



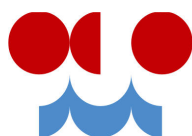
Ministerstvo životního prostředí
České republiky

VYHODNOCENÍ POVODNÍ V ČERVNU A ČERVENCI 2009 NA ÚZEMÍ ČESKÉ REPUBLIKY



HYDROLOGICKÝ PRŮBĚH POVODNÍ

Dílčí zpráva



Český
hydrometeorologický
ústav

Zadavatel: Ministerstvo životního prostředí
odbor ochrany vod
Vršovická 65
100 00 Praha 10

Projekt: **VYHODNOCENÍ POVODNÍ
V ČERVNU A ČERVENCI 2009
NA ÚZEMÍ ČESKÉ REPUBLIKY**

Nositel projektu: Český hydrometeorologický ústav
Na Šabatce 17
143 06 Praha 4

Koordinátor projektu: Ing. Jan Kubát

Doba řešení projektu: 07/2009 – 12/2009

Dílčí část: **HYDROLOGICKÝ PRŮBĚH POVODNÍ**

Nositel dílčí části: Český hydrometeorologický ústav
Na Šabatce 17
143 06 Praha 4

Odpovědný řešitel: Ing. Petr Šercl, Ph.D.

Řešitelé: RNDr. Tomáš Řehánek, Ph.D., Mgr. Stanislav Kaleta,
Ing. Ivo Winkler
RNDr. Tomáš Vlasák, Ph.D., Ing. Petr Lett
Mgr. Jan Šrejber
Ing. Libor Elleder

Technická spolupráce: Olga Šuvarinová

Místo uložení zprávy: MŽP odbor ochrany vod
ČHMÚ středisko informačních služeb

*uložení u řešitele:
úsek hydrologie ČHMÚ, oddělení povrchových vod*

OBSAH:

1	Úvod	7
2	Metody hodnocení nasycenost území a popis hydrologické situace před výskytem povodní	8
2.1	Index předchozích srážek a ukazatel nasycení	8
2.2	Hydrologická situace před povodněmi	10
3	Vývoj nasycenosti území během příčinné meteorologické situace ...	12
4	Průtokové vyhodnocení	17
5	Analýza průběhu povodní	26
5.1	Vývoj povodňové situace v povodí Odry	27
5.2	Vývoj povodňové situace v povodí Vltavy	33
5.3	Vývoj povodňové situace v povodí Ploučnice a Kamenice	37
5.4	Analýza dalších případů výskytu lokálních přívalových povodní a shrnutí	41
6	Porovnání s historickými událostmi	47
7	Závěry a celkové zhodnocení	52
	Literatura.....	55
	Příloha – Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 s využitím hydraulických výpočetních postupů	

1. ÚVOD

V období od 24. června až do zhruba 5. července 2009 se na území ČR vyskytlo několik převážně lokálních přívalových povodní, z nichž některé můžeme charakterizovat jako skutečně mimořádné.

Především na srážky konvekčního charakteru bohaté období začalo 22. června, kdy se v noci na 23. června vyskytly vydatné regionální srážky zejména na jihu Čech, které zasáhly zejména povodí Malše, Otavy a Lužnice a vyvolaly poměrně prudký vzestup hladin vodních toků. Lokálně byl překročen limit platný pro vyhlášení 3. SPA, tj. stavu ohrožení.

V dalších dnech se v instabilní vzduchové hmotě vytvářela v odpoledních a večerních hodinách bohatá bouřková oblačnost (ke konci období už i v poledních hodinách), přičemž lokálně byly bouřky doprovázené déletrvajícými a velmi intenzivními přívalovými lijáky, které na některých postižených územích způsobily katastrofální přívalové povodně. Nejvýznamnější události tohoto druhu se postupně vyskytly:

- I. **24. června ve večerních hodinách na Novojičínsku na přítocích Odry** (zejména Jičínka a Luha).
- II. **V noci z 26. na 27. června na Jesenicku na tocích pramenících v Rychlebských horách a Jeseníkách, které tečou směrem do Polska** (Bělá, Vidnávka, Černý potok, Skorošický potok, Vojtovický potok aj.). Situaci předcházely prakticky každodenní poměrně vydatné srážky, které značně nasýtily dané území.
- III. **V noci ze 27. na 28. června zejména na tocích v povodích Blanice a Volyňky v jihozápadních Čechách.** Podobně jako v případě události na Jesenicku došlo k poměrně významnému nasycení území předcházejícími srážkami.
- IV. **4. července na tocích v povodích dolní Ploučnice a Kamenice, kdy se centrum přívalových srážek vyskytlo na povodí Bystré,** což je přítok Ploučnice v Benešově nad Ploučnicí.

Přívalovými srážkami během uvedené cca 14denní povodňové periody bylo postiženo více lokalit, ke komplexnímu hydrologickému vyhodnocení byly vybrány čtyři výše uvedené bezpochyby nejvýznamnější povodňové epizody. Analýza vybraných událostí je uvedena v kap. 5.

2. METODY HODNOCENÍ NASYCENOSTI ÚZEMÍ A POPIS HYDROLOGICKÉ SITUACE PŘED VÝSKYTEM POVODNÍ

2.1. Index předchozích srážek a ukazatel nasycení

Index předchozích srážek je v hydrologické praxi (zejména v hydroprognóze) pro účely hodnocení nasycenosti území používán již řadu let. Je počítán pomocí vztahu:

$$API_n = \sum_{i=1}^n C^i \cdot P_i \text{ [mm]}, \quad (1)$$

kde

n znamená celkový počet dní před výskytem příčinné srážky, v našem případě $n = 30$,

i je pořadí dne počítané nazpět ode dne, ke kterému je API určován,

C je evapotranspirační konstanta, pro naše podmínky obvykle $C = 0,93$,

P je denní úhrn srážek v milimetrech v i -tém dni před výskytem příčinné srážky.

Plošné rozložení hodnot API_{30} (zkratka anglického termínu „Antecedent Precipitation Index“), jak vyplývá ze vztahu (1), určitým způsobem vystihuje vývoj plošného rozložení srážek v předcházejících dnech a normál API_{30} za delší časové období by tudíž měl odpovídat dlouhodobým klimatickým charakteristikám daného místa. Poměr aktuální hodnoty API_{30} k normálu vyjadřuje odchylku od normálu, a tedy i odchylku od dlouhodobé „míry nasycení“ území pro daný konkrétní den v roce.

Na základě dat denních hodnot srážek z databáze CLIDATA ČHMÚ byly pro jednotlivé dny v poslední dekádě června vypočítány hodnoty API_{30} a dále byl odvozen normál API_{30} k 21. červnu za období 1961 – 2005, vůči jehož hodnotám byla posuzována aktuální nasycenost území před výskytem i v průběhu povodňové situace.

Vzhledem k tomu, že index předchozích srážek zahrnuje vedle srážek pouze obecnou evapotranspirační konstantu a neobsahuje složku odtoku, nemůže v principu popsat aktuální nasycenost území, a tedy i míru potenciálního rizika vzniku povodňové situace, protože odtok je formován nejen na základě srážek, ale i fyzicko-geografických charakteristik území.

V rámci výzkumného projektu [3] byl odvozen přístup, který posuzuje nasycenost území se zohledněním infiltračních vlastností půdního povrchu. Zmíněný přístup vychází z metody CN-křivek a pomocí denních hodnot srážek, odhadnuté výši odtoku z těchto srážek a hodnot aktuální evapotranspirace odvozuje bilančním způsobem nasycenost území pro konkrétní (aktuální) den. Základem je bilanční rovnice:

$$RT_{t_2} = RT_{t_1} + ET - (H_s - H_o - H_{PZV}) \text{ [mm]}, \text{ kde je} \quad (2)$$

RT_{t_2} celková retence pro aktuální den,

RT_{t_1} celková retence pro předchozí den [mm],

ET velikost aktuální evapotranspirace pro předchozí den [mm],

H_s množství spadlých srážek za předchozí den [mm],

H_o velikost přímého (povrchového) odtoku v předchozím dni [mm],

H_{PZV} dotace do podzemních vod za předchozí den [mm].

Dle velikosti aktuální retence RT je modifikována hodnota CN , a dále na základě poměrného rozdílu mezi velikostí retence vůči retenci odpovídající mezním hodnotám CN pro suché a vlhké podmínky je stanoven ukazatel nasycení území U_N . K jednotlivým rozpětím hodnot ukazatele nasycení je definován slovní popis dle tabulky:

Interval hodnot U_N	Popis
≤ -1	silné sucho
-0.99 až -0.7	sucho
-0.69 až -0.3	slabé nasycení (riziko sucha)
-0.29 až $+0.3$	běžný stav
$+0.31$ až $+0.7$	nasycení
$+0.71$ až $+1$	silné nasycení
$> +1$	velmi silné nasycení

Ukazatel nasycenosti území byl pro jednotlivé dny před vypadnutím příčinných srážek vypočítán jako alternativa k hodnotám API_{30} , přičemž rovnice (2) byla aplikována na souvislé období s počátkem 1. dubna 2009 s tím, že počáteční nasycení území (hodnoty CN) se předpokládalo na úrovni vlhkých podmínek.

K hodnotám ukazatele nasycení (uváděn jako slovní popis) je nutné na vysvětlení uvést následující:

- „běžný stav“ označuje situaci, kdy půda je nasycena na retenční vodní kapacitu (RVK), což v letním období nebývá pravidlem,
- na urbanizovaných územích (Praha, Brno atd.) a obecně na územích s malou infiltrační schopností půdního povrchu je přechod ze stavu nasycenosti do suchého, a naopak, velmi rychlý, přitom z hlediska povodňového rizika je toto území potenciálně „nebezpečné“ vždy.

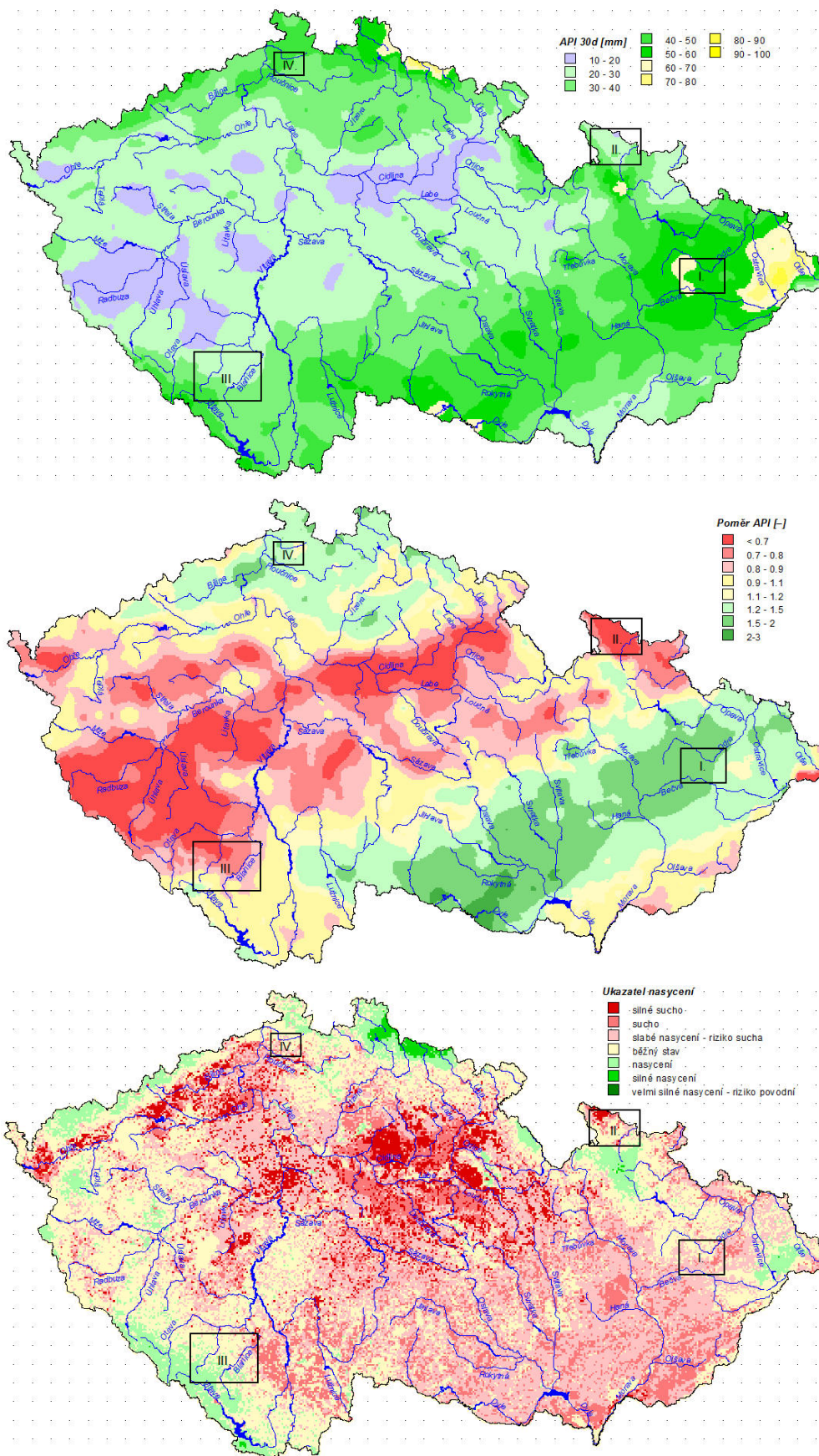
API₃₀ pro den 21. 6. 2009 (počátek příčinné povětrnostní situace), porovnání těchto hodnot vůči normálu API₃₀ 21. 6. za období 1961 – 2005 a ukazatel nasycení jsou znázorněny v mapkách na Obr. 2.1.

2.2. Hydrologická situace před povodněmi

V týdnu od 15. 6. 2009 do 21. 6. 2009 se dle týdenní zprávy ČHMÚ [1] průměrné denní průtoky pohybovaly pod svými dlouhodobými průměry, a to v rozmezí od 30 % (např. Cidlina v Sánech nebo Lužnice v Bechyni) do 90 % červnového měsíčního průměru (Svratka v Židlochovicích či Bílina v Trmicích).

Lokální zvětšení průtoků v tomto týdnu přinesly jednak srážky spíše konvekčního charakteru na severozápadě Čech 15. 6. (místně více než 30 mm na povodí Bíliny a Kamenice) a rozsáhlejší regionální srážky na studené frontě z 19. na 20. 6., které zasáhly většinu území Moravy a Slezska (10 – 50 mm za 24 hodin). Zmíněné srážky způsobily, že nasycenost území severozápadních Čech a větší části Moravy a Slezska přesáhla dlouhodobý normál API₃₀ k datu 21. června (za období 1961 – 2005, viz dále) cca o 30 – 70 %. Naopak podnormální nasycenost území zůstala oblast v pásu táhnoucího se z jihozápadních Čech (větší část povodí Berounky) přes střední Čechy (část Polabí, dolní Cidlina) až do východních Čech (Loučná a část povodí Orlice). Relativně málo nasycené vzhledem k normálu API₃₀ bylo ke konci týdne (21. 6.) rovněž území pod Rychlebskými horami a Jesenicko (50 – 80 % normálu), zatímco nasycenost povodí na Novojičínsku byla na konci týdne nadnormální (170 % normálu). Nasycenost povodí Volyňky a Blanice byla na úrovni normálu až slabě podnormální.

Z hlediska ukazatele nasycení U_N byly nad úroveň RVK nasyceny pouze horské a podhorské oblasti, ostatní území bylo nasycené více či méně pod úrovní RVK. Stav sucha byl detekován v oblastech s obecně nižší infiltrační schopností (urbanizovaná území nebo území s jílovitými půdami, např. povodí dolního toku Mrliny a Cidliny).



Obr. 2.1 Index předchozích srážek (API), poměr API k normálu za období 1961–2005 pro den 21. června a ukazatel nasycení pro den 21. června 2009

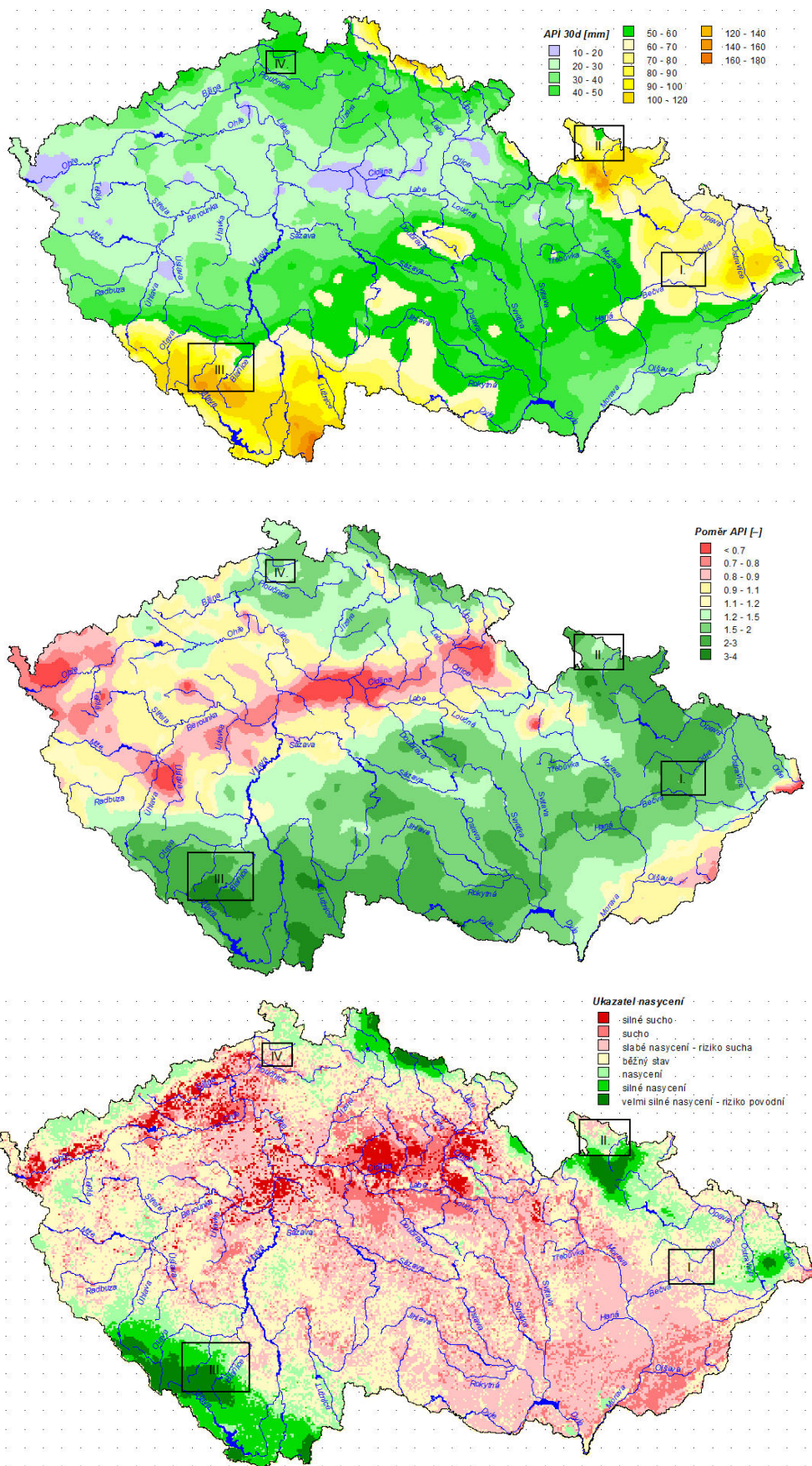
3. VÝVOJ NASYCENOSTI ÚZEMÍ BĚHEM PŘÍČINNÉ METEOROLOGICKÉ SITUACE

Na Obr. 3.1 – 3.4 jsou vždy v trojici pro dny 24. 6., 26. 6., 27. 6. a 4. 7. 2009 uvedené mapy hodnot API_{30} , mapy poměrů hodnot API_{30} vůči normálu API_{30} k 21. červnu za období 1961–2005 a mapy ukazatele nasycení. Na mapách je obdélníkem vyznačeno území postižené nejvýznamnějšími povodňovými epizodami, aby bylo možné lépe sledovat vývoj nasycenosti území v daných oblastech.

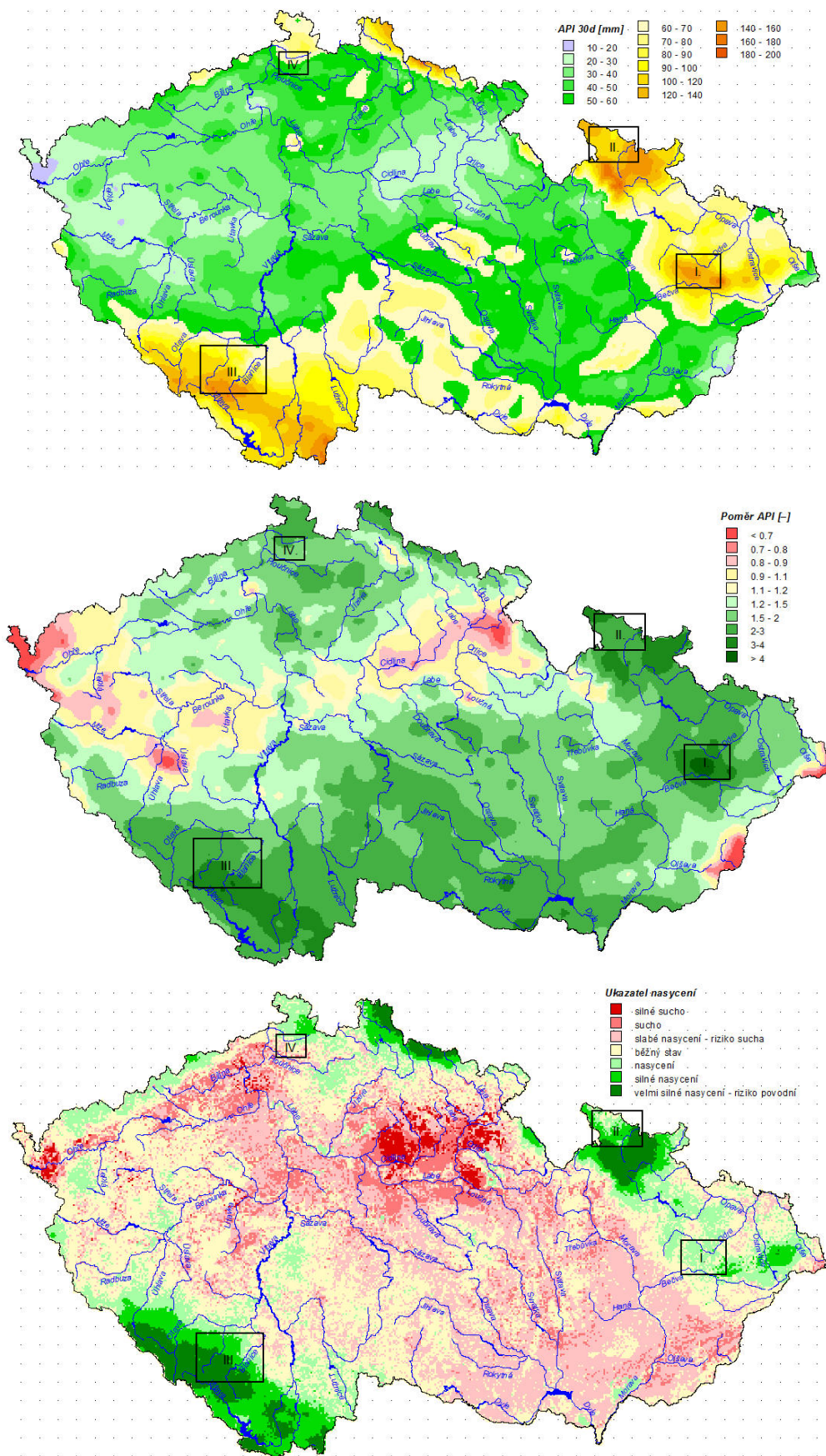
Ze zmíněných map je zřejmé, že na postižených místech byla před výskytem povodně z hlediska indexu API_{30} poměrně velká nasycenost území, kdy např. na Novojičínsku byl normál nasycenosti (vyjádřený jako poměr API_{30}) dne 24. 6. překročen zhruba dvojnásobně, na území povodí pod Rychlebskými horami dne 26. 6. i více než trojnásobně a na povodích Volyňky a Blanice dne 27. 6. dokonce až čtyřnásobně.

Z hlediska ukazatele nasycení U_N je oproti 21. červnu zřetelný silný vývoj nasycenosti území nad úroveň RVK na Jesenicku a v oblasti jihozápadních Čech (podhůří Šumavy a Novohradských hor), zatímco na Novojičínsku a v povodí Kamenice a dolní Ploučnice bylo v den vypadnutí přívalových srážek území nasycené zhruba na úrovni RVK. Patrné je zvyšování ukazatele nasycení v oblasti Českomoravské vrchoviny, zatímco území s nízkou infiltrační schopností vykazovaly stále index nasycení na úrovni sucha. To lze vysvětlit tím, že krátkodobé retenční schopnosti území s nízkou propustností jsou poměrně malé, a proto většina vody z tohoto území odtekla buď povrchovým odtokem nebo se vypařila.

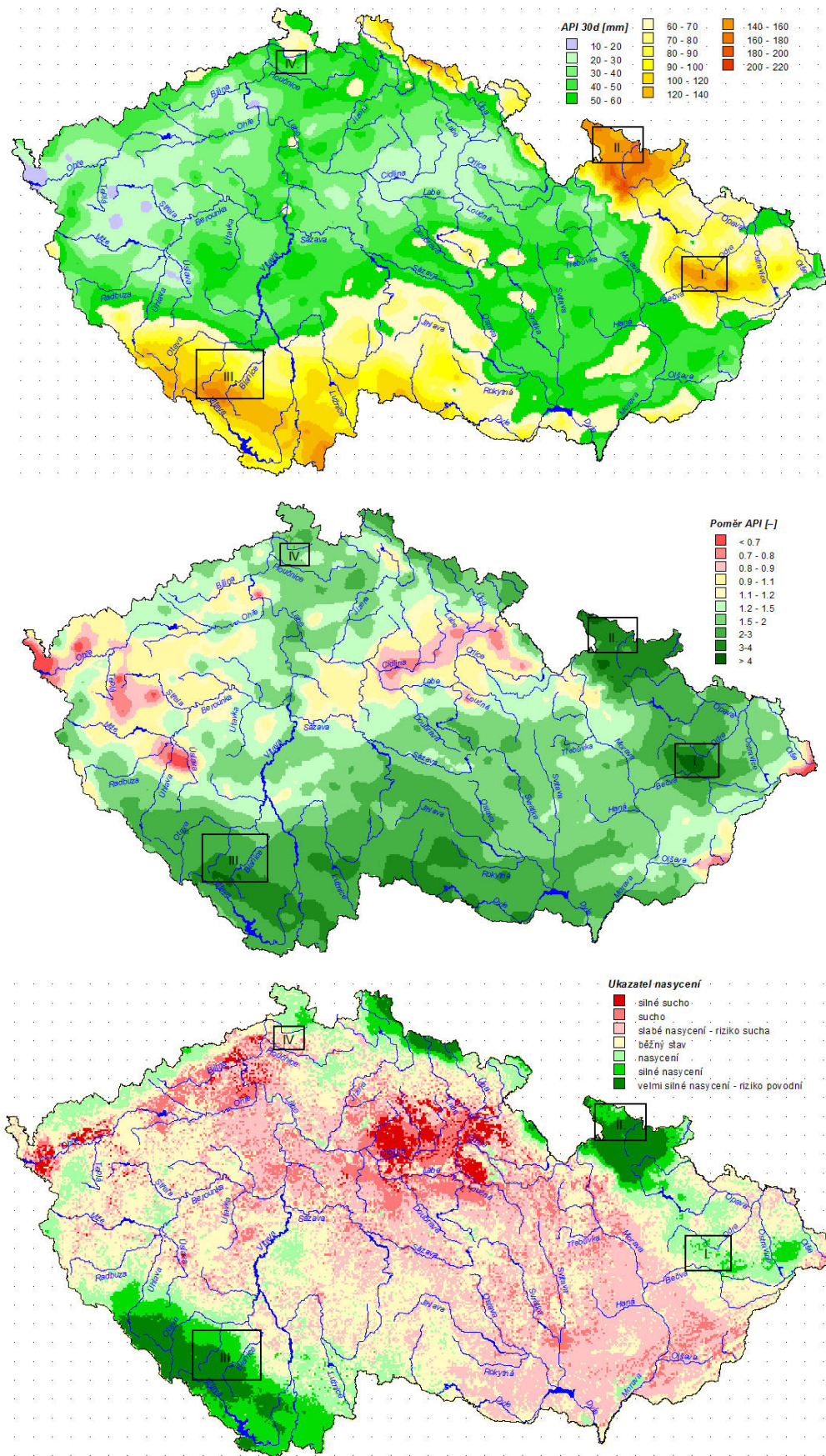
Z rozboru mapových výstupů na Obr. 3.1 – 3.4 vyplývá, že značné nasycení území s vysokou mírou pravděpodobnosti negativně ovlivnilo odtokovou situaci během přívalových povodní, a to zejména na Jesenicku a v povodí Blanice a Volyňky.



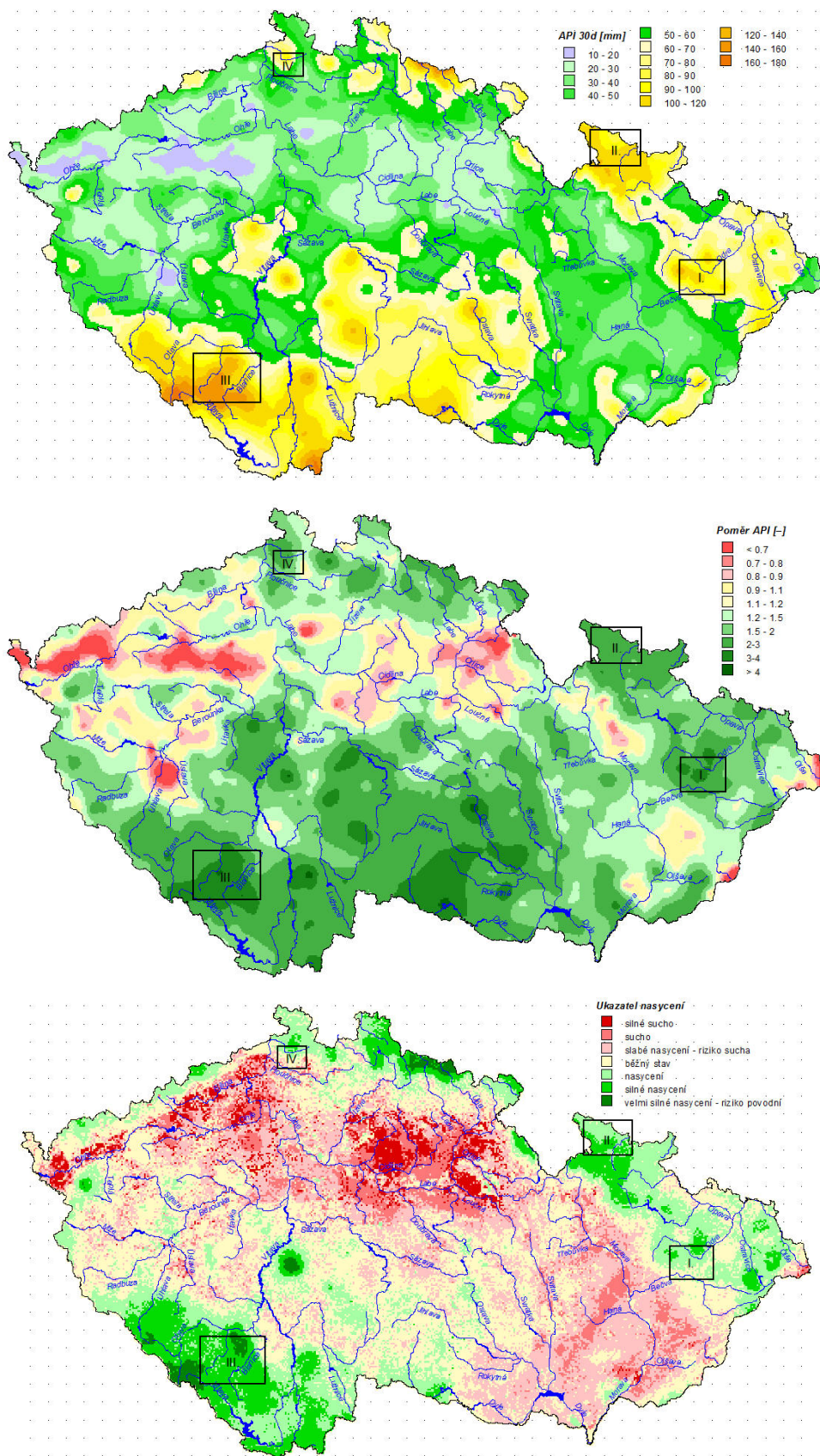
Obr. 3.1 Index předchozích srážek (API), poměr API k normálu za období 1961–2005 pro den 21. června a ukazatel nasycení pro den 24. června 2009



Obr. 3.2 Index předchozích srážek (API), poměr API k normálu za období 1961–2005 pro den 21. června a ukazatel nasycení pro den 26. června 2009



Obr. 3.3 Index předchozích srážek (API), poměr API k normálu za období 1961–2005 pro den 21. června a ukazatel nasycení pro den 27. června 2009



Obr. 3.4 Index předchozích srážek (API), poměr API k normálu za období 1961–2005 pro den 21. června a ukazatel nasycení pro den 4. července 2009

4. PRŮTOKOVÉ VYHODNOCENÍ

Přivalovými povodněmi byly ve sledovaném období zasažené jak pozorované, tak především nepozorované vodní toky.

Během jednotlivých povodňových situací i po jejich odeznění byla kontrolována funkčnost přístrojů zaznamenávajících vodní stavy a na základě zanechaných povodňových stop byly ověřovány kulminace vodních stavů. Kromě těchto měření byl uskutečněn také terénní průzkum a dokumentace přivalových povodní na nepozorovaných vodních tocích (Novojičínsko, Jesenicko, povodí Bystré), včetně zaměřování povodňových stop a měření rychlostí proudění vody. K ověření rychlosti proudění vody přispělo i několik videozáznamů pořízených místními obyvateli v čase největších průtoků. Proběhla taktéž geodetická zaměření příčných profilů po úroveň povodňových stop pro následné odvozování velikostí kulminačních průtoků pomocí hydraulického modelu.

V některých pozorovaných profilech byl dosažen nejvyšší vodní stav za historii pozorování vodoměrné stanice a příslušná měrná křivka průtoků musela být proto extrapolována. Přímé měření průtoků bylo během povodní fakticky neproveditelné, a to jak z důvodů bezpečnosti, tak i z důvodů rychlosti průběhu povodně a jejího časového výskytu, který většinou nastal v pozdních odpoledních, večerních či nočních hodinách.

Ve sledovaném období byla však za „relativně ustáleného proudění“ provedena řada přímých měření průtoků, jejichž výsledky značně pomohly při ověření a zpřesnění průběhu měrných křivek průtoků v profilech vodoměrných stanic. Seznam výsledků vybraných měření průtoků je uveden v Tab. 2.

Pro vyhodnocení kulminačních průtoků bylo využito jednak výsledků z jednorozměrného hydraulického modelu ustáleného nerovnoměrného proudění (software HEC-RAS [6]), které byly produktem externí spolupráce, a výsledků ze srážkoodtokového modelu HEC-HMS [5], které byly zpracovány v ČHMÚ. Výhodou srážkoodtokového modelu je odhad celého průběhu povodňové vlny (a tím i proteklého objemu) ve stanoveném profilu na základě časového průběhu spadlých srážek, oproti tomu hydraulický model se může opřít o detailní geodetická zaměření příčných profilů a stop maximální hladiny.

Pomocí hydraulického modelu byly vyhodnoceny kulminační průtoky v celkem 18 měrných tratích, přičemž 12 vyhodnocení bylo v úsecích nepozorovaných vodních toků. V šesti případech výsledek z hydraulického modelu posloužil k extrapolaci měrné křivky

(nebo jejímu ověření) v příslušném profilu vodoměrné stanice. Shrnutí výsledků z hydraulického modelu je v příloze této zprávy.

Údaje o srážkách pro srážkoodtokový model byly zpracovány metodou, kterou publikoval Šercl v článku [4]. Jako podklad sloužily denní srážkové úhrny naměřené v síti srážkoměrných stanic ČHMÚ, příp. i jiných institucí a nekorigovaná data z meteorologického radaru v časovém kroku 15 minut v rastrovém formátu GIS. Výsledkem jsou rastry korigovaných radarových dat v kroku 15 minut jako datové vrstvy GIS.

V Tab. 1. jsou uvedeny výsledky vyhodnocení kulminačních průtoků v 17 nepozorovaných profilech. Vyhodnocení průtoků bylo určitým kompromisem, který vycházel z porovnání výsledků dosažených oběma přístupy v jednotlivých profilech. Jako jedna z pomůcek pro rozhodování o konečném výsledku sloužily hodnoty maximálních specifických odtoků, kdy byl hodnocen jejich vývoj po ploše povodí a rovněž jejich porovnání vůči obalové čáře historicky nejvyšších dosažených specifických odtoků (více v kapitole 5.4)

Tab. 1 Kulminační průtoky v nepozorovaných profilech s odhadem času výskytu a doby opakování

Tok	Profil	Metoda vyhodn. (*)	Plocha povodí [km ²]	Q ₁₀₀ [m ³ .s ⁻¹]	Údaje k vyhodnocení kulm. průtoků				
					den	h	průtok [m ³ .s ⁻¹]	poměr ku Q ₁₀₀	doba opak. [roky]
Bystrá	Benešov n. Plouč.	H	51.9	27.0	4. 7.	16:40	115	4.26	>> 100
Novojičínsko									
Jičínka	Veřovice	S-O	5.28	25.1	24. 6.	18:30	21.5	0.86	50–100
Papakův p.	Mořkov	S-O	3.63	18.5	24. 6.	19:00	26.8	1.45	>> 100
Jičínka	Žilina u N. Jičina	H, S-O	37.46	106	24. 6.	20:15	170	1.60	>> 100
Zrzávka	Bludovice	H, S-O	28.97	69.5	24. 6.	20:00	135	1.94	>> 100
Zrzávka	Žilina u N. Jičina	S-O	32.80	76.4	24. 6.	20:00	145	1.90	>> 100
Luha	Bělotín	H, S-O	40.49	43.9	24. 6.	23:15	74.2	1.69	>> 100
Luha	Polouvsí	S-O	70.46	57.7	25. 6.	0:30	160	2.77	>> 100
Luha	Jeseník n. Odrou	H, S-O	93.70	67.4	25. 6.	0:50	200	2.97	>> 100
Sedlnice	Ženkla	H, S-O	5.37	18.8	24. 6.	19:15	59.5	3.16	>> 100
Sedlnice	Nová Horka	H, S-O	59.15	74.9	24. 6.	22:30	35.5	0.47	5–10
Lichnovský p.	Lichnov	S-O	11.33	33.9	24. 6.	18:45	36.3	1.07	> 100
Tichávka	Vlčovice	S-O	26.47	65.0	24. 6.	19:45	27.3	0.42	2–5
Jesenicko									
Červený p.	St. Červená Voda	S-O	23.00	43.5	26. 6.	22:45	42.5	0.98	100
Skorošický p.	Tomíkovice	H, S-O	12.85	23.3	26. 6.	22:45	47.5	2.04	>> 100
Javornický p.	Javorník	H, S-O	14.82	28.5	26. 6.	22:30	39.4	1.38	> 100
Vojtovický p.	Bernartice	H, S-O	40.18	61.5	26. 6.	23:45	97.5	1.59	>> 100

(*) – H (hydraulický model), S-O (srážkoodtokový model)

Poměrně velké rozdíly mezi výsledky srážkoodtokového a hydraulického modelu byly zaznamenány v povodí Jičínky, kde odhady kulminačních průtoků z hydraulického modelu jsou výrazně vyšší. Pomocí analýzy hydrogramu ve stanici Nový Jičín na Jičince, která

zaznamenala celý průběh povodně, byl v tomto profilu po diskusi v akceptován výsledek z hydraulického modelu, a to z toho důvodu, že pozorovaná vlna byla značně strmější, než odhad jejího průběhu ze srážkoodtokového modelu, viz Obr. 4.2. Je totiž možné, že vlivem vysoké kinetické energie postupující povodňové vlny mohlo dojít k efektu narůstání její strmosti v korytě Jičinky. Tento efekt, který popisují Havlík a Matoušek ve zprávě [2], nastává za situace, kdy rychlost sestupné větve povodňové vlny je vyšší než u vzestupné větve, příp. se mohou uplatnit i jiné vlivy, např. zvýšení kinetické energie průtokové vlny v korytě v důsledku masivního a rychlého plošného přítoku z okolních svahů, protržení mostků po jejich předchozím ucpání atd.

Na Skorošickém potoce v Tomíkovcích byly naopak akceptovány výsledky ze srážkoodtokového modelu, protože specifický maximální odtok vyhodnocený hydraulickým modelem není v tomto profilu „v souladu“ s maximálními specifickými odtoky vyhodnocenými na sousedních povodích. Toto rozhodnutí se opírá o skutečnost, že povodí Skorošického potoka bylo v porovnání se sousedícími povodími zasaženo srážkou srovnatelného významu, jak vyplynulo z rozboru plošného rozložení srážek v oblasti Jesenicka. Zde se ukazuje další přednost srážkoodtokového modelu, která spočívá v možnosti relativního srovnání průběhu hydrogramů vzhledem k množství srážek, jejich časové distribuci a i vůči fyzicko-geografickým charakteristikám jednotlivých povodí. Srážkoodtokový model však oproti tomu nemůže postihnout možné ovlivnění průběhu povodně, a tím i velikosti kulminačního průtoků, např. protržením mostků či jinými podobnými jevy.

