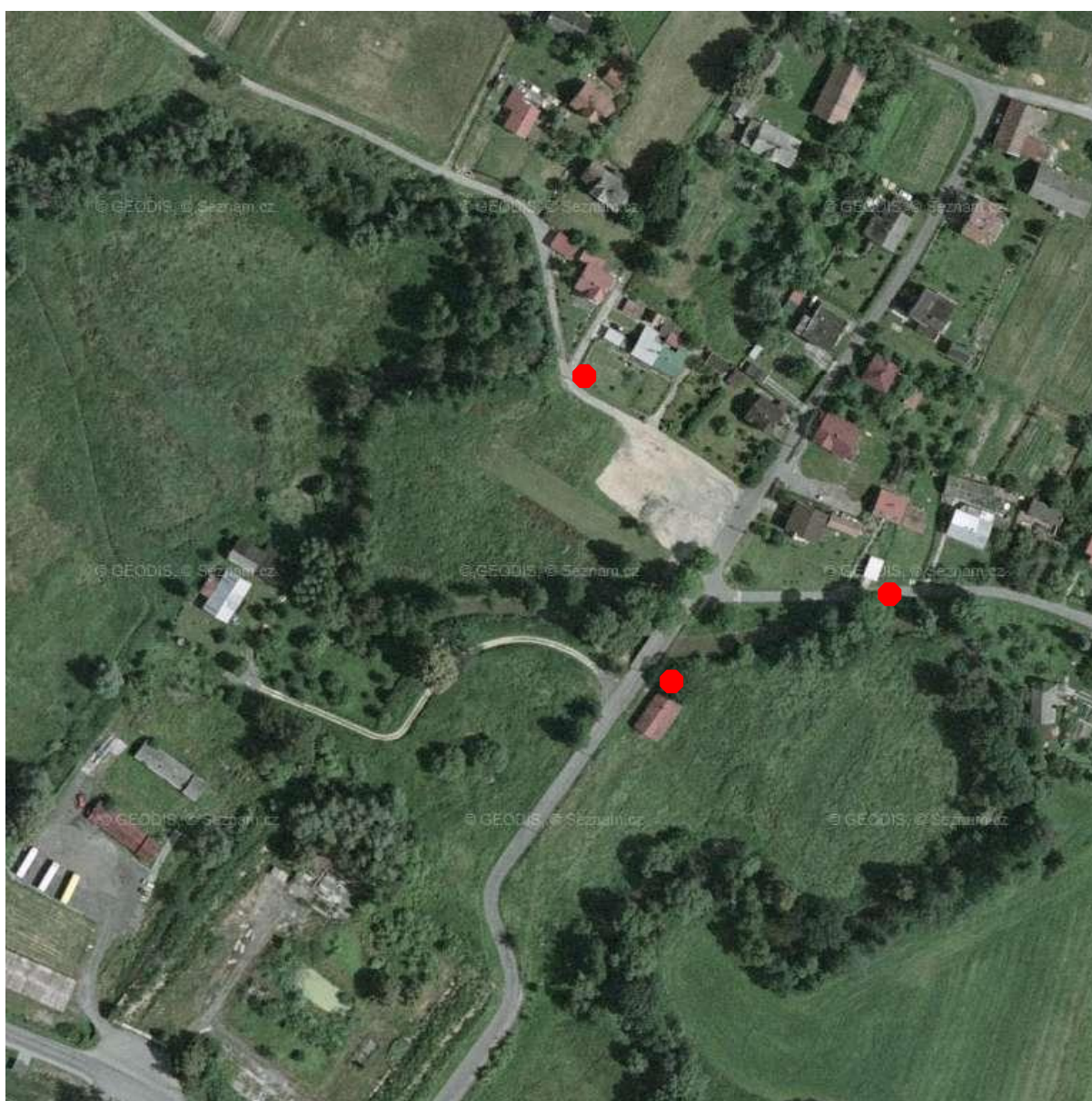
Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
	[m ³ ·s ⁻¹]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]
18.712	90	280.04	281.54		0.0239	3.54	25.4	20.0	1.00
18.730	90	277.98	282.14		0.0018	1.84	73.4	58.1	0.31
18.832	90	279.70	282.47		0.0025	1.46	138.0	105.1	0.34
18.935	80	280.57	282.75		0.0039	1.70	104.9	132.0	0.42
19.009	80	280.13	283.00		0.0032	1.69	98.2	122.1	0.38
19.065	80	280.62	283.16		0.0049	2.02	52.2	70.4	0.48
19.083	80	280.43	283.23		0.0068	2.21	37.8	39.3	0.54
19.085	Lávka			283.23					
19.087	80	280.43	283.30		0.0060	2.12	40.7	42.9	0.51
19.100				283.52					
19.247	80	281.42	284.16		0.0041	1.86	53.1	54.4	0.44
19.364	80	281.78	284.64		0.0039	1.81	54.7	79.1	0.43
19.446	80	282.50	284.95		0.0038	1.81	50.4	36.9	0.43
19.566	80	283.19	285.48		0.0070	2.33	35.1	66.9	0.57
19.723	80	284.16	286.54		0.0057	2.05	39.1	24.7	0.51
19.744	70	284.51	286.65		0.0065	2.17	32.3	19.7	0.54
19.840				287.07					
19.850				287.17					
19.860	70	284.36	287.31		0.0031	1.87	37.4	25.2	0.40
19.865	Most								
19.869	70	284.36	287.37		0.0029	1.82	38.4	25.4	0.39
19.885				287.43					
19.890				287.31					



Obr. 3.3 – Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění na úseku Stonávky v Hradišti pro odhadnutý kulminační průtok včetně zaměřených stop po povodni.

4. Vyhodnocení kulminačního průtoku na Petrůvce

Řeka Petráka protéká na našem území v široké říční nivě a až na krátké výjimky, kdy je zejména v okolí zástavby upravena, má charakter meandrujícího toku. Již za menších povodní zde proudí proto voda v širokém pásu často s velmi proměnlivou úrovní hladiny po délce jednotlivých údolních profilů. Vyhodnocovat průtok z tratí ve volném terénu je proto velmi problematické. K vyhodnocení byly proto vybrány úseky, kdy byla rozhodující část průtoku soustředěna do mostního otvoru nebo alespoň v okolí zástavby, kde bylo snazší nalézt a zaměřit stopy po kulminační hladině. Jednalo se celkem o 3 lokality, jejichž poloha je postupně přiblížena na obrázcích 4.1 až 4.3.



Obr. 4.1 – Situace Petrůvky v YYY v okolí silničního mostu (ř.km YYY) s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině

Zatímco v případě silničního mostu v XXX nebyla přelévána mostovka ani navazující násypy silnice, v druhém případě (lokalita YYY), proudila voda za posuzované povodně i v profilu silničního mostu v celé šíři inundace. Ty svědčí o tom, že hladina neměla v údolním profilu v místě silničního mostu vodorovný průběh. Tento úsek Petrůvky je znázorněn na obrázku 4.2.



Obr. 4.2 – Situace Petrůvky v YYY v okolí silničního mostu (ř.km YYY) s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině

Poslední posuzovaná lokalita se nachází v okolí silničního mostu v ZZZ (ř.km ZZZ). Významná část průtoku protékala mostním objektem. Mostní komunikace, která odbočuje za mostem vpravo a vede podél pravého břehu koryta má však sníženou úroveň. Přestože byl břeh za povodně navýšen pytli písku, docházelo zde k vylití vody do zástavby. Poloha zaměřených stop je znázorněna na obrázku 4.3.

