HYDROPROJEKT CZ
AKCIOVÁ SPOLEČNOST
Ústředí Praha, Táborská 31, 140 16 Praha 4; www.hydroprojekt.cz; praha@hydroprojekt.cz

HYDROPROJEKT CZ

ČÁST DOKUMENTACE	**PRO HYDROPROJEKT CZ ZPRACOVAL:** **DHI A.S.** **Na Vrších 1490/5, 100 00 Praha 10**; www.dhi.cz; office@dhi.cz			ŘEŠITEL	ING. TESAŘÍK
				ODP. ZÁSTUPCE	ING. TESAŘÍK
ČÁST DOKUMENTACE	**PRO HYDROPROJEKT CZ ZPRACOVAL:** **D PLUS, PROJEKTOVÁ A INŽENÝRSKÁ A.S.** Sídlo firmy Praha, Sokolovská 16/45, 186 00 Praha 8; www.d-plus.cz; d-plus@d-plus.cz			ŘEŠITEL	ING. SLÁMA
				ODP. ZÁSTUPCE	ING. SLÁMA
VYPRACOVAL		HIP	ING. HANÁK	T. KONTROLA	DOC. ING. HAVLÍK
PROJEKTANT	ING. PETŘÍČEK	ŘEDITEL DIVIZE	ING. MUCHA	DATUM	10/2007
OBJEDNATEL	Pražská vodohospodářská společnost a.s.			OKRES	PRAHA

AKCE:

GENEREL ODVODNĚNÍ HL.M.PRAHY – II.FÁZE

SEVERNÍ ČÁST PRAHY

LETŇANY, ČAKOVICE, MIŠKOVICE, ĎÁBLICE, BŘEZINĚVES, TŘEBORADICE, ČÁST STŘÍŽKOVA A PROSEKU

B. SOUČASNÝ A VÝHLEDOVÝ STAV

ČÍSLO ZAKÁZKY	104300-1-75
STUPEŇ	GENEREL
FORMÁT	116 A4
MĚŘÍTKO	
ARCHIVNÍ ČÍSLO	04297/07/1

PŘÍLOHA:

TECHNICKÁ ZPRÁVA – NÁVRH VÝHLEDOVÉHO STAVU

ČÍSLO PŘÍLOHY: 5

Tato dokumentace včetně všech příloh (s výjimkou dat poskytnutých objednatelem) je duševním vlastnictvím akciové společnosti HYDROPROJEKT CZ. Objednatel této dokumentace je oprávněn ji využít k účelům vyplývajícím z uzavřené smlouvy bez jakéhokoliv omezení. Jiné osoby (jak fyzické, tak právnické) nejsou bez předchozího výslovného souhlasu objednatele oprávněny tuto dokumentaci ani její části jakkoli využívat, kopírovat (ani jiným způsobem rozmnožovat) nebo zpřístupnit dalším osobám.

Poznámka: Podpisy zpracovatelů jsou připojeny pouze k výtisku číslo 01 nebo originálu přílohy (matrici).

GENEREL ODVODNĚNÍ HL. M. PRAHY – II.FÁZE - SEVERENÍ ČÁST PRAHY LETŇANY, ČAKOVICE, MIŠKOVICE, ĎÁBLICE, BŘEZINĚVES, TŘEBORADICE, ČÁST STŘÍŽKOVA A PROSEKU

TECHNICKÁ ZPRÁVA – NÁVRH VÝHLEDOVÉHO STAVU

OBSAH :

1 TITULNÍ LIST DOKUMENTACE 4

2 VSTUPNÍ PODMÍNKY A PODKLADY PRO NÁVRH ODVODNĚNÍ 5

2.1 SOUČASNÉ PODMÍNKY ODVODNĚNÍ 5
2.2 NÁVRH ŘEŠENÍ ODVODNĚNÍ DLE ZADÁNÍ PROJEKTU 6
2.3 URBANISTICKÉ ŘEŠENÍ 6
2.4 DEMOGRAFICKÉ ÚDAJE 7
2.5 MAJETKOPRÁVNÍ VZTAHY 11

3 ODDÍLNÁ SPLAŠKOVÁ A JEDNOTNÁ KANALIZACE 12

3.1 ODDÍLNÁ SPLAŠKOVÁ KANALIZACE 12
3.1.1 Koncepce návrhu splaškové kanalizace v zájmovém území projektu 12
3.1.1.1 Dostavba stokového systému v povodí PČOV Miškovice 13
3.1.1.2 Dostavba stokového systému v povodí PČOV Březiněves 16
3.1.1.3 Dostavba stokového systému v Ďáblicích a řešení ČS Ďáblice (povodí ÚČOV Praha) 17
3.2 JEDNOTNÁ KANALIZAČNÍ SOUSTAVA 20
3.2.1 Koncepce řešení jednotné kanalizace v zájmovém území projektu 20
3.2.2 Vstupní návrhové parametry PČOV Miškovice 20
3.2.3 Návrh výhledových opatření na Miškovickém sběrači 21
3.2.3.1 Popis navržených opatření 21
3.2.3.2 Posouzení přetěžování Miškovického sběrače mezi vírovým separátorem a PČOV Miškovice 22
3.2.3.3 Ostatní uvažované varianty 27
3.2.4 Přeložka Letňanského sběrače 28
4.1 VYHODNOCENÍ FUNKCE JEDNOTNÉ A SPLAŠKOVÉ KANALIZACE. 29
4.1.1 Parametry systému 29
3.2.5 Vyhodnocení dlouhodobé funkce odlehčovacích komor 32
3.2.6 Vyhodnocení kapacitní funkce stokové sítě 33
3.2.7 Vyhodnocení čerpacích stanic 42
3.2.7.1 Vyhodnocení čerpacích stanic za bezdešného stavu 42
3.2.7.2 Vyhodnocení čerpacích stanic za deště 43

4 ČISTÍRNY ODPADNÍCH VOD 44

4.1 PČOV MIŠKOVICE 44
4.1.1 Základní údaje 44
4.1.2 Výhledové bilance ekvivalentních obyvatel 45
4.1.3 Vstupní návrhové parametry 46
4.1.3.1 Současný stav 46
4.1.3.2 Návrhový stav 47
4.1.4 Návrh výhledového řešení 49
4.2 PČOV BŘEZINĚVES 50
4.2.1 Základní údaje 50
4.2.2 Výhledové bilance ekvivalentních obyvatel 52
4.2.3 Návrh výhledového řešení 52
4.3 ÚČOV PRAHA 53
4.3.1 Povodí ČS Ďáblice 53
4.3.2 Povodí ČS Čakovice 54

4.3.3 Povodí ÚČOV (Prosecký sběrač) 55

5 DEŠŤOVÁ KANALIZACE A ODVODŇOVACÍ ZAŘÍZENÍ 56

5.1 VÝHLEDOVÁ KONCEPCE ODVODNĚNÍ SEVERNÍ ČÁSTI PRAHY. 56
5.2 ZÁSADY HOSPODAŘENÍ S DEŠŤOVÝMI VODAMI 57
5.3 KONCEPCE ZAJIŠTĚNÍ OCHRANY RECIPIENTŮ PŘED ZNEČIŠTĚNÍM 60
5.4 MOŽNOSTI ZASAKOVÁNÍ DEŠŤOVÝCH VOD V ZÁJMOVÉM ÚZEMÍ PROJEKTU 61
5.5 TECHNICKÁ ZAŘÍZENÍ NA ODVÁDĚNÍ DEŠŤOVÝCH VOD 63
5.6 POPIS NAVRŽENÝCH LINIOVÝCH ZAŘÍZENÍ 65
5.6.1 Návrh nakládání s dešťovými vodami v jednotlivých městských částech 66
5.6.1.1 Miškovice 67
5.6.1.2 Čakovice 68
5.6.1.3 Letňany 70
5.6.1.4 Třeboradice 72
5.6.1.5 Březiněves 73
5.6.1.6 Ďáblice 75
5.6.2 Návrh nakládání s dešťovými vodami ze Silničního okruhu kolem Prahy (SOKP) 77
5.6.2.1 Stavba 519 Suchdol – Březiněves 77
5.6.2.2 Stavba 520 Březiněves – Satalice 78
5.7 PARAMETRY ŘEŠENÉHO SYSTÉMU DEŠŤOVÉ KANALIZACE A ODVODŇOVACÍCH ZAŘÍZENÍ 79
5.8 VYHODNOCENÍ KAPACITNÍ FUNKCE STOKOVÉ SÍTĚ 83
5.9 VÝHLEDOVÉ OPATŘENÍ NA STÁVAJÍCÍM KANALIZAČNÍM SYSTÉMU 88
5.10 VARIANTNÍ ŘEŠENÍ - VYPOUŠTĚNÍ DEŠŤOVÝCH VOD BEZ LIMITU VYPOUŠTĚNÍ 91
5.11 VYHODNOCENÍ RETENČNÍCH NÁDRŽÍ 97
5.11.1 Hydrologické určeni objemu vody v retenční nádrži 97
5.11.2 Určení objemu vody v retenční nádrži pro potřeby GO 98
5.11.3 Hydrogramy navržených retenčních nádrží v rámci GO HMP - Sever. 99
5.12 VYHODNOCENÍ VLIVU NA RECIPIENT 103

6 VODNÍ TOKY 107

6.1 VYUŽITÍ TOKŮ VE VÝHLEDOVÉM STAVU 107
6.2 RETENČNÍ PLOCHY A OBJEKTY 107
6.2.1 Retenční plochy a objekty na říční síti 107
6.2.2 Dešťové usazovací nádrže 107
6.3 JAKOST VODY V TOKU 108
6.3.1 Zdroje znečištění toku 108
6.4 KVANTITATIVNÍ HODNOCENÍ TOKŮ VE VÝHLEDOVÉM STAVU 108
6.4.1.1 Srážkoodtokový model 110
6.4.1.2 Hydrodynamický model (HD) 112
6.4.2 Hodnocení Mratínského potoka 113
6.4.2.1 Vstupní údaje 113
6.4.2.2 Stavba modelu 114
6.4.2.3 Výsledky výpočtů 115
6.4.2.4 Kapacita toku 119
6.4.3 Hodnocení Třeboradického potoka 122
6.4.3.1 Vstupní údaje 122
6.4.3.2 Stavba modelu 122
6.4.3.3 Výsledky výpočtů 123
6.4.3.4 Kapacita toku 125
6.5 ZHODNOCENÍ VÝHLEDOVÉHO STAVU 127
6.5.1 Kvalitativní hodnocení toků 127
6.5.2 Kvantitativní hodnocení toků 127
6.5.3 Mratínský potok 128
6.5.4 Třeboradický potok 130

7 ZÁVĚRY A DOPORUČENÍ PRO DALŠÍ POSTUP 132

7.1 VÝHLEDOVÉ ŘEŠENÍ JEDNOTNÉ A NAVAZUJÍCÍ ODDÍLNÉ SPLAŠKOVÉ KANALIZACE 132
7.2 VÝHLEDOVÉ ŘEŠENÍ POBOČNÝCH ČISTÍREN ODPADNÍCH VOD 134
7.3 VÝHLEDOVÉ ŘEŠENÍ DEŠŤOVÉ KANALIZACE A ODVODŇOVACÍCH ZAŘÍZENÍ 135
7.4 POSOUZENÍ VLIVU ODVODNĚNÍ NA VODNÍ TOKY 136

1 Titulní list dokumentace

Název projektu	**Severní část Prahy – Letňany, Čakovice, Miškovice, Ďáblice, Březiněves, Třeboradice, část Střížkova a Proseku - dílčí projekt II. detailní fáze GO HMP**
Část	Současný a výhledový stav
Příloha číslo / název	**5. Technická zpráva – návrh výhledového stavu**
Stupeň dokumentace	Generel
Zadavatel (investor)	**Pražská vodohospodářská společnost, a. s.** Cihelná 4, 118 00 Praha 1
Zpracovatel	**HYDROPROJEKT CZ a.s.** Táborská 31, 14016 Praha 4 - Nusle
Generální ředitel	Ing. Miroslav Kos, CSc.
Ředitel výrobního útvaru	Ing. Aleš Mucha
Hlavní inženýr projektu	Ing. Stanislav Hanák
Zodpovědní projektanti	Ing. Stanislav Hanák Ing. Vlastimil Petříček Ing. Petr Kuba
Na projektu dále spolupracovali	Jan Musil Vít Kučera
Externí kooperace	**D-plus, projektová a inženýrská a.s.** Sokolovská 16, 186 00 Praha 8 – Karlín
Zodpovědný projektant:	Ing. Jindřich Sláma
	DHI a.s Na Vrších 1490/5, 100 00 Praha 10 - Strašnice
Zodpovědní projektanti:	Ing. Miroslav Tesařík Ing. David Hrabák
Kontrola jakosti	Doc. Ing. Vladimír Havlík, CSc.
Zakázkové číslo	104 300 1 75
Archivní číslo	04297/07/1

© Hydroprojekt CZ a.s., Říjen 2007
Tato dokumentace včetně všech příloh (s výjimkou dat poskytnutých objednatelem) je duševním vlastnictvím akciové společnosti HYDROPROJEKT CZ. Objednatel této dokumentace je oprávněn ji využít k účelům vyplývajícím z uzavřené smlouvy bez jakéhokoliv omezení. Jiné osoby (jak fyzické, tak právnické) nejsou bez předchozího výslovného souhlasu objednatele oprávněny tuto dokumentaci ani její části jakkoli využívat, kopírovat (ani jiným způsobem rozmnožovat) nebo zpřístupnit dalším osobám.

2 Vstupní podmínky a podklady pro návrh odvodnění

2.1 Současné podmínky odvodnění

Při návrhu výhledové koncepce odvodnění rozvojových ploch je nutno vyjít z možností napojení na stávající systém stokové sítě. Krátká rekapitulace současného stavu je uvedena v následujícím textu.

Lokalita vymezená v tomto generelu povodím Mratínského potoka a jeho přítoků je odvodněná na dvě pobočné čistírny odpadních vod PČOV Miškovice a PČOV Březiněves. Další část zájmového území je přečerpávaná do povodí ÚČOV Praha na Císařském ostrově (Prosecký sběrač).

Na **PČOV Miškovice** je přiváděna splašková i dešťová (z jednotného systému) voda páteřním sběračem DN800, který přechází v Miškovicích do DN1100. Tento ***„Miškovický sběrač“*** podchycuje splaškové vody přicházející ze tří směrů

- Čakovice – jednotná soustava – Miškovický sběrač
- Malá část Kbel – jednotná soustava - Kbelský sběrač
- Třeboradice – oddílná splašková kanalizace - výtlak DN 150,
- Miškovice – oddílná spalšková kanalizace - gravitace DN 300.

Vlastní sběrač začíná v Čakovicích soutokem s Letňanským sběračem a pokračuje podél Mratínského potoka. Přímo do páteřního sběrače je zaústěna většina odkanalizovaného území Čakovic, části Letňan a malé části Kbel, ať již gravitačně nebo čerpáním. V další části textu jsou uvedeny přítoky tohoto páteřního sběrače.
Malá část Kbel (prostor kolem sportovního letiště) je odkanalizována jednotnou stokou BET a KT DN500 - ***Kbelským sběračem***. Tato stoka začíná v prostoru kolem ulice Toužimská, dále probíhá kolem betonárny Skanska do MČ Čakovice. Zde pokračuje ulicí Vážská a Bělomlýnská na vírový separátor Na Barikádách.
Takzvané staré Letňany jsou odkanalizovány jednotnou kanalizací - ***Letňanským sběračem***. Tato stoka přivádí odpadní vody z prostoru obytné zástavby i výrobních komplexů (AVIA atd.). Na stokový systém Čakovic se napojuje v Sadech vítězství a poté odpadní vody pokračují dále na vírový separátor Na Barikádách. Stoka je v dimenzi DN1000-1500.
Druhým směrem, ze kterého je gravitačně přiváděna splašková voda je MČ Miškovice, ulice Polabská. Do této stoky je zaústěna celá původní zástavba městské části Miškovice. Nová zástavba Miškovic je připojena do sběrače DN1000 od Čakovic.
Třetím směrem je přívod splaškových vod z ***MČ Třeboradice*** výtlačným řadem, zaústěným přes uklidňovací šachtu do stoky DN1000.

Na **PČOV Březiněves** je přiváděna splašková voda jedním sběračem DN300. Tento sběrač prochází ulicí Na hlavní a podchycuje splaškové vody z celé lokality Březiněves.

Na **ÚČOV Praha** je přiváděna splašková voda z MČ Ďáblice, MČ Letňany (nová část sídliště) a prostoru areálu GLOBUS Čakovice.
Z MČ Ďáblice jsou odpadní vody odvedeny jedním sběračem DN300 do čerpací stanice ***ČS Ďáblice*** a dále výtlakem (pod dálnicí D8, podél Mratínského potoka a ulicí U

červeného mlýnku) do ***ČS Čakovice I***.
Do této čerpací stanice Čakovice jsou svedeny také splaškové vody z MČ Letňany (nová část sídliště). Přívodní stoka BET DN 800 je situována podél ulice Tupolevova. Výtlak z ČS Čakovice I. probíhá v ulicích U červeného mlýnku, Červený mlýn, podchází ulicí Kostelecká. Dále směřuje ve volném terénu, podchází ulici Cínovecká, znovu probíhá volným terénem až do ulice K zahradnictví, kde se napojuje na gravitační stokový systém Prahy.

2.2 Návrh řešení odvodnění dle zadání projektu

Dle požadavků PVS, a.s publikovaných v zadání projektu je výhledový stav řešen dle následujících zásad:

- Odvodnění bude navrženo jako oddílný systém, ve kterém budou odděleny splaškové a dešťové vody
- V oblasti s již vybudovanou jednotnou soustavou bude zachován tento systém odvodnění s tím, že při rozvoji v okrajových částech bude navrhována soustava oddílná nebo modifikovaná
- Splaškové vody budou čištěny ve spádových lokálních čistírnách odpadních vod
- Bude posouzena a optimalizována funkce odlehčovacích komor
- Bude proveden návrh postupného připojování nových rozvojových lokalit v řešené oblasti včetně časových a finančních nároků v koordinaci s již připravovanými akcemi
- Bude posouzeno odvádění splaškových vod na centrální stokový systém a případné rozšíření nebo zmenšení tohoto způsobu odvádění splašků
- Pro odvádění dešťových vod budou v maximální míře využívány stávající systémy odvodnění. Na nových rozvojových plochách bude odvádění dešťových vod klasickým kanalizačním systémem minimalizováno, ve snaze zajistit vyrovnanou vodní bilanci na řešeném povodí.

2.3 Urbanistické řešení

Základním nástrojem pro návrh koncepce odvodnění v zájmovém území projektu je "Územního plán sídelního útvaru hl. m. Prahy" včetně schválených změn a úprav (stav k roku 2006), který předpokládá dostavbu rodinných domů, developerské zástavy a komerčních ploch v Ďáblicích, dostavbu komerční zóny v Letňanech a nové obytné zástavby v jihovýchodní části Letňan. Významná zástavba je rovněž plánována na katastru Čakovic, konkrétně se jedná o dostavbu rodinných domků v západní části Čakovic podél Kostelecké ulice a výstavbu nové developerské zástavby sídlištního typu v severní části katastru. V Čakovicích jsou rozvojové plochy lokalizovány také podél jihovýchodního kraje obce. Další plánovaná zástavba se nachází v okrajových částech obcí Miškovice, Třeboradice a Březiněves.

Do zájmového území také zasahuje významná liniová stavba silničního okruhu kolem Prahy (dále jen SOKP) a to dvě části, východní část stavby Stavba 519 SOKP Suchdol – Březiněves a především převážná část stavby 520 SOKP Březiněves – Satalice na severovýchodním okraji Prahy. Pro zapracování odvodnění bylo využito DUR Stavby

519 a studie Stavby 520.

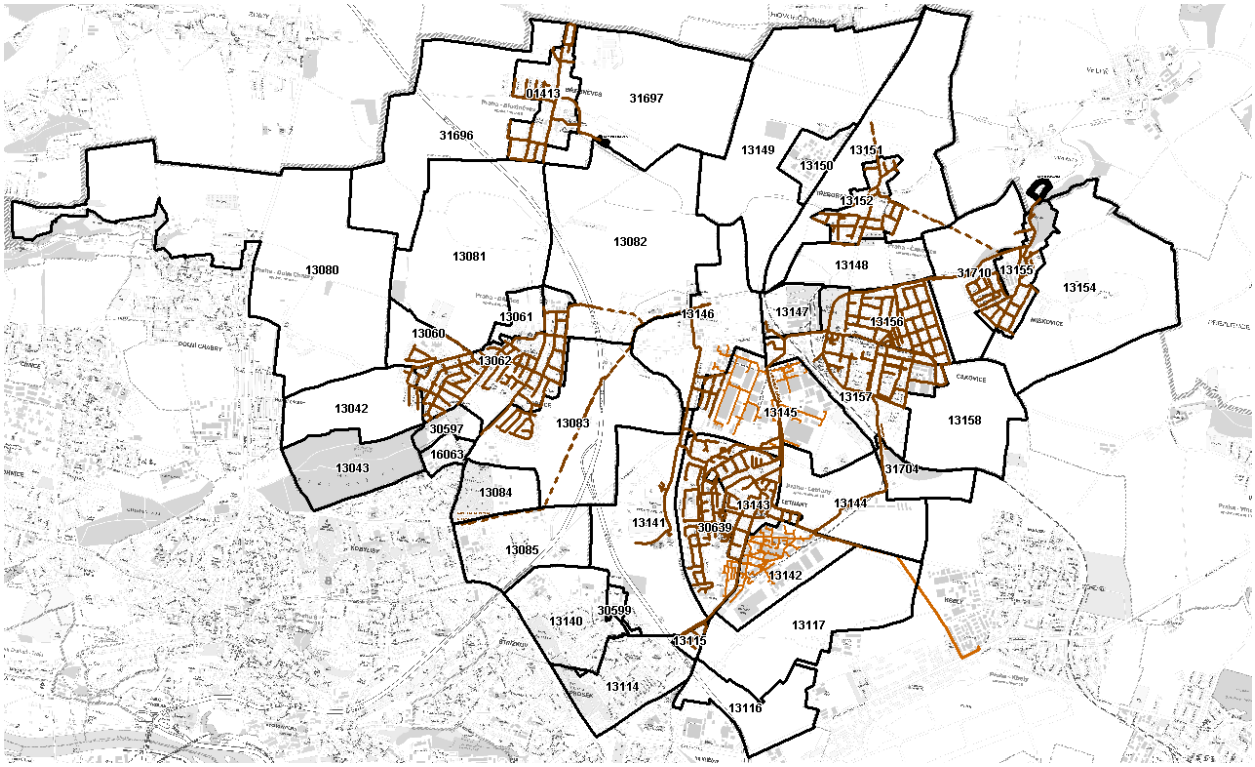
Upřesňujícími podklady pro řešení koncepce odvodnění jsou schválené urbanistické studie v zájmovém území a další koncepční projekty a záměry. V zájmovém území nabyla k dispozici žádná urbanistická studie. Pro návrh rozvoje by využit generel odvodnění městské části Praha Ďáblice, zpracovaný v dubnu 2004 Ing. Abrahámem.

V případě posouzení návrhu odvodnění pro jednotlivé projektované areály byly využity také podklady z projektové dokumentace. Jedná se o následující podklady:

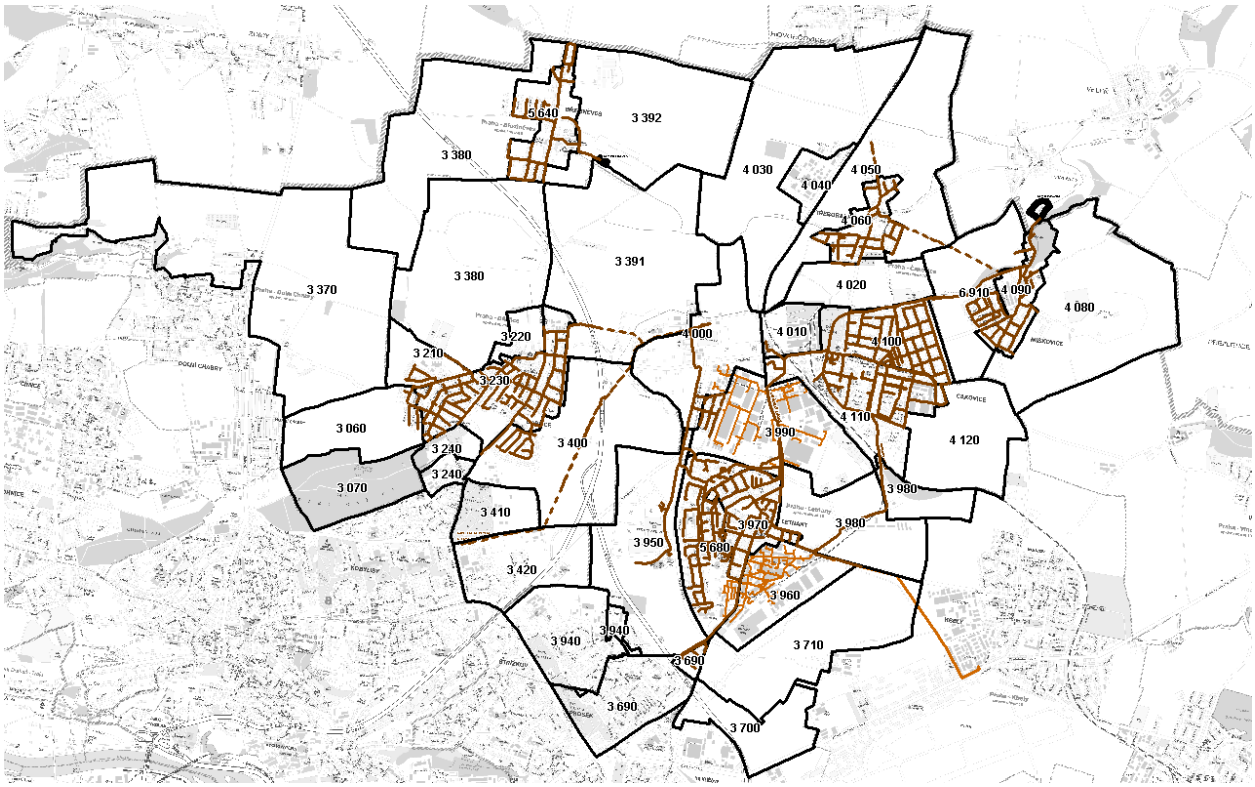
- Odvodnění obytného souboru „U zámeckého parku“, obytného souboru „Čtyřlístek“, obytného souboru „Kopretina“ (PUDIS, a.s., 2006)
- Stavba 3119 – TV Čakovice – etapa 006 – DVZ (Projekt IV, 09/2004)

2.4 Demografické údaje

Data pro současný stav vycházejí ze zpracování Sčítání lidu, bytů a domů v roce 2001 a adresních bodů (počet obyvatel na adresách). Data pro výhledový stav jsou k dispozici z bilance obyvatel a pracovních příležitostí pro období do roku 2010 a pro období po roce 2010. Tyto informace jsou součástí Územního plánu..Územní plán vztahuje počty obyvatel a pracovních příležítostí k základním sídelním jednotkám, urbanistickým obvodům (viz. obr.2.1 a 2.2).



Obr. 2.1 Rozsah ZSJ na území GO Sever



Obr. 2.2 Rozsah urbanistických obvodů na území GO Sever

Kodzsj	Nazev_uo	UO_num	obyv2001	obyv2001_adresni_body	oc1	oc2	Celkem_obyvatel prirustek	Celkem_obyvatel	Pracpril 2001	prp1	prp2	Celkem_PP_prirustek	Celkem_PP	Celkem_EO_Prirustek
13149	Třeboradice-jihozápad	4030	0	0	0	0	0	0	64.4879	209	0	209	273	70
13151	Třeboradice-sever	4050	13	13	952	1006	993	1006	94.5236	34	0	34	129	1004
1413	Březiněves	5640	667	674	1440	1440	773	1440	174.69	54	0	54	229	791
13150	Třeboradice-západ	4040	0	1	0	0	0	0	53.8463	501	0	501	555	167
13152	Třeboradice-střed	4060	669	668	758	758	89	758	134.973	26	0	26	161	98
13154	U Miškovického mlýna	4080	0	0	225	454	454	454	1.31425	0	0	0	1	454
31710	Na zlatém	6910	0	0	674	674	674	674	1.31425	21	0	21	22	681
13155	Miškovice	4090	976	916	1123	1123	147	1123	133.397	1	0	1	134	147
13146	Čakovice-západ	4000	17	16	974	974	957	974	933.265	1556	0	1556	2489	1476
13148	Čakovice-sever	4020	15	20	2487	2487	2472	2487	10	56	0	56	66	2491
13156	Čakovice-střed	4100	1829	1880	1829	1829	0	1829	354.037	0	0	0	354	0
13147	Čakovice-průmyslový obvod	4010	13	15	94	94	81	94	107.516	120	0	120	228	121
13062	Staré Ďáblice	3230	2007	2350	2935	2935	928	2935	1059.51	108	0	108	1168	964
13061	Ďáblice-statek	3220	36	29	214	214	178	214	41.5192	42	0	42	84	192
13060	Ďáblice-cihelna	3210	72	72	623	623	551	623	173.068	221	0	221	394	625
13157	Čakovice-jih	4110	2149	2249	2336	2336	187	2336	1261.48	201	0	201	1462	254
13083	Ďáblice-jih	3400	20	21	1275	2337	2317	2337	22.1096	748	280	1028	1050	2660
13145	Letňany-průmyslový obvod	3990	97	110	113	501	404	501	1314.37	552	0	552	1866	588
13158	Čakovice-východ	4120	0	0	369	1797	1797	1797	1.31425	31	0	31	32	1807
13042	Ďáblice-pod hájem	3060	4	32	374	374	370	374	1.54714	1	0	1	3	370
13141	Letňany-západ	3950	0	0	2616	2616	2616	2616	5.25699	3187	0	3187	3192	3678
13043	Ládví	3070	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30639	Nové Letňany	5680	10582	10471	10881	10881	299	10881	1761.98	204	0	204	1966	367
13143	Staré Letňany	3970	3494	3617	3599	3599	105	3599	2606.42	18	0	18	2624	111
13084	Ďáblický hřbitov	3410	4	2	4	4	0	4	57.7778	0	0	0	58	0
13085	Střížkov-Na Dlouhých	3420	2928	3535	3679	3679	751	3679	443.345	144	0	144	587	799
13142	Letov	3960	22	4	738	738	716	738	442.46	2625	0	2625	3067	1591
13117	K Vysočanům	3710	0	0	248	248	248	248	1.31425	3221	1287	4508	4509	1751

Kodzsj	Nazev_uo	UO_num	obyv2001	obyv2001_adresni_body	oc1	oc2	Celkem_obyvatel prirustek	Celkem_obyvatel	Pracpril 2001	prp1	prp2	Celkem_PP_prirustek	Celkem_PP	Celkem_EO_Prirustek
13116	Nad Klíčovem	3700	0	0	8	8	8	8	0	4037	1	4038	4038	1354
31696	Ďáblice-sever B	3380	0	0	590	590	590	590	36	92	0	92	128	621
31697	Ďáblice-východ B	3392	0	5	578	842	842	842	183	197	0	197	380	908
13082	Ďáblice-východ A	3391	56	57	454	454	398	454	183	196	0	196	379	463
13081	Ďáblice-sever A	3380	0	0	491	491	491	491	36	91	0	91	127	521
13080	Chabry-východ	3370	26	49	468	468	442	468	11	116	0	116	127	481
30597	Ďáblice-u hvězdárny B	3240	1	1	1	1	0	1	20	0	0	0	20	0
16063	Ďáblice-u hvězdárny A	3240	326	317	369	369	43	369	20	0	0	0	20	43
31704	Letňany- sever C	3980	0	0	0	0	0	0	8	220	8	228	236	76
13144	Letňany-sever A	3980	11	7	1573	1691	1680	1691	8	220	8	228	236	1756
13140	Střížkov-Lovosická A	3940	5315	5349	6292	6292	977	6292	653	597	0	597	1250	1176
30599	Střížkov-Lovosická B	3940	0	0	306	306	306	306	653	597	0	597	1250	505
13115	Nový Prosek B	3690	69	62	69	69	0	69	1047	152	0	152	1199	51
13114	Nový Prosek A	3690	7531	7467	7859	7859	328	7859	1047	153	0	153	1200	379

LEGENDA:

kodzsj KÓD ZSJ (základní sídelní jednotky) podle číselníku UIR-ZSJ
UO_num číslo urbanistického obvodu
Obyv 2001 adresni body počet obyvatel stanovený z adresních bodů
obyv2001 obyvatel podle SLDB 2001
oc1 obyvatel celkem do roku 2010
oc2 obyvatel celkem po roce 2010

Pracpril 2001 pracovní příležitosti vypočítané podle SLDB 2001
prp1 pracovní příležitosti na rozvojových plochách do roku 2010
prp2 pracovní příležitosti na rozvojových plochách po roce 2010

Tab. 2.1 Počet obyvatel a pracovních příležitostí v urbanistických obvodech na území GO Sever dle Úpn. Pro srovnání je ve sloupci „obyv2001_adresni_body“ uvedena hodnota počtu obyvatel na adresách vztažená k příslušným urbanizovaným obvodům.

2.5 Majetkoprávní vztahy

V rámci řešení generelu odvodnění severní části Prahy byla zpracována mapa majetkoprávních vztahů v zájmovém území.

Jako zdrojový podklad k majetkoprávní mapě sloužily katastrální mapy v geografickém informačním systém MISYS aktualizované v dubnu 2006. Data byla rozdělena pro potřeby generelu rozděleny na následující skupiny vlastníků:

- Hlavní město Praha
- Osoby
- Soukromé společnosti
- Církve
- České dráhy
- Česká republika
- Ostatní
- Bez vlastníka, není na LV

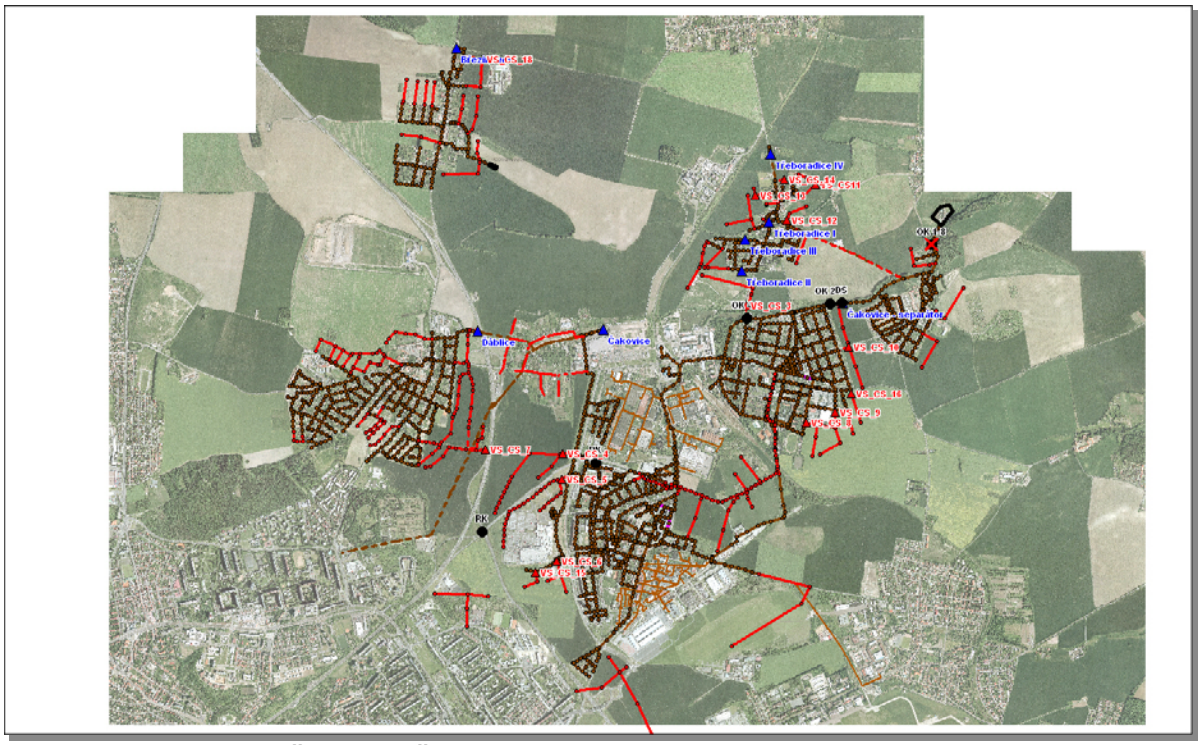
Výběr těchto zadaných skupin byl nad katastrální mapou vybarven do polygonů a uložen do formátu .dwg. Jednotlivé vrstvy byly vytvořeny polygonem, aby byla zajištěna použitelnost informace o ploše i pro další zpracování. Situace majetkoprávních poměrů je součástí přílohy A.4.5 a A.4.6 Situační zpráva o povodí – situace majetkoprávních poměrů. Podrobný výpis katastrů a majitelů je uveden v samostatné digitální příloze.

Získání informací o majetkoprávních poměrech v zájmové lokalitě slouží k přehledu území a jejich vlastníků a to z hlediska využitelnosti pro další rozvoj území.

3 Oddílná splašková a jednotná kanalizace

3.1 Oddílná splašková kanalizace

3.1.1 Koncepce návrhu splaškové kanalizace v zájmovém území projektu



Obr. 3.1 Schéma navržené splaškové a jednotné kanalizace v zájmovém území GO severní části Prahy nad ortofotomapou

Splaškové vody z rozvojových lokalit v zájmovém území GO severní části Prahy budou dle požadavků PVS, a.s. odváděny nově navrženou oddílnou kanalizační soustavou, s výjimkou rozvojového území ve východní části Letňan, ohraničeného ul. Beranových a K sedlišti, kde bude odvodnění řešeno (vzhledem k problematickému odvodnění dešťových vod a plánované přeložce Letňanského sběrače) modifikovanou kanalizací.

Trasy výhledových kanalizací byly navrženy v souladu s platným ÚPn HMP pro časové horizonty do roku 2010 a po roce 2010.
Návrh tras v části zájmového území vycházel také z podkladů generelu odvodnění Městské části Ďáblice, zpracovaného v roce 2004 Ing. Abrahámem a z dostupných projektů navržených obytných komplexů .

Výškové vedení navržených kanalizací bylo řešeno v souladu s platnými „Městskými standardy vodárenských a kanalizačních zařízení na území hl. m. Prahy. Úkolem generelu bylo mimo jiné prověřit technické možnosti návrhu nových splaškových stok v rozvojovém území.
Podkladem pro stanovení průběhu stávajícího terénu byl Digitální model terénu, který je k dispozici od IMI Praha. Tento model byl aktualizován v roce 2003, kdy

bylo provedeno barevné snímkování celého území města, přičemž fotogrammetrické zaměření záplavového území je s přesností 14 cm a na zbytku města (včetně zájmového území GO HH) s přesností 22 cm.
Tyto prověřovací podélné profily respektují stávající terén a protože není zatím známo konečné uspořádání upraveného terénu pro navrhovanou výstavbu, nebyl upravený terén v generelu odvodnění uvažován.
Sklony stok byly navrhovány co nejplynulejší s dodržením minimálních sklonů a minimálního krytí kanalizace v zastavěném území.
Pro účely generelu nebylo uvažováno s umístěním vstupních šachet u nově navržených stok po 50 m (dle MS), ale pouze v lomových bodech a v místech změny profilu stoky.

Výpočet množství splaškových vod byl proveden dle metodiky Generelu odvodnění a městských standardů. Pro výpočet byly použity vstupní podklady zahrnující především demografické údaje o obyvatelstvu a pracovních příležitostech na území hl.m.Prahy. Tyto informace jsou získány ze dvou základních zdrojů. Prvním zdrojem je Český statistický úřad druhým pak Územní plán HMP. První zdroj informací se vztahuje k současnému stavu produkce splaškových vod, druhý je zaměřen na výhled k časovému horizontu roku 2010. Jedná se o následující vstupní informace: počet trvale bydlících obyvatel, počet dlouhodobě přítomných osob, počet krátkodobě přítomných osob, počet denně přijíždějících osob.

3.1.1.1 Dostavba stokového systému v povodí PČOV Miškovice

Miškovice

Rozvojové plochy na jihovýchodním a severním okraji obce jsou navrženy k odvodnění gravitační splaškovou kanalizací. Nové stoky budou napojeny na stávající systém splaškové kanalizace obce a na Miškovický sběrač.
Navržené prověřovací stoky odvodňují čistě obytná území a plochu pro mateřské, základní a střední školy.

Stoka	Délka	Profil	Sklon	Pozn.
„V-MISK-3-8“	393,1 m	DN 300	19‰	Gravitačně napojeno na kan. Miškovic
„V-MISK-3-2-3“	334,1 m	DN 300	16‰	Gravitačně napojeno na kan. Miškovic
„V-MISK-3-2-2“	22,5 m	DN 300	36‰	Gravitačně napojeno na kan. Miškovic
„V-MISK-4-4“	329,5 m	DN 300	27‰	Gravitačně napojeno na kan. Miškovic
„V-MISK-5“	336,7 m	DN 300	52‰	Gravitačně napojeno na kan. Miškovic

Tab. 3.1 Navržené stoky splaškové kanalizace v katastru Miškovice

Čakovice

Na území městské části Čakovice proběhla v nedávné době významná rekonstrukce a přestavba jednotné kanalizační soustavy rozdělená na několik etap. Stavba zahrnovala rekonstrukci části Miškovického sběrače včetně vybudování objektu vírového separátoru, přeložku dolní části Letňanského sběrače v zastavěné části Čakovic a výstavbu nových uličních stok v obci. Podklady od projektanta (Projekt IV) již zpracovatel generelu (po dohodě se zadavatelem) zapracoval do simulačního současného stavbu projektu.

Nová rozvojová území v jižní a jihovýchodní části obce byla již navržena k odvodnění oddílnou soustavou. Nové splaškové stoky budou zaústěny buď přímo do Miškovického sběrače, nebo do uličních stok jednotné soustavy. Konfigurace terénu si u prověřovacích stok vyžádala výstavbu 4 nových čerpacích stanic (VS_8, VS_9, VS_10_VS_16). Alternativně lze čerpací stanici VS_CS_10 zrušit a gravitační stoku prodloužit až k napojení do Miškovického sběrače. V tomto případě by hloubka výkopu byla cca 7 m. Konečné vedení nových stok bude záviset na návrhu výhledových komunikací.