Tab. 2 Vybraná měření průtoků v profilech vodoměrných stanic

Datum (čas) měření	Dat. číslo	Tok	Stanice	Vodní stav [cm]	Změřený průtok [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]	Způsob měření
22. 6. 13:00	119000	Lužnice	Pilař - Majdaléna	142	2.22	ADCP
24. 6. 8:14	112000	Malše	Kaplice	139	33.2	ADCP
24. 6. 9:53	112500	Černá	Ličov	172	36.2	ADCP
24. 6. 12:43	145000	Blanice	Blanický Mlýn	165	20.9	ADCP
24. 6. 14:31	148000	Blanice	Husinec pod nádrží	97	17.0	ADCP
24. 6. 11:41	148500	Zlatý potok	Hracholusky	136	14.8	ADCP
24. 6. 12:30	309000	Vidnávkva	Vidnava	154.5	24.0	vrtule
25. 6. 12:14	141300	Volyňka	Sudslavice	83	8.43	ADCP
25. 6. 11:34	141700	Spůtka	Bohumilice	145	9.53	ADCP
25. 6. 13:16	143000	Volyňka	Němětice	167	32.8	ADCP
25. 6. 8:33	148000	Blanice	Husinec pod nádrží	132	33.3	ADCP
25. 6. 7:58	148500	Zlatý potok	Hracholusky	132	12.9	ADCP
25. 6. 14:22	151000	Otava	Písek	283	165	ADCP

Tab. 2 Vybraná měření průtoku v profilech vodoměrných stanic

Datum (čas) měření	Dat. číslo	Tok	Stanice	Vodní stav [cm]	Změřený průtok [m ³ .s ⁻¹]	Způsob měření
25. 6. 11:38	249800	Jičinka	Nový Jičín	196	11.03	ADCP
25. 6. 9:24	254000	Lubina	Petřvald	85	27.8	ADCP
25. 6. 9:10	258100	Černá Opava	Mnichov	120	12.54	virtule
25. 6. 9:52	261200	Opava	Karlovice	135	24.83	ADCP
25. 6. 10:00	261200	Opava	Karlovice	135	31.91	ADCP
25. 6. 11:34	263000	Opava	Krnov	138	44.91	ADCP
25. 6. 12:55	265000	Opavice	Krnov	159.5	30.39	virtule
25. 6. 17:53	292000	Lučina	Bludovice	136	9.69	ADCP
25. 6. 13:50	389500	Velička	Hranice	121.5	14.6	virtule
26. 6. 11:55	110200	Polečnice	Český Krumlov	93	14.4	ADCP
26. 6. 12:50	111000	Vltava	Břeží – Kamenný Újezd	165	103	ADCP
26. 6. 13:55	113000	Malše	Římov	141	47.1	ADCP
26. 6. 8:37	113000	Malše	Římov	162	56	ADCP
26. 6. 9:20	114000	Stropnice	Pšínovice - Komařice	169	22.5	ADCP
26. 6. 10:20	115000	Malše	Roudné	246	82.6	ADCP
26. 6. 12:51	308000	Černý potok	Velká Kraš	93	5.01	ADCP
26. 6. 13:19	309000	Vidnávka	Vidnava	142	16.4	ADCP
26. 6. 10:08	311000	Bělá	Jeseník	88.5	8.73	ADCP
26. 6. 11:05	312000	Staříč	Lipová	68	4.04	virtule
26. 6. 9:06	313000	Bělá	Mikulovice	174	32.3	ADCP
26. 6. 12:00	382000	Vsetínská Bečva	Jarcová	91	11.2	virtule
27. 6. 13:22	247800	Odra	Odry	152	22.0	ADCP
27. 6. 7:24	257000	Odra	Svinov	285	109	ADCP
27. 6. 8:20	266000	Opava	Opava	257	67.7	ADCP
27. 6. 6:53	275000	Opava	Děhylov	227	82.4	ADCP
27. 6. 9:29	293000	Ostravice	Ostrava	115	19.2	ADCP
27. 6. 10:38	294000	Odra	Bohumín	341	214	ADCP
29. 6. 13:54	148500	Zlatý potok	Hracholusky	81	6.58	ADCP
29. 6. 9:37	150000	Blanice	Heřmaň	215	106	ADCP
29. 6. 10:30	151000	Otava	Písek	354	271	ADCP
29. 6. 9:05	251100	Husí potok	Fulnek	92	2.523	virtule
29. 6. 12:20	252000	Odra	Bartošovice	390	51.1	ADCP
29. 6. 8:15	252700	Bílovka	Velké Albrechtice	110	2.173	virtule
29. 6. 9:25	304400	Zlatý potok	Zlaté hory	38	3.068	virtule
29. 6. 13:40	307000	Sříbrný potok	Žulová	83.5	4.212	virtule
29. 6. 12:10	308000	Černý potok	Velká Kraš	125	9.75	ADCP
29. 6. 11:20	309000	Vidnávka	Vidnava	161.5	26.1	virtule
30. 6. 11:20	119000	Lužnice	Pilař - Majdaléna	331.5	44.03	ADCP
30. 6. 9:48	122000	Stará řeka - Lužnice	Kazdovna	212	16.9	ADCP
30. 6. 13:01	128000	Nová řeka	Mláka - Novosedly	181	28.1	ADCP
30. 6. 9:53	294000	Odra	Bohumín	348	216	ADCP
30. 6. 8:17	303000	Olše	Věřňovice	173	39.0	ADCP
1. 7. 9:50	148000	Blanice	Husinec pod nádrží	98	20.6	ADCP
1. 7. 8:23	148500	Zlatý potok	Hracholusky	54	3.98	ADCP
1. 7. 11:45	150000	Blanice	Heřmaň	192	85.2	ADCP
1. 7. 13:19	151000	Otava	Písek	305.5	195	ADCP

Tab. 3 obsahuje informace o času výskytu (v SEČ), velikosti a extremitě kulminačních průtoků ve vybraných vodoměrných stanicích, obdobně Tab. 1 obsahuje tytéž informace pro vyhodnocené nepozorované profily. Vyhodnocené profily z Tab. 3 jsou zakresleny spolu s vyznačením extremity povodně v mapce na Obr. 4.1.

Vzhledem ke značné nejistotě u určování dob opakování významnějších než 100 let je pro případy, kdy kulminační průtok patrně nedosáhl doby opakování 500 let, použit symbol „>“ a pro kulminační průtoky s menší četností opakování je užito symbolu „>>“.

Tab. 3 Kulminační stavy a průtoky ve vodoměrných stanicích s časem výskytu a dobou opakování

Dat. číslo	Tok	Profil	Plocha povodí	Údaje k vyhodnocenému kulm. průtoku				
				den	h	vodní stav	průtok	doba opak.
					SEČ	[cm]	[m ³ .s ⁻¹]	[roky]
001000	Labe	Špindlerův Mlýn	52.99	24. 6.	22:50	233	59.6	2–5
002000	Labe	Labská	61.16	24. 6.	23:30	98	50.0	1–2
083000	Mumlava	Janov	51.40	24. 6.	23:10	180	42.1	2–5
106000	Teplá Vltava	Lenora	175.80	28. 6.	6:50	191	70.3	10–20
107000	Teplá Vltava	Chlum	347.01	28. 6.	14:30	253	73.7	2–5
109000	Vltava	Vyšší Brod	948.20	3. 7.	22:00	211	83.9	1–2
110200	Polečnice	Český Krumlov	197.72	28. 6.	7:50	143	29.9	2
111000	Vltava	Březí	1825.60	28. 6.	3:40	227	230	2–5
112000	Malše	Kaplice	257.67	25. 6.	19:20	148	35.3	2–5
112500	Černá	Ličov	126.57	23. 6.	11:40	206	49.1	2–5
112600	Malše	Pořešín	436.83	23. 6.	12:40	227	101	2–5
113000	Malše	Římov	493.89	25. 6.	1:00	169	54.5	1–2
114000	Stropnice	Pašínovice	400.66	28. 6.	12:40	248	51.9	2–5
115000	Malše	Roudné	962.69	25. 6.	8:40	281	100	2
123000	Lužnice	Frahelž	1536.62	30. 6.	1:50 – 13:10	181	32.5	2–5
131000	Lužnice	Klenovice	3152.01	2. 7.	4:45	243	108	2
133000	Lužnice	Bechyně	4055.13	2. 7.	20:30	272	127	1
137000	Otava	Rejštejn	333.97	23. 6.	8:00	150	86	1
138000	Otava	Sušice	534.46	27. 6.	0:00	171	121	1–2
139000	Ostružná	Kolinec	91.26	27. 6.	22:20	103	25.9	5–10
141000	Otava	Katovice	1133.38	28. 6.	6:00	193	135	1
141300	Volyňka	Sudslavice	80.16	28. 6.	3:00	197	88	>100
141700	Spůtka	Bohumilice	104.25	28. 6.	2:00	238	31	5
143000	Volyňka	Němčice	383.80	28. 6.	6:20	313	183	20–50
145000	Blanice	Blanický Mlýn	85.51	24. 6.	3:10	216	39.3	5
147000	Blanice	Podedvorský Mlýn	202.76	28. 6.	2:50	311	168	100
148000	Blanice	Husinec	212.39	28. 6.	3:40	306	135	20–50
148500	Zlatý potok	Hracholusky	74.37	28. 6.	4:00	152	18.3	5–10
150000	Blanice	Heřmaň	840.34	29. 6.	12:00	251	155	20
151000	Otava	Písek	2913.93	28. 6.	23:40	388	313	5
153800	Brzina	Hrachov	133.3	1. 7.	20:20	82	6.58	1
153900	Mastník	Radíč	268.5	3. 7.	23:00	128	16.3	2–5
154600	Kocába	Štěchovice	308.3	20. 7.	01:30	107	12.5	1
156000	Šlapanka	Mírovka	253.0	30. 6.	04:00	188	12.9	1
162600	Martinický p.	Senožaty	113.7	30. 6.	18:30	203	12.1	1
182000	Úhlava	Tajanov	338.78	28. 6.	5:50	315	72.2	10
183000	Úhlava	Štěnovice	897.32	29. 6.	8:40	256	79	2–5
196000	Litavka	Čenkov	157.2	2. 7.	20:00	80	19.6	2

Tab. 3 Kulminační stavy a průtoky ve vodoměrných stanicích s časem výskytu a dobou opakování

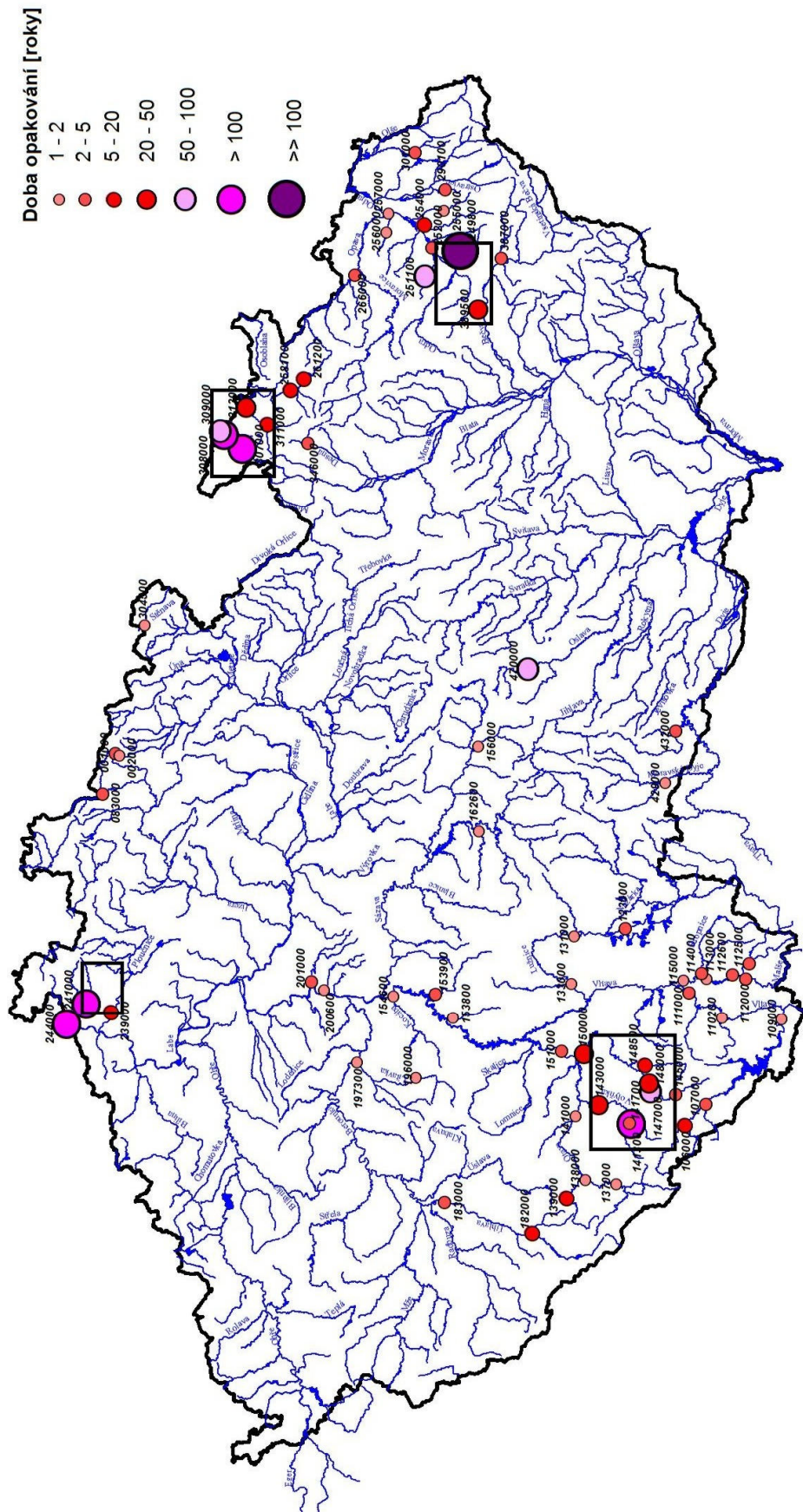
Dat. číslo	Tok	Profil	Plocha povodí	Údaje k vyhodnocenému kulm. průtoku				
				den	h	vodní stav	průtok	doba opak.
				[km ²]	SEČ	[cm]	[m ³ .s ⁻¹]	[roky]
197300	Litavka	Beroun-Litavka	629.0	3. 7.	01:00	137	58.2	2
200600	Botič	Praha-Nusle	134.2	29. 6.	20:20	97	7.55	1–2
201000	Rokytky	Praha-Libeň	137.0	29. 6.	20:00	84	8.92	2–5
239000	Ploučnice	Benešov n. Pl.	1156.2	4. 7.	16:40	191	123	10
241000	Kamenice	Srbská Kamenice	97.8	4. 7.	15:00	249	76	> 100
244000	Kamenice	Hřensko	214.9	4. 7.	16:30	228	119	> 100
249800	Jičínka	Nový Jičín	75.92	24. 6.	20:40	609	340	>> 100
251100	Husí potok	Fulnek	58.85	2. 7.	15:40	268	35.0	50–100
252000	Odra	Bartošovice	914.65	25. 6.	8:40	424	126	2–5
254000	Lubina	Petřvald	165.28	24. 6.	21:20	202	141	10–20
255000	Ondřejnice	Rychaltice	41.39	23. 6.	21:20	179	24.0	2
256000	Porubka	Vřesina	35.51	23. 6.	23:40	138	6.65	2
257000	Odra	Svinov	1614.52	26. 6.	0:00	365	172	1–2
258100	Černá Opava	Mnichov	51.19	26. 6.	23:10	152	26.1	10–20
261200	Opava	Karlovice	151.37	26. 6.	23:00	172	48.9	5–10
266000	Opava	Opava	929.69	25. 6.	19:50	289	92.9	2–5
290100	Olešná	Palkovice	20.36	23. 6.	20:30	164	12.1	2–5
304500	Stěňava	Meziměstí	65.06	23. 6.	16:00	115	16.1	2
301000	Stonávka	Těrlicko n. nádrží	62.15	28. 6.	15:30	200	33.3	2–5
307000	Stříbrný potok	Žulová	21.46	26. 6.	21:40	201	55.0	> 100
308000	Černý potok	Velká Kraš	62.48	27. 6.	0:30	360	110	> 100
309000	Vidnávka	Vidnava	153.20	27. 6.	0:40	353	160	50–100
311000	Bělá	Jeseník	117.06	26. 6.	22:10	176	59.3	5–10
313000	Bělá	Mikulovice	221.93	26. 6.	22:30	311	170	20–50
346000	Desná	Kouty nad Desnou	43.53	24. 6.	12:40	152	15.1	2–5
387000	Rožn. Bečva	Val. Mez. - Krásno	252.40	24. 6.	19:40	292	152	2–5
389500	Velička	Hranice	65.87	24. 6.	23:10	248	50.0	20–50
429000	Moravská Dyje	Janov	516.95	26. 6.	23:30	202	28.7	2
432000	Želetavka	Vysočany	367.69	29. 6.	17:00	159	28.8	5
470000	Oslava	Dolní Bory	210.89	2. 7.	17:40	201	75.8	100

V Tab. 4 jsou pro vybraná povodí k profilům vodoměrných stanic uvedeny průměrná výška srážek na povodí, výška přímého odtoku na základě separace hydrogramu a koeficient přímého odtoku. Separace hydrogramu přímého odtoku je vždy subjektivní a nejednoznačná. V našem případě byla provedena šikmým řezem vedeným od paty vlny po okamžik výskytu výraznějšího zlomu na sestupné větvi signalizujícího výraznější utlumení přímého odtoku. Výsledky jsou zhodnoceny v kapitole 5 a v závěrech této zprávy.

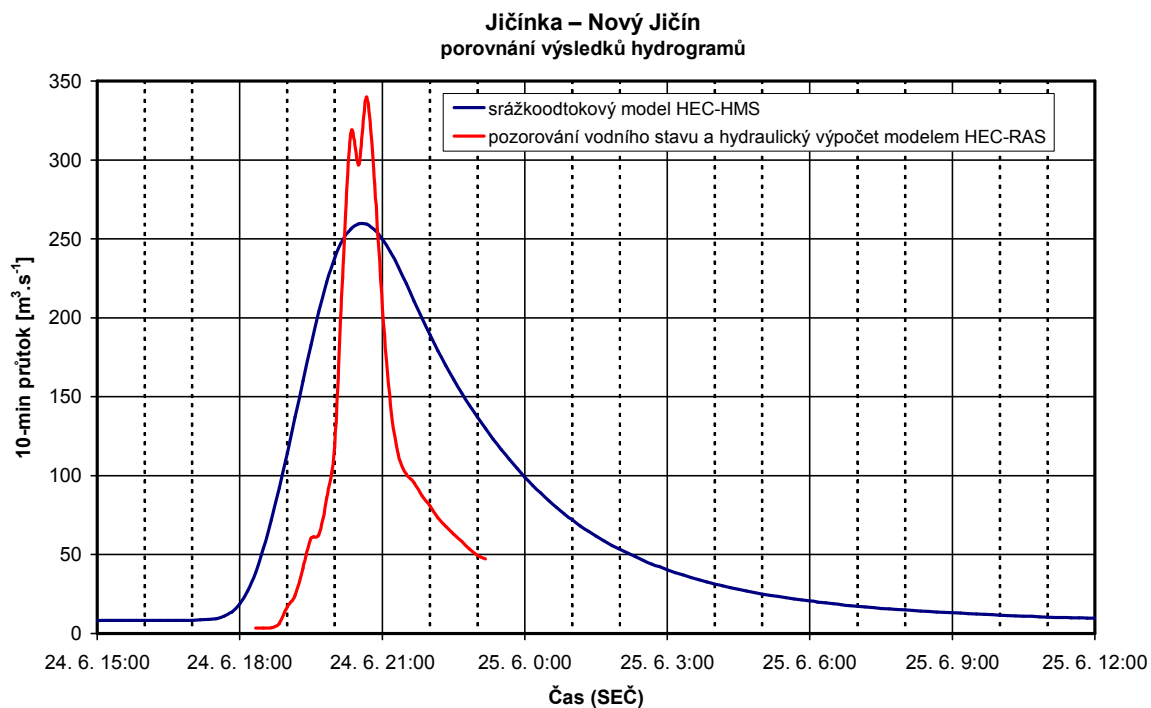
Tab. 4 Bilanční tabulka srážek a odtoku na povodí vybraných vodoměrných stanic

Datab. číslo	Tok	Profil	Plocha povodí [km ²]	Bilance objemu srážka-přímý odtok			
				Datum	Srážky [mm]	Přímý odtok [mm]	Koef. odtoku [-]
147000	Blanice	Podedvorský Mlýn	202.76	28. 6.	51.5	29.4	0.57
241000	Kamenice	Srbská Kamenice	97.79	1. 7.	17.2	3.9	0.23
241000	Kamenice	Srbská Kamenice	97.79	4. 7.	35.0	11.9	0.34
249800	Jičínka	Nový Jičín	75.92	24. 6.	86.6	39.0	0.45
251100	Husí potok	Fulnek	58.85	2. 7.	33.4	8.5	0.25
307000	Stříbrný potok	Žulová	21.46	26. 6.	53.0	17.9	0.34
309000	Vidnávka	Vidnava	153.20	26. 6.	62.3	19.1	0.31
470000	Oslava	Dolní Bory-Olší	210.89	2. 7.	26.0	6.5	0.25

Ačkoli byla vyhodnocení průtoků věnována maximální pozornost, je třeba konstatovat, že kulminační průtoky v případě toků v nejvíce zasažených povodích na Novojičínsku (Jičínka, Luha), Jesenicku (Skorošický potok, Vojtovický potok) a v povodí Ploučnice (přítok Bystrá) byly stanoveny jako pravděpodobné hodnoty zatížené cca 15–20% chybou, která je daná zejména nejistotou jak v odhadu součinitele drsnosti, tak i nejistotou určení hodnot parametrů srážkoodtokového modelu.



Obr. 4.1 Doba opakování kulminačního průtoku ve vybraných vodoměrných stanicích



Obr. 4.2 Porovnání odhadu průběhu hydrogramu ze srážko-odtokového modelu s reálným průběhem povodně v profilu stanice Nový Jičín na Jičínce

5. ANALÝZA PRŮBĚHU POVODNÍ

Iniciace a průběh přirozených povodní v letní polovině roku (tzn. povodní způsobených srážkami) jsou vždy primárně určeny intenzitou, trváním a plošným rozložením srážek. Paralelně se uplatňují fyzicko-geografické charakteristiky území a činnost člověka v povodí, které průběh povodně významně ovlivňují, a to jak pozitivně, tak negativně. Např. srážka o určitém trvání a intenzitě vyvolá na sklonitém povodí rychlejší odezvu a větší kulminační průtok než v povodí s menším sklonem. Rovněž např. nedostatečná kapacita mostů a propustků způsobí za povodně jejich ucpání, což nejprve zapříčiní vzduť hladiny a následně může po protržení vyvolat i průlomovou vlnu. Průběh povodně značně ovlivňují retenční schopnosti vodních děl. Této problematice se věnuje samostatný dílčí úkol „Vliv vodních děl na průběh povodní a jejich poškození“.

Zatímco u regionálních povodní, ať již letního nebo zimního typu, je jejich průběh poměrně předvídatelný a díky poměrně husté síti vodoměrných profilů může být i dobře monitorován, u povodní z přívalových srážek tomu tak většinou nebývá. Hlavním důvodem je poměrně malá plocha (většinou v řádu jednotek až desítek km²), která bývá zasažená srážkami a průběh přívalových povodní (zejména jejich nástup) bývá velmi rychlý. Přívalová povodeň vzniká často na území ležícím mimo záplavové území větších vodních toků, kdy se povrchový odtok nejprve soustřeďuje do okolí lokálních malých vodotečí, po většinu roku suchých koryt, erozních rýh atd., a až poté se dostává do významnějších toků, které bývají již hydrologicky sledovány. Dočasnými „řečišti“ se stává i síť zpevněných cest. Na územích s nízkou nebo s dočasně sníženou infiltrační schopností dochází i k plošnému povrchovému odtoku.

Prudké rozvodnění lokálních toků (zvláště na svažitém území) je značně rizikové, protože odtoková odezva bývá velmi rychlá (řádově desítky minut) a rychlost proudící vody s prudkým vzestupem hladiny vody představuje vážné ohrožení životů i majetku lidí v zasažené oblasti. Příval vody často s sebou nese i množství splaveného bahna, silných větví, někdy i komunálního a průmyslového odpadu z okolních pozemků, což může dále znásobit škody na majetku.

Monitoring těchto událostí pomocí srážkoměrných a vodoměrných pozorování je proto velmi omezený, a tak často jediným zdrojem informací o pravděpodobném výskytu přívalových srážek na určitém území je měření meteorologického radaru.

Na rozdíl od povodňových událostí v červenci 1997, srpnu 2002 nebo přelomu března a dubna 2006, kdy šlo o výskyt rozsáhlých regionálních povodní, které lze v daných případech charakterizovat jako jednu či maximálně dvě události (příčinné srážky, příp. tání sněhu a následná průtoková odezva), v období třetí dekády června a začátku července 2009 bylo zaznamenáno na různých místech v ČR hned několik velmi významných (lokálních) povodňových událostí. Ty byly způsobeny zhruba 12denním trváním přílivu teplé, vlhké a instabilní vzduchové hmoty na území ČR, ve které docházelo k vývoji místy i velmi silných bouřek s následkem přívalových povodní. Bouřkové cely často vytvářely tzv. „train effect“, kdy jádra postupovala organizovaně ve stejném směru a zasahovala opakovaně totéž území (Novojičínsko, Jesenicko). Docházelo i k opakovanému výskytu bouřek s vydatnými srážkami na tomtéž území několik dní po sobě (jihozápadní Čechy, Jesenicko), což způsobilo nasycení území a negativní ovlivnění velikosti odtoku během přívalových povodní.

5.1 Vývoj povodňové situace v povodí Odry

(čerpáno z podkladů připravených na oddělení hydrologie pobočky ČHMÚ v Ostravě)

Vzhledem k déletrvající srážkové činnosti, zejména v západní části Jeseníků a v Rychlebských horách, a částečně také v Podbeskydích, začaly v podvečer 22. června pozvolna stoupat hladiny tamních vodních toků, a již následující den ráno byl zaznamenán 1. SPA na řece Bělé v Mikulovicích. Ve večerních a nočních hodinách 23. června již na úrovni cca 2leté vody kulminovaly Ondřejnice v Rychalticích, Porubka ve Vřesině a Olešná v Palkovicích. Dne 24. června narůstaly průtoky u dalších vodních toků. Jednalo se jednak o řeky pramenící na Jesenicku – Opavu se zdrojnicemi, Opavici, Vidnávku s přítoky a Osoblahu, a také o beskydské toky, zvláště o Lubinu a Rožnovskou i spojenou Bečvu. Na Bělé v Mikulovicích a na Lubině v Petřvaldu byl vzestup tak prudký, že v nočních hodinách hladiny těchto toků dosáhly dokonce 3. SPA a Lubina kulminovala na hodnotě přesahující 10letý průtok. V rozmezí 10–20letého průtoku kulminovala po poledni Desná v Koutech nad Desnou a v podvečer pak Rožnovská Bečva ve Valašském Meziříčí. V severovýchodní části povodí Odry došlo k mírnějším vzestupům přítoků Olše, Ropičanky a Stonávky, a dále Lučiny a dolního toku řeky Odry.

Novojičínsko

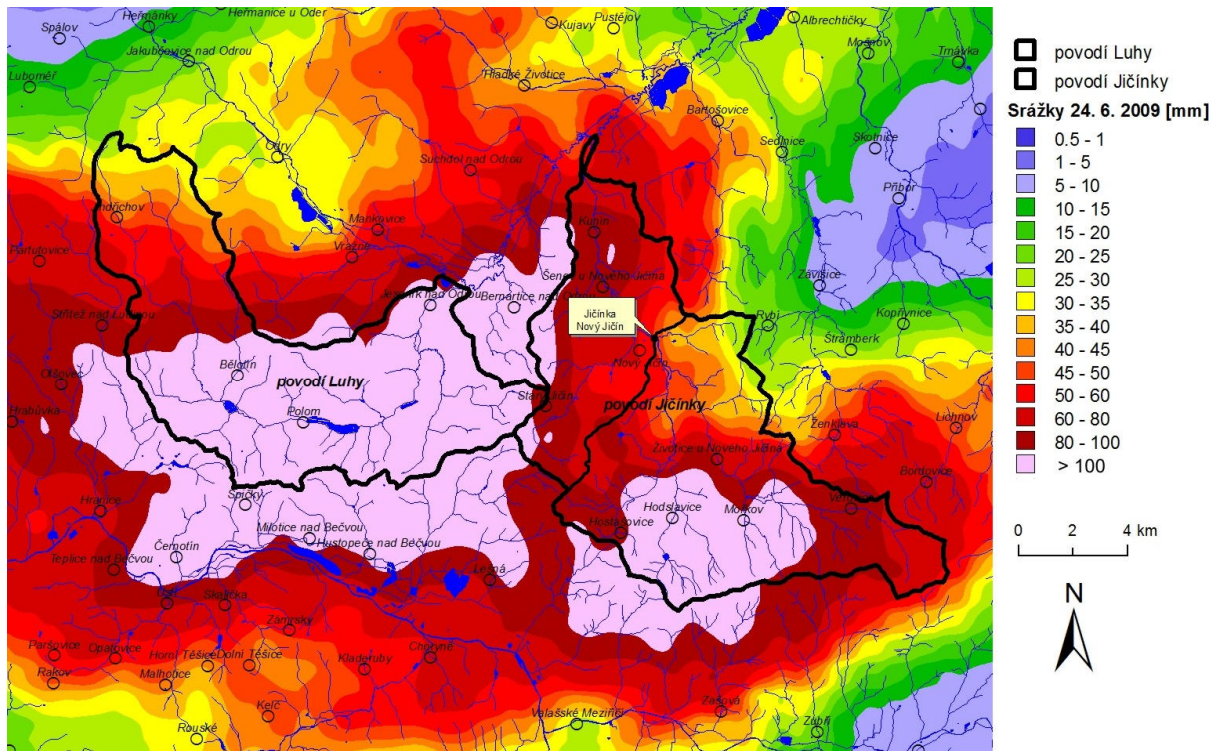
Celá situace se velmi vyhroutil v noci z 24. na 25. června, kdy v důsledku vypadnutí přívalových srážek do již poměrně nasyceného území došlo na Novojičínsku k výskytu katastrofální přívalové povodně. Přitom byly srážkově nejvíce zasaženy střední části povodí vodních toků Jičinky a Luhy. Nejvyšší srážkové úhrny byly zaznamenány v Bělotíně (123,8

mm), v Hodslavicích (120,2 mm) a v Mořkově (104,5 mm). Tyto srážky vypadly ve večerních hodinách dne 24. června v intervalu 2–3 hodin. Koryta místních vodotečí nebyla schopna pojmout přívaly vody z okolních pozemků a velmi rychle došlo k jejich zaplnění. Hladiny stoupaly velice rychle a po dosažení svého maxima ihned opadávaly. Voda, která se vylila z koryt řek měla značnou kinetickou energii, nesla s sebou velké množství splavenin a různorodého materiálu, ničila lávky, mostky, břehová opevnění, silnice, ploty i lidská obydlí. Vyžádala si bohužel také několik lidských životů.

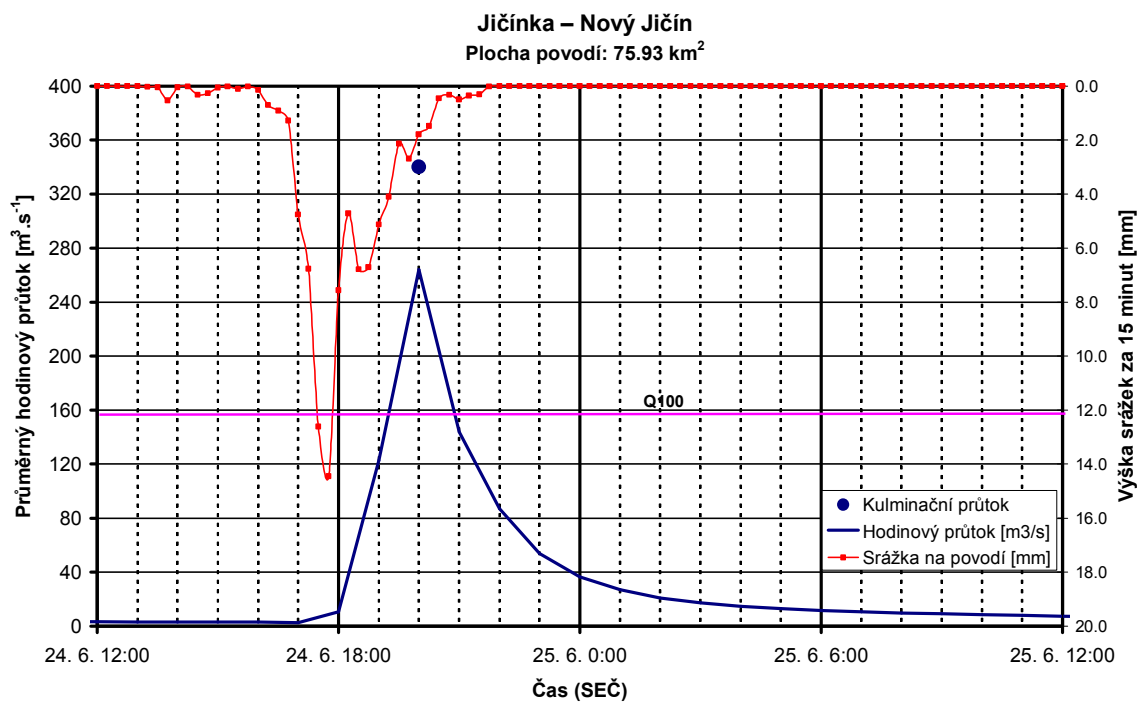
Nejhorší situace byla na Jičínce v úseku od Životic až po Kunín a na jejich levostranných přítocích – Papakově potoce v Mořkově a Zrzávce v Hodslavicích a v Bludovicích. Dalším velmi postiženým tokem byla Luha v úseku od Bělotína po Jeseník nad Odrou. Mezi obcemi Bělotín a Polouvsí se na březích Luhy rozkládá několik rybníků, jejichž hráze přetékały. Rybníky částečně transformovaly vrchol povodňové vlny, ale nemohly významněji zmírnit ničivé následky povodně zejména v Jeseníku nad Odrou. Hladiny Jičínky, Zrzávky a Luhy kulminovaly ve značné výšce nad úrovní břehové hrany (v případě Luhy i více než 2 metry) a podstatně přesáhly teoretické stoleté průtoky. Na Novojičínsku byly dále povodní zasaženy Sedlnice v Ženklově (rovněž významně překročen Q_{100}), Lichnovský potok v Lichnově, Grasmanka, Tichávka, Bartošovický potok a další drobné vodoteče. Přívalová povodeň zasáhla okrajově i povodí Bečvy (hydrologicky patřící do povodí Moravy), kde nejvíce postihla řeku Veličku. Ta kulminovala v Hranicích v nočních hodinách při průtoku větším než 20letá voda.

Nejextrémnější zaznamenaný nárůst povodňové vlny nastal na řece Jičínce, která ve vodoměrném profilu v Novém Jičíně stoupla během dvou hodin o téměř pět metrů! Kulminace nastala již ve 20:40 hodin SEČ na úrovni zhruba 500letého průtoku, a poté hladina opět prudce klesala, takže po 23. hodině téhož dne již byla o 3 metry níže.

Oproti tomu největší specifický odtok byl vyhodnocen na Sedlnici v obci Ženklova, kde z plochy povodí 5,37 km² odtékalo okolo 10 m³.s⁻¹.km⁻² vody. Velké množství vody však do jejího řečiště přitékalo nejdříve z okolních polí a luk, a až následně vzrostl také vlastní průtok Sedlnice. Povodňová vlna byla poté zachycena nádrží Štramberk, jejíž hráz sice částečně přetékała, avšak nebyla porušena a významně povodňovou vlnu transformovala na cca 10letou vodu. V dolním úseku Sedlnice již téměř všechna voda protékala korytem vodního toku a docházelo k dalšímu tlumení povodňové vlny.



Obr. 5.1 Plošné rozložení denních srážkových úhrnů na Novojičínsku dne 24. 6. 2009



Obr. 5.2 Hyetogram průměrných srážek na povodí a hydrogram průtoků v profilu stanice Nový Jičín na Jičince

Voda přitékající ze zasažené oblasti Novojičínka byla zachycena korytem řeky Odry, a také se v okolí Studénky rozlévala do přirozeného prostoru nivních luk, kde kromě částečného

zatopení místních komunikací nezpůsobila významnější škody. Dále po toku Odry došlo k transformaci povodňové vlny průtokem nivní a lužní krajinou Poodří, takže v Ostravě-Svinově řeka kulminovala s cca jednodenním zpožděním při průtoku nedosahujícím ani 2leté vody.

Rozložení denních úhrnů srážek 24. června na Novojičínsku je znázorněno na mapce na Obr. 5.1, průběh povodně v průměrných hodinových průtocích v Novém Jičíně na Jičínce společně s vyznačením kulminačního průtoku a hodnoty Q_{100} je na Obr. 5.2. Je zřejmé, že průměrné hodinové průtoky nedostatečně vystihují hydrogramy přívalových povodní (viz porovnání s Obr. 4.2, kde je znázorněn hydrogram průtoků v 10minutovém intervalu).

Úhrny srážek nad 100 mm zasáhly území o velikosti zhruba 150 km^2 , přičemž na povodí Luhy se vyskytly na více než 60 % plochy povodí, na povodí Jičínky po profil vodoměrné stanice v Novém Jičíně cca na 30 % plochy. Koeficient přímého odtoku (podíl přímého odtoku a výšky příčinných srážek) dosáhl na povodí Jičínky v Novém Jičíně hodnoty 0,45 (Tab. 4), což se může jevit při dané extremitě povodně (doba opakování 500 let) jako relativně nízká hodnota v porovnání se situací za regionální povodně v červenci 1997. Během zmíněné regionální povodně, která významně postihla prakticky celé povodí Odry, dosáhl kulminační průtok ve vodoměrné stanici na Jičínce v Novém Jičíně-Šenově velikosti $129 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ („pouze“ 20–50letý průtok), ale koeficient odtoku překročil hodnotu 0,7. Výška srážek na povodí od 4. 7. do 8. 7. 1997 byla extrémní (328 mm), takže s největší pravděpodobností došlo během této srážkové epizody k postupnému vyčerpání maximální vodní kapacity půdního horizontu, což u přívalové povodně v červnu 2009 vzhledem k odlišnému charakteru srážek nenastalo.

Jesenicko

Situace na severní Moravě a ve Slezsku se opět zkomplikovala ve večerních a nočních hodinách z pátku 26. na sobotu 27. června, kdy již do velmi nasyceného území vypadly přívalové srážky na povodí Vidnávky, Bělé a pravostranných přítoků Kladské Nisy a způsobily na těchto tocích další velmi prudké vzestupy hladin a přívalovou povodeň. Nejvyšší úhrn srážek byl naměřen v Černé Vodě (59,0 mm). Jelikož tato část Jesenicka není ideálně pokryta sítí pozemních srážkoměrů, tak k celkové informaci o plošném rozložení srážek v této oblasti velmi napomohly údaje získané z radarových měření (viz mapa denních úhrnů srážek na Obr. 5.3).