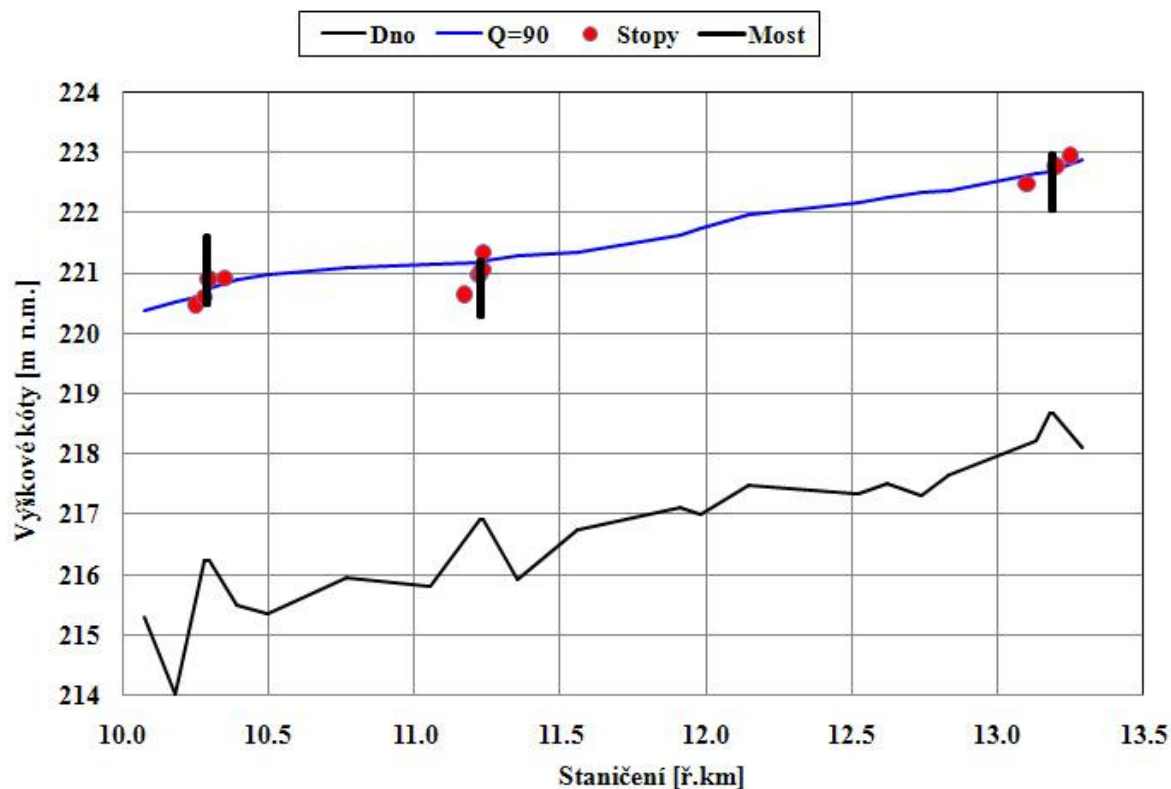


Obr. 4.3 – Situace Petrůvky v ZZZ v okolí silničního mostu (ř.km ZZZ) s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině

Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Petrůvce v řešeném úseku pro průtok $Q=90\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v tabulce 4.1 a obdobně graficky na obrázku 4.4. Součinitel drsnosti koryta byl uvažován v rozmezí od 0.045 (úseky v intravilánu obcí) do 0.06 (meandrující přirozené koryto).

Tab. 4.1 – Průběh modelované hladiny na Petrůvce v Petrovicích pro průtok $Q=90\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[m]
10.070	90.00	215.30	220.37		0.0012	1.32	91.9	401.0	0.25
10.178	90.00	214.02	220.52		0.0011	1.07	120.5	321.5	0.19
10.250				220.46					
10.270				220.59					
10.279	90.00	216.23	220.62		0.0012	1.31	68.6	70.5	0.25
10.287	Bridge								
10.294	90.00	216.23	220.75	220.89	0.0011	1.25	72.1	79.8	0.24
10.350				220.91					
10.389	90.00	215.48	220.89		0.0010	1.05	154.4	405.9	0.18
10.495	90.00	215.36	220.96		0.0006	0.91	233.0	367.0	0.15
10.763	90.00	215.96	221.08		0.0005	0.75	339.5	368.8	0.14
11.051	90.00	215.80	221.15		0.0001	0.35	479.3	456.9	0.08
				220.63					
11.222	90.00	216.92	221.17	220.96	0.0009	1.08	177.2	438.9	0.21
11.227	Bridge			220.97					
11.232	90.00	216.92	221.20	221.05	0.0008	1.05	184.7	442.8	0.2
				221.33					
11.354	90.00	215.92	221.28		0.0002	0.54	392.4	423.6	0.11
11.557	90.00	216.75	221.34		0.0009	0.82	294.0	341.4	0.17
11.910	90.00	217.10	221.62		0.0019	1.26	208.3	304.1	0.25
11.982	90.00	217.00	221.74		0.0024	1.39	186.1	340.4	0.28
12.144	90.00	217.49	221.95		0.0006	0.76	307.4	367.2	0.15
12.522	90.00	217.35	222.15		0.0009	0.86	243.2	389.9	0.17
12.622	90.00	217.50	222.24		0.0009	0.86	218.4	290.8	0.18
12.739	90.00	217.32	222.32		0.0005	0.71	263.7	262.7	0.13
12.832	90.00	217.64	222.35		0.0017	1.47	175.2	207.2	0.24
13.130	90.00	218.21	222.65		0.0010	1.11	233.7	206.3	0.19
				222.46					
13.180	90.00	218.66	222.67		0.0015	1.42	78.0	89.5	0.27
13.185	Bridge								
13.190	90.00	218.66	222.71		0.0014	1.38	82.8	108.4	0.26
				222.76					
				222.93					
13.291	90.00	218.09	222.86		0.0006	0.85	218.8	230.4	0.15

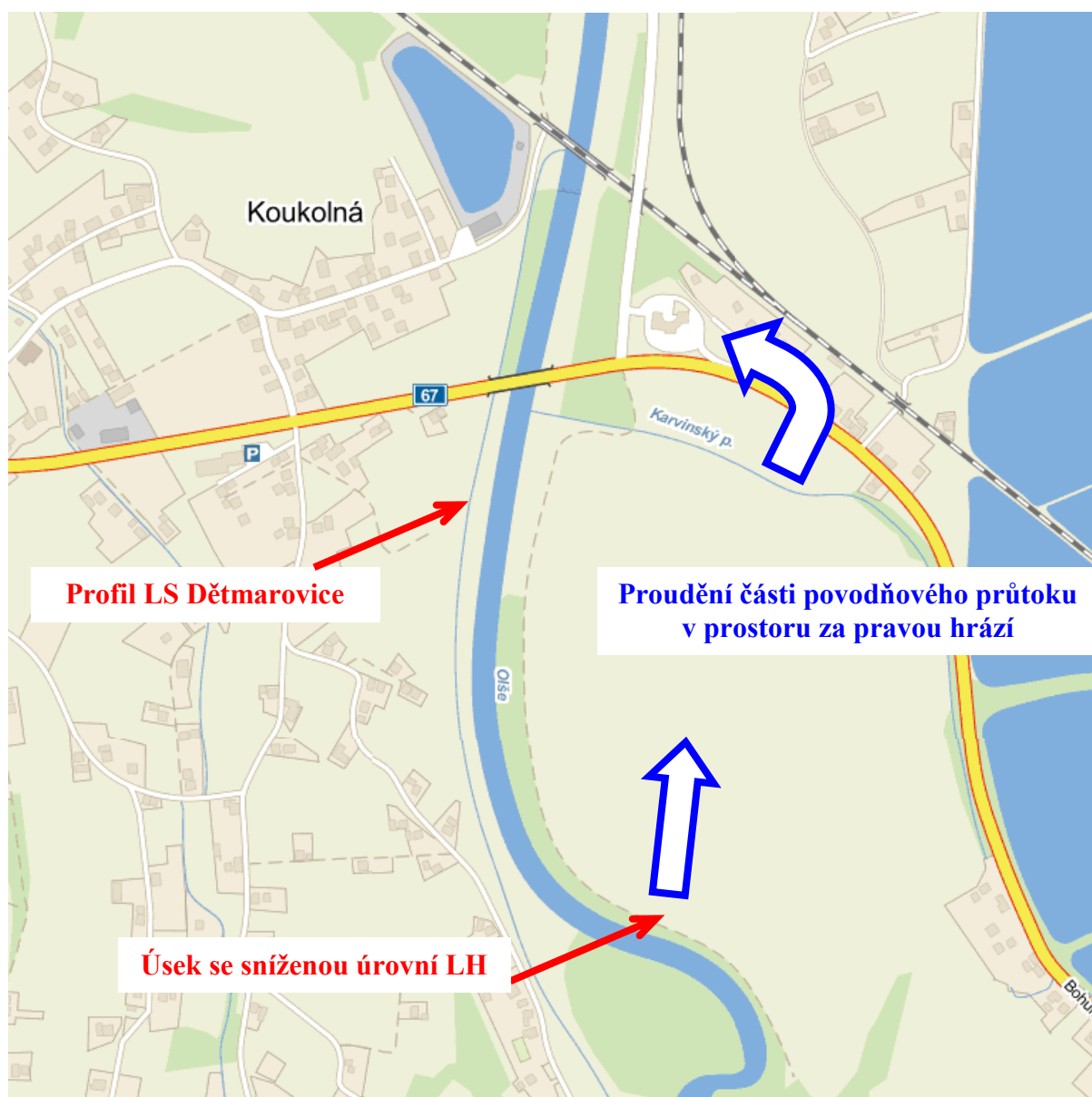


Obr. 3.3 – Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění na úseku Petrůvky v Petrovicích pro průtok $Q = 90 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni.