V severní části území, na ploše ohraničené ul. Schellerova a Mratínským potokem, probíhá výstavba obytného souboru „U zámeckého parku“, tvořeného 9 objekty pro cca 1830 obyvatel. Odvodnění areálu bylo řešeno dle projektu Ing. Kuka (PUDIS, a.s.). Splaškové vody z areálu jsou odvodněny gravitační kanalizací s přečerpáváním. Čerpací stanice VS_CS_3 je umístěna v jihovýchodní části areálu podél ulice Schellerova. Výtlačné potrubí je napojeno do Miškovického sběrače pod objektem odlehčovací komory OK 4-8 Schollerova.

Z východního směru navazuje na obytný soubor „U zámeckého parku“ obytný areál „Čtyřlístek“. Odvodnění splaškových vod z těchto objektů je řešeno napojením na gravitační stoku DN 300 (pokračující DN 400 a retenční DN 1600 před VS_CS_3), vybudovanou v Schollerově ulici.

Na obytný soubor „U zámeckého parku“ navazuje ze západního směru obytný soubor „Kopretina“. Splaškové vody z těchto objektů jsou odvodněny gravitační stokou do systému splaškové kanalizace obce Třeboradice“.

Stoka	Délka	Profil	Sklon	Pozn.
„V-CAK-1-4“	290,7 m	DN 300	14‰	-
„V-CAK-1-5“	521,1 m	DN 300	14‰	-
„V-CAK-1-6“	213,6 m	DN 300	14‰	-
„V-CAK-1-7“	461,3 m	DN 300	14‰	-
„V-CAK-1-7-1“	96,1 m	DN 300	21‰	-
„V-CAK-17-2-3“	361,8 m	DN 300	14‰	-
„V-CAK-18“	411,6 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-18-1“	136,0 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-19“	436,0 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-19-1“	106,7 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-20“	102.5 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-21“	229,8 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-22“	181,0 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-23“	152,5 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-24“	353,7 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-25“	60,9 m	DN 80	min 3‰	tlaková kanalizace
„V-CAK-CS3“	518,0 m	DN 300	10‰	obytný soubor „U zámeckého parku“
„V-CAK-CS3“	90,0 m	DN 1600	8‰	obytný soubor „U zámeckého parku“ retenční stoka pro ČS

Tab. 3.2 Navržené stoky splaškové kanalizace v katastru Čakovice

Letňany

V katastru Letňan se předpokládá především dostavba Obchodního centra Letňany. Splaškové vody budou napojeny do splaškového sběrače DN 600, ukončeného na čerpací stanici ČS 001 Čakovice.

Do katastru Letňan zasahuje také bývalá zahrádkářská kolonie podél ul. Kostelecká, kde se uvažuje s využitím pro smíšené území městského typu (SVM) a čistě obytné území (OC). Tato zástavba bude odkanalizována tlakovou kanalizací, obdobně jako navazující plocha v Ďáblicích a napojena do splaškového sběrače DN 600, ukončeného na ČS 001 Čakovice.

Stoka	Délka	Profil	Sklon	Pozn.
„V-LET-28“	254,5 m	DN 400	6‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-28“	16,4 m	DN 300	18‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-29“	160,1 m	DN 400	8‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-29“	14,2 m	DN 300	28‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-30“	125,6 m	DN 400	21‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-30“	20,2 m	DN 300	20‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-31“	486,8 m	DN 400	20‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-31“	19,7 m	DN 300	26‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-32“	339,0 m	DN 500	22‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-32“	28,5 m	DN 300	14‰	modifikovaná kanalizace
„V-LET-33“	816,7 m	DN 300	15‰	splašková kanalizace
„V-LET-33-1“	269,6 m	DN 300	14‰	splašková kanalizace
„V-LET-34“	788,3 m	DN 300	23‰	splašková kanalizace
„V-LET-34-1“	338,4 m	DN 300	20‰	splašková kanalizace
„V-LET-35“	270,1 m	DN 300	14‰	splašková kanalizace
„V-LET-35-1“	126,4 m	DN 300	27‰	splašková kanalizace
„V-LET-36“	190,1 m	DN 300	14‰	splašková kanalizace

Tab. 3.3 Navržené stoky splaškové kanalizace v katastru Letňany

Třeboradice

V katastru Třeboradice se předpokládá poměrně značná výhledová zástavba v okrajových částech obce.

Navržená čistě obytná zástavba v jihozápadní části obce spolu s obytným souborem „Kopretina“ v katastru Čakovice budou napojeny na splaškovou stoku v ul. Jirsákova. Tato stoka je součástí povodí čerpací stanice Třeboradice III. (ul. Babiččina).

Část rozvojových ploch v jihozápadní části obce je navržena k napojení do stoky v ul. Šircova, která je součástí povodí čerpací stanice Třeboradice II. (Šircova).

Významné rozvojové plochy čistě obytné a smíšené městského typu v severní části obce budou napojeny přímo do povodí koncové čerpací stanice Třeboradice I (Slaviborské náměstí). Realizace splaškové kanalizace v této lokalitě si vyžádá dle prověřovacích podélných profilů výstavbu čtyř čerpacích stanic (VS_CS_11, VS_CS_12, VS_CS_13 a VS_CS_14).

Značný rozvoj rezidenční zástavby v Třeboradicích bude pravděpodobně vyžadovat posílení čerpací stanice Třeboradice I a položení nového souběžné výtlačného potrubí v délce 1272 m.

Stoka	Délka	Profil	Sklon	Pozn.
„V-TREB-1-1-1-4“	118,3 m	DN 300	28‰	-
„V-TREB-1-1-4“	308,7 m	DN 300	16‰	-
„V-TREB-1-2-1“	34,9 m	DN 300	85‰	-
„V-TREB-1-3-1“	286,1 m	DN 300	16‰	-
„V-TREB-1-3-1-1“	214,4 m	DN 300	14‰	-
„V-TREB-2“	171,7 m	DN 300	18‰	-
„V-TREB-3-3“	442,5 m	DN 300	20‰	-
„V-TREB-3-3-1“	217,5 m	DN 300	34‰	-
„V-TREB-11“	169,1 m	DN 300	14‰	-
„V-TREB-11-1“	147,6 m	DN 300	17‰	-
„V-TREB-12“	212,4 m	DN 300	14‰	-
„V-TREB-13“	57,9 m	DN 300	14‰	-
„V-TREB-14“	4,0 m	DN 300	44‰	-

Tab. 3.4 Navržené stoky splaškové kanalizace v katastru Třeboradice

3.1.1.2 Dostavba stokového systému v povodí PČOV Březiněves

V katastru Březiněvsi se ve výhledu uvažuje s rozsáhlou urbanizací v okrajových částech obce. Jedná se převážně o čistě obytná území v kombinaci se všeobecně obytným a smíšeným územím městského typu. Dle zpracovaných prověřovacích podélných profilů splaškové kanalizace je možné výhledové stoky napojit na stávající stokový systém gravitačně.

Stoka	Délka	Profil	Sklon	Pozn.
„V-BREZ-1-1“	337,0 m	DN 300	33‰	-
„V-BREZ-1-2“	241,5 m	DN 300	41‰	-
„V-BREZ-3“	203,8 m	DN 300	16‰	-
„V-BREZ-3-1“	200,7 m	DN 300	21‰	-
„V-BREZ-3-2“	199,4 m	DN 300	18‰	-
„V-BREZ-3-3“	197,2 m	DN 300	18‰	-
„V-BREZ-8“	161,9 m	DN 300	21‰	-
„V-BREZ-9“	411,4 m	DN 300	17‰	-
„V-BREZ-CS18“	352,5 m	DN 300	14‰	-
„V-BREZ-CS18-1“	122,4 m	DN 300	22‰	-

Tab. 3.5 Navržené stoky splaškové kanalizace v katastru Březiněves

3.1.1.3 Dostavba stokového systému v Ďáblicích a řešení ČS Ďáblice (povodí ÚČOV Praha)

Dostavba stokového systému v Ďáblicích

Návrh řešení splaškové kanalizace v katastru Ďáblice vychází z „Generelu odvodnění městské části Praha – Ďáblice, zpracovaného v dubnu 2004 Ing. Abrahámem. Do současného stavu Generelu odvodnění severní části Prahy (dále jen GO sever) byly aktualizovány již vybudované stoky splaškové kanalizace.

Rozvojové plochy v katastru Městské části Praha Ďáblice jsou v lokalitách:

- Na severu v prostoru vymezeném na jihu ulicí Statková – Šenovská, na východě zástavbou historického centra obce, na severu navrhovaným severním biokoridorem. Zde se počítá s výstavbou převážně rodinných domů v zahradách, uvažuje se zde se stavbou nové školy. V zástavbě bude nutno založit novou síť splaškové kanalizace **(sběrač SB)**. Její trasování bude určeno uliční sítí, která bude upřesněna až při parcelaci pozemků a zejména konfigurací terénu. Ten má sklon k severovýchodu k pramenné pánvi Mratínského potoka. Stoky nelze napojit nejkratším směrem na stoku v ul. Šenovské. Budou směřovat k navrhované obvodové komunikaci s propojením do sběrače B v ul. Na Štamberku přes parcely na východním okraji historického centra. Předpokládaná délka nových stok se odhaduje na 1800 m. Vážnější překážky pro návrh stok v tomto území nejsou.
- Navazující pruh navrhované zástavby podél nové komunikace, propojující ul. Statkovou s Ďáblickou severně od historického jádra obce, zahrnuje dvě řady rodinných domů v zahradách, u ul. Ďáblické, obytných domů. Území leží v mělké pánvi pramenné oblasti Mratínského potoka. Aby ho bylo možno spolehlivě odvodnit, bude nutno terén srovnat násypy, v některých místech ho zvýší až o 0,5 - 0,8 m. Do násypů by bylo možno použít přebytečný výkop z jiných staveb, na příklad z uvažované retenční nádrže A. I tak lze splaškovou stoku, která bude prodlužovat dnešní stoku **A-1** v ul. U chaloupek navrhnout mezi uzly v dl. 316,7 m pouze ve sklonu 10,2 ‰. Vytvoření podmínek pro větší sklon by vyžadovalo mnohem výraznější terénní úpravy, kterými by se narušilo okolí historického jádra obce. Navrhované prodloužení stoky A-1 má délku cca 440 m. Tato stoka bude sloužit i pro odvedení nejvíce znečištěných dešťových vod, které budou zadrženy v dešťové usazovací nádrži u RN B.
- Na jihu v návaznosti na zástavbu navrhovaného centra Ďáblic v lokalitě vymezené na severu prodloužením ulic Brigádnické – K lomu na západě ul. Květnové, na jihu ul. Hřenské, na východě ul. Ďáblické. Podle urbanistické studie zde mají být vbudovány rodinné domy. Centrem povede v prodloužení od centra směrem k hvězdárně zelený pás s parkovou úpravou. Zástavba bude odkanalizovaná do splaškových stok, které vzniknou prodloužením stok **B-3-1** v ul. Kučerové o cca 140 m, stoky **B-3** z ul. Osinalické, do obou ulic po stranách navrhovaného parku, délka nových stok cca 558 m. Navrhování stok bude bezproblémové.
- Nejrozsáhlejší rozvojovou plochu vytváří na východě území mezi východním

okrajem zástavby při ul. Chřibské a budovaného sídliště Ekospolu („Nové Ďáblice“) a dálničním tělesem Cínovecké. Uvažované území je na severu omezené Mratínským potokem, na jihu navrhovanou silnicí do Letňan (K lomu). Vzhledem k hlukové situaci z dálničního provozu se zde v izolační zeleni navrhují především výrobní a skladové areály, v pruhu při dnešní zástavbě i zástavba smíšeného charakteru. Výstavba na tomto území je zatím blokována nevyjasněnými majetkoprávními vztahy k dotčeným pozemkům (nároky řádu křížovníků s červenou hvězdou). Pokud zde k zástavbě dojde, bude zde nutno založit novou stokovou síť s novým **sběračem SA**, který se napojí do dnešního sběrače A až na levém břehu potoka u vtoku do navrhované retenční stoky.

Jihovýchodní okrsek zástavby v terénní depresi při ul. K lomu nebude možno na sběrač SA odvodnit gravitačně. Navrhuje se zde podružná čerpací stanice, do které budou odpadní vody z tohoto okrsku svedeny a odtud přečerpávány do stokového systému sběrače SA.

Výškové řešení navrhovaných stok budou rovněž nepříznivě ovlivňovat nadřazené inženýrské sítě. Největší komplikace mohou nastat při křížení vodovodního řadu Káraný – Ládví profilu DN 1600. Tento řad kříží u ul. Kostelecké navrhovaná stoka SA-1, sběrač SA a u ul. K lomu jak sběrač SA, tak stoka SA-3.

Návrh rekonstrukce a dostavby ČS Ďáblice

V rámci GO sever byl vytvořen model splaškové kanalizace včetně simulace funkce čerpací stanice Ďáblice. Pro tyty účely bylo v období 13.4 – 22.6.2006 PVK, a.s. instalováno měření hydraulických veličin (h, v, Q) na nátoku do čerpací stanice a v květnu 2006 bylo PVK, a.s. provedeno jednorázové měření kapacity čerpadel. Na základě těchto údajů byla kalibrována funkce čerpací stanice. Důvodem bylo stanovení množství balastních vod v systému. Vyhodnocení funkce čerpací stanice je součástí současného stavu projektu.

Při jednorázovém měření výkonu čerpadel bylo provedeno měření geometrie jímky. Půdorysná plocha jímky je obdélníková o rozměrech 3,38 m x 4,47 m, od které byly odečteny půdorysné plochy svislých výtlačných potrubí 2 x DN 60 a částečně také nátokový žlab s českými o rozměrech 0,73 m x 0,9 m. Celková plocha jímky S = 14,431 m^2, příp. 15,088 m^2. Celkový akumulační objem jímky je dle podkladů PVK 120 m^3 (Ing. Abrahám uvádí 90 m^3, z toho 10,5 m^3 v zatápěném úseku sběrače A).

Princip měření výkonu čerpadel spočíval v měření poklesu hladiny v jímce za chodu čerpadel při zastaveném přítoku odpadní vody do čerpací jímky a měření času chodu čerpadel, tzv. objemová metoda. Výsledkem pak je průměrný čerpaný průtok pro dané rozmezí hladin v čerpací jímce. Bylo provedeno měření pro 3 režimy čerpání. Nejdříve bylo v chodu čerpadlo č. 1, potom čerpadlo č. 2 a nakonec obě čerpadla najednou. Jedná se o čerpadla se šroubovým odstředivým kolem značky SIGMA.

Režim čerpání	Čerpadlo 1	Čerpadlo 2	Čerpadlo 1+2
výška vodního sloupce (m)	0,19	0,15	0,186
doba čerpání (s)	196	181	186
vyčerpaný objem (m^3)	2,742	2,165	2,5124
průtok (l/s)	13,99	11,96	13,51
rozšířená nejistota (%)	± 5,4	± 6,8	± 5,5

Tab. 3.6 Výsledky měření jednorázového výkonu čerpadel

Teoretická uvažovaná kapacita čerpadel (Ing. Abrahám 04/2004) byla Q = 25 l/s při chodu 1 čerpadla a Q = 35 l/s při chodu dvou čerpadel. Měření jednorázového výkonu čerpadel prokázalo výrazně nižší kapacitu čerpadel, a sice Q = 14 l/s (resp. 12 l/s) při chodu jednoho čerpadla a Q = 13,5 l/s při chodu obou čerpadel.Malý objem zčerpaný v režimu současného chodu obou čerpadel je pravděpodobně způsoben (dle vysvětlení obsluhy) jednak rozdílným technickým stavem motorů jednotlivých čerpadel a také tím, že jedno z čerpadel standardně po náběhu povyskočí z příruby (zřejmě přetlačeno tlakem vody z druhého čerpadla) a tím dochází ke značnému úbytku výkonu.

Ve výhledu, po fyzickém dožití současných čerpadel, bude potřeba jejich výměna. Ing. Abrahám doporučuje instalovat nová čerpadla o výkonu v rozsahu možností vybudovaného výtlaku, tzn. pro H = 20 m.v.s lze výkon čerpadel zvýšit na 30 l/s, při chodu obou čerpadel 45 l/s. Tuto hodnotu Generel odvodnění severní části Prahy převzal do simulačního modelu výhledového stavu.

Další možností řešení situace je výstavba samostatného výtlaku do kanalizace v Kobylisích. Jedná se o investičně náročnou stavbu, která by zahrnovala vybudování nového výtlaku dl. cca 2,5 km a vybavení čerpací stanice čerpadly s velkou tlačnou výškou (cca 80 m). Toto řešení by bylo nutné pouze v případě, že by došlo k zrušení ČS Čakovice a přepojení na kanalizaci v povodí PČOV Miškovice. Dle bilancí GO sever si však již výhledová urbanizace v rámci současného povodí vyžádá rozšíření PČOV a připojení dalšího povodí je nežádoucí.

Nedostatkem dnešního stavu je nedostatečný akumulační prostor v ČS, který má mít podle dnes platných Městských standardů objem pro zadržení průměrného přítoku po dobu 10 hod. Dnešní akumulační objem 120 m^3 zajišťuje v současné době akumulaci na dobu cca 5 hod, pro výhledový přítok 1835 m^3/d dle bilancí GO severu pouze na dobu 1,57 hod.

Ke zlepšení této situace se navrhuje zřídit před ČS na přítokové stoce retenční stoky až k předpokládanému soutoku sběrače A s navrhovaným sběračem SA. Lze zde umístit 70 m dlouhou stoku profilu DN 2000 s vtokem do ČS na kotě 245,0 m. Tímto řešením by se akumulační objem zvýšil na 320 m^3, což ve výhledu dle bilancí GO severu představuje objem průměrného přítoku cca 4,18 hod. Ani v tomto případě nebude ve výhledu splněn požadavek dnes platných standardů, dnešní stav se však výrazně zlepší. Navíc lze předpokládat, že veškeré přitékající dešťové balastní vody zadrženy a nežádoucí přepady odpadních vod do potoka budou prakticky vyloučeny.

3.2 Jednotná kanalizační soustava

3.2.1 Koncepce řešení jednotné kanalizace v zájmovém území projektu

Koncepce výhledového řešení jednotné (včetně navazující oddílné splaškové soustavy) spočívá především v úpravě stávajících odlehčovacích komor tak, aby ve výhledovém stavu se započtením plánované urbanizace dle ÚPn (do roku 2010 a po roce 2010) splňovaly podmínky poměru ředění 1+4 (v případě dešťového separátoru byl navržen poměr ředění 1+3).

Návrh koncepce významnou měrou závisí na výhledovém množství čištěných odpadních vod na PČOV Miškovice. Dle výsledků simulačního modelu na základě nárustu urbanizace navrhujeme ve výhledu zvýšení množství čištěných odpadních vod z 200 l/s na 350 l/s.

3.2.2 Vstupní návrhové parametry PČOV Miškovice

Množství bezdeštných a dešťových odpadních vod přitékajících do čistírny bylo stanoveno na základě podkladů ze simulačního modelu splaškové a jednotné kanalizace, zpracovaného v rámci tohoto generelu.

Při návrhu bylo nutné zohlednit budoucí vývoj v produkci odpadních vod a posoudit opatření ovlivňující spotřebu vody. V souladu s metodikou GO HMP a Městskými standardy je pro výhled navržena specifická hodnota spotřeby vody 180 l/os den. K uvedené specifické spotřebě vody se přičítá specifické množství balastních vod 50 l/os den.

Posouzení současného stavu a návrh výhledového stavu bylo provedeno matematickým simulačním modelem stokové sítě, zkalibrovaným na základě měření hydraulických veličin (hloubek, rychlostí a průtoků) na významných objektech na stokové síti (odlehčovací komory, rozdělovací komory, nátokový žlab PČOV Miškovice). Měření proběhlo v rámci zpracování generelu odvodnění v období 13.4.-22.6.2006. Výhledový stav byl stanoven na základě odhadu rozvoje dle ÚPn HMP pro trvale bydlící obyvatele a pracovní příležitosti. Výhledové množství nátoku dešťových vod bylo stanoveno na základě navrženého poměru ředění 1+3,4 na vírovém separátoru v Čakovicích. Z uvedených zdrojů lze stanovit množství splaškových a dešťových vod natékaných na PČOV Miškovice pro současný a výhledový stav:

Současný stav

Q_{hmax} =	85 l/s	max. hodinový průtok splašků (včetně balastních vod)
Q_{24} =	72 l/s	průměrný denní splaškový průtok
$Q_{dešt}$ =	200 l/s	max. přítok na PČOV za deště

Výhledový stav

$Q_{h,max}$ =	146 l/s	max. hodinový průtok splašků (včetně balastních vod)
Q_{24} =	103 l/s	průměrný denní splaškový průtok
$Q_{dešt}$ =	350 l/s	max. přítok na PČOV za deště

3.2.3 Návrh výhledových opatření na Miškovickém sběrači

3.2.3.1 Popis navržených opatření

Veškeré úpravy na Miškovickém sběrači jsou motivovány snížením znečištění Mratínského potoka během srážkových událostí vlivem interakce kanalizačních objektů s vodním tokem.

Principem navrženého řešení je snaha oddělit maximální možné množství dešťových vod na vírovém separátoru Na Barikádách a umožnit tak zrušení (případně navýšení přelivných hran) u nevyhovujících odlehčovacích komor. V dalším úseku mezi separátorem a PČOV Miškovice již miškovický sběrač přijímá pouze přítoky z oddílné splaškové soustavy z Miškovic a Třeboradic.

Navržená intenzifikace PČOV Miškovice na **350 l/s** vyžaduje úpravu množství přepadajících vod na separátoru tak, aby byl dodržen požadovaný ředící poměr. Principem návrhu je skutečnost, že vlastní odtah ze separátoru nemůže čerpat více než bude kapacita intenzifikované PČOV. Dále se tato hodnota čerpání musí snížit o přítoky splaškových vod, které jsou mezi vlastním separátorem a PČOV Miškovice. Proto byl navrženo Q_{MAX} čerpané na **320 l/s**, což odpovídá ředícímu poměru **1+3,4**. Tento ředící poměr byl projednán se správcem vodního toku (povodí Labe).
Principem navrženého řešení je oddělení max. možného množství dešťových vod na vírovém separátoru, který umožňuje větší separaci nerozpuštěných látek než klasická odlehčovací komora s přelivnou hranou. PVK, a.s provádějí na separátoru měření kvality a z těchto výsledků lze uvažovat účinnost separace nerozpuštěných látek cca 17 %. Separátor má dále výhodu v tom, že přepadá až po naplnění svého retenční objemu 225 m^3 (včetně přítokové trati). Tento retenční objem umožňuje zachytit vodu z drobných srážkových událostí a snížit tak roční počet přepadů.

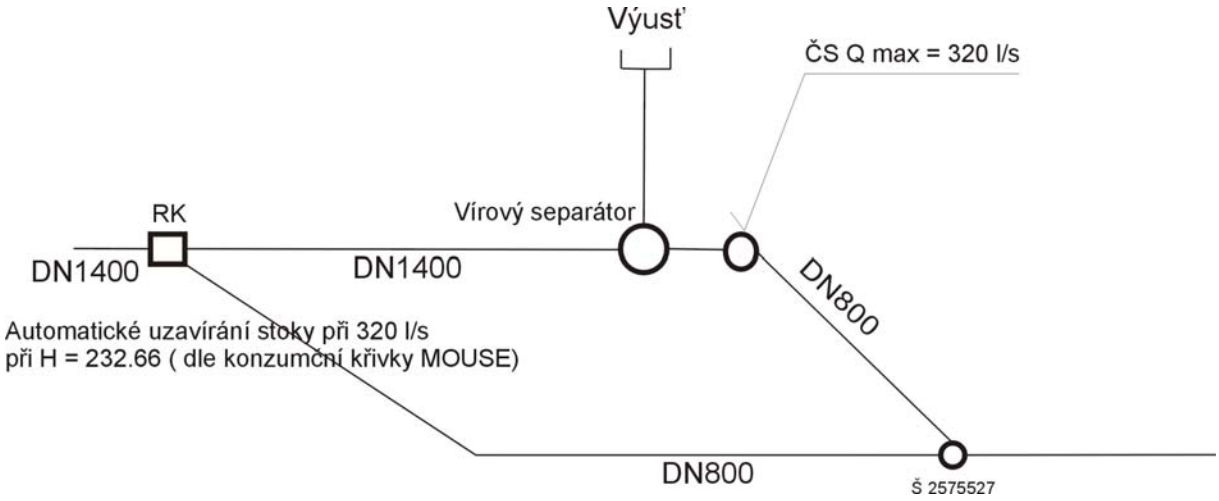
Dalším důležitým krokem je zkapacitnění dělící stěny DN 800 za OK 2-8 Na Barikádách na DN 1400. **OK 2-8 Na Barikádách** bude poté sloužit jako bezpečnostní přeliv, který by byl ve funkci pouze při havarijních stavech. Z tohoto důvodu generel navrhuje navýšení přepadové hrany na této OK z dnešních hodnoty H = 1,08 m na H = 1,4 m. Toto navýšení jednak zaručí plnou funkci separátoru, kdy ani při extrémních deštích nebude OK 2-8 odlehčovat místo separátoru a zároveň při výpadku separátoru a následném obnovení funkce této OK ještě nebude docházet k přetěžování profilů stok nad OK 2-8 z důvodu vysoké přelivné hrany. Výška přelivné hrany 1,4 m odpovídá hladině vody při extrémním dešti N = 10 navýšené o 2 cm.

Celý systém Na Barikádách je ve výhledu dle simulačního modelu nastaven tak, že odpadní vody přitékající miškovickým sběračem profilu DN 2000 (1940) po průchodu OK 2-8 Na Barikádách dotečou na RK Na Barikádách, odkud projde max. **320 l/s** na PČOV Miškovice. Po překročení tohoto průtoku dojde na RK k automatickému uzavření stoky DN 800, resp. automatickému otevření stoky DN 1400 a veškeré přitékající odpadní vody budou směřovány na separátor. Ze separátoru bude následně odtahován průtok **320 l/s** stávající čerpací stanicí zpět do

stoky DN 800 směřující na PČOV. Tato velikost odtahu zajistí ředící poměr na separátoru **1+3,4**.

Dále návrh předpokládá celkovou rekonstrukci **OK 1-8 Polabská**, která by měla mít ve výhledovém stavu pouze funkci bezpečnostního přepadu při mimořádných událostech na stokové síti. Tato rekonstrukce v prvé řadě předpokládá razantní navýšení přelivné hrany tohoto oddělovače z nynější výšky přelivné hrany H =0,38 m na H = 1,0 m. Výška přepadu 1,0 m zhruba koresponduje s výškou přívodního profilu nad OK a tak lze říci, že k přepadu dojde pouze v případě, kdy by mělo dojít k přetížení přívodních stok před OK, což bude při běžném provozu nereálné, vhledem k faktu, že na tuto odlehčovací komoru nemůže směřovat vyšší průtok než cca **350 l/s** (320 odtah z vírového separátoru Na Barikádách + splaškové vody z Miškovic a Třeboratic). Hodnota 350l/s odpovídá zhruba hladině vody v OK na úrovni 0,59 m. Lze tudíž konstatovat, že takto navýšená přepadová hrana v podstatě vyřazuje tuto odlehčovací komoru z běžného provozu a její funkce bude pouze bezpečnostní.

Dále zpracovatel generelu doporučuje zvážení možnosti regulace odtoku z OK1- 8 Polabská ve výši 350 l/s. V takovém případě by mohla tato komora zároveň sloužit i jako bezpečnostní přepad PČOV Miškovice.



Obr.3.2 Schéma úpravy odlehčení dešťových vod v ul. Na Barikádách

3.2.3.2 Posouzení přetěžování Miškovického sběrače mezi vírovým separátorem a PČOV Miškovice

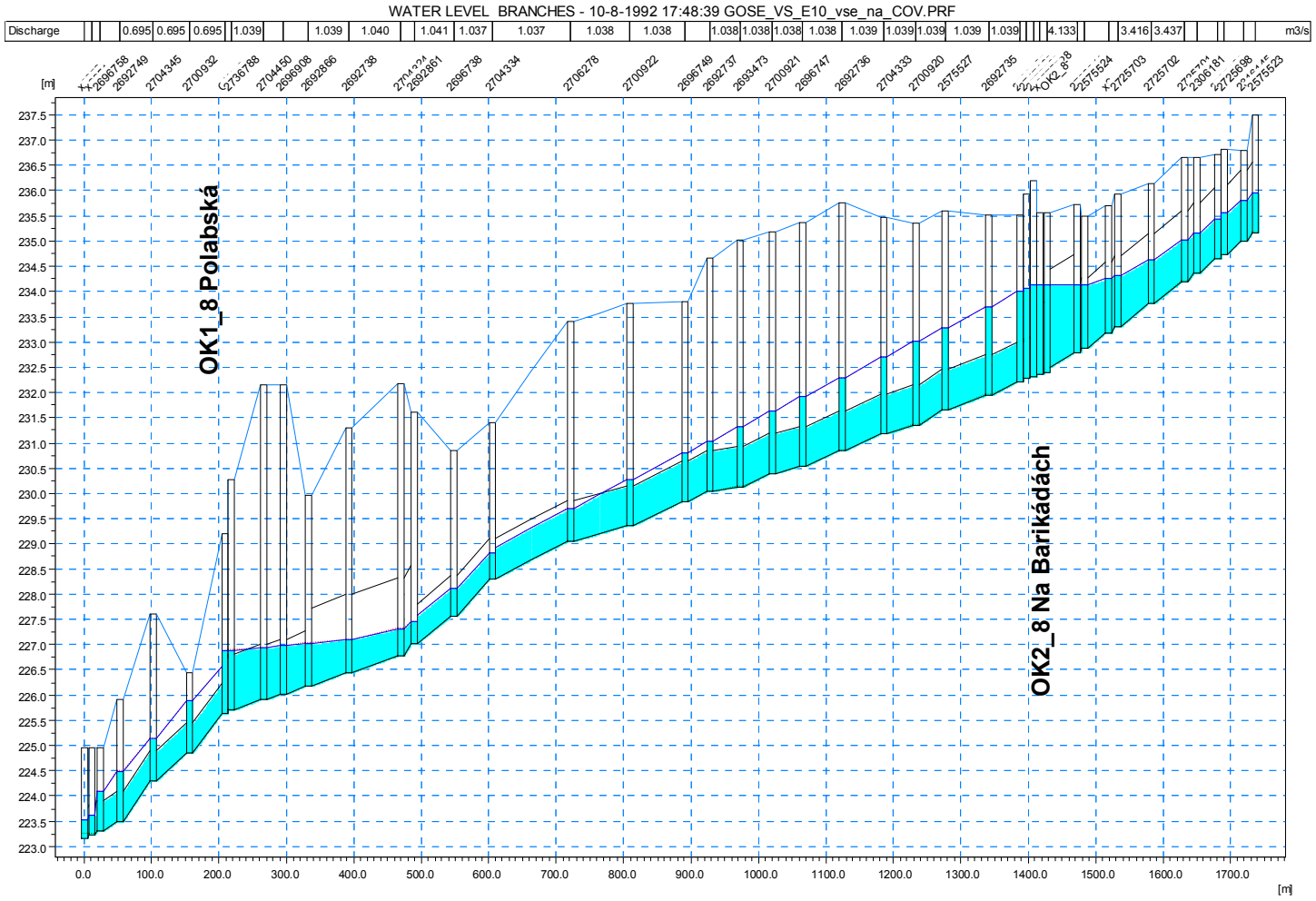
V současném stavu dochází při dešťových událostech ke krátkodobému přetěžování Miškovického sběrače mezi vírovým separátorem Na Barikádách a vlastním objektem PČOV. Hlavním důvodem tohoto přetěžování je opožděné přepínání mezi automatickým uzávěrem stoky DN 800, resp. automatickým otevíráním stoky DN 1400 v řádech 4 – 6 minut a někdy i více. Toto přetěžování způsobí ve stoce DN800 směřující na PČOV krátkodobý průtok 900 – 950 l/s (dle PVK) resp. 1020 – 1050 (dle. simulačního modelu Mouse). Podle vyjádření PVK již nelze zkrátit časový krok detekce hladiny v rozdělovací komoře před separátorem a

proto jsou nutná jiná opatření na stokovém systému Miškovického sběrače.

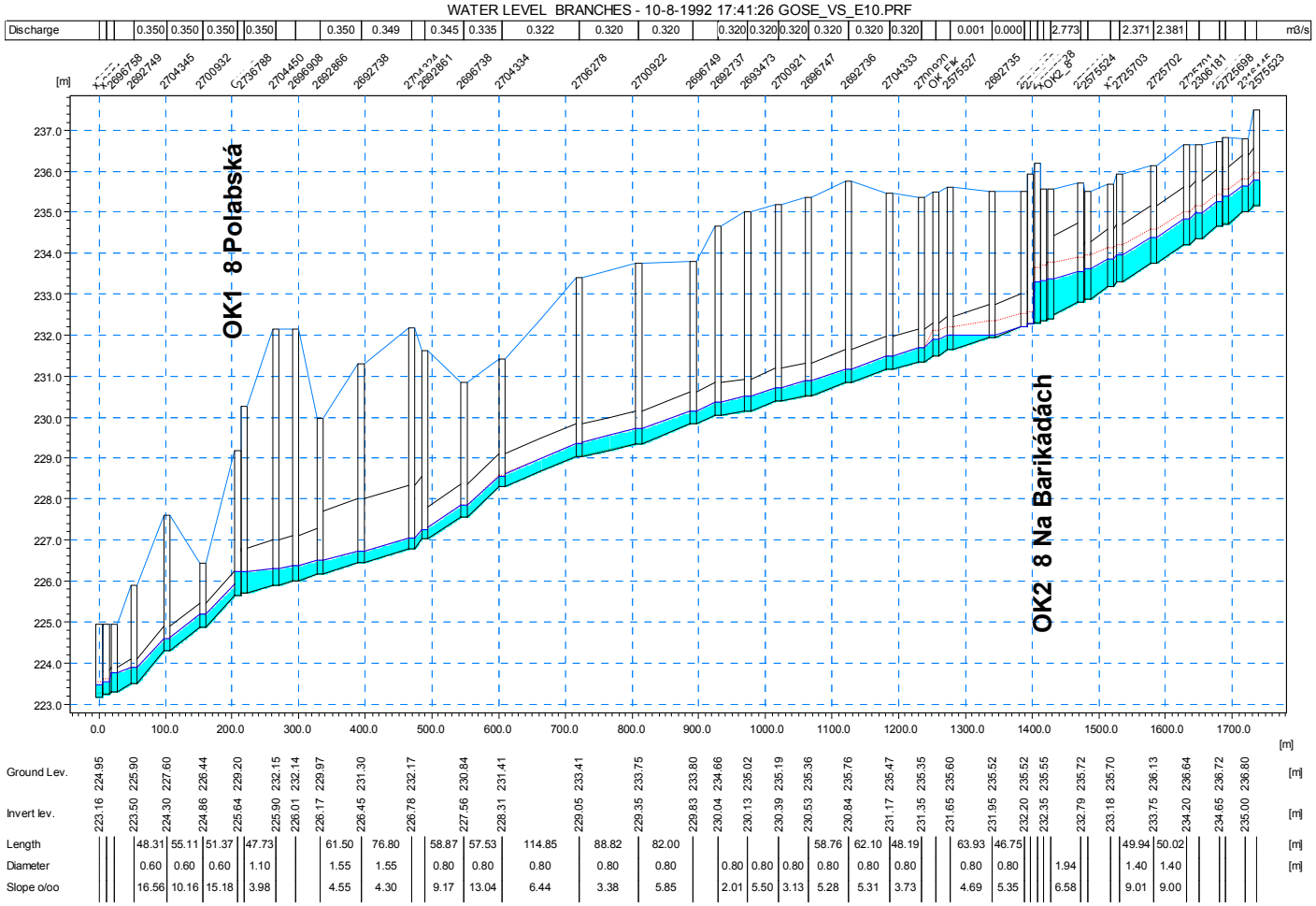
Zpracovatel generelu rovněž upozorňuje na možný krátkodobý souběh čerpaného průtoku z odtahu separátoru s vlastním obtokem tohoto separátoru (DN800), který může rovněž krátkodobě způsobit průtok nad námi požadovanou limitní hodnotou 320 l/s.

Z těchto dvou důvodů byl vytvořen variantní simulační model výhledového stavu, který se zaměřil na řešení těchto dvou problémů a určil optimální řešení pro tento sběrač. Jako optimální se v tuto chvíli jeví výstavba vyrovnávací (retenční) nádrže mezi šachtami š2575527 a š2700920 o velikosti 800 m^3. Součástí řešení je i odlehčovací komora s regulací odtoku na PČOV ve výši 320 l/s.

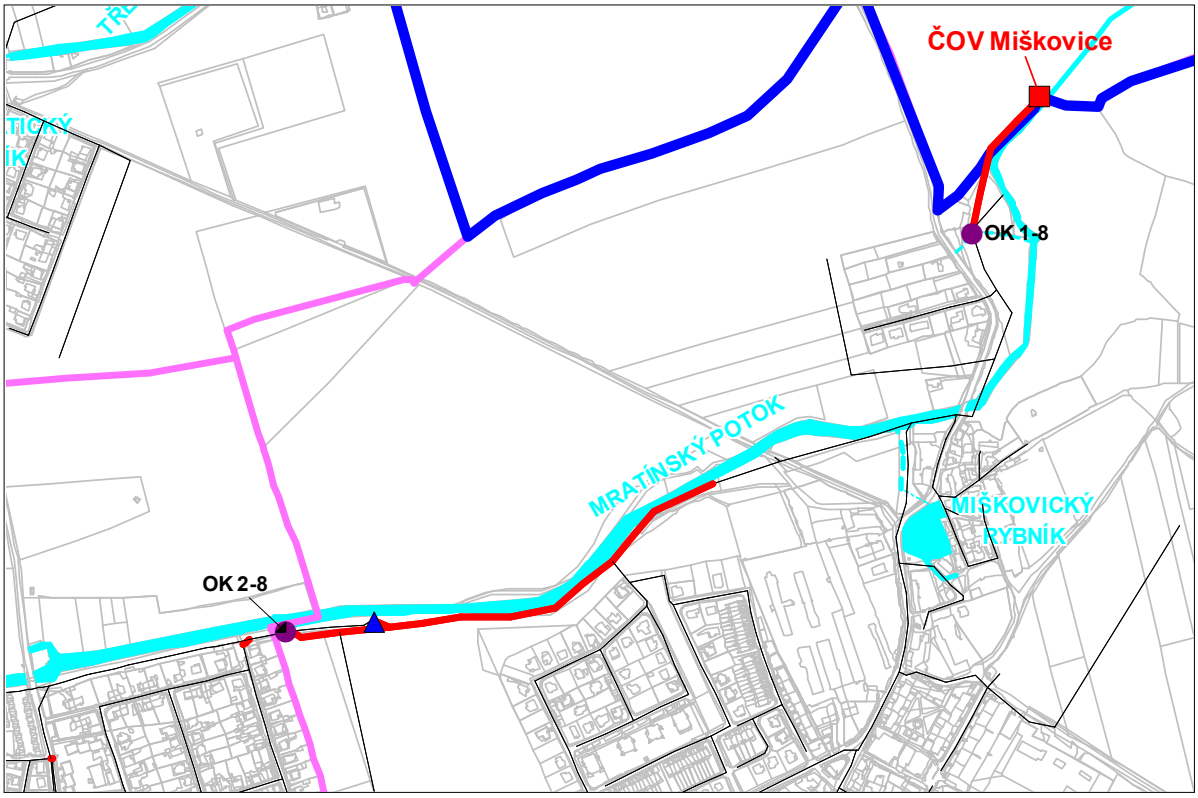
Toto řešení však nelze realizovat dříve než budou provedena opatření z kap. 3.2.2.1, které následně určí nové optimální nastavení celého systému ve skutečném provozu. Z tohoto nastavení pak vyplynou nové reálné provozní potřeby k řešení retenční-vyrovnávací nádrže na Miškovickém sběrači. V prvním kroku není toto řešení žádoucí.



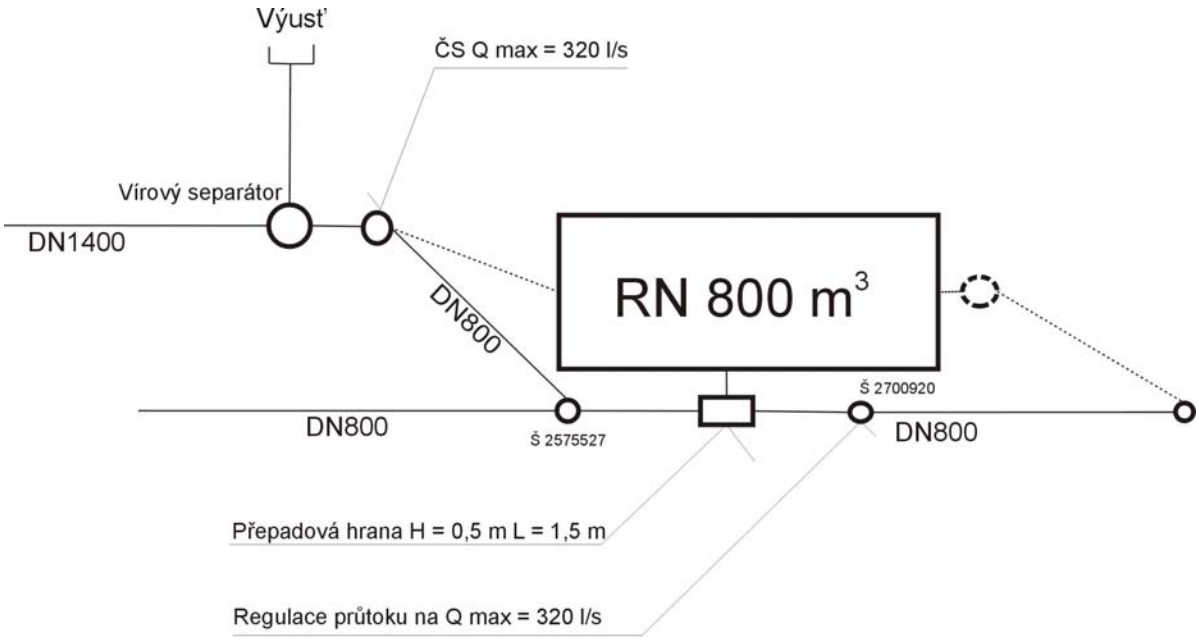
Obr. 3.3 Podélný profil Miškovického sběrače od ul. Bělomlýnská po PČOV Miškovice při krátkodobé přetížení stok pro déšť N = 10



Obr. 3.4 Podélný profil Miškovického sběrače od ul. Bělomlýnská po PČOV Miškovice v případě umístění vyrovnávací RN pro déšť N = 10



Obr. 3.5 Vyhodnocení přetížení stokové sítě při krátkodobém přetížení stok Miškovického sběrače pro déšť N = 10



Obr. 3.6 Návrh řešení vyrovnávací nádrže na Miškovickém sběrači

Z vyrovnávací nádrže bude možno čerpat přepadlý objem splašků samostatným čerpadlem do Miškovického sběrače, nebo v případě prověření technických možností bude možno navrhnout gravitační odtok do čerpací jímky čerpadel vírového separátoru.