Prudkou odezvou na vydatné srážky měla zvláště Bělá v Mikulovicích, kde došlo k významnému překročení 3. SPA a řeka kulminovala v pozdních večerních hodinách

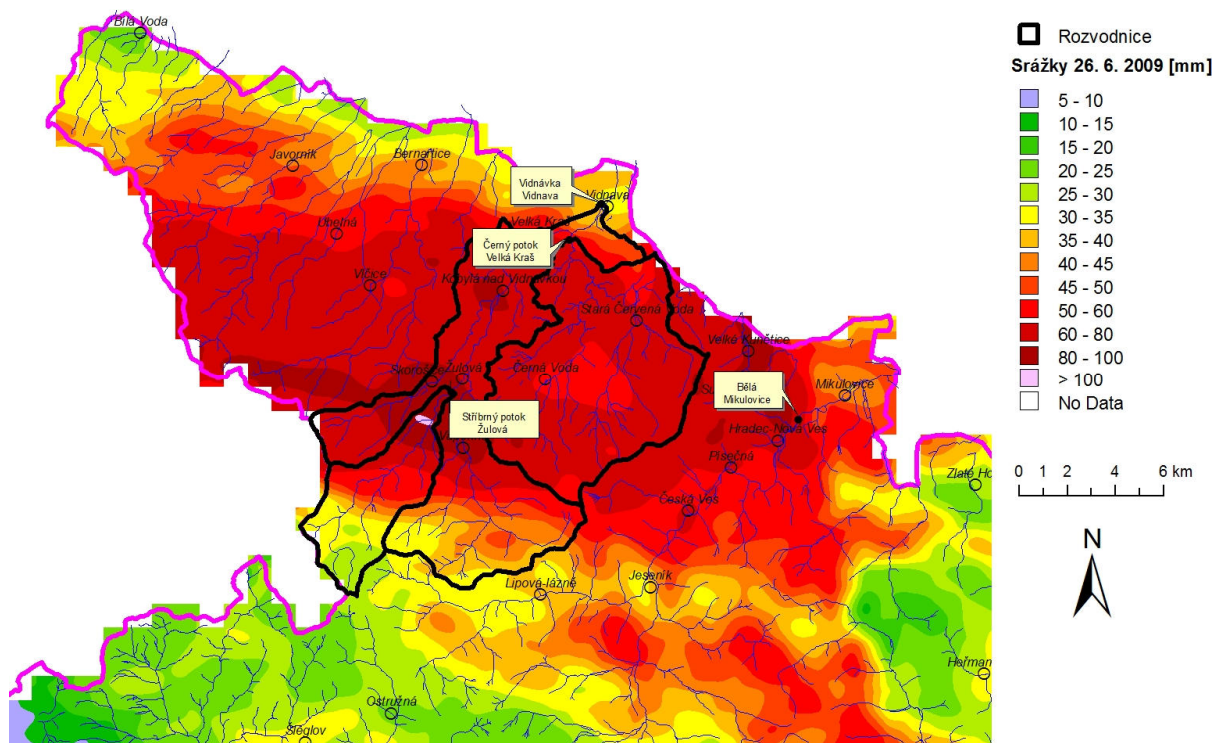
26. června při průtoku přesahujícím 20letou vodu. V podobném čase proběhl vrchol vlny také na horním úseku řeky Opavy. Nejvýznamnější kulminační průtoky se na pozorovaných tocích na Jesenicku vyskytly ve vodoměrných stanicích Vidnava na řece Vidnávce ($Q_{50} - Q_{100}$) a zvláště pak v Žulové na Stříbrném potoce, kde byl významně překročen 100letý průtok. Stejně tak tomu bylo i na Černém potoce ve Velké Kraši. Stanice však byla povodní zcela zničena, takže kulminace byla odhadnuta za pomoci hydraulických a srážkoodtokových modelů. Přívalová vlna postihla také řadu nepozorovaných vodních toků, unášela veliké množství splavenin, ničila koryta potoků a říčků i přilehlé stavby a objekty ležící na březích. Bohužel se řádění živlů taktéž neobešlo bez lidských obětí. Největší škody napáchaly Skorošický potok ve Skorošicích a v Tomíkovcích a Vojtovický potok v Bernarticích, kde doby opakování kulminačních průtoků velmi značně překročily Q_{100} a specifický odtok Skorošického potoka se při jeho ústí mohl pohybovat okolo $3,7 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$. Významně byl povodní postižen také Javornický potok, který se rozlil ve městě Javorníku, a také další vodní toky, jako např. Červený potok či Studená voda, vystoupily ze svých koryt.

Rozložení denních úhrnů srážek 26. června v oblasti Jesenicka a Rychlebských hor je znázorněno na mapce na Obr. 5.3.

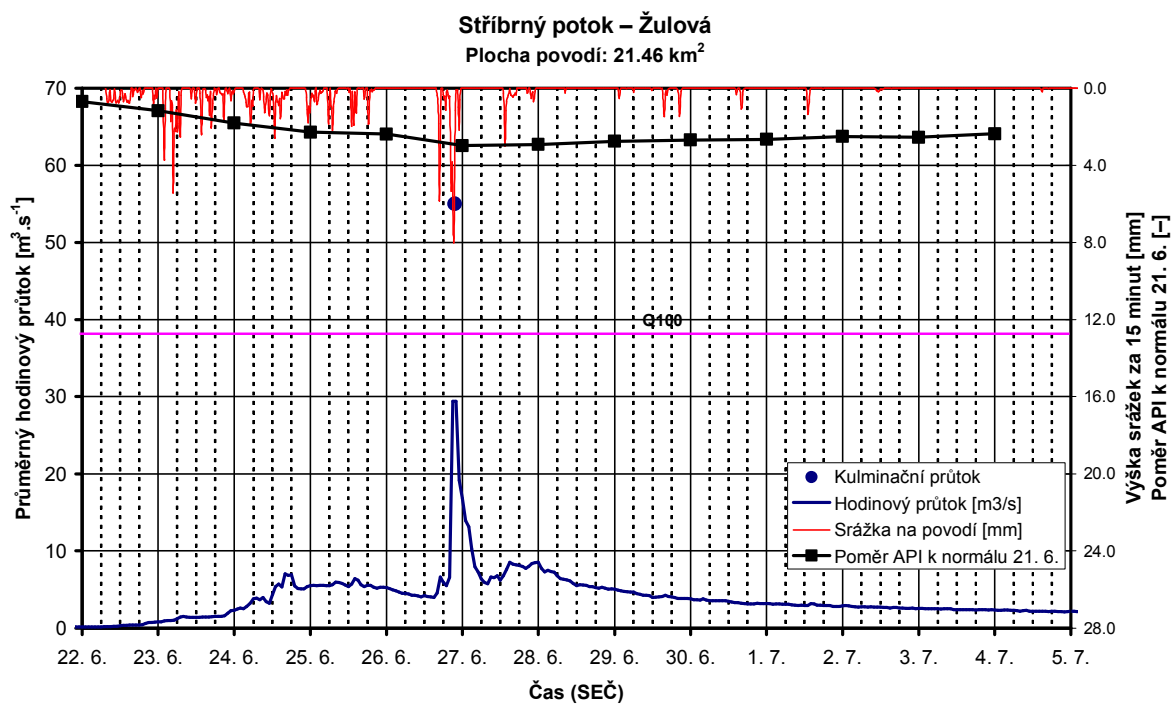
Charakteristický průběh srážek, průtoků a vývoj nasycení území v povodí toků na Jesenicku je znázorněn na Obr. 5.4 na příkladu Stříbrného potoka v profilu vodoměrné stanice Žulová. Z grafu je patrné, že od 22. června každý den až do 26. června vypadávaly na povodí poměrně významné srážky, které způsobily jak nárůst průtoků, tak patrně i silné nasycení povodí. Hodnoty koeficientů přímého odtoku na Vidnávce a Stříbrném potoce (Tab. 4) však tuto skutečnost příliš nepotvrzují, i když je nutné přiznat, že separace přímého odtoku z hydrogramu zde byla poměrně obtížná.

V dalších dnech již voda pozvolna opadávala, i když ještě 30. června trvaly na Opavě, Bělé a dolním toku Odry 1. SPA.

Poslední významnější povodňovou událostí v povodí Odry byla konvekční bouře ze dne 2. července na Fulnecku, kdy přívalové srážky způsobily rozlití Husího potoka a dalších drobných vodotečí v okolí Fulneku. Tamní vodoměrná stanice zaznamenala velmi prudký vzestup a pokles povodňové vlny na Husím potoce s kulminací přesahující 50letou vodu (bude ještě zmíněno podrobněji v dílčí kapitole 5.4).



Obr. 5.3 Plošné rozložení denních srážkových úhrnů na Jeseníku dne 26. 6. 2009



Obr. 5.4 Hyetogram průměrných srážek, průměrný poměr API k normálu na povodí a hydrogram průtoků v profilu stanice Žulová na Stříbrném potoce

5.2 Vývoj povodňové situace v povodí Vltavy

(čerpáno z podkladů připravených na oddělení hydrologie pobočky ČHMÚ v Č. Budějovicích)

Vývoj povodňové situace na povodích přítoků horní Vltavy byl poměrně komplikovaný. První výrazný vzestup průtoků byl zaznamenán 22. června v pozdních večerních hodinách na Černé ve stanici Ličov, a to v důsledku orograficky zesílených srážek, které trvaly s určitými přestávkami 40 hodin, přičemž na úpatí Novohradských hor napršelo za tuto dobu více než 100 mm srážek. Tytéž srážky způsobily i mírný vzestup hladiny Lužnice. Největší extremity dosáhla Malše v Pořešíně a Černá v Ličově, kde kulminační průtok přesáhl 23. června úroveň 2leté vody a byl dosažen 3. SPA.

Z hlediska povodňového ohrožení byl daleko významnější vývoj situace na přítocích Otavy, zejména na povodích Volyňky a Blanice.

Orograficky zesílené srážky se ve dnech 22. až 24. června vyskytly rovněž v předhůří Šumavy, kde zasáhly zejména povodí Blanice nad vodním dílem Husinec. Srážkové úhrny zde dosáhly za 48 hodin až 120 mm. Hladiny toků v povodí Blanice se dostaly na své lokální maximum 24. 6. v ranních hodinách. Blanice na Blanickém Mlýně, v Podedvorském Mlýně i Zlatý potok v Hracholuskách mírně překročily úroveň 3. SPA. Hladina na vodním díle Husinec dosáhla 24. 6. ve večerních hodinách na hranu přelivu a dále již byl odtok z přehrady prakticky neovladatelný. Velmi důležitý je i fakt, že v důsledku zmíněných regionálních srážek došlo ke značnému nasycení dotčeného území, a to zejména povodí Blanice a Volyňky.

Srážky konvekčního charakteru v následujících třech dnech způsobovaly opětovné vzestupy hladin na horních tocích Blanice a Volyňky, dolní úseky toků stoupaly pozvolna vlivem dotékání vody z horního povodí.

Srážky v noci z 27. na 28. června byly v povodí Blanice a sousední Volyňky nejsilnější z celého povodí horní Vltavy. Na horní Blanici a horním toku Volyňky spadlo místy přes 60 mm. Vysoká nasycenost území a nepříznivé odtokové poměry (velká sklonitost svahů) v kombinaci se silnými srážkami vyvolaly extrémní odtokovou odezvu. Hladina Blanice v profilu stanice Podedvorský Mlýn dne 28. 6. stoupla v časných ranních hodinách během tří hodin o 170 cm a byl dosažen průtok s dobou opakování blížící se hranici 100 let. Tato velmi ostrá povodňová vlna po mírné transformaci kulminačního průtoků (cca 20 %) v nádrži Husinec se propagovala dále na středním a dolním toku. Zde se již postup povodňové vlny začal zpomalovat, protože řeka se začala rozlévat do rozsáhlé okolní nivy. K největším

rozlivům došlo na úseku mezi Protivínem a vodoměrnou stanicí Heřmaň, kde se postup vrcholu povodňové vlny výrazně zpomalil (viz Obr. 5.6). Podle tvaru hydrogramu ze stanice Heřmaň lze usuzovat, že přitékající voda z Blanice se nejprve akumulovala v přílehlé nivě (mírnější vzestup do ranních hodin 29. 6.) a rychlejší nárůst průtoků v Heřmani nastal teprve při vyplnění inundačních území. Z průběhu historických povodní se zdá, že podobná transformace povodňových vln se na dolní Blanici uplatňuje pouze za velkých povodní (např. z let 1954 a 2002), u kterých hydrogramy z profilu stanice v Heřmani vykazují podobný tvar vlny. Zpomalení postupu povodňové vlny mělo velmi příznivý vliv na průběh povodně na dolní Otavě, protože nedošlo ke střetu vrcholů průtokových vln Otavy a Blanice.

Transformační účinky inundačního území Blanice jsou předmětem studie, která je zpracována v rámci tohoto projektu. Účelem simulací je vyšetření časového a prostorového průběhu typických povodňových vln za využití několika scénářů pro vlny různých velikostí a tvarů, které by v budoucnu pomohly lépe odhadnout vývoj situace na dolním toku Blanice v reálném čase při výskytu povodně.

Na horním toku Volyňky byly podobně jako na Blanici v noci ze 27. na 28. června nárůsty průtoků výjimečně rychlé a kulminace na Volyňce v Sudslavicích dokonce přesáhla hodnotu 100letého průtoků. Kulminační průtok na Spůlce, která se vlévá do Volyňky nedaleko od Sudslavic, přesáhl pouze 5letou dobu opakování a extrémita na dolní Volyňce byla již tak pouze mezi 20–50letou vodou.

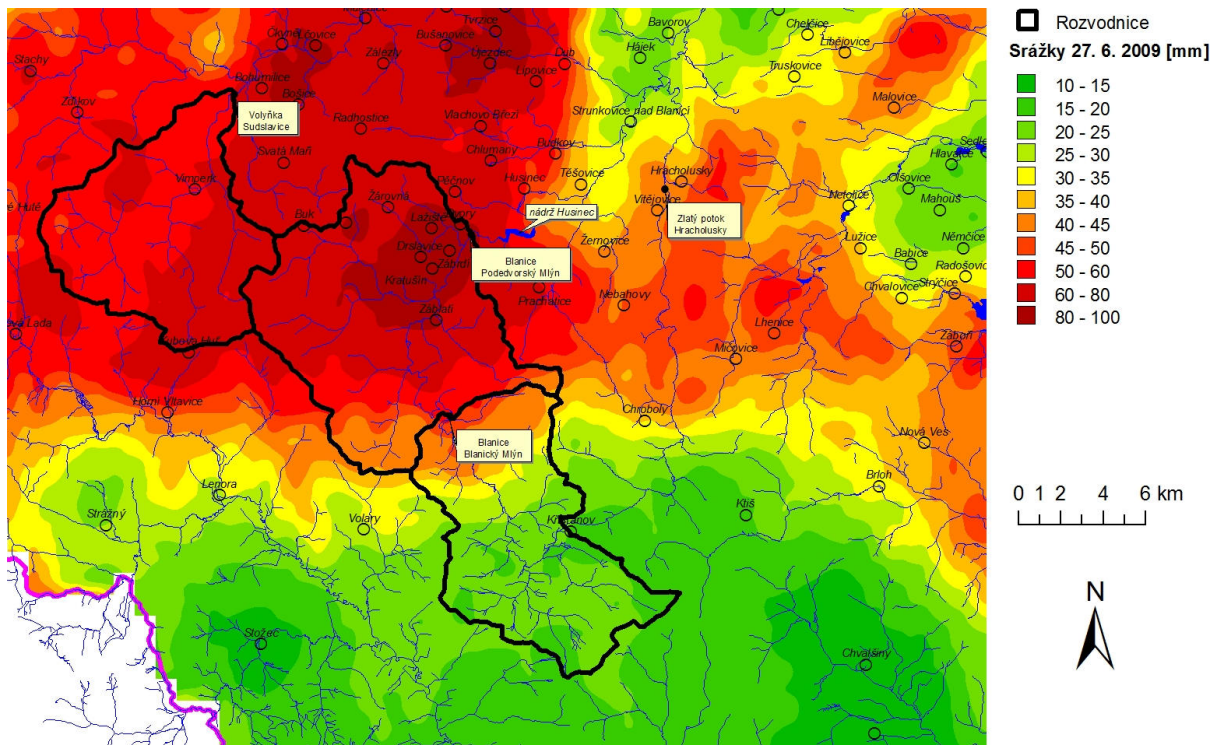
3. SPA a 5letý průtok byly dosaženy na Ostružné na Klatovsku. Na horní Otavě byla situace relativně klidnější, úroveň 3. SPA přesáhla hladina Otavy až na svém středním úseku pod soutokem s Volyňkou. V Písku hladina Otavy kulminovala 28. 6. 2009 před půlnocí na úrovni 5letého průtoků.

Přivalové srážky ze 27. na 28. června rovněž podstatně zasáhly povodí Úhlavy, kde byl ve vodoměrné stanici Tajanov 28. června v ranních hodinách dosažen 10letý průtok.

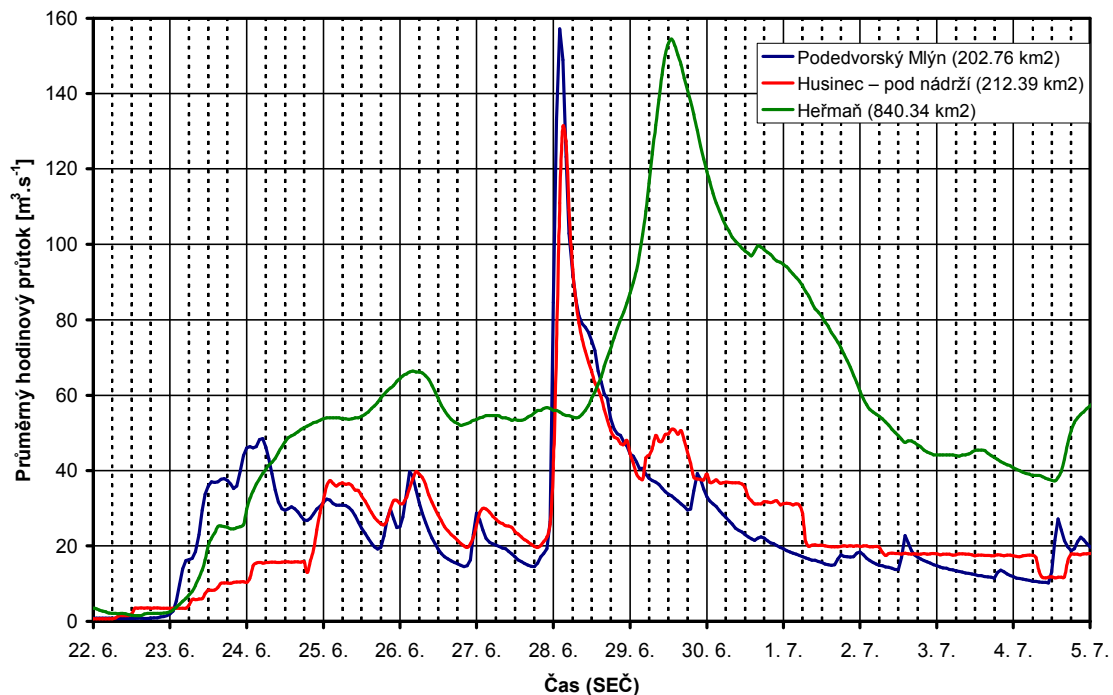
Rozložení denních úhrnů srážek 27. června na povodí Volyňky a Blanice je znázorněno na mapce na Obr. 5.5.

Charakteristické průběhy srážek, průtoků a vývoje nasycení území v povodí toků Blanice a Volyňky jsou znázorněny na Obr. 5.7 a 5.8 v profilech vodoměrných stanic Sudslavice na Volyňce a Podedvorský Mlýn na Blanici. Situace byla svým způsobem velmi obdobná vývoji povodňové situace na Jesenicku, tzn. že každodenní poměrně vydatné srážky způsobily významné nasycení povodí, což vyústilo v prudký nárůst odtoku za přivalových

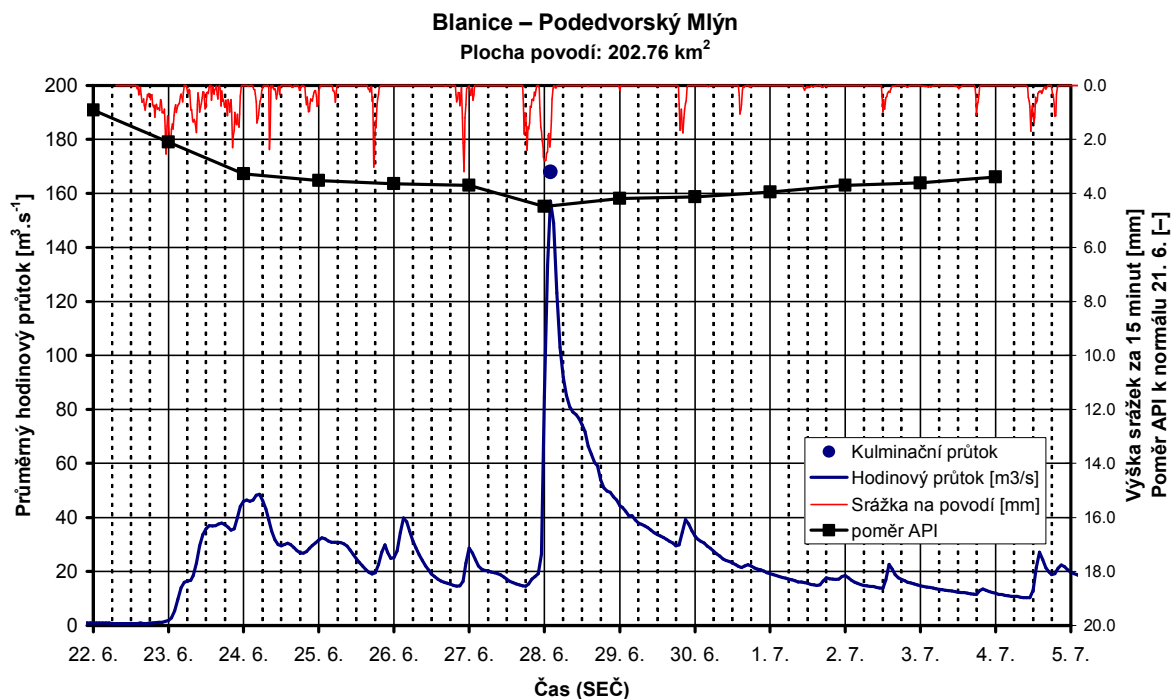
srážek v noci ze 27. na 28. června (na Jesenicku o den dříve). O vysoké nasycenosti území svědčí i velikost koeficientu přímého odtoku v profilu stanice Podedvorský Mlýn, kde jeho hodnota byla z vybraných vyhodnocovaných profilů nejvyšší (viz Tab. 4).



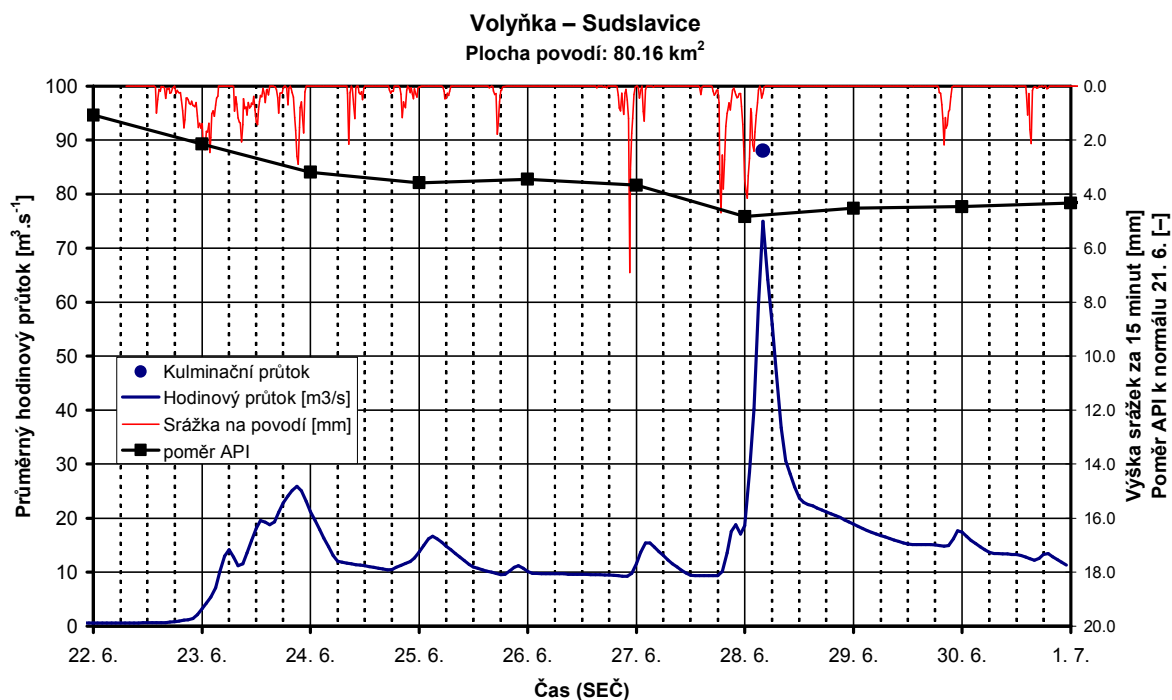
Obr. 5.5 Plošné rozložení denních srážkových úhrnů v regionu povodí Blanice a Volyňky dne 27. 6. 2009



Obr. 5.6 Vývoj průběhu povodně na Blanici



Obr. 5.7 Hyetogram průměrných srážek, průměrný poměr API k normálu na povodí a hydrogram průtoků v profilu stanice Podedvorský Mlýn na Blanici



Obr. 5.8 Hyetogram průměrných srážek, průměrný poměr API k normálu na povodí a hydrogram průtoků v profilu stanice Sudslavice na Volyňce

5.3 Vývoj povodňové situace v povodí Ploučnice a Kamenice

(čerpáno z podkladů připravených na oddělení hydrologie pobočky ČHMÚ v Ústí nad Labem)

Povodí Ploučnice a Kamenice bylo v hodnoceném období postiženo lokálními přívalovými srážkami vícekrát, které pokaždé vyvolaly velmi prudký vzestup hladin vodních toků.

První povodňovou epizodu způsobila srážka 1. 7. ve večerních hodinách, kdy došlo v profilu Srbská Kamenice na řece Kamenici k velmi rychlému vzestupu hladin nad úroveň 3. SPA, přičemž byl během jedné hodiny vzestupu dosažen kulminační průtok s dobou opakování více než 100 let. Centrum příčinných srážek leželo v úzkém severojižním pásu od České Kamenice po Úštěk, viz mapka na Obr. 5.9. Nejvyšší úhrn srážek byl naměřen ve stanici v České Kamenici, a to 51,5 mm, ale odhady na základě měření meteorologického radaru ukázaly, že v centru přívalové srážky mohlo spadnout až 80 mm. Trvání srážky podle radaru i podle měření automatické srážkoměrné stanice ve Vernečicích bylo prokazatelně kratší než dvě hodiny.

Kromě Kamenice patřily mezi nejvíce zasažená povodí Bystrá a přítoky dolní Ploučnice mezi Žandovem a Benešovem nad Ploučnicí (Merboltický p., Valkeřický p., Fojtovický p.). Ve stanici Benešov nad Ploučnicí byl překročen 1. SPA, přičemž významnou část tohoto průtoku tvořila voda přitékající z pravostranného přítoku Bystré, která ústí do Ploučnice těsně nad profilem stanice.

Následujícího dne pokračovala srážková činnost nejprve v horní části povodí Kamenice a odpoledne postupně v celé oblasti. Srážkové úhrny ve stanicích se pohybovaly kolem 20 mm, radarové odhady v pramenné části Kamenice dosahovaly až 30 mm. Hladiny toků přechodně znovu rychle stouply a ve stanici Srbská Kamenice byl opět překročen 1. SPA. Kulminační průtok dosáhl přibližně hodnoty 20leté vody. Ve stanicích v povodí Ploučnice se srážky tento den na odtoku projeví jen nepatrně.

Avšak v sobotu 4. 7. spadla do již nasyceného území další přívalová srážka, která způsobila znovu přívalovou povodeň na Kamenici, Bystré a dalších přítocích dolní Ploučnice. Denní srážkové úhrny ve stanicích se pohybovaly od 20 do 40 mm, nicméně většina srážek spadla mezi 14. – 16. hodinou a srážkoměrné stanice ležely většinou na okraji centra srážek vyhodnoceného z radarových snímků, kde odhady ukazovaly na úhrny mezi 60 a 80 mm (viz mapka na Obr. 5.10). Hladina ve vodoměrné stanici v Srbské Kamenici znovu rychle stoupla,

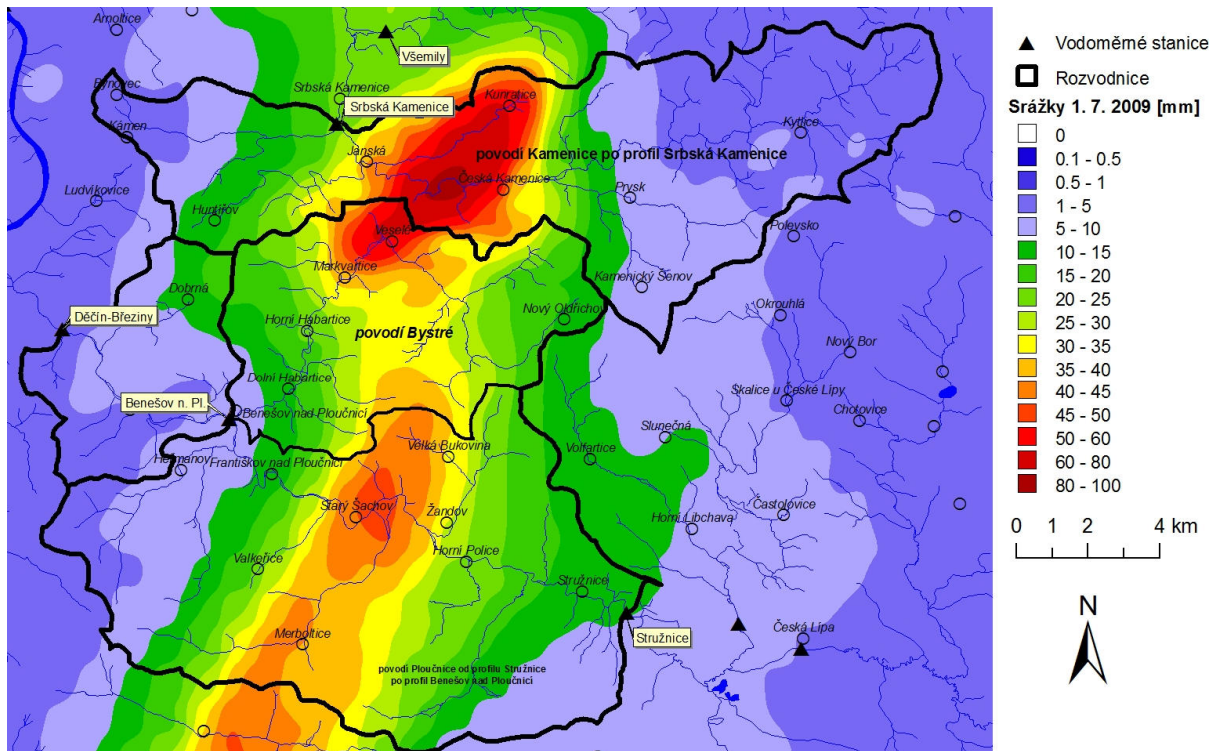
a to za 90 minut cca o dva metry, přičemž kulminační průtok opět přesáhl hodnotu 100leté vody. Ve Hřensku průtok v Kamenici kulminoval taktéž na úrovni, přesahující 100letou vodu.

Dramatičtější průběh však měla přívalová povodeň na Bystré, která postihla všechny obce ležící na tomto toku. Kulminační průtok Bystré v Benešově nad Ploučnicí byl pomocí hydraulického modelu (na základě geodetického zaměření stop maximální hladiny a příčných profilů) vyhodnocen na $115 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a výrazně překročil dobu opakování 100 let.

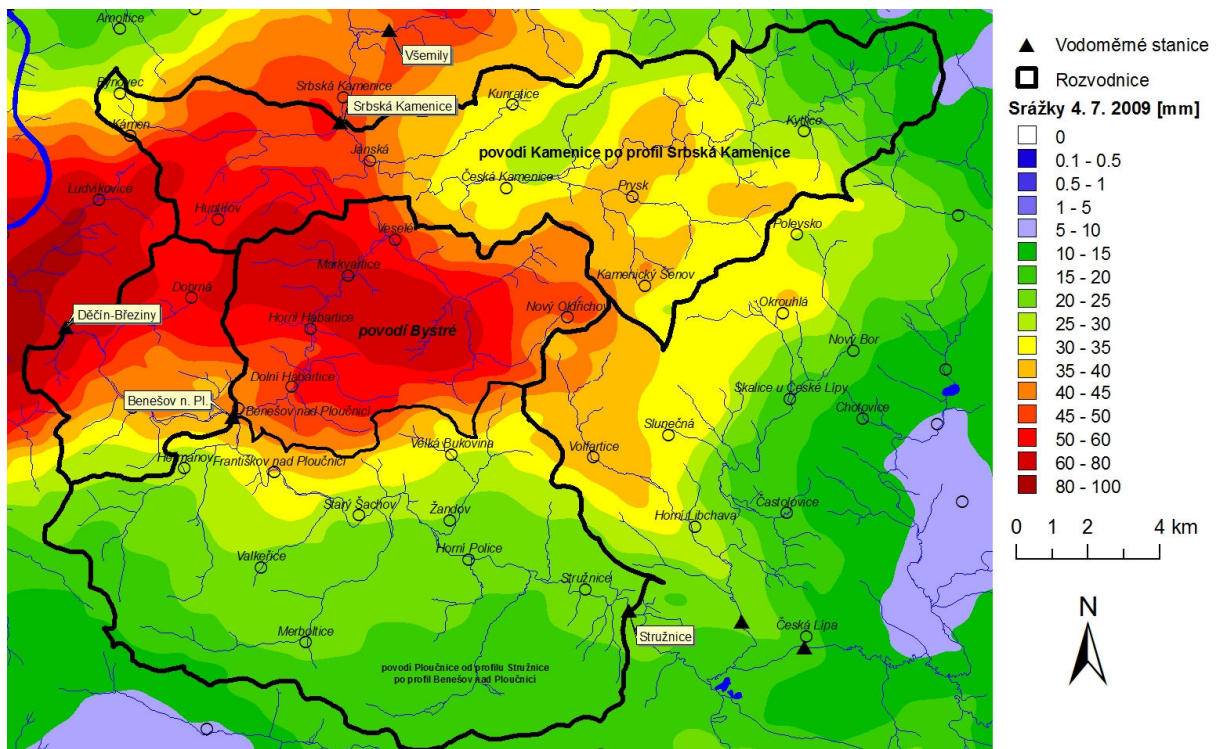
Významnější srážky se vyskytly znovu i na menších přítocích Ploučnice v okolí Žandova a Benešova nad Ploučnicí. V důsledku těchto srážek, ale zejména průtokové vlny z Bystré se ve stanici Benešov nad Ploučnicí hladina Ploučnice zvedla z 90 cm na kulminačních 213 cm za zhruba tři hodiny a průtok dosáhl úrovně cca 10leté vody.

Vzhledem k umístění vodoměrné stanici v Benešově nad Ploučnicí těsně pod soutokem s Bystrou zde došlo k příčnému sklonu hladiny směrem ke stanici umístěné na levém břehu. Zároveň byl tento jev doprovázen velkým rozkmitáním a pulsací hladiny a na pravém břehu se vytvořily velké nánosy naplavenin. Zaznamenaný průběh hladin ve vodoměrné stanici byl tak značně nereprezentativní a musel být zpětně upraven pomocí hydraulických výpočtů a průběhu povodňové vlny v profilu Děčín-Březiny ležícím níže po toku Ploučnice. Vzhledem k této skutečnosti může být výše uvedené vyhodnocení průtoků Ploučnice v Benešově nad Ploučnicí zatíženo i větší nejistotou.

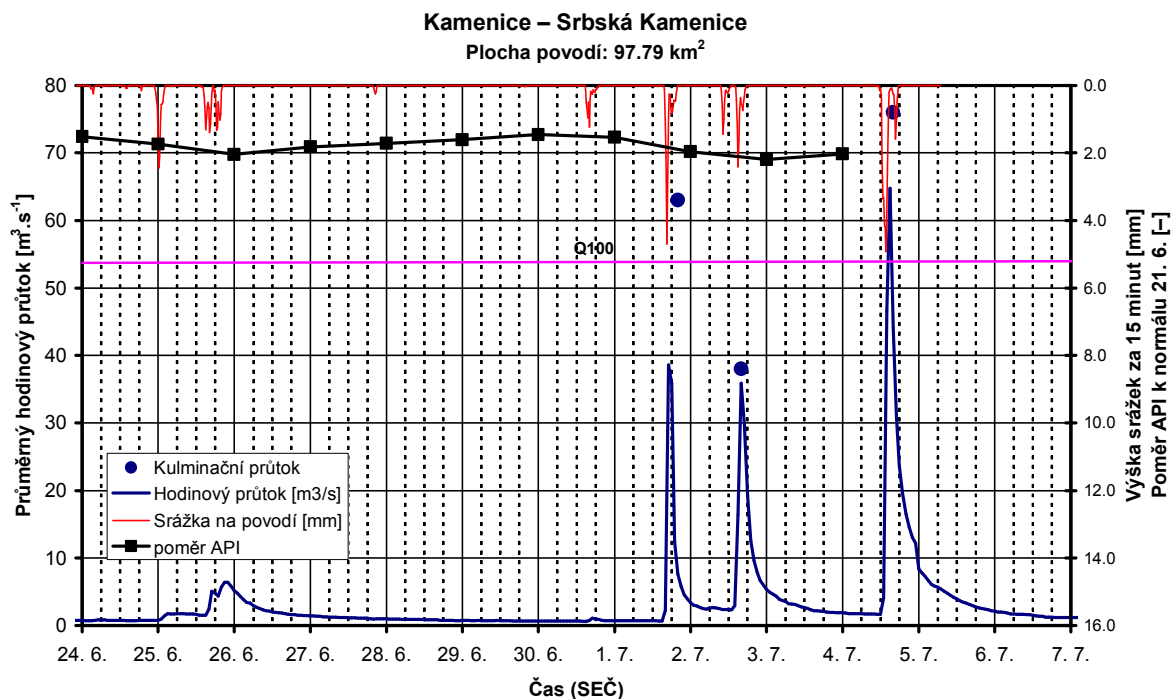
Hydrogram průměrných hodinových průtoků se znázorněním kulminačních průtoků, průběh srážek a vývoj nasycení na povodí Kamenice po profil vodoměrné stanice v Srbské Kamenici je na Obr. 5.11. Je namístě si povšimnout poměrně malého rozdílu v maximálním průměrném hodinovém průtoku během průtokových vln 1. a 2. července, ale velkého rozdílu ve velikosti kulminačních průtoků. To svědčí o odlišném charakteru srážek a zejména v umístění jejich centra, kdy 1. července bylo centrum v blízkosti profilu vodoměrné stanice, zatímco následující den v horních partiích povodí, takže došlo jak ke zpoždění, tak i patrně k částečné transformaci povodňové vlny.



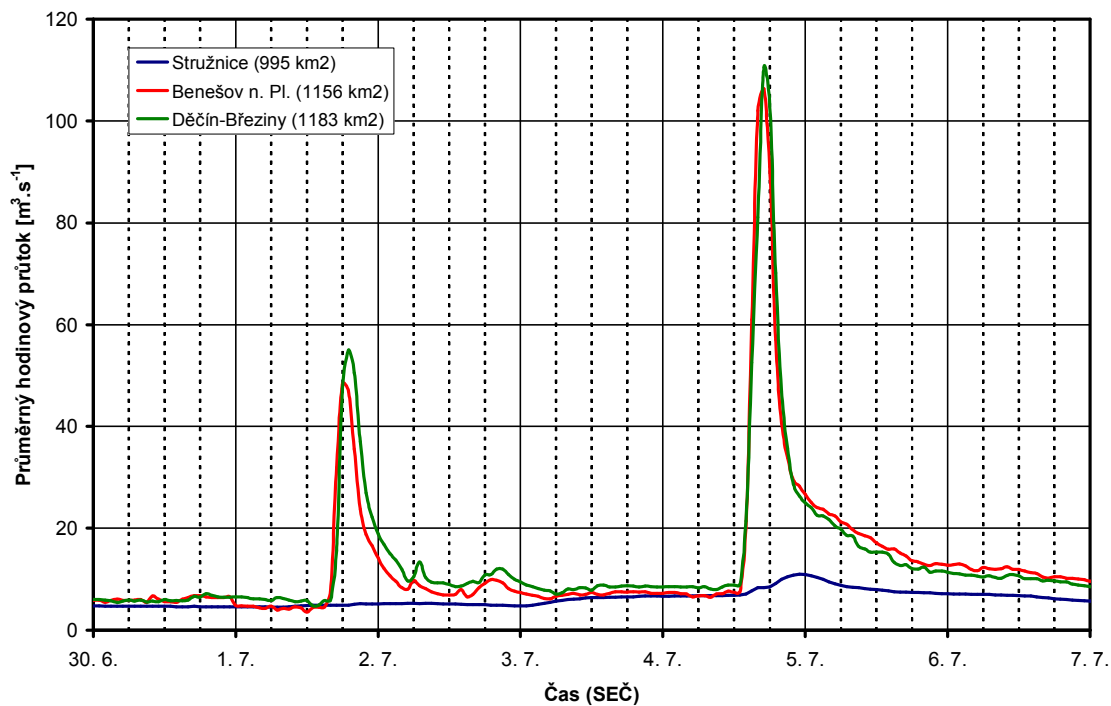
Obr. 5.9 Plošné rozložení denních srážkových úhrnů v regionu povodí Kamenice a dolní Ploučnice dne 1. 7. 2009



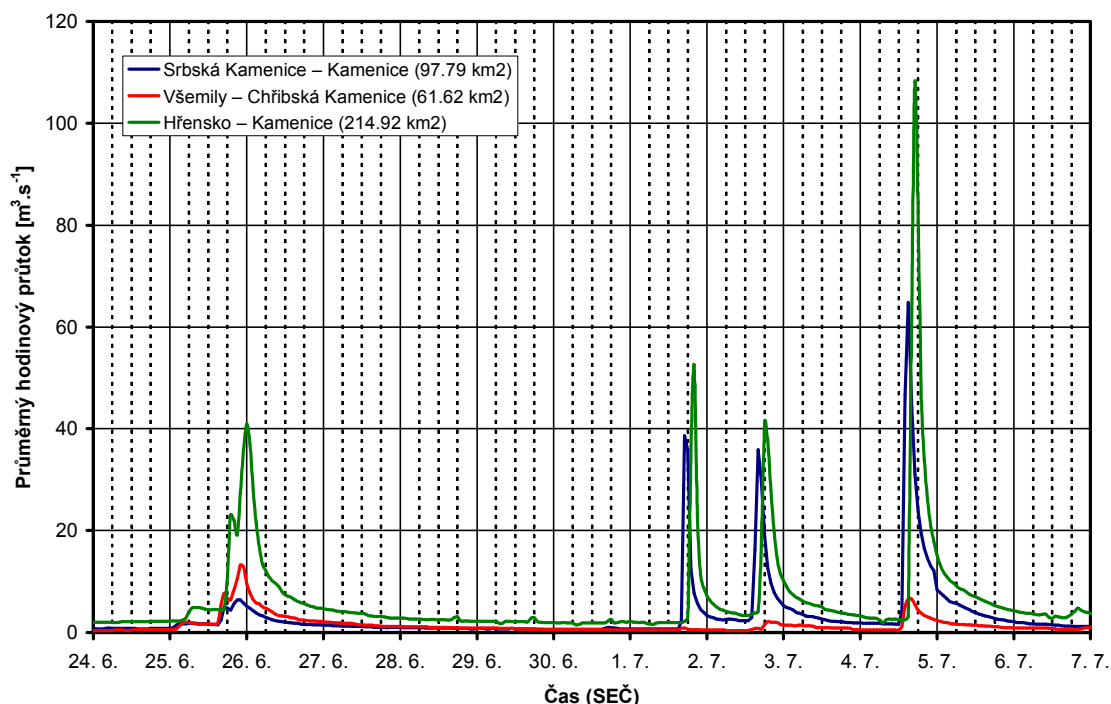
Obr. 5.10 Plošné rozložení denních srážkových úhrnů v regionu povodí Kamenice a dolní Ploučnice dne 4. 7. 2009



Obr. 5.11 Hyetogram průměrných srážek, průměrný poměr API k normálu na povodí a hydrogram průtoků v profilu stanice Srbská Kamenice na Kamenici



Obr. 5.12 Vývoj časového průběhu průtoků na Ploučnici



Obr. 5.13 Vývoj časového průběhu průtoků v povodí Kamenice

Vývoj a postup povodňových vln v povodí Ploučnice a Kamenice je znázorněn na Obr. 5.12, resp. Obr. 5.13.