Zjištěným stopám po povodni z června 2010 na Petrůvce v Petrovicích v úseku ř.km 10.0 až 13.3 nejlépe odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q = 90 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

5. Vyhodnocení kulminačního průtoku na Olši v Dětmarovicích

Řeka Olše protéká v okolí části obce Dětmarovice – Koukolná upraveným úsekem, koryto má složeným lichoběžníkový profil. Protipovodňová ochrana je navýšena oboustrannými ochrannými hrázemi. V úseku se směrem proti proudu nachází železniční most, dále jezových objekt, jehož jedno pole je vybaveno pohyblivým uzávěrem a nakonec silničním mostem. Cca 200 m nad tímto mostem se potom nachází profil limnigrafické stanice Dětmarovice. Situace okolí limnigrafické stanice je patrná z obrázku 5.1.

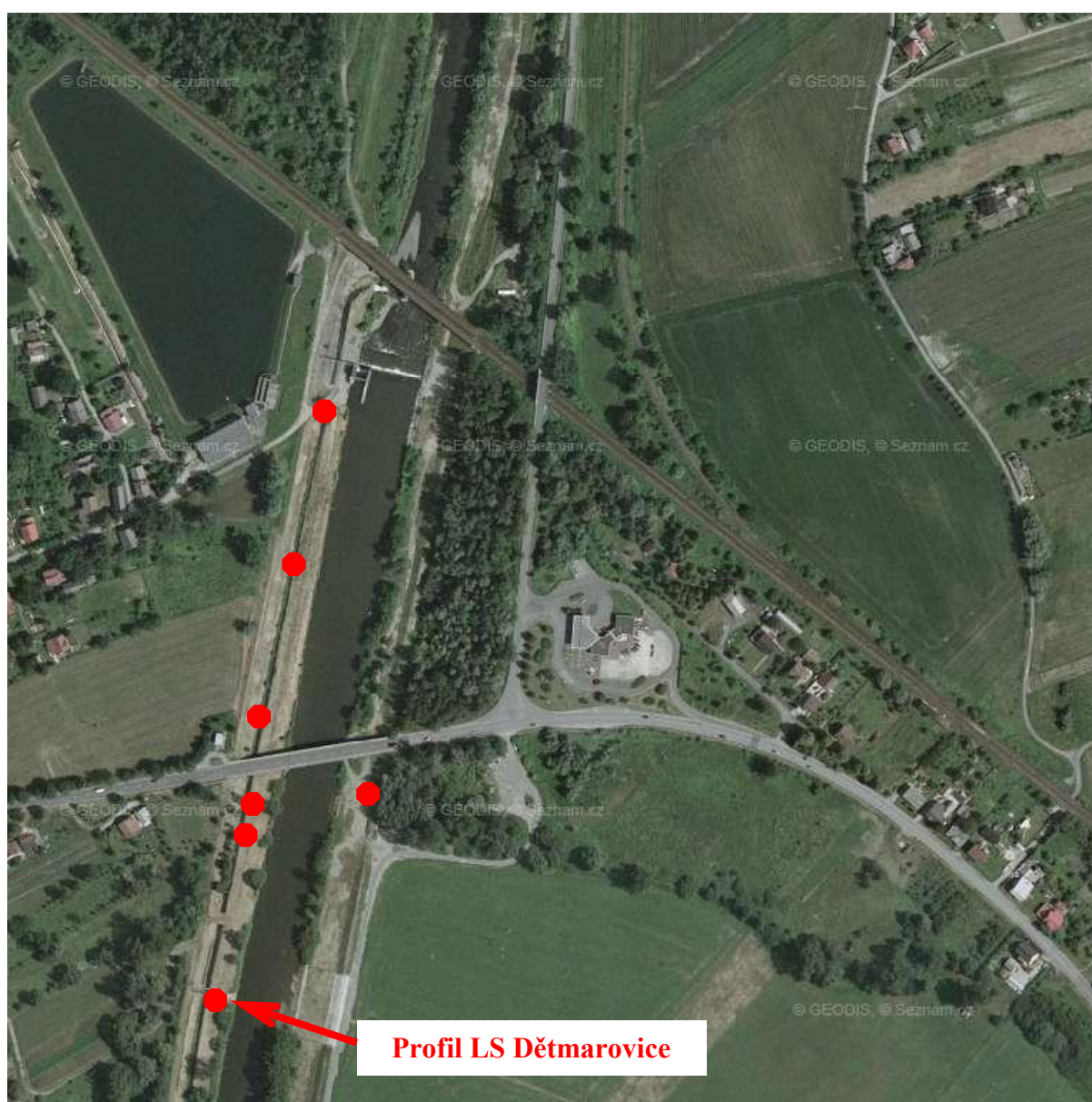


Obr. 5.1 – Situace okolí limnigrafické stanice Dětmarovice na Olši

Niveleta hrází v úseku zejména nad stanicí však neodpovídá stejnému návrhovému stavu. Zatímco do průtoku Q_{20} k vylévání vody za hráže nikde nedochází, u větších průtoků se

stává pro proudění důležitým úsek mezi ř.km 17.1 až 17.4. Zde úroveň pravé hráze poklesává a za větších povodní než Q_{20} zde voda přepadá přes těleso hráze a proudí dále v samostatném proudu v pravé inundaci. To pochopitelně ovlivňuje přesnost měření limnigrafické stanice. Zatímco do průtoku Q_{20} protéká ohrávaným profilem koryta v místě stanice celý průtok, za větších průtoků je to jen již část. Poměr vybřeženého průtoku k průtoku, který zůstává v korytě, roste s velikostí celkového průtoku.

Při stanovení odhadu kulminačního průtoku ve stanici za povodně 2010 bylo proto nutné se zabývat oběma složkami. Vzhledem k pravidelnému upravenému korytu lze zcela jistě očekávat pro korytovou část podstatně přesnější odhad, než pro část proudící v široké pravé inundaci za hrází. Pro stanovení průtoku ve vlastním ohrázaném korytě byl vybrán úsek od jezového objektu až po profil limnigrafické stanice, jeho poloha je přibližena na obrázku 5.2.



Obr. 5.2 – Situace Olše v okolí limnigrafické stanice Dětmarovice s vyznačením stop

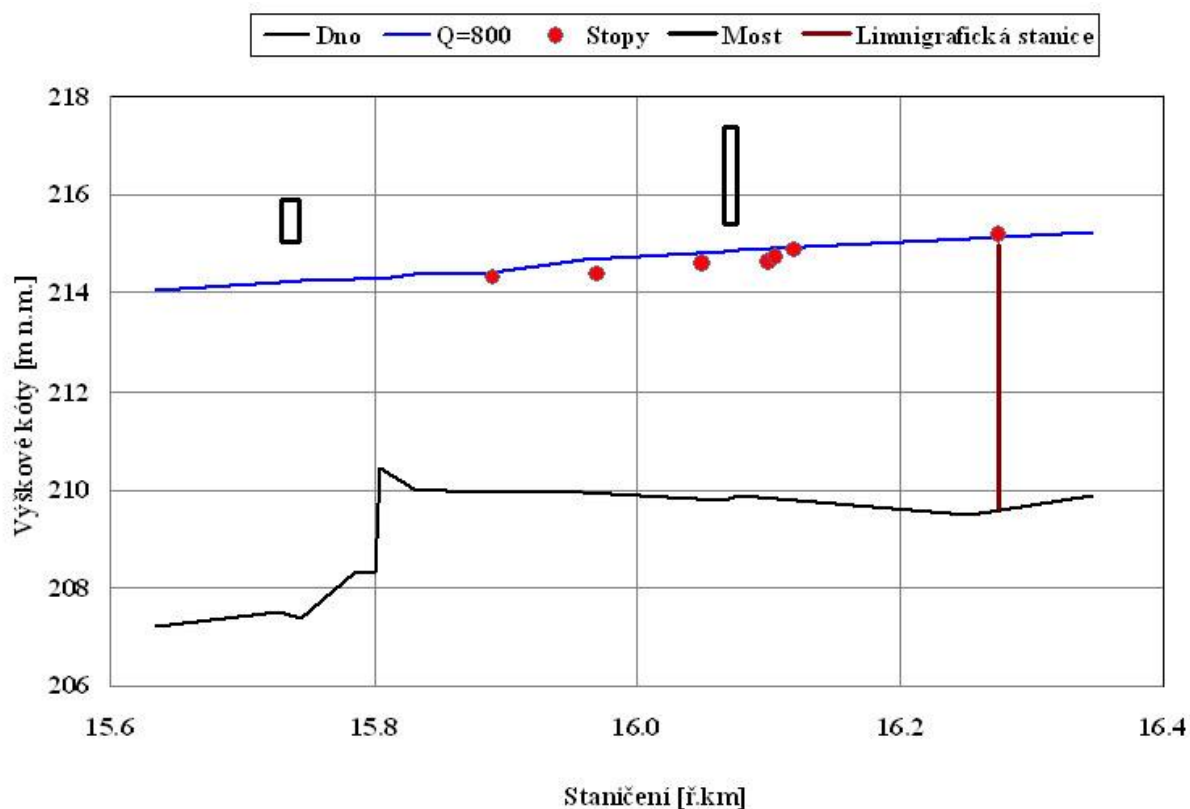
Snížená úroveň hráze se nachází zejména v úseku mezi profily ř.km 17.425 až 17.175. Při výpočtu průběhu hladiny pro stav při odhadované kulminaci za povodně zde úroveň