Návrh objemu vyrovnávací nádrže byl stanoven na základě výpočtů všech zatěžovací dešťů.

	Potřebný objem nádrže
Parametr zatěžovacího deště s efektem p = 0,1 N = 10	780 m^3
Parametr zatěžovacího deště s efektem p = 0,2 N = 5	800 m^3
Parametr zatěžovacího deště s efektem p = 0,5 N = 2	340 m^3
Parametr zatěžovacího deště s efektem p = 1,0 N = 1	370 m^3

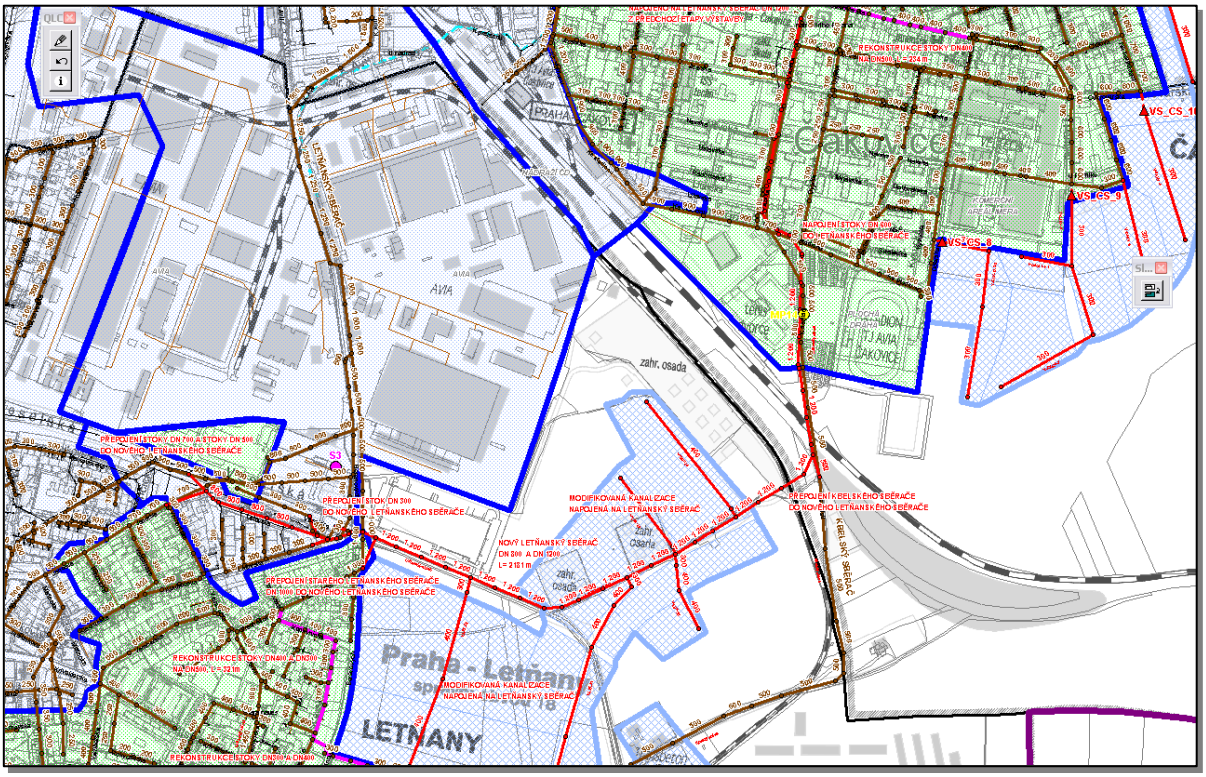
3.2.3.3 Ostatní uvažované varianty

Druhá řešená varianta uvažovala s položením retenční stoky DN 1800 podél Miškovického sběrače v délce cca 160 m. Smyslem retenční stoky by bylo zadržení části přepadlých vod a jejich postupné přepouštění na PČOV Miškovice.

Na odtoku ze separátoru by bylo nutné vytvořit čelní přeliv, který by zachytil část přepadajících dešťových vod. Toto řešení je však na základě nevýhodných výškových a hydraulických poměrů obtížně realizovatelné. V případě dalších rozvah o použití retenční stoky na odtoku ze separátoru zpracovatel studie doporučuje posoudit tuto variantu ve 3D modelu, který definitivně potvrdí či vyvrátí vhodnost této myšlenky. Simulační prostředek MOUSE není pro tento návrh zcela vhodný (viz. Městské standarty vodárenských a kanalizačních zařízení - Zásady návrhu a posouzení separátorů).

Dalším řešením by bylo umístit retenční nádrž v blízkosti PČOV Miškovice. Od tohoto řešení bylo z prostorových důvodů upuštěno. Situaci ještě komplikuje stavební uzávěra spojená s plánovanou stavbou silničního okruhu kolem Prahy (SOKP – stavba 520).

3.2.4 Přeložka Letňanského sběrače



Obr. 3.7 Situativní vedení přeložky Letňanského sběrače

Přeložka Letňanského sběrače bude realizována z důvodů zrušení současného úseku sběrače, který je veden soukromými pozemky v areálu Avia. Nová trasa bude vedena ul. Veselskou východním směrem , podchytí zástavbu tzv. starých Letňan a napojí se na již vybudovaný sběrač DN 1200 v Čakovicích. Celková délka přeložky Letňanského sběrače je 2181 m , z toho 1792 m bude realizováno profilem DN 1200 a 389 m profilem DN 800. Na přeložený Letňanský sběrač bude napojena modifikovaná kanalizace z rozvojových ploch, přičemž dešťové vody budou retenovány dle zásad GO HMP sever (10 l/s ha).

4.1 Vyhodnocení funkce jednotné a splaškové kanalizace.

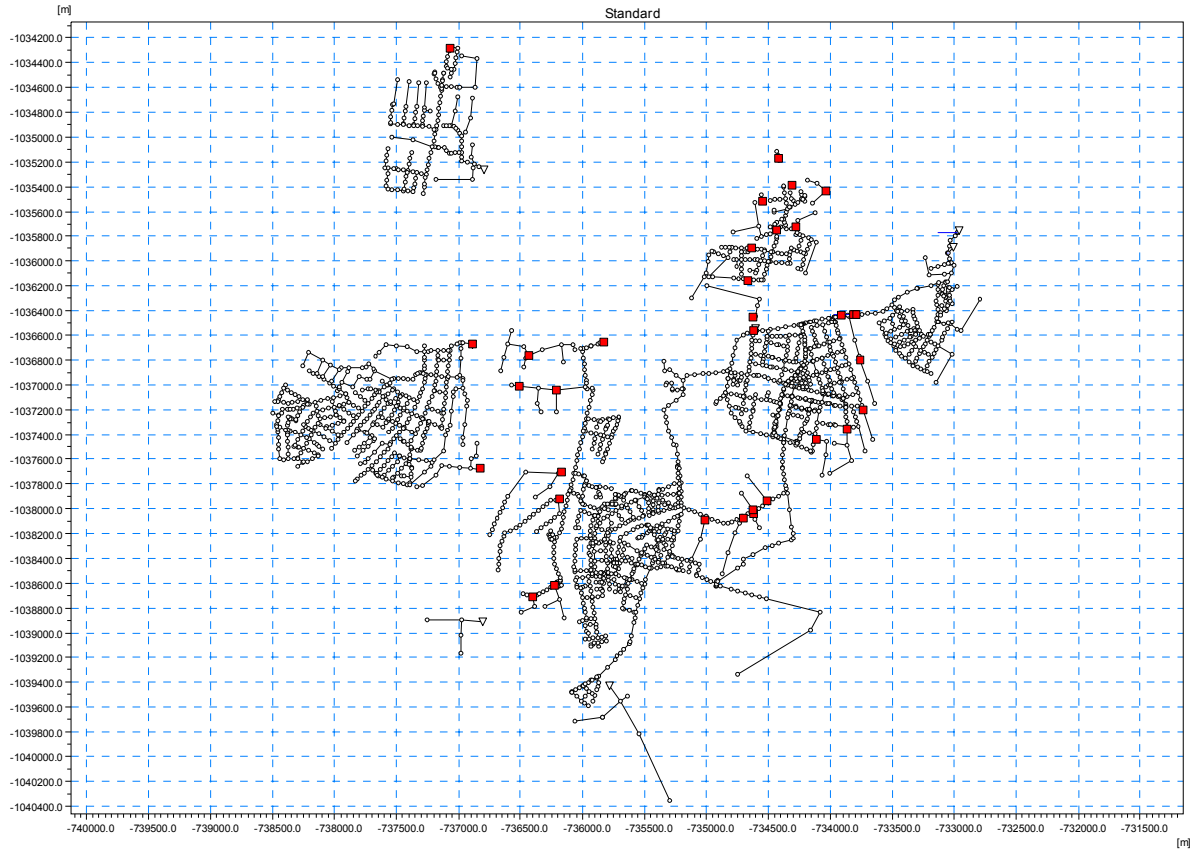
4.1.1 Parametry systému

Druhým krokem při řešení odvodnění daného povodí je vyhodnocení chování povodí ve výhledovém stavu. Model výhledové kanalizace zahrnuje současnou topologii stokové sítě se všemi současnými šachtami a úseky jednotné a oddílné splaškové kanalizace (bez přípojek) a nejdůležitější výhledové stoky se všemi objekty, které se budou do současné kanalizace napojovat v povodí PČOV Miškovice, PČOV Březiněves a části povodí stoky „F“ ÚČOV (Ďáblice a západní část Letňan).

Stoková síť ve výhledovém stavu zahrnuje 2384 uzlů spojujících 2373 úseků stok. V modelu je jedna odlehčovací komora (OK4_8) a jeden vírový separátor (Na barikádách). K současným 7 čerpacím stanicím přibilo dalších 17 čerpacích stanic a model byl doplněn o jednu retenční nádrž (na Barikádách) a jednu retenční stoku (před ČS Ďáblice).

Do modelu výhledové kanalizace byly přejaty tyto projekty a podklady:

1. Generel odvodnění městské části Praha – Ďáblice, Ing. Jiří Abrahám
2. Obytný soubor u Zámeckého parku, PUDIS
3. Stavba č. 3119 - TV Čakovice, etapa 0006, Projekt IV
4. Územní plán



Obr. 3.8- Matematický model jednotné a splaškové stokové sítě pro výhledový stav

Hydrologie povrchu zájmového povodí pro výhledový stav byla definována pomocí 599 povodí splaškové kanalizace o celkové ploše 808,4 ha a 312 povodí jednotné kanalizace o celkové ploše 182,3 ha. Ve výhledovém stavu byl model doplněn o 11 povodí modifikované kanalizace v oblasti mezi Letňany a Čakovicemi (2069 obyvatel, 27,2 ha), které byly zaústěny do nového Letňanském sběrače, dále je v modelu umístěno 123 nových splaškových povodí a jedno výhledové povodí na jednotné kanalizaci. Jednotlivá výhledová povodí byla definovaná na základě Územního plánu města Prahy a jednotlivých projektů projektových firem na tomto území.

Velikost nepropustných ploch u výhledových povodí byla stanovena na základě následující tabulky :

Součinitel odtoku	Funkční plocha	Popis
0.05	LR	LESNÍ POROSTY
	ZN	PŘÍRODNÍ NELESNÍ PLOCHY
	NL	LOUKY, PASTVINY
	IZ	IZOLAČNÍ ZELEŇ
0.1	PZO	ZAHRÁDKY A ZAHRÁDKOVÉ OSADY
	PSZ	SADY A ZAHRADY
	PP	PARKY A PARKOVĚ UPRAVENÉ PLOCHY
	PH	HŘBITOVY
	SO	SLOUŽÍCÍ ODDECHU
	SUP	SUCHÉ POLDRY
	OP	ORNÁ PŮDA, PLOCHY PRO PĚSTOVÁNÍ ZELENINY
0.25	SP	SLOUŽÍCÍ SPORTU
	VVS	MATEŘSKÉ, ZÁKLADNÍ A STŘEDNÍ ŠKOLY
0.35	OC	ČISTĚ OBYTNÉ
	OV	VŠEOBECNĚ OBYTNÉ
	VVZ	ZDRAVOTNICTVÍ A SOCIÁLNÍ PÉČE
	VVX	BEZ BLIŽŠÍ SPECIFIKACE
0.55	OMS	OBYTNÉ MALÝCH SÍDEL
	VN	SLUŽEB A NERUŠÍCÍ VÝROBY
	SVM	SMÍŠENÉ MĚSTSKÉHO TYPU
	SVO	SMÍŠENÉ OBCHODU A SLUŽEB
	DM	ZAŘÍZENÍ A PLOCHY PRO HROMADNOU DOPRAVU OSOB
0.7	VN	SLUŽEB A NERUŠÍCÍ VÝROBY
	ZOB	VELKÉ OBCHODNÍ KOMPLEXY
	SMJ	SMÍŠENÉ MĚSTSKÉHO JÁDRA
0.8	DVP	VEŘEJNÁ PROSTRANSTVÍ
	SD	DÁLNICE, RYCHLOSTNÍ KOMUNIKACE, EO
	S1	NADŘAZENÉ SBĚRNÉ KOMUNIKACE CELOMĚSTSKÉHO VÝZNAMU (RADIÁLY, MO)
	S2	SBĚRNÉ KOMUNIKACE MÍSTNÍHO VÝZNAMU
	S3	URBANISTICKY VÝZNAMNÉ KOMUNIKACE
	S4	OSTATNÍ DOPRAVNĚ VÝZNAMNÉ KOMUNIKACE
0.9	VOP+VON	ŘEKY, POTOKY, RYBNÍKY, VODNÍ NÁDRŽE, PLAVEBNÍ KANÁLY

Obr. 3.9 Součinitele odtoku ψ pro funkční plochy definované dle ÚPn

Hodnota spotřeby vody pro současný stav byla stanovena při kalibraci a verifikaci modelu v sedmi měrných profilech. Jedná se o tyto profily: MP2 – 245 l.ob/den, MP4 – 250 l.ob/den, MP8 – 370 l.ob/den, MP9 – 200 l.ob/den, MP11- 275 l.ob/den, MP16- 360 l.ob/den a MP14 – 3000 l.ob/den. Hodnota spotřeby vody pro výhledový stav byla stanovena v souladu s Městskými standarty vodárenských a kanalizačních zařízení na území hl. m. Prahy. Pro výhledový stav se uvažovala specifická spotřeba vody 180 l/os/den. K uvedené spotřebě se připočetla specifické množství balastních vod 50 l/os.den.

Čerpadla v navržených čerpacích stanicích byly navržena na kapacitu čerpání $2xQ_{maxh}$ průtoku splašků do příslušné čerpací jímky. Tato hodnota, spolu s vhodně zvoleným objemem a tvarem čerpací jímky garantuje 3 – 5 čerpacích cyklů do hodiny, při vytížení čerpadel okolo 40 %, což je pro účely generelu dostačující.

Model výhledového stavu byl stejně jako model současného zatížen dlouhodobou srážkovou řadou z období 01.05 - 29.10.1995 a zvolenými extrémními srážkovými událostmi. Analýza chování systému byla i ve výhledu fázi zaměřena na funkci odlehčovacích komor a na transportní a kapacitní vlastnosti systému. Vyhodnocení funkce systému za výhledového stavu je provedeno v následujících odstavcích.

3.2.5 Vyhodnocení dlouhodobé funkce odlehčovacích komor

V systému povodí Miškovického, Letňanského a Kbelského sběrače (povodí PČOV Miškovice) bude ve výhledovém stavu ve funkci pouze odlehčovací komora OK4_8 Schollerova a vírový separátor Na barikádách. V následující tabulce **3.7** je provedena analýza dlouhodobé funkce těchto objektů provedená na období 01.05 - 29.10.1995 pomocí zvolených klíčových veličin.

Odlehčovací komora	**Typ komory**	**Počet přepadů** [1]	**Celkový čas přepadu** [hod]	**Max Q** [m^3/s]	**Celkový přepadlý objem** [m^3]
OK 1_8 Polabská	BP	0	0	0	0
DS Čakovice Na Barikádách	BP	28	42,2	3,230	48 834
OK 2_8 Na Barikádách	BP	0	0	0	0
OK4_8 Schollerova	ČP	4	1,9	0,250	1 189
OK ČOV Miškovice	BP	0	0	0	0

Tab. 3.7 - Analýza funkce odlehčovacích komor

Legenda k tabulce:

První sloupec tabulky obsahuje jméno dané odlehčovací komory. V druhém sloupci je uveden typ komory (BP – boční přeliv , DS – dešťový separátor, ČP – čelní přeliv. V následujících sloupcích jsou sumarizovány výsledky simulace dlouhodobé odlehčovací funkce této komory. Jedná se o počet přepadů za dané období léta roku 1995, celkový čas přepadu, kdy tato komora byla ve funkci, maximální dosažený průtok na odlehčení a celkový odlehčený objem do recipientu za celé období.

V rámci analýzy chování odlehčovacích komor provedl zpracovatel výpočet ředících poměrů odlehčovacích komor. Tento výpočet byl proveden v souladu s metodikou GO HMP. $\mathbf{Q_{h\ max}}$ je získáno z rozboru dlouhodobého bezdeštného přítoku na příslušnou odlehčovací komoru, $\mathbf{Q_{pokr.}}$ pak z výsledku simulace extrémní srážky s periodicitou P=0,5.

Odlehčovací komora	EO [1]	$Q_{h\ max}$ [l/s]	$Q_{pokr.}$ Model [l/s]	Poměr ředění (model) [1]	Stav
OK 1_8 Polabská	32 336	147,0	-	-	**Nepřepadá**
DS Čakovice Na Barikádách	24 809	118,9	520,0	1+3,4	**Projednáno**[1]
OK 2_8 Na Barikádách	24 809	118,9	-	-	**Nepřepadá**
OK4_8 Schollerova	1 568	8,0	121,8	1+14,2	**Vyhovuje**
OK ČOV Miškovice	32 336	146,7	-	-	**Nepřepadá**

Tab.3.8 Odhad ředícího poměru odlehčovacích komor

Legenda k tabulce:
První sloupec tabulky obsahuje jméno dané odlehčovací komory. V následujících dvou sloupcích jsou zaznamenány hodnoty počtu ekvivalentních obyvatel náležících k dané komoře a metodikou popsanou v kapitole 2 získané $Q_{h\ max}$ v l/s.
Hodnota $Q_{pokr.}$ představuje minimální průtok pod odlehčovací komorou, při kterém začíná docházet k odlehčení odpadní vody do recipientu. Poslední sloupec tabulky representuje odhady ředícího poměru jednotlivých komor. Je definován součtem 1+x, kde 1 představuje objem splaškových vod a hodnota x množství naředěných dešťových vod, které je možno transportovat danou komorou dále na čistírnu.

3.2.6 Vyhodnocení kapacitní funkce stokové sítě

Vyhodnocení kapacitní funkce stokové sítě pro výhledový stav byl prováděn, stejně jako pro stav současný, pomocí historických extrémní srážkových událostí s periodicitou efektu (hodnotou kulminace průtoku v definovaném profilu stokové sítě) rovnou p=1, p=0,5, p=0,2 a p=0,1. Data k srážkovým událostem byla převzata z projektu „Systém zatěžovacích srážek pro území hl. m. Prahy“. Následující tabulka představuje vyhodnocení dešťů podle efektu.

1

Principem navrženého řešení je oddělení max. možného množství dešťových vod na vírovém separátoru, který umožňuje větší separaci nerozpuštěných látek než klasická odlehčovací komora s přelivnou hranou. PVK a.s provádějí na separátoru měření kvality a z těchto výsledků lze uvažovat účinnost separace nerozpuštěných látek cca 17 %. Separátor má dále výhodu v tom, že přepadá až po naplnění svého retenční objemu 225 m^3 (včetně přítokové trati). Tento retenční objem umožňuje zachytit vodu z drobných srážkových událostí a snížit tak roční počet přepadů.
Na základě těchto poznatků bylo na projednání generelu povoleno správcem toku snížit poměr ředění z předepsaných 1+4 na 1+3,4.

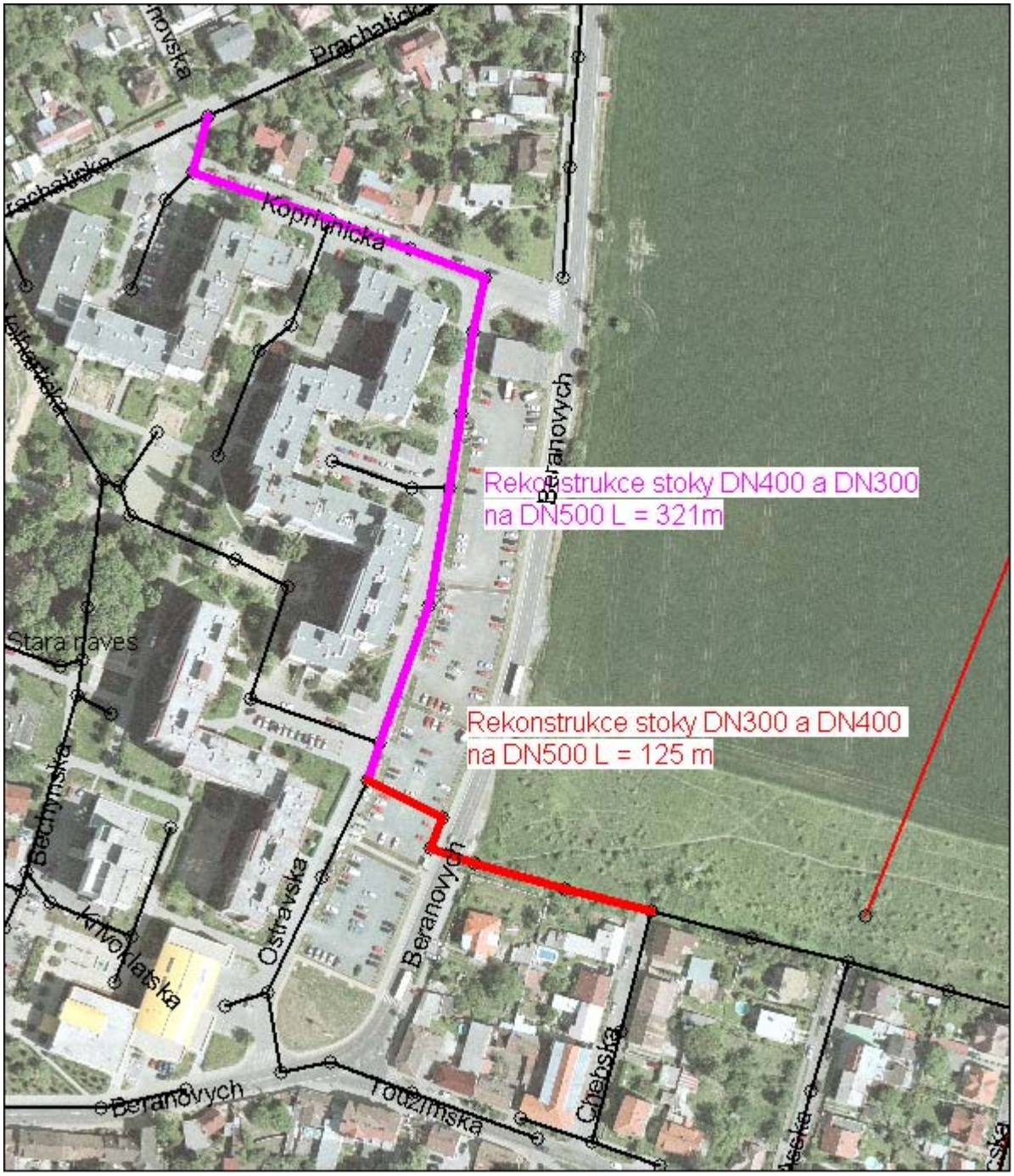
Periodicita efektu deště (doba opakování)	*Datum srážkové události*
P = 1 (N = 1)	05.07.1999
P = 0,5 (N = 2)	23.04.1990
P = 0,2 (N = 5)	18.05.1996
P = 0,1 (N = 10)	10.08.1992

Tab. 3.9 Tabulka extrémních dešťů pro povodí kmenové stoky „F“

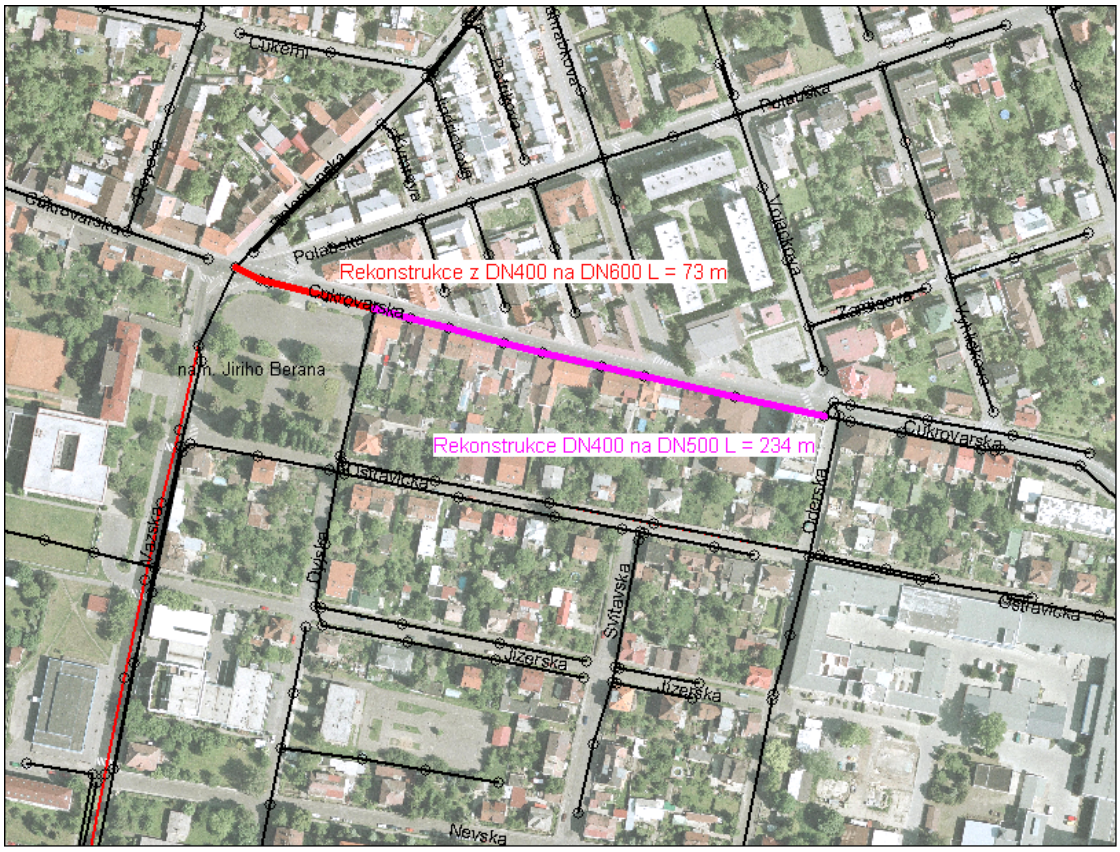
Na základě přetížení stok v zájmové oblasti při dešti N=10 byly provedeny tyto opatření na stávající jednotné a splaškové kanalizaci:

1) Rekonstrukce stok v ulicích Kopřivnická a Ostravská
2) Rekonstrukce stoky v ul. Cukrovarnická
3) Snížení zapínací hladiny v čerpací stanici Březiněves z 262,70 na 261,20 m.
4) Posílení čerpací stanice Třeboradice I. z 7,1l/s na 25 l/s.

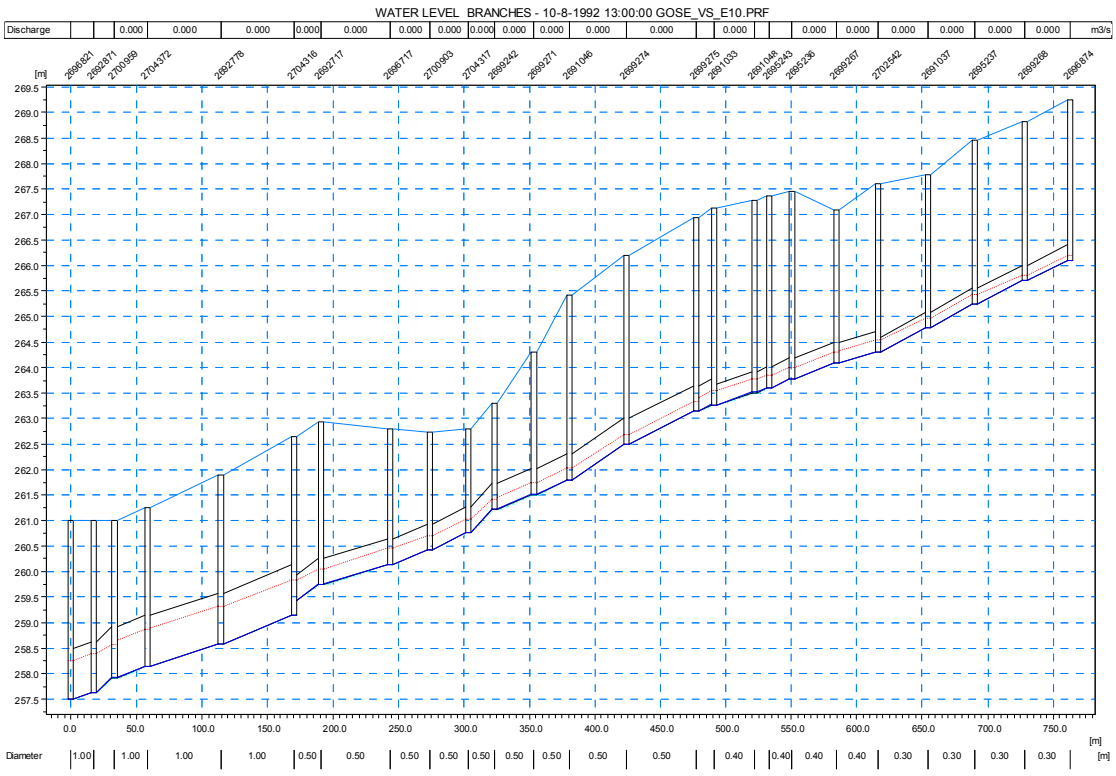
Rekonstrukce stok jsou graficky znázorněny na následujících obrázcích.



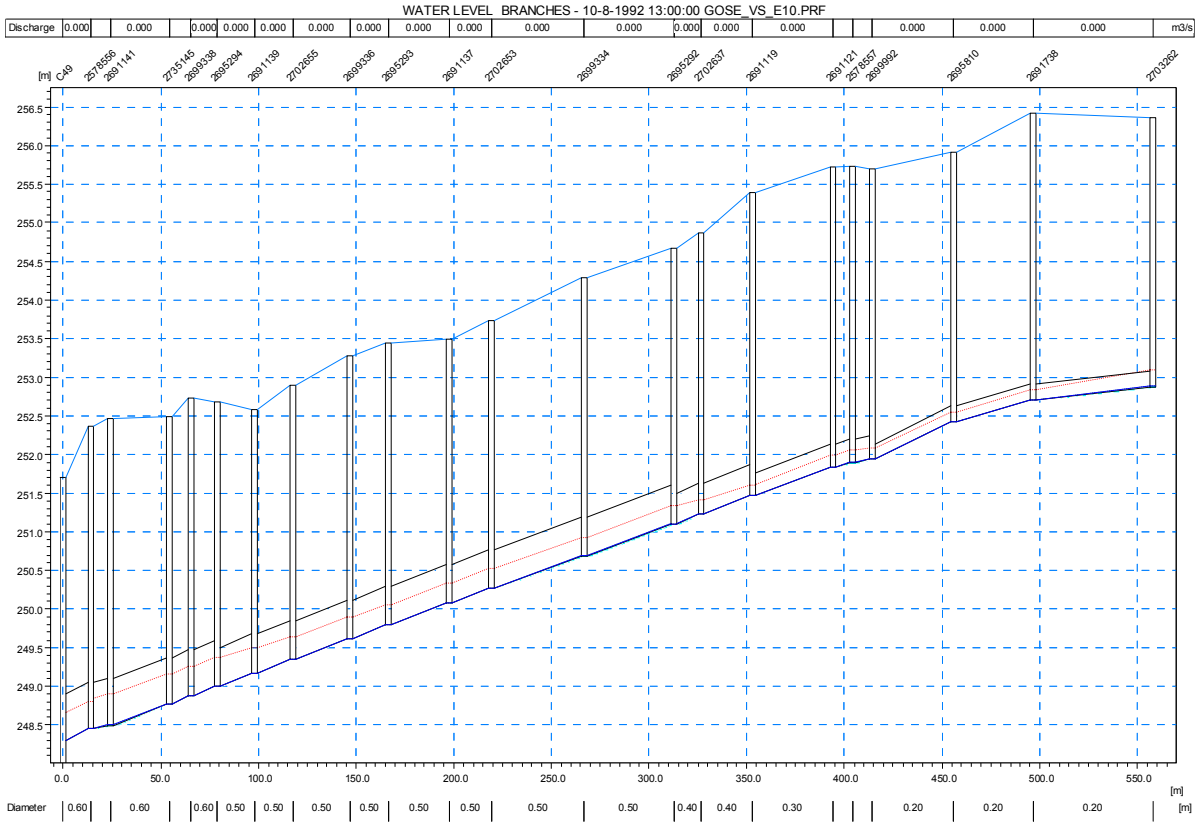
Obr. 3.10 Posílení stok v ulicích Kopřivnická a Ostravská



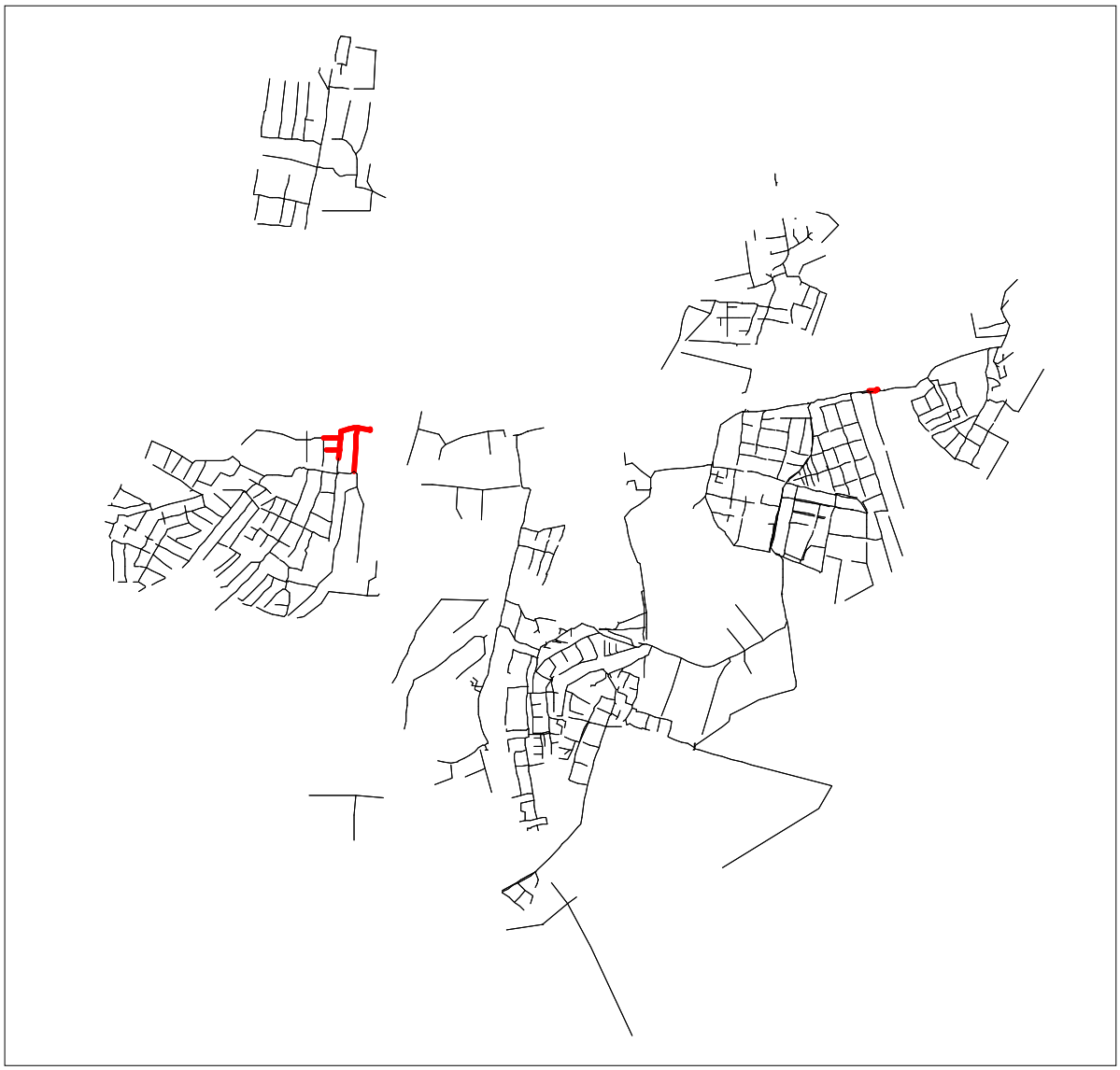
Obr. 3.11 Posílení stoky v ul. Cukrovarnická



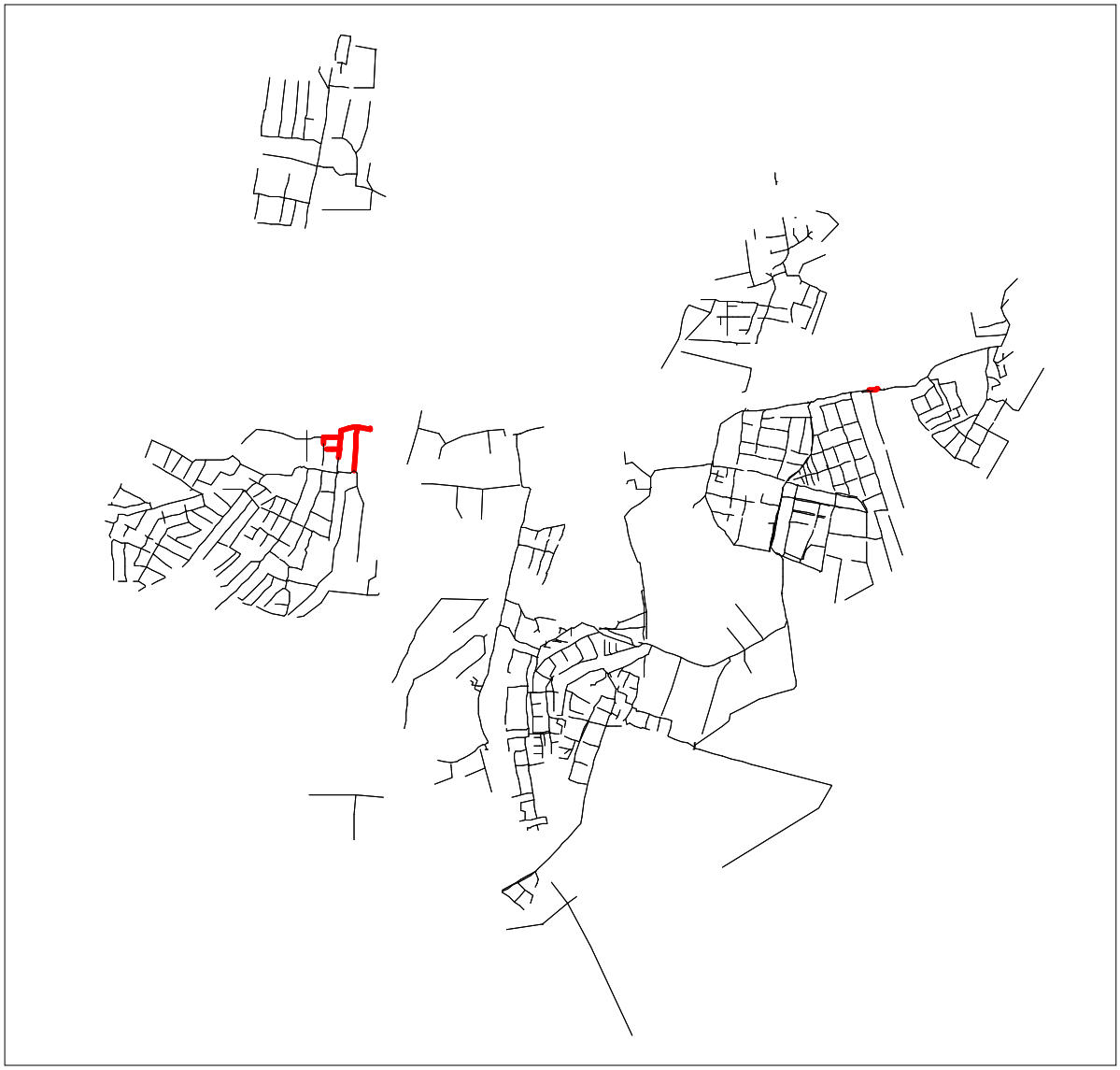
Obr. 3.12 Podélný profil jednotné kanalizace v ul. Kopřivnická a Ostravská v městské části Letňany pro déšť s periodicitou efektu P = 0,1. Výhledový stav po návrhu rekonstrukce.