Z Obr. 5.13 je patrné, že s výjimkou 26. června, nebylo povodí hlavního přítoku Kamenice, Chřibské Kamenice, zasažené významnějšími srážkami a průtoky v závěrovém vodoměrném profilu Hřensko byly určovány především přítokem z horní části povodí Kamenice. Za zmínku stojí i zachování tvaru povodňové vlny ve Hřensku, k čemuž určitě přispěly fyzicko-geografické poměry údolí Kamenice pod soutokem s Chřibskou Kamenicí, kde Kamenice protéká soutěskami, takže povodňová vlna nemá fakticky žádnou možnost transformace.

5.4 Analýza dalších případů výskytu lokálních přívalových povodní a shrnutí

V této kapitole bychom zmínili ještě dvě další situace lokálních přívalových povodní, které se vyskytly 2. července 2009. Jde za prvé o poměrně medializovaný případ povodně ve Fulneku na Husím potoce a o méně známý případ povodně na horním toku Oslavy nad nádrží Mostišťe.

Husí potok – Fulnek

Mapka odhadu plošného rozložení denních úhrnů srážek na povodí Husího potoka a v okolí města Fulnek je na Obr. 5.14. Z mapky je patrné, že nejvyšší úhrny srážek se vyskytly

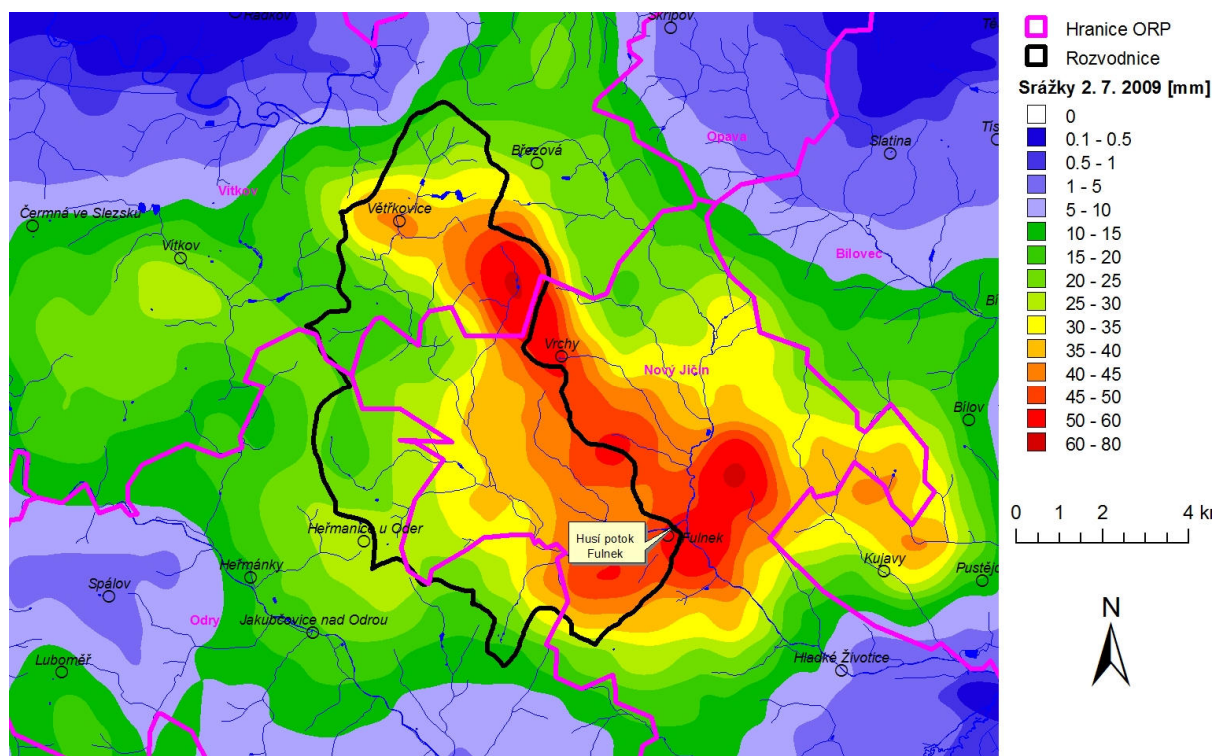
na rozvodnici Husího potoka a jeho přítoku Gručovka, která se vlévá do Husího potoka právě ve Fulneku. Vodoměrná stanice na Husím potoce, kde byl zaznamenán 50–100letý průtok, je situovaná nad soutokem s Gručovkou, takže s největší pravděpodobností extrémita povodně na Husím potoce pod soutokem s Gručovkou byla větší, což dokazují i doložené zprávy o škodách z obcí Stachovice a Hladké Životice. Průběh srážek na povodí Husího potoka k profilu vodoměrné stanice ve Fulneku a hydrogram průtoků jsou znázorněny na Obr. 5.15.

Oslava nad nádrží Mostiště

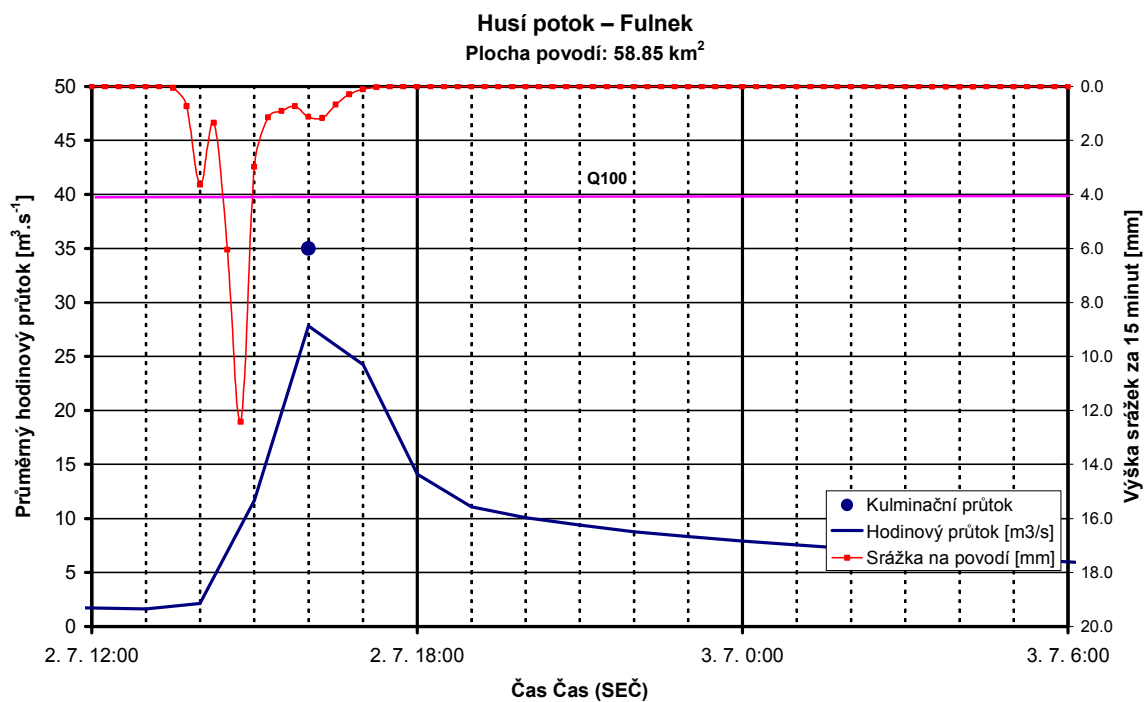
Vyhodnocení povodňové situace na povodí Oslavy nad nádrží Mostiště je z hydrologického hlediska zajímavé přinejmenším ze dvou důvodů.

Za prvé: 100letý průtok, který byl dosažen na Oslavě v profilu Dolní Bory-Olší, byl způsoben srážkou přívalového charakteru, která zasáhla jen menší část povodí, které lze považovat již za povodí střední velikosti (plocha 211 km²). Zasažená plocha se srážkovými úhrny nad 50 mm tvořila zhruba 50 km², tj. necelou čtvrtinu celkové plochy povodí (mapka příčných srážek je na Obr. 5.16). Souhrnné údaje pro celou plochu povodí mohou být tak značně zkreslující, neboť výška srážek na povodí k profilu stanice Dolní Bory-Olší tvořila jen 26 mm a odtoková výška odvozená z hydrogramu ve stanici Dolní Bory-Olší činila pouhých 6,5 mm (objem přímého odtoku byl 1,38 mil. m³). Doba trvání vzestupu vlny ve vodoměrném profilu byla zhruba 2 hodiny (viz Obr. 5.17), což je důsledkem blízkosti jádra srážky vzhledem k umístění vodoměrného profilu. Obdobné příčiny a průběh povodně (včetně velikosti koeficientu přímého odtoku) byly zaznamenány na povodí Kamenice (viz kap. 5.3).

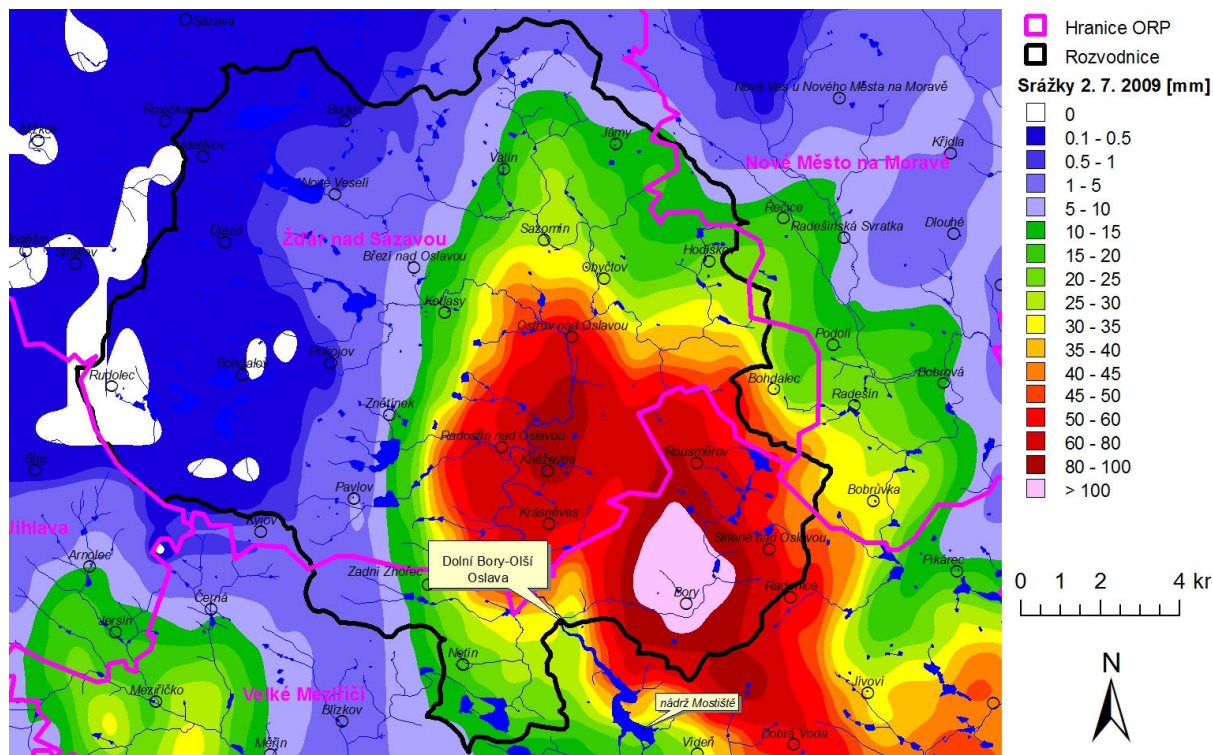
Za druhé se na příkladu této povodně prokázal významný vliv retenčních nádrží na povodňové průtoky, kdy přítok na úrovni 100letého průtoku byl transformován na neškodný odtok (2letý průtok) pod nádrží (Obr. 5.17). Objem povodňové vlny zhruba odpovídal objemu retenčního prostoru v nádrží Mostiště. Vliv nádrže Mostiště je rozebírán podrobněji v dílčím úkolu „Vliv vodních děl na průběh povodní a jejich poškození“.



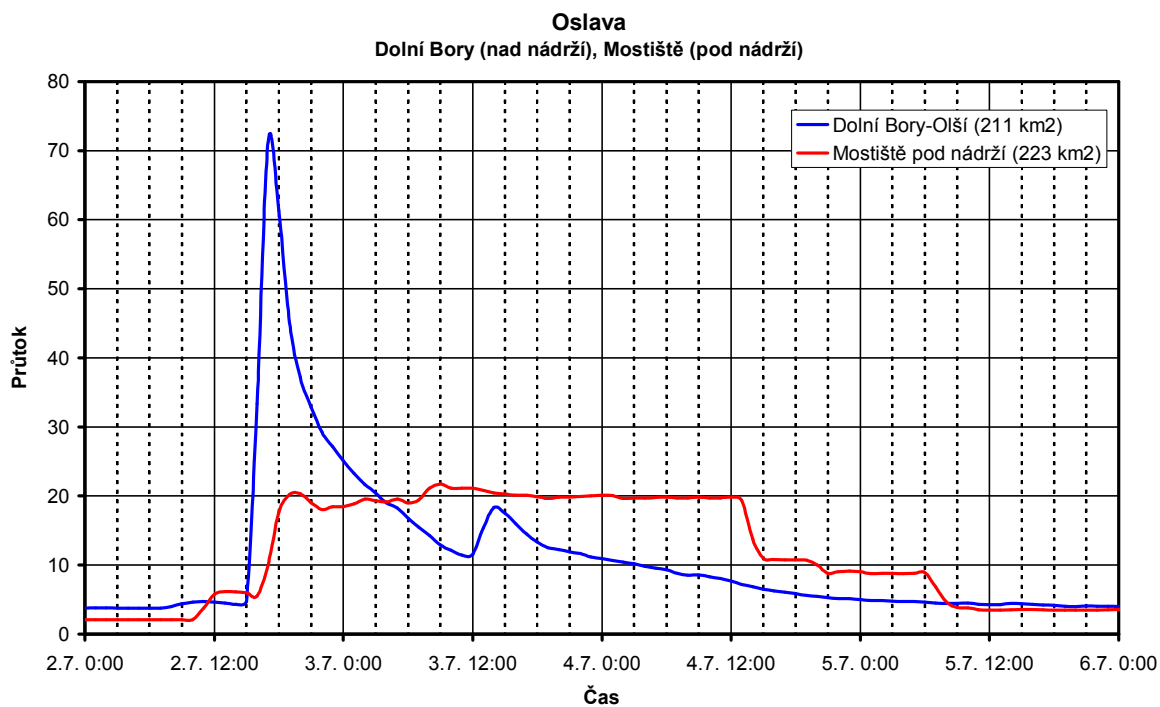
Obr. 5.14 Plošné rozložení denních srážkových úhrnů v regionu povodí Husího potoka na Fulnecku dne 2. 7. 2009



Obr. 5.15 Hyetogram průměrných srážek na povodí a hydrogram průtoků v profilu stanice Fulnek na Husím potoce



Obr. 5.16 Plošné rozložení denních srážkových úhrnů v povodí Oslavy nad nádrží Mostiště dne 2. 7. 2009



Obr. 5.17 Průběh průtoků na Oslavě v profílech nad a pod nádrží Mostiště

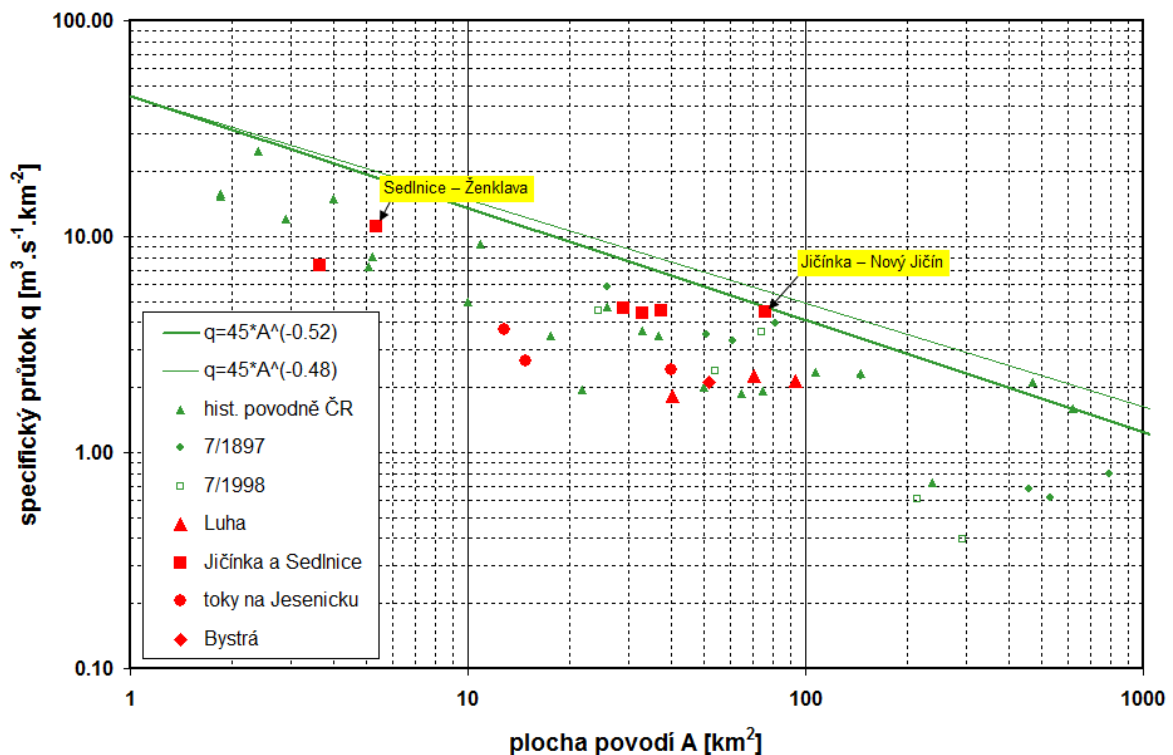
Shrnutí

V kapitole 5 byla pozornost soustředěna na nejvýznamnější povodňové události, které se za dobu trvání příčinné meteorologické situace (22. 6. – 4. 7. 2009) vyskytly.

Povodňové události lze jednoznačně charakterizovat jako přívalové povodně, neboť fakticky vykazovaly všechny znaky, které jsou s tímto fenoménem spojené:

- byly způsobeny silnými srážkami konvekčního charakteru s dobou trvání řádově desítky minut až cca tři hodiny,
- na zasažených vodních tocích se vyznačovaly rychlými vzestupy a rychlými poklesy hladin (trvání povodňové vlny bylo řádově několik hodin),
- naprosto dominantní složkou odtoku byl rychlý povrchový odtok, který nastal po nasycení svrchní vrstvy půdního horizontu.

Lze konstatovat, že přívalové povodně v červnu a červenci 2009 byly z hydrologického hlediska velmi významné, neboť kulminační průtoky na nejvíce zasažených povodích (toky na Novojičínsku a Jesenicku, Bystrá v Benešově n. Ploučnicí) značně překročily dobu opakování 100 let.



Obr. 5.18 Závislost maximálních specifických odtoků na ploše povodí

Významnost kulminačních průtoků povodní je možné provést i na základě porovnání velikosti maximálních specifických odtoků vůči ploše povodí, jejichž hodnoty byly pro vybrané profily za tímto účelem vyneseny do log-log grafu na Obr. 5.18.

Vyhodnocené maximální specifické odtoky přívalových povodní z roku 2009 jsou na Obr. 5.18 znázorněny červenými symboly a jsou vztaženy k obalovým křivkám max. specifických odtoků. Obalové křivky byly odvozeny na základě vyhodnocení kulminačních průtoků největších zaznamenaných historických povodní a poprvé byly publikovány ve zprávě Kulasové a kol. [8]. Z grafu na Obr. 5.18 vyplývá, že obecně maximální specifické průtoky s plochou povodí klesají.

Bod, který se nejvíce blíží obalové křivce na Obr. 5.18, reprezentuje profil na Jičince v Novém Jičíně. Hodnota maximálního specifického odtoku je v tomto profilu fakticky shodná s hodnotami maximálních specifík na Zrzávce a Jičince v Žilině, kde se nachází soutok obou toků. K tomuto jevu mohlo dojít, pokud se střetly vrcholy povodňových vln Zrzávky a Jičinky v Žilině u Nového Jičina, což indikují výsledky z vyhodnocení srážko-odtokového modelu (viz Tab. 1). Hodnoty maximálních specifických odtoků na ostatních povodích leží pod obalovou křivkou. Poměrně velký rozdíl specifických odtoků na povodí Luhy a Jičinky lze vysvětlit odlišnými sklonovými poměry obou povodí (povodí Jičinky je výrazně sklonitější), na Jesenicku byly oproti povodí Jičinky a Luhy nižší intenzity srážek.

Co může být na první pohled zarážející, jsou poměrně nízké hodnoty koeficientů přímého odtoku, které se ve vybraných vodoměrných profilech pohybovaly od 0,25 do 0,45 s výjimkou povodí Blanice, kde patrně vlivem silného předchozího nasycení převýšil koeficient odtoku hodnotu 0,5 (Tab. 4). Koeficient přímého odtoku při významově srovnatelné přívalové povodni v červenci 1998 na Bělé přesáhl ve vodoměrném profilu Kvasiny hodnotu 0,6, přitom doba opakování kulminačního průtoku této povodně byla cca 500 let jako v Novém Jičíně na Jičince. Příčiny uvedených rozdílů je vedle odlišnosti fyzicko-geografických charakteristik povodí, nasycenosti povodí a intenzit srážek možné spatřovat i v určité nejistotě vstupních dat, ať už srážek, tak i vyhodnocených průtoků.

6. POROVNÁNÍ S HISTORICKÝMI UDÁLOSTMI

Je obtížné identifikovat v minulosti meteorologickou situaci, jejímž následkem by byly každodenní bouřky s extrémními projevy, a to po dobu jednoho či dvou týdnů (tak jako v letošním roce). Určitou analogii lze najít např. v létě roku 1875. Série bouřek byla zaznamenána v období od 30. května do 5. června. Další výskyt bouřek s významnými projevy (silné krupobití, přívalové povodně) dokládá denní tisk (Národní Listy, Posel z Prahy, Pražský denník aj.) v období mezi 24. 6. a 7. 7. 1875. Tyto jevy byly zmiňovány v tisku ve dnech 24., 25. 6. a od 1. 7. do 7. 7. každý den v několika lokalitách. Přitom některé oblasti (Sušicko, okolí Velvar, Tábořsko nebo Berounsko) byly postiženy přívalovými dešti a povodněmi opakovaně. Např. na Berounsku, zejména u Králova Dvora, došlo na přítocích Litavky k přívalovým povodním opakovaně 4. a 6. června. Hmotné škody zničením řady budov, poškozením železničních tratí nebo odplavením ornice byly značné. Zmíněny jsou i oběti na životech. Přitom je potřeba si uvědomit, že tato oblast se ještě vzpamatovávala z katastrofální povodně z května 1872. Právě povodeň z května 1872 a frekvence jiných extrémů počasí, jako následná suchá období v roce 1874 a na jaře roku 1875, vedly nakonec v roce 1875 k založení Hydrografické komise království Českého.

Z nedávných (cca za posledních 10–15 let) významných přívalových povodní lze povodeň na Novojičínsku srovnat co do výšky spadlých srážek a velikosti jimi zasaženého území snad jen s katastrofální událostí (s významnými škodami na majetku i ztrátami na životech) z 22. na 23. července 1998 v podhůří Orlických hor, kdy extrémní přívalové srážky zasáhly povodí Bělé, ale zejména povodí Dědiny. Naměřené srážkové úhrny ve srážkoměrných stanicích byly vyšší než na Novojičínsku (204 mm ve stanici Deštné v Orlických horách), ale srážky spadly v delším časovém intervalu. Doby opakování kulminačních průtoků rovněž významně překročily 100 let.

Mezi další významné a hydrologicky vyhodnocené přívalové povodně, které se v posledních 10–15 letech vyskytly a kdy kulminační průtoky přesáhly dobu opakování 100 let, patří:

- Čižina (pravostranný přítok Opavy u Krnova) v květnu 1996,
- Hodonínka (levostranný přítok Svratky ve Štěpánově n. S.) v červenci 2002,
- Sloupský potok (obec Sloup, levostranný přítok Svitavy) v květnu 2003,
- Olešenský potok (pravostranný přítok Sázavy v Ledči n. S.) v červnu 2004,
- horní Dyje (nad nádrží Vranov) na konci června 2006.

Z výše uvedených příkladů přívalových povodní se tak trochu vymyká případ povodně z 30. června 2006 na horní Dyji, kdy déletrvajícími přívalovými dešti byla zasažená poměrně velká část povodí horní Dyje na českém a rakouském území. Následkem bylo významné překročení hodnoty 100letého průtoku i na povodích s plochou větší než 1000 km², což u přívalových povodní není obvyklým jevem.

Z předcházejícího a relativně nedávného období je ještě nutné zmínit povodeň na Jílovském potoce (přítok Labe v Děčíně) ze začátku srpna 1987, kde rovněž došlo k překročení 100letých průtoků a specifické odtoky na plochách menších než 3 km² přesáhly 12 m³.s⁻¹.km⁻², což je srovnatelné s údaji z horního toku Sedlnice při události na Novojičínsku v červnu 2009.

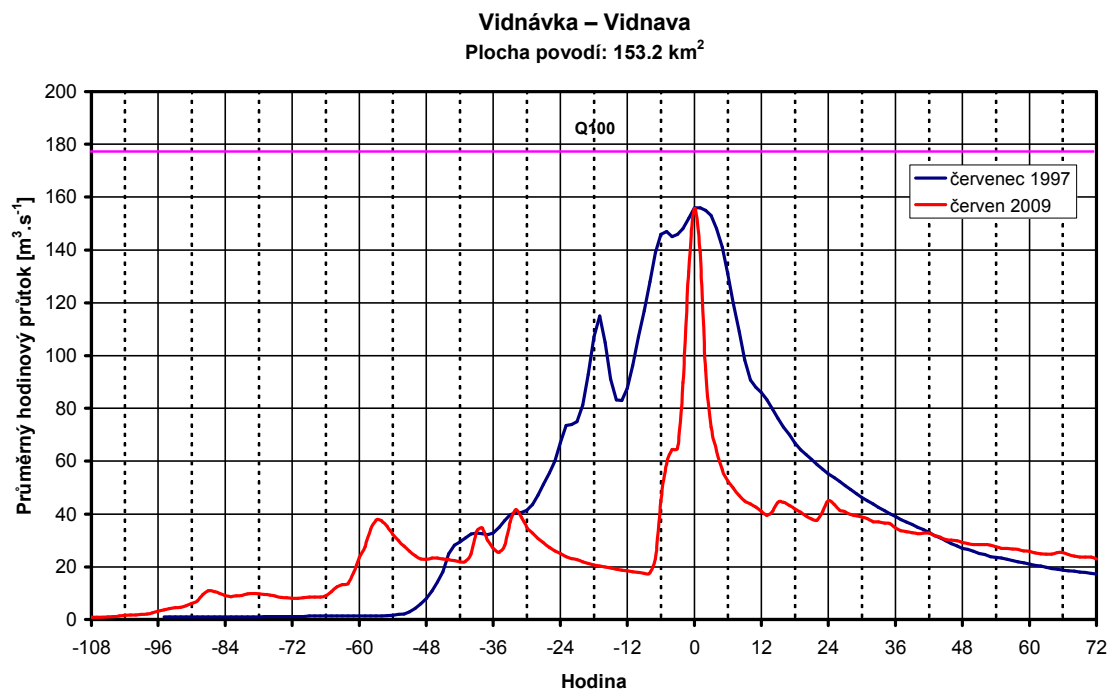
Mezi největší doložené historické přívalové povodně s katastrofálními důsledky patří událost z 25. května 1872 v povodí Berounky, kdy vlivem velkoplošných (odhadem v řádu stovek km²) extrémních přívalových srážek zejména na povodích Střely a Litavky došlo vedle zmíněných vodních toků k přívalové povodni na vlastním toku Berounky. V Berouně byl kulminační průtok Berounky (s plochou povodí téměř 8300 km²) dokonce ještě větší než během povodně v srpnu 2002 způsobené déletrvajícími regionálními srážkami a podle stávajících podkladů jeho doba opakování činí zhruba 1000 let. K extrémní (a dosud nepřekonané) přívalové povodni došlo během této události i na některých pravostranných přítocích Ohře, zejména na Blšance.

Dále se nabízí srovnání povodní z června a července 2009 s katastrofálními velkoplošnými povodněmi z července 1997, které postihly převážně povodí Moravy a Odry, a ze srpna 2002, které se vyskytly hlavně v povodí Labe. Obě tyto události byly oproti přívalovým povodním z června a července způsobeny déletrvajícími regionálními srážkami, které byly navíc zesíleny orografickým efektem na návětrných svazích horských hřebenů. V obou případech tak v důsledku šlo o regionální povodně letního typu.

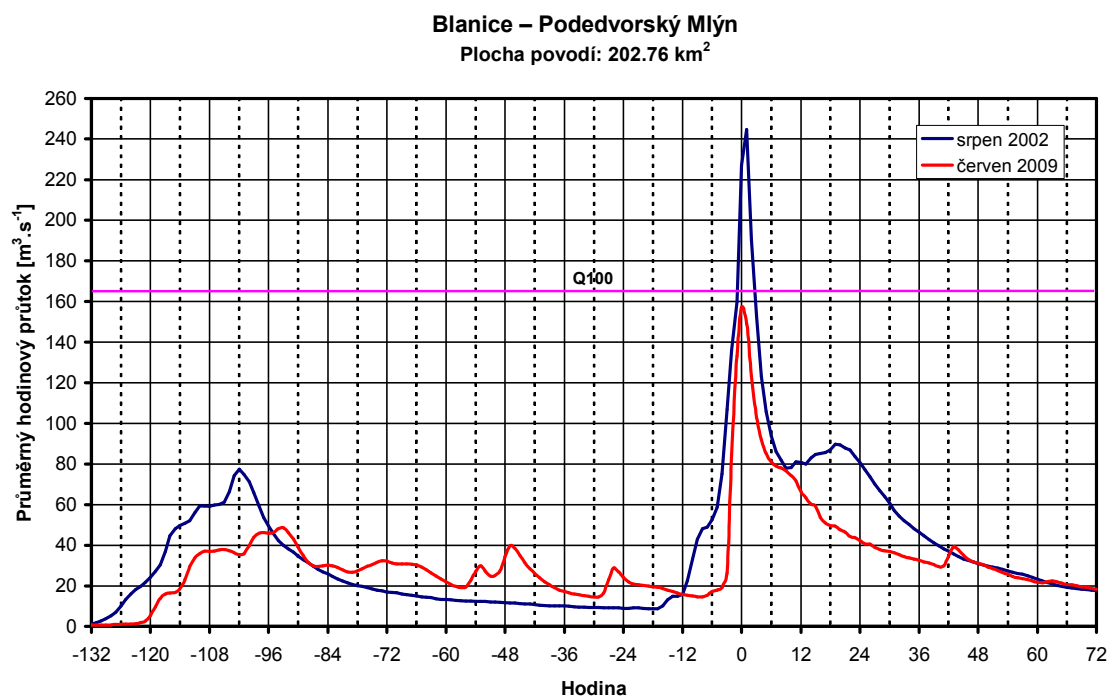
Na Obr. 6.1 je znázorněno srovnání hydrogramů průběhu povodní z let 1997 a 2009 na příkladu profilu Vidnava na Vidnávce. Zatímco velikost kulminačních průtoků je srovnatelná, rozdíly tvaru povodňové vlny a jejím objemu jsou více než zřetelné. O to více vyniká nebezpečí povodní přívalového charakteru v porovnání s povodněmi způsobenými dlouhotrvajícími regionálními srážkami. Toto nebezpečí spočívá zejména v podstatně větší rychlosti nástupu povodně, a tudíž i v menší možnosti varování a příprav na případnou evakuaci a záchranu majetku a životů občanů.

Z Obr. 6.2 je patrné, že povodeň v srpnu roku 2002 byla z hlediska velikosti kulminačního průtoku na povodí horního toku Blanice (nad nádrží Husinec) daleko významnější než povodeň v červnu 2009. Navíc je evidentní, že i když šlo v roce 2002 převážně o regionální (a nikoliv přívalové) srážky, rychlost vzestupu povodňové vlny svědčí o jejich poměrně velké intenzitě vzhledem k ploše zasaženého povodí, a proto rozdíly v tvaru obou povodňových vln nejsou tak zřetelné v porovnání s předcházejícím případem znázorněným na Obr. 6.1. Srovnatelné je i nasycení území předcházejícími srážkami, které bylo v obou případech velmi silné a negativně ovlivnilo velikost odtoku při obou povodňových situacích.

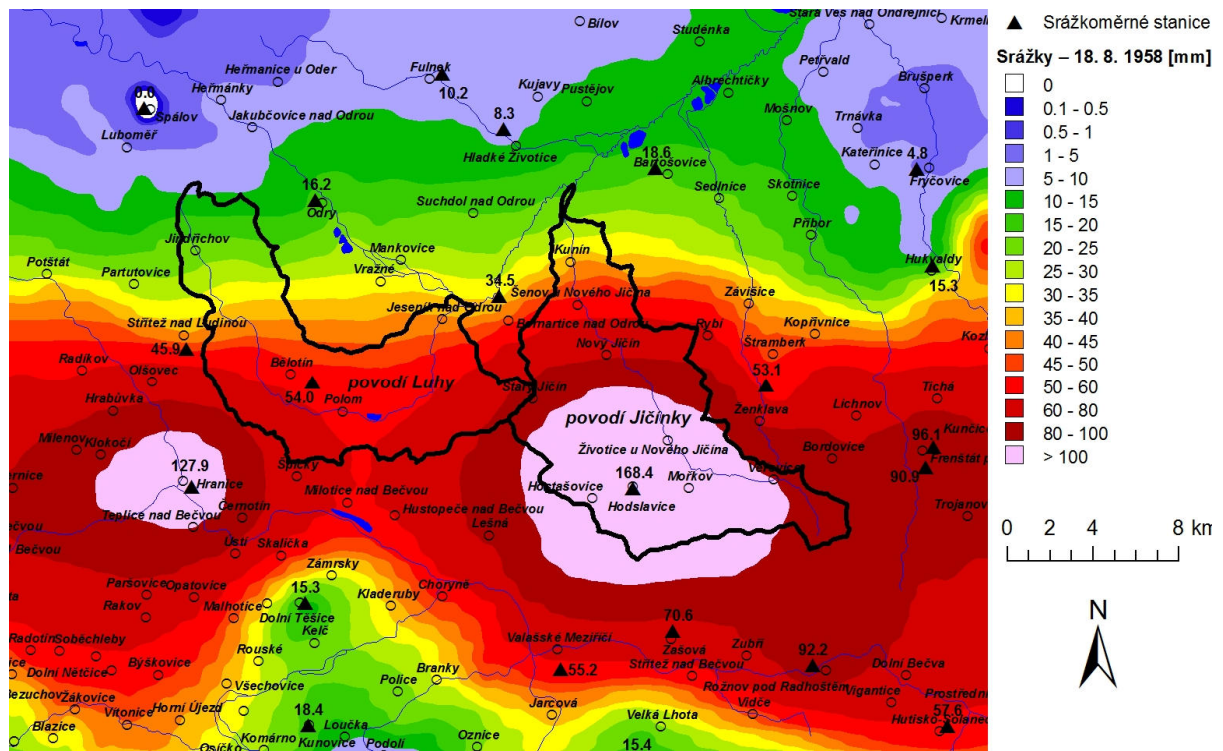
Na závěr této kapitoly je nutné zmínit přívalovou povodeň, která se vyskytla na Novojičínsku z 18. na 19. srpna roku 1958. Odhad plošného rozložení srážek získaný interpolací denních srážkových úhrnů naměřených ve srážkoměrných stanicích je na Obr. 6.3. Průběh povodně je popsán v článku Čerkašina [7], ve kterém jsou uvedeny i odhady velikosti kulminačních průtoků. V textu však není popsána metodika výpočtu, takže vzájemné porovnání použitých způsobů odvození nelze provést. Velikost kulminačního průtoku na Jičince v Novém Jičíně však s velkou pravděpodobností přesáhla dnešní platnou hodnotu 100letého průtoku. Dále je z textu článku zřejmé, že i když příčinné srážky 18. srpna 1958 byly místy vydatnější než 24. června 2009 (např. ve srážkoměrné stanici Hodslavice), jejich trvání bylo delší, a tudíž byly zřejmě méně intenzivní. I tehdejší odhady kulminačních průtoků svědčí o tom, že červnová povodeň v roce 2009 byla pravděpodobně významnější v porovnání s povodní v srpnu 1958.



Obr. 6.1 Porovnání hydrogramů povodňových vln na Vidnávce v profilu Vidnava



Obr. 6.2 Porovnání hydrogramů povodňových vln na Blanici v profilu Podedvorský Mlýn



Obr. 6.3 Odhad plošného rozložení denních srážkových úhrnů na Novojičínsku dne 18. 8. 1958

7. ZÁVĚRY A CELKOVÉ ZHODNOCENÍ

Přívalové povodně jsou jevem, který se nejčastěji vyskytuje v období cca od poloviny května do poloviny září, protože v tomto období nastávají i příslušné synoptické situace, které podmiňují výskyt příčinných přívalových srážek. Mezi tyto situace patří nejčastěji přechod zvlněných studených front nebo příliv teplého, vlhkého a labilně zvrstveného vzduchu. Obě situace způsobují vzestupné pohyby vzduchu a vytváření konvekční oblačnosti s častým výskytem bouřek. Druhá v pořadí zmíněná situace zapříčinila přívalové povodně na území ČR v červnu a červenci 2009.

Výjimečnost hydrometeorologické situace v poslední dekádě června a na začátku července nespočívala proto ani tak ve výskytu přívalových srážek a přívalových povodní, ale v tom, že vzhledem k typu synoptické situace (východní až jihovýchodní proudění) trvala poměrně velice dlouhou dobu, silnými srážkami a následnými přívalovými povodněmi byla postihována často stejná území, a v neposlední řadě ve výskytu katastrofální přívalové povodně na Novojičínsku, kde mohutné přívalové deště zasáhly souvislé území o rozloze mnoha desítek km².

Průtokové vyhodnocení nejméně zasažených toků bylo velmi obtížné, protože za absence přímých měření průtoků je v podstatě jedinou možností využití modelů, a to buď srážkoodtokových nebo hydraulických. Odhady parametrů srážkoodtokového modelu, příp. odhady koeficientu drsnosti za situace, kdy voda nese značné množství spláví, splavenin a plavenin, jsou však zatíženy značnou nejistotou.

Kulminační průtoky na nejméně zasažených povodích (zejména na Novojičínsku) často značně přesáhly stávající hodnoty 100letých průtoků a rovněž maximální specifické odtoky byly velmi významné (zejména na povodí Jičinky).

Koeficienty přímého odtoku (podíl přímého odtoku a příčinných srážek) však nedosahovaly nikterak extrémních hodnot v porovnání s odtokovými koeficienty u regionálních povodní (červenec 1997 nebo srpen 2002). Podstatou rozdílu je odlišnost ve vytváření povodňového odtoku za přívalových a regionálních povodní. U přívalových povodní tvoří převážnou část odtoku povrchový odtok, který vzniká v důsledku překročení infiltračních schopností půdního povrchu, přičemž půda je schopná stále určitou část vody absorbovat. Oproti tomu u regionálních povodní je vlivem menší intenzity deště sice v počáteční fázi veškerá srážková voda infiltrována, ale vlivem dlouhotrvajících srážek může postupně dojít k úplnému nasycení půdního profilu. Půda jako celek již není schopná další

vodu přijímat, a dochází k výronu podpovrchové vody (např. v patě svahu), který po ukončení srážkové činnosti jen pomalu odeznívá.

Za situací povodní vzniklých následkem dlouhotrvajících regionálních srážek proto může dojít k vyčerpání retenčních schopností krajiny, zatímco u přívalových povodní většinou nikoliv. Z rozboru těchto poznatků proto vyplývá důležitost sledování a hodnocení vlivu retenčních schopností krajiny při vytváření povodňového odtoku a jeho jednotlivých složek, jakými jsou povrchový či hypodermický odtok.