hladiny převyšovala niveletu hráze o cca 60 cm. Použijeme-li pro odhad množství přepadající vody přes hráz rovnici přepadu přes širokou korunu (2.12), dostaneme s uvažováním malé hodnoty $m = 0.3$, $L = 200\text{m}$ a $h_0 = 0.6$ průtok cca $100\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. Vzhledem ke konfiguraci terénu je tento proud usměrněn a stažen zpět do koryta až v profilu železničního mostu ř.km 15.735.

Tato skutečnost byla potom vzata do úvahy při stanovení odhadu části průtoku proudícím ve vlastním korytě. Při kalibraci odporů koryta pro menší průtok $148\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ vyšla hodnota součinitele drsnosti $n = 0.03$. Pro výpočty za kulminace byla hodnota zvýšena na 0.035 , aby byl vzat do úvahy zejména vliv velkého množství připlavovaných předmětů, jehož důsledkem byl zachycený velký strom na silničním mostu pod limnigrafickou stanicí. Pro takovou hodnotu odpovídal průběhu zaměřených stop nejlépe průtok ve vlastním korytě v okolí limnigrafické stanice $Q = 800\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění ve vlastním korytě na Olši pro odhad kulminačního průtoku včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v tabulce 5.1 a na obrázku 5.3.

Tab. 5.1 – Průběh modelované hladiny v korytě Olše pro odhadovaný kulminační průtok včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[m]
15.634	950.00	207.23	214.03		0.0011	2.57	408.1	102.7	0.35
15.729	950.00	207.50	214.22		0.0008	2.14	482.2	116.4	0.29
15.735	Most								
15.744	950.00	207.37	214.26		0.0007	2.09	498.5	117.8	0.28
15.785	800.00	208.30	214.28		0.0007	2.12	434.0	107.9	0.29
15.799	Jez								
15.805	800.00	210.43	214.29		0.0027	3.10	285.3	101.1	0.52
15.830	800.00	210.01	214.38		0.0015	2.96	311.2	104.7	0.47
15.882	800.00	209.96	214.39		0.0022	3.35	287.5	108.9	0.53
15.890				214.33					
15.959	800.00	209.94	214.67		0.0015	2.91	328.6	146.4	0.44
15.970				214.41					
16.050				214.62					
16.066	800.00	209.78	214.84		0.0015	2.87	319.2	104.9	0.45
16.075	Most								
16.077	800.00	209.90	214.90		0.0014	2.79	329.8	107.8	0.43
16.100				214.64					
16.105				214.74					
16.120				214.88					
16.253	800.00	209.49	215.13		0.0018	3.00	307.6	104.0	0.45
16.275	LS			215.19					
16.346	800.00	209.88	215.23		0.0030	3.57	286.4	100.5	0.55

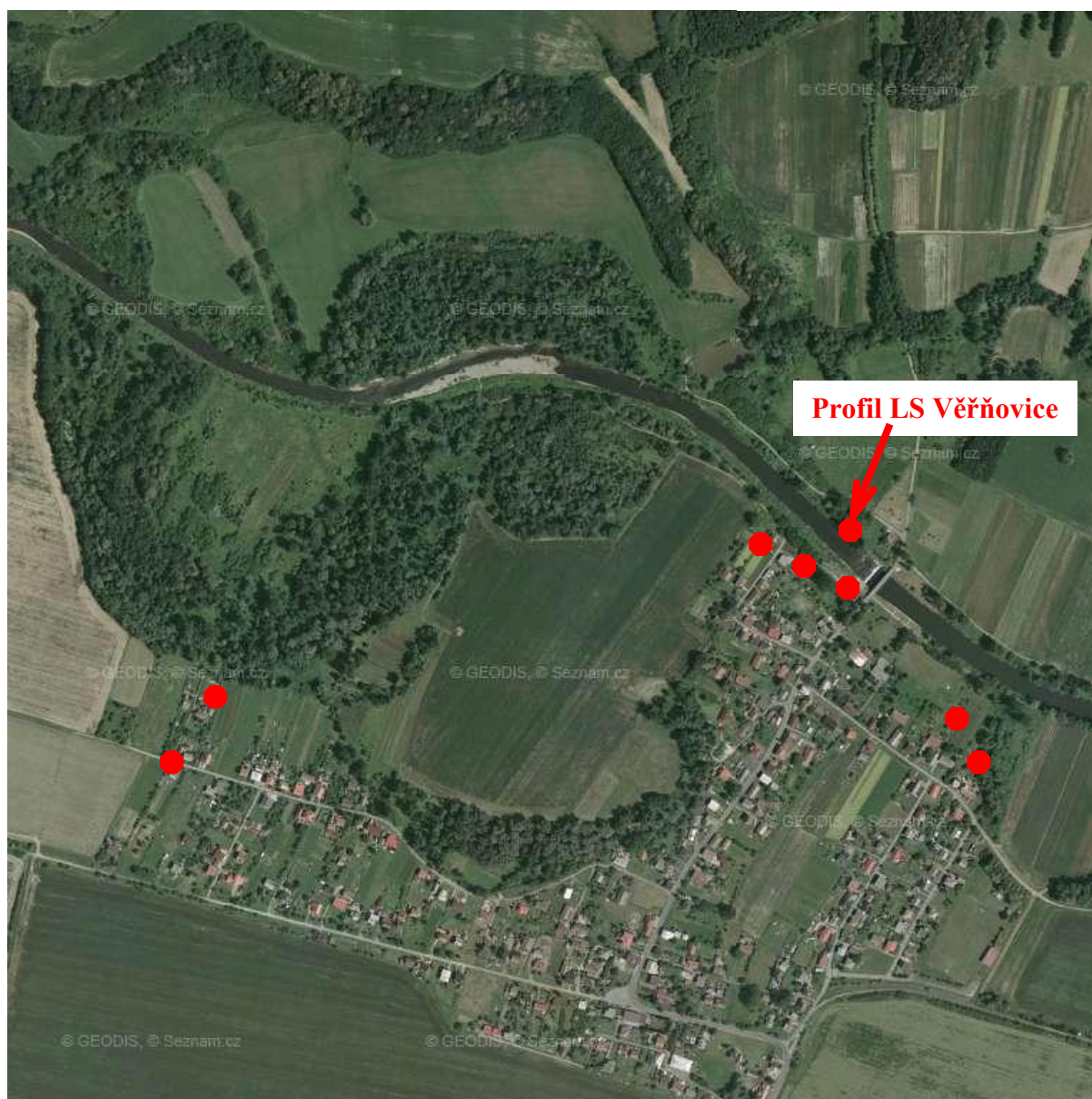


Obr. 5.3 – Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění na úseku Olše v okolí limnigrafické stanice Dětmarovice pro průtok ve vlastním korytě $Q = 800 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni.