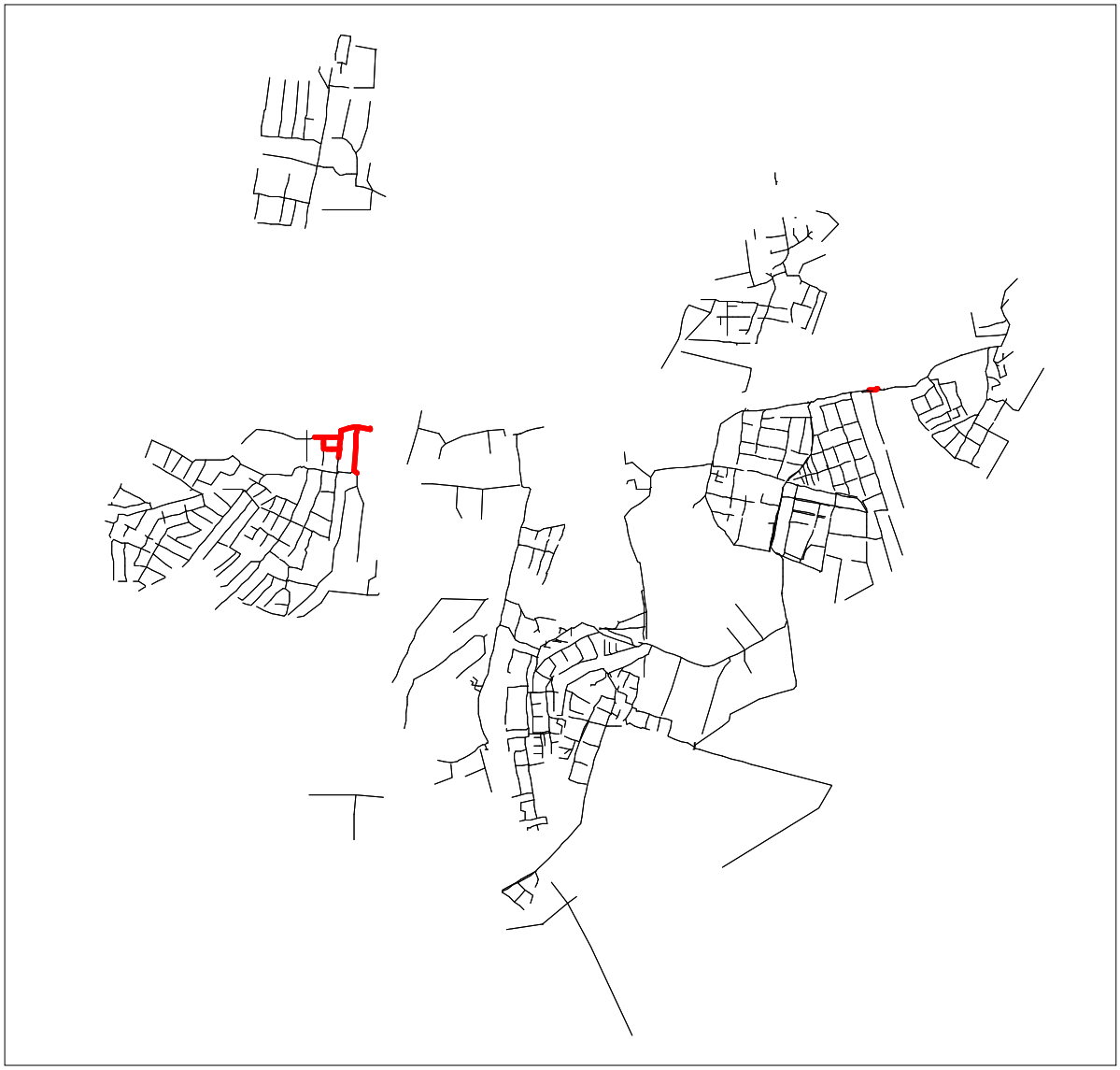
Obr. 3.13 Podélný profil jednotné kanalizace v městské části Čakovice v ul. Cukrovarská pro déšť s periodicitou efektu P = 0,1. Výhledový stav po návrhu rekonstrukce.



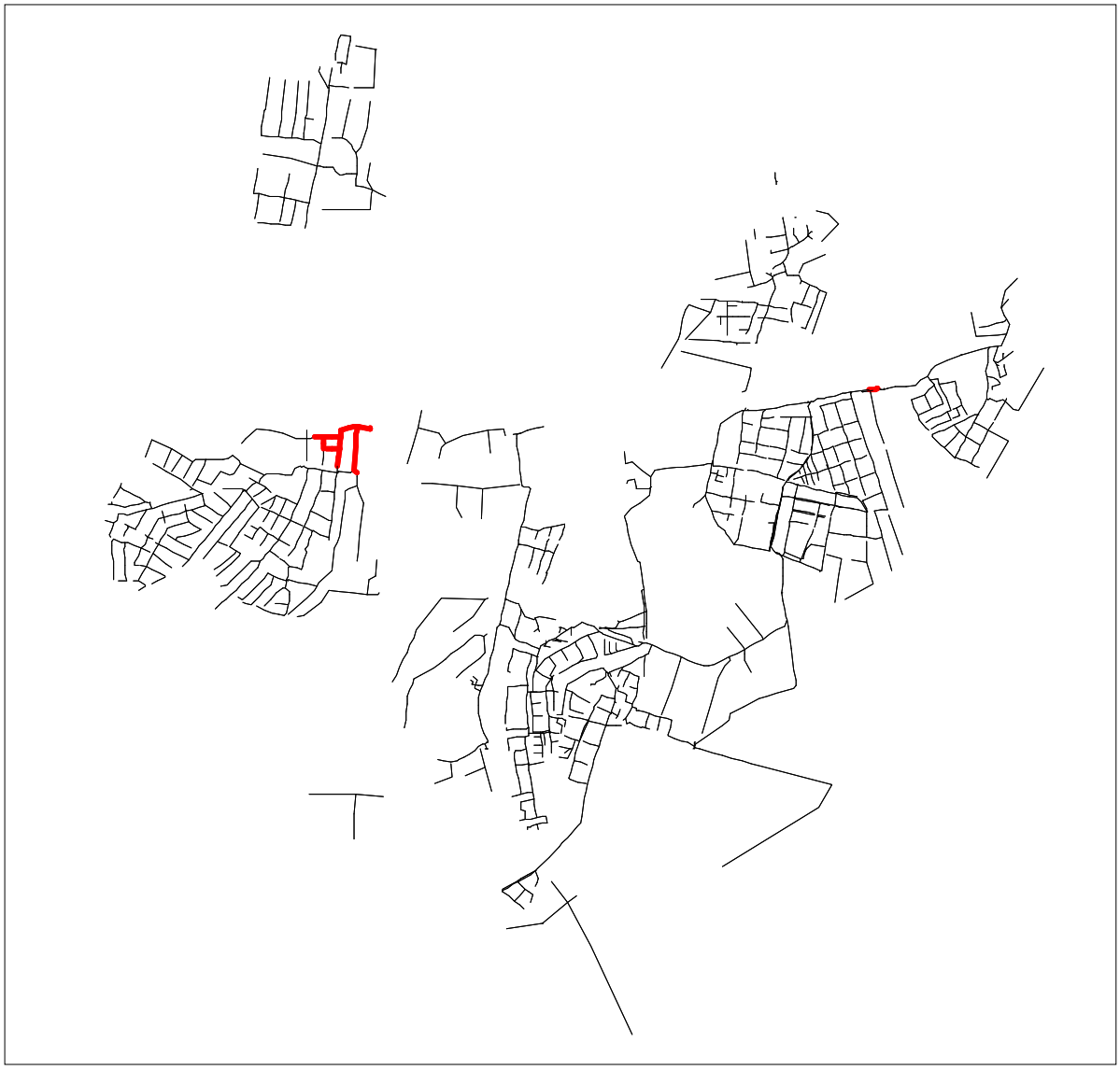
Obr. 3.14 Vyhodnocení přetížení jednotné a splaškové stokové sítě pro P = 1 N=1 (jednoletý déšť). Stav po navržených rekonstrukcích.



Obr. 3.15 Vyhodnocení přetížení jednotné a splaškové stokové sítě pro P = 0,5 N=2 (dvojletý déšť). Stav po navržených rekonstrukcích.



Obr. 3.16 Vyhodnocení přetížení jednotné a splaškové stokové sítě pro P = 0,2 N=5 (pětiletý déšť). Stav po navržených rekonstrukcích.



Obr. 3.17 Vyhodnocení přetížení jednotné a splaškové stokové sítě pro P = 0,1 N=10 (desetiletý déšť). Stav po navržených rekonstrukcích.

3.2.7 Vyhodnocení čerpacích stanic

3.2.7.1 Vyhodnocení čerpacích stanic za bezdešného stavu

Čerpací stanice byly ve výhledovém stavu vyhodnoceny na základě mapy přetížení kanalizační sítě a na základě maximálních přítoků splaškových vod do čerpacích jímek. Na základě tohoto vyhodnocení bylo navrženo posílení Q max na čerpací stanice ČS Třeboradice 1 ze současných 7 l/s na výhledových 25 l/s. Posílení čerpací stanice Ďáblice 1 bylo převzato z Generel odvodnění městské části Praha – Ďáblice (Ing. Jiří Abrahám). Čerpací stanice Čakovice bude i přes zvýšený maximální splaškový průtok plně kapacitní a není zapotřebí tuto ČS rekonstruovat. Dále byla snížení zapínací hladiny v čerpací stanici Březiněves.

Název ČS	Q_{hmax} (l/s)	$Q_{MAX\ čs}$(l/s) Současný stav	$Q_{MAX\ čs}$(l/s) Návrh
Březiněves	0	2	-
Čakovice	123	100	-
Ďáblice 1	31	35	45
Třeboradice 4	0	6	-
Třeboradice 3	3	4	-
Třeboradice 2	0	5	-
Třeboradice 1	13	7	25
Na_Barikádách	118	207	300

Tab. 3.10 Porovnání Q_{MAX} ČS s přítokem splašků za bezdešného stavu

Pozn. Q_{MAX} splašků – Hodinové maxiimum splaškových vod
$Q_{MAX\ ČS}$ - Součet všech Q_{MAX} čerpadel na stanici.

Čerpadla v navržených čerpacích stanicích byly navržena na kapacitu čerpání 2 x Q_{maxh} průtoku splašků do příslušné čerpací jímky. Tato hodnota, spolu s vhodně zvoleným objemem a tvarem čerpací jímky garantuje 3 – 5 čerpacích cyklů do hodiny, při vytížení čerpadel okolo 40 %, což je pro účely generelu dostačující.

Seznam navržených čerpacích stanic.

p.č	Název nové ČS	Návrhová kapacita čerpaného množství (l/s)	Navržená skladba čerpadel (R-záloha)	Počet EO v povodí dané ČS	Délka výtlaku (m)	Výška výtlaku (m)	Q24 z počtu obyvatel v povodí dané ČS (l/s)	Splaškový průtok ve výhledovém stavu na danou ČS Qmax h(l/s)	Objem nutný k 10 hod. retenci (m3)
1	VS_CS_3	14	14+14R	1695	128	6.4	4.9	6.8	189
2	VS_CS_7	5	5+5R	561	331	8.3	1.6	2.3	62
3	VS_CS_9	5	5+5R	654	21	4.1	1.9	2.6	73
4	VS_CS_10	3	3+3R	264	102	4.5	0.7	0.9	25
5	VS_CS_11	3	3+3R	137	247	6.7	0.4	0.6	15
6	VS_CS_12	3	3+3R	91	13	4.8	0.3	0.4	10
7	VS_CS_13	3	3+3R	60	63	3.4	0.2	0.2	7
8	VS_CS_14	3	3+3R	29	76	2.7	0.1	0.1	3
9	VS_CS_18	3	3+3R	246	374	7.4	0.5	0.7	26

Tab. 3.11 navržené čerpací stanice na splaškové kanalizaci

Výpočet objemu akumulační jímky byl proveden v simulačním modelu Mouse. Výsledný objem byl vypočten v intervalu 6:00 -16:00 hod. Vzhledem k rozložení splaškového průtoku v zájmovém území je tato hodnota maximální, při zvolení jiného časového intervalu by tato hodnota byla menší.

3.2.7.2 Vyhodnocení čerpacích stanic za deště

Výpočty byly provedeny pro všechny čtyři zatěžovací stavy. Z map přetížení pro výhledový stav vyplývá, že z hlediska přetížení se bude ve výhledovém stavu i nadále přetěžovat čerpací stanice Ďáblice 1, které ani po navýšení Qmax čerpadel z 35 l/s na 45 l/s nebude schopna v dostatečně krátké době vyčerpat, či zadržet veškeré přitékající vody, a tak bude i nadále docházet při přívalových deštích ke kumulaci velkého množství dešťových - balastních vod v potrubí před vlastní ČS a následně bude docházet k přetěžování potrubí v okolí ČS. Vzhledem k tomu, že se jedná o čerpací stanici na splaškové kanalizaci, není žádoucí další posilování výkonu čerpadel nad 45 l/s, což by následně vyvolalo další investiční náklady spojené s výměnou výtlačních řádů, či některých dalších částí gravitační kanalizace. Proto zpracovatel studie navrhuje redukci těchto balastních vod ve spojených s vlastním průzkumem na kanalizační sítě v této oblasti.

4 Čistírny odpadních vod

4.1 PČOV Miškovice

4.1.1 Základní údaje

projektovaná kapacita PČOV:	15 000 EO
kanalizace:	oddílná (Miškovice, Třeboradice) jednotná (Čakovice, staré Letňany)
katastrální území:	Veleň
parcelní č.	141/1
recipient:	Mratínský potok, ř. km 9,9
č. hydrologického pořadí	1-05-04-022

Příslušný vodoprávní úřad:

Magistrát hlavního města Prahy
Odbor ochrany prostředí – oddělení vodního hospodářství
Ul. Jungmannova 35/29 (Škodův palác)
111 21 Praha 1

Požadovaná kvalita odtoku dle platného vodohospodářského rozhodnutí:

Je stanoveno ***„Rozhodnutím MHMP“*** SZn S-MHMP 203382/2006/OOP-II/R-189/Fi ze dne 10.7.2006. Vodoprávní rozhodnutí je platné do 31.12.2011

Množství vypouštěných odpadních vod:

Q_{max} = 240 l.s^{-1}
Q_d= 14 000 m^3.den^{-1}
Q_{24} = 10 500 m^3.den^{-1}
Q_r = 3 200 000 m^3.rok^{-1}

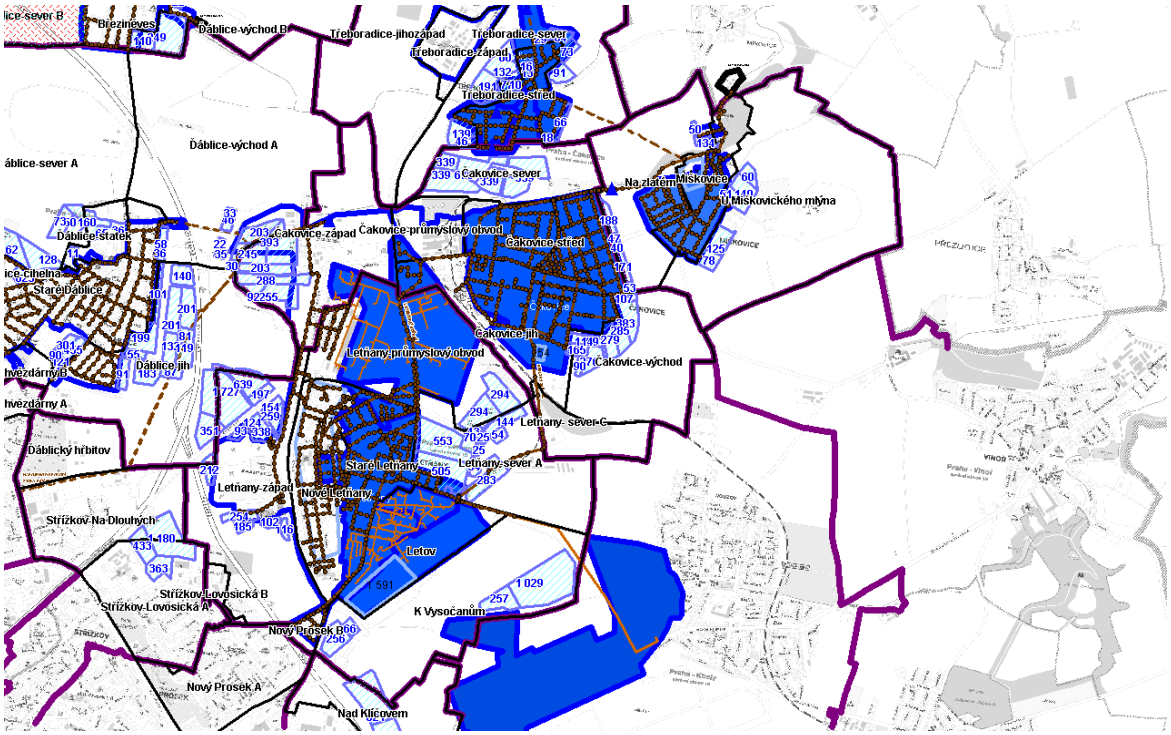
Emisní hodnoty ukazatelů znečištění a bilanční hodnoty znečištění:

BSK_5	p : 15 mg.l^{-1}	m : 30 mg.l^{-1}	32 t.rok^{-1}
$CHSK_{Cr}$	p : 70 mg.l^{-1}	m : 110 mg.l^{-1}	130 t.rok^{-1}
NL	p : 25mg.l^{-1}	m : 50 mg.l^{-1}	48 t.rok^{-1}
N_{celk}*	p : 15 mg.l^{-1}	m : 20 mg.l^{-1} *)	32 t.rok^{-1}
P_{celk}	p : 2 mg.l^{-1}	m : 6 mg.l^{-1} *)	6,4 t.rok^{-1}

*) při teplotě nad 12 ^{o}C

p….přípustná hodnota koncentrací zbytkového znečištění ze 24 hodinových směsných vzorků, získaných sléváním 12 objemově stejných dílčích vzorků, odebraných v intervalu 2 hodin.
m….maximální hodnota koncentrací pro rozbory dvouhodinových směsných vzorků vypouštěných odpadních vod, získaných sléváním 8 dílčích vzorků stejného objemu v intervalu 15 min.

4.1.2 Výhledové bilance ekvivalentních obyvatel



Obr. 4.1 Současné a výhledové povodí na PČOV Miškovice

Současný stav		Výhled – nárust EO do roku 2010	Výhled – celkem EO do roku 2010	Výhled – nárust EO po roce 2010	Výhled – celkem EO po roce 2010
Letňany	8 637	4 499	13 136	827	13 963
Čakovice	4 029	3 358	7 387	1 348	8 735
Miškovice	934	552	1 486	233	1 719
Třeboradice	729	973	1 702	52	1 754
Kbely	353	0	353	0	353
Suma	**14 682**	**9 382**	**24 064**	**2 460**	**26 524**

Tab. 4.1 Bilance EO pro povodí PČOV Miškovice dle adresních bodů a ÚPn. Vyhodnocení je provedeno dle bilancí počtu obyvatel a pracovních příležitostí uvedených v tab. 2.2

PČOV Miškovice je v současné době navržena dle projektové dokumentace na 15.000 EO. Dle bilancí ekvivalentních obyvatel provedených v generelu je v povodí PČOV Miškovice v současném stavu 14.682 EO. Ve výhledu do roku 2010 se předpokládá zvýšení počtu EO na 24.064, po roce 2010 na 26.524. Údaje z generelu vycházejí pro současný stav z počtu adresních bodů (počet obyvatel na adresách) a počtu pracovních příležitostí. Pro výhled byly využity podklady ÚPn vztažené k urbanizovaným obvodům.

4.1.3 Vstupní návrhové parametry

Uvedené návrhové parametry vycházejí z generelu odvodnění a z měření PVK a .s. a budou použity pro studii proveditelnosti.

4.1.3.1 Současný stav

Posouzení současného stavu a návrh výhledového stavu stokové sítě v povodí PČOV Miškovice bylo v GO HMP provedeno matematickým simulačním modelem stokové sítě, zkalibrovaným na základě měření hydraulických veličin (hloubek, rychlostí a průtoků) na významných objektech na stokové síti (odlehčovací komory, rozdělovací komory, nátokový žlab PČOV Miškovice). Měření proběhlo v rámci zpracování generelu odvodnění v období 13.4.-22.6.2006. Výhledový stav byl stanoven na základě odhadu rozvoje dle ÚPn HMP pro trvale bydlící obyvatele a pracovní příležitosti. Výhledové množství nátoku dešťových vod bylo stanoveno na základě navrženého poměru ředění 1+3,4 na vírovém separátoru v Čakovicích.

Hodnota Q_{24} byla získána z generelu odvodnění. Posouzení současného stavu v GO HMP bylo provedeno matematickým simulačním modelem stokové sítě, zkalibrovaným na základě přímého měření hydraulických veličin (hloubek, rychlostí a průtoků) na významných objektech na stokové síti (odlehčovací komory, rozdělovací komory, nátokový žlab PČOV Miškovice). Měření proběhlo v rámci zpracování generelu odvodnění.

Hodnota průměrného přítoku balastních vod Q_B v současném stavu vychází ze „Zprávy z místního šetření provedeného za účelem určení míst vniku a množství balastních vod v povodí PČOV Miškovice“, kterou zpracovaly v říjnu 2007 Pražské vodovody a kanalizace, a.s. Údaje vycházejí z podrobné analýzy dat získaných z měření v rámci několika dřívějších projektů. Hodnota byla stanovena procentuálním podílem z minimálního reprezentativního nočního průtoku za bezdeštného stavu. Na základě této zprávy lze konstatovat, že průměrný přítok balastních vod na PČOV Miškovice v současném stavu představuje průměrně 57% hodnoty Q_{24}.

Hodnoty součinitelů denní nerovnoměrnosti k_d a maximální hodinové nerovnoměrnosti k_h byly získány přímým měřením, provedeným PVK, a.s. Pro výpočet byly použity průměrné hodnoty pro rok 2007. Tabulka průměrných ročních hodnot součinitelů je uvedena níže. Toto řešení je v souladu s ČSN 75 6401 Čistírny odpadních vod pro více než 500 ekvivalentních obyvatel, která doporučuje upřednostnit hodnoty koeficientů stanovených přímým měřením, pokud jsou k dispozici.

rok	2002	2003	2004	2005	2006	2007
k_d	1,107	1,063	1,17	1,204	1,237	1,236
k_h	1,19	1,2	1,24	1,29	1,28	1,32
k_{hmin}	0,76	0,78	0,74	0,72	0,72	0,66

Tab. 4.2 Průměrné roční hodnoty koeficientů k_d, k_h, $k_{h,min}$ na PČOV Miškovice z bilancí PVK

Maximální průtok na PČOV Miškovice za deště $Q_{dešť}$ byl získán z provozního řádu uvedené čistírny odpadních vod.

		-	l/s	m^3/h	m^3/den
Průměrný bezdeštný denní přítok (včetně balastních vod)	**Q_{24}**		**70,3**	**253**	**6 074**
Průměrný přítok balastních vod	Q_B		40,0	144	3 456
Průměrný denní přítok odpadních vod (bez balastních vod)	Q_{24m}		30,3	109	2 618
Součinitel denní nerovnoměrnosti	k_d	1,24			
	$k_d*Q_{24,m}$		37,6	135	3 246
Průměrný bezdeštný denní přítok (včetně balastních vod)	**Q_d**		**77,6**	**279**	**6 702**
Součinitel maximální hodinové nerovnoměrnosti	k_h	1,32			
	$k_h*k_d*Q_{24,m}$		49,6	179	4 285
Průměrný bezdeštný hodinový maximální přítok (včetně balastních vod)	**$Q_{h,max}$**		**89,6**	**323**	**7 741**
Součinitel minimální hodinové nerovnoměrnosti	$k_{h\ min}$	0,66			
	$k_{h\ min}*k_d*Q_{24,m}$		24,8	89	2 143
Průměrný bezdeštný hodinový minimální přítok (včetně balastních vod)	**$Q_{h,min}$**		**64,8**	**233**	**5 599**
Maximální povolený přítok na biologickou část	$Q_{biol} = 2*Q_d-Q_b$		115,1	415	9 948
Maximální přítok na PČOV za deště	$Q_{dešť}$		240,0	864	20 736

Tab. 4.3 Hydraulické zatížení PČOV v současném stavu (06/2006)

4.1.3.2 Návrhový stav

Hodnota Q_{24} byla stanovena výpočtem v matematickém simulačním modelu GO HMP Sever na základě navýšení stávajících hodnot o odhad rozvoje dle ÚPn HMP pro trvale bydlící obyvatele a pracovní příležitosti. Výhledový počet 26.524 EO bude pro studii proveditelnosti navýšen na 30.000 EO.

Hodnota průměrného přítoku balastních vod Q_B ve výhledovém stavu byla stanovena následujícím způsobem. Průměrný průtok balastních vod 40 l/s byl ve výhledu snížen na reálnou míru. Podkladem pro určení reálného množství odstraněných balastních vod je „Zpráva z vyhodnocení efektu rekonstrukce stokové sítě v povodí PČOV Březiněves“ (PVK, 2008). Ze závěrů uvedené zprávy vyplývá, že po provedení reálně dostupných úprav pro odstranění balastních vod je možno snížit průměrné množství těchto vod o max. 50 %. Pro povodí PČOV Miškovice bylo tedy uvažováno se snížením průměrného množství balastních vod z 40 l/s na poloviční hodnotu 20 l/s. K této hodnotě bylo připočteno množství 9 l/s, což je hodnota, která vychází z výhledového specifického množství balastních vod 50 l/os den, uvedeného v Městských standardech vodárenských a kanalizačních zařízení

na území hl. m. Prahy. Průměrný přítok balastních vod na PČOV Miškovice ve výhledovém stavu představuje tedy snížení balastních vod o 11 l/s, což je průměrně 27 % výhledové hodnoty Q_{24}.

Hodnoty součinitelů denní nerovnoměrnosti k_d a maximální hodinové nerovnoměrnosti k_h byly získány přímým měřením, provedeným PVK, a.s. Pro výpočet byly použity průměrné hodnoty pro rok 2007. Tabulka průměrných ročních hodnot součinitelů je uvedena níže. Toto řešení je v souladu s ČSN 75 6401 Čistírny odpadních vod pro více než 500 ekvivalentních obyvatel, která doporučuje upřednostnit hodnoty koeficientů stanovených přímým měřením, pokud jsou k dispozici.

Maximální přítok na PČOV Miškovice za deště $Q_{dešt}$ byl stanoven tak, aby byl splněn požadovaný poměr ředění 1+3,4 na vírovém separátoru v Čakovicích. Uvedený vírový separátor bude sloužit jako koncové odlehčení dešťových vod pro povodí čistírny, níže umístěná odlehčovací komora OK 1-4 Polabská bude mít funkci bezpečnostního přepadu, stejně jako rekonstruovaný bezpečnostní přepad v areálu čistírny. Toto řešení je v souladu s výstupy GO HMP Sever.

Stanovení max. povoleného přítoku Q_{biol} na biologickou část
Dle ČSN 75 6401 nemá být přítok odpadních vod přiváděných za deště do biologické části čistírny větší než $2Q_d – Q_B$, pokud není odlišně dimenzována biologická část včetně dosazovací nádrže. Pro výhledové hydraulické zatížení PČOV Miškovice platí:

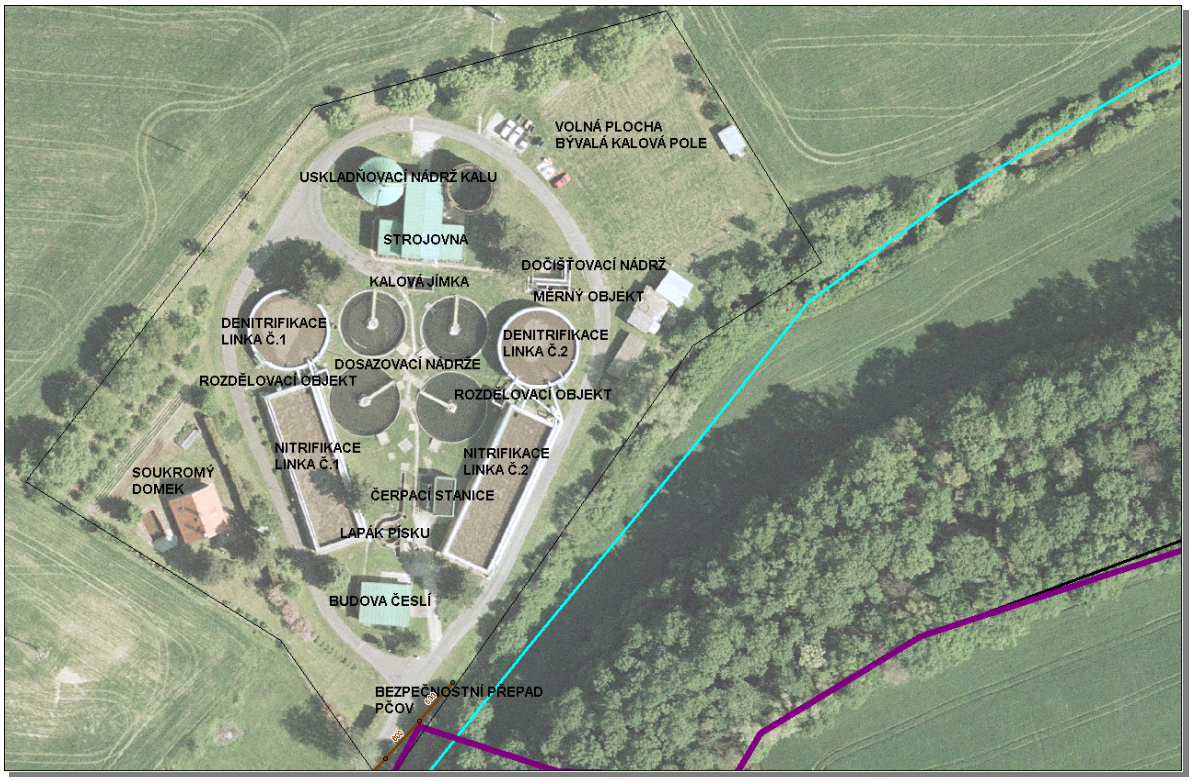
Povolené maximum na biologickou část ……. $2Q_d – Q_B$ = 2 x 124,5 – 29 = 220 l/s
Maximální přítok na PČOV za deště …… …… …… $Q_{dešt}$ = 350 l/s

		-	l/s	m^3/h	m^3/den
Průměrný bezdeštný denní přítok (včetně balastních vod)	**Q_{24}**		**106**	**382**	**9 158**
Průměrný přítok balastních vod	Q_B		29	104	2 506
Průměrný denní přítok odpadních vod (bez balastních vod)	**Q_{24m}**		**77**	**277**	6 653
Součinitel denní nerovnoměrnosti	k_d	1,24			
	$k_d*Q_{24,m}$		95,5	344	8 249
Průměrný bezdeštný denní přítok (včetně balastních vod)	**Q_d**		**124,5**	**448**	**10 755**
Součinitel hodinové nerovnoměrnosti	k_h	1,32			
	$k_h*k_d*Q_{24,m}$		126,0	454	10 889
Průměrný bezdeštný hodinový přítok (včetně balastních vod)	**$Q_{h,max}$**		**155,0**	**558**	**13 395**
Součinitel minimální hodinové nerovnoměrnosti	$k_{h\,min}$	0,66			
	$k_{h\,min}*k_d*Q_{24,m}$		63,0	227	5 445
Průměrný bezdeštný hodinový minimální přítok (včetně balastních vod)	**$Q_{h,min}$**		**92,0**	**331**	**7 950**
Maximální povolený přítok na biologickou	Q_{biol} =		220,0	792	19 005

		-	l/s	m^3/h	m^3/den
část	$2*Q_d-Q_b$				
Maximální přítok na PČOV za deště	$Q_{dešť}$		350	1260	30 240

Tab. 4.4 Hydraulické zatížení PČOV ve výhledovém stavu (návrhové parametry)

4.1.4 Návrh výhledového řešení



Obr. 4.2 PČOV Miškovice nad ortofotomapou

Vzhledem ke složitosti celé problematiky, která vyžaduje posouzení variantních řešení rozšíření čistírny, výběru optimální varianty a návrhu etapizace výstavby, měla by na základě podkladů z generelu další postup řešit studie proveditelnosti.

Předmětem řešení studie proveditelnosti bude návrh rekonstrukce a dostavby PČOV Miškovice. Návrh předpokládá vybudování hrubého předčištění, rekonstrukci mechanického čištění, rekonstrukci stávajících dvou biologických linek a variantní řešení dostavby nové vodní linky s využitím volné plochy bývalých kalových polí v severovýchodní části areálu čistírny. Dále bude rekonstruováno kalové hospodářství. Výhledová kapacita čistírny je 30 000 EO.

Předpokládají se následující investice:

- rekonstrukce odlehčovací komory na bezpečnostní přeliv typu RK s převýšením ve směru recipientu do výše max. 350 l/s možností regulace v obou směrech.

- vybudování hrubého předčištění – lapáku štěrku před budovou česlovny
- rekonstrukce mechanického čištění – česlí a lapáku písku
- vybudování nádrže na fyzikálně-chemické čištění dešťových vod
- rekonstrukce šachty obtoku biologického stupně
- zajištění rovnoměrného čerpání vody na tři biologické linky
- rekonstrukce rozvodu vzduchu – zajištění rovnoměrné regulace dodávky vzduchu do každé biologické linky
- rekonstrukce objektu kalového hospodářství – využití 2 uskladňovacích nádrží
- strojní odvodnění kalu
- rekonstrukce dočišťovací nádrže
- demolice nevyhovujících objektů – garáží
- posouzení způsobu elektrického napájení PČOV
- úprava a doplnění řídícího systému PČOV, včetně signalizace měřených veličin a poruchových stavů a přenosu dat na centrální velín PČOV
- instalace automatických vrat na vstupu do PČOV a zajištění samostatného přístupu k rodinnému domu

Součástí řešení studie proveditelnosti je také posouzení dvou variant návrhu třetí biologické linky :

- varianta 1 – umístění třetí biologické linky na místo 4 stávajících dosazovacích nádrží, které budou demolovány. Nové kruhové dosazovací nádrže pro všechny 3 biologické linky budou umístěny na volné ploše bývalých kalových polí v severovýchodní části areálu.
- varianta 2 – umístění třetí biologické linky a dosazovací nádrže na volnou plochu bývalých kalových polí v severovýchodní části areálu. Po výstavě třetí vodní linky budou postupně rekonstruovány stávající 4 dosazovací nádrže. Preferuje se výstavba kruhových dosazovacích nádrží, bude také posouzena možnost vybudování obdélníkových dosazovacích nádrží z důvodů nedostatku prostoru.

4.2 PČOV Březiněves

4.2.1 Základní údaje

Projektovaná kapacita PČOV:	2 500 EO
kanalizace:	oddílná splašková
recipient:	Třeboradický potok, ř. km 4,75
č. hydrologického pořadí	1-05-04-023

Příslušný vodoprávní úřad:

Magistrát hlavního města Prahy
Odbor ochrany prostředí – oddělení vodního hospodářství
ul. Jungmannova 35/29 (Škodův palác)
111 21 Praha 1

Požadovaná kvalita odtoku dle platného vodohospodářského rozhodnutí:

Je stanoveno ***„Rozhodnutím MHMP“*** SZn S-MHMP 2456478/2006/OOP-II/R-372/Fi ze dne 8.1.2007. Vodoprávní rozhodnutí je platné do 31.12.2008

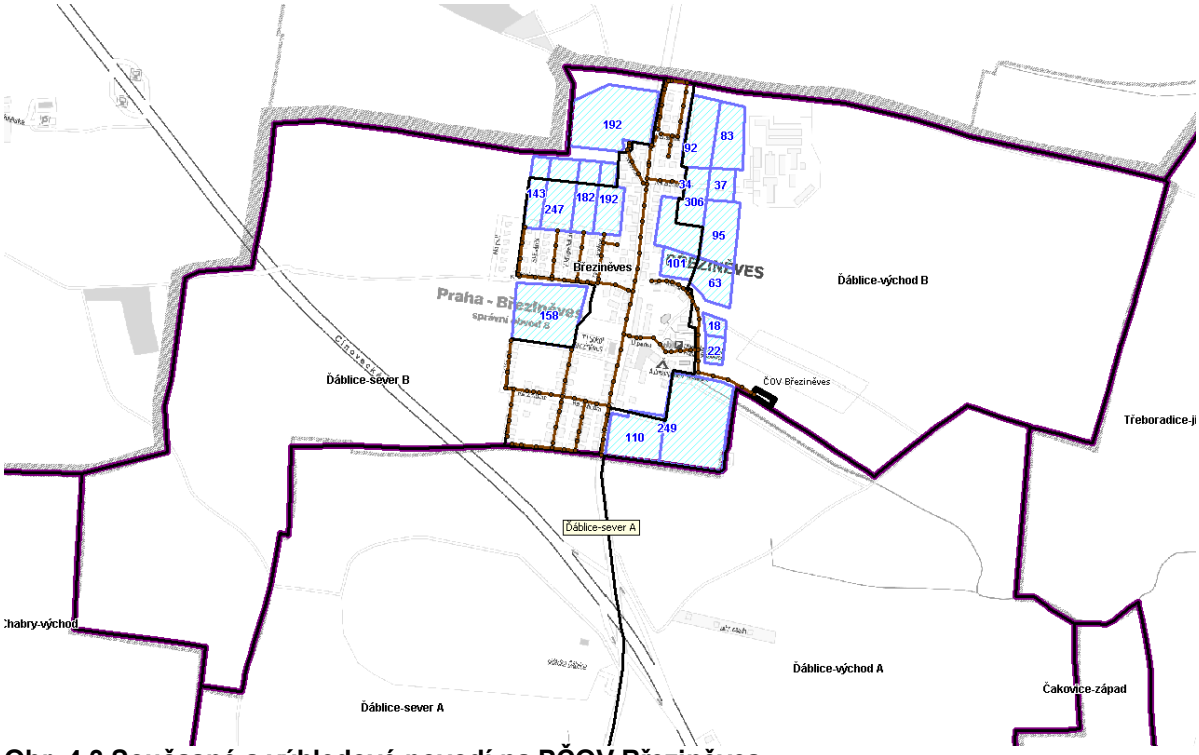
Množství vypouštěných odpadních vod:
Q_{max} = 13 $l.s^{-1}$
Q_{24} = 6,4 $l.s^{-1}$= 555 $m^3.den^{-1}$
Q_d= 735 $m^3.den^{-1}$
Q_r = 200 000 $m^3.rok^{-1}$

Emisní hodnoty ukazatelů znečištění a bilanční hodnoty znečištění:

BSK_5	p : 25 $mg.l^{-1}$	m : 50 $mg.l^{-1}$	4 $t.rok^{-1}$
$CHSK_{Cr}$	p : 90 $mg.l^{-1}$	m : 150 $mg.l^{-1}$	14 $t.rok^{-1}$
NL	p : 30 $mg.l^{-1}$	m : 60 $mg.l^{-1}$	5 $t.rok^{-1}$
$N\text{-}NH_4$	p : 15 $mg.l^{-1}$	m : 30 $mg.l^{-1}$ *)	3 $t.rok^{-1}$

p….přípustná hodnota koncentrací zbytkového znečištění ze 24 hodinových směsných vzorků, získaných sléváním 12 objemově stejných dílčích vzorků, odebraných v intervalu 2 hodin.
m….maximální hodnota koncentrací pro rozbory dvouhodinových směsných vzorků vypouštěných odpadních vod, získaných sléváním 8 dílčích vzorků stejného objemu v intervalu 15 min.

4.2.2 Výhledové bilance ekvivalentních obyvatel



Obr. 4.3 Současné a výhledové povodí na PČOV Březiněves

Současný stav	Výhled – nárust EO do roku 2010	Výhled –celkem EO do roku 2010	Výhled – nárust EO po roce 2010	Výhled – celkem EO po roce 2010
839	**2 056**	**2 895**	**264**	**3 159**

Tab. 4.5 Bilance EO pro povodí PČOV Březiněves dle adresních bodů a ÚPn. Vyhodnocení je provedeno dle bilancí počtu obyvatel a pracovních příležitostí uvedených v tab. 2.2

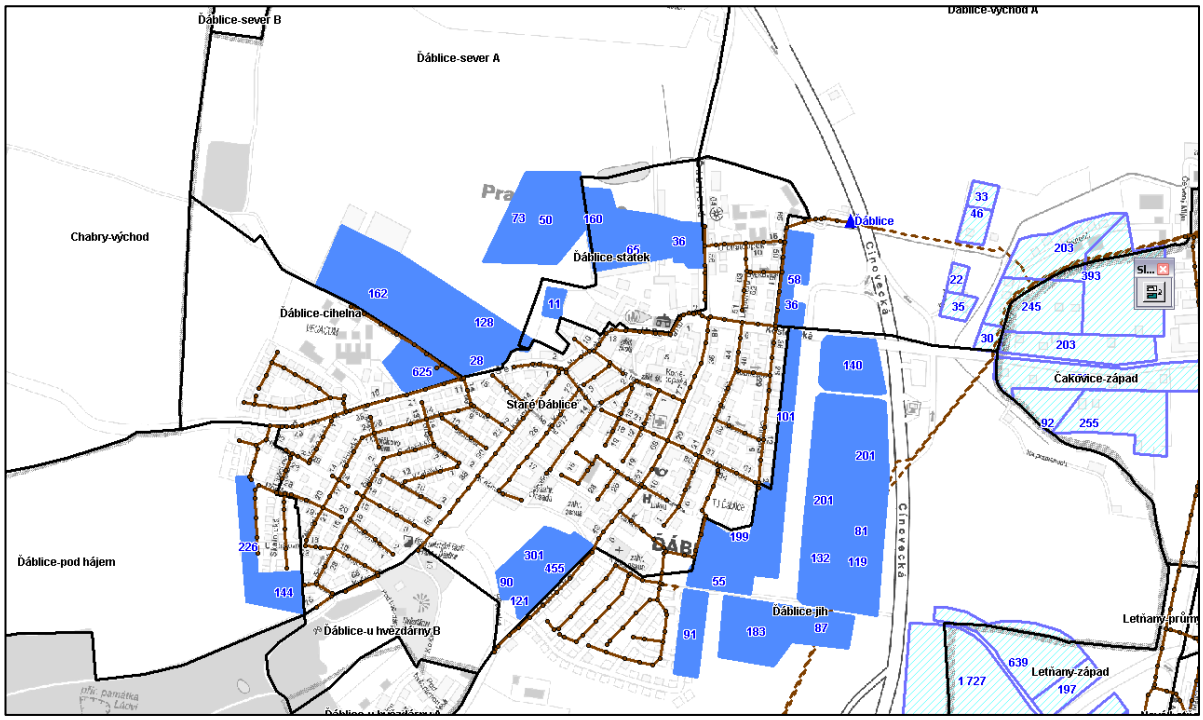
4.2.3 Návrh výhledového řešení

Projektovaná kapacita PČOV Březiněves je 2 500 EO. Dle bilancí ekvivalentních obyvatel provedených v generelu je v povodí PČOV Březiněves v současném stavu 839 EO. Ve výhledu do roku 2010 se předpokládá zvýšení počtu EO na 2 895, po roce 2010 na 3 159. Údaje z generelu vycházejí pro současný stav z počtu adresních bodů (počet obyvatel na adresách) a počtu pracovních příležitostí. Pro výhled byly využity podklady ÚPn vztažené k adresním bodům.
Na jednání se zadavatelem projektu bylo domluveno, že generel nebude zatím tento předpokládaný rozdíl 659 EO oproti návrhovým parametrům řešit, protože se jedná o první odhad vývoje obyvatel v povodí čistírny.