V budoucnu je nadále nutné počítat s výskytem přívalových povodní (včetně katastrofálních) na našem území, přičemž nelze vyloučit, že s případnými dopady změn klimatu může jejich výskyt i narůstat. Na základě údajů z posledních 15–20 let se může jevit, že počet přívalových povodní a obecně extrémních hydrologických jevů narůstá, ale na druhé straně je nutné konstatovat, že v této době se značně zvýšila obecná informovanost o těchto událostech, což může skutečnost částečně zkreslovat.

Fakt, že extrémní přívalové povodně nejsou na území ČR z dlouhodobého hlediska výjimečným jevem, je potvrzen historickými záznamy, které dokládají nejen výskyt obdobné meteorologické situace se srovnatelnými následky (v roce 1875), ale výskyt i mnohem katastrofálnějších povodní (v květnu 1872) oproti těm, které postihly Českou republiku v roce 2009.

Doporučení a návrhy opatření:

- Zavést systematickou evidenci výskytu významných přívalových povodní (s dobou opakování kulminačního průtoku alespoň 100 let) s cílem zjištění možného trendu v četnosti jejich výskytu.
- Provést celoplošné zpracování radarových odhadů sum srážek (za cca 30 minut až 3 hodiny) s cílem detekce oblastí s častějším výskytem přívalových srážek.
- Provést verifikaci hodnot N-letých průtoků na Kamenici a dolní Ploučnici. Zdá se, že výrazné překročení hodnot 100letých průtoků na Kamenici a zejména na povodí Bystré příliš neodpovídá velikosti spadlých srážek.
- Rozšířit programové vybavení ČHMÚ na zpracování průtoků o možnost exportu hodnot průtoků v kroku kratším než hodinovém, který se ukázal jako nedostatečný pro vystižení hydrogramu průběhu povodňové vlny způsobené přívalovými srážkami.

Literatura:

- [1] *Havelka, J. – Daňhelka, J. – Černá, L. (2009):* Týdenní zpráva o hydrometeorologické situaci v České republice. Zpráva č. 25. Vydáno 24. června 2009, ČHMÚ
- [2] *Havlík, A. – Matoušek V. (2005):* Srážko-odtokové a korytotvorné procesy v povodí toků, Výroční zpráva. Projekt VaV – SL/1/13/04.
- [3] *Řiřicová, P. a kol. (2007):* Vývoj metod predikce stavů sucha a povodňových situací na základě infiltračních a retenčních vlastností půdního pokryvu ČR. [Souhrnná závěrečná zpráva ČHMÚ a VÚMOP projektu VaV 1D/1/5/05]. Praha, ČHMÚ 2007.
- [4] *Šercl, P. (2008):* Hodnocení metod odhadu plošných srážek. Meteorologické Zprávy, roč. 61, číslo 2, s. 33–43.
- [5] *US Army Corps of Engineers (2000):* Hydrologic Modeling System HEC-HMS, technical reference manual.
- [6] *US Army Corps of Engineers (2008):* HEC-RAS River Analysis System, hydraulic reference manual.
- [7] *Čerkašin, A. (1959):* Povodeň na Zrzávce. Vodní hospodářství, číslo 12/1959, s. 538–541.
- [8] *Kulasová, B. et al (1996):* Metodické postupy odvozování návrhových extrémních povodní pro posuzování bezpečnosti přehrad. ČHMÚ, Praha.

Příloha:

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z června a července 2009 s využitím hydraulických výpočetních postupů

Zadavatel:

Český hydrometeorologický ústav
Na Šabatce 17
140 00 Praha 4 - Komořany

Zhotovitel:

Doc. Ing. Aleš Havlík, CSc. - REVITAL
Suchý vršek 13
158 00 Praha 5

Hlavní řešitel:

Doc. Ing. Aleš Havlík, CSc. - REVITAL
Suchý vršek 13
158 00 Praha 5

Spolupracovníci:

Barbora Havlíková
Matyáš Krijt

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

OBSAH :

1 ÚVOD	3
2 METODIKA VYHODNOCENÍ.	5
2.1 Nerovnoměrné ustálené proudění v otevřených korytech	5
2.2 Hydraulika objektů za povodní	6
2.3 Neustálené proudění v otevřených korytech	9
3 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU VE VYBRANÝCH PROFILECH NA NOVOJIČÍNSKU	11
3.1 Jičínka – profil Žilina	11
3.2 Zrzávka – profil Bludovice.	15
3.3 Jičínka – profil LS Nový Jičín	20
3.4 Jičínka – profil Kunín	25
3.5 Luha – profil Bělotín.	30
3.6 Luha – profil Jeseník nad Odrou.	33
3.7 Sedlnice – profil Ženklava	38
3.8 Sedlnice – profil Sedlnice	44
4 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU VE VYBRANÝCH PROFILECH NA JESENICKU.	48
4.1 Stříbrný potok – profil LS Žulová.	48
4.2 Skorošický potok – profil Skorošice	51
4.3 Javornický potok – profil Javorník.	56
4.4 Vojtovický potok – profil Bernartice.	60
4.5 Černý potok – profil LS Velká Kraš	65
4.6 Vidnávka – profil LS Vidnava	69
5 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU VE VYBRANÝCH PROFILECH NA DĚČÍNSKU	73
5.1 Bystrá – profil Benešov nad Ploučnicí	73
5.2 Kamenice – profil LS Srbská Kamenice	80
6 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA VOLYŇCE	85
6.1 Volyňka – profil LS Sudslavice	85
7 SOUHRN VÝSLEDKŮ	90

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

1. ÚVOD

Na přelomu června a července zasáhla řadu povodí na našem území vlna bouřkových situací, které byly doprovázeny srážkovými epizodami s vysokými intenzitami a úhrny srážek. Odezvou byly povodňové vlny s kulminačními průtoky s malými pravděpodobnostmi výskytu a velmi rychlými vzestupnými větvemi hydrogramů.

Na pozorovaných profilech se maximální vodní stavy objevovaly vysoko nad platností měrných křivek limnigrafických stanic. Navíc většina povodňových vln postihla toky bez pozorování. Proto se aplikace hydraulických výpočetních postupů ukázala jednou z možností, jak vyhodnotit kulminační průtoky.

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

Oblast Novojičínska:

- ✿ Jičínka – profil Žilina
- ✿ Zrzávka – profil Bludovice
- ✿ Jičínka – profil Nový Jičín
- ✿ Jičínka – profil Kunín
- ✿ Luha – profil Bělotín
- ✿ Luha – profil Jeseník nad Odrou
- ✿ Sedlnice – profil Ženklava
- ✿ Sedlnice – profil Závišice
- ✿ Sedlnice – profil Sedlnice
- ✿ Velička – profil Hranice na Moravě

Oblast Rychlebských hor:

- ✿ Stříbrný potok – profil LS Žulová
- ✿ Skorošický potok – profil Skorošice
- ✿ Javornický potok – profil Javorník
- ✿ Vojtovický potok – profil Bernartice
- ✿ Černý potok – profil LS Velká Kraš
- ✿ Vidnávka – profil LS Vidnava

Oblast Děčínska

- ✿ Bystrá – profil Benešov nad Ploučnicí
- ✿ Kamenice – profil Srbská Kamenice

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Oblast Šumavy

✿ Volyňka – profil LS Sudslavice

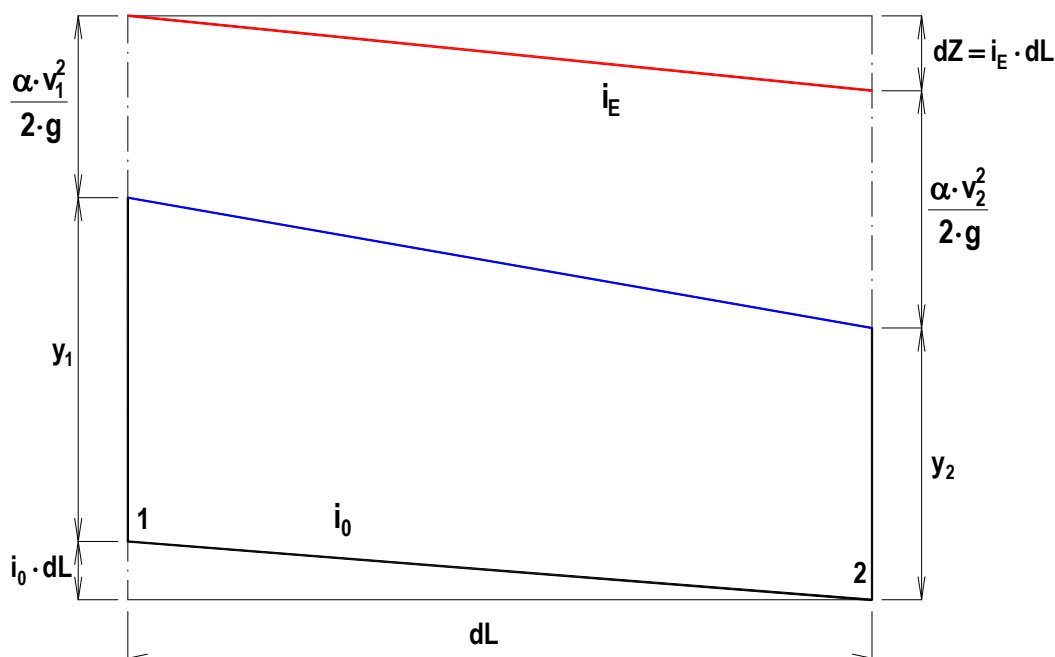
2 METODIKA VYHODNOCENÍ

2.1 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 charakteristiky proudění 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 kolmicí ke dnu.

Průběh hladiny mezi 2 sousedními profily je znázorněn na obrázku 2.1



Obr. 2.1 - Průběh hladin při nerovnoměrném proudění

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

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 bystřinné).

2.2 Hydraulika objektů za povodní

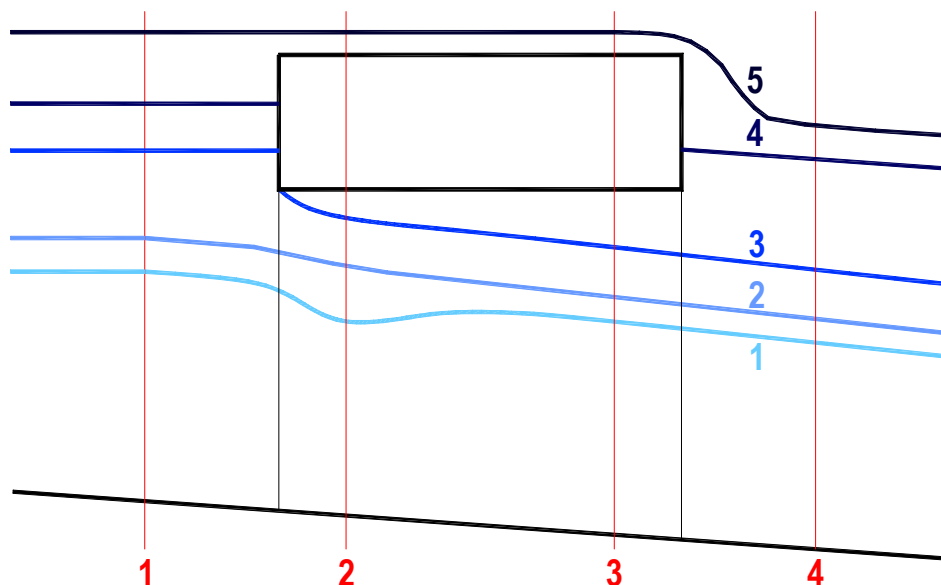
Výpočet vzduť hladiny mostním objektem

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.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

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 [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]
 Q – průtok mostním objektem [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]
 S_M – průtočná plocha mostního profilu 2 [m^2]
 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_d z profilu 4 těsně za mostem. Hloubka y_2 bývá rovněž označována jako y_o , 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.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

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 tak zvaným 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 Neustálené proudění

Fyzikální principy, které řídí proudění v otevřených korytech jsou principy zachování hmoty a zachování hybnosti. Tyto zákony jsou matematicky vyjádřeny ve formě parciálních diferenciálních rovnic. K výraznému zjednodušení dojde, když použijeme obdobné předpoklady jako v případě nerovnoměrného proudění

Rovnici kontinuity můžeme potom napsat ve tvaru

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (2.15)$$

kde t – čas [s]

q – boční přítok na jednotku délky [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$]

Výslednou formu rovnice hybnosti je možné vyjádřit ve tvaru

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \cdot \frac{Q^2}{S} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (\mathbf{g} \cdot \mathbf{y} \cdot S) = \mathbf{g} \cdot S \cdot (\mathbf{i}_0 - \mathbf{i}_E) + q \cdot \mathbf{v}_P \cdot \cos \varphi \quad (2.16)$$

kde v_P – rychlost ve směru přítoku, který s hlavním směrem uzavírá úhel φ [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]

φ – úhel mezi směrem x (směr hlavního proudu) a směrem přítoku [$^\circ$]

Soustava diferenciálních rovnic je často známa rovněž pod názvem rovnice Saint Venantovy. Tyto rovnice jsou často uváděny i v redukované formě po substituci a vydělení průtočnou plochou

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \mathbf{g} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = \mathbf{g} \cdot (\mathbf{i}_0 - \mathbf{i}_E) + \frac{q}{S} (v_P \cdot \cos \varphi - v) \quad (2.19)$$

Za povodňových situací proudí často voda v široké údolní nivě. Podmínky proudění jsou v korytě a inundaci natolik rozdílné, že bychom s předloženou soustavou rovnic nevystačili. Fread a Smith [12] doporučili tento problém řešit rozdělením na oddělená koryta a vyjádřením členů zachování hmoty a zachování hybnosti pro každou část samostatně. Pro zjednodušení problému použili následující zjednodušující předpoklady

- Sklon hladiny je v každém profilu kolmý na směr toku.
- Přenos hybnosti mezi korytem a inundací je zanedbatelný.
- Rozdělení průtoků v profilu je přímo úměrné rozdělení modulů průtoků.

Pro průtok v korytě potom platí

$$Q_K = \phi \cdot Q \quad (2.20)$$

kde Q_K – průtok v korytě [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]

ϕ – součinitel vyjadřující, jaká část z celkového průtoků proudí v korytě [–]

Pro součinitel ϕ platí

$$\phi = \frac{K_K}{K_K + K_I} \quad (2.21)$$

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

kde K_k – modul průtoku koryta [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]
 K_I – modul průtoku pro inundační území [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]

Za užití těchto předpokladů je možné jednorozměrné pohybové rovnice upravit do následující soustavy

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial(\phi \cdot Q)}{\partial x_K} + \frac{\partial((1-\phi)^2 Q)}{\partial x_I} = 0 \quad (2.22)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial\left(\frac{\phi^2 \cdot Q^2}{S_K}\right)}{\partial x_K} + \frac{\partial\left(\frac{(1-\phi)^2 \cdot Q^2}{S_I}\right)}{\partial x_I} + g \cdot S_K \cdot \left(\frac{\partial y}{\partial x_K} + i_{EK}\right) + g \cdot S_I \cdot \left(\frac{\partial y}{\partial x_I} + i_{EI}\right) = 0 \quad (2.23)$$

kde K, I – jsou indexy označující koryto a inundační území

Zatímco v případě obecné diferenciální rovnice nerovnoměrného proudění byla hledána řešení přímé integrace alespoň pro případ prizmatického koryta, v případě podstatně složitějších řídicích rovnic popisujících neustálené proudění byla rovnou hledána pouze numerická řešení s využitím metody konečných diferencí. Na rozdíl od řešení nerovnoměrného proudění (metoda po úsecích) bylo zpracováno několik výrazně odlišných řešení.

Jedním z postupů je řešení nelineárních rovnic pomocí Newton-Raphsonovy iterační metody. Tento postup se stal základem mimo jiné matematického modelu 1D neustáleného proudění v otevřených korytech UNET, který je součástí systému HEC-RAS.

3 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU VE VYBRANÝCH PROFILECH NA NOVOJIČÍNSKU

3.1 Jičínka – profil Žilina

Pro odhad kulminačního průtoku na Jičínce nad soutokem se Zrzávkou byl vybrán úsek na dolním konci obce Žilina dlouhý téměř 1000 m. Zaměření toku bylo převzato ze studie odtokových poměrů, kterou nechal v minulosti zpracovat správce toku Lesy ČR. Umístění tratě je znázorněno na obrázku 3.1.



Obr 3.1 Poloha měrné tratě pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Jičínce v Žilině.

V posuzovaném úseku bylo zaměřeno celkem 7 stop, jednalo se především o linie na omítce objektů v dosahu záplavy. Upravené koryto mělo pravidelný lichoběžníkový profil, na obou březích rostly ojedinělé vrostlé stromy, které zpravidla nepřekaly velké hydrodynamické namáhání vodního proudu. Proto byl součinitel drsnosti koryta uvažován $n_k = 0.045$.

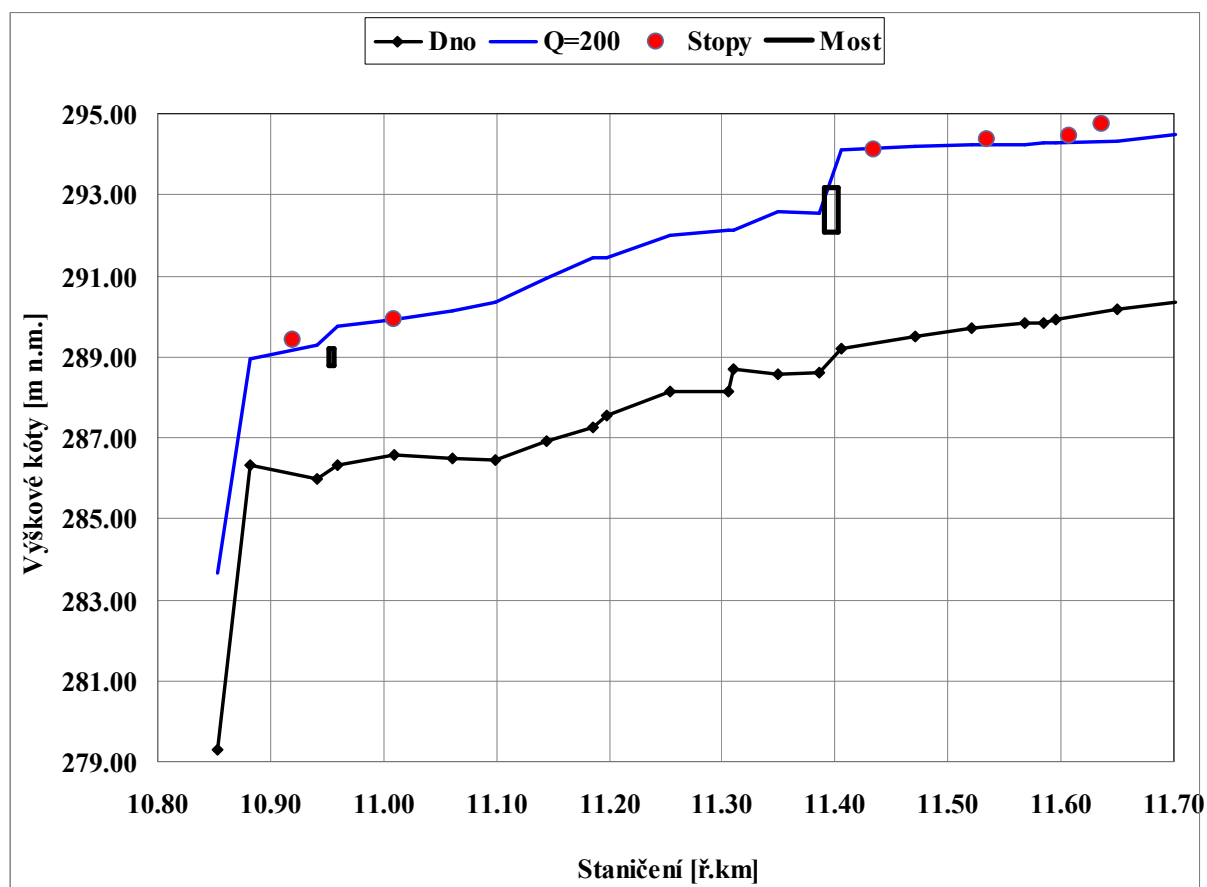
Úrovní zaměřených stop nejlépe vyhovoval průběh hladin při průtoku $Q = 200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně úrovní všech zaměřených stop z povodně z roku 2009 je dokumentován v tabulce 3.1 a na obrázku 3.2.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Tab. 3.1 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Žilina na Jičínce

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
10.829	279.57	283.46		283.89	0.0050	2.90	58.6	20.9	0.55
10.853	279.30	283.67		283.99	0.0033	2.53	67.2	16.5	0.40
10.876	Pevný jez								
10.881	286.33	288.94		289.29	0.0052	2.71	70.4	45.2	0.57
10.92			289.43						
10.941	286.00	289.29		289.65	0.0065	3.21	122.6	122.4	0.64
10.952	Silniční most								
10.967	286.32	289.77		289.98	0.0040	2.58	161.5	145.4	0.50
11.010	286.59	289.94	289.90	290.24	0.0061	3.15	145.3	152.1	0.61
11.060	286.50	290.14		290.61	0.0068	3.43	105.8	101.0	0.66
11.100	286.44	290.36		290.94	0.0083	4.00	93.3	72.0	0.72
11.144	286.90	290.95		291.51	0.0072	3.90	98.7	97.0	0.68
11.185	287.24	291.45		291.74	0.0039	2.92	139.1	126.2	0.50
11.194	Stupeň ve dně								
11.198	287.57	291.45		291.89	0.0070	3.20	100.8	116.1	0.65
11.254	288.16	292.01		292.13	0.0023	2.19	210.2	165.0	0.39
11.305	288.15	292.11		292.32	0.0037	2.68	164.8	144.8	0.49
11.308	Stupeň ve dně								
11.310	288.71	292.11		292.58	0.0068	3.53	101.8	109.9	0.66
11.350	288.57	292.60		292.76	0.0025	2.12	168.6	143.7	0.41
11.385	288.60	292.56		293.76	0.0113	4.90	42.0	71.8	0.88
11.396	Silniční most								
11.423	289.20	294.10		294.21	0.0014	1.84	221.5	167.8	0.31
11.434			294.11						
11.471	289.49	294.21		294.26	0.0006	1.19	306.2	213.8	0.20
11.521	289.69	294.24		294.30	0.0008	1.35	282.3	182.0	0.23
11.535			294.35						
11.568	289.82	294.24		294.36	0.0014	2.06	217.0	139.0	0.33
11.584	289.84	294.26		294.39	0.0016	2.03	205.8	139.0	0.33
11.591	Zničená lávka pro pěší								
11.596	289.90	294.27		294.41	0.0017	2.12	205.9	139.0	0.35
11.607			294.43						
11.637			294.75						
11.649	290.16	294.32		294.60	0.0031	2.79	136.9	99.0	0.47
11.71			295.02						
11.702	290.36	294.48		294.93	0.0048	3.36	96.9	60.1	0.57

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 3.2 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q=200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Žilina na Jičínce s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Stav řešeného úseku Jičínky v Žilině bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 3.1 až 3.2.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.1 – Stav koryta Jičínky v Žilině v posuzovaném úseku.



Foto 3.2 – Zaměření stopy po kulminační hladině na objektu nad hlavním silničním mostem.

3.2. Zrzávka – profil Bludovice

Úsek pro stanovení kulminačního průtoku na Zrzávce byl podobně jako v případě Jičínky vybrán blízko soutoku s Jičínkou v obci Bludovice (obrázek 3.3).



Obr 3.3 Poloha měrné tratě pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Zrzávce v Bludovicích.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

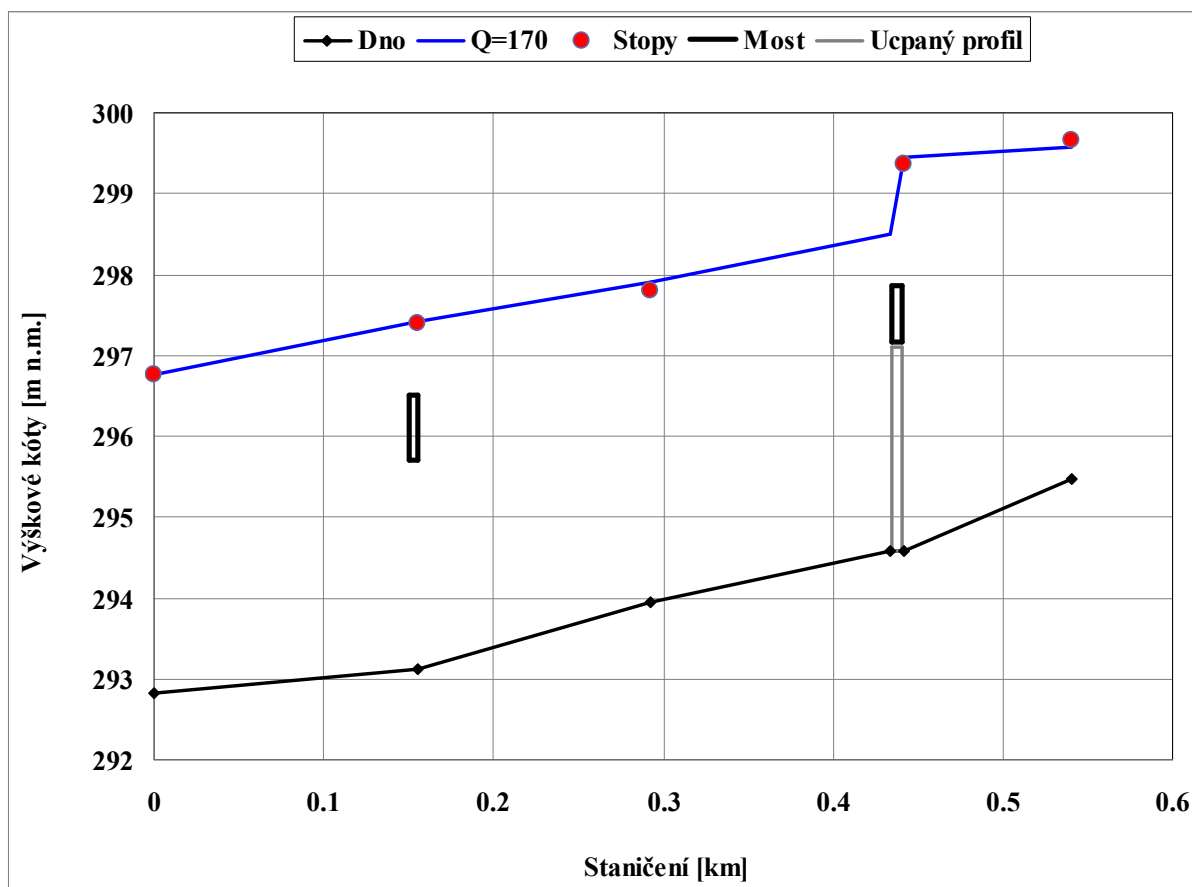
V posuzovaném úseku bylo zaměřeno 5 údolních profilů a stejný počet stop po kulminační hladině, jednalo se především o linie na omítce objektů v dosahu záplavy. Upravené koryto mělo lichoběžníkový profil, na korytě byly patrné stopy po průběhu povodňového průtoku (eroze a nánosy), mostní objekty na toku byly poničeny, stejně jako násep železnice vedoucí podél koryta. Součinitel drsnosti koryta byl uvažován v rozsahu $n_k = 0.05$ až 0.06 podle místních podmínek erozních změn na korytě a částečného ucpání profilu větvemi z poničené doprovodné vegetace. Horní most byl v průběhu povodně dle informace správce toku zcela ucpán, při výpočtech byl proto uvažován pouze přepad přes těleso mostovky.

Úrovní zaměřených stop nejlépe vyhovoval průběh hladin při průtoku $Q = 170 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně úrovní všech zaměřených stop z povodně z roku 2009 je dokumentován v tabulce 3.2 a na obrázku 3.4.

Tab. 3.2 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 170 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Bludovice na Zrzávce

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
0.000	292.82	296.77	296.77	299.88	0.0037	2.60	111.2	78.9	0.45
0.148	293.13	297.38		299.59	0.0018	1.89	155.3	70.9	0.31
0.152	Silniční most								
0.155	293.13	297.41	297.40	299.52	0.0020	1.95	149.9	70.9	0.32
0.292	293.95	297.90	297.79	298.07	0.0030	2.14	175.5	113.8	0.38
0.434	294.59	299.36		297.58	0.0037	2.04	138.8	144.4	0.37
0.438	Silniční most								
0.442	294.59	299.44	299.36	297.56	0.0039	2.07	136.8	144.4	0.37
0.540	295.47	299.58	299.66	296.95	0.0043	2.34	144.2	108.7	0.40

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 3.4 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q=170 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Bludovice na Zrzávce

Situace řešeného úseku Zrzávky v Bludovicích bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 3.3 až 3.5.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.3 – Poničený cestní most přes Zrzávku v Bludovicích



Foto 3.4 – Přímý úsek Zrzávky v Bludovicích po povodni s důsledky chodu splavenin



Foto 3.5 – Jeden z objektů v obci Bludovice v dosahu záplavy s liniovou stopou po maximální hladině.

3.3 Jičínka – profil LS Nový Jičín

K vyhodnocení kulminačního průtoku v profilu limnigrafické stanice Nový Jičín na Jičínce byla vybrána trať v délce 1000 m pod profilem limnigrafické stanice. Upravené koryto je zde mimořádně zahloubeno, a proto i v průběhu kulminace povodně došlo pouze k lokálnímu nevýznamnému vybřežení hladiny vody z koryta. Zaměření bylo převzato ze studie odtokových poměrů, kterou zpracoval správce toku podnik povodí Odry, s.p. Rozsah a umístění měrné tratě jsou patrné z leteckého snímku na obrázku 3.5.



Obr. 3.5 – Poloha měrné tratě pro vyhodnocení průtoku na Jičínce v Novém Jičíně

Kromě úrovně maximální hladiny ze záznamu limnigrafické stanice byly v úseku pod limnigrafickou stanicí zaměřeny další 2 stopy. V okolí lávky pro pěší se jednalo o čáru hladiny na budově skladu v místě lokálního vybřežení hladiny, nad pevným jezem to byly linie ulehlé trávy a usazených větviček a listů. Koryto mělo v řešeném úseku pravidelný upravený charakter. Břehy byly zatravněny, na pravém břehu se vyskytovaly vzrostlé vrby, jejichž kmeny byly účinkem povodně ohnuty ve směru proudění. Dle kalibrace drsností na základě starších hydrometrických měření byla hodnota součinitele drsnosti koryta uvažována $n_k = 0.033$, v úseku nad lávkou z důvodu výskytu několika rostoucích stromů $n_k = 0.035$.

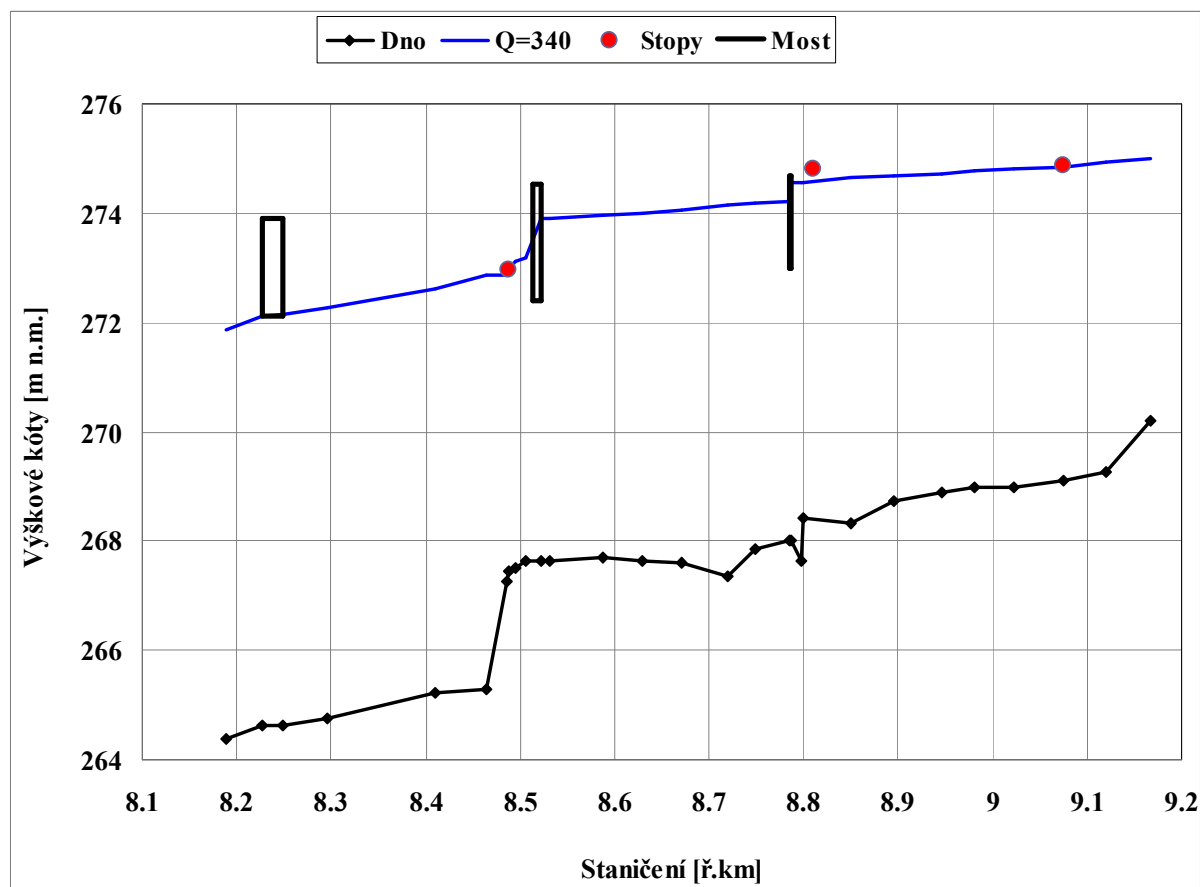
Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Zjištěným stopám nejlépe odpovídal průtok $Q = 340 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně úrovní zaměřených stop je zpracován v tabulce 3.3 a na obrázku 3.6. Profil limnigrafické stanice Nový Jičín se nachází ve staničení **ř.km 9.075**.

Tab. 3.3 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 340 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Nový Jičín na Jičínce.

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
8.188	264.39	271.87		272.21	0.0025	2.67	135.4	30.5	0.38
8.226	264.62	272.11		272.31	0.0008	1.98	171.5	26.0	0.25
8.237	Silniční most								
8.248	264.62	272.14		272.33	0.0008	1.97	172.3	26.0	0.24
8.295	264.75	272.27		272.41	0.0013	1.87	241.4	88.2	0.25
8.409	265.23	272.63		272.80	0.0204	1.88	220.4	57.7	0.26
8.465	265.27	272.87		273.11	0.0022	2.18	156.3	31.4	0.31
8.486	267.25	272.87		273.35	0.0027	3.12	114.6	32.6	0.49
8.487	Pevný jez								
8.488	267.45	272.99	272.95	273.41	0.0022	2.90	123.0	32.6	0.44
8.495	267.50	273.13		273.48	0.0018	2.59	131.0	34.9	0.43
8.506	267.62	273.17		273.50	0.0019	2.57	132.3	33.8	0.41
8.514	Silniční most								
8.522	267.62	273.90		274.13	0.0012	2.15	157.9	36.0	0.33
8.531	267.62	273.91		274.15	0.0011	2.20	154.7	37.0	0.34
8.587	267.71	273.97		274.21	0.0011	2.19	155.6	39.7	0.35
8.629	267.62	274.01		274.26	0.0011	2.19	155.9	41.3	0.35
8.670	267.60	274.05		274.31	0.0011	2.25	151.3	42.9	0.36
8.719	267.35	274.15		274.36	0.0009	2.05	166.0	43.3	0.33
8.749	267.84	274.18		274.41	0.0011	2.15	158.3	40.9	0.35
8.785	268.00	274.22		274.48	0.0015	2.24	152.1	40.8	0.37
8.786	Lávka pro pěší								
8.787	268.00	274.56		274.77	0.0012	2.05	165.8	41.9	0.33
8.798	267.64	274.57		274.79	0.0012	2.06	164.8	41.6	0.33
8.799	Stupeň ve dně								
8.800	268.43	274.57		274.81	0.0014	2.17	156.9	41.6	0.36
8.810			274.80						
8.850	268.31	274.64		274.87	0.0010	2.12	161.8	43.5	0.34
8.896	268.72	274.67		274.93	0.0011	2.29	153.4	43.5	0.36
8.947	268.90	274.71		274.99	0.0013	2.37	148.6	43.7	0.38
8.981	268.99	274.77		275.04	0.0011	2.34	155.2	48.2	0.36
9.023	268.97	274.81		275.09	0.0011	2.38	163.3	69.0	0.38
9.075	269.12	274.84	274.87	275.17	0.0015	2.57	137.2	41.4	0.42
9.121	269.27	274.92		275.27	0.0018	2.64	128.8	35.9	0.44
9.167	270.20	275.01		275.43	0.0023	2.85	119.1	35.9	0.50

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 3.6 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q=340 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Nový Jičín na Jičince s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Stav koryta a objektů v řešeném úseku Jičinky v Novém Jičíně bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 3.6 až 3.9.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.6 – Koryto Jičínky po povodni v Novém Jičíně v úseku mezi limnigrafickou stanicí a lávkou

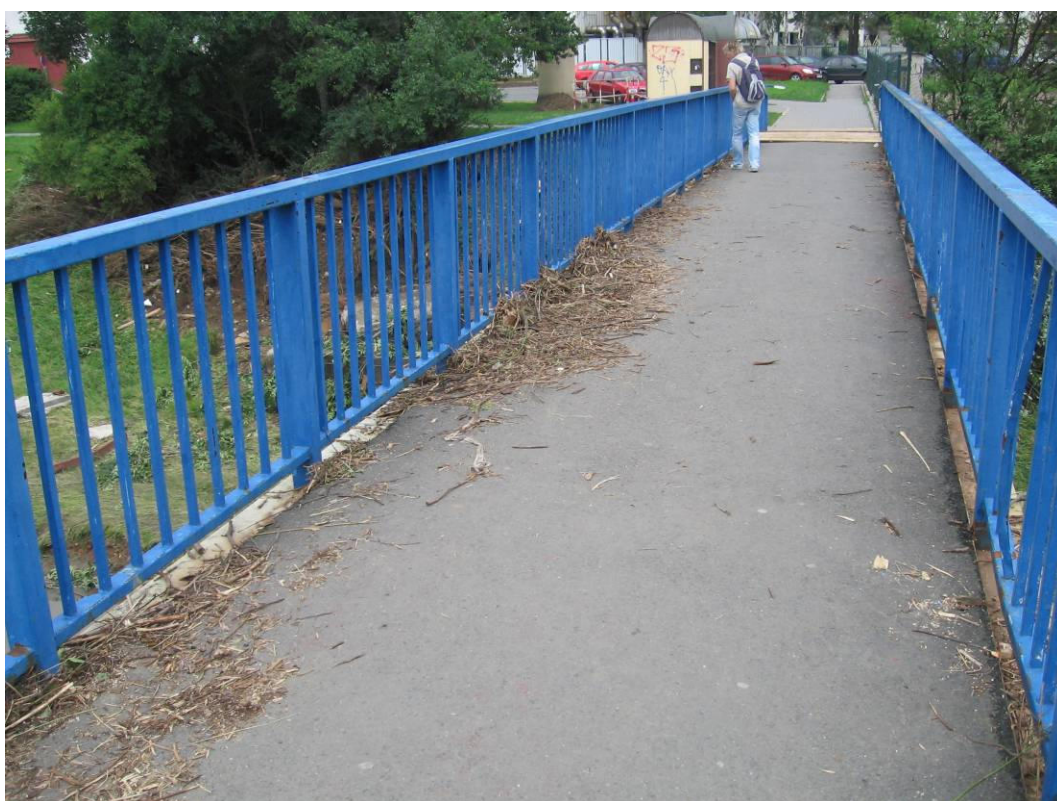


Foto 3.7 – Pozůstatky zachycené trávy na zábradlí lávky v důsledku lokálního vzduší

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



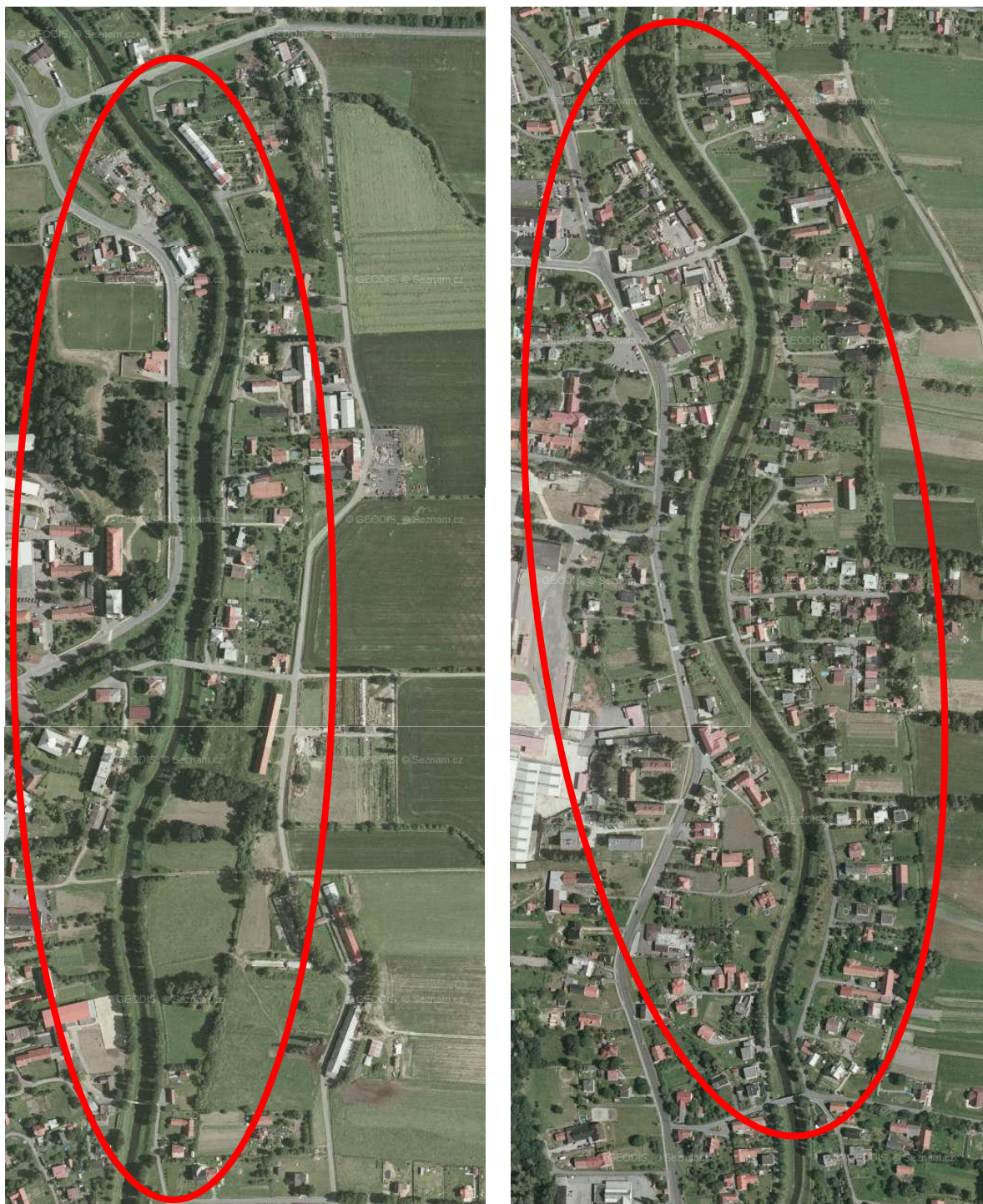
Foto 3.8 – Nátrž v okolí pravé břehové opěry lávky pro pěší přes Jičínku v Novém Jičíně



Foto 3.9 – Nátrž v okolí levé břehové opěry lávky pro pěší přes Jičínku v Novém Jičíně

3.4 Jičínka – profil Kunín

K vyhodnocení kulminačního průtoku v Kuníně byl vybrán dlouhý upravený úsek Jičínky. Zatravněné břehy koryta byly bez vegetace, okolní zástavba byla místy chráněna podélnými hráziemi. K výpočtům byl použit úsek dlouhý 3 km, zaměření bylo převzato ze studie odtokových poměrů, kterou zpracoval správce toku podnik povodí Odry, s.p. (viz obr. 3.7).