Zjištěným stopám a měřením po povodni z června 2010 na Olši v profilu limnigrafické stanice Dětmarovice nejlépe odpovídal při uvažování významného obtékání stanice v pravé inundaci průtok $Q = 900 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

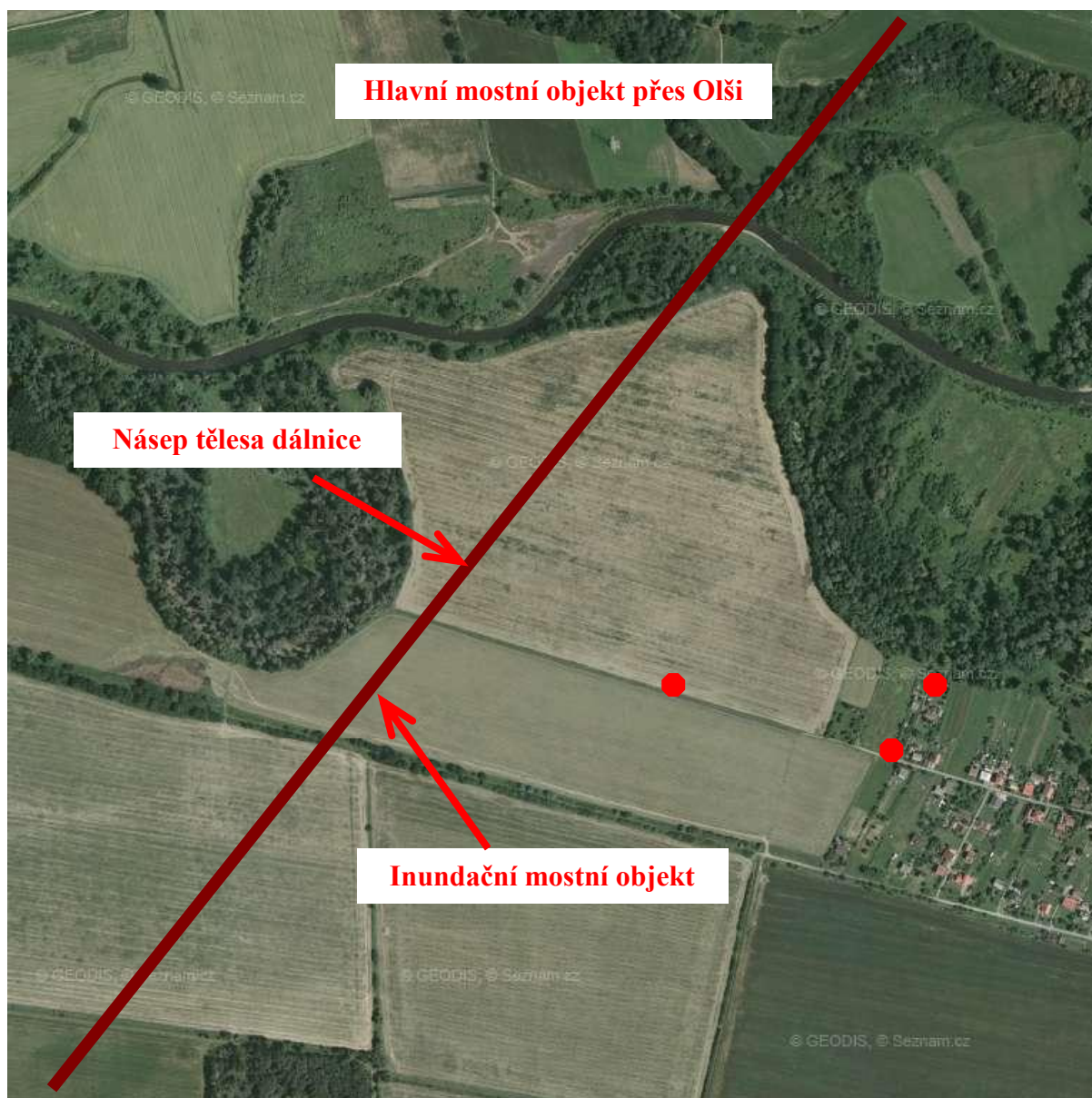
6. Vyhodnocení kulminačního průtoku na Olši ve Věřňovicích

V úseku kolem Věřňovic má řeka Olše již zcela odlišný charakter než kolem Dětmarovic. Koryto není ohrázováno a má proto podstatně nižší kapacitu. Za povodní se voda proto rozlévá do širokých inundací. Limnigrafická stanice Věřňovice je umístěna na pravém břehu řeky několik desítek metrů pod profilem jediného silničního mostu, který v obci spojuje oba břehy. Obec Věřňovice byla postavena na vyvýšeném místě, za povodně byla proto až na výjimky většina domů mimo rozsah záplavy. Situace úseku Olše včetně širokých inundací v okolí limnigrafické stanice je zobrazen na obrázku 6.1



Obr. 6.1 – Situace okolí limnigrafické stanice Věřňovice s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině

Levá inundace pod obcí je širší než pravá, rozsah záplavy však ovlivňuje vyvýšená cesta vedoucí 700m od koryta řeky. Více než 1200 m po proudu křížuje nyní nově koryto Olše stavba dálnice vedoucí do Polska. Dálniční most má šířku téměř 200m, aby se ještě více zmírnilo nevhodné ovlivnění odtokových poměrů, byl ještě před linií vyvýšené cesty vybudován inundační most, kterým za povodně část průtoku protéká. Vlivem dálnice tak dochází k usměrnění proudu v levé inundaci. Situace úseku Olše s orientačním vyznačením směru osy dálnice je přiblížena na obrázku 6.2.



Obr. 6.2 – Křížení řeky s Olše s nově budovanou dálnicí na Polsko s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině

Vzhledem ke složitosti území se nepodařilo nalézt profil či úsek, kde by bylo možné provést odhad kulminačního průtoku pomocí 1D modelování, bylo rozhodnuto využít zejména na geodetická data náročnější přístup 2D modelování. Řešitel měl k dispozici starší

digitální model terénu a zaměření koryta. Z prostředků projektu na vyhodnocení byly zaměřeny příčné profily po povodni změněného koryta a nové mostní objekty profily. U hlavního mostního objektu byl dále zaměřen násep a provizorní most pro stavební dopravu, který za povodně ještě dále omezil průtočnost mostního objektu (Foto 6.1)

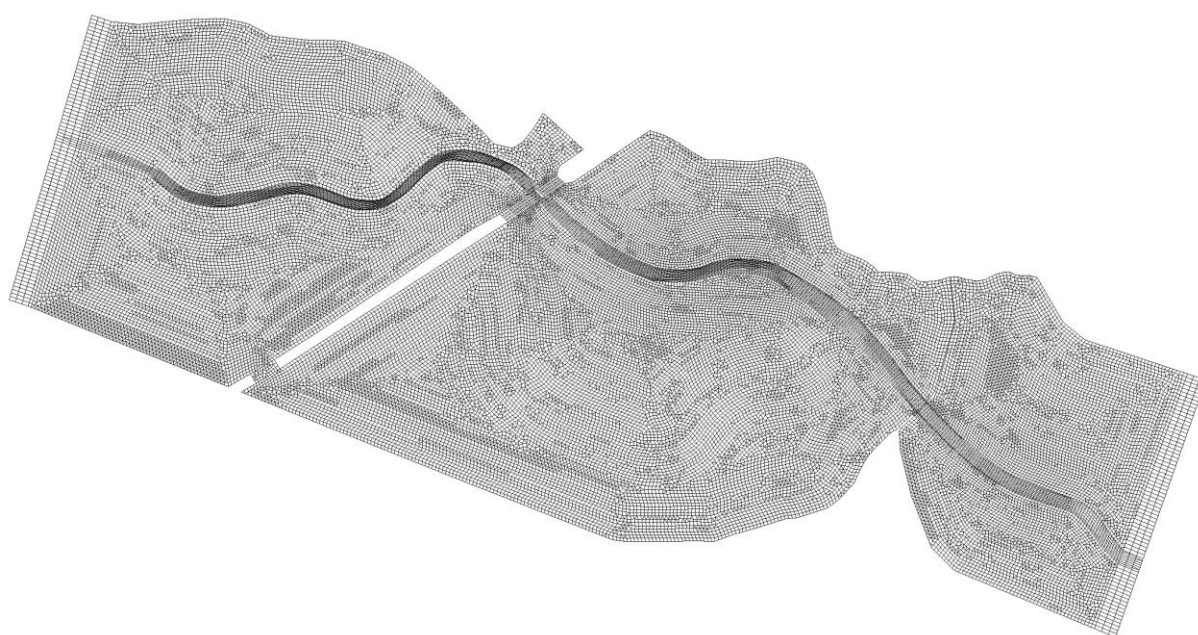


Foto 6.1 – Rozestavěný objekt dálničního mostu přes Olši s provizorním přemostěním