V současně platném ÚPn je rezervována plocha pro případné rozšíření PČOV Březiněves.

4.3 ÚČOV Praha

4.3.1 Povodí ČS Ďáblice

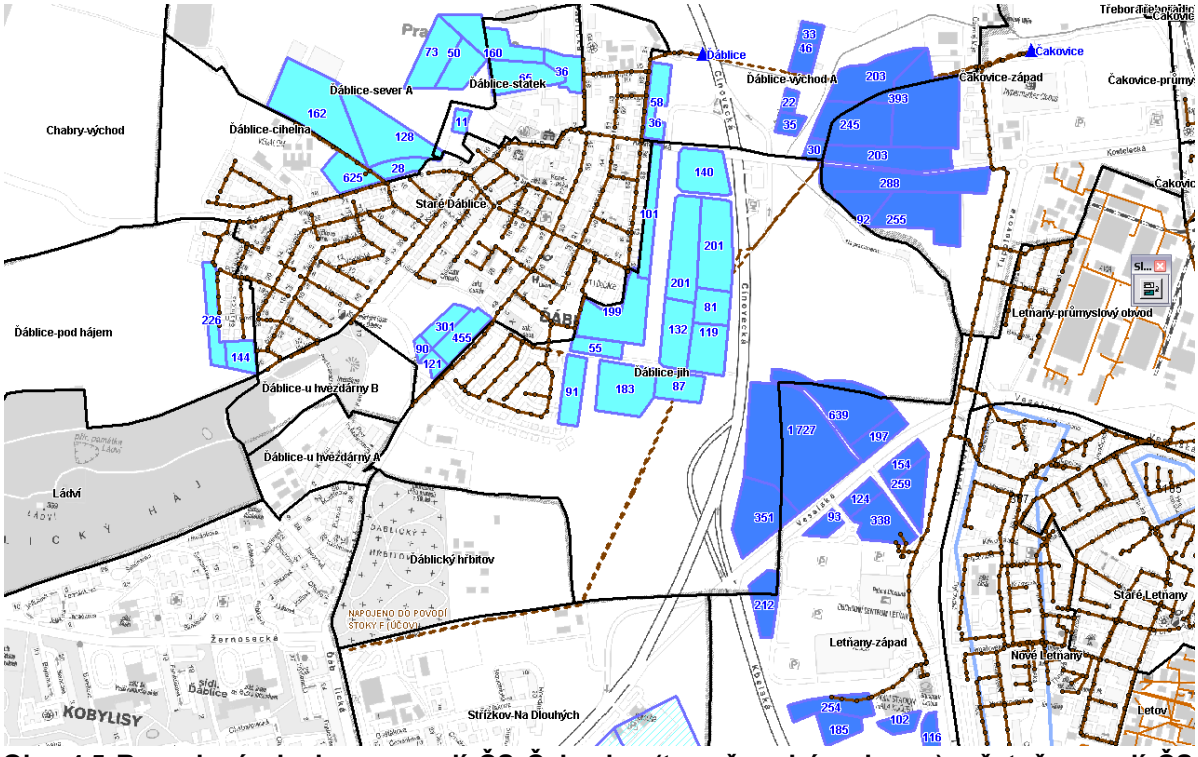


Obr. 4.4 Rozvojové plochy v povodí ČS Ďáblice

Současný stav	Výhled – nárust EO do roku 2010	Výhled – celkem EO do roku 2010	Výhled – nárust EO po roce 2010	Výhled – celkem EO po roce 2010
2 852	**4 242**	**7 094**	**837**	**7 931**

Tab. 4.6 Bilance EO pro povodí ČS Ďáblice (ÚČOV Praha) dle adresních bodů a ÚPn

4.3.2 Povodí ČS Čakovice

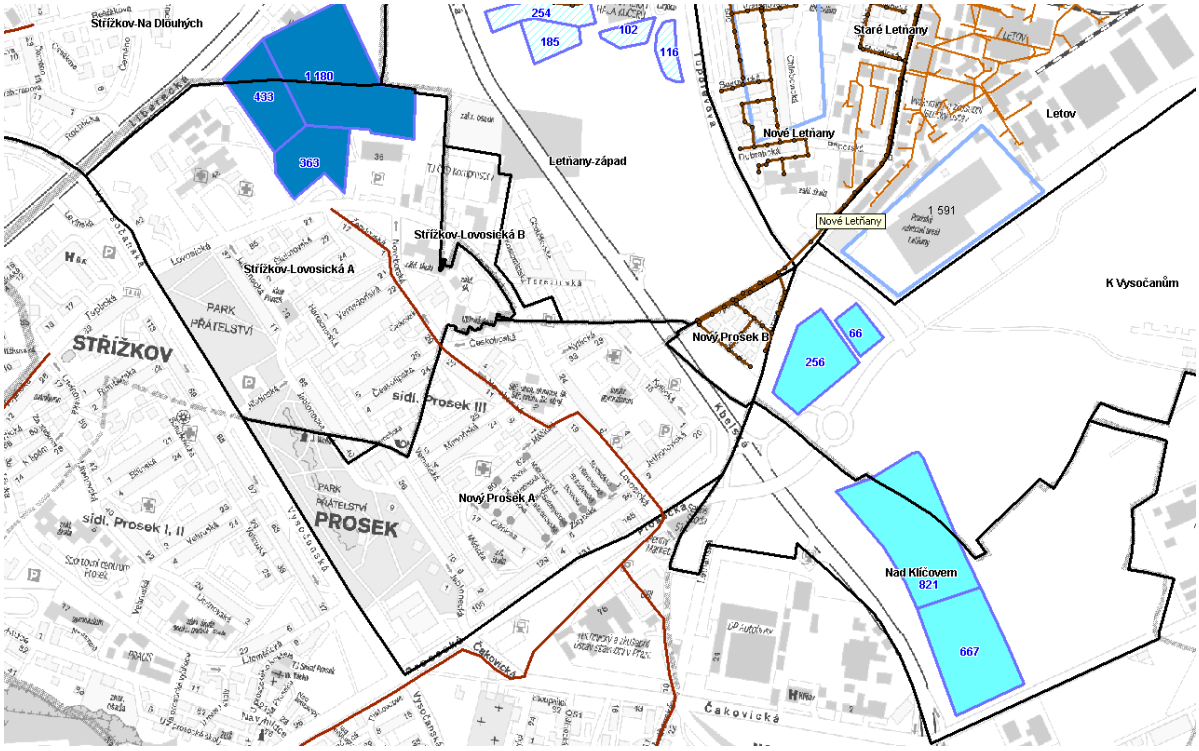


Obr. 4.5 Rozvojové plochy v povodí ČS Čakovice (tmavěmodrý polygon), včetně povodí ČS Ďáblice (světlemodrý polygon)

Současný stav		Výhled – nárust EO do roku 2010	Výhled – celkem EO do roku 2010	Výhled – nárust EO po roce 2010	Výhled – celkem EO po roce 2010
Nové Letňany - západ	8 637	4 767	13 404	0	13 404
Čakovice - západ	17	1 476	1 493	0	1 493
Suma	**8 654**	**6 243**	**14 897**	**0**	**14 897**
Celkem Čakovice (včetně ČS Ďáblice)	**11 508**	**10 485**	**21 991**	**837**	**22 828**

Tab. 4.7 Bilance EO pro povodí ČS Čakovice (pouze nové Letňany a Čakovice západ, nezahrnuje Ďáblice) ze zájmového území GO Sever dle adresních bodů a ÚPn

4.3.3 Povodí ÚČOV (Prosecký sběrač)



Obr. 4.6 Rozvojové plochy na Střížkově (tmavěmodrý polygon) a Klíčově (světle modrý polygon) navržené k připojení na Prosecký sběrač

Současný stav		Výhled – nárust EO do roku 2010	Výhled – celkem EO do roku 2010	Výhled – nárust EO po roce 2010	Výhled – celkem EO po roce 2010
Střížkov	-	806	806	0	806
Klíčov	-	1 358	1 358	452	1 810
Suma	**-**	**2 164**	**2 164**	**452**	**2 616**

Tab. 4.8 Bilance EO pro ostatní povodí ÚČOV ze zájmového území GO Sever dle adresních bodů a ÚPn

5 Dešťová kanalizace a odvodňovací zařízení

5.1 Výhledová koncepce odvodnění severní části Prahy.

Návrh koncepce nakládání s dešťovými vodami v zájmové lokalitě vychází z požadavků zadavatele, Pražské vodohospodářské společnosti, uvedených v zadání projektu a projednaných na průběžných výrobních výborech.

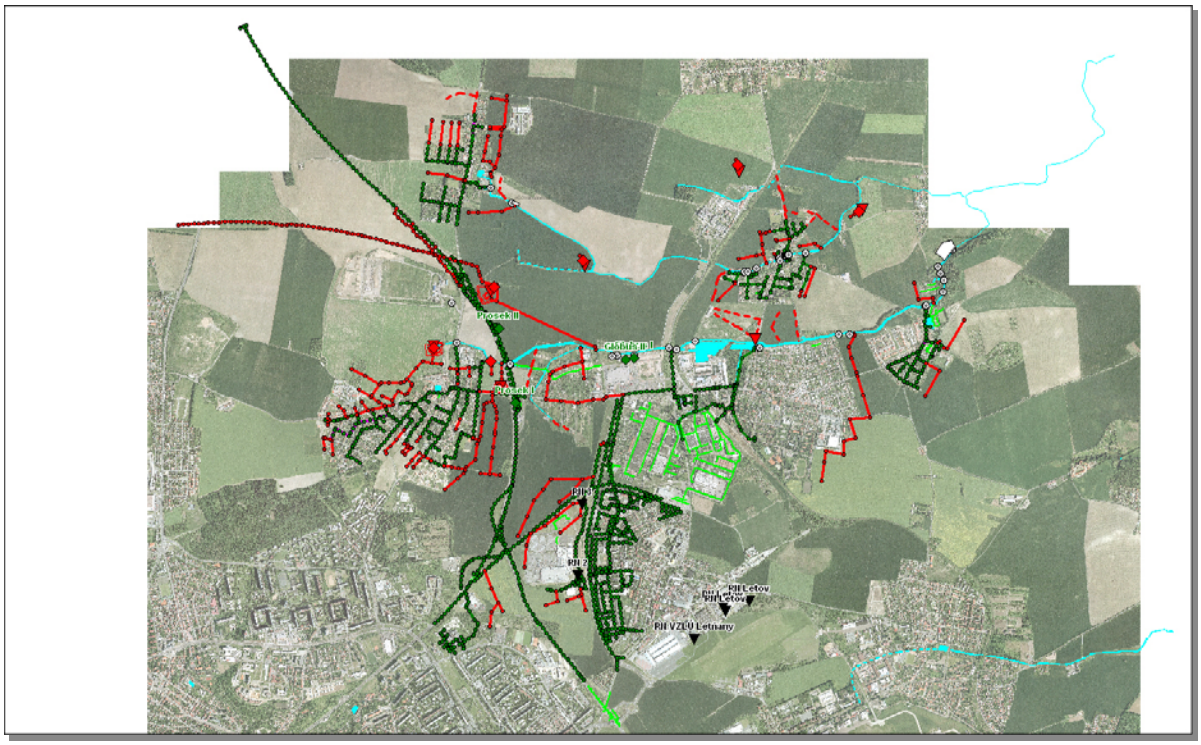
Nová koncepce podporuje takový způsob, který se přibližuje přirozenému způsobu odvodnění v nezastavěných územích a zmírňuje negativní důsledky urbanizace vůči vodnímu systému. Technicky, ekologicky a ekonomicky vhodné odvodnění urbanizovaných povodí zabraňuje rychlému odtoku dešťových vod a spojování silně (splašky a průmysl) a mírně (povrchový odtok) znečištěných odpadních vod.

V současné technické praxi se začínají prosazovat zejména následující technické možnosti:

- zabránění spojení silně a mírně znečištěných vod - budování oddílné stokové sítě (tento princip je již také prosazován správci jednotlivých povrchových vod) s následným hrubým předčištěním dešťových vod před zaústěním do vodotečí (především tzv. prvního splachu),
- zpomalení povrchového odtoku - využívat možnosti zasakování a budování lokálních retencí (co nejvíce dešťové vody zadržet na místě kam spadne a odtok do recipientů zpomalit).

Naše společnost, hlavně pak orgány které mají za úkol jednotlivé koncepce prosazovat jsou však za uplynulá desetiletí naučeny mít pro rozhodování po ruce „konkrétní parametr“, který mohou předepsat. Pro novou koncepci odvodnění může být tímto parametrem limit maximálního odtoku z povodí do dešťové kanalizace. Tyto limity jsou odvozeny od přirozeného odtoku z nezastavěného území a pohybují se v rozmezí 5 – 15 litrů za sekundu na hektar neredukované (nezastavěné) plochy.

S ostatní vodou si musí investor „území“ poradit na své vlastní náklady (budování zasakovacích příkopů a průlehů, suchých poldrů nebo podzemních retenčních nádrží. Reálně zpracované studie ze zahraničí ukazují, že investiční náklady při použití přírodních řešení se zvyšují pouze o **cca 10%** oproti řešení bez těchto úprav.



Obr. 5.1 Návrh dešťové kanalizace a odvodňovacích zařízení nad ortofotomapou

5.2 Zásady hospodaření s dešťovými vodami

V nové koncepci odvodnění GO HMP se preferuje nakládání s dešťovými vodami v místě dopadu na povrch, před jejich soustředěným rychlým odváděním (převážně kanalizacemi) do vodotečí. Celé dále uváděné řešení vychází ze snahy zachovat v lokalitě přirozený odtok dešťových vod. V našich normách, ani v jiné odborné literatuře není velikost přirozeného odtoku z povodí jednoznačně stanovena. V rámci zpracování GO HMP – Severní část Prahy bylo proto nutno tento odtok určit.

Stanovení velikosti odtoku dešťových vod z pozemků pro účely GO HMP - Sever

- Velikost odtoku z povodí se požaduje stanovit v úrovni odpovídající přirozenému odtoku z území. Tato velikost maximálního řízeného odtoku se (při výstavbě na „zelené louce“) v rámci generelu stanovila na 10 l/s ha celkové plochy posuzovaného povodí.

- U areálů budovaných na zastavěném území je maximální velikost odtoku rovna velikosti odtoku před realizací nové výstavby. V případě, že by tato hodnota byla vyšší je nutno daný odtok redukovat na požadovaných 10 l/s ha.

- Při použití vsakování (nebo jiného využití dešťových vod) a současného odvádění přebytečné vody do veřejných odvodňovacích zařízení se pro stanovení maximální velikosti odtoku z povodí do veřejných odvodňovacích

zařízení použije stejný vztah, jako pro odtok s použitím pouze retenčních prostor.

- V případě, že voda z retenčního zařízení není dále na pozemku využívána, je nutno stanovit velikost odtoku také tak, aby návrhový retenční objem byl vyprázdněn nejpozději za 8 hodin.

- U malých areálů, kde bude takto stanovená maximální velikost odtoku příliš malá na to, aby ji bylo možno zajistit klasickými škrtícími zařízeními (vírový ventil, škrtící trať, apod) je nutný jiný druh omezení velikosti odtoku např. pomocí filtrační vrstvy.

- V případech, kdy bude zajištění požadované velikosti odtoku obtížně technicky zajistitelné je možno po souhlasu vlastníka stokové sítě, resp. jeho správce navrhnout větší odtok, který bude realizován se zpožděním. Velikost zpoždění a velikost tohoto odtoku je nutno individuelně odsouhlasit s vlastníkem sítě. Orientačně se navrhuje uvažovat se zpožděním odtoku 8 hodin.

- Výpočet škrtícího zařízení z retenčních prostor.

  Celková plocha areálu 1,3 ha.
  Povolená velikost odtoku 10 l/s ha
  Celková maximální velikost řízeného odtoku bude Qn = 1,3 * 10 = 13 l/s

  Kapacita škrtícího zařízení z retenčních prostor bude navržena na 10 l/s.

Hodnoty průtoků (resp. velikosti jednotlivých retenčních nádrží) uvedené v jednotlivých lokalitách u odvodňovacích zařízení jsou pouze orientační a při konkrétním řešení lokality je nutno provést podrobné hydrotechnické výpočty a na jejich základě navrhnout kapacity a parametry odvodňovacích zařízení. Návrh odvodňovacích zařízení musí vždy zahrnovat celé povodí odvodňovacího zařízení, aby při postupném řešení nové výstavby nedošlo k situaci, kdy níže položené úseky odvodňovacích zařízení nebudou mít dostatečnou kapacitu.

Zadržení a nakládání s dešťovými vodami v povodí, kam dopadají je trend, který je ve světě stále více preferován před rychlým odvodem do vodotečí. Toto řešení (kromě ochrany před velkými vodami a snížení negativních dopadů na podzemní vody a malé průtoky ve vodotečích) dále nabízí i možnost dalšího využití dešťových vod a tím ušetření pitné vody, jejíž cena jednak není zanedbatelná, jednak je jí v mnoha místech na zemi nedostatek. Vývoj zařízení, která umí dešťovou vodu zachytit a retenovat, případně využívat k dalšímu využití, prodělávají ve světě rychlý vývoj. I v katalozích českých firem lze již najít velké množství zařízení na retenci a hospodaření s dešťovou vodou.

Z pohledu využití dešťových vod lze zařízení celkově rozdělit na retenční objekty (zařízení), které umožňují dešťové vody využít k dalším účelům, a k jejich vypouštění dochází až po jejich použití. Druhým typem jsou retenční objekty, které

slouží pouze ke zmenšení velikosti odtoku dešťových vod z povodí tím, že zachytí určitý objem deště a bez jakéhokoliv dalšího využití či úprav dešťové vody ji vypouštějí do vodoteče, nebo zařízení na odvádění dešťových vod.

Využití dešťových vod pro sociální účely

Dešťové vody lze použít na toaletách, pro praní prádla, zalévání zahrad atd. Podmínkou možnosti tohoto využití vody je, že musí být navrženo tak, aby nemohlo dojít k proniknutí dešťové vody do potrubí s pitnou vodou. Pro tyto účely jsou již některými firmami zpracována zařízení, které lze zabudovat přímo do objektu, nebo do země vedle objektu. Protože je nutno v suchém období počítat s nutností doplnění dešťové vody vodou pitnou (alternativní využití soukromých studní pro provozní vodu se samozřejmě nevylučuje), navrhovaná zařízení mají obvykle zabezpečení proti úniku dešťových vod do vodovodního systému objektu.

Vzhledem k technickému řešení zásobování objektu užitkovou dešťovou vodou, je mnohdy pro sociální účely používána pouze voda ze střech objektů. V tomto případě se pak požadovaný retenční objem stanoví pouze z ostatních zpevněných ploch (příjezdová komunikace, chodníky – pokud z nich není dešťová voda odváděna pouze do zelených ploch, apod.).

Využití dešťových vod jako estetického prvku

Dešťová voda může být využita i jako významný estetický prvek s výrazným kladným vlivem na mikroklima. Lze ji využít nejen ve velkém měřítku, ale i na malých plochách např. jako malá jezírka, fontány, umělé potůčky apod. jak v obytných tak komerčních objektech či areálech. Takto vzniklé vodní plochy lze využívat i k osvěžení obyvatel – pro hraní dětí, brouzdání v mělce tekoucí vodě, apod.

Použití retenčních objektů

Tato zařízení mají pouze ten účel, aby odtok z nich nepřesáhl určitou předem stanovenou velikost. Pro účely odvádění dešťových vod z povodí (při výstavbě na „zelené louce“) je jako základní podmínka stanovena velikost odtoku 10 l/s ha (redukované plochy povodí). Jako retenční zařízení lze využít klasické objekty používané v minulosti – povrchové zemní a betonové nádrže, podzemní betonové nádrže, nebo podzemní retenční prostory vytvoření ve štěrkových násypech. Pro malé retenční objemy lze využít i uměle vytvořené terénní deprese.

V současné době nabízejí někteří výrobci umělohmotné konstrukce s retenční kapacitou okolo 95 % jejich objemu. Tyto konstrukce lze obvykle umístit i pod parkoviště či komunikace. Rozsah jejich použití není ani od výrobců (vzhledem k jejich krátkodobému používání) jednoznačně specifikován a mnohdy je i na schopnostech projektanta navrhnout netypické využití těchto nových výrobků (např. pro retenční zásobní prostor pro zelené střechy, apod.).

5.3 Koncepce zajištění ochrany recipientů před znečištěním

V areálech, kde může docházet ke vzniku znečištěných vod – parkoviště a manipulační plochy nákladních automobilů, areály čerpacích stanic pohonných hmot, apod. je majitel areálu povinen zajistit předčištění dešťových vod v rámci areálu.

Dešťové vody z vozovek s vysokou intenzitou dopravy jsou vedeny do recipientu vždy přes předčisticí zařízení, která umožňují i likvidaci případných havárií.Z velkých povodí otevřených odvodňovacích zařízení budou vždy před zaústěním do recipientu umístěny usazovací nádrže s konstrukcí umožňující zachycení plovoucích látek.

U malých povodí bude vždy před zaústěním navrženo technické zařízení umožňující uzavření odtoku – kanalizační šoupě na kanalizacích, hradící konstrukce na otevřených odvodňovacích zařízení. Vzniklý retenční objem musí mít kapacitu min. 30 m^3. V projektu stavby bude vždy nutno spočítat, zda při navržené velikosti odvodňovacího zařízení a sklonu postačí výstavba jednoho hradícího zařízení, nebo zda jich musí být několik. Hraniční podmínkou je rezerva 100 mm (rozdíl maximální hladiny a břehu) proti vybřežení.

5.4 Možnosti zasakování dešťových vod v zájmovém území projektu

Pro informativní posouzení možností vsakování v zájmovém území projektu byla autorizovaným hydrogeologem vypracována Hydrogeologická rešerše, která se zabývala především touto činností :

- Přírodními poměry území (geologické, geomorfologické, hydrogeologické, hydrologické a klimatické poměry)
- Metodikou prací
- Metodikou vyhodnocování (vymezení rajónů a stanovení kritérií pro zařazení do rajónů)
- Závěry

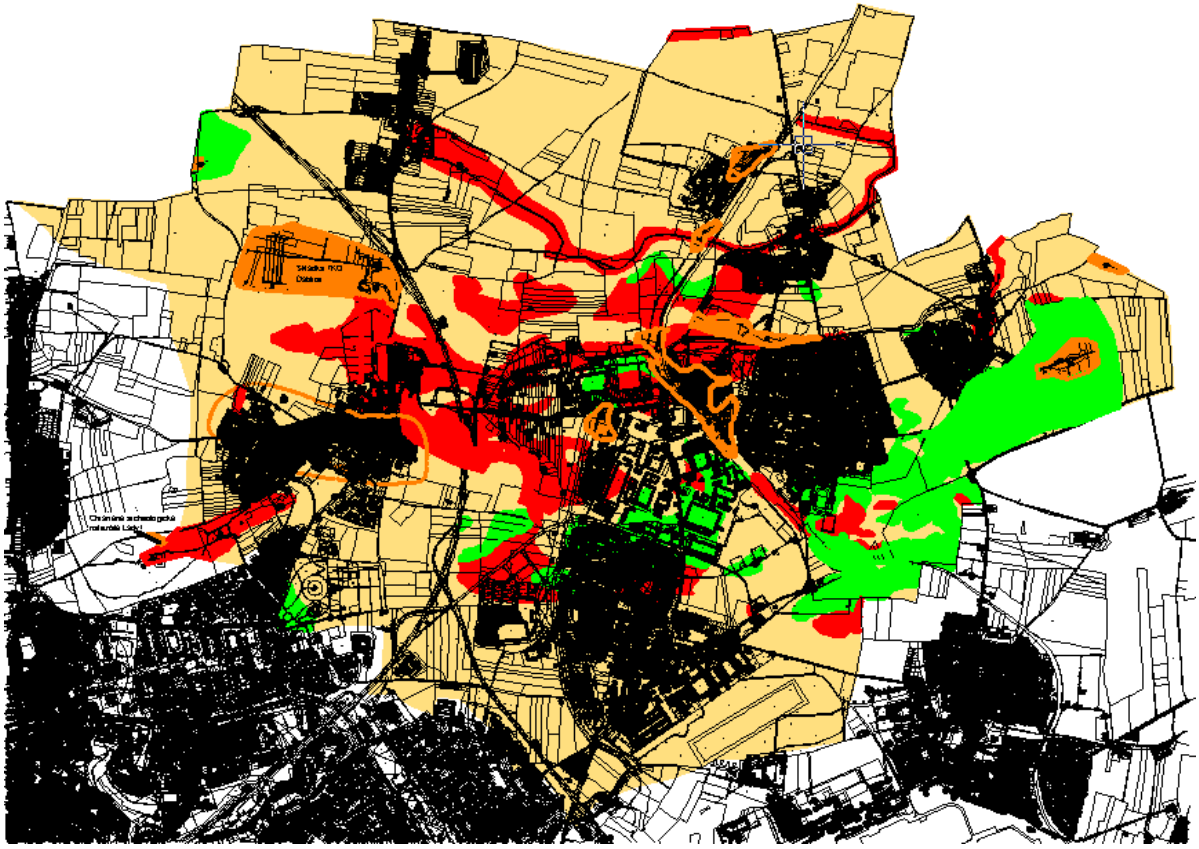
Ze závěrů hydrogeologické studie vyplývá především:

- Na zájmovém území se podle vhodnosti k zasakování srážkových vod vyskytují jak vhodná, tak i podmíněně vhodná a nebo nevhodná území. Jejich hranice jsou zakresleny ve Výsledné zasakovací mapě.

- Zvlášť jsou v mapě oranžovou barvou zakresleny chráněná území, stávající centrální skládka TKO Ďáblice, původní antropogenní navážky a plochy vytěžených lomů. Jejich bližší specifikace je uvedena v legendě.

- Pro řešení detailních návrhů zasakování bude nutné, podle již konkrétního návrhu způsobu zasakování, provádět podrobné hydrogeologické průzkumy zaměřené především na režimní sledování úrovně hladiny podzemní vody a na stanovení konkrétních parametrů propustnosti horninového prostředí, tj. stanovení koeficientů filtrace některou z možných polních metod.

Kompletní hydrogeologická rešerše je přiložena do etapy A Doplnění podkladů, výsledná zasakovací mapa je součástí přílohy A.4.10 Situační zpráva o povodí – výsledná zasakovací mapa.



Obr. 5.2 Výsledná zasakovací mapa

5.5 Technická zařízení na odvádění dešťových vod

První tři uvedené možnosti vedení dešťových vod jsou určeny k odvádění vody z lokalit mezi hlavními odvodňovacími zařízeními. S následujícími třemi zařízeními se počítá pro hlavní odvodňovací zařízení. Kanalizace lze po technické stránce využít všude, jejich používání uvnitř areálů se doporučuje minimalizovat i s ohledem na výšku zaústění do navržených hlavních odvodňovacích zařízení.

Po vozovce

Využití tohoto způsobu vedení dešťových vod se navrhuje použít všude tam, kde krátkodobý průtok vody po vozovce nemůže ovlivnit bezpečnost silničního provozu – v místních komunikacích, kde bude probíhat převážně minimální obslužný provoz k jednotlivým objektům, v lokalitách se sníženou rychlostí – např. v obytných ulicích, apod. Velikost povodí, ze kterého budou dešťové vody vedeny po vozovce je orientačně stanovena na cca 3 000 m2, nebo 300 m délky ulice. Definitivní návrh je nutno posoudit z pohledu možných dopadů vedení vody po vozovce na bezpečnost provozu a možnost zatopení okolních chráněných objektů.

Vody mohou být vedeny podél obrubníku, nebo při nepřevýšeném řešení chodníků mělkým zpevněným příkopem, nebo žlabem. Dešťové vody budou následně přes uliční vpusti, horské vpusti, nebo specielní vtokové objekty (v závislosti na množství vody a sklonu terénu) na konci těchto komunikací odvedeny do otevřených odvodňovacích zařízení, nebo do kanalizace.

Zpevněné příkopy

V místech se souvislou zástavbou s velkým podílem zpevněných ploch lze pro vedení dešťových vod využít zpevněné příkopy. Bude se jednat hlavně o místa, kde nelze použít vedení vody po vozovce. Jedná se o umělá koryta obvykle se zpevněným dnem i svahy. Pro oživení lze konstrukci přizpůsobit pro osazení vhodných rostlin. Oproti zařízení, které vede vodu po vozovce nelze tyto objekty přejíždět auty. V místě křížení s vozovkou je nutno navrhnout propustek, nebo žlab.

Žlaby

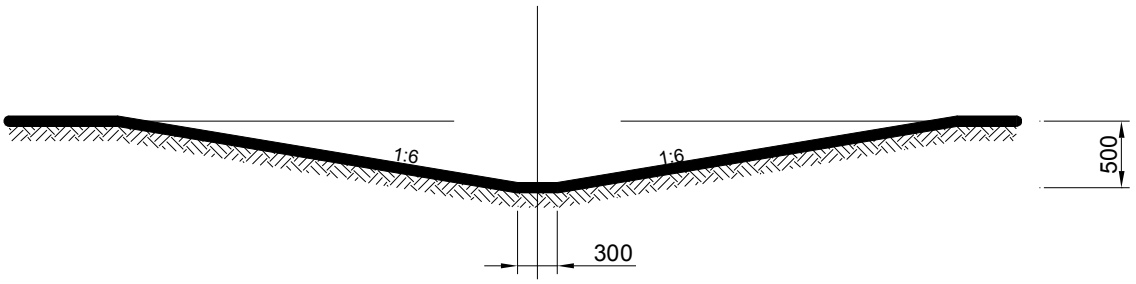
Tam, kde již by množství vody vedené po vozovce mohlo významně komplikovat provoz na komunikaci, nebo kde by mohlo dojít k zatopení přilehlých objektů se v místních komunikacích doporučuje použít žlabů. Jedná se o zařízení, která lze umístit podél obrubníku, nebo na rozhraní vozovky a chodníku. Výhodou těchto zařízení oproti kanalizacím je jejich mělké uložení, které umožní jejich vyústění do navazujících povrchových odvodňovacích zařízení. Kapacita těchto zařízení se pohybuje až okolo 0,75 ha redukované plochy.

Průlehy

Tato zařízení jsou navržena do míst, kde je dostatek prostoru. Převážně jsou navrženy v místech, kde bude voda vedena parkovými plochami, plochami izolační zeleně, apod. Tato zařízení budou zemní. Trasa průlehu by měla mít meandrující

průběh. Pro zmírnění průtočné rychlosti a zároveň pro zvýšení estetického účinku se doporučuje na těchto zařízeních navrhovat stupně, jezírka a jiná zařízení používaná při úpravách malých vodních toků.

Pro účely posouzení využitelnosti průlehů byl použit vzorový tvar se šířkou dna 0,30 m, hloubkou 0,50 m a průměrným sklonem svahů 1:6. Při meandrování průlehů se předpokládá, že se sklon svahů bude pohybovat v rozmezí 1:4÷8. Maximální sklon průlehu omezuje druh použitého materiálu ve dně a na svazích. Průlehy opevněné pouze travou jsou omezeny pro maximální rychlost cca 2,0 m/s. Pro výše uvedený vzorový příkop to znamená maximální sklon cca 5 % při kapacitě 3,29 m^3/s (při menším návrhovém průtoku může být použit větší sklon). Pro větší průtoky bude nutno upravit parametry průlehu.



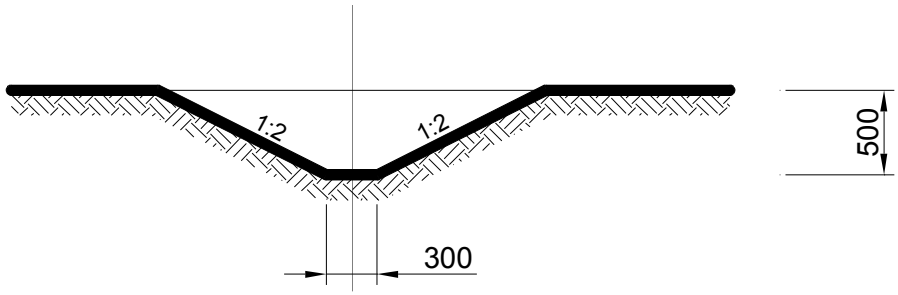
Obr. 5.3 – Vzorový tvar průlehu

Při zajištění stálého průtoku ať již uměle, nebo při zastižení hladiny spodní vody je možno tato zařízení navrhovat dle zásad pro úpravu malých vodních toků i s využitím opatření pro oživení průtoku vody – stupně, zpevnění dna většími kameny, apod.

Příkopy

Tam kde nelze z prostorových důvodů navrhnout průleh se použijí příkopy. Příkopy se navrhují i podél komunikace na té straně, na kterou nebude provedeno odvodnění pláně vozovky, protože při navrhované hloubce příkopu 0,50 m nelze obvykle do takto mělkého zařízení pláň vozovky odvodnit.

Pro účely posouzení využitelnosti příkopů byl použit vzorový příkop se šířkou dna 0,30 m, hloubkou 0,50 m a sklonem svahů 1:2. Při dostatečném prostoru se doporučuje použít sklon svahů 1:2,5, nedoporučuje se použít menší sklon svahů než 1:1,5. Sklon příkopu omezuje druh použitého materiálu ve dně a na svazích. Upřednostňují se příkopy opevněné pouze travou, což omezuje maximální rychlost na cca 2,0 m/s. Pro výše uvedený vzorový příkop to znamená maximální sklon cca 3 % při kapacitě 1,30 m^3/s (při menším návrhovém průtoku může být použit větší sklon). Pro větší průtoky bude nutno upravit parametry příkopu. V případě nutnosti (požadavek stávajících norem pro komunikace) lze použít zpevnění dna u příkopů vedených podél komunikací.



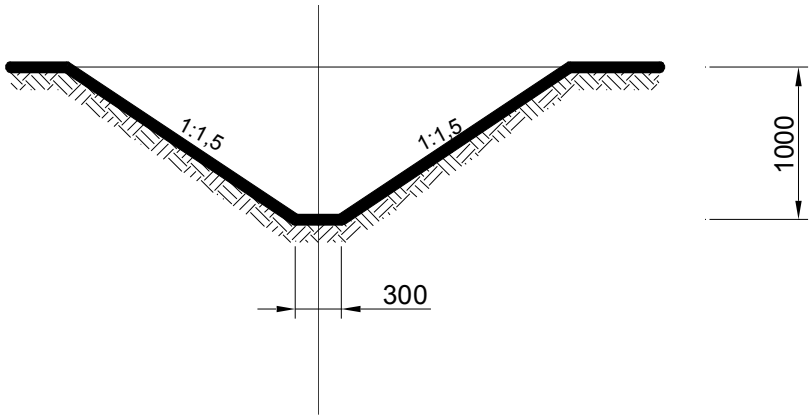
Obr. 5.4 Vzorový tvar příkopu

Silniční příkopy

Aby bylo možno zajistit odvodnění pláně komunikace je nutno umístit odvodňovací zařízení do potřebné hloubky cca 1,0 m. Proto se podél komunikace navrhuje umístění jednoho hlubšího příkopu.

Pro účely posouzení využitelnosti silničních příkopů byl použit vzorový příkop se šířkou dna 0,30 m, hloubkou 1,0 m a sklonem svahů 1:1,5. Při dostatečném prostoru se doporučuje použít sklon svahů až 1:2,5, nedoporučuje se použít menší sklon svahů než 1:1,5. Sklon silničního příkopu omezuje druh použitého materiálu ve dně a na svazích.

Podél komunikací jsou vždy navrženy dva příkopy. Jeden bude silniční s hloubkou pro odvodnění pláně komunikace a druhý (obvykle odvádějící pouze vodu z vozovky a ne z přilehlého povodí) bude navržen v parametrech dle předcházející kapitoly.



Obr. 5.5 Vzorový tvar silničního příkopu

5.6 Popis navržených liniových zařízení

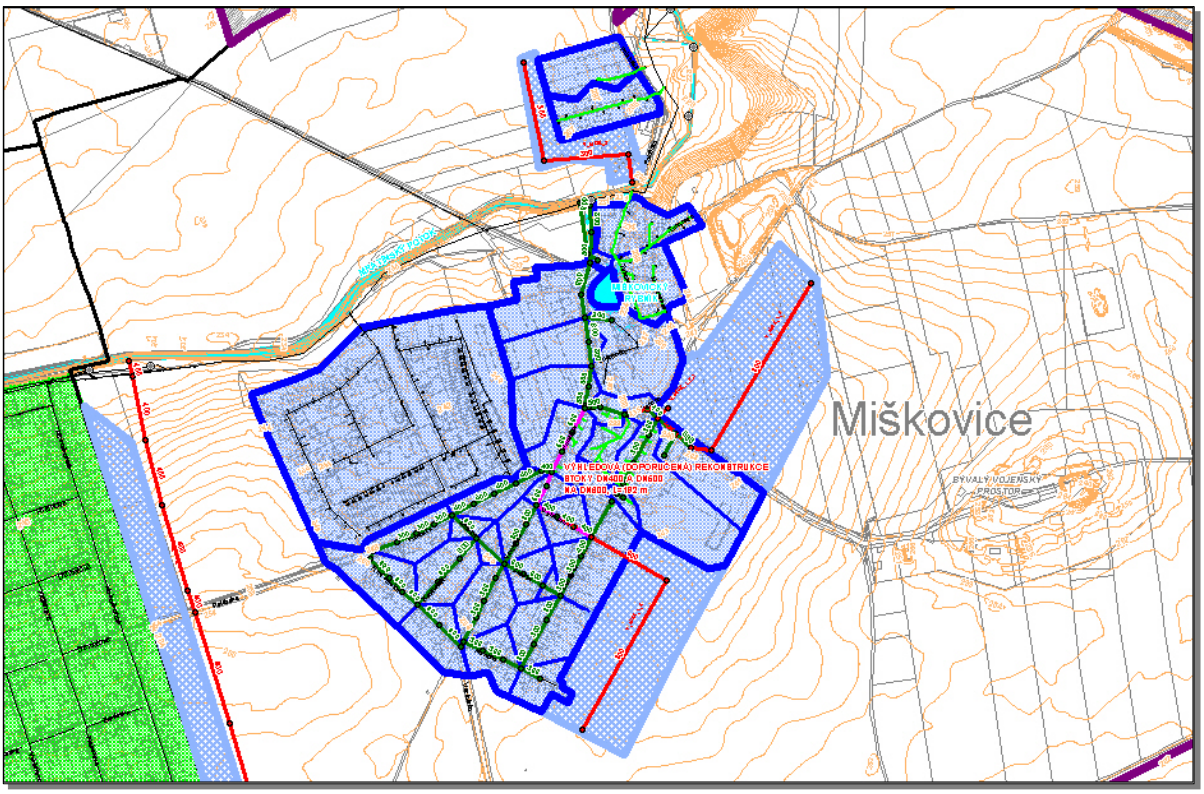
Výškové vedení navržených kanalizací bylo řešeno v souladu s platnými „Městskými standardy vodárenských a kanalizačních zařízení na území hl. m. Prahy. Úkolem generelu bylo mimo jiné prověřit technické možnosti návrhu dešťových stok a odvodňovacích zařízení v rozvojovém území.

Podkladem pro stanovení průběhu stávajícího terénu byl Digitální model terénu, který je k dispozici od IMI Praha. Tento model byl aktualizován v roce 2003, kdy bylo provedeno barevné snímkování celého území města, přičemž fotogrammetrické zaměření záplavového území je s přesností 14 cm a na zbytku města (včetně zájmového území GO sever) s přesností 22 cm.
Tyto prověřovací podélné profily respektují stávající terén a protože není zatím známo konečné uspořádání upraveného terénu pro navrhovanou výstavbu, nebyl upravený terén v generelu odvodnění uvažován.
Sklony stok byly navrhovány co nejplynulejší s dodržením minimálních sklonů a minimálního krytí kanalizace v zastavěném území.

5.6.1 Návrh nakládání s dešťovými vodami v jednotlivých městských částech

Na základě požadavku PVS, a.s. bylo pro hydrotechnické výpočty odtoku dešťových vod přistoupeno k následujícím opatřením. Vzhledem k předpokládané postupné výstavbě rozvojových území byla velikost odtoků z jednotlivých ploch řešena formou retence v povodí, aby bylo možno navrhnout limity odvodnění i pro menší území s retenčními prostory. Proto byly provedeny hydrotechnické výpočty pro výhledový stav bez retence v povodí s odpovídajícími profily dešťové kanalizace a pro stav s retencí v povodí, kde byly navrženy profily odpovídající retenovanému odtoku 10 l/sha z celkové plochy povodí. Forma retence v povodí bude řešena individuálně, výsledné umístění retenčních kapacit není součástí generelu odvodnění, bude záležet na konečné podobě výstavy a domluvě jednotlivých investorů.
Pro každ katastrální území je v tabulkové formě uveden seznam navržených stok dešťové kanalizace pro finální výhledový stav s retencí v povodí. Výsledné dimenze odvodňovacích zařízení budou však záviset na finálním umístění a počtu retenčních zařízení.
Významným pozitivním prvkem pro retardaci dešťového odtoku a zadržení dešťové vody v území jsou otevřené příkopy v kombinaci se zemními retenčními nádržemi. Jejich realizace však závisí na úzké spolupráci a dohodě urbanistů, vodohospodářů, dopravních inženýrů a v další fázi také správců a provozovatelů. Přestože zpracovatel posuzoval uvedené území na základě stanovených tras dešťové kanalizace v urbanistické studii, pokud by se v dalších stupních projektové dokumentace podařilo realizovat alespoň část odvodnění dešťových vod otevřenými příkopy, tak toto řešení významně přispěje k zachování současné vodní bilance v území.