Obr. 3.7 – Poloha měrné tratě pro vyhodnocení průtoku na Jičínce v Kuníně

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

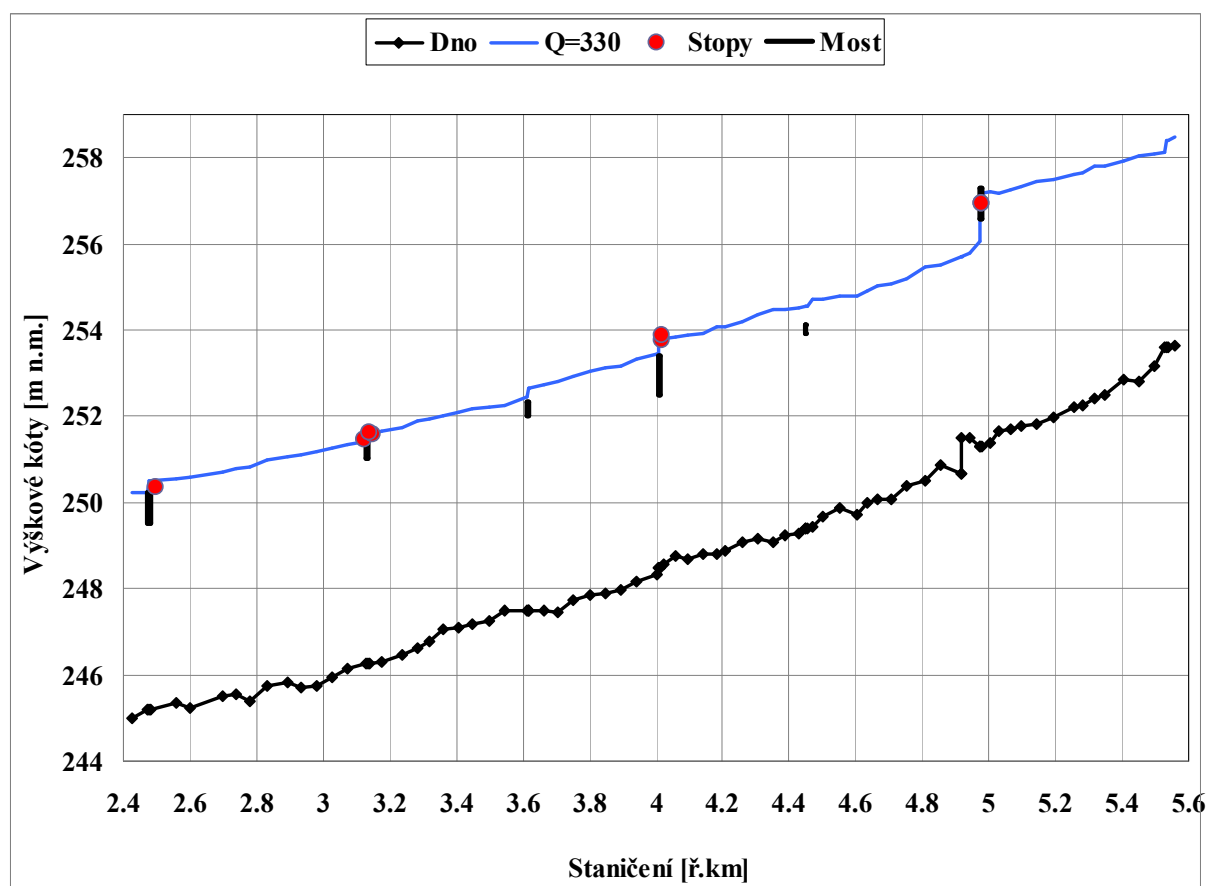
Tab. 3.4 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 330 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Kunín na Jičince

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
2.473	245.20	250.24		250.61	0.0013	2.68	123.3	35.5	0.46
2.477	Silniční most								
2.481	245.20	250.52		250.83	0.0011	2.48	133.0	35.5	0.41
2.500			250.34						
2.600	245.25	250.60		250.99	0.0013	2.77	120.8	33.9	0.45
2.779	245.37	250.81		251.29	0.0016	3.09	109.0	30.0	0.50
2.978	245.75	251.17		251.62	0.0016	2.97	112.7	32.0	0.49
3.125			251.48						
3.130	246.27	251.43		251.87	0.0020	2.96	111.5	32.6	0.51
3.134	Silniční most								
3.138	246.27	251.56	251.62	251.98	0.0018	2.85	116.0	33.0	0.48
3.150			251.56						
3.407	247.10	252.10		252.47	0.0017	2.81	177.4	110.0	0.47
3.614	247.51	252.46		252.94	0.0023	3.08	110.9	60.0	0.54
3.615	Lávka pro pěší								
3.617	247.51	252.67		253.09	0.0018	2.88	123.6	60.0	0.49
3.804	247.84	253.04		253.47	0.0020	2.97	147.1	90.0	0.51
4.006	248.48	253.45		253.90	0.0021	3.00	110.7	54.4	0.53
4.010	Silniční most								
4.014	248.48	253.76	253.77	254.13	0.0016	2.73	132.0	70.0	0.46
4.020			253.87						
4.180	248.80	254.07		254.46	0.0017	2.84	151.1	130.0	0.47
4.389	249.25	254.49		254.84	0.0017	2.79	196.0	120.0	0.47
4.450	249.38	254.56		254.97	0.0019	2.88	136.8	100.0	0.50
4.451	Zničená lávka pro pěší								
4.453	249.38	254.57		254.98	0.0018	2.87	136.0	90.0	0.49
4.666	250.08	255.02		255.50	0.0024	3.23	124.4	85.5	0.56
4.916	250.68	255.70		256.14	0.0015	2.94	112.4	30.5	0.49
4.918	Stupeň ve dně								
4.919	251.49	255.71		256.31	0.0031	3.44	95.8	30.4	0.62
4.971	251.29	256.08		256.75	0.0036	3.64	90.7	29.8	0.66
4.975	Silniční most								
4.979	251.29	257.17	256.93	257.52	0.0014	2.64	125.0	33.1	0.43
4.980			256.95						
5.193	251.97	257.51		257.92	0.0018	2.87	121.7	41.9	0.48
5.316	252.41	257.80		258.16	0.0016	2.74	173.9	163.7	0.46
5.530	253.60	258.14		258.71	0.0030	3.36	98.2	32.1	0.61
5.534	Silniční most								
5.538	253.60	258.42		258.90	0.0023	3.07	107.4	33.2	0.54

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

V úseku bylo zajištěno a zaměřeno celkem 8 stop po maximální hladině. Jednalo se zejména o linie na stavbách podél řeky. Koryto mělo v řešeném úseku pravidelný upravený charakter se zatravněnými břehovými svahy. Při výpočtech byla použita hodnota součinitele drsnosti koryta $n_k = 0.033$.

Zjištěným stopám nejlépe odpovídal průtok $Q = 330 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně úrovní zaměřených stop je zpracován v tabulce 3.4 a na obrázku 3.8.



Obr. 3.8 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 330 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Kunín na Jičince s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Stav řešeného úseku Jičinky v Kuníně bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 3.10 až 3.13.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.10 – Drobné poškození travního opevnění pod jedním z mostů na Jičínce v Kuníně



Foto 3.11 – Zcela nepoškozené koryto Jičínky v Kuníně na převážné délce řešeného úseku

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.12 - Podemletý pilíř jednoho z mostních objektů přes Jičínku v Kuníně



Foto 3.13 – Úroveň hladiny přesahovala v levé inundaci často i úroveň vysokého plotu

3.5 Luha – profil Bělotín

Na horním toku Luhy byl proveden odhad kulminačního průtoku na úseku řeky v obci Bělotín. Měrná trať délky 350 m obsahující 5 údolních profilů byla zaměřena v rámci řešení této studie. Rozsah a umístění měrné tratě jsou patrné z leteckého snímku na obrázku 3.9.



Obr. 3.9 – Poloha měrné tratě pro vyhodnocení průtoku na Luze v Bělotíně

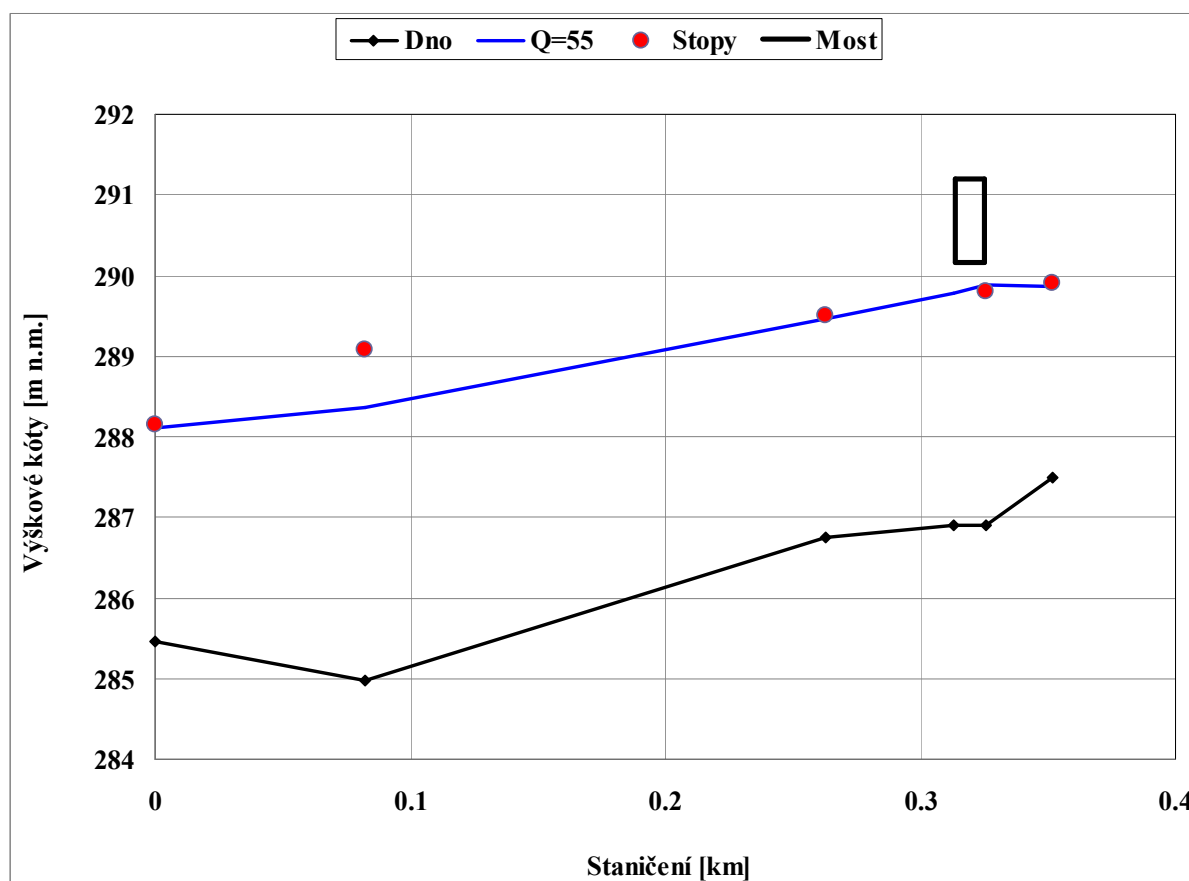
V úseku bylo zajištěno a zaměřeno 5 stop po maximální hladině. Jednalo se zejména o linie na stavbách podél řeky nebo stopy zachycené trávy. V okolí mostního objektu, kde bylo koryto upraveno, byly odpory koryta ohodnoceny velikostí součinitele drsnosti koryta $n_k = 0.040$, ve zbývající části toku s přirozeným neupraveným charakterem byla použita hodnota $n_k = 0.050$.

Zjištěným stopám nejlépe odpovídal průtok $Q = 55 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně úrovní zaměřených stop je zpracován v tabulce 3.5 a na obrázku 3.10. Stav řešeného úseku Luhy v Bělotíně bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 3.14 až 3.15.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Tab. 3.5 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 55 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Bělotín na řece Luze

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
0.000	285.46	288.11	288.15	288.20	0.0030	1.44	75.1	165.3	0.36
0.082	284.98	288.36	289.07	288.55	0.0053	2.10	50.3	102.9	0.46
0.263	286.75	289.47	289.50	289.75	0.0081	2.71	39.3	49.3	0.58
0.313	286.91	289.77		289.93	0.0019	1.83	35.7	137.8	0.38
0.320	Silniční most								
0.326	286.91	289.89	289.80	290.03	0.0016	1.72	38.5	142.2	0.35
0.352	287.49	289.87	289.90	290.13	0.0043	2.58	31.1	20.4	0.56



Obr. 3.10 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 55 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Bělotín na řece Luze s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



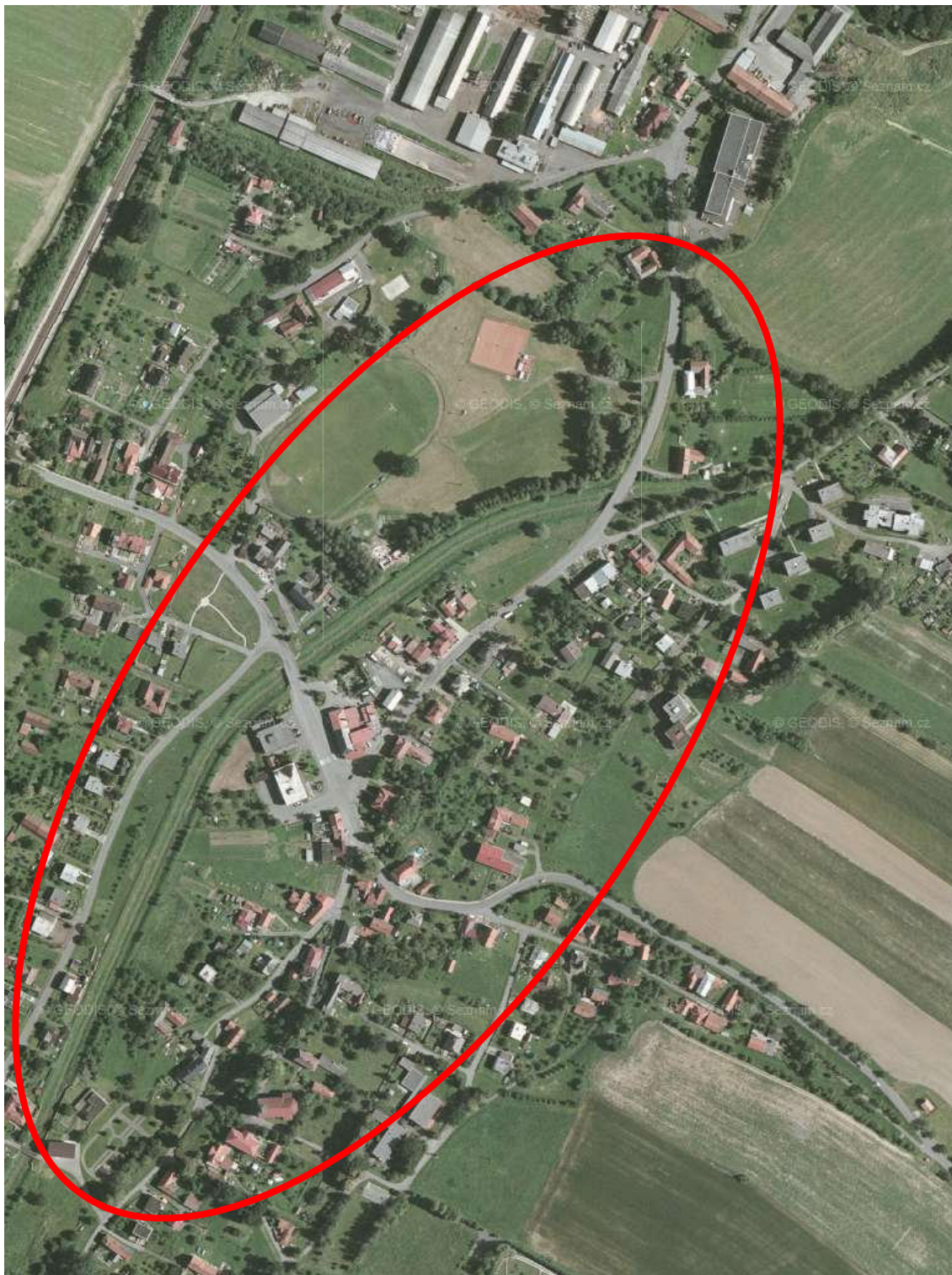
Foto 3.14 – Koryto Luhy nad silničním mostem s patrnými stopami po hladině na stavbách



Foto 3.15 – Typická stopa po kulminační hladině na jedné ze staveb včetně navlhle omítky do vyšší úrovně vlivem následného vzlínání vody

3.6 Luha – profil Jeseník nad Odrou

Trat' pro vyhodnocení kulminačního průtoku na dolním úseku řeky Luhy byla vybrána v obci Jeseník nad Odrou. Délka úseku byla 800 m (viz obrázek 3.11).



Obr. 3.11 – Poloha měrné tratě pro vyhodnocení průtoku na Luze v Jeseníku nad Odrou

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Zaměření bylo převzato se studie odtokových poměrů na Luze, kterou nechal zpracovat správce toku podnik Povodí Odry, s.p. V celém úseku bylo zaměřeno celkem 7 stop po kulminační hladině. Jednalo se zejména o linie na stavbách podél řeky. Koryto mělo v řešeném úseku pravidelný upravený charakter se zatravněnými břehovými svahy. Hodnota součinitele drsnosti koryta byla odhadnuta hodnotou $n_k = 0.040$.

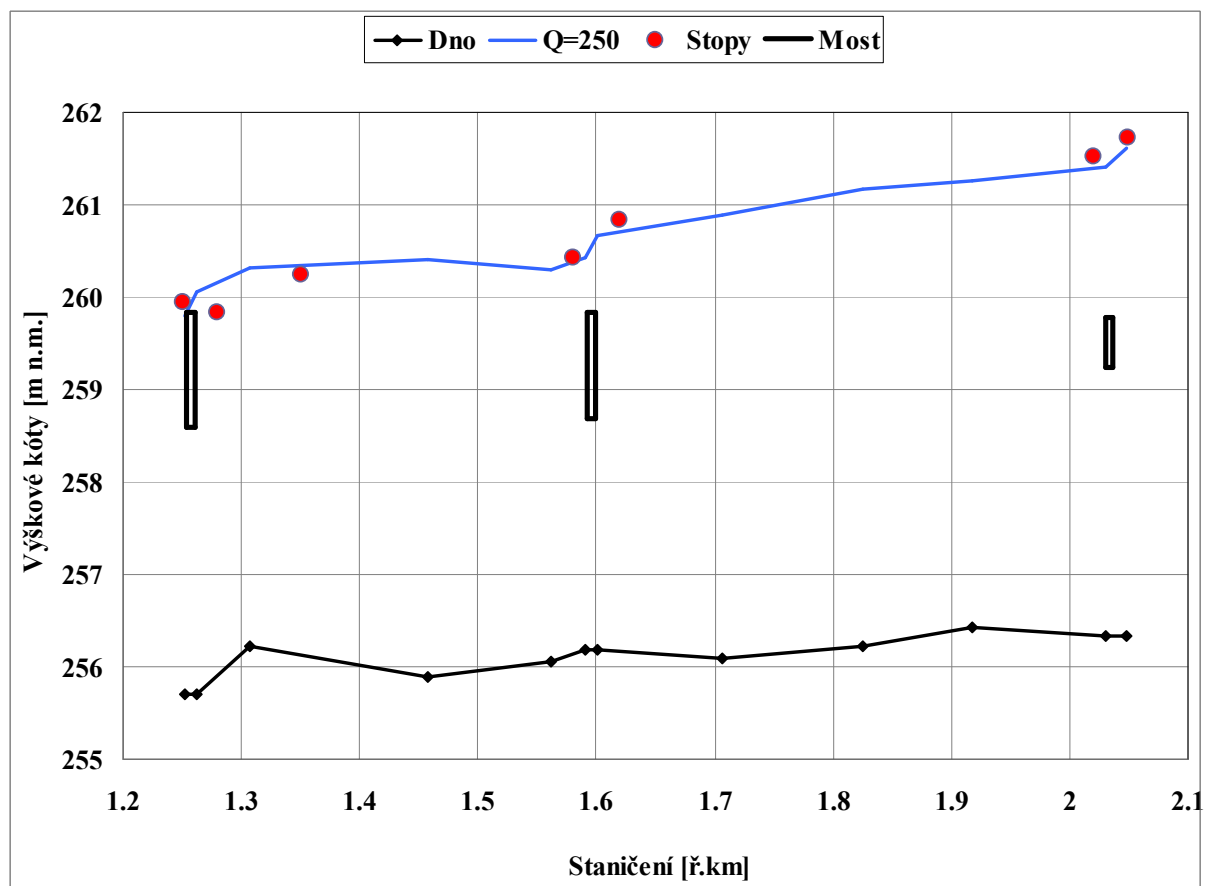
Na budově, kde je umístěna značka maximální hladiny povodně z roku 1997 byla za povodně v červnu 2009 zaznamenána hladina o 89 cm vyšší (fotografie 3.19).

Zjištěným stopám nejlépe odpovídal průtok $Q = 250 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně úrovní zaměřených stop je zpracován v tabulce 3.6 a na obrázku 3.12.

Tab. 3.6 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 250 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Jeseník nad Odrou na řece Luze

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
1.250	255.71	259.80	259.94	259.85	0.0011	1.58	471.9	291.1	0.30
1.257	Silniční most								
1.262	255.71	260.06		260.29	0.0027	2.62	242.4	278.0	0.48
1.280			259.84						
1.307	256.22	260.32		260.35	0.0005	1.21	409.1	189.8	0.21
1.350			260.25						
1.457	255.88	260.40		260.43	0.0005	1.24	436.1	255.0	0.22
1.562	256.05	260.29		260.64	0.0034	3.05	195.4	280.0	0.54
1.580			260.43						
1.591	256.18	260.42		260.74	0.0033	2.91	214.8	268.5	0.51
1.596	Silniční most								
1.601	256.18	260.66		260.88	0.0022	2.51	267.2	285.2	0.42
1.620			260.83						
1.706	256.09	260.89		261.10	0.0019	2.50	200.6	240.0	0.41
1.825	256.23	261.17		261.28	0.0011	1.95	296.0	238.3	0.31
1.917	256.42	261.26		261.40	0.0013	2.17	249.4	120.0	0.35
2.020			261.51						
2.030	256.34	261.41		261.60	0.0020	2.44	236.9	154.3	0.38
2.033	Cestní most								
2.036	256.34	261.48		261.66	0.0018	2.37	244.1	156.0	0.37
2.048	256.34	261.61	261.72	261.68	0.0007	1.62	398.8	145.0	0.25

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 3.12 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 250 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati v Jeseníku nad Odrou na řece Luze s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Stav řešeného úseku Luhy v Jeseníku nad Odrou bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 3.16 až 3.19.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.16 – Upravené koryto Luhy v Jeseníku nad Odrou bez patrného poškození povodní



Foto 3.17 – Eroze náspu silnice vedoucí napříč inundací vlivem přelévání vody

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



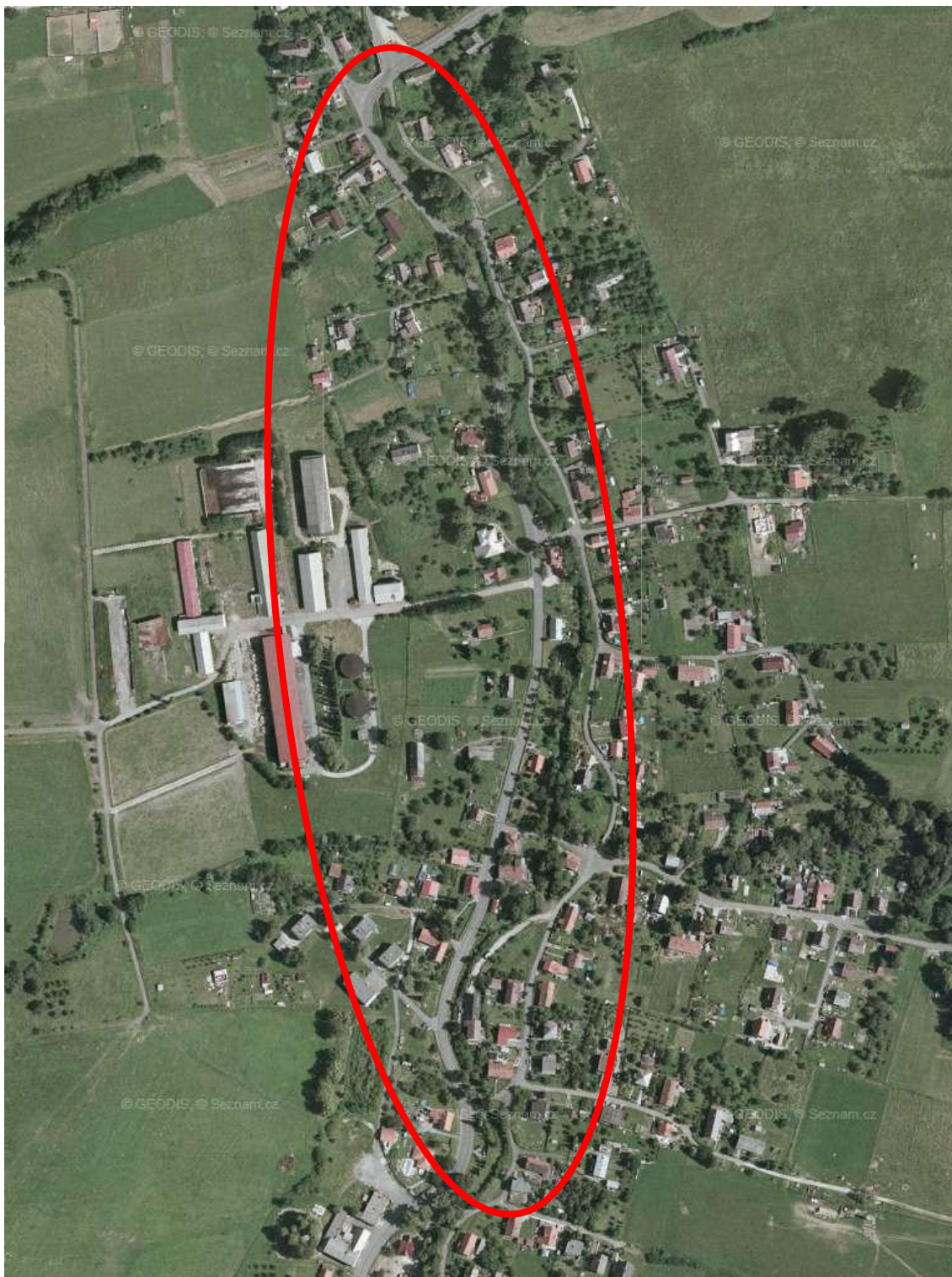
Foto 3.18 – Část zástavby obce Jeseník n.O. kudy protékala významná část průtoku



Foto 3.19 – Porovnání úrovně maximální hladinka povodně z června 2009 s úrovní hladiny povodně z roku 1997 dle osazené značky.

3.7 Sedlnice – profil Ženklaava

K vyhodnocení maximálního průtoku za povodně na Sedlnici byl vybrán delší úsek toku v obci Ženklaava (viz obr. 3.13). Zaměření bylo převzato ze studie odtokových poměrů, kterou pro Sedlnici zpracoval správce toku podnik Povodí Odry, s.p.

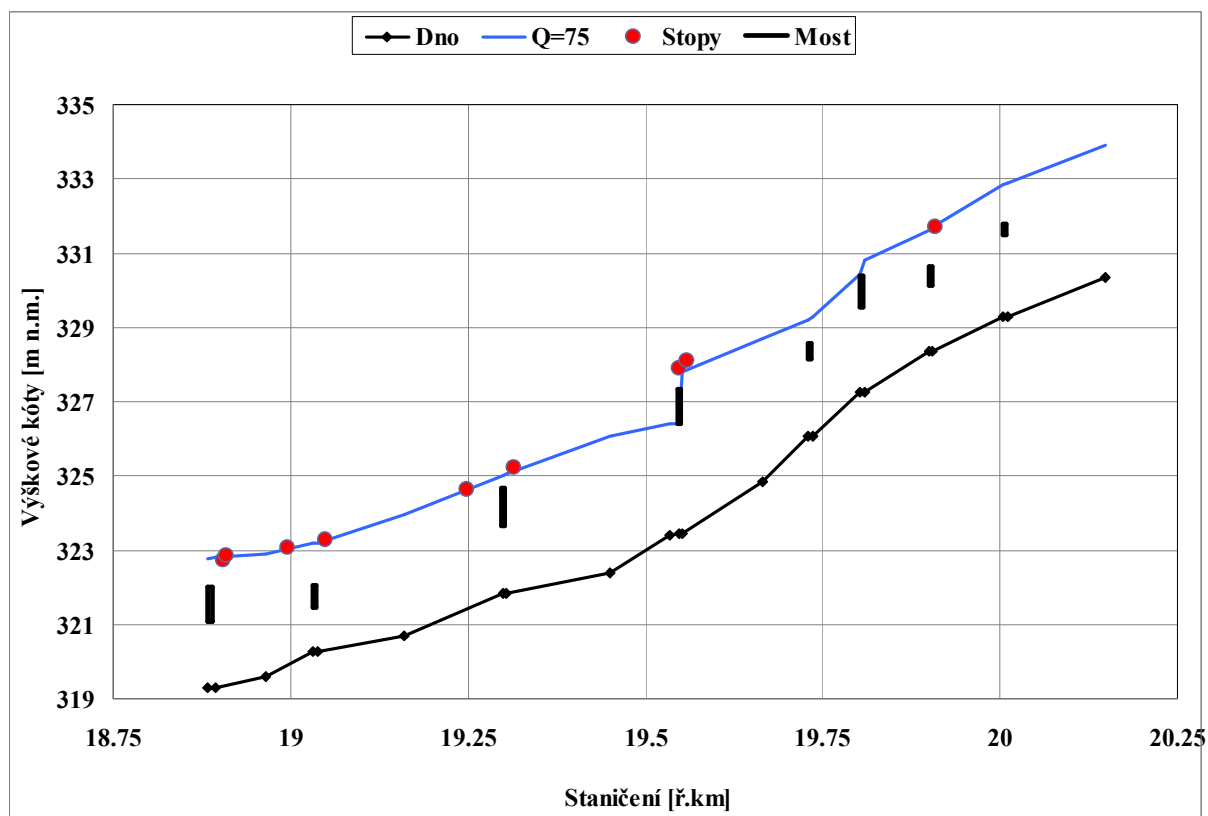


Obr. 3.13 – Poloha měrné tratě pro vyhodnocení průtoku na Sedlnici v Ženklaavě

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Charakter koryta byl v řešeném úseku rozmanitý. V horní části se jednalo o poměrně úzké koryto, které bylo často omezeno podélně vedoucí místní silnicí. Břeh byl v takovém případě stabilizován opěrnou zdí. Ve směru toku se koryto postupně rozšiřovalo a vzdalovalo od silnice, stavby rovněž nebyly v takové blízkosti. V úseku se nacházela celá řada místních cestních mostů, které byly za povodně vesměs přelévány. Břehy koryta byly zpravidla zarostlé stromy. Hodnota součinitele drsnosti koryta byla použita v rozsahu od $n_k = 0.070$ (výrazně zarostlé úzké koryto v horní části úseku s proměnlivým tvarem příčného profilu) až 0.50 (širší koryto ve spodní části úseku).

Zjištěným stopám nejlépe odpovídal průtok $Q = 75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně úrovní zaměřených stop je zpracován na obrázku 3.14 a v tabulce 3.7. Stav řešeného úseku Sedlnice v Ženklavě bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 3.20 až 3.24.



Obr. 3.14 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati v Ženklavě na Sedlnici s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Tab. 3.7 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Ženklaava na Sedlnici

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
18.883	319.30	322.75		322.82	0.0014	1.39	130.5	111.9	0.26
18.888									
18.893	319.30	322.82		322.88	0.0013	1.33	137.8	112.8	0.24
18.905			322.73						
18.920			322.87						
18.966	319.58	322.91		323.05	0.0038	2.11	99.1	95.0	0.42
18.995			323.08						
19.032	320.25	323.20		323.39	0.0067	2.58	87.1	89.6	0.51
19.035									
19.038	320.25	323.21		323.39	0.0065	2.55	88.2	89.8	0.50
19.049			323.28						
19.161	320.68	323.94		324.31	0.0075	3.17	54.2	44.5	0.60
19.248			324.62						
19.299	321.83	325.03		325.43	0.0087	3.01	45.1	64.3	0.61
19.302									
19.305	321.83	325.05		325.44	0.0083	2.96	46.5	66.0	0.60
19.316			325.23						
19.451	322.37	326.06		326.19	0.0033	1.79	76.0	59.0	0.34
19.535	323.39	326.39		326.47	0.0033	1.23	61.2	32.8	0.28
19.547	323.46	326.40	327.88	327.39	0.0544	4.41	17.0	8.6	1.00
19.550									
19.553	323.46	327.82		328.06	0.0082	2.25	50.1	66.5	0.41
19.558			328.11						
19.664	324.85	328.69		328.84	0.0059	1.89	59.5	46.3	0.38
19.730	326.08	329.20		329.78	0.0217	3.60	33.2	40.2	0.79
19.733									
19.736	326.08	329.30		329.79	0.0175	3.33	37.5	42.2	0.71
19.802	327.27	330.44		330.79	0.0130	2.81	38.3	30.5	0.62
19.805									
19.808	327.27	330.79		331.01	0.0071	2.30	50.5	40.1	0.47
19.899	328.37	331.63		332.16	0.0225	3.75	37.1	32.9	0.79
19.902									
19.905	328.37	331.71		332.18	0.0190	3.53	39.9	33.5	0.73
19.908			331.70						
20.004	329.30	332.86		333.08	0.0051	2.23	52.7	33.6	0.42

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.20 – Sedlnice v horní části řešeného úseku v obci Ženklava



Foto 3.21 – Sedlnice v horní části řešeného úseku v obci Ženklava

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.22 – Koryto Sedlnice ve střední části řešeného úseku v obci Ženklava



Foto 3.23 – Koryto Sedlnice nad hlavním silničním mostem v Ženklavě



Foto 3.24 – Liniová stopa na jedné z budov v dosahu záplavy v Ženklavě

3.8 Sedlnice – profil Sedlnice

Na dolním úseku řeky Sedlnice již v důsledku transformace povodňové vlny nádrží Štramberk nedocházelo k razantnímu vybřežení hladiny. Proto byl k vyhodnocení maximálního průtoku vybrán poměrně krátký úsek s upraveným korytem pod pevným jezem v obci Sedlnici. Délka úseku byla 200 m. 6 stop po maximální hladině bylo odhadnuto podle úrovně ulehlé trávy a zachyceného listí a drobných větvíček.

Rozsah a umístění měrné tratě jsou patrné z leteckého snímku na obrázku 3.15.



Obr. 3.15 – Poloha měrné tratě pro vyhodnocení průtoku na Sedlnici v obci Sedlnice

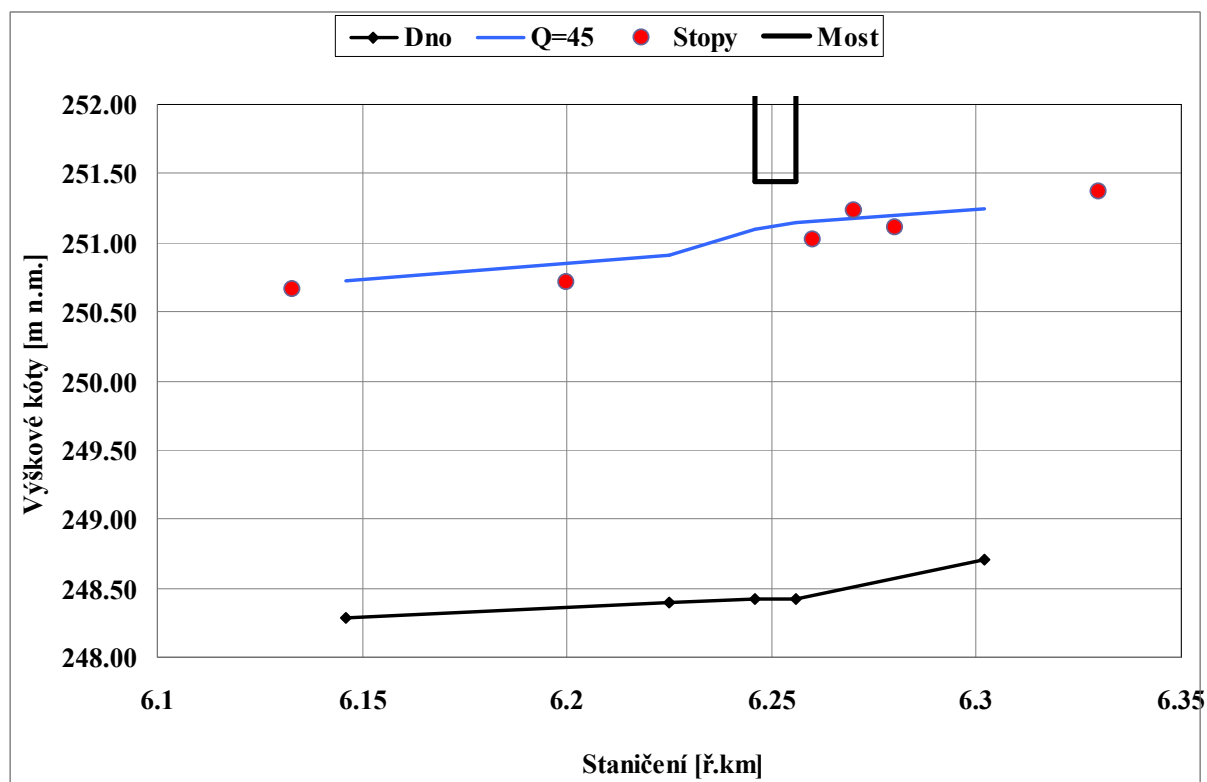
Vzhledem pravidelným zatravněným břehovým svahům bez jiné vegetace a pravidelnému tvaru koryta byl součinitel drsnosti koryta odhadnut hodnotou $n_k = 0.033$. **Zjištěným stopám nejlépe odpovídal průtok $Q = 45 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.**

Průběh modelované hladiny včetně úrovní zaměřených stop je zpracován na obrázku 3.16 a v tabulce 3.8. Stav řešeného úseku Sedlnice v Sedlnici bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 3.25 až 3.26.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Tab. 3.8 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 45 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Sedlnice na řece Sedlnici

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[m]	[-]
6.130			250.66						
6.146	248.28	250.72		250.94	0.0025	2.07	21.8	11.9	0.49
6.200			250.71						
6.225	248.40	250.91		251.19	0.0034	2.34	19.3	9.0	0.51
6.246	248.42	251.10		251.25	0.0015	1.67	26.9	14.2	0.39
6.251									
6.256	248.42	251.14		251.28	0.0014	1.64	27.5	14.3	0.38
6.260			251.02						
6.270			251.23						
6.280			251.10						
6.302	248.71	251.24		251.34	0.0011	1.41	32.0	17.7	0.33
6.330			251.37						



Obr. 3.16 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati v Sedlnici na Sedlnici s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.