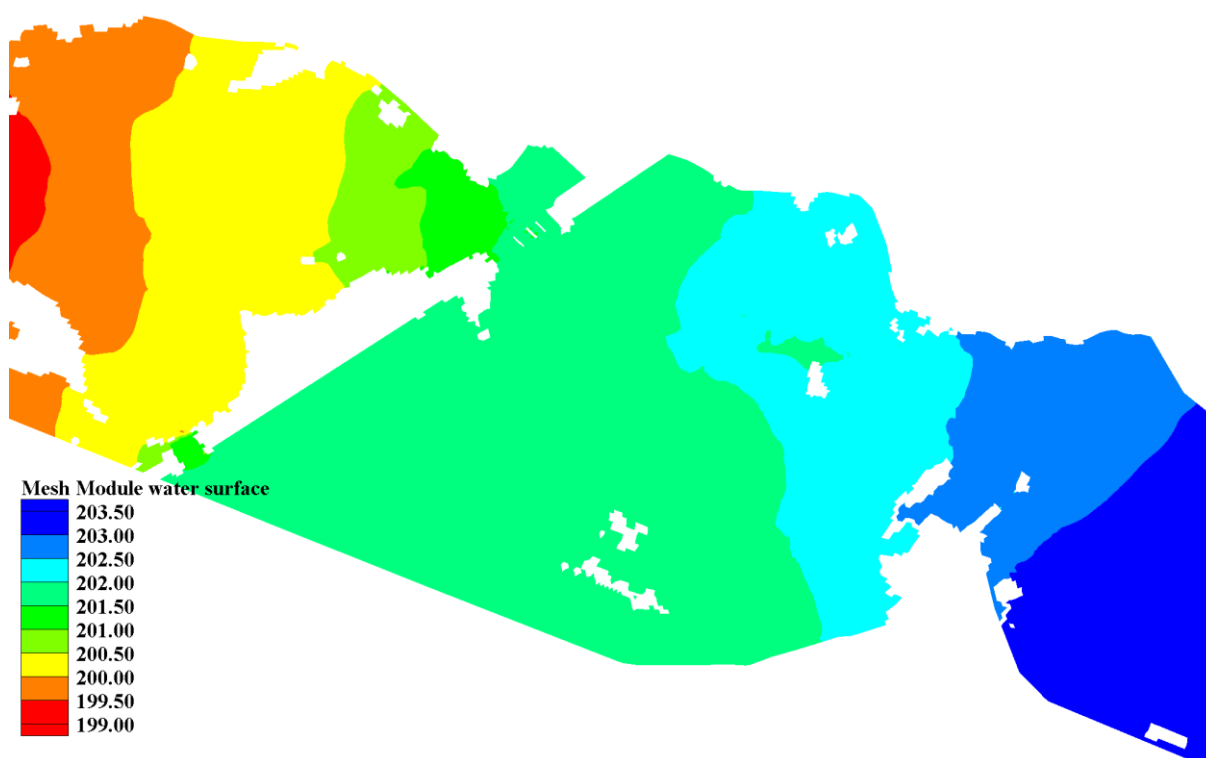
Na základě zpřesnění staršího DMT byla následně zpracována výpočetní síť pro model FESWMS, který založen na aplikaci metody konečných prvků. Metoda konečných prvků dovoluje velmi přesně přizpůsobit výpočetní síť zakřivené trase koryta, což je i případ řeky Olše v okolí Věřňovic. Situace sítě je vykreslena na obrázku 6.3. Na něm je velmi jasně patrné vedení trasy koryta Olše, náspu nové dálnice včetně obou mostních objektů, při podrobnější prohlídce se podaří snadno identifikovat i linii silnice navazující na most ve Věřňovicích několik desítek metrů nad profilem limnigrafické stanice. Jak se dále ukáže, tato silnice byla v průběhu povodně razantně přelévána.

Ke kalibraci drsnosti koryta posloužilo měření provedené na poklesové větvi posuzované povodně dne 21. 5. 2010. Při vodním stavu **331 cm** byla provedena 2 měření s takřka shodným vyhodnoceným průtokem. Nekalibrovaný součinitel drsnosti koryta **$n = 0.039$** byl následně použit i při modelování průběhu hladiny v době kulminace.

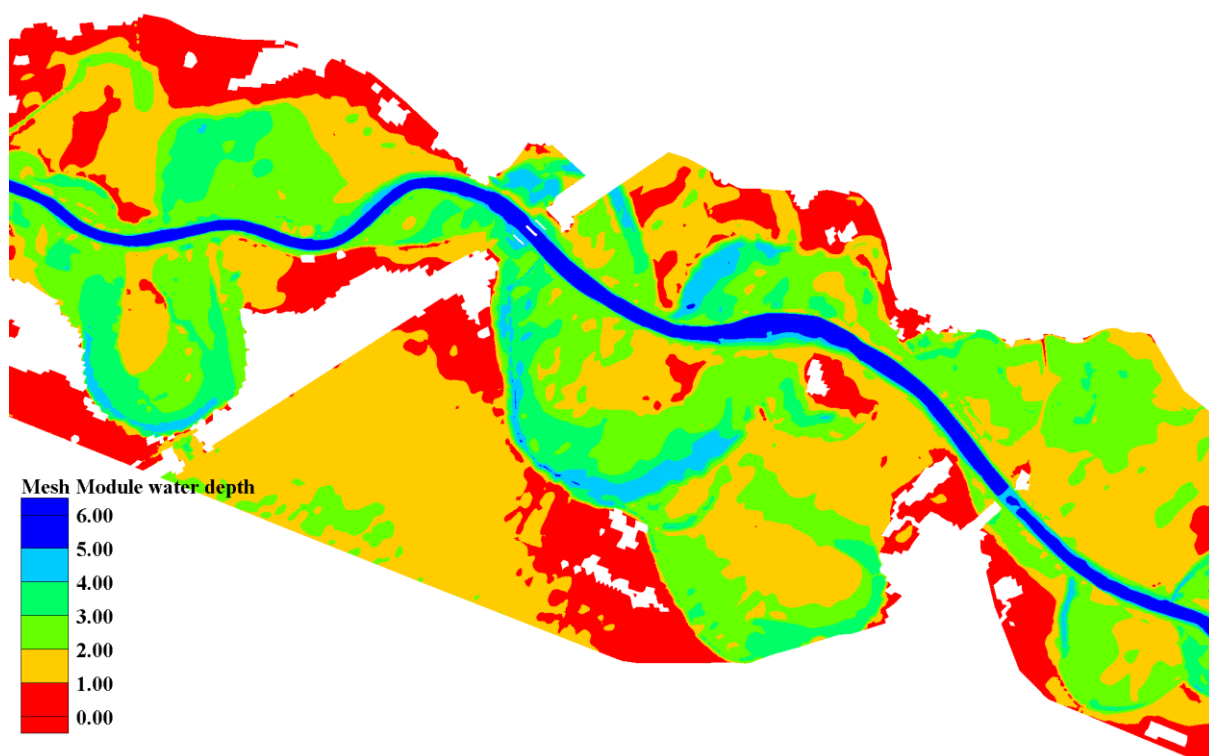
Výsledky modelování jsou předloženy ve formě map průběhů hladin, hloubek a rychlostí pro celý model na obrázcích 6.4 až 6.6 a pro detail oblasti limnigrafické stanice na obrázcích 6.7 až 6.9. Vektory rychlostí znázorňující, jak těsně pod stanicí, kde končí vyvýšený terén se zástavbou, dochází k razantnímu rozlévání vody i do pravé inundace.



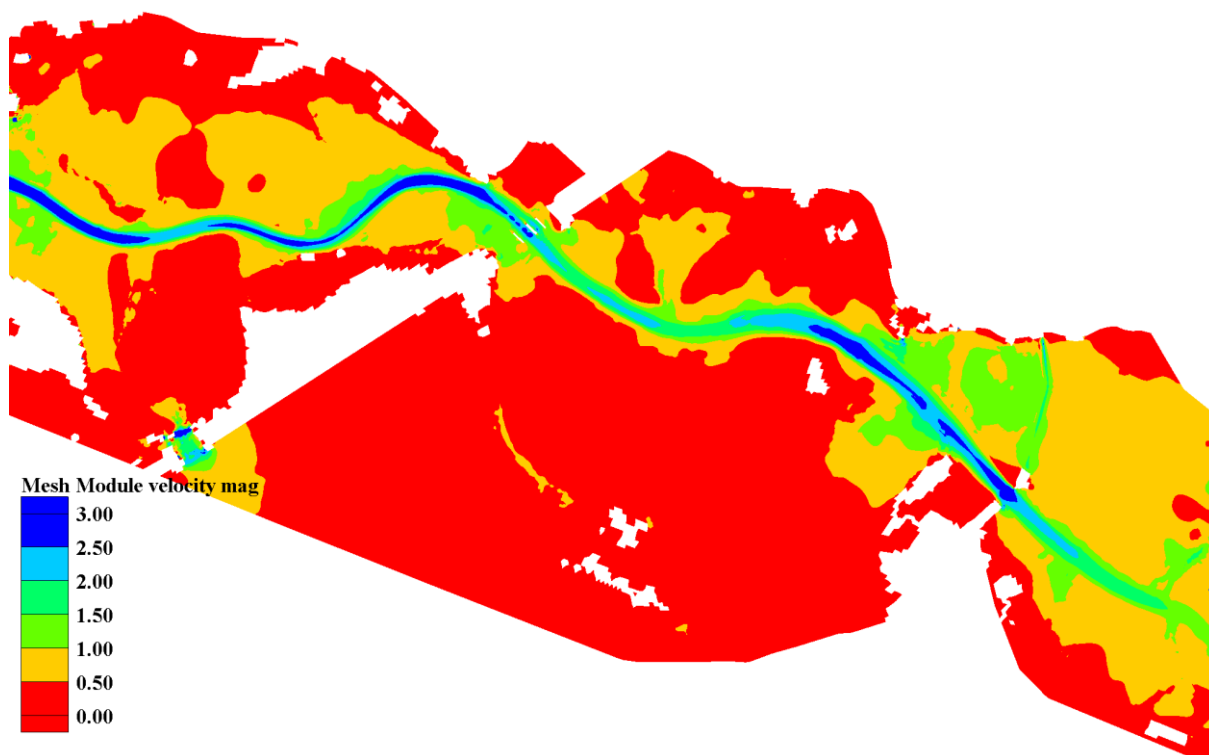
Obr. 6.3 – Výpočetní síť modelu záplavového území Olše u Věřňovic zpracovaná pro model FESWMS