5.6.1.1 Miškovice



Obr. 5.6 Návrh nakládání s dešťovými vodami v katastru Miškovic

Rozvojové plochy na jihovýchodním a východním okraji obce jsou navrženy k napojení na stávající systém dešťové kanalizace, s výjimkou rozvojového území v severozápadní části Miškovic, kde je navržena nová dešťová výpust do Mratínského potoka. Pro všechny navržené stoky byly provedeny prověřovací podélné profily. V souladu s podmínkami GO HMP byla pro všechny navržené stoky a odvodňovací zařízení navržena retence dešťové odtoku v max. velikosti 10 l/s ha.

Rozvojová plocha čistě obytná (OC) dle ÚPn do roku 2010 v severovýchodní části Miškovic byla napojena na stávající kapacitní dešťovou stoku DN 600 v koncovém úseku a pokračující DN 800, vedenou ul. Na kačence.
Rozvojová plocha čistě obytná (OC) dle ÚPn po roce 2010 v jihovýchodní části Miškovic byla v generelu navržena k odvodnění do stávající stoky DN 400 v ul. U zbrojnice. Přestože je pro rozvojovou plochu navržena retence dešťového odtoku, je v generelu odvodnění uvedeno doporučení rekonstruovat úsek stoky v ul. U zbrojnice a Polabská DN 400 a DN 500 na kapacitnější profil DN 600. Jedná se o poměrně nové potrubí ze sklolaminátu, proto je v generelu tato informace uvedena pouze jako doporučení. Podrobnější informace jsou uvedeny v kap. „Vyhodnocení kapacitní funkce stokové sítě“.
Rozvojová plocha čistě obytná (OC) dle ÚPn do roku 2010 v severovýchodní části Miškovic, která navazuje na stávající zástavbu rodinných domků v obci, byla navržena k odvodnění samostatnou výpustí DN 300 do Mratínského potoka.

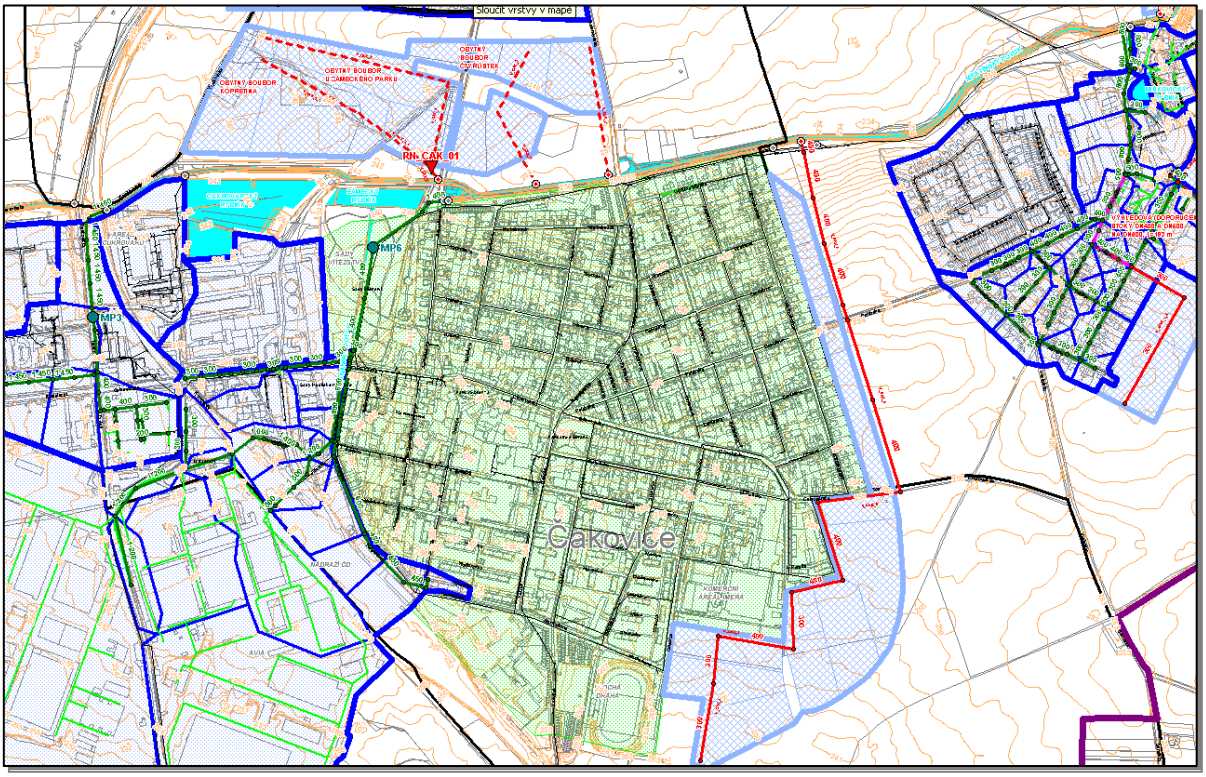
Stoka (příkop)	Délka (m)	Profil	Sklon (‰)	Pozn.
„MISK-1“	168,5	DN 500	DN 600	Nová původní stoka – pouze doporučení
„MISK-1“	97,2	DN 400	DN 600	Nová původní stoka – pouze doporučení

Tab. 5.1 Doporučená rekonstrukce stávající dešťové stoky v katastru Miškovic

Stoka (příkop)	Délka (m)	Profil	Sklon (‰)	Pozn.
„V-MISK-1-5“	390,91	DN 300	11,04-16,61	Napojeno na kanalizaci Miškovic
„V-MISK-1-7“	326,62	DN 300	8,33-28,81	Napojeno na kanalizaci Miškovic
„V-MISK-1-7-3“	21,65	DN 300	6	Napojeno na kanalizaci Miškovic
„V-MISK-3“	323,19	DN 300	7,09-14,12	Nová výpust do Mratínského potoka

Tab. 5.2 Navržené odvodňovací zařízení v katastru Miškovic

5.6.1.2 Čakovice



Obr. 5.7 Návrh nakládání s dešťovými vodami v katastru Čakovic

Na území městské části Čakovice proběhla v nedávné době významná rekonstrukce a přestavba jednotné kanalizační soustavy rozdělená na několik etap. Stavba zahrnovala rekonstrukci části Miškovického sběrače včetně vybudování objektu vírového separátoru, přeložku dolní části Letňanského sběrače v zastavěné části Čakovic a výstavbu nových uličních stok v obci. Podklady od projektanta (Projekt IV) již zpracovatel generelu (po dohodě se zadavatelem) zapracoval do

simulačního současného stavbu projektu.
Nová rozvojová území v jižní a jihovýchodní části obce byla již dle požadavku PVS, a.s. navržena k odvodnění oddílnou soustavou.

Pro všechny navržené stoky a odvodňovací zařízení byly provedeny prověřovací podélné profily. V souladu s podmínkami GO HMP byla pro všechny navržené stoky a odvodňovací zařízení navržena retence dešťové odtoku v max. velikosti 10 l/s ha.

V severní části území, na ploše ohraničené ul. Schellerova a Mratínským potokem, probíhá výstavba obytného souboru „**U zámeckého parku**“, tvořeného 9 objekty pro cca 1830 obyvatel. Odvodnění areálu bylo řešeno dle projektu Ing. Kuka (PUDIS, a.s.). Výškové poměry prakticky vylučovaly možnost použití klasické dešťové kanlizace, protože ta by se při dodržení požadavků Městských standardů dostala téměř 2 m pod dno potoka . Odvádění dešťových vod z areálu bylo proto navrženo použitím povrchových či mělce podpovrchových zařízení do dvou dešťových příkopů. Před vypouštěním do vodoteče je vytvořen retenční prostor se škrtícím zařízením a za ním havarijní nádrž.
Na obytný soubor „U zámeckého parku“ navazuje ze západního směru obytný soubor **„Kopretina“.** dešťové vody z těchto objektů jsou retenovány a zasakovány, část vod je přepouštěna do odvodňovacího systému areálu „U zámeckého parku“.
Z východního směru navazuje na obytný soubor „U zámeckého parku“ obytný areál **„Čtyřlístek“.** Odvodnění dešťových vod z tohoto objektu je řešeno retencí a zasakováním.

Na uvedenou zástavbu navazuje ve východním směru další plánovaný obytný soubor, tvořený plochami čistě obytnými (OC) a smíšeným územím městského typu (SVM). Toto rozvojové území bude odvodněno obdobným způsobem jako výše uvedené areály, tedy otevřenými odvodňovacími příkopy s vybudovanými retenčními prostory. V generelu byly navrženy dva prověřovací příkopy „V-Cak_3“ a V-Cak_4“.

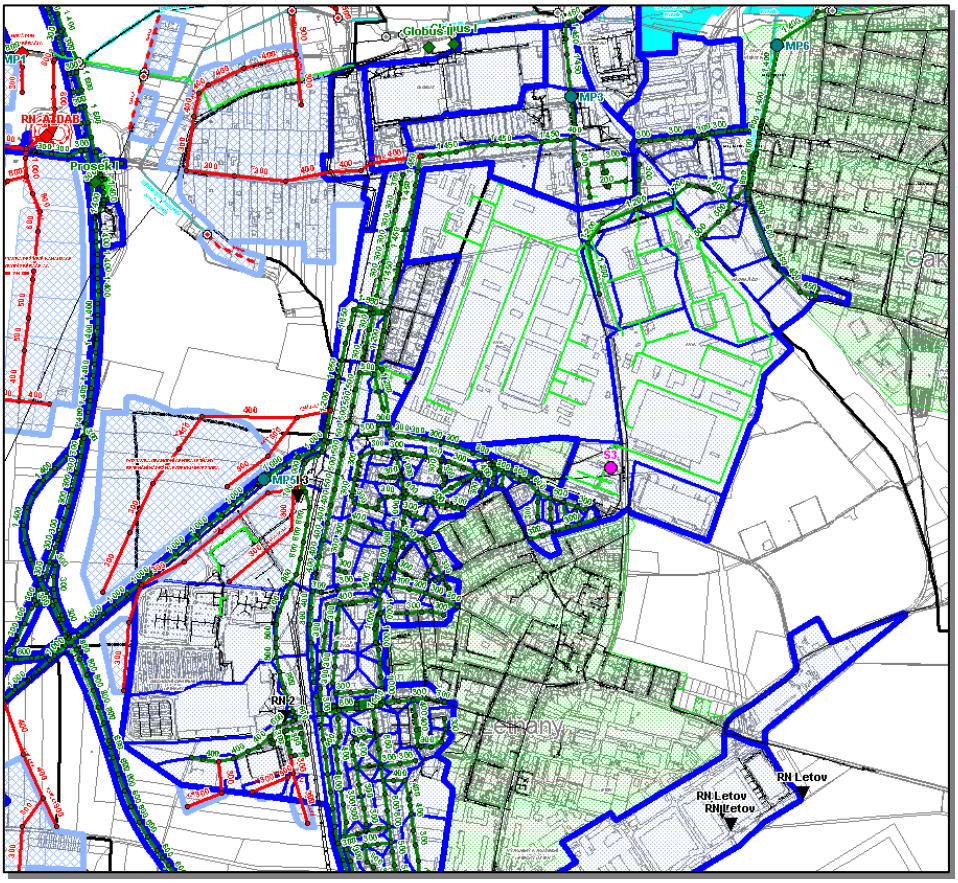
Na východním okraji Čakovic jsou dle ÚPn navrženy k odvodnění plochy čistě obytná (OC), smíšená městského typu (SVM) a všeobecně obytná (OV). Na uvedená rozvojová území navazují plochy čistě obytné (OC) v jihovýchodní části území s výhledem po roce 2010. Navržená stoka „V-CAK-5“ prochází celou plánovanou zástavbou z jižního směru, je vedena k příjezdové cestě na separátor, kde kříží stávající stoky jednotné soustavy DN 500 a DN 1400 a poté je zaústěna do Mratínského potoka.

Lokalita na pomezí Čakovic a Letňan, nazývaná „Červený mlýn“ je v současné době tvořena zahrádkářskými koloniemi a občasnou zástavbou. Ve výhledu je dle ÚPn do roku 2010 uvažováno s vytvořením ploch čistě obytných (OC) a smíšených městského typu (SVM). Odvodnění tohoto území je navrženo především novou dešťovou výpustí „V-Let-2“ do Mratínského potoka (nad napojením obtoku 2 x DN 1200), menší část lokality lze napojit na stávající dešťový sběrač DN 1600 z nových Letňan. Napojení je navrženo stokou „V-Let-1-1“.

Stoka (příkop)	Délka (m)	Profil	Sklon (‰)	Pozn.
„V-CAK-2“	590,07	příkop	3,75-8,71	Odvodňovací příkop - obytný soubor „U zámeckého parku“
„V-CAK-2-1“	430,13	příkop	8,10-14,85	Odvodňovací příkop - obytný soubor „U zámeckého parku“
„V-CAK-3“	314,47	příkop	8,06-12,23	Odvodňovací příkop
„V-CAK-4“	273,27	příkop	18,63	Odvodňovací příkop
„V-CAK-5“	1529,52	DN 400	6,00-61,68	Dešťová kanalizace východního okraje obce na hranici s Miškovicemi
„V-CAK-5“	265,72	DN 300	12,50-15,41	Dešťová kanalizace východního okraje obce na hranici s Miškovicemi
„V-LET-1-1“	405,76	DN 400	9,21-28,62	Napojeno na stávající stoku DN 1600
„V-LET-2“	126,56	DN 500	2,53	Nová dešťová výpust v lokalitě Na Blatech
„V-LET-2“	377,51	DN 400	9,00 – 15,58	Nová dešťová výpust v lokalitě Na Blatech
„V-LET-2“	448,18	DN 300	10,46 – 15,44	Nová dešťová výpust v lokalitě Na Blatech
„V-LET-2-1“	144,02	DN 300	45,34	Nová dešťová výpust v lokalitě Na Blatech

Tab. 5.3 Navržená odvodňovací zařízení v katastru Čakovic

5.6.1.3 Letňany



Obr. 5.8 Návrh nakládání s dešťovými vodami v katastru Letňan

Území Letňan je z hlediska odvodnění v současném stavu řešeno dvojím způsobem. Tzv. staré Letňany jsou odvodněny jednotnou kanalizační soustavou do „Letňanského sběrače“, sídlištní zástavba Letňan a Obchodního centra Letňany do stávajícího dešťového sběrače DN 1600, zaústěného do Mratínského potoka nad Cukrovarským rybníkem. Oddílnou soustavou je odvodněna také jihovýchodní část areálu Letov, VZLÚ Letňany a letňanské výstaviště. Dešťové vody z těchto objektů jsou retenovány a posléze zasakovány.

Ve výhledu je uvažováno s dostavbou Obchodního centra Letňany, které bude napojeno na dešťový sběrač DN 1000 – DN 1600 vedený v ul. Tupolevova. Pro napojení další části obchodního centra budou uplatněny zásady retence dešťových vod v území ve stejném poměru jako pro ostatní rozvojové plochy (10 l/s ha).

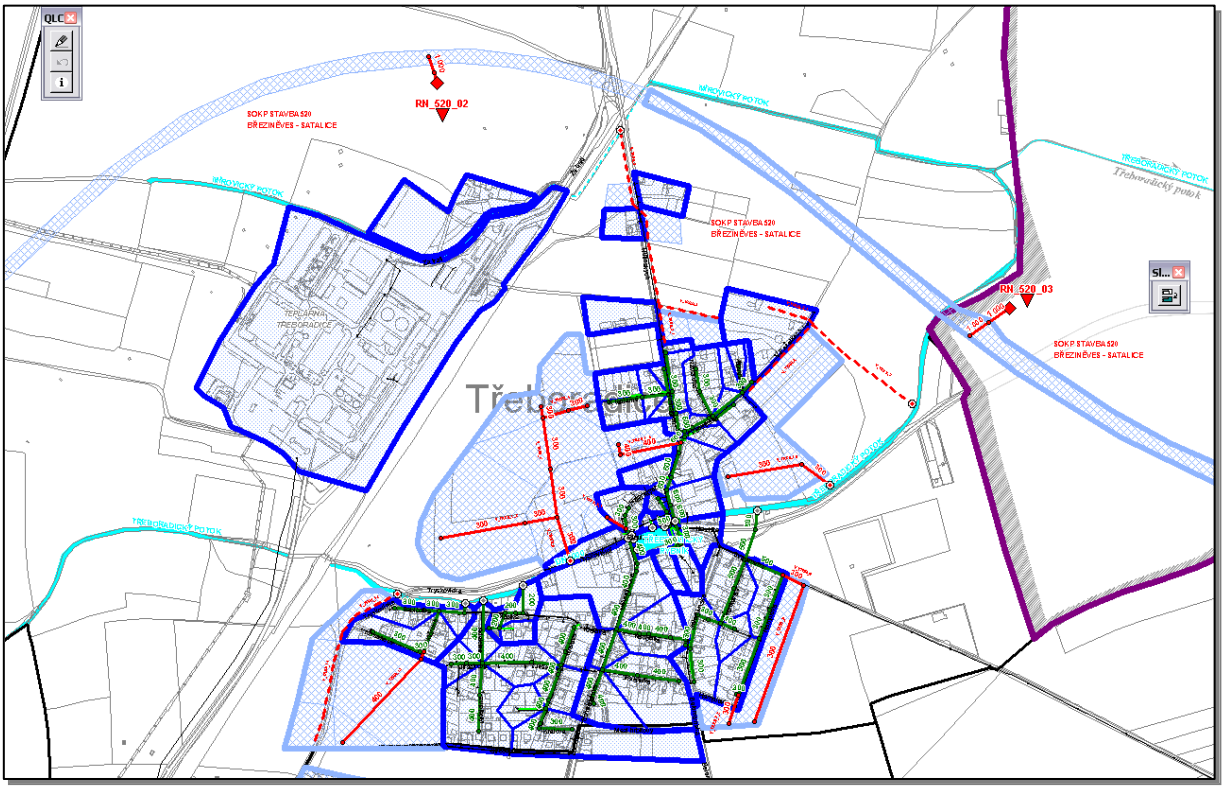
Do katastru Letňany dále zasahují rozvojové plochy lokalizované v jižní části zájmového území.
Jedná se o rozvojovou plochu smíšeného městského jádra (SMJ) lokalizovanou v časovém horizontu do roku 2010, lokalizovanou v zelném pásu mezi ul. Beranových, Kbelská a Prosecká. Uvedenou plochu nelze napojit na stávající systém dešťové kanalizace, proto se navrhuje retence dešťových vod a zasakování s přepadem do povodí Rokytky přes odvodnění komunikace Kbelská, které je ukončené dešťovou usazovací nádrží DUN Mladoboleslavská.
Druhou rozvojovou plochou je území podél komunikace Kbelská, zasahující okrajově do zájmového území projektu. Uvedená plocha je lokalizována na povodí Rokytky. Zde se obdobně jako u předchozího rozvojového území navrhuje retence dešťových vod a zasakování s přepadem do odvodnění komunikace Kbelská a DUN Mladoboleslavská.

Stoka (příkop)	Délka (m)	Profil	Sklon (‰)	Pozn.
„V-LET-1-1“	405,76	DN 400	9,21 – 20,62	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1450
„V-LET-1-3-1“	101,17	DN 500	4,17	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1200
„V-LET-1-3-1“	517,43	DN 400	6,45-16,70	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1200
„V-LET-1-3-1“	341,80	DN 300	18,42-23,56	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1200
„V-LET-1-3-1-1“	286,67	DN 300	13,48-14,61	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1200
„V-LET-1-3-6“	305,90	DN 400	8,12-25,84	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1000
„V-LET-1-3-6“	234,45	DN 300	23,78-31,42	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1000
„V-LET-1-3-6-1“	89,72	DN 300	13,04	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1000
„V-LET-1-3-7-1“	875,29	DN 300	10,32-30,66	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1000
„V-LET-1-3-7-1-1“	349,32	DN 300	17,14	Napojeno na stávající dešťový sběrač DN 1000
„V-LET-1-3-7-5“	198,57	DN 300	13,40-17,41	Napojeno na stávající dešťovou stoku DN 400
„V-LET-1-3-7-7“	197,78	DN 300	11,44-16,41	Napojeno na stávající dešťovou stoku DN 300

Stoka (příkop)	Délka (m)	Profil	Sklon (‰)	Pozn.
„V-LET-1-3-7-7-1“	132,61	DN 300	15,71-19,90	Napojeno na stávající dešťovou stoku DN 300
„V-LET-3“	167,12	příkop	3,81-7,04	Nový příkop v lokalitě Na blatech
„V-LET-4“	42,37	příkop	2,60	Nový příkop v lokalitě Na blatech
„V-LET-5“	156,13	příkop	11,30-14,27	Nový příkop v lokalitě Na pramenech

Tab. 5.4 Navržená odvodňovací zařízení v katastru Letňan

5.6.1.4 Třeboradice



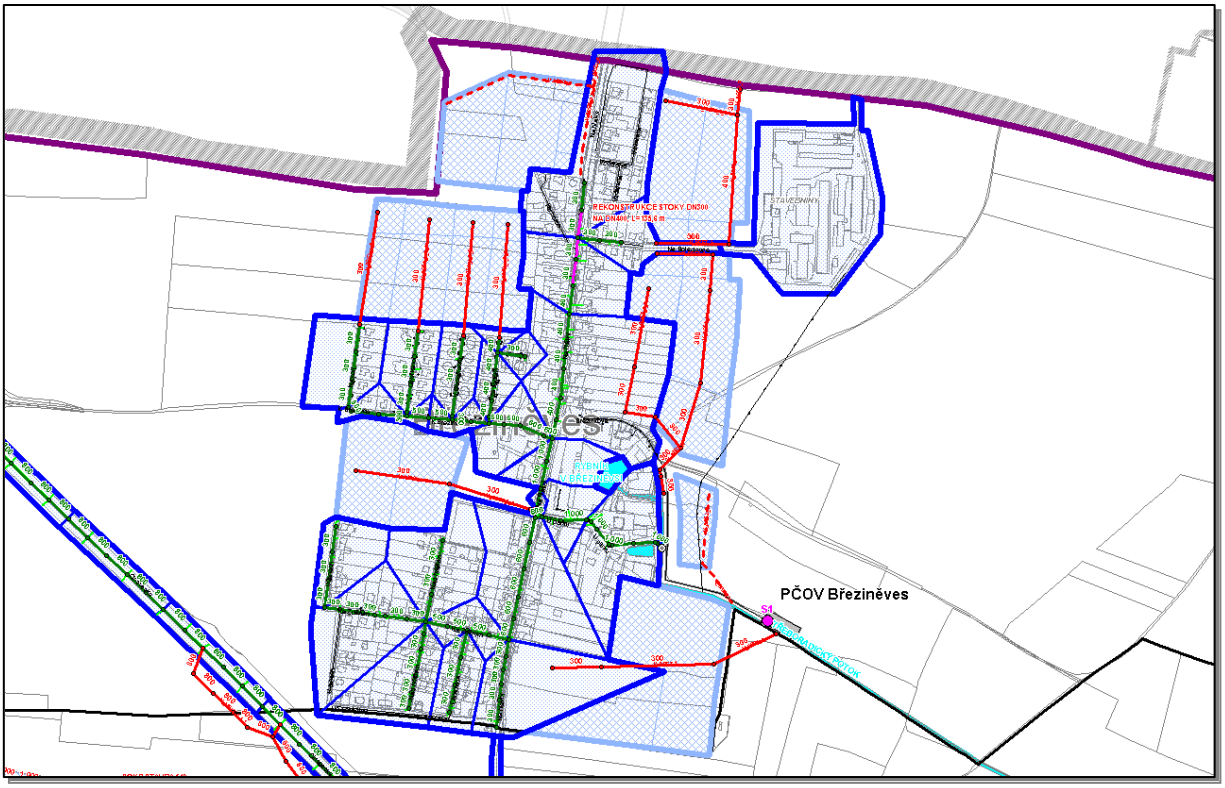
Obr. 5.9 Návrh nakládání s dešťovými vodami v katastru Třeboradic

V katastru Třeboradice se předpokládá poměrně značná výhledová zástavba v okrajových částech obce. Pro návrh odvodnění budou uplatněny zásady retence dešťových vod v území ve stejném poměru jako pro ostatní rozvojové plochy (10 l/s ha).
Rozvojové plochy čistě obytné (OC) v severozápadní části obce budou napojeny na novou dešťovou kanalizaci vyústěnou do Třeboradického potoka.
Plochy čistě obytné (OC) a obytné malých sídel (OMS) v severní části obce jsou v generelu navrženy pro odvodnění otevřenými dešťovými příkopy do povodí Mírovického potoka. Toto řešení bylo zvoleno z důvodů konfigurace terénu a obtížného řešení klasickou dešťovou kanalizací dle požadavků Městských standardů.
Rozvojové plochy čistě obytné ve střední a jižní části obce budou napojeny na stávající systém dešťové kanalizace při dodržení požadavků retence v území.

Stoka (příkop)	Délka (m)	Profil	Sklon (‰)	Pozn.
„V_Treb_1_5“	133,10	DN 400	7,95 – 30,5	Napojeno do stávající DK DN 600
„V_Treb_2“	404,32	Příkop	14,59 – 22,14	Nová výpust do Třeboradického potoka
„V_Treb_2_1“	89,26	Příkop	3,71 – 6,63	Nová výpust do Třeboradického potoka
„V_Treb_3“	443,51	Příkop	2,52-15,36	Nová výpust do přítoku Mírovického potoka
„V_Treb_3_1“	68,03	Příkop	13,52	Nová výpust do přítoku Mírovického potoka
„V_Treb_4“	350,20	DN 300	6,09 – 26,92	Nová výpust do Třeboradického potoka
„V_Treb_4_1“	20,99	DN 300	58,60	Nová výpust do Třeboradického potoka
„V_Treb_4_2“	220,73	DN 300	9,28 - 15	Nová výpust do Třeboradického potoka
„V_Treb_5_1“	41,31	DN 300	20,82	Napojeno do stávající DK DN 300
„V_Treb_9“	307,42	DN 300	10,19– 13, 89	Napojeno do stávající DK DN 500
„V_Treb_9_2“	55,1	DN 300	15,29	Napojeno do stávající DK DN 300

Tab. 5.5 Navržená odvodňovací zařízení v katastru Třeboradic

5.6.1.5 Březiněves



Obr. 5.10 Návrh nakládání s dešťovými vodami v katastru Březiněvsi

V katastru Březiněvsi se ve výhledu uvažuje s rozsáhlou urbanizací v okrajových částech obce. Jedná se převážně o čistě obytná území v kombinaci se všeobecně obytným a smíšeným územím městského typu. Dle zpracovaných prověřovacích

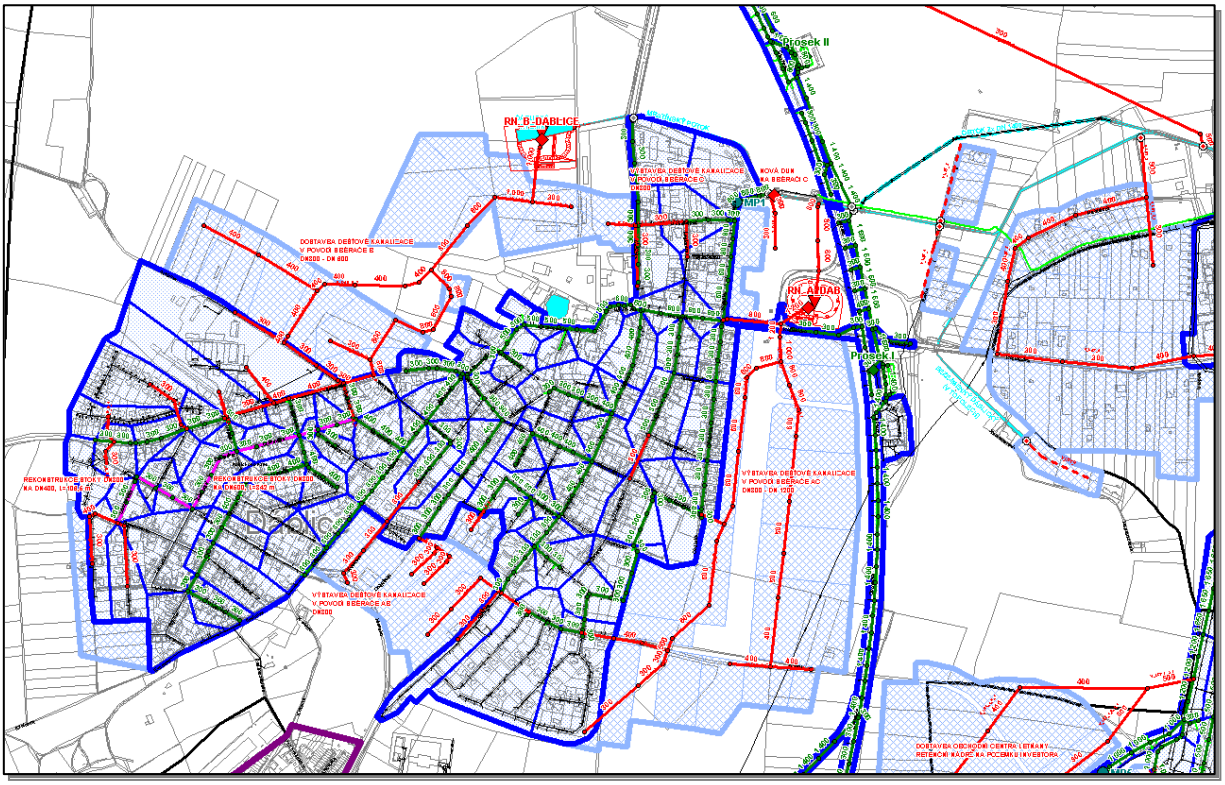
podélných profilů dešťové kanalizace je možné výhledové stoky napojit na stávající stokový systém klasickou kanalizací nebo otevřenými příkopy za předpokladu uplatnění zásad retence dešťových vod v území ve stejném poměru jako pro ostatní rozvojové plochy (10 l/s ha).

Stoka (příkop)	Délka (m)	Profil	Sklon (‰)	Pozn.
„V_Brez_1_2“	102,62	DN 300	9,48	Nová výpust do stávající DK DN 300
„V_Brez_1_2_1“	199,81	DN 300	17,42	Nová výpust do stávající DK DN 300
„V_Brez_1_2_2“	202,12	DN 300	14,74	Nová výpust do stávající DK DN 300
„V_Brez_1_2_3“	202,57	DN 300	16,44	Nová výpust do stávající DK DN 400
„V_Brez_1_3“	12,36	DN 400	19,42	Nová výpust do stávající DK DN 1000
„V_Brez_1_3“	325,76	DN 300	34	Nová výpust do stávající DK DN 1000
„V_Brez_2“	419,51	DN 300	9,19 –14,43	Nová výpust do Třeboradického potoka
„V_Brez_3“	122,63	příkop	0,57	Nová výpust do Třeboradického potoka
„V_Brez_4“	539,41	DN 300	9-51,17	Nová výpust do Třeboradického potoka
„V_Brez_4_1“	352,61	DN 300	17,07-44,96	Nová výpust do Třeboradického potoka
„V_Brez_5“	407,26	DN 400	6,12-9	Nová výpust zaústěná do uličního příkopu
„V_Brez_5_1“	132,50	DN 300	7,02	Nová výpust zaústěná do uličního příkopu
„V_Brez_6“	305,42	příkop	18,54-38,53	Nová výpust zaústěná do uličního příkopu
„V_Brez_6_1“	158,08	příkop	2,28-27,06	Nová výpust zaústěná do uličního příkopu

Tab. 5.6 Navržená odvodňovací zařízení v katastru Březiněves

V rámci navrženého řešení je doporučeno rekonstruovat úsek dešťové stoky v ul. Na hlavní z profilu DN 300 na DN 400 v délce 136 m.

5.6.1.6 Ďáblice



Obr. 5.11 Návrh nakládání s dešťovými vodami v katastru Ďáblic

Návrh řešení dešťové kanalizace v katastru Ďáblice vychází z „Generelu odvodnění městské části Praha – Ďáblice“, zpracovaného v dubnu 2004 Ing. Abrahámem.

Matematický model dešťové kanalizace, sestavený v rámci generelu odvodnění severní části Prahy (GO Sever), byl oproti modelu „Generelu odvodnění městské části Praha – Ďáblice“ aktualizován o nově dostavené stoky dle GISu stokové sítě a kalibrován na základě měření hladin a průtokových poměrů v měrném profilu MP1, lokalizovaného na dešťové kanalizaci DN 800 v ul. Chřibská. Měření hydraulických veličin proběhlo v rámci měrné kampaně projektu GO Sever na jaře a v létě 2006 (bližší informace jsou v části A – doplnění podkladů).

Z hodnocení GO MČ Praha – Ďáblice a z výsledků GO Sever shodně vyplývá, že dešťová kanalizace Ďáblic je v současném stavu v některých úsecích natolik nekapacitní, že při přívalových deštích dochází v kritických úsecích k tlakovému průtoku s velkým vzdutím, které se při srážkách s nižší četností propagují až na terén, dochází k zatápění vozovek, při zvlášť nepříznivé konfiguraci terénu i přilehlých objektů (viz vyhodnocení současného stavu). Tato kritická situace se neustále zhoršuje s pokračující výstavbou v obci, s rozšiřováním zpevněných ploch a s prodlužováním stok dešťové kanalizace.

Návrh řešení GO Sever respektuje řešení navrhované v GO MČ Praha – Ďáblice, posuzuje tento návrh v matematickém modelu dešťové kanalizace a vyhodnocuje ho na základě metodiky GO HMP.

Základem navrhovaného řešení je rozdělení celého rozsáhlého povodí napojeného na dešťovou kanalizaci na tři povodí, každé se samostatným vyústěním do potoka.

Povodí A bude vytvořeno odpojením sběrače B v křižovatce ul. Čenkovská – Myslivecká. Tím bude na západě omezeno rozvodím probíhajícím západně od ulice Květnové a severně od ulic Na Štamberku – U Parkánu. Uvolní se kapacita v dolním úseku sběrače B i A a po zkapacitnění 5,0 m dlouhého úseku v křižovatce Ďáblická – Kostelecká mezi budou dnešní problémy v těchto úsecích odstraněny a výhledově bude možno připojit rozvojové plochy na jihu a jihovýchodě zástavby.

Sběrač A bude ulicí Kostelecká přepojen do prostoru severozápadně od křižovatky Kostelecká – Cínovecká, kde se na pozemku vymezeném nájezdem z Kostelecké na Cínoveckou vybuduje retenční nádrž A, ve které se výpočtový průtok zredukuje na 130 l/s (10 l/s.ha$_r$). Retenční nádrž bude doplněna dešťovou usazovací nádrží, ve které se přitékající dešťové vody zbaví hrubých snadno sedimentujících a plovoucích nečistot. DUN má objem V = 350 m^3. Tvoří ji železobetonová nádrž o velikosti 6,0 x 34,0 m s kalovým prostorem hloubky 1,0 – 2,0 m, s provozním prostorem hl. 1,7 m. Výpust z retenční nádrže bude do potoka zaústěna ve vtokovém objektu propustku pod dálničním tělesem.

Povodí B vznikne odpojením sběrače B v křižovatce Čenkovská – Myslivecká a vybudováním jeho nového pokračování přes severní rozvojová území do pramenné pánve Mratínského potoka. Zde se v prostoru navrhovaného lokálního biokoridoru v okolí vodní nádrže, v prameništi, vytvoří terénními úpravami druhá retenční nádrž s řízeným odtokem z prameniště 80 l/s. Poměrně dlouhá přítoková stoka bude současně vytvářet páteřní stoku v rozvojovém území sever. Aby se nádrž nezanášela a rovněž se zvášila i ochrana potoka před nadměrným znečišťováním vodami z kanalizace, zařazuje se před retenční nádrž dešťová usazovací nádrž objemu V = 222 m^3. Je vytvořena jako železobetonová nádrž velikosti 4,5 x 32,0 m s kalovým prostorem hloubky 0,80 – 1,5 m, s provozním prostorem hloubky 1,6 m.

Povodí C na severovýchodním okraji obce mezi Kosteleckou a Mratínským potokem vznikne převedením sběrače A do retenční nádrže A. Po odpojení hlavního povodí bude zde stoková síť dostatečná, dnešní kapacitní problémy v okolí ulice U chaloupek budou odstraněny. Výhledově se počítá, že se na výpusti zřídí pouze malá dešťová usazovací nádrž objemu V = 54 m^3.

Nespornou výhodou navrhovaného řešení je, že není nutno realizovat (až na výjimky) nákladnou přestavbu hlavních sběračů v silně frekventovaných vozovkách. Rozčlenění systému umožní etapizaci výstavby podle naléhavosti řešení stávajících problémů a potřeby odkanalizování rozvojových ploch.

Stoka (příkop)	Délka (m)	Profil	Sklon (‰)	Pozn.
„V_DAB_A“	341,10	DN 800	2,46-36,04	Nová výpust do stávající DK Mratínského potoka
	87,6	DN 1200	1,94	
„V_DAB_A_A_3“	46,00	DN 300	154,13	Nová výpust do stávající DK DN 300
„V_DAB_A_B_2“	157,00	DN 300	10,38-41,37	Nová výpust do stávající DK DN 300
„V_DAB_A_B_2_1“	79,35	DN 300	34,65-51,91	Nová výpust do nové DK DN 300
„V_DAB_A_C“	27,07	DN 1200	14,78	Nová výpust do nové DK DN 1200
	53,13	DN 1000	6,02	

Stoka (příkop)	Délka (m)	Profil	Sklon (‰)	Pozn.
	54,59	DN 800	4,76	
	625,65	DN 600	6,54-64,44	
	85,80	DN 500	16,34-37,57	
	133,01	DN 400	37,61-41,44	
	415,97	DN 300	16,84-51,59	
„V_DAB_A_C_1“	108,20	DN 800	6,11-8,94	Nová výpust do nové DK DN 1000
	57,28	DN 600	11,87	
	343,92	DN 500	9,48-38,27	
	232,75	DN 400	9,40	
„V_ DAB_A_C_1_1“	88,37	DN 400	10,41	Nová výpust do nové DK DN 400
„V_ DAB_A_C_3“	251,21	DN 300	21,90-36,30	Nová výpust do nové DK DN 500
„V_ DAB_A_C_4“	134,18	DN 300	19,26-36,29	Nová výpust do nové DK DN 300
„V_DAB_B“	31,31	DN 600	33,22	Nová výpust zaústěná do Ďáblického rybníka
	200,11	DN 1000	5,25-81,23	
	650,49	DN 800	7,91-63,78	
„V_ DAB_B_1“	84,52	DN 300	4,38	Nová výpust do nové DK DN 1000
„V_ DAB_B_2“	542,93	DN 400	20,61-62,19	Nová výpust do nové DK DN 800
„V_ DAB_B_2_1“	131,00	DN 400	11,91-53,72	Nová výpust do nové DK DN 400
„V_ DAB_B_3“	95,02	DN 300	40,10	Nová výpust do nové DK DN 800
„V_ DAB_B_4“	264,00	DN 300	33,44	Nová výpust do nové DK DN 800
„V_ DAB_B_A“	32,37	DN 600	24,71	Nová výpust do nové DK DN 800
„V_ DAB_B_A_3“	65,00	DN 400	10,94-26,69	Nová výpust do nové DK DN 500
	99,99	DN 300	45,10	
„V_ DAB_B_A_5“	144,01	DN 300	6,25-56,41	Nová výpust do nové DK DN 500
„V_ DAB_B_B_1“	95,99	DN 400	35,00	Nová výpust do nové DK DN 400
„V_ DAB_B_B_2“	55,01	DN 300	12,54	Nová výpust do nové DK DN 300
„V_ DAB_B_B_3“	131,01	DN 300	12,49-39,83	Nová výpust do stávající DK DN 400
„V_ DAB_B_B_4“	57,89	DN 300	14,80	Nová výpust do stávající DK DN 400
„V_ DAB_B_B_5“	52,12	DN 300	15,45-18,61	Nová výpust do stávající DK DN 400
„V_ DAB_C_1_1“	237,88	DN 300	5,84-25,59	Nová výpust do stávající DK DN 300
„V_ DAB_C_1_1_1“	60,75	DN 300	2,30	Nová výpust do nové DK DN 300
„V_ DAB_C_2“	117,03	DN 300	9,03-15,98	Nová výpust zaústěná do Mratínského potoka

Tab. 5.7 Navržená odvodňovací zařízení v katastru Březiněves

5.6.2 Návrh nakládání s dešťovými vodami ze Silničního okruhu kolem Prahy (SOKP)

5.6.2.1 Stavba 519 Suchdol – Březiněves

Stručná charakteristika stavby:

Stavba 519 Suchdol – Březiněves silničního okruhu kolem Prahy (dále jen SOKP) začíná na levém břehu mostem přes Vltavu. Jedná se o třípatrový ocelový obloukový most s horní mostovkou (2-kloubový vierendelový rám) o třech polích celkové délky 470 a výšky 79 m. Následuje úsek nazývaný Galerie Zámky tvořící přechodový úsek mezi mostem přes Vltavu a dvoupatrovým hloubeným tunelem Zámky. Dále pak následuje mimoúrovňová křižovatka Čimice s přivaděčem Čimice a silnicí II/245. Za tímto křížením je most přes Drahanské údolí o délce 680 m. Trasa se dále dostává k mimoúrovňové křižovatce Ústecká (v prostoru mezi obcemi

Zdiby a Dolní Chabry) se silnicí II/608. Stavba pak končí na MÚK Březiněves s Proseckou radiálou. Na tuto část bude v budoucnu navazovat stavba 520 Březiněves – Satalice, která uzavře severní část Silničního okruhu kolem Prahy.
Stavba 519 Suchdol – Březiněves úzce souvisí s řešením (napojením) předchozí stavby 518 Ruzyně – Suchdol SOKP. Pro stavbu byla vypracována řada variant dokumentace EIA a bylo vydáno stanovisko MŽP, které souhlasí se severní variantou Ss a s jižní variantou J podmíněně jen tehdy, pokud ÚP VÚC Pražského regionu prokáže nereálnost varianty severní. Trasa ve variantě J je zahrnuta do schváleného Územního plánu hlavního města Prahy. Problémem další přípravy je odpor občanských sdružení a některých městských částí a okolních obcí proti vedení trasy ve variantě J. Součástí této stavby je i nově navržené přemostění Vltavy u Suchdola (varianta J), jehož návrh byl předmětem architektonicko-inženýrské soutěže. Dokumentace k územnímu rozhodnutí je již zpracována v čistopise, ale územní rozhodnutí dosud vydáno nebylo (probíhá projednávání). Předpokládá se spolufinancování s pomocí úvěru Evropské investiční banky (EIB).