Foto 3.25 – Upravené koryto Sedlnice nad hlavním silničním mostem v Sedlnici s patrnou stopou ulehlé trávy po průchodu povodně



Foto 3.26 – Upravené koryto Sedlnice pod hlavním silničním mostem v Sedlnici s patrnou stopou ulehle trávky po průchodu povodně

4 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU VE VYBRANÝCH PROFÍLECH NA JESENICKU

4.1 Stříbrný potok – profil LS Žulová

Trať pro stanovení odhadu kulminačního průtoku byla zaměřena v délce 60 m od profilu silničního mostu nad stávající limnigrafickou stanicí až k prvnímu stupni ve dně pod profilem stanice. Zaměřeny byly 4 příčné profily korytem a mostní objekt nad stanicí. Umístění tratě je vyznačeno na podkladu leteckého snímku na obrázku 4.1.



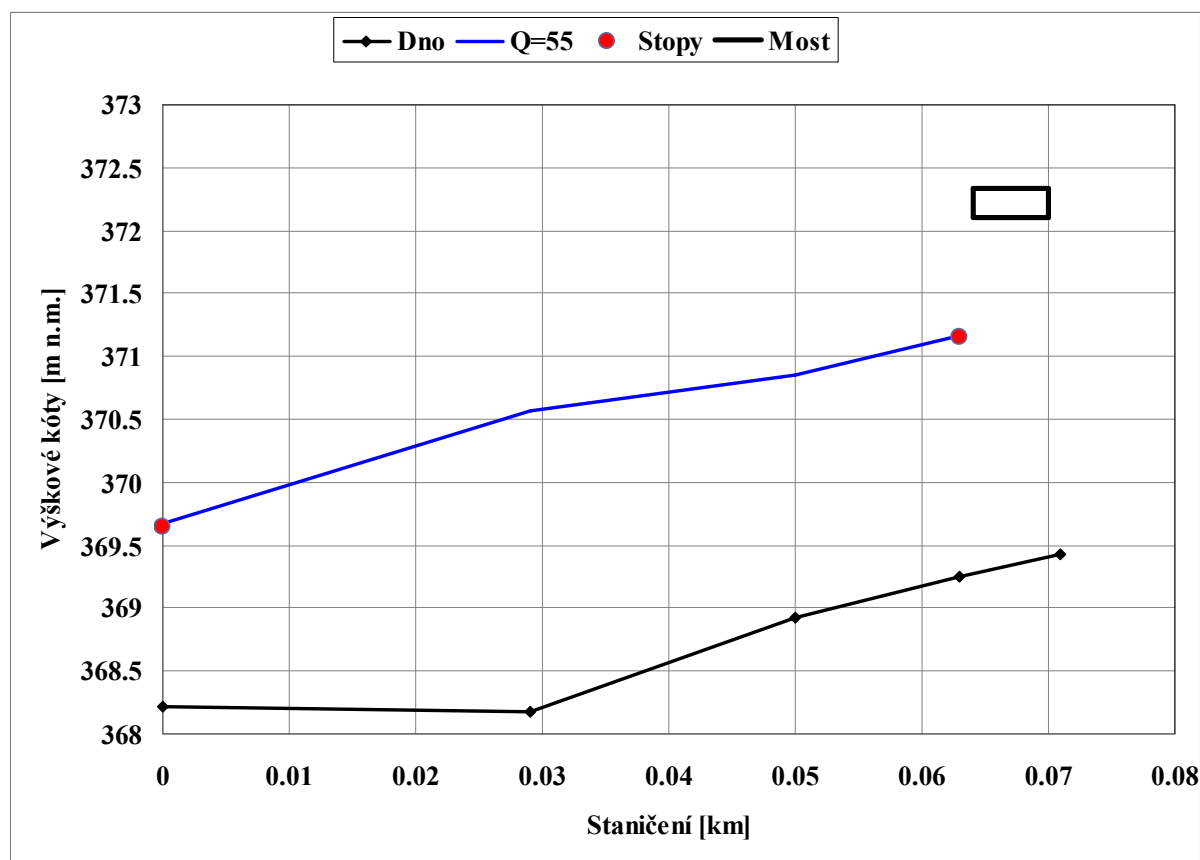
Obr 4.1 Poloha měrné tratě pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Stříbrném potoce v Žulové.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Součinitel drsnosti koryta byl uvažován $n_k = 0.06$. Vzhledem k tomu, že se v obou profilech vytvářela kritická hloubka, neměl odhad součinitele drsnosti na vypočtené hladiny v těchto profilech vliv. **Úrovní zajištěných stop ve dvou profilech (hladina v profilu km 0.063 byla odečtena ze záznamů limnigrafické stanice.) nejlépe vyhovoval průběh hladin při průtoku $Q = 55 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.** Průběh modelované hladiny včetně úrovní stop po kulminační hladině z povodně z roku 2009 je dokumentován v tabulce 4.1 a na obrázku 4.2. Charakter koryta v řešeném úseku je přiblížen na fotografiích 4.1 a 4.2.

Tab. 4.1 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 55 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v měrné trati Žulová na Stříbrném potoce

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[m]	[-]
0	368.22	369.67	369.65	370.18	0.0376	3.16	17.4	17.1	1.00
0.029	368.17	370.57		370.77	0.0116	1.95	28.2	22.8	0.56
0.050	368.92	370.85		371.04	0.0144	1.93	28.4	28.9	0.62
0.063	369.25	371.17	371.15	371.82	0.0367	3.58	15.4	11.9	1.01



Obr. 4.2 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 55 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Žulová na Stříbrném potoce s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



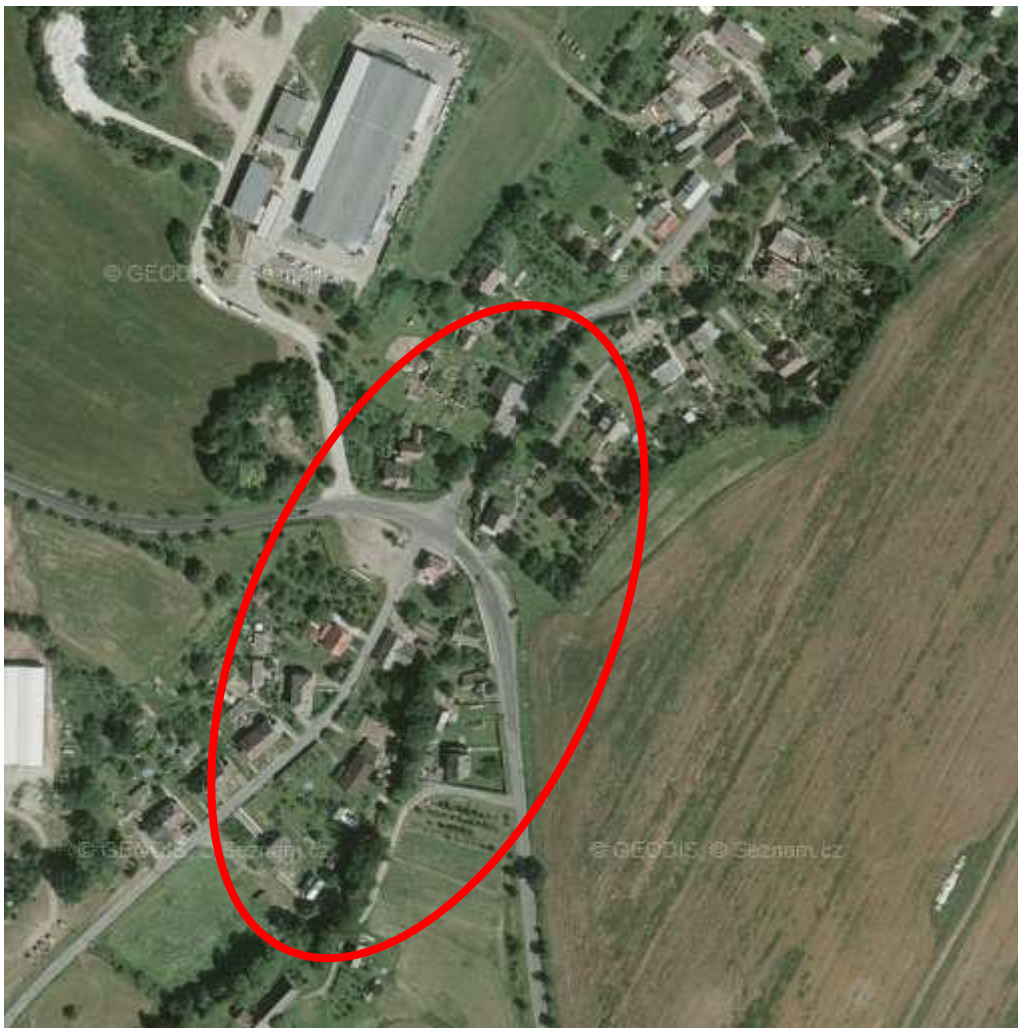
Foto 4.1 – Profil limnigrafické stanice Žulová na Stříbrném potoce pod silničním mostem.



Foto 4.2 – Přirozené přeřinaté koryto Stříbrného potoka pod profilem limnigrafické stanice.

4.2 Skorošický potok – profil Skorošice

Trat' pro stanovení odhadu kulminačního průtoku byla zaměřena v délce 220 m v okolí silničního mostu v obci Skorošice. Zaměřeny byly 5 příčné profily korytem a mostní objekt nad stanicí. Umístění tratě je vyznačeno na podkladu leteckého snímku na obrázku 4.3.



Obr 4.3 – Umístění měrné tratě pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Skorošickém potoce ve Skorošicích

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

V posuzovaném úseku bylo zajištěno 10 stop po maximální hladině, jednalo se o stopy na omítkách domů nebo linie zachycené trávy na plotech. Součinitel drsnosti koryta byl vzhledem k zaplnění koryta splávním a poškozením řadou nátrží uvažován $n_k = 0.06$.

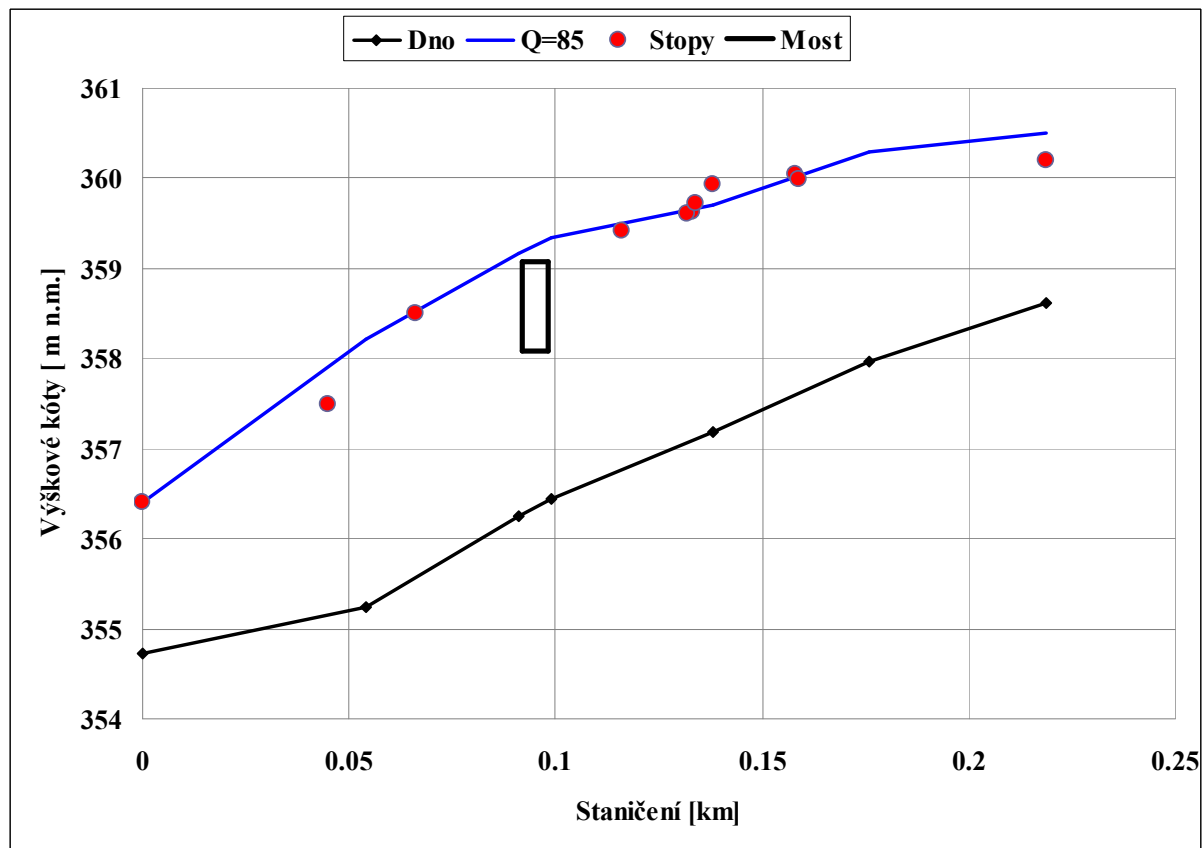
Úrovní všech zaměřených stop nejlépe vyhovoval průběh hladin při průtoku $Q = 85 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně všech zaměřených stop je dokumentován v tabulce 4.2 a na obrázku 4.4.

Tab. 4.2 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 85 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Skorošice na Skorošickém potoce

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
0	354.72	356.40	356.40	358.59	0.1522	4.04	34.9	34.6	0.95
0.045			357.50						
0.054	355.24	358.22		358.89	0.0283	3.53	35.7	23.9	0.73
0.066			358.50						
0.091	356.25	359.16		359.40	0.0070	2.17	46.3	46.1	0.46
0.095	Silniční most								
0.099	356.45	359.34		359.55	0.0060	2.06	54.0	55.4	0.44
0.116			359.42						
0.132			359.61						
0.133			359.63						
0.134			359.73						
0.138	357.18	359.70	359.93	360.03	0.0134	3.55	44.30	42.7	0.79
0.158			360.04						
0.159			359.99						
0.176	357.96	360.29		360.63	0.0157	3.30	49.4	44.3	0.74

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Obr. 4.4 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 85 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Skorošice na Skorošickém potoce s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.



Charakter koryta a ukázky stop po kulminační hladině na Skorošickém potoce v úseku ve Skorošicích v úseku jsou patrné na fotografiích 4.3 až 4.5.



Foto 4.3 – Koryto Skorošického potoka pod silničním mostem



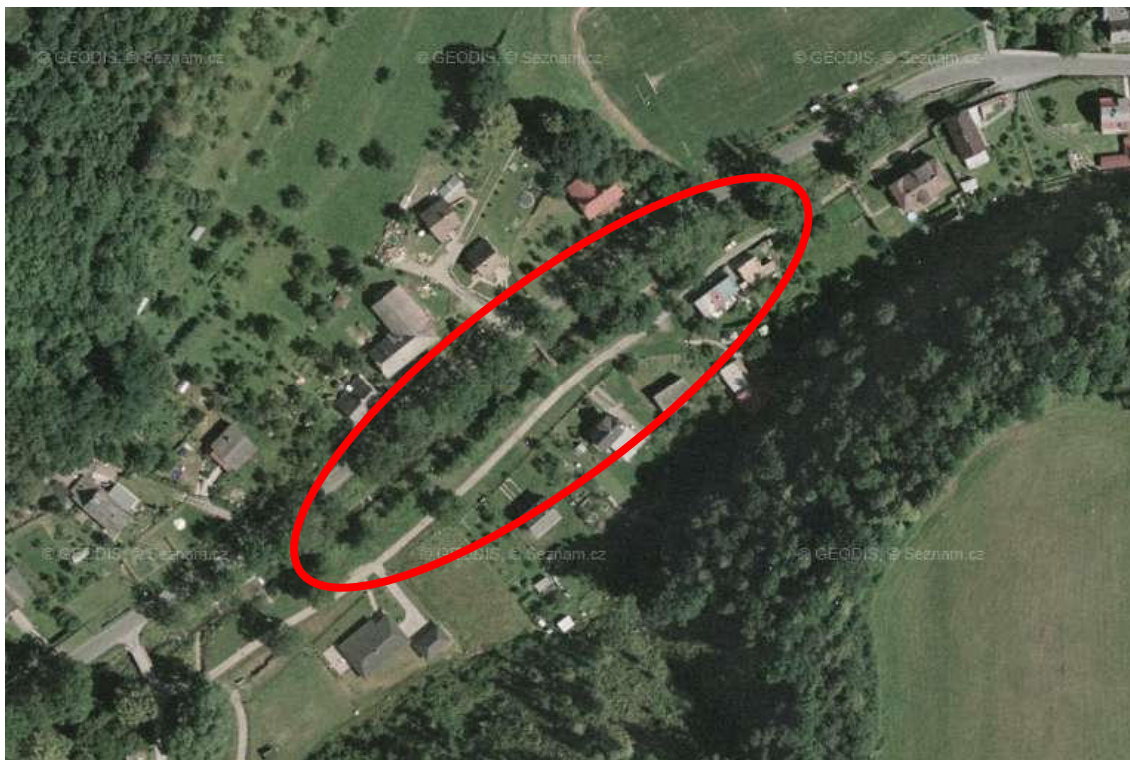
Foto 4.4 – Stopa po kulminační hladině na jedné ze staveb v blízkosti koryta potoka



Foto 4.5 – Podélný profil hladiny patrný dle zachycené trávy na plotě u silnice

4.3 Javornický potok – profil Javorník

Ke stanovení odhadu kulminačního průtoku byl na Javornickém potoce vybrán upravený úsek koryta dlouhý 170 m nad horním koncem systematické zástavby Javorníka. Hladina zde za povodně nevyběžila z koryta. Zaměřeny byly 4 příčné profily korytem a profil lávky pro pěší. Poloha tratě je vyznačena na podkladu leteckého snímku na obrázku 4.5.



Obr 4.5 – Umístění měrné tratě pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Javornickém potoce ve Javorníku

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

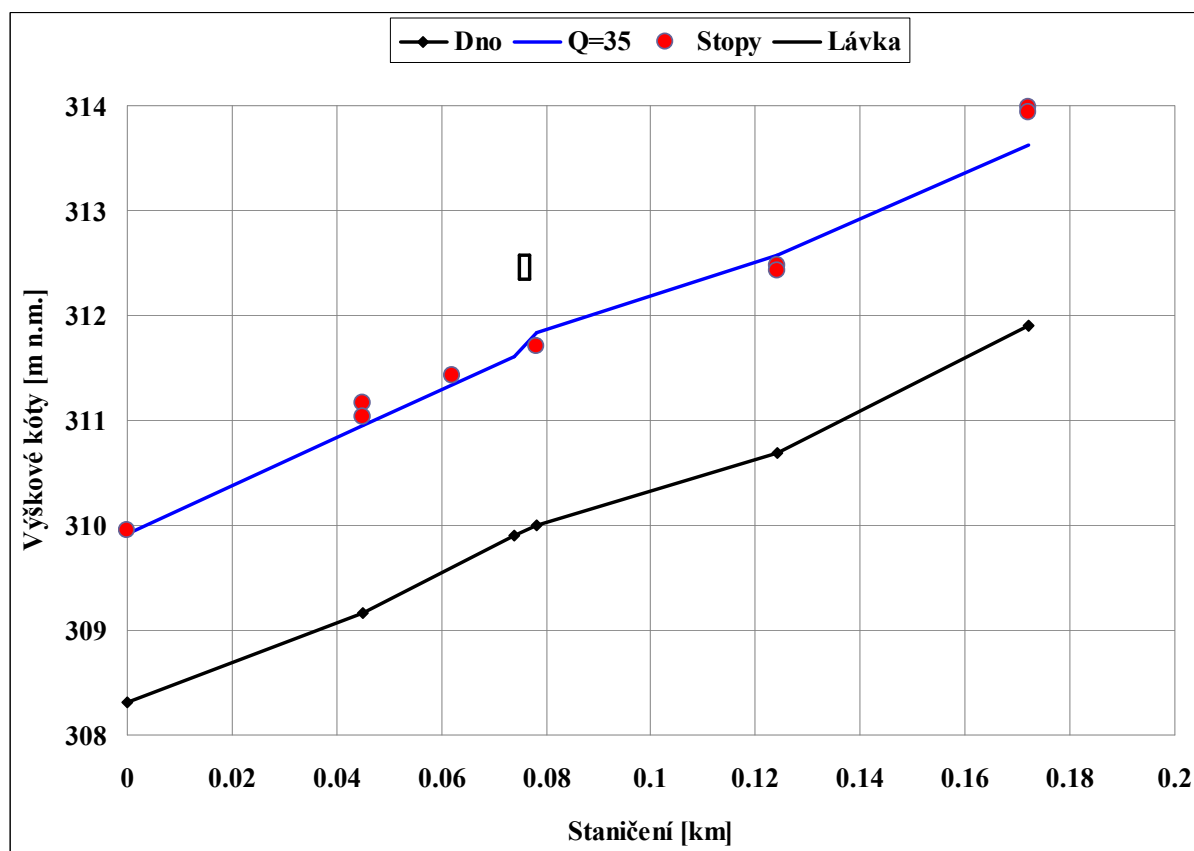
V posuzovaném úseku bylo zaměřeno celkem 9 stop, jednalo se o linie ulehlé trávy na březích a místních náplav větíček a listů. Upravené koryto mělo pravidelný lichoběžníkový profil, oba břehy byly zatravněny bez další doprovodné vegetace, součinitel drsnosti koryta byl uvažován $n_k = 0.04$.

Úrovní všech zaměřených stop nejlépe vyhovoval průběh hladin při průtoku $Q = 35 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně úrovní všech zaměřených stop z povodně z roku 2009 je dokumentován v tabulce 4.3 a na obrázku 4.6.

Tab. 4.3 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 35 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Javorník na Javornickém potoce

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
0	308.31	309.91	309.95	310.50	0.0174	3.42	10.2	8.7	1.01
0.045	309.17	310.69	311.03	311.55	0.0273	4.09	8.6	7.6	1.23
0.045			311.07						
0.062			311.43						
0.074	309.90	311.61		312.20	0.0175	3.39	10.3	9.0	1.01
0.076	Lávka pro pěší								
0.078	310.00	311.83	311.70	312.27	0.0122	2.94	11.9	9.8	0.85
0.124	310.69	312.57	312.43	313.03	0.0181	3.00	11.7	12.8	1.01
0.124			312.48						
0.172	311.90	313.41	313.93	314.25	0.0300	4.05	8.6	8.8	1.31
0.172			313.99						

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 4.6 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 35 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Javorník na Javornickém potoce s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Charakter koryta Javornického potoka nad Javorníkem ke po povodni v úseku měrné tratě dokumentován na fotografiích 4.6 až 4.7.



Foto 4.6 – Upravený Javornický potok nad lávkou pro pěší

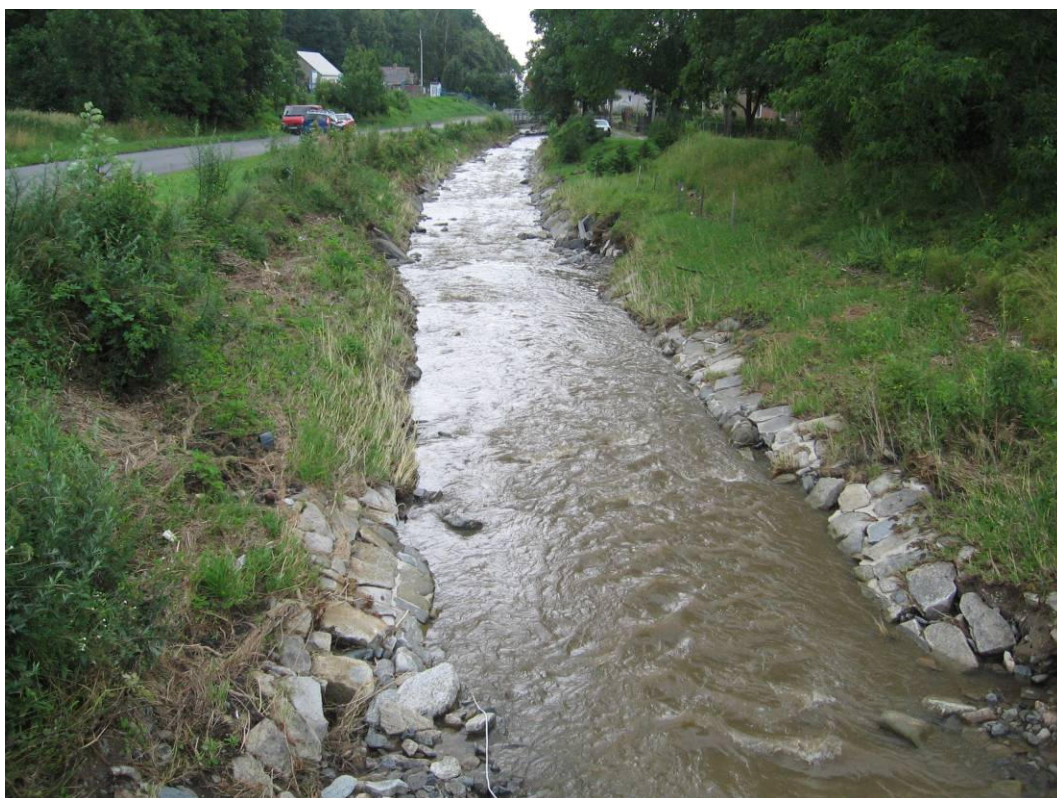


Foto 4.7 – Upravený Javornický potok pod lávkou pro pěší

4.4 Vojtovický potok – profil Bernartice

Ke stanovení odhadu kulminačního průtoku byl vybrán úsek uprostřed zástavby obce Bernartice nad hlavním silničním mostem. Těsně nad mostem bylo koryto upraveno, směrem proti proudu mělo již více přirozený charakter, na korytě byly patrné významné známky dynamického působení vodního proudu. Jedna lávka pro pěší byla zcela zničena. Zaměřeno bylo 5 údolních profilů včetně konstrukce silničního mostu. Poloha tratě je vyznačena na podkladu leteckého snímku na obrázku 4.7.



Obr 4.7 – Poloha měrné tratě pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Vojtovickém potoce v Bernarticích

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

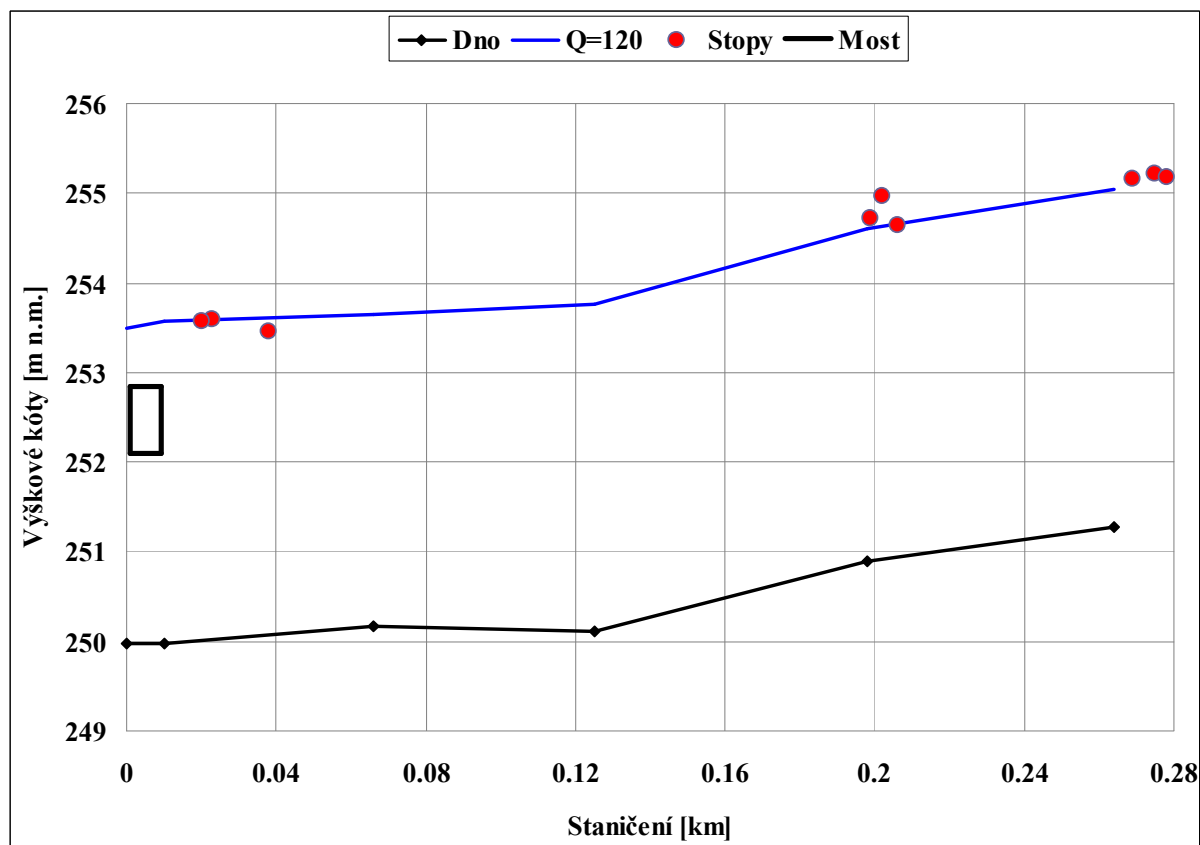
V posuzovaném úseku bylo zajištěno 10 stop po maximální hladině, jednalo se o stopy na omítkách domů nebo linie zachycené trávy na plotech. Součinitel drsnosti koryta byl vzhledem k poškození koryta uvažován $n_k = 0.045$.

Úrovní všech zaměřených stop nejlépe vyhovoval průběh hladin při průtoku $Q = 120 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průběh modelované hladiny včetně všech zaměřených stop je dokumentován v tabulce 4.4 a v na obrázku 4.8.

Tab. 4.4 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 120 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Bernartice na Vojtovickém potoce

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
0.000	249.97	253.50		253.67	0.0020	1.86	81.0	45.0	0.34
0.006	Silniční most								
0.010	249.97	253.57		253.71	0.0017	1.73	84.0	45.0	0.31
0.019			253.54						
0.020			253.57						
0.023			253.59						
0.038			253.46						
0.066	250.17	253.64		253.85	0.0031	2.21	82.8	59.9	0.43
0.125	250.10	253.77		254.20	0.0086	3.06	54.1	42.5	0.62
0.198	250.90	254.61	254.72	254.82	0.0076	2.10	67.1	58.6	0.48
0.202			254.97						
0.206			254.64						
0.264	251.28	255.04		255.33	0.0071	2.62	68.6	52.0	0.47
0.269			255.15						
0.275			255.22						
0.278			255.18						

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 4.6 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 120 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Bernartice na Vojtovickém potoce s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Charakter koryta Vojtovického potoka po povodni je v úseku měrné tratě v Bernarticích dokumentován na fotografiích 4.8 až 4.10.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 4.8 – Horní část měrné tratě v Bernarticích s profilem zničeného mostu



Foto 4.9 – Vojtovický potok na hlavním silničním mostem v Bernarticích

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 4.10 – Částečně zanesený profil silničního mostu v Bernarticích na Vojtovicém potoce

4.5 Černý potok – profil LS Velká Kraš

Ke stanovení odhadu kulminačního průtoku byl na Černém potoce zvolen úsek mezi profilem zničené limnigrafické stanice a soutokem s Vidnávkou. Celkem bylo zaměřeno 6 příčných profilů korytem, délka úseku byla téměř 400 m. Poloha tratě je vyznačena na podkladu leteckého snímku na obrázku 4.9.



Obr 4.9 – Umístění měrné tratě pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Černém potoce ve Velké Kraši

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

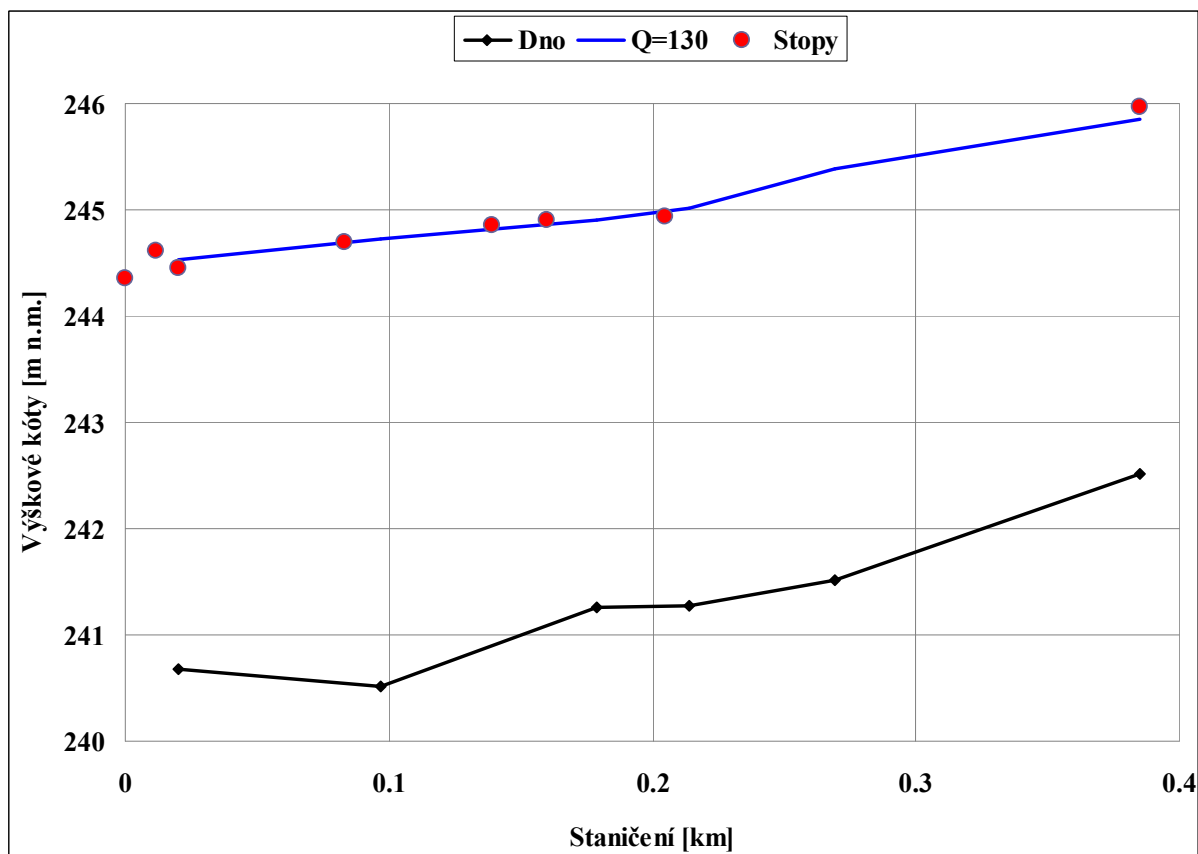
V úseku bylo zajištěno a geodeticky zaměřeno celkem 8 stop po povodňové hladině, jednalo se o stopy hladiny na stavbách nebo linie zachycené trávy na plotech. Koryto v řešeném úseku mělo pravidelný upravený charakter. Součinitel drsnosti koryta $n_k = 0.047$ byl stanoven na základě kalibrace s využitím hydrometrických měření ze starší doby.

Úrovní zaměřených stop nejlépe vyhovoval průběh hladin při průtoku $Q = 130 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Modelovaný průběh hladin včetně úrovní maximálních hladin z povodně z roku 2009 je dokumentován v tabulce 4.5 na obrázku 4.10. Profil zničené limnigrafické stanice se nachází v profilu **km 0.269**. Vzhledem k tomu, že byla stanice za povodně zničena, nebyl k dispozici z jejích záznamů údaj o maximální hladině.

Tab. 4.5 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 130 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Velká Kraš na Černém potoce

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
0			244.36						
0.012			244.62						
0.020	240.68	244.54	244.45	244.69	0.0025	1.88	94.1	65.6	0.38
0.083			244.70						
0.097	240.52	244.73		244.88	0.0023	2.00	114.3	86.3	0.36
0.139			244.85						
0.160			244.90						
0.179	241.26	244.91		245.16	0.0042	2.47	82.5	112.1	0.48
0.205			244.94						
0.214	241.27	245.02		245.34	0.0050	2.72	67.3	87.3	0.52
0.269	241.51	245.39		245.58	0.0033	2.14	90.8	66.3	0.42
0.385	242.52	245.85	245.96	246.04	0.0049	1.96	77.3	53.4	0.42

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 4.10 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 130 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Velká Kraš na Černém potoce s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Charakter koryta měrné tratě na Černém potoce v okolí limnigrafické stanice Velká Kraš je dokumentován na fotografiích 4.11 až 4.12.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Foto 4.11 – Upravené koryto Černého potoka pod profilem limnigrafické stanice Velká Kraš



Foto 4.12 – Upravené koryto Černého potoka nad soutokem s Vidnávkou

4.6 Vidnávka – profil LS Vidnava

Ke stanovení odhadu kulminačního průtoku byl na řece Vidnávce na základě prohlídky terénu vybrán úsek koryta od profilu limnigrafické stanice až místu 210 m pod objektem silničního mostu. Délka úseku byla 250 m. Kromě profilu limnigrafické stanice a objektu silničního mostu byly zaměřeny 4 údolní profily. Poloha tratě je vyznačena na podkladu leteckého snímku na obrázku 4.11.



Obr 4.11 – Umístění měrné tratě pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Vidnávce ve Vidnavě

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

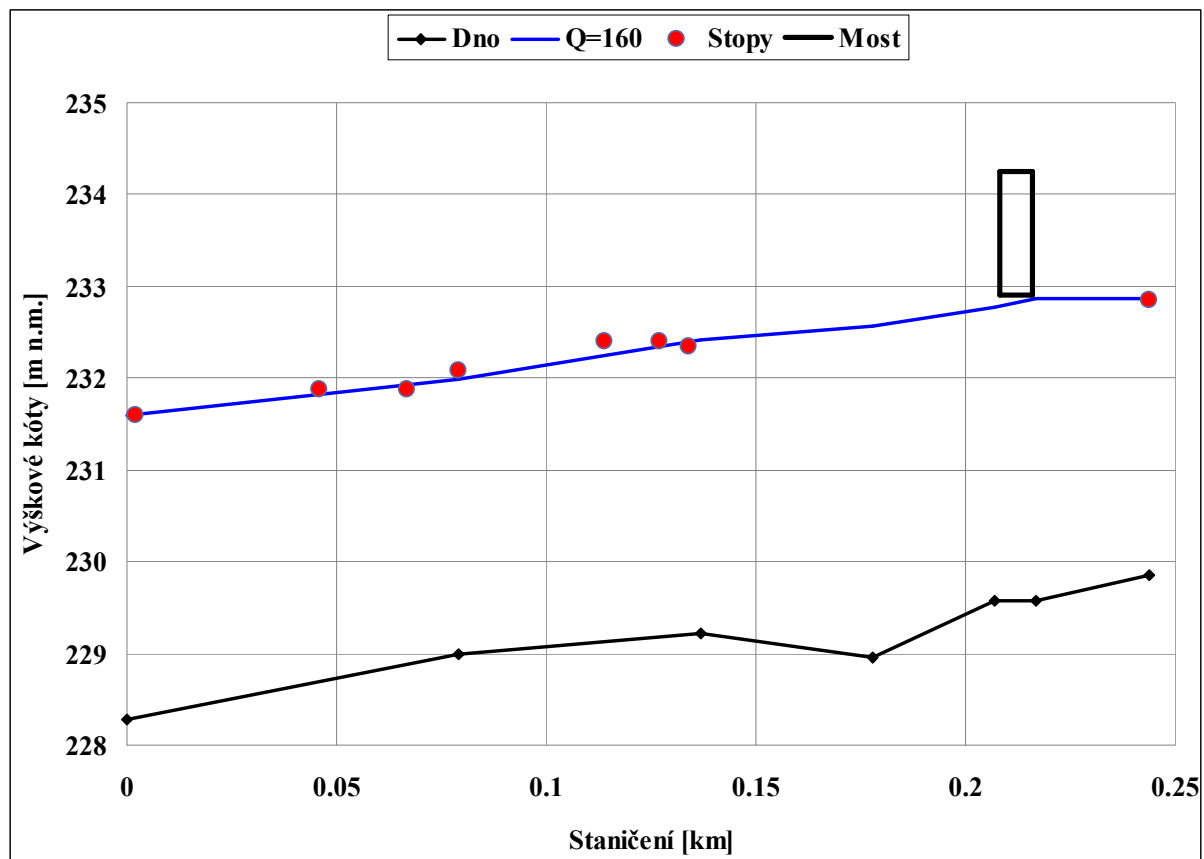
Kromě úrovně maximální hladiny ze záznamu limnigrafické stanice bylo v úseku pod silničním mostem nalezeno a zaměřeno 7 stop, v těchto případech se jednalo zejména o linie zachycené trávy a listí na plotech. Koryto v řešeném úseku mělo pravidelný upravený charakter. Hodnota součinitele drsnosti koryta $n_k = 0.033$ byla stanovena na základě kalibrace s využitím hydrometrických měření ze starší doby.

Úrovní zaměřených stop nejlépe vyhovoval průběh hladin při průtoku $Q = 160 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Modelovaný průběh hladin včetně úrovní maximálních hladin z povodně z roku 2009 je dokumentován v tabulce 4.6 a na obrázku 4.12, limnigrafická stanice se nachází v profilu **km 0.244**.