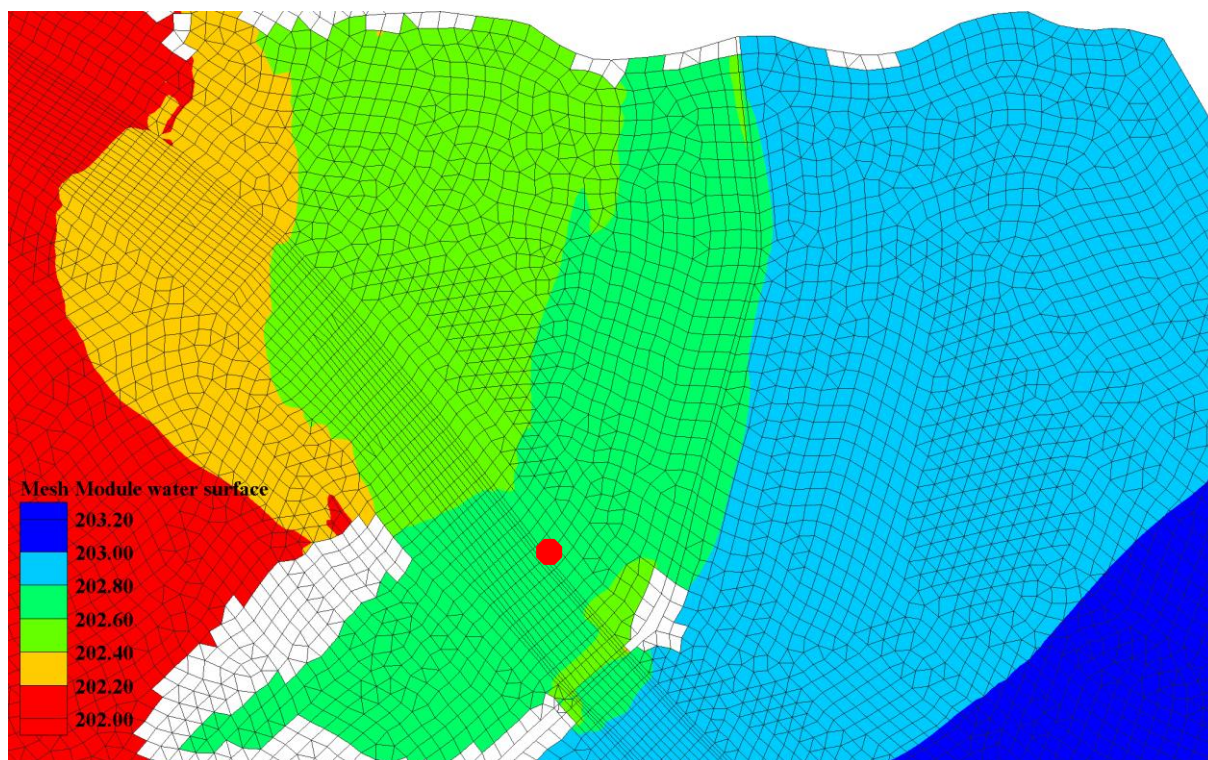
Obr. 6.4 – Mapa průběhu hladiny v záplavovém území Olše u Věřňovic pro modelovaný průtok $Q = 1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.



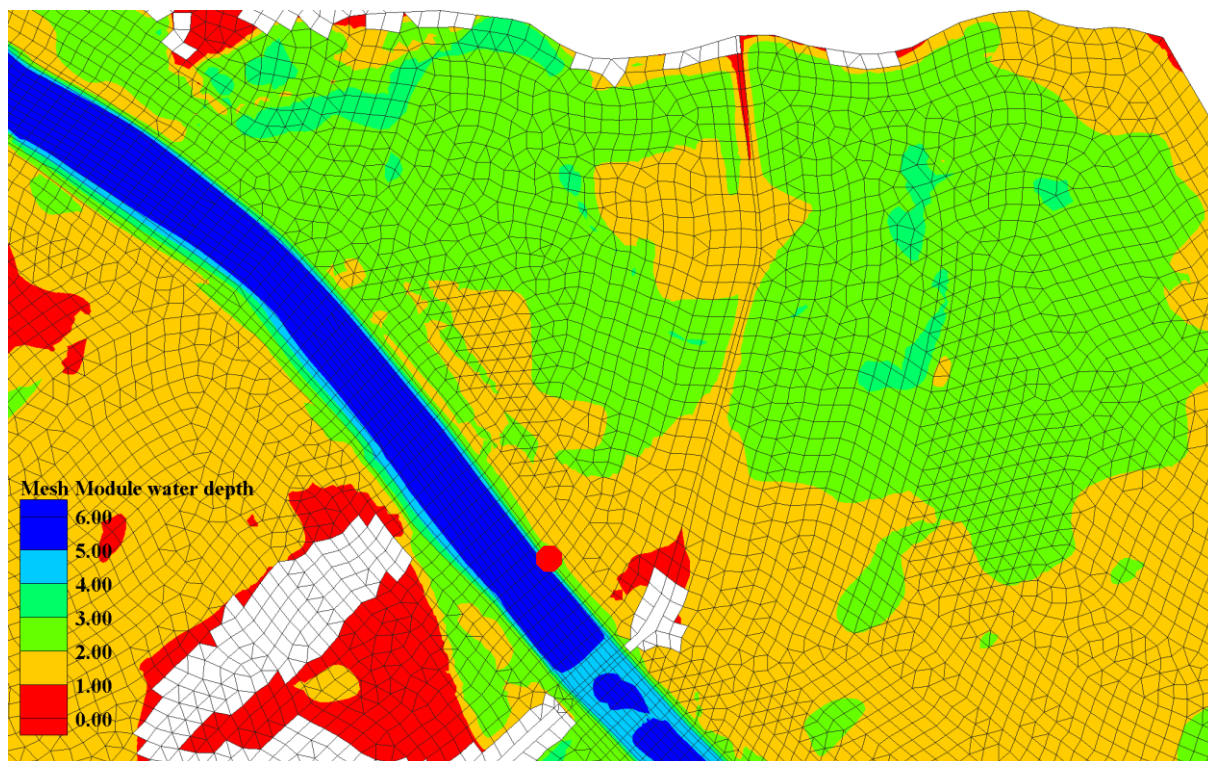
Obr. 6.5 – Mapa hloubek vody v záplavovém území Olše u Věřňovic pro modelovaný průtok $Q = 1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.