Stručný popis sledovaných variant (zdroj: PUDIS, a.s.)
„Severní“ varianty, které jsou charakterizovány přechodem Vltavy severně od města Roztoky u Prahy a následným napojením na dálnici D8 (Praha – Drážďany) v prostoru severně od obce Zdiby.
„Jižní“ varianty, které jsou charakterizovány přechodem Vltavy v prostoru městské části Praha – Suchdol a napojením na dálnici D8 v prostoru jižně od obce Březiněves.
Pro další sledování byla vybrána a v územním plánu hlavního města stabilizována **varianta J** (optimalizovaná jižní varianta). Tato spolu s dalšími byla posouzena v procesu EIA a je dále sledována v procesu investorské přípravy.

Do generelu odvodnění byla zahrnuta část stavby, která bude odvodněna do povodí Mratínského potoka a jejich přítoků.

5.6.2.2 Stavba 520 Březiněves – Satalice

Stručná charakteristika stavby:
Výhledová stavba 520 Březiněves – Satalice na severovýchodním okraji Prahy je z pohledu realizace silničního okruhu kolem Prahy (dále jen SOKP) pravděpodobně jejím posledním úsekem.
Pro tuto stavbu bylo v podrobné technické studii zpracováno a posuzováno celkem 5 variant vedení trasy jako podklad pro zpracování dokumentace EIA. Doporučená varianta č.2 je v souladu se schváleným Územním plánem hlavního města Prahy i s návrhem ÚP VÚC Pražského regionu. Projednávání dokumentace EIA bylo MŽP pozastaveno až do rozhodnutí o definitivním umístění trasy staveb 518 a 519 Ruzyně – Suchdol – Březiněves SOKP.

Stavba 520 Březiněves – Satalice SOKP začíná dle zpracované technické studie na mimoúrovňové křižovatce Březiněves (součást stavby 519 Suchdol - Březiněves) z čehož vyplývá vedení a napojení předchozí stavby v jižní variantě. Dále pak otevřenou krajinou pokračuje k obci Třeboradice, kde je plánována mimoúrovňová křižovatka Třeboradice. Překonává železniční trať a kolem Veleně pokračuje k

navrhované mimoúrovňové křižovatce s přeložkou silnice II/244 Přezletice. Pokračuje otevřenou krajinou k mimoúrovňové křižovatce se silnicí II/610 Vinoř v prostoru mezi obcemi Vinoř a Podolanka. Stavba končí na plánované mimoúrovňové křižovatce s rychlostní silnicí R10 a Vysočanskou radiálou Satalice. Zahájení výstavby se předpokládá nejdříve v roce 2010.

Do generelu odvodnění byla zahrnuta část stavby, která bude odvodněna do povodí Mratínského potoka a jejich přítoků.

5.7 Parametry řešeného systému dešťové kanalizace a odvodňovacích zařízení

Dešťové vody z rozvojových lokalit v zájmovém území GO severní části Prahy budou dle požadavků PVS, a.s. odváděny nově navrženou oddílnou kanalizační soustavou, s výjimkou rozvojového území ve východní části Letňan, ohraničeného ul. Beranových a K sedlišti, kde bude odvodnění řešeno (vzhledem k problematickému odvodnění dešťových vod a plánované přeložce Letňanského sběrače) modifikovanou kanalizací.

Trasy výhledových kanalizací byly navrženy v souladu s platným ÚPn HMP pro časové horizonty do roku 2010 a po roce 2010. Návrh tras v části zájmového území vycházel také z podkladů generelu odvodnění Městské části Ďáblice, zpracovaného v roce 2004 Ing. Abrahámem a z dostupných projektů navržených obytných komplexů .

V souladu se zadáním zadavatele a metodikou GO HMP byly potřebné hydrotechnické výpočty zpracovány pomocí matematických modelů. Pro simulaci srážko-odtokových vztahů na dešťové kanalizaci a odvodňovacích zařízeních byl použit matematický model MOUSE. Simulační model je zatížen srážkovou řadou, která způsobuje odtoky ze zpevněných a nezpevněných ploch.

Simulační model výhledového stavu byl sestaven na podkladě simulačního modelu současného stavu. Pro simulaci průběhů hladin a průtoků v Mratínském a Třeboradickém potoce byl využit matematický model toku MIKE 11. Na tento model byly připojeny odtokové hydrogramy z urbanizovaných i neurbanizovaných ploch pro výhledový stav v zájmovém území.

Spojením obou matematických modelů byl získán reálný obraz o vlivu budoucí urbanizace na drobné vodní toky, který umožňuje navrhnout potřebné retenční kapacity v rámci odtoku z rozvojových ploch.

Vyhodnocení výhledových odtoků z povodí bylo provedeno pro dva zatěžovací stavy:

- Výhledový stav bez retencí – výpočet odtoků z dešťové kanalizace a odvodňovacích zařízení bez navržených retencí v povodí, tzn. se započtením max. odtoku z navržených urbanizovaných ploch
- Výhledový stav s retencí v povodí – výpočet odtoků z navržené dešťové

kanalizace a odvodňovacích zařízení s navrženou retencí v povodí, která představuje hodnotu 10 l/s ha z celkové výhledové plochy. Toto je výsledný zatěžovací stav, projednaný se správcem vodního toku. Výjimkou představují rozvojová území, na kterých je známá lokalizace retenčních nádrží. V těchto případech bude odtok z retenční nádrže navržen tak, aby odpovídal výše uvedeným podmínkám.

Při řešení odvodnění povodí dešťové kanalizace, vymezených v rámci projektu „Generel odvodnění Severní část Prahy“, bylo provedeno vyhodnocení povodí dešťové kanalizace ve výhledovém stavu, tj. při současné i výhledové topologii stokové sítě, která byla zatížena historickými extrémními srážkovými událostmi s periodicitou efektu (hodnotou kulminace průtoku v definovaném profilu stokové sítě) rovnou P=1, P=0,5, P=0,2 a P=0,1.

Veškeré návrhy na rekonstrukci stok byly provedeny pro srážkovou událost s 10-letým efektem na stokové síti, které dle kontrolních výpočtů metodou Ing. Másla v předchozích projektech GO HMP představuje nejbližší zatěžovací stav v porovnání s touto racionální metodou výpočtů.

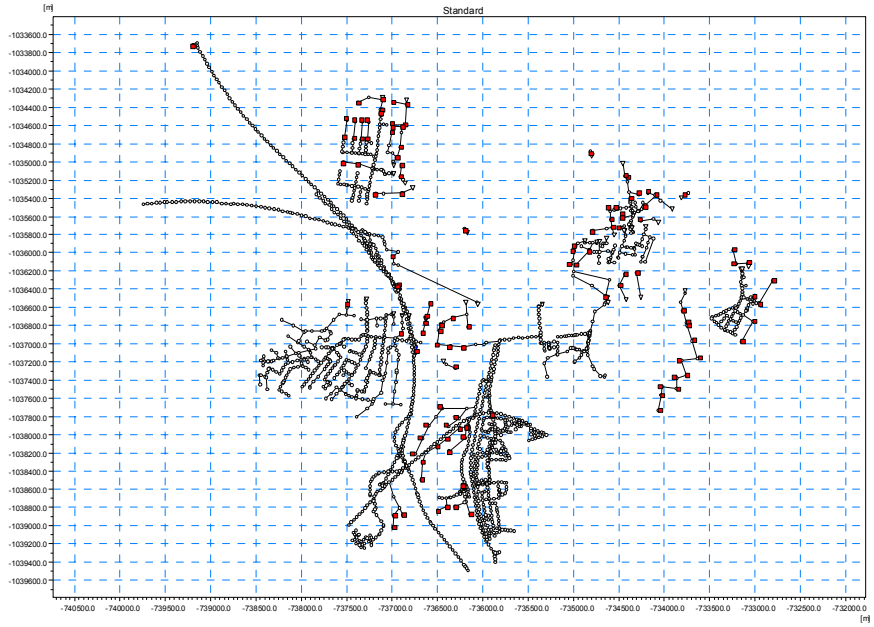
Za přetížené úseky stok se považuje takový stav, kdy vodní hladina dosáhne nebo přesáhne úroveň záklenku potrubí o 5 cm po dobu delší než 10 minut.

Pro obě varianty byly uvažovány minimální sklony stok podle Městských standardů.

Profil	Sklon (%)
DN300	0,9
DN400	0,6
DN500	0,5
DN600	0,4
DN800	0,3
DN1000	0,25
DN1200	0,16
DN1400	0,13

Tab. 5.8 Minimální sklony dešťové kanalizace dle MS

Stoková síť byla ve výhledovém stavu doplněna o 469 uzlů spojujících 445 stok. Do modelu současného stavu bylo přidáno 7 reálných retenčních nádrží a 105 fiktivních, které regulují odtok z výhledových ploch na stanovenou redukovanou hodnotu 10 l/s/ha.



Obr. 5.12 Matematický model výhledové dešťové kanalizace a odvodňovacích zařízení

Hydrologie povrchu zájmového území kanalizace byla doplněna o 170 výhledových povodí dešťové kanalizace o celkové ploše 265 ha. Jednotlivá povodí byly definovaná na základě ploch z Územního plánu města, digitálního modelu terénu a leteckých snímků oblasti s průměrným koeficientem odtoku 0.44 . Koeficient odtoku byla stanoven na základě následující tabulky, jejímž autorem je Útvar rozvoje hl. m. Prahy.

koeficient odtoku	Funkční plocha	Popis
0.05	LR	LESNÍ POROSTY
	ZN	PŘÍRODNÍ NELESNÍ PLOCHY
	NL	LOUKY, PASTVINY
	IZ	IZOLAČNÍ ZELEŇ
0.1	PZO	ZAHRÁDKY A ZAHRÁDKOVÉ OSADY
	PSZ	SADY A ZAHRADY
	PP	PARKY A PARKOVĚ UPRAVENÉ PLOCHY
	PH	HŘBITOVY
	SO	SLOUŽÍCÍ ODDECHU
	SUP	SUCHÉ POLDRY
	OP	ORNÁ PŮDA, PLOCHY PRO PĚSTOVÁNÍ ZELENINY
0.25	SP	SLOUŽÍCÍ SPORTU
	VVS	MATEŘSKÉ, ZÁKLADNÍ A STŘEDNÍ ŠKOLY
0.35	OC	ČISTĚ OBYTNÉ
	OV	VŠEOBECNĚ OBYTNÉ
	VVZ	ZDRAVOTNICTVÍ A SOCIÁLNÍ PÉČE
	VVX	BEZ BLIŽŠÍ SPECIFIKACE
0.55	OMS	OBYTNÉ MALÝCH SÍDEL
	VN	SLUŽEB A NERUŠÍCÍ VÝROBY
	SVM	SMÍŠENÉ MĚSTSKÉHO TYPU
	SVO	SMÍŠENÉ OBCHODU A SLUŽEB
	DM	ZAŘÍZENÍ A PLOCHY PRO HROMADNOU DOPRAVU OSOB
0.7	VN	SLUŽEB A NERUŠÍCÍ VÝROBY
	ZOB	VELKÉ OBCHODNÍ KOMPLEXY
	SMJ	SMÍŠENÉ MĚSTSKÉHO JÁDRA
0.8	DVP	VEŘEJNÁ PROSTRANSTVÍ
	SD	DÁLNICE, RYCHLOSTNÍ KOMUNIKACE, EO
	S1	NADŘAZENÉ SBĚRNÉ KOMUNIKACE CELOMĚSTSKÉHO VÝZNAMU (RADIÁLY, MO)
	S2	SBĚRNÉ KOMUNIKACE MÍSTNÍHO VÝZNAMU
	S3	URBANISTICKY VÝZNAMNÉ KOMUNIKACE
	S4	OSTATNÍ DOPRAVNĚ VÝZNAMNÉ KOMUNIKACE
0.9	VOP+VON	ŘEKY, POTOKY, RYBNÍKY, VODNÍ NÁDRŽE, PLAVEBNÍ KANÁLY

Obr. 5.13 Tabulka stanovených součinitelů odtoku k příslušným výhledovým funkčním plochám

5.8 Vyhodnocení kapacitní funkce stokové sítě

Vyhodnocení kapacitní funkce stokové sítě pro výhledový stav bylo prováděno, stejně jako pro současný stav, pomocí historických extrémní srážkových událostí s periodicitou efektu (hodnotou kulminace průtoku v definovaném profilu stokové sítě) rovnou p=1, p=0,5, p=0,2 a p=0,1. Data k srážkovým událostem jsou převzata z projektu „Systém zatěžovacích srážek pro území hl. m. Prahy“.

Periodicita efektu deště (doba opakování)	***Datum srážkové události***
P = 1 (N = 1)	05.07.1999
P = 0,5 (N = 2)	23.04.1990
P = 0,2 (N = 5)	18.05.1996
P = 0,1 (N = 10)	10.08.1992

Tab. 5.9 Tabulka extrémních dešťů pro povodí kmenové stoky „F“

Přetížené úseky stok v zájmové oblasti pro N = 10 byly zpracovány do následujícího obrázku. Červenou čárou byly označeny všechny přetížené úseky stok, kde vodní hladina dosáhla nebo přesáhla úroveň záklenku potrubí o 5 cm po dobu delší než 10 minut.

Z obrázků jsou patrné lokální přetížení. Avšak celkově lze říci, že dešťová kanalizace bude v zájmové oblasti ve výhledovém stavu plně kapacitní. Jedinou případnou výjimkou může být kanalizační sběrač pod ul. Na hlavní v Březiněvsi, který by bylo možné posílit ve střední části z DN400 na DN500.

Obr. 5.14 Vyhodnocení přetížení dešťové stokové sítě pro P = 1 N=1 (jednoletý déšť). Varianta s limity vypouštění. Stav po navržených rekonstrukcích.

Obr. 5.15 Vyhodnocení přetížení dešťové stokové sítě pro P = 0,5 N=2 (dvojletý déšť). Varianta s limity vypouštění. Stav po navržených rekonstrukcích.

Obr. 5.16 Vyhodnocení přetížení dešťové stokové sítě pro P = 0,2 N=5 (pětiletý déšť). Varianta s limity vypouštění. Stav po navržených rekonstrukcích.

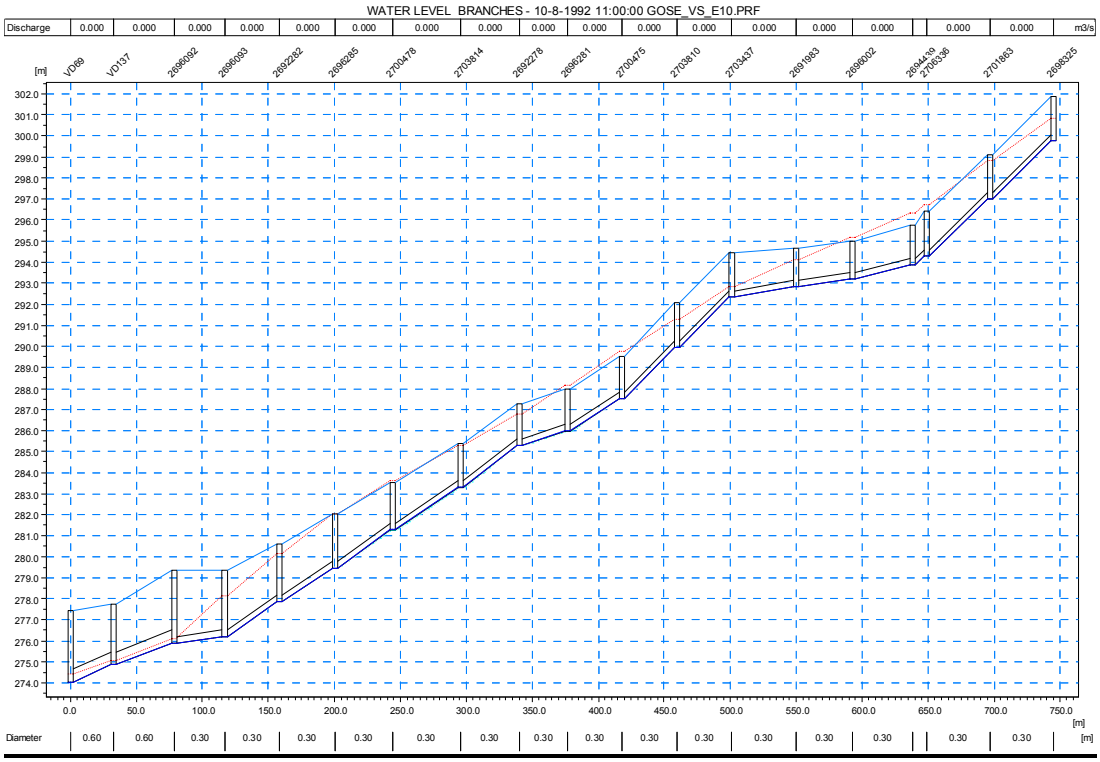
Obr. 5.17 Vyhodnocení přetížení dešťové stokové sítě pro P = 0,1 N=10 (desetiletý déšť). Varianta s limity vypouštění. Stav po navržených rekonstrukcích.

5.9 Výhledové opatření na stávajícím kanalizačním systému.

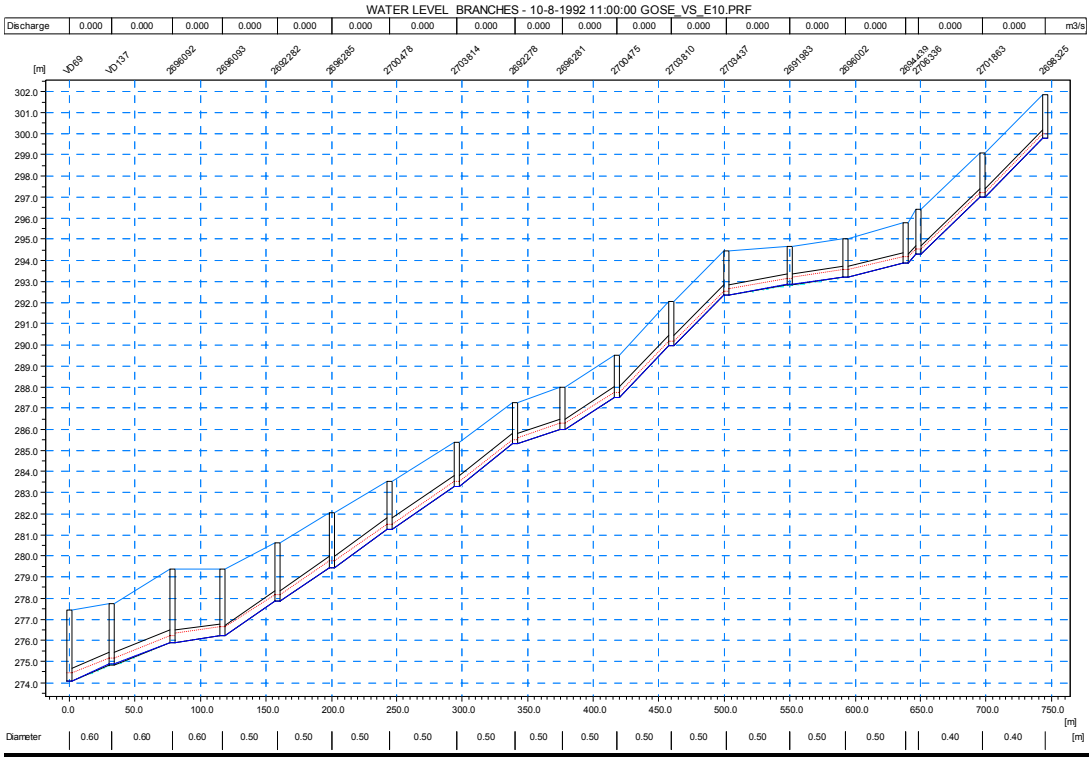
Na základě přetížení stok při dešti N=10 byly provedeny na stávající dešťové kanalizaci následné opatření:

1) Rekonstrukce stok v ulicích Libechovská, Hřenská, Zákupská a Čenkovská v Ďáblicích. Rekonstrukce předpokládá výměnu profilů DN300 za profily DN600, DN500 a DN400 v celkové dílce 666 m.

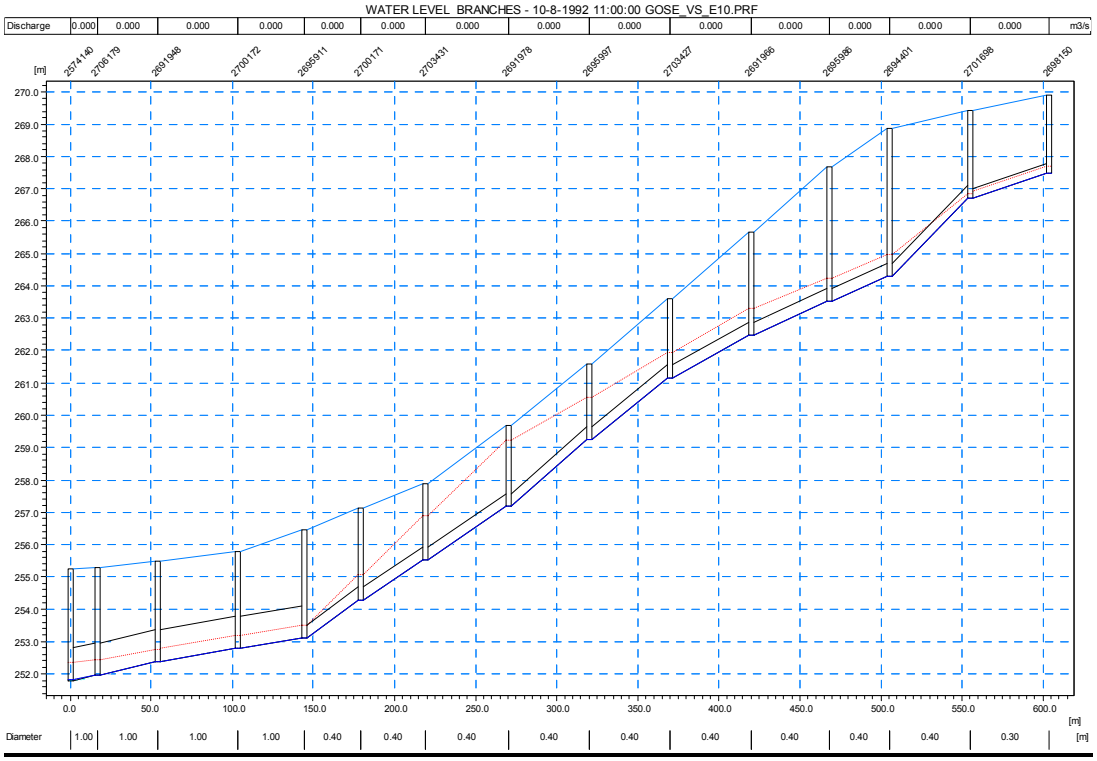
2) Rekonstrukce stoky v ul. Na hlavní V Březiněvsi. Rekonstrukce předpokládá výměnu nevyhovujícího profilu DN400 na profil DN500 v celkové délce 360 m.



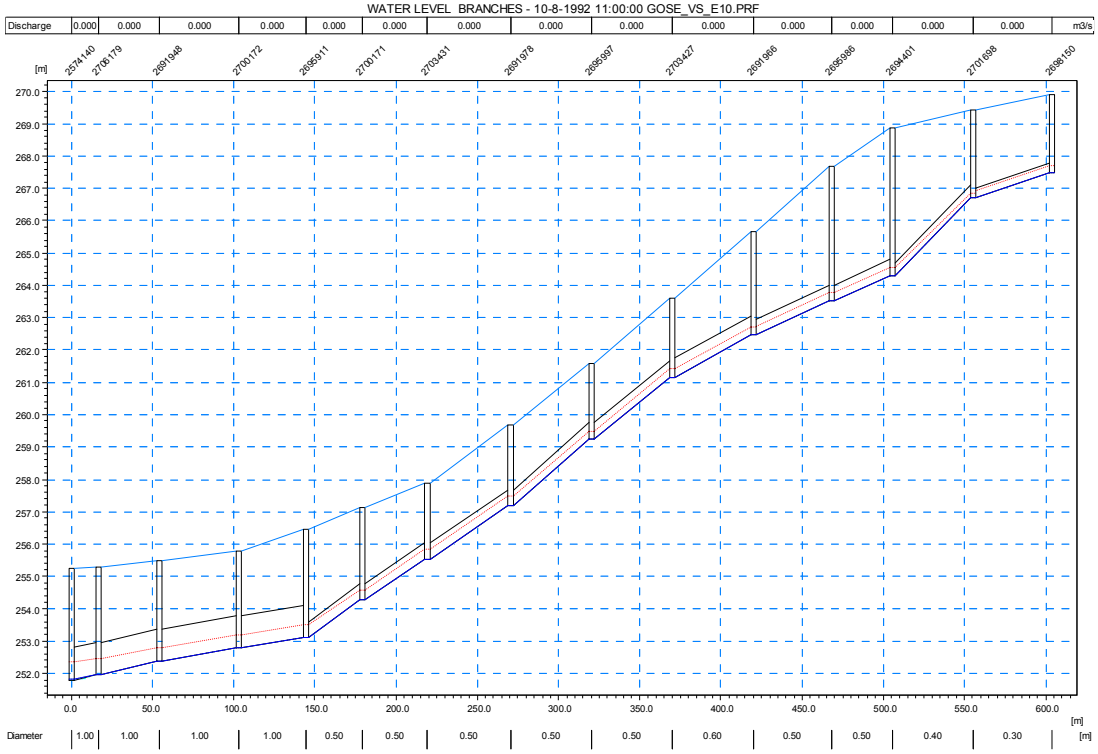
Obr. 5.18 Podélný profil dešťové stoky v ul Libechovská, Hrenská, Zakupská a Čenkovská V Ďáblicích pro déšť s periodicitou efektu P = 0,1. Výhledový stav před návrhem rekonstrukce.



Obr. 5.19 Podélný profil dešťové stoky v ul Libechovská, Hrenská, Zakupská a Čenkovská V Ďáblicích pro déšť s periodicitou efektu P = 0,1. Výhledový stav po návrhu rekonstrukce.



Obr. 5.20 Podélný profil hlavní dešťové stoky v městské části Březiněves na ul. Na hlavní pro déšť s periodicitou efektu P = 0,1. Výhledový stav před návrhem rekonstrukce.



Obr. 5.21 Podélný profil hlavní dešťové stoky v městské části Březiněves na ul. Na hlavní pro déšť s periodicitou efektu P = 0,1. Výhledový stav po návrhu rekonstrukce.

5.10 Variantní řešení - vypouštění dešťových vod bez limitu vypouštění

Tato varianta předpokládá vypouštění dešťových vod z rozvojových ploch bez limitu vypouštění. V případě tohoto stavu, dojde v některých oblastech ke značnému přetěžování současné dešťové kanalizace z důvodu napojení některých výhledových ploch do tohoto kanalizačního systému bez limitu vypouštění.

Veškeré přetížené úseky stok pro tuto variantu jsou vyznačeny na obr. 5.9.

Z porovnání obou variant vyplývá, že varianta s vypouštěním dešťových vod bez limitu vypouštění je oproti variantě s využíváním či likvidace dešťových vod v místě dopadu méně výhodná.

Varianta vypouštění dešťových vod z rozvojových ploch bez limitu vypouštění předpokládá

- Nadměrné zatěžování vodních toků velkými objemy dešťových vod vypouštěných z dešťové kanalizace do vodních toků (absence ochrany před velkými vodami).

- Negativní dopady na zásoby podzemní vody. V České republice v tuto chvíli velmi aktuální téma. Zásoby podzemní vody jsou nyní na nejnižší úrovni za dobu pozorování.

- Horší hospodaření s pitnou vodou, která se velmi často používá na zalévání a zavlažování a to i po deštích, kdy je možno používat retenovanou vodu.

- Přetěžování stávajících dešťových stok, které nejsou z větší části dimenzovány na napojení dalších výhledových ploch (nutné dodatečné rekonstrukce stávajících stok).

- Nutné, větší profily kanalizačních stok, které jsou nezbytné pro odvedení větších objemů dešťových vod z bezlimitních ploch (zvyšování finančních nákladů na výstavbu stok).

- Nemožnost využití dešťových vod jako estetického prvku v krajině (příp. zastavěné oblasti).

Proto je nezbytné zpomalovat povrchové odtoky nebo využít případné možnosti zasakování a budování lokálních retencí (tj. co nejvíce dešťové vody zadržet přímo na místě dopadu na terén a odtok do recipientů zpomalit.

Srovnání finančních nákladů nutných pro výstavbu páteřních stok pro obě varianty bylo vypočteno v následující tabulkách. Výpočet byl proveden pro průměrnou hloubku dešťových stok v GO HMP – Jihovýchod, která je 2,2 m. Šachty se předpokládají po 50 m. Budování předpokládá výstavbu stok z 75 % na louce a 25 % v tělese silnice. Do profilu DN600 je proveden výpočet pro kameninu a od profilu DN800 pro sklolaminát.

DN	Délka (m)	Cena (v tis.)
300	12 937	131 836
400	4 871	57 685
500	1 893	27 206
600	837	16 469
800	2 510	55 307
1000	2 129	57 936
1200	452	16 675
1400	349	14 647
Suma	25 978	377 761

Tab. 5.10 Finanční náklady pro výstavbu páteřních stok – varianta s retencí v povodí.

DN	Délka (m)	Cena (v tis.)
300	5 986	61 001
400	5 045	59 748
500	3 662	53 480
600	3 317	65 265
800	4 770	105 107
1000	2 195	59 733
1200	654	24 127
1400	349	14 647
Suma	25 978	443 108

Tab. 5.11 Finanční náklady pro výstavbu páteřních stok – varianta bez RN v povodí.

Varianta s retenováním dešťových vod v místě vzniku přepokládá úspory nákladů v řádu 65 mil. Kč, což představuje v hrubých obrysech úsporu cca 15 % oproti variantě bez retenčních nádrží.

Obr. 5.22 Vyhodnocení přetížení stokové sítě dešťové kanalizace pro P = 1 N=1 (jednoletý déšť). Varianta bez limitu vypouštění.

Obr. 5.23 - Vyhodnocení přetížení stokové sítě dešťové kanalizace pro P = 0,5 N=2 (dvouletý déšť). Varianta bez limitu vypouštění.

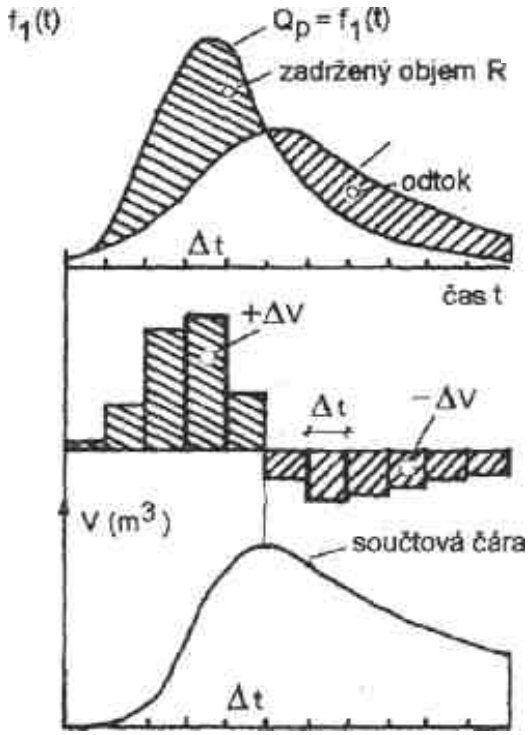
Obr. 5.24 - Vyhodnocení přetížení stokové sítě dešťové kanalizace pro P = 0,2 N=5 (pětiletý déšť). Varianta bez limitu vypouštění.

Obr. 5.25 - Vyhodnocení přetížení stokové sítě dešťové kanalizace pro P = 0,1 N=10 (desetiletý déšť). Varianta bez limitu vypouštění.

5.11 Vyhodnocení retenčních nádrží

5.11.1 Hydrologické určeni objemu vody v retenční nádrži

Hydrologické metody určeni objemu vody jsou velmi výhodné, neboť jsou méně pracné než metody nehydrologické a v mnohých případech velmi přesné. Určeni objemu vody v retenční nádrži, příp. v úseku s inundacemi je založeno na analýze hydrogramů průtoků, v pozorovaných na přítoku a odtoku dané RN. Podstata metody je zřejmá z následujícího obrázku, ve kterém je vykreslen hydrogram průtoků v obou profilech. Pro jednoduchost předpokládejme, že do dané RN nevtéká další přítok (ať už koncentrovaně nebo nesoustředěně podél dané zemní retenční nádrže). Objemy obou hydrogramu dolního a horního profilu musí být řádově stejné, takže dochází k jejich protínají. Za těchto podmínek můžeme retenční rovnici použít bezprostředně a počítat přírůst objemu AV pro jednotlivé po sobě jdoucí časové intervaly At. Celkový objem V odpovídající jakémukoli okamžiku t je dán součtem objemů AV v jednotlivých předcházejích intervalech At.



Obr. 5.26 Určení objemu vody v úseku toku analýzou hydrogramů

V první fázi výpočtu vybereme období, na jehož začátku i konci mají jak sekundový přítok tak i odtok v horním a dolním profilu stejnou, malou hodnotu. Tím, že výpočty provádíme pro průtoky, jež začíná a končí prakticky při stejné úrovni hladiny rovnou nule, tím i zadržené množství vody, zůstávající v RN je blízké nule. Pro takto vybrané dešťovou událost určíme přiteklé množství vody do RN, jakož i množství odteklé vody spodní výpustí (v našem případě se jedná o stanovený redukovaný odtok).

Po této přípravě výchozích podkladových materiálů nyní již můžeme na základě rozdílu přítoku a odtoku určovat přírůstky objemu AV zadrženého v úseku v jednotlivých intervalech času a posléze sečítáním určovat V. Při výpočtu je třeba volit časové intervaly dostatečně krátké pro získání vyhovující přesnosti řešení.

5.11.2 Určení objemu vody v retenční nádrži pro potřeby GO

Určení objemu vody v retenční nádrži pro potřeby generelu vychází z hydrologické určeni objemu vody v retenční nádrži (viz, předchozí kapitola). Tato metoda je však vzhledem k použití programového prostředku MIKE Wiew velmi zjednodušena. Pro načtený výsledkového souboru MOUSE .prf do MIKE Wiew, lze snadno vykreslit přítokový i odtokový hydrogram dané RN a pro stanovené výpočtové období (čas mezi prvním a druhým křížení hydrogramů), tento software vypočte oba objemy. Rozdíl těchto objemů je celkový objem nádrže.

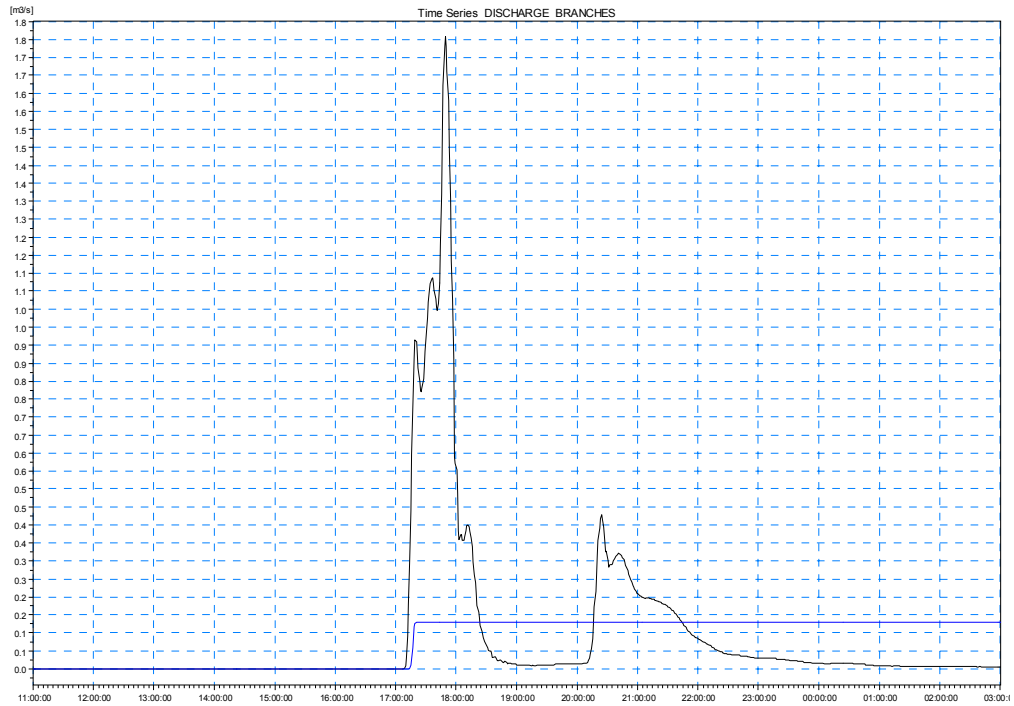
V případě, že dochází při dešťové události k přepadu na bezpečnostním zařízení nádrže je nutno k vypočtenému objemu RN přičíst i tento přepadlý objem, čím dojde k novému návrhu objemu nádrže podle GO.

V generelu odvodnění byly objemy retenčních nádrží stanoveny tak, aby zachytily objem zatěžovacího deště s 10-letým efektem na stokové síti při příslušném max. odtoku.

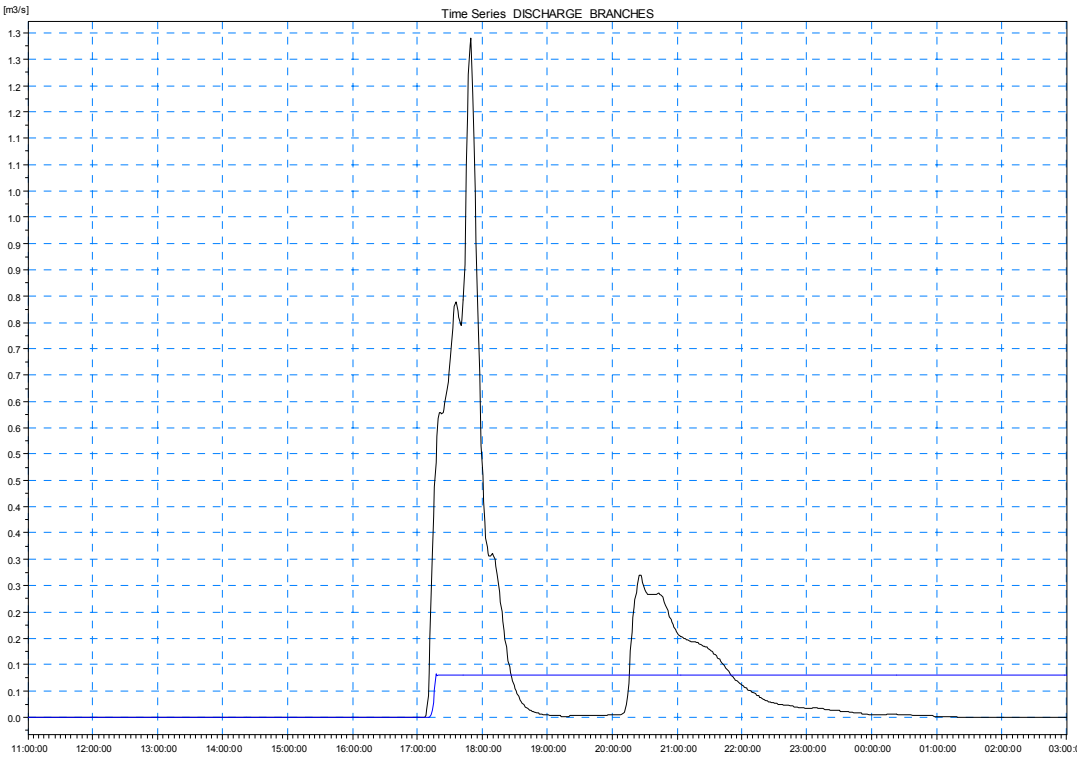
Název RN	Katastr	Recipient	Retenční objem z HD modelu GO HMP (m^3)	Retenční objem –blokové deště (m^3)	Navržený odtok (l/s)
RN_A	Ďáblice	Mratínský potok	2 900	3 471 *	130
RN_B	Ďáblice	Mratínský potok	2 200	2 940 *	80
RN_519	Ďáblice	Mratínský potok	750	1495	250
RN_520_1	Ďáblice	Třeboradický potok	200	429	100
RN_520_2	Třeboradice	Třeboradický potok	750	1177	100
RN_520_3	Veleň	Třeboradický potok	950	1443	100
VD_CAK_01	Čakovice	Mratínský potok	750	1147	45

*) Uvedené objemy byly stanoveny pro 30-minutový déšť s periodicitou P = 0,1 a intenzitou 153 l/s ha.
Tab. 5.12 Tabulka navržených retenčních nádrží pro GO sever

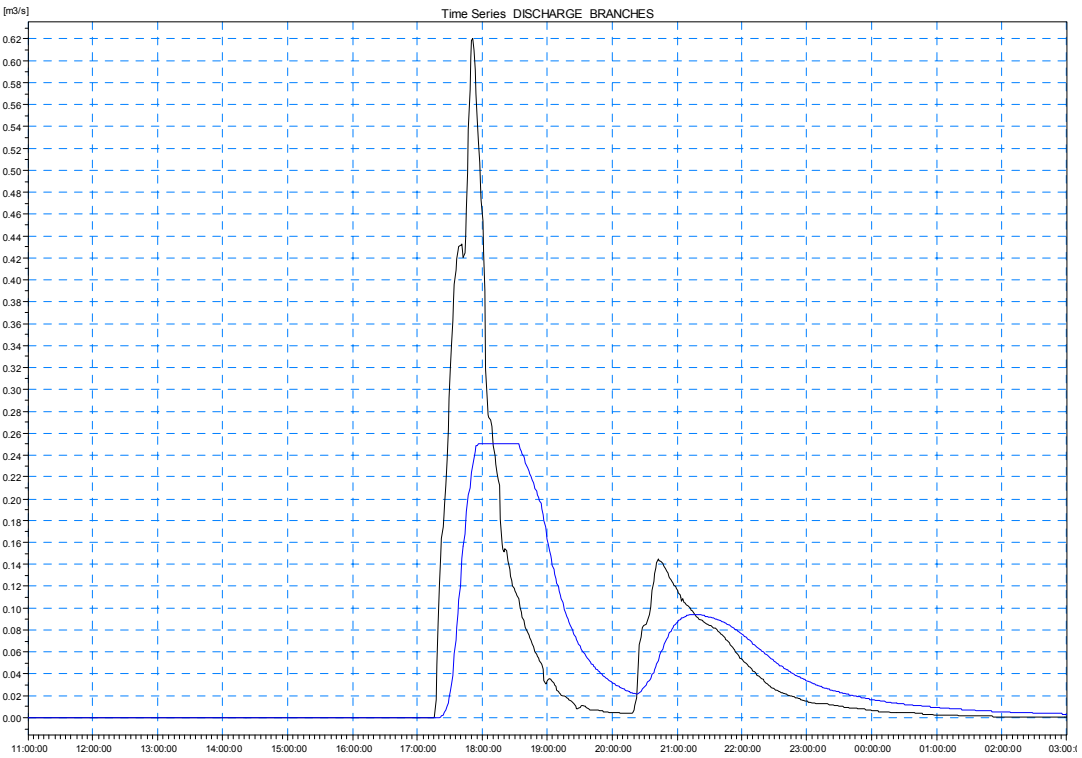
5.11.3 Hydrogramy navržených retenčních nádrží v rámci GO HMP - Sever.