Tab. 4.6 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 160 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Vidnava na Vidnávce

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
0	228.29	231.60		232.03	0.0054	2.94	63.7	59.5	0.64
0.002			231.60						
0.046			231.88						
0.067			231.88						
0.079	229.00	231.98	232.08	232.53	0.0063	3.31	58.8	48.8	0.70
0.114			232.39						
0.127			232.40						
0.134			232.35						
0.137	229.22	232.41		232.84	0.0044	2.94	62.9	39.5	0.59
0.178	228.96	232.56		233.03	0.0043	3.03	52.8	23.8	0.65
0.207	229.57	232.78		233.15	0.0033	2.69	59.4	29.6	0.61
0.212	Silniční most								
0.217	229.57	232.86		233.2	0.0030	2.59	61.7	30.1	0.58
0.244	229.85	232.87	232.85	233.33	0.0041	3.03	53.0	27.0	0.66

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 4.12 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 160 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné trati Vidnava na Vidnávce s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Charakter koryta Vidnávky po povodni v úseku měrné tratě ve Vidnavě je dokumentován na fotografiích 4.13 až 4.14.



Foto 4.13 – Profil limnigrafické stanice Vidnava na Vidnávce



Foto 4.14 – Upravené koryto Vidnávky na dolním konci měrné tratě pod silničním mostem

5 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU VE VYBRANÝCH PROFILECH NA DĚČÍNSKU

5.1 Bystrá – profil Benešov nad Ploučnicí

Pro vyhodnocení kulminačního průtoku na říčce Bystré, kterou zasáhla blesková povodeň způsobená lokální bouřkou na počátku července, byl zvolen říční úsek v Benešově nad Ploučnicí. Vzhledem ke komplikovanému proudění v okolí jednoho z mostních objektů, kde se výrazně zkřivená trasa koryta významně odlišovala od směru proudění za povodně, byl úsek pro hydraulické výpočty rozdělen na 2 dílčí části.

Horní úsek dlouhý 550 m se nacházel nad železničním mostem. Koryto zde mělo lichoběžníkový průřez, trasu místy doprovázela silnice, inundace zde nebyla zastavěna až do blízkosti koryta. Dolní úsek byl dlouhý cca 750 m a byl umístěn nad soutokem s Ploučnicí. Bystrá zde protéká uprostřed zástavby města, průtočná plocha v inundacích byla za povodně těmito stavbami velmi omezena. Koryto bylo místy kanalizováno do obdélníkového profilu. V úseku se nacházela řada mostních objektů. Geodetické zaměření obou úseků poskytl pro potřeby studie správce toku podnik Povodí Ohře, s.p.

Umístění obou dílčích úseků je patrné z obrázků 5.1 a 5.2.



Obr. 5.1 – Umístění horního úseku pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Bystré
v Benešově nad Ploučnicí

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr 5.2 – Umístění spodního úseku pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Bystré v Benešově nad Ploučnicí

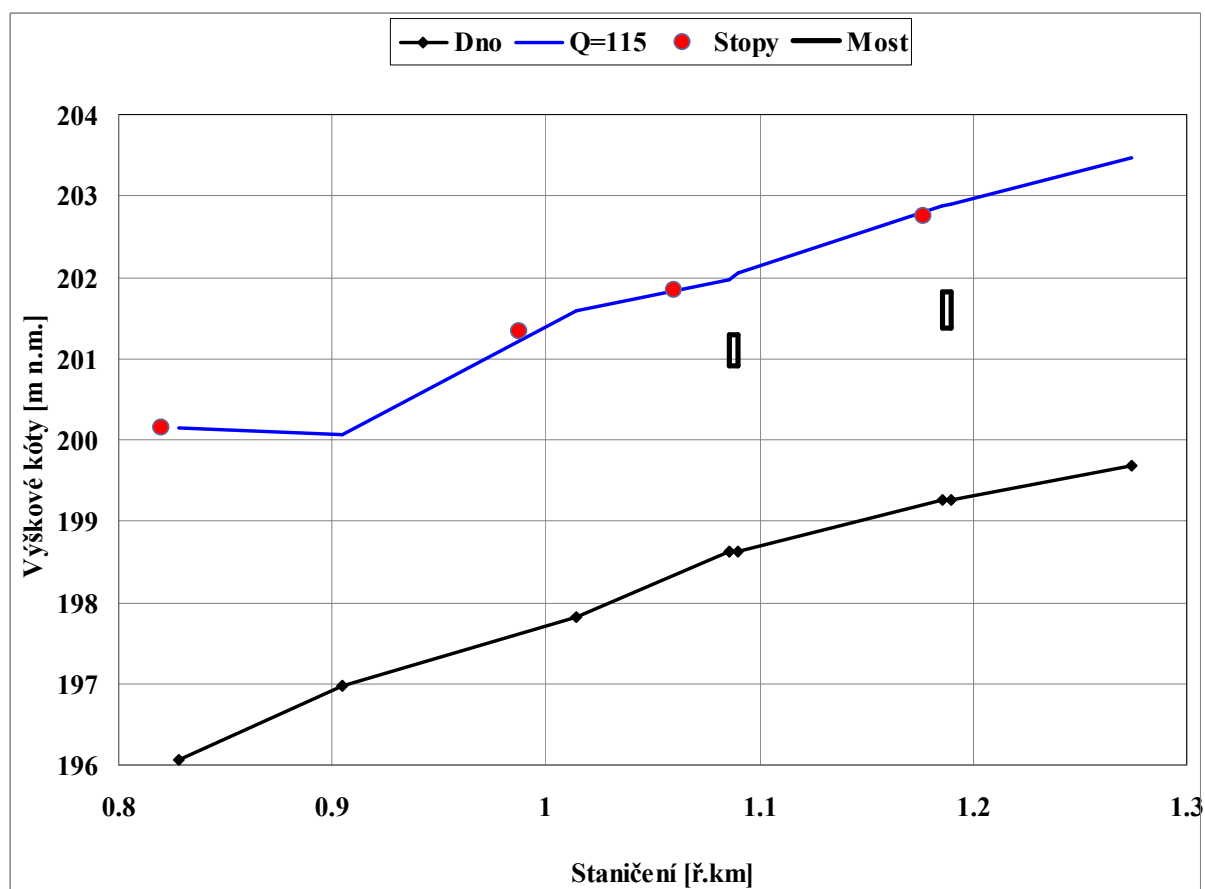
Zaměření stop po kulminační hladině zajistil bezprostředně po průchodu povodně správce toku podnik Povodí Ohře, s.p. Pro řešení této studie byly pro výpočty na horním úseku použity 4 stopy a na dolním úseku potom 9 stop. V obou úsecích byla odhadnuta hodnota součinitele drsnosti koryta $n_k = 0.040$.

V horním úseku odpovídal průběhu zaměřených stop při kulminační hladině nejlépe průtok $Q = 115 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, v dolním úseku potom průtok $Q = 120 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Výsledek výpočtů průběhu hladin včetně úrovní maximálních hladin z povodně z července 2009 je dokumentován pro oba úseky v tabulkách 5.1 a 5.2 a dále na obrázcích 5.3 a 5.4.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Tab. 5.1 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 115 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na horním úseku měrné tratě na Bystré v Benešově nad Ploučnicí

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
0.820			200.15						
0.828	196.07	200.15		200.37	0.0014	2.24	87.4	61.6	0.37
0.905	196.98	200.08		200.93	0.0132	4.14	31.7	36.4	0.92
0.988			201.34						
1.014	197.81	201.48		201.90	0.0058	3.23	89.1	75.7	0.54
1.060			201.85						
1.086	198.62	201.90		202.64	0.0096	3.93	49.2	44.0	0.8
1.088	Silniční most								
1.090	198.62	202.00		202.65	0.0081	3.70	53.5	44.0	0.74
1.177			202.76						
1.186	199.26	202.83		203.38	0.0059	3.40	59.9	42.8	0.62
1.188	Lávka								
1.190	199.26	202.86		203.39	0.0057	3.35	61.3	42.9	0.61



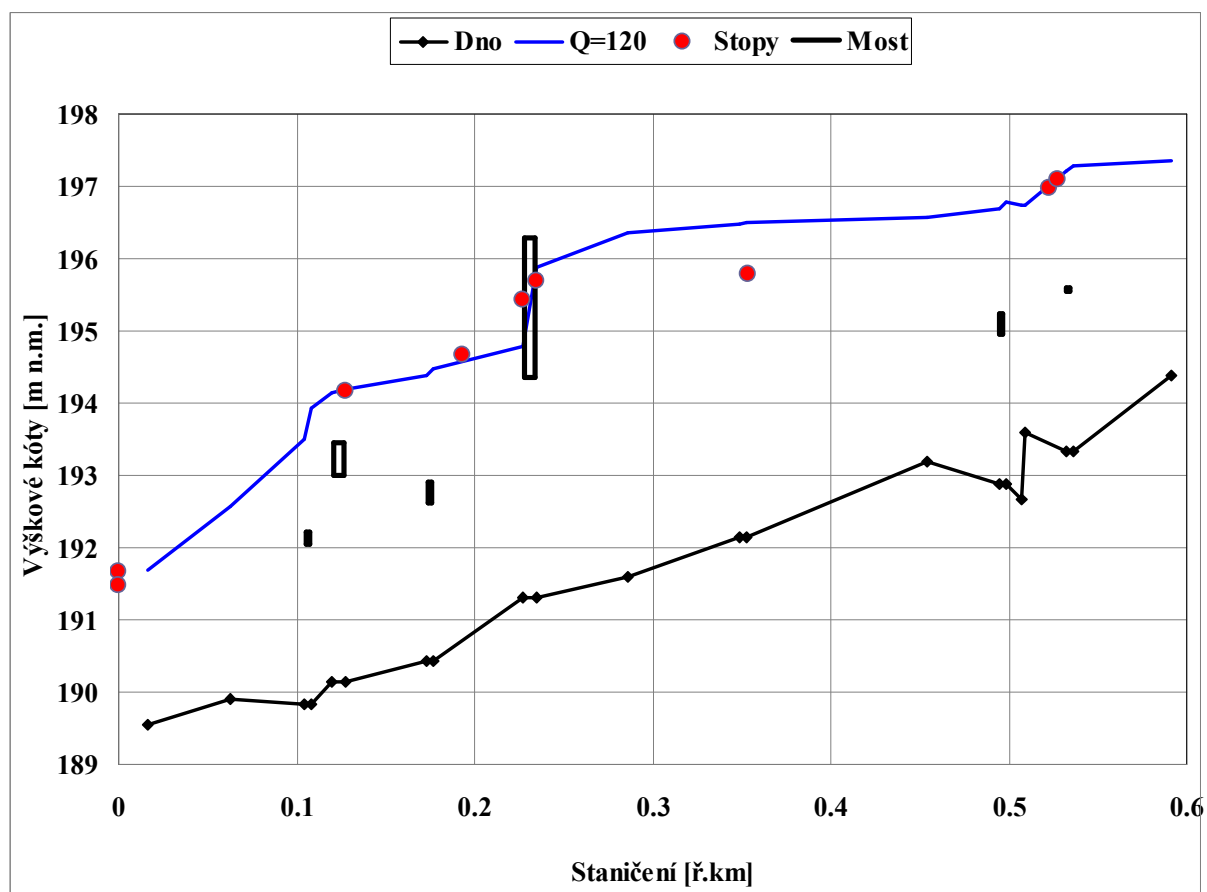
Obr. 5.3 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 115 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v horním úseku měrné tratě na Bystré v Benešově nad Pl. s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Tab. 5.2 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 120 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na dolním úseku měrné tratě na Bystré v Benešově nad Ploučnicí

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
			191.67						
			191.48						
0.016	189.54	191.70		192.24	0.0095	3.27	31.3	20.3	0.80
0.063	189.90	192.58		193.25	0.0141	4.40	28.9	18.2	0.94
0.104	189.83	193.51		194.04	0.0125	4.40	32.4	25.7	0.82
0.106	Lávka								
0.108	189.83	193.92		194.05	0.0045	3.07	49.4	29.1	0.52
0.120	190.14	194.15		194.12	0.0036	2.63	61.7	40.3	0.45
0.124	Silniční most								
0.128	190.14	194.20	194.16	194.21	0.0030	2.46	67.4	42.6	0.41
0.173	190.42	194.37		194.38	0.0044	2.80	71.5	51.7	0.48
0.175	Lávka								
0.177	190.42	194.48		194.45	0.0037	2.62	77.3	53.1	0.44
0.193			194.67						
0.227	191.31	194.79	195.42	195.30	0.0109	3.92	25.5	8.8	0.73
0.231	Silniční most								
0.235	191.31	195.88	195.70	195.81	0.0050	2.99	35.7	14.5	0.50
0.286	191.60	196.36		195.99	0.0019	2.19	86.6	39.4	0.35
0.349	192.15	196.47		196.13	0.0022	2.16	79.8	41.4	0.37
0.351	Lávka								
0.353	192.15	196.51	195.79	196.17	0.0020	2.11	82.0	41.4	0.36
0.454	193.19	196.58		196.31	0.0037	2.48	71.9	81.8	0.53
0.495	192.89	196.70		196.58	0.0034	2.56	68.3	53.2	0.51
0.497	Lávka								
0.499	192.89	196.78		196.60	0.0033	2.52	69.7	53.8	0.50
0.507	192.67	196.75		196.63	0.0024	2.37	54.9	26.8	0.43
0.508	Stupeň ve dně								
0.509	193.60	196.75		196.91	0.0072	3.55	42.8	26.8	0.72
0.523			196.97						
0.528			197.10						
0.532	193.33	197.21		197.04	0.0029	2.39	87.6	89.8	0.47
0.534	Lávka								
0.536	193.33	197.28		197.10	0.0024	2.23	96.5	91.5	0.43
0.591	194.38	197.36		197.27	0.0035	2.15	56.0	77.2	0.49

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 5.4 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 120 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v horním úseku měrné tratě na Bystré v Benešově nad Pl. s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Stav koryta říčky Bystré v Benešově nad Ploučnicí bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 5.1 až 5.4.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

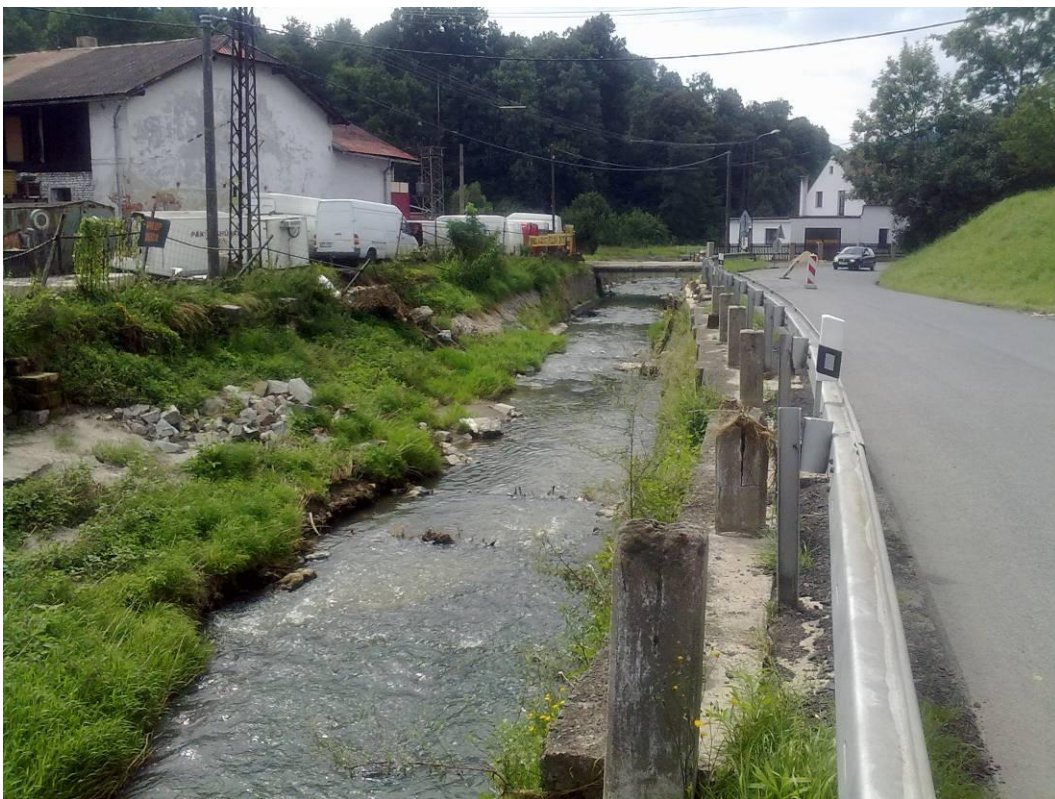


Foto 5.1 – Koryto Bystré na počátku horního úseku měrné tratě v Benešově nad Ploučnicí



Foto 5.2 – Koryto Bystré na konci horního úseku měrné tratě v Benešově nad Ploučnicí



Foto 5.3 – Začátek dolního úseku měrné tratě v Benešově nad Ploučnicí

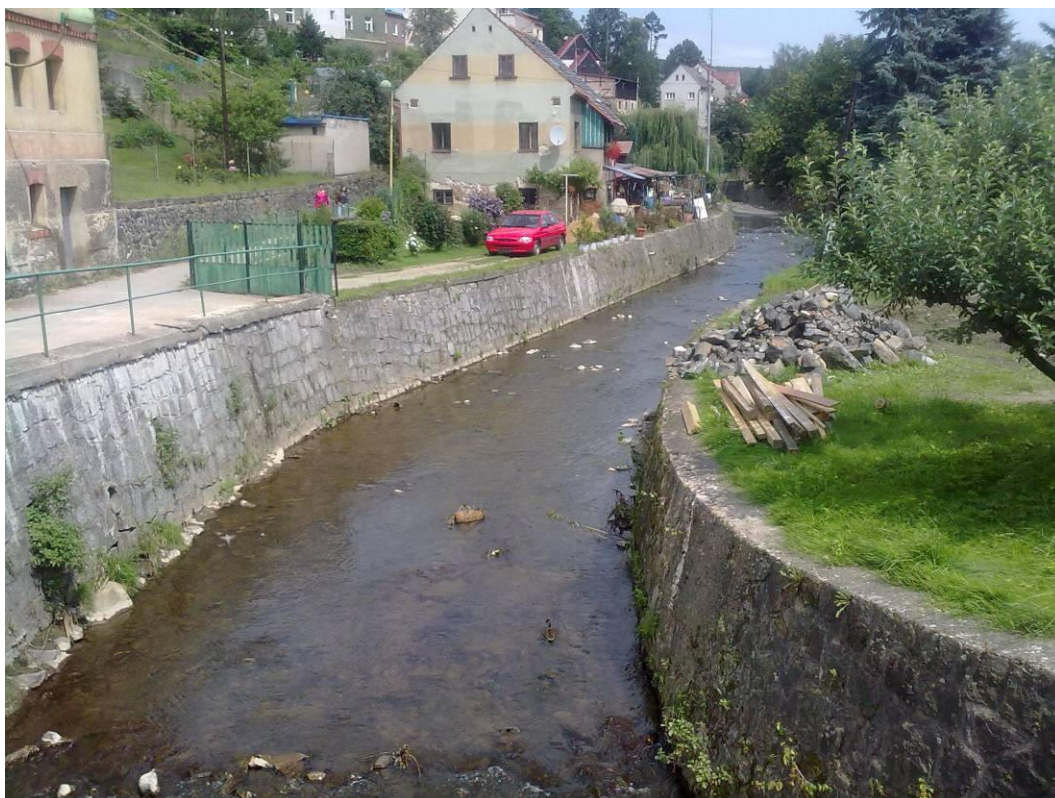


Foto 5.4 – Kanalizované koryto Bystré nad soutokem s Ploučnicí

5.2 Kamenice – profil LS Srbská Kamenice

Další z toků, který byl podobně jako Bystrá postižen na začátku července bleskovou povodní, byla Kamenice, a to zejména její horní úsek. Proto byl další profil k vyhodnocení povodně vybrán v okolí limnigrafické stanice Srbská Kamenice.

Podobně jako v případě Bystré poskytl jak zaměření příčných profilů, tak i zaměřené úrovně stop po maximální hladině správce toku podnik Povodí Ohře, s.p. Délka úseku byla přibližně 1000 m, trať na svém horním konci začínala profilem limnigrafické stanice pod silničním mostem.

Umístění obou dílčích úseků je patrné z obrázku 5.5.



Obr 5.5 – Poloha a rozsah úseku pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Kamenici v Srbské Kamenici

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

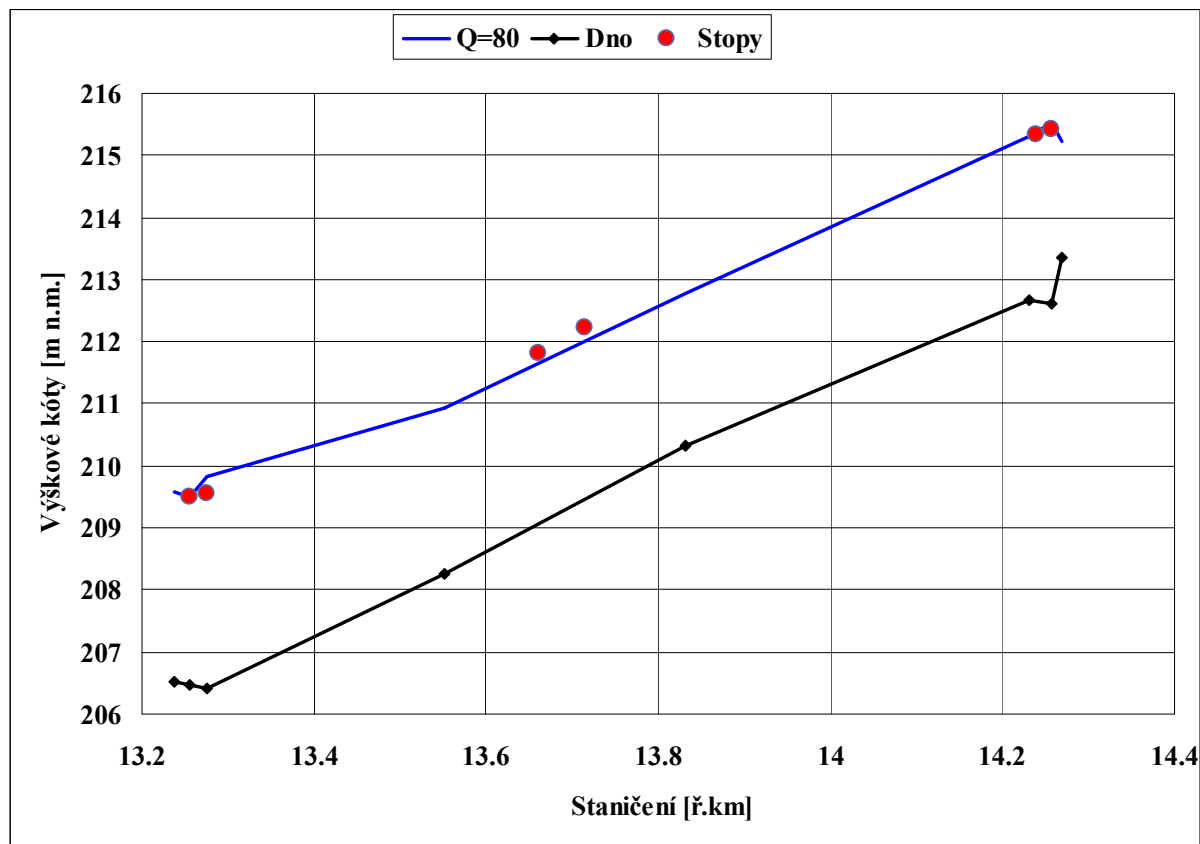
Pro řešení této studie bylo pro výpočty použito 6 stop a dále byl převzat údaj o maximálním vodním stavu zaměřeném limnigrafickou stanicí ČHMÚ. Součinitel drsnosti koryta $n_k = 0.045$ byl stanoven na základě kalibrace drsností s využitím v minulosti provedených hydrometrických měření ČHMÚ.

Průběhu zaměřených stop nejlépe odpovídal modelovaný průběh hladin pro průtok $Q = 80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Výsledky výpočtů průběhu hladin včetně úrovní maximálních hladin z povodně z července 2009 jsou uvedeny v tabulce 5.3 a na obrázku 5.6.

Tab. 5.3 – Průběh hladiny při průtoku $Q = 80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na Kamenici na měrné trati pod profilem limnigrafické stanice v Srbské Kamenici

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
13.238	206.51	209.57		209.69	0.0020	1.71	80.5	230.4	0.35
13.256	206.47	209.49	209.50	209.80	0.0047	2.46	37.0	233.5	0.48
13.276	206.41	209.82	209.54	209.86	0.0009	1.18	192.2	243.1	0.24
13.552	208.27	210.94		211.19	0.0053	2.42	64.9	130.0	0.55
13.661			211.80						
13.732			212.23						
13.831	210.33	212.79		213.24	0.0107	3.20	41.7	152.2	0.74
14.231	212.68	215.32		215.60	0.0062	2.43	49.0	76.8	0.57
14.239			215.35						
14.257	212.61	215.52	215.42	215.72	0.0031	1.97	40.7	88.2	0.39
14.268	213.36	215.23		216.15	0.0245	4.25	18.8	10.3	1.01
14.272			215.79						

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 5.6 – Podélný profil hladiny pro průtok $Q = 80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ na měrné tratě v Srbské Kamenici s vyznačením úrovní zaměřených stop po kulminační hladině.

Charakter koryta Kamenice v řešeném úseku v Srbské Kamenici bezprostředně po povodni je dokumentován na fotografiích 5.5 až 5.7.

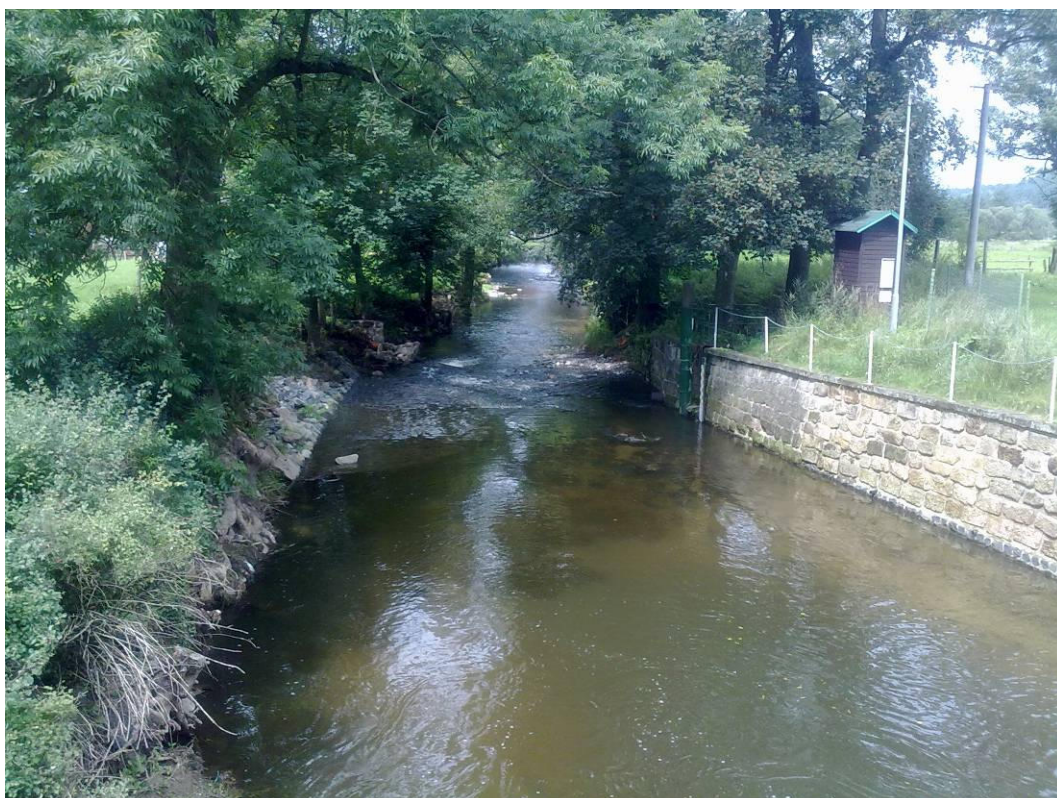


Foto 5.5 – Limnigrafická stanice Srbská Kamenice na Kamenici

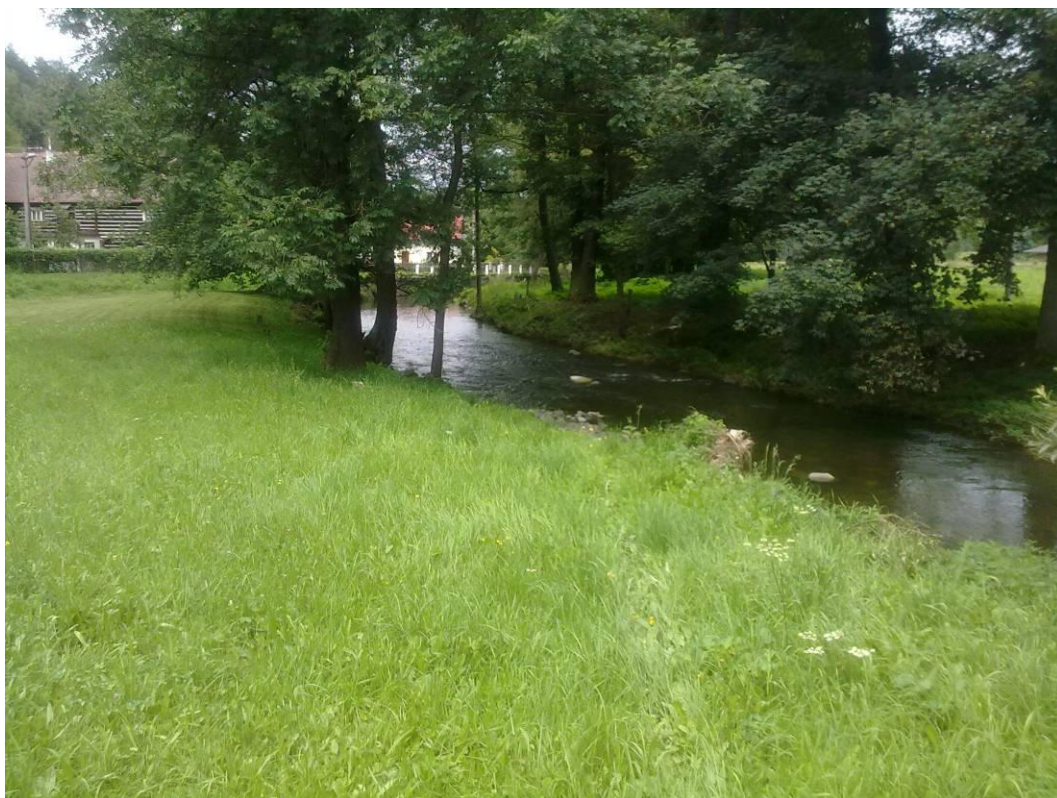


Foto 5.6 – Koryto Kamenice pro profil limnigrafické stanice v Srbské Kamenici



Foto 5.7 – Úsek měrné tratě na Kamenici v Srbské kamenici vedoucí podél silnice

6 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA VOLYŇCE

6.1 Volyňka – profil LS Sudslavice

Pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Volyňce byl vybrán úsek v bezprostředním okolí limnigrafické stanice Sudslavice. Měrná trať délky 600 m byla zaměřena i z pohledu případné budoucí extrapolace měrné křivky.

Umístění trati je patrné z obrázků 6.1.



Obr. 6.1 – Poloha měrné tratě na Volyňce v Sudslavicích

Koryto Volyňky má pod profilem limnigrafické stanice zcela přirozený charakter peřejnatého toku s hrubozrnným složením materiálu dna. Součinitel drsnosti koryta byl uvažován hodnotou $n_k = 0.05$. Vzhledem k velkému sklonu dna se v korytě pod stanicí za povodně vyskytovaly hloubky a rychlosti blízké kritickým hodnotám. V takovém případě závisí tyto hodnoty především na tvaru a rozměru koryta, vliv součinitele drsnosti nemá na výpočty velký vliv.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

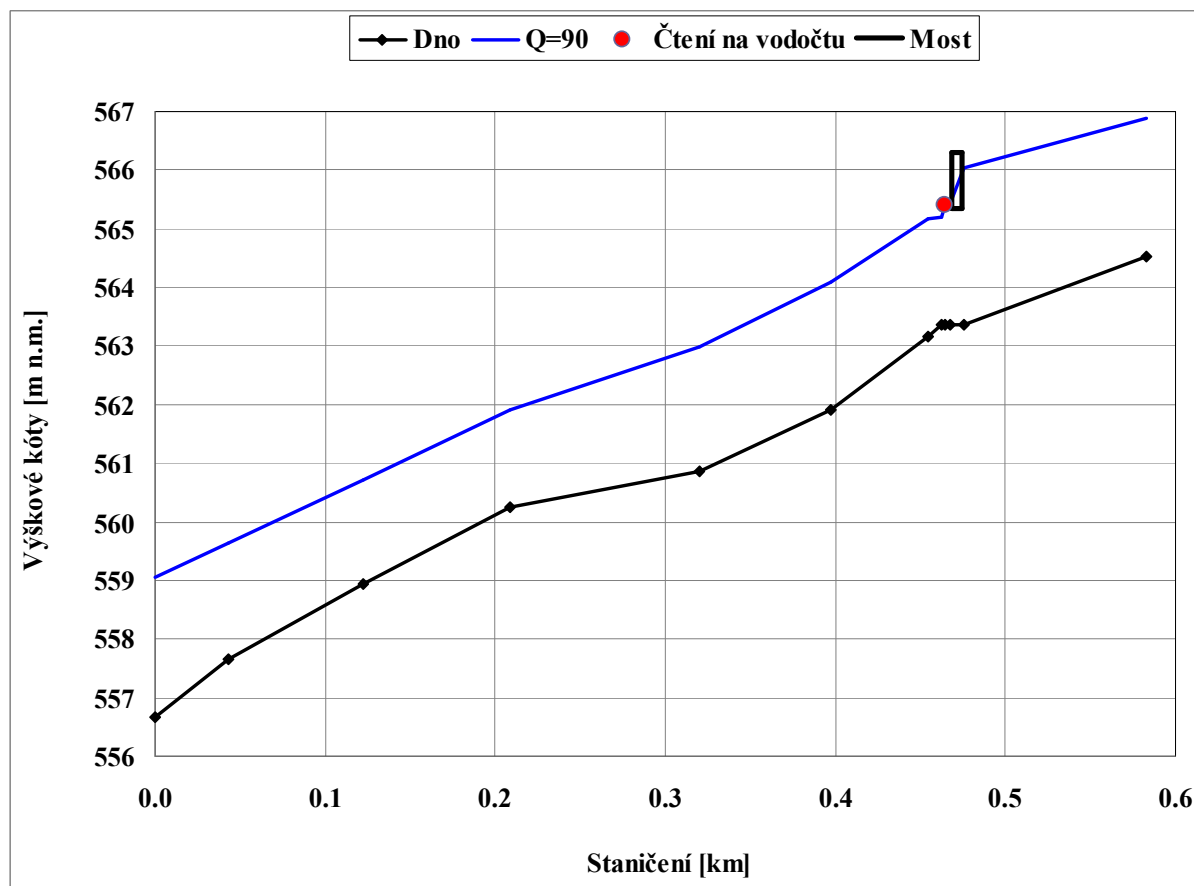
V blízkém okolí se již bohužel nepodařilo nalézt jasné stopy, které by umožnily zaměřit podélný profil maximální hladiny za povodně. K dispozici tak byl především údaj o maximální hladině v profilu limnigrafické stanice a dále analýza stop proudnic v pravé inundaci, kudy byla za povodně limnigrafická stanice obtékána. V profilu zaměřeném 105 m nad stanicí se nachází místní hrázka, která zvyšuje protipovodňovou ochranu budovy na pravém břehu. Hrázka končí cca 75 m nad mostním objektem. Od tohoto místa vnikala voda do pravé inundace. Napříč inundací se nachází robustní dřevěný plot, který proudění značně omezil. V místech jeho prolomení byly patrné stopy usazeného písku ve dvou pásech širokých 5 až 10 m. Dle předpokládané hloubky vody a za předpokladu rychlosti proudění přes těleso silnice cca $1 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ mohla být stanice obtékána proudem o průtoku cca $15 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. Dle výpočtu průběhu hladiny nerovnoměrného proudění protékal za předpokladu čtení na vodočtu **197 cm** ($\approx 565.40 \text{ m n.m.}$) mostním otvorem průtok cca $75 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$.

Zjištěným informacím o průběhu povodně v okolí limnigrafické stanice nejlépe vyhovoval průtok ve Volyňce $Q = 90 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$. Modelovaný průběh hladin v řešeném úseku je zpracován v tabulce 6.1 a na obrázku 6.2, objekt rekonstruované limnigrafické stanice s novým vodočtem se nachází v profilu **km 0.465**.

Tab. 6.1 – Průběh hladiny na měrné trati Sudslavice při celkovém průtoku Volyňkou $Q = 90 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ a průtokem mostním otvorem a profilem stanice $75 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ za předpokladu obtoku stanice pravou inundací průtokem $15 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$.

Staničení	H_d	H_0	H_{2009}	H_e	i_e	v_k	S	B	Fr
[km]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[m]	[-]
0.000	556.66	559.06		559.35	0.0150	2.86	77.4	136.0	0.86
0.043	557.66	559.63		559.93	0.0119	3.07	85.4	122.6	0.81
0.122	558.95	560.71		561.05	0.0169	3.26	73.0	110.0	0.93
0.209	560.24	561.91		562.21	0.0108	2.55	50.8	72.0	0.75
0.320	560.86	562.99		563.57	0.0122	3.38	28.0	45.8	0.82
0.397	561.90	564.10		564.79	0.0182	3.69	24.8	21.2	0.98
0.455	563.16	565.17		565.65	0.0112	3.08	26.8	30.0	0.79
0.463	563.35	565.20		565.85	0.0166	3.6	23.4	31.7	0.93
0.464	Práh limnigrafické stanice								
0.465	563.35	565.40	565.40	565.88	0.0104	3.1	30.6	37.3	0.75
0.468	563.35	565.44		565.99	0.0138	3.28	22.9	13.7	0.81
0.472	Silniční most								
0.476	563.35	566.03		566.32	0.0056	2.41	31.2	14.6	0.53
0.583	564.53	566.87		567.66	0.0188	3.94	22.9	14.5	1.00

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Pohled na rekonstruovanou limnigrafickou stanici Sudslavice na Volyňce a stav koryta a inundace po povodni v jejím okolí je přiložen na fotografiích 6.1 až 6.4.

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 6.1 – Postupně se snižující úroveň pravého břehy Voláky nad limnigrafickou stanicí



Obr. 6.2 – Zapískovaný pás v inundaci s prolomeným plotem, kudy byla stanice obtékána

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů



Obr. 6.3 – Objekt limnigrafické stanice Sudslavice na Volyňce se stabilizačním prahem.



Obr. 6.4 – Přirozené přejetnaté koryto Volyňky pod profilem limnigrafické stanice Sudslavice

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

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 vlna 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 června 2009 na tocích Novojičínska

Tok	Profil	n_k	v_k	Q	Odhad chyby
		[s.m ^{-1/3}]	[m.s ⁻¹]	[m ³ .s ⁻¹]	[%]
Jičínka	Žilina	0.045	1.80 až 3.60	200	± 15
Zrzávka	Bludovice	0.05 až 0.06	1.90 až 2.60	170	± 20
Jičínka	Nový Jičín	0.035	2.05 až 2.65	340	± 10
Jičínka	Kunín	0.033	2.80 až 3.20	330	± 15
Luha	Bělotín	0.04 až 0.50	1.45 až 2.60	55	± 15
Luha	Jeseník n.O.	0.04	1.20 až 2.60	250	± 20
Sedlnice	Ženklava	0.05 až 0.07	1.40 až 3.50	75	± 20
Sedlnice	Sedlnice	0.033	1.40 až 2.35	45	± 10

Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně z roku 2009 pomocí hydraulických výpočetních postupů

Tab. 7.2 – Souhrn výsledků odhadu kulminačních průtoků za povodně z června 2009 na tocích oblasti Rychlebských hor

Tok	Profil	n_k	v_k	Q	Odhad chyby
		[s.m ^{-1/3}]	[m.s ⁻¹]	[m ³ .s ⁻¹]	[%]
Stříbrný potok	Žulová	0.06	1.95 až 3.2	55	15
Skorošický potok	Skorošice	0.06	2.2 až 4.0	85	20
Javornický potok	Javorník	0.04	3.0 až 4.0	35	10
Vojtovický potok	Bernartice	0.045	1.8 až 3.0	120	20
Černý potok	Velká Kraš	0.047	1.9 až 2.7	130	20
Vidnávka	Vidnava	0.033	2.7 až 3.3	160	10

Tab. 7.3 – Souhrn výsledků odhadu kulminačních průtoků za povodně z července 2009 na tocích oblasti Děčínska

Tok	Profil	n_k	v_k	Q	Odhad chyby
		[s.m ^{-1/3}]	[m.s ⁻¹]	[m ³ .s ⁻¹]	[%]
Bystrá	Benešov n.P. – úsek 1	0.04	2.2 až 3.9	115	20
Bystrá	Benešov n.P. – úsek 2	0.04	2.1 až 3.5	120	20
Kamenice	Srbská Kamenice	0.045	1.7 až 3.2	80	15

Tab. 7.4 – Souhrn výsledků odhadu kulminačních průtoků za povodně z července 2009 na tocích oblasti Šumavy

Tok	Profil	n_k	v_k	Q	Odhad chyby
		[s.m ^{-1/3}]	[m.s ⁻¹]	[m ³ .s ⁻¹]	[%]
Volyňka	Sudslavice	0.05	2.5 až 3.7	90	20