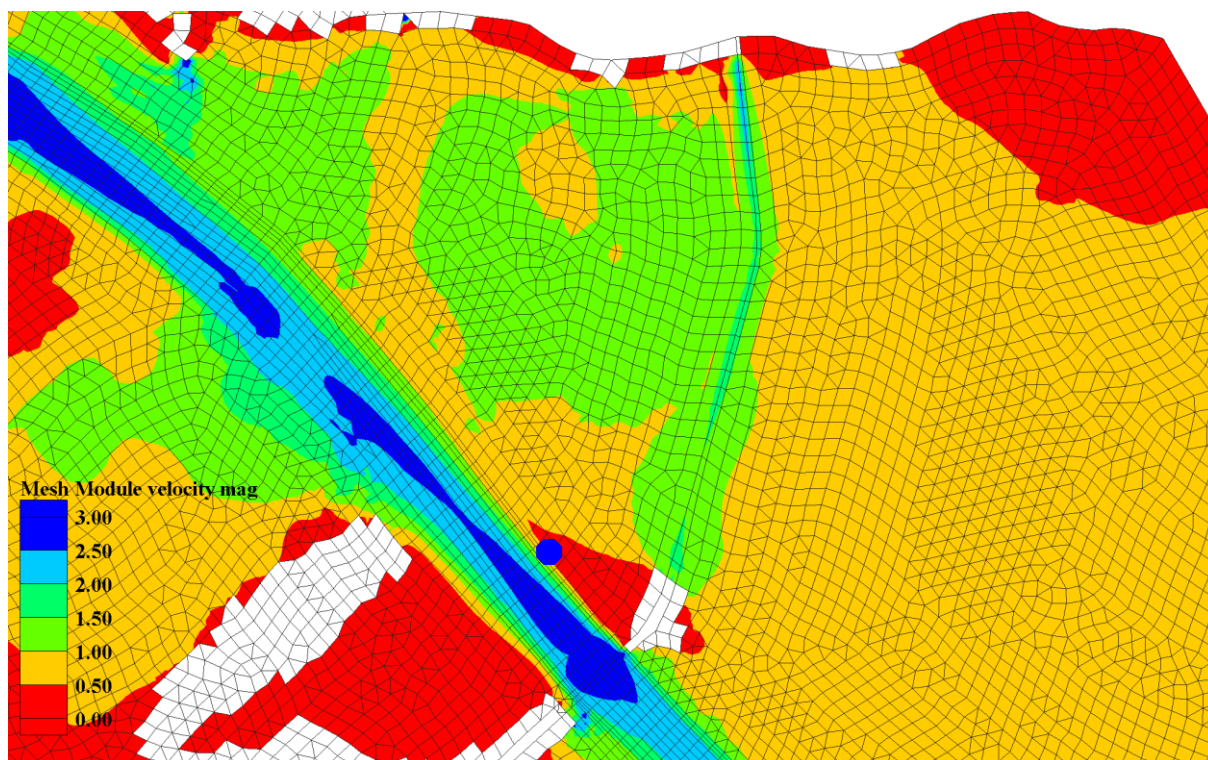
Obr. 6.6 – Mapa rychlostí vody v záplavovém území Olše u Věřňovic pro modelovaný průtok $Q = 1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.



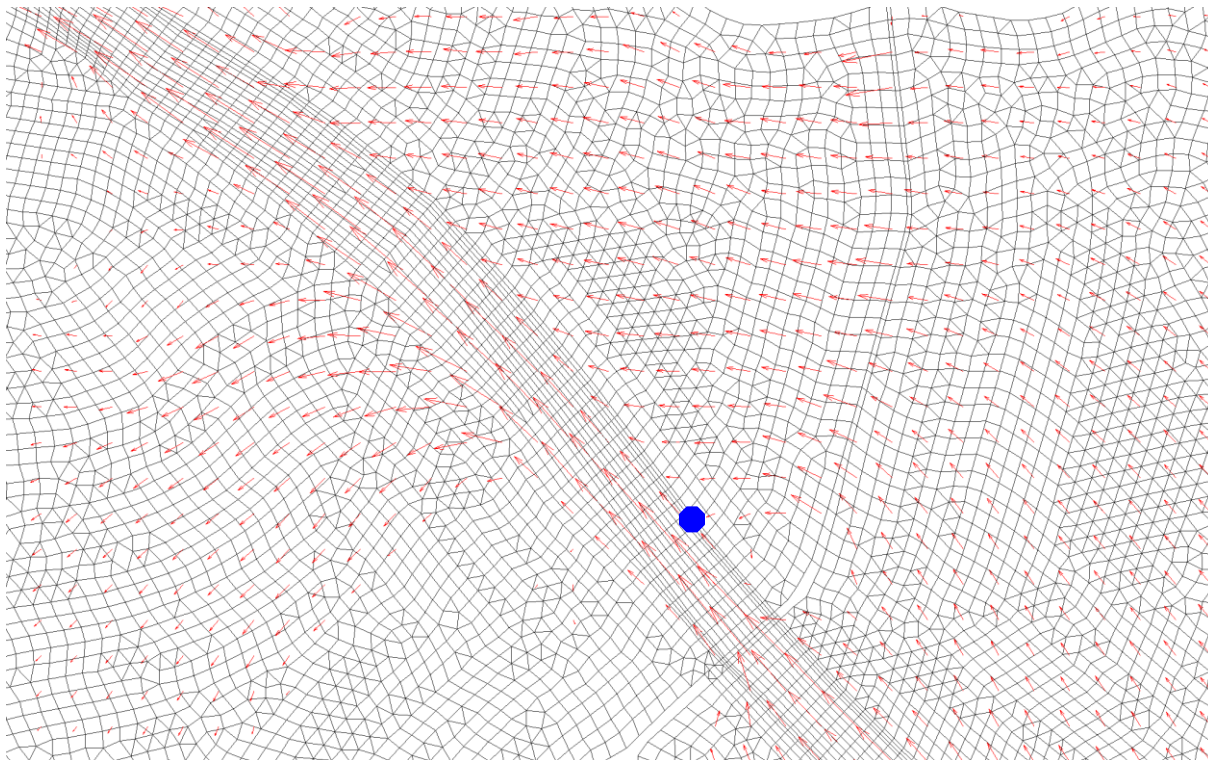
Obr. 6.7 – Mapa průběhu hladiny v blízkém okolí limnigrafické stanice Věřňovice na Olši pro modelovaný průtok $Q = 1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ s vykreslením polohy stanice



Obr. 6.8 – Mapa hloubek vody v blízkém okolí limnigrafické stanice Věřňovice na Olši pro modelovaný průtok $Q = 1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ s vykreslením polohy stanice



Obr. 6.9 – Mapa rychlostí vody v blízkém okolí limnigrafické stanice Věřňovice na Olši pro modelovaný průtok $Q = 1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ s vykreslením polohy stanice



Obr. 6.10 – Mapa vektorů rychlostí vody v blízkém okolí limnigrafické stanice Věřňovice na Olši pro modelovaný průtok $Q = 1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ s vykreslením polohy stanice

Zaměřeným stopám, přičemž hlavní pozornost byla logicky kladena zejména na úroveň kulminační hladiny ve stanici (**202.67 m n.m.**, totožná hodnota odečtena i z přesné stopy na objektu na opačném břehu) nejlépe odpovídal průtok $Q_{kul} = 1100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Kromě toho byla zpracována detailní analýza obtékání stanice pravou inundací. Otvorem silničního mostu nad stanicí a krátkým úsekem, který končí blízko pod stanicí, kde se proudy opět spojují, protékalo jen méně než polovina z celkového průtoku - $535 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, přes těleso silnice v pravé inundaci potom $565 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

7. Souhrn výsledků

V následujících tabulkách 7.1 až 7.4 jsou zpracovány přehledy odhadů kulminačních průtoků ve všech řešených profilech. Pro každý řešený profil je rovněž uvedena použitá hodnota součinitele drsnosti koryta n_k , rozsah průřezových rychlostí proudění v korytě v_k , v řešeném úseku každé měrné tratě a také předpokládaná přesnost odhadu.

Ta závisí zejména na těchto údajích:

- ✿ správnost odhadu součinitele drsnosti koryta a inundací,
- ✿ přesnost zaměřených stop po kulminační hladině.

Kromě těchto 2 hlavních faktorů závisí přesnost odhadu také na řadě dalších parametrů, kterými jsou například:

- ✿ proměnlivost tvaru, velikosti i odporu koryta v podélném profilu říční tratě,
- ✿ proměnlivost šířky hladiny za povodňové situace v řešeném úseku se všemi vyplývajícími důsledky (příčný sklon hladiny, komplikované rychlostní pole, apod.)
- ✿ obecně vliv režimu proudění (doprovodnými jevy proudění za vysokých rychlostí zejména v režimu bystrinného proudění je výskyt vln na hladině, a to jak v ustáleném, tak i neustáleném režimu).

Přesné stanovení vlivu výše uvedených faktorů na přesnost odhadu není jednoduché. V následujících tabulkách je přesnost odhadu pro každý profil stanovena „kvalifikovaným odhadem“ s uvážením všech výše uvedených možností procentuální chybou.

Tab. 7.1 – Souhrn výsledků odhadu kulminačních průtoků za povodně z května 2010 na tocích povodí Olše

Tok	Profil	n_k	v_k	Q	Odhad chyby
		[s.m ^{-1/3}]	[m.s ⁻¹]	[m ³ .s ⁻¹]	[%]
Stonávka	Hradiště, nad Zavadovickým pot.	0.05	1.5 až 2,5	80	± 15
Petrůvka	Petrovice	0.045 až 0.06	1.0 až 1.7	90	± 15
Olše	profil limnigrafické stanice Dětmárovice	0.033	2.5 až 3.5	900	± 15
Olše	profil limnigrafické stanice Věřňovice	0.039	2.0 až 3.0	1100	± 10