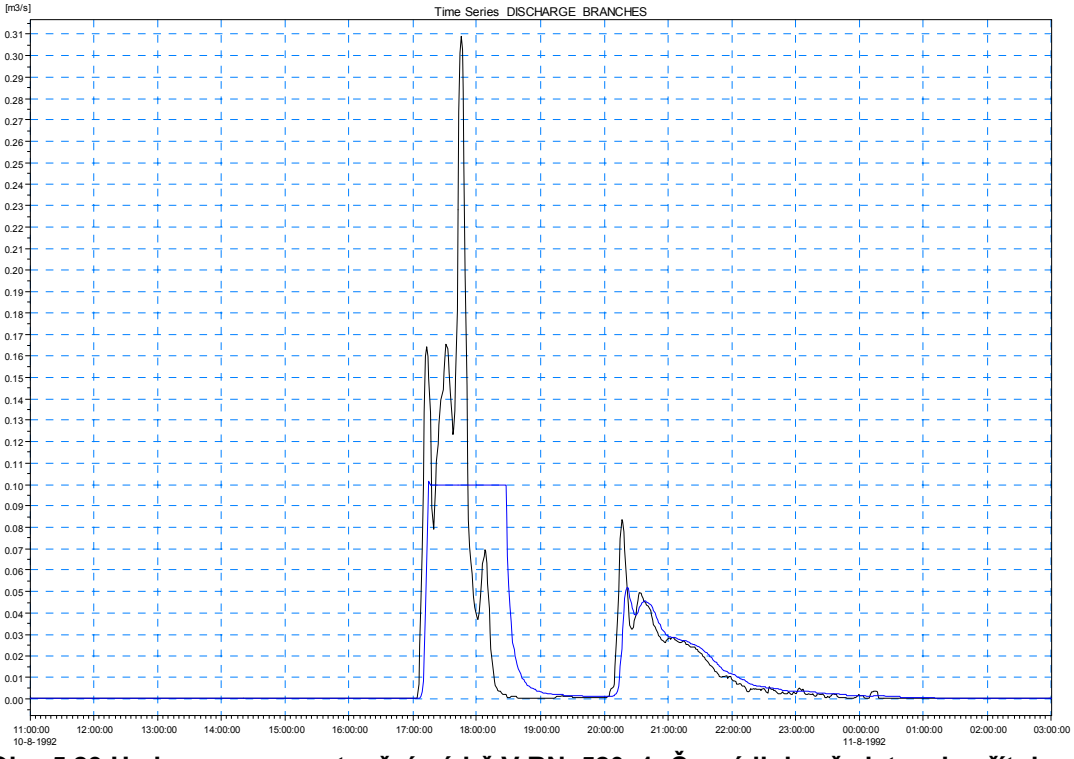
Tab. 5.13 Hydrogram pro retenční nádrž RN_A. Černá linie představuje přítokovou vlnu. Modrá znázorňuje redukovaný odtok z RN.



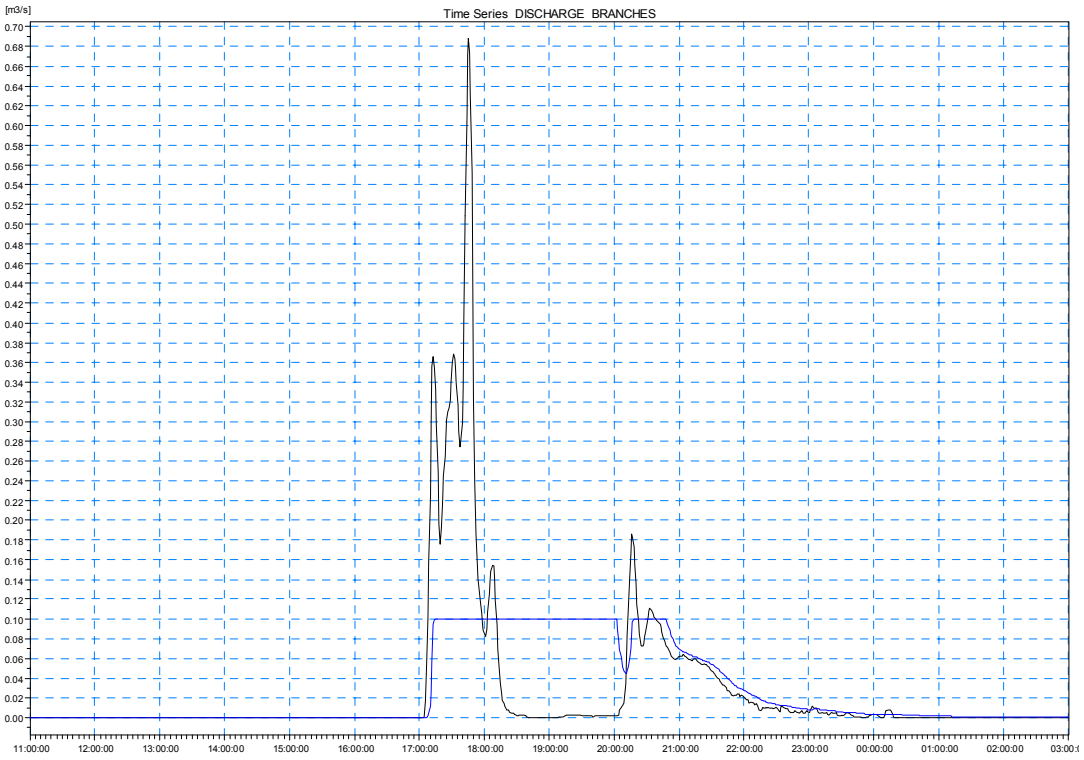
Obr. 5.27 Hydrogram pro retenční nádrž RN_B. Černá linie představuje přítokovou vlnu. Modrá znázorňuje redukovaný odtok z RN.



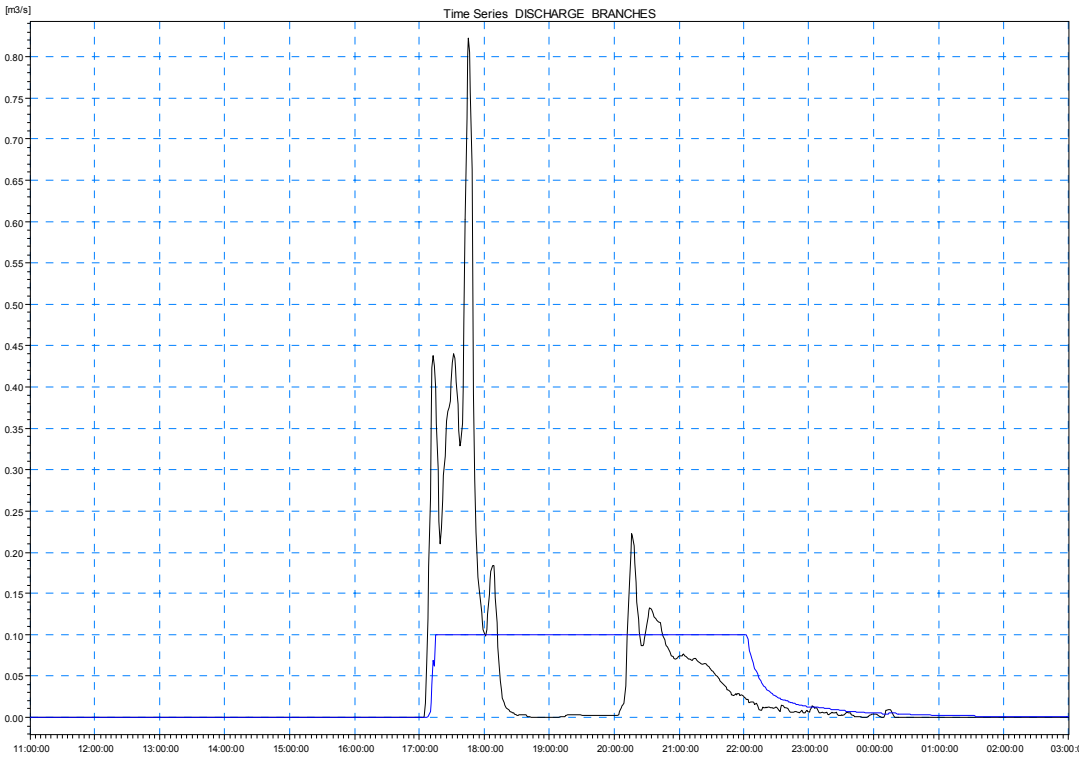
Obr. 5.28 Hydrogram pro retenční nádrž RN_519. Černá linie představuje přítokovou vlnu. Modrá znázorňuje redukovaný odtok z RN.



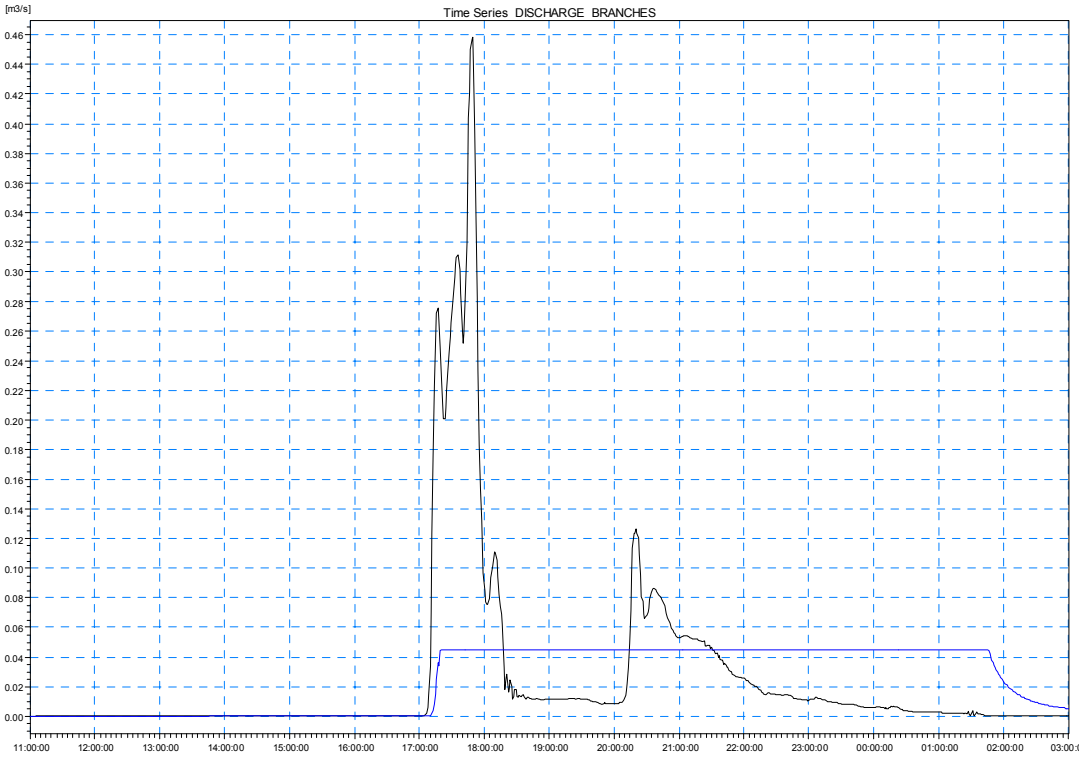
Obr. 5.29 Hydrogram pro retenční nádrž V RN_520_1. Černá linie představuje přítokovou vlnu. Modrá znázorňuje redukovaný odtok z RN.



Obr. 5.30 Hydrogram pro retenční nádrž V RN_520_2. Černá linie představuje přítokovou vlnu. Modrá znázorňuje redukovaný odtok z RN.



Obr. 5.31 Hydrogram pro retenční nádrž V RN_520_3. Černá linie představuje přítokovou vlnu. Modrá znázorňuje redukovaný odtok z RN.



Obr. 5.32 Hydrogram pro retenční nádrž VD_CAK_01. Černá linie představuje přítokovou vlnu. Modrá znázorňuje redukovaný odtok z RN.

5.12 Vyhodnocení vlivu na recipient

Vyhodnocení vlivů dešťové kanalizace na recipienty bylo provedeno v několika přehledných tabulách, které vyhodnocují maximální přítoky a objemy vod, které jsou vypouštěny za příslušných dešťů do recipientů.

Číslo výusti (model)	Lokalizace	Recipient	Q_{E01} (m3/s)	Q_{E02} (m3/s)	Q_{E05} (m3/s)	Q_{E10} (m3/s)
3945	Třeboradice	Třeboradický p.	0.004	0.004	0.007	0.007
3946	Třeboradice	Třeboradický p.	0.021	0.021	0.036	0.037
3951	Třeboradice	Třeboradický p.	0.015	0.014	0.026	0.026
3952	Třeboradice	Třeboradický p.	0.102	0.116	0.194	0.199
3953	Třeboradice	Třeboradický p.	0.076	0.083	0.141	0.145
3987	Třeboradice	Třeboradický p.	0.085	0.104	0.171	0.174
3997	Třeboradice	Třeboradický p.	0.011	0.010	0.019	0.019
4008	Třeboradice	Třeboradický p.	0.029	0.035	0.079	0.082
4012	Třeboradice	Třeboradický p.	0.107	0.111	0.199	0.204
2734725	Třeboradice	Třeboradický p.	0.546	0.698	1.139	1.164
Součet (Třeboradický potok)			**0.996**	**1.196**	**2.011**	**2.057**
2734763	Ďáblice	Mratínský p.	0.036	0.038	0.066	0.068
2734824	Cínovická	Mratínský p.	0.963	1.415	1.984	1.980
x2	Cínovická	Mratínský p.	0.375	0.594	0.877	0.945
x3	Miškovice	Mratínský p.	0.346	0.391	0.717	0.741
2601977	Čakovice	Mratínský p.	1.732	2.563	3.607	3.674
2602148	Čakovice	Mratínský p.	0.467	0.602	0.915	1.160
2726654	Miškovice	Mratínský p.	0.013	0.015	0.023	0.024
Součet (Martínský potok)			**3.932**	**5.618**	**8.189**	**8.592**

Tab. 5.14 Maximální průtoky vypouštěné do recipientů ze stávajících výustí ve výhledovém stavu při extrémních deštích N=01, N=02, N=05, N=10.

Číslo výusti (model)	Lokalizace	Recipient	Q_{E01} (m3/s)	Q_{E02} (m3/s)	Q_{E05} (m3/s)	Q_{E10} (m3/s)
VD216	Březiněves	Třeboradický potok	0.009	0.009	0.009	0.009
VD219	Březiněves	Třeboradický potok	0.050	0.050	0.050	0.050
VD239	Třeboradice	Třeboradický potok	0.037	0.037	0.037	0.037
VD246	Třeboradice	Třeboradický potok	0.018	0.018	0.018	0.018
VD252	Třeboradice	Třeboradický potok	0.095	0.095	0.095	0.095
VD270	Třeboradice	Třeboradický potok	0.045	0.045	0.045	0.045
VD_F_1852	Ďáblice	Třeboradický potok	0.100	0.100	0.100	0.100
VD_F_1856	Třeboradice	Třeboradický potok	0.100	0.100	0.100	0.100
Součet (Třeboradický potok)			**0.454**	**0.454**	**0.454**	**0.454**
VD326	Miškovice	Mratínský p.	0.012	0.012	0.012	0.012
VD335	Miškovice	Mratínský p.	0.170	0.170	0.170	0.170
VD337	Čakovice	Mratínský p.	0.181	0.181	0.181	0.181
VD345	Čakovice	Mratínský p.	0.045	0.045	0.045	0.045
VD347	Ďáblice	Mratínský p.	0.082	0.082	0.082	0.082
VD386	Ďáblice	Mratínský p.	0.272	0.272	0.272	0.272
VD507	Čakovice	Mratínský p.	0.250	0.250	0.250	0.250
VD761	Čakovice	Mratínský p.	0.016	0.016	0.016	0.016
VD764	Čakovice	Mratínský p.	0.040	0.040	0.040	0.040
VD139	Ďáblice	Mratínský p.	0.130	0.130	0.130	0.130
VD167	Ďáblice	Mratínský p.	0.008	0.008	0.008	0.008
VD168	Ďáblice	Mratínský p.	0.012	0.012	0.012	0.012
Součet (Martínský potok)			**1.218**	**1.218**	**1.218**	**1.218**
VD235	Třeboradice	Mírovický p.	0.011	0.011	0.011	0.011
VD_F_1854	Třeboradice	Mírovický p.	0.100	0.100	0.100	0.100
VD183	Ďáblice	V topolech	0.010	0.010	0.010	0.010
VD190	Třeboradice	Bezejmen. p.	0.044	0.044	0.044	0.044
VD194	Třeboradice	Bezejmen. p.	0.043	0.043	0.043	0.043
Součet - ostatní			**0.208**	**0.208**	**0.208**	**0.208**

Tab. 5.15 Maximální průtoky vypouštěné do recipientů ze navržených stok při extrémních deštích N=01, N=02, N=05, N=10.

Číslo výusti (model)	Lokalizace	Recipient	V_{E01} (m3)	V_{E02} (m3)	V_{E03} (m3)	V_{E04} (m3)
3945	Třeboradice	Třeboradický p.	6	6	14	16
3946	Třeboradice	Třeboradický p.	44	44	94	114
3951	Třeboradice	Třeboradický p.	24	23	50	61
3952	Třeboradice	Třeboradický p.	236	233	520	644
3953	Třeboradice	Třeboradický p.	145	144	310	377
3987	Třeboradice	Třeboradický p.	186	185	398	484
3997	Třeboradice	Třeboradický p.	18	18	38	46
4008	Třeboradice	Třeboradický p.	172	165	399	506
4012	Třeboradice	Třeboradický p.	192	191	412	500
2734725	Třeboradice	Třeboradický p.	1 613	1 584	3 567	4 413
Součet (Třeboradický potok)			**2 636**	**2 591**	**5 801**	**7 161**
2601977	Čakovice	Mratínský p.	7 725	7 343	15 882	19 718
2602148	Čakovice	Mratínský p.	2 133	2 060	4 404	5 385
2726654	Miškovice	Mratínský p.	26	25	55	66
2734763	Ďáblice	Mratínský p.	66	66	142	173
2734824	Cínovická	Mratínský p.	3 349	3 277	7 123	8 718
x2	Cínovická	Mratínský p.	1 432	1 412	3 059	3 700
x3	Miškovice	Mratínský p.	989	963	2 216	2 763
Součet (Martínský potok)			**15 718**	**15 146**	**32 881**	**40 523**

Tab. 5.16 Celkové objemy vypouštěných vod do recipientů ze stávajících výustí ve výhledovém stavu při extrémních deštích N=01, N=02, N=05, N=10.

Číslo výusti (model)	Lokalizace	Recipient	V_{E01} (m3)	V_{E02} (m3)	V_{E03} (m3)	V_{E04} (m3)
VD_F_1856	Třeboradice	Třeboradický potok	728	715	1 566	1 911
VD215	Březiněves	Třeboradický potok	236	227	538	678
VD216	Březiněves	Třeboradický potok	46	42	101	131
VD219	Březiněves	Třeboradický potok	228	211	515	718
VD239	Třeboradice	Třeboradický potok	177	166	356	446
VD246	Třeboradice	Třeboradický potok	53	48	136	182
VD252	Třeboradice	Třeboradický potok	334	315	786	1 008
VD270	Třeboradice	Třeboradický potok	207	178	339	441
Součet (Třeboradický potok)			**2 009**	**1 902**	**4 338**	**5 515**
VD326	Miškovice	Mratínský p.	45	43	104	131
VD335	Miškovice	Mratínský p.	684	651	1 572	2 002
VD337	Čakovice	Mratínský p.	769	726	1 777	2 276
VD345	Čakovice	Mratínský p.	554	531	1 083	1 451
VD347	Ďáblice	Mratínský p.	1 406	1 073	1 963	2 811
VD386	Ďáblice	Mratínský p.	289	288	619	752
VD507	Čakovice	Mratínský p.	810	780	1 804	2 243
VD761	Čakovice	Mratínský p.	81	77	163	203
VD764	Čakovice	Mratínský p.	177	169	368	457
VD139	Ďáblice	Mratínský p.	1 973	1 710	3 136	4 531
VD167	Ďáblice	Mratínský p.	55	50	93	118
VD168	Ďáblice	Mratínský p.	64	59	117	147
Součet (Martínský potok)			**6 908**	**6 157**	**12 800**	**17 123**
VD_F_1854	Třeboradice	Mírovický p.	614	607	1 316	1 605
VD235	Třeboradice	Mírovický p.	80	71	129	165
VD183	Ďáblice	V topolech	50	47	98	124
VD190	Třeboradice	Bezejmen. p.	187	179	430	546
VD194	Třeboradice	Bezejmen. p.	232	220	461	573
Součet - ostatní			**1 163**	**1 124**	**2 433**	**3 013**

Tab. 5.17 Celkové objemy vypouštěných vod do recipientů z navržených stok při extrémních deštích N=01, N=02, N=05, N=10.

6 Vodní toky

6.1 Využití toků ve výhledovém stavu

Využívání toků ve výhledovém stavu zůstává totožné se stavem současným, na území se nepředpokládají žádné podstatné změny, které by převáděly vodu do povodí jiných vodních toků mimo zájmové území. Vlivem zástavby na dnes volných plochách dojde samozřejmě ke změně odtokových parametrů povodí, navržená opatření (zpoždění odtoku, zasakovací pásy, průlehy…) by ale měly negativní vlivy vyvolané touto činností eliminovat a nezhoršit maximální průtokové poměry v korytech toků. Protože však bude odvedeno více srážkové vody z těchto území, zhorší se pravděpodobně stav za minimálních průtoků, v některých místech může dojít v dlouhodobém horizontu z důvodu nedostatku vody v půdním horizontu až k vyschnutí malých potoků.

6.2 Retenční plochy a objekty

V zájmovém území dojde v porovnání se současným stavem velmi pravděpodobně ke zvýšení počtu retenčních ploch a to právě z důvodu plánované zástavby v některých částech území. Z důvodů politických, technických a majetkoprávních je velmi nesnadné vyhledat vhodné retenční plochy které by bylo možné vybudovat přímo na vodních tocích. Proto se ve výhledovém stavu uvažuje zatím s vybudováním 2 nádrží pro odvodnění Ďáblic. S ostatními potřebnými retencemi je uvažováno v rámci výstavby jednotlivých lokalit. 4 menší retenční nádrže jsou navrženy v souvislosti s odvodněním Silničního okruhu kolem Prahy v katastrálním území Ďáblic a Třeboradic.
Dále je v další etapě uvažováno s vybudováním „vyrovnávací“ retenční nádrže o objemu 800 m^3 pod separátorem Na barikádách. Principem funkce retenční nádrže je vyrovnání částečného souběhu obou větví rozdělovací komory a odtoku na čistírnu před uzavřením šoupat na RK. Tato retenční nádrž má smysl pouze v případě, kdyby ve výhledu reálně docházelo k častějším přepadům na bezpečnostních přepadech před čistírnou. Jinak ji zpracovatel generelu budovat nedoporučuje. Navržená hodnota max. průtoku 350 l/s bude pro rekonstruovanou PČOV Miškovice vyhovující.

6.2.1 Retenční plochy a objekty na říční síti

6.2.2 Dešťové usazovací nádrže

Ve výhledovém stavu budou zachovány všechny stávající dešťové usazovací nádrže. Bude záležet na investorech jednotlivých rozvojových lokalit a tlaku zastupitelů na tyto investory, které řešení retencí bude prosazeno při realizaci jednotlivých území. Mohou to být jak centrální prostory, tak i tzv. decentralizované nakládání s dešťovými vodami, které je dnes ve světě prosazováno.

6.3 Jakost vody v toku

6.3.1 Zdroje znečištění toku

Zdrojem znečištění toku jsou především :

- Odtoky z ČOV a domovních čistíren odpadních vod, uvedené v situační zprávě o čištění odpadních vod
- Přepady ze septiků nebo černé vypouštění odpadních vod do toku, havárie
- Odtoky z dešťové kanalizace, uvedené v situační zprávě o kanalizaci
- Plošné odtoky z přirozených povodí Mratínského a Třeboradického potoka, tj. ze zemědělsky využívaných ploch, kde je způsob hospodaření regulován, na zbývajícím území lze předpokládat rozsah znečištění typický pro rostlinnou zemědělskou výrobu

6.4 Kvantitativní hodnocení toků ve výhledovém stavu

Jedním z nových rysů předkládaného řešení generelu odvodnění hl.m.Prahy je analýza vlivu městského odvodnění na recipienty. Zvýšený zájem o jakost vody a o celkový vodní režim toků v urbanizovaných oblastech vedl zadavatele generelu k požadavku na řešení interakce na hranici stoka-recipient, které je logickou součástí předkládaného integrálního řešení hlavních prvků městského odvodnění. Zpracovatel předkládá řešení vlivu stokové sítě na recipient s vědomím mnoha úskalí a problémů, které v sobě skrývá. Jedním z klíčových problémů je vymezení hranice řešení recipientů mezi generely odvodnění a generely toků, nemalým technologickým úskalím je také technologická integrace vstupů a výstupů modelů.

GO HMP řeší vliv odvodnění na recipient a navrhuje technická opatření na kanalizaci, aby byl negativní vliv urbanizace na tok minimalizován z hlediska jakosti i množství odpadních vod. Strategický plán města si klade za cíl dosáhnout kvality vody mezi II a III třídou dle normy „Klasifikace jakosti povrchových vod – ČSN 757221). V tomto ohledu je potřeba rozlišovat dva základní stavy.

1) Pro bezdeštný stav lze cíle dosáhnout kombinací technických opatření na stokové síti (je řešeno GO HMP), technických opatření na toku (řeší generely drobných vodních toků) a důsledným dodržováním pravidel v rámci správy vodních toků (odstraňování neregistrovaných výustí, kontrola nakládání s odpadními vodami v průmyslových podnicích)

2) Pro srážkovou událost, při které jsou ve funkci odlehčovací komory. V tomto případě lze uvedeného cíle dosáhnout jen velmi obtížně, protože průtok z odlehčovacích komor většinou významně převyšuje aktuální bezdeštný průtok v toku a zároveň má mnohem horší parametry jakosti než odpovídá III. třídě jakosti vod. Technická opatření na kanalizaci by znamenala enormní finanční prostředky na vybudování „absolutní retence“ nebo čištění oddělených srážkových vod. Z uvedených důvodů je relevantní uvažovat o III. třídě jakosti vod v drobných recipientech pouze v bezdeštném období.

Generel odvodnění se zabývá problematikou toků s určitou mírou schematizace, která je vhodná pro řešení městského odvodnění s návazností na čistírenské kapacity. Avšak koncepční řešení rozvoje vodních toků s ohledem na jejich funkce je úkolem generelů drobných vodních toků, které musí zahrnovat i požadavky nad rámec Generelu odvodnění. Tyto požadavky, nebo jinými slovy technické cíle, lze rozdělit do tří oblastí a to do vodohospodářské bilance povodí, do oblasti protipovodňové ochrany a do oblasti tzv. krajinotvorné hodnoty toku, která zahrnuje funkce estetické, rekreační, otázky jakosti vody a biodiversity toku. Generely drobných vodních toků jsou tedy prioritně zaměřeny na celkovou funkci vodních toků, ve kterých je funkce stokových sítí pouze jednou z okrajových podmínek řešení. Technická opatření na tocích je proto nutno navrhovat v rámci generelu drobných vodních toků v souladu s GO HMP nebo se studiemi příslušných urbanizovaných povodí.

Po diskusi se zadavatelem přistoupil zpracovatel k řešení této problematiky na několika úrovních. Jedná se o tzv. emisní vyhodnocení vlivu stokové sítě na recipient a dále o tzv. imisní řešení transportu dešťových odpadních vod a jejich znečištění v recipientu. Emisní vyhodnocení je založeno na analýze (bilance, extrémy) přepadajících dešťových odpadních vod bez uvážení vlastností konkrétního recipientu jako je vodnost a jakost vody.

Z pohledu analýzy funkce stokové sítě se jedná o složku transportované odpadní vody a znečištění (odlehčená část). Z tohoto důvodu je toto vyhodnocení provedeno v rámci bilancování transportu odpadních vod v jednotlivých povodích kmenových sběračů jednotné kanalizace a hlavních sběračů oddílné dešťové kanalizace. V rámci tohoto vyhodnocení bylo provedeno také dílčí imisní vyhodnocení v podobě klíčového parametru „hydraulické zatížení toku“, definované poměrem maximálního přepadajícího průtoku přes přepadovou hranu odlehčovací komory u jednotné kanalizace nebo poměrem maximálního průtoku ve výusti oddílné dešťové kanalizace a průměrného průtoku daného recipientu.

Vysvětlení k grafickým výsledkům přetížení a maximálních průtoků

Hodnocení toků ve výhledovém stavu se nijak neliší od vyhodnocení stavu současného, pouze jsou hodnoceny dvě varianty a to varianta bez retence v povodí a varianta s retencemi povodí. Tyto varianty jsou mezi sebou porovnány, aby byl patrný rozdíl v maximálních průtocích, které obě způsobí. Je tak jednoznačně prokázáno, že je nutné se srážkovou vodou v povodích „rozumně“ nakládat nebo minimálně eliminovat kulminační vlnu povrchového odtoku.

Tok	F - souč. stav (ha)	F - výhled (ha)	Δ F (ha)	Δ F (%)
Mratinský potok	10.85	9.20	1.65	15.2
Třeboradický potok	6.35	5.75	0.60	9.4

Tab. 6.1 informace o úbytku přirozených povodí ve výhledovém stavu

Porovnání obou variant v grafické ale i tabulkové formě může při zjednodušeném pohledu v některých úsecích toků přinést „nelogický“ závěr, že při variantě bez retence v modelu jsou průtokové poměry lepší, než při variantě s retencí. Při podrobnějším pohledu je však možné zjistit, že tato situace nastává zejména v místech, kde je v modelu vodního toku definován propustek.
Při variantě bez retence dojde sice ke vzdutí vody nad tímto profilem, zároveň je množství vody takové, že začne protékat nad „přepadem“ definovaným nad hranou propustku a tak v úseku pod propustkem model v maximu má stejné maximum jako před propustkem.
Při variantě s retencí dojde sice také ke vzdutí hladiny nad propustkem, ale množství vody přitékající do těchto profilů již není takové, aby voda protékala přes „přepad“ a tak to v situaci vypadá, že se voda v toku „ztrácí“.

6.4.1.1 Srážkoodtokový model

Pro potřeby simulace srážko-odtokových procesů v povodí a hydrodynamickému transportu vody v korytě recipientu byl aplikován **Rainfall-Runoff modul (RR), matematického modelu MIKE11, ver. 2006 SP4,** vyvinutý Dánským hydraulickým institutem (DHI).

Jedná se o matematický model sloužící ke stanovení přirozeného odtoku z povodí.
V tomto případě byla použita metodika jednotkového hydrogramu (UHM), kde výsledné hydrogramy jednotlivých dílčích povodí byly vygenerovány jako odezvy na vypadlou srážku o délce trvání 15 min. (T=15) s pravděpodobností opakování jedenkrát za 10 let (p=0,1) pro středně saturované povodí; s ohledem na způsob využití či obhospodařování plochy dílčího povodí (určuje parametr CN křivky a dobu zpoždění).
Tyto výsledné hydrogramy byly plošně či bodově napojeny na výpočetní síť hydrodynamického modelu (v průběhu hydrodynamické simulace tak probíhaly postupné transformace plošného odtoku z povodí a koncentrovaného odtoku v korytě recipientu až po uzávěrový profil modelovaného povodí).

název povodí	plocha (km^2)	CN	Lag =	branch	km up	km dwn
mrat1	1.099390	79	**0.270**	potok	160	160
2696279	0.279158	79	**0.264**	potok	160	200
2703524	0.239128	84	**0.201**	potok	160	200
2704189	0.074940	86	**0.223**	potok	160	200
mrat2	0.396454	84	**0.270**	potok	160	335
2704193	0.022217	79	**0.418**	potok	335	335
2626570	0.022855	84	**0.331**	potok	335	335
2692601	0.825669	81	**0.332**	potok	160	335
mrat3	0.761369	81	**0.373**	potok	715	715
2650787	0.010572	86	**0.326**	potok	715	715
2573756	0.008144	86	**0.315**	potok	715	715
mrat4	0.677725	81	**0.575**	potok	367	2149
mrat5	0.154087	84	**0.242**	potok	2148	3020
mrat6	3.322200	79	**0.413**	potok	3100	4825
mrat13	0.016617	93	**0.306**	potok	2670	3100
mrat14	0.116520	93	**0.329**	potok	2670	3100
mrat15	0.139957	93	**0.356**	potok	2670	3100
2695222	0.114335	81	**0.458**	potok	2510	2670
mrat7	0.564600	86	**0.136**	potok	715	1265
mrat8	0.046087	93	**0.176**	potok	1265	1420
mrat9	0.041710	93	**0.121**	potok	1360	1860
mrat10	0.099638	93	**0.100**	potok	3660	4080
mrat11	0.009035	81	**0.142**	potok	4610	4610
mrat12	0.009275	93	**0.077**	potok	4275	4275
mrat16	0.149124	86	**0.225**	potok	160	160

Tab. 6.3 Schematizace Mratínského potoka v RR modelu a napojení na HD model

název povodí	plocha (km^2)	CN	Lag =	branch	km up	km dwn
2691978	0.087925	79	0.274	treb_p	5200.2	5200.2
2695932	0.174481	79	0.248	treb_p	5200.2	5200.2
2695992	0.127471	79	0.217	treb_p	5200.2	5200.2
2700166	0.078418	79	0.226	treb_p	5200.2	5200.2
2701736	0.060566	79	0.355	treb_p	3997.0	3997.0
treb1	0.745469	79	0.395	treb_p	3997.0	3997.0
2701705	0.816754	79	0.393	treb_p	3997.0	3997.0
treb2	0.921918	79	0.314	treb_p	3997.0	5200.2
treb3	1.415620	79	0.515	treb_p	1015.0	1015.0
mir2	0.022746	86	0.324	treb_p	1015.0	1015.0
mir1	0.177149	93	0.256	treb_p	1015.0	1015.0
2694279	0.002209	79	0.511	treb_p	1015.0	1015.0
treb4	0.793973	79	0.277	treb_p	2391.0	3997.0
treb5	0.324263	79	0.223	treb_p	1015.0	1980.0
treb6	0.000791	93	0.044	treb_p	2110.5	2139.5
treb7	0.000337	93	0.048	treb_p	2094.0	2110.5

Tab. 6.4 Schematizace Třeboradického potoka v RR modelu a napojení na HD model

LEGENDA:

název povodí — identifikace povodí (převzato z MPF)
plocha (km^2)
CN — konstanta SCS křivky (Soil Conservation Service)

Lag= čas konstanta zpoždění (viz výše) v hod.
branch název výpočetní větve v HD modulu MIKE11
km up horní km výpočetní větve v HD modulu - napojení přirozeného povodí (Rainfall-runoff modulu)
km dwn dolní km výpočetní větve v HD modulu - napojení přirozeného povodí (Rainfall-runoff modulu)

6.4.1.2 Hydrodynamický model (HD)

V generelu byl použit jednorozměrný matematický model **MIKE 11, ver. 2006 SP4,** popisující neustálené proudění v otevřených přirozených nebo umělých korytech a v jim přilehlých inundačních územích extravilánu nebo intravilánu.

HD modul (Hydrodynamic) vychází ze základních Saint-Venantových rovnic pro řešení neustáleného proudění v otevřených korytech. Může být použit k popisu jak větevné tak okruhové sítě a lze ho aplikovat i na problémy pseudo-dvourozměrného proudění. Umožňuje výpočty při proudění říčním i bystřinném a řešení proudění přes jezové objekty a skrz propustky pomocí různých typových objektů.

Objekty na toku

- Mosty, propustky a lávky
  Průtok vlastním otvorem mostního objektu je v hlavní výpočetní větvi schematizován jako propustek („culvert“), jehož Q-h křivka je spočtena vlastním algoritmem modelu, na základě známé geometrie světlého otvoru objektu a tvaru koryta nad a pod objektem.
  Případné přelití přes horní mostní konstrukce objektu je řešeno jako přepad přes širokou korunu („Broad Crested Weir“), jehož Q-h křivka je spočtena vlastním algoritmem modelu, na základě známé geometrie horní přelévané konstrukce a tvaru koryta nad a pod objektem.
- Stupně ve dně
  Jsou schematizovány jako přepad přes širokou korunu.

Hydraulická drsnost

Drsnost a místní zvýšené odpory proudění jsou zadávány proměnlivě podél příčného profilu na základě terénní pochůzky zájmovou oblastí:

popis povrchu	n
říční koryto	0,030 ÷ 0,045
hladké plochy, ulice, volná prostranství	0,025
nízká, sekaná tráva	0,035
vyšší, nesekaná tráva, pole	0,040
řídký břehový porost	0,050 ÷ 0,060
hustý břehový porost	0,075 ÷ 0,085
keře	0,100 ÷ 0,120
technické stavby	0,070 ÷ 0,150
ploty	0,090 ÷ 0,150

Tab. 6.5 Hodnoty Manningova součitele drsnosti „n“

Okrajové podmínky

Horní okrajová podmínka

V rámci HD simulací byly řešeny dva zatěžovací stavy:

- Ustálený (v čase konstantní), tj. konstantní hodnoty Q_1 – Q_N na vstupním profilu modelu a na všech bodových přítocích podél zájmového úseku recipientu

- Neustálený (v čase proměnný) , tj. součet

  - konstantní hodnoty Q_{210} na vstupním profilu modelu a na přítocích
  - výsledných hydrogramů RR modulu (charakterizující odezvu na dešťovou srážku)
  - vypočtených hydrografů odtoku z dešťové, splaškové a jednotné kanalizace pro srážku s dobou opakování jednou za 10 let v místech jejich zaústění do recipientu

Dolní okrajová podmínka

Jako dolní okrajová podmínka byla použita konsumpční křivka posledního dolního závěrového profilu zájmového úseku.

6.4.2 Hodnocení Mratínského potoka

6.4.2.1 Vstupní údaje

V následujících bodech jsou popsány použité vstupní údaje:

- Topografická data, tj. příčné profily toku včetně všech objektů, byla převzata ze „*Studie odtokových poměrů Mratínského potoka, SZÚ*“, Povodí Labe a.s., Hradec Králové, 1999 [1]. Data byla zaměřena firmou GEOŠRAFO v květnu 1999 v souřadnicovém systému JTSK a výškovém Bpv

- Hydrologická data, tj. údaje o m-denních a N-letých průtocích, byla vyhodnocena ČHMÚ, Praha pro profil vyústění z Ďáblického rybníka a profil Červaný Mlýn. Tyto údaje byly doplněny údaji ze studie [1].

profil	ř. km Studie	Zaústěný průtok při Q_{210d}	Zaústěný průtok při Qa	Zaústěný průtok při Q1	Zaústěný průtok při Q2	Zaústěný průtok při Q5	Zaústěný průtok při Q10	Zaústěný průtok při Q20	Zaústěný průtok při Q50	Zaústěný průtok při Q100
vstup	14.840	**0.0035**	**0.0050**	**0.8**	**1.1**	**1.7**	**2.3**	**3.0**	**4.2**	**5.4**
pod Ďábl. Strouhou	14.275	*0.0028*	*0.0040*	*0.16*	*0.32*	*0.56*	*0.64*	*0.79*	*0.95*	*0.87*
Červený mlýn	13.805	*0.0007*	*0.0010*	*0.04*	*0.08*	*0.14*	*0.16*	*0.21*	*0.25*	*0.23*
pod Červeným ml.		**0.0070**	**0.0100**	**1**	**1.5**	**2.4**	**3.1**	**4.0**	**5.4**	**6.5**
Cukrovarský rybník	12.892	*0.0042*	*0.0061*	*0.15*	*0.25*	*0.39*	*0.53*	*0.68*	*0.88*	*1.08*
Zámecký rybník	12.303	*0.0025*	*0.0035*	*0.09*	*0.14*	*0.22*	*0.30*	*0.39*	*0.51*	*0.62*

profil	ř. km Studie	Zaústěný průtok při Q_{210d}	Zaústěný průtok při Qa	Zaústěný průtok při Q1	Zaústěný průtok při Q2	Zaústěný průtok při Q5	Zaústěný průtok při Q10	Zaústěný průtok při Q20	Zaústěný průtok při Q50	Zaústěný průtok při Q100
Miškovický rybník	10.648	*0.0062*	*0.0089*	*0.23*	*0.36*	*0.57*	*0.77*	*0.99*	*1.30*	*1.58*
Třeboradický potok	9.298	*0.0095*	*0.0135*	*0.34*	*0.56*	*0.86*	*1.17*	*1.51*	*1.97*	*2.41*
pod Třeboradickým p.		**0.0294**	**0.0420**	**1.8**	**2.8**	**4.4**	**5.9**	**7.6**	**10.1**	**12.2**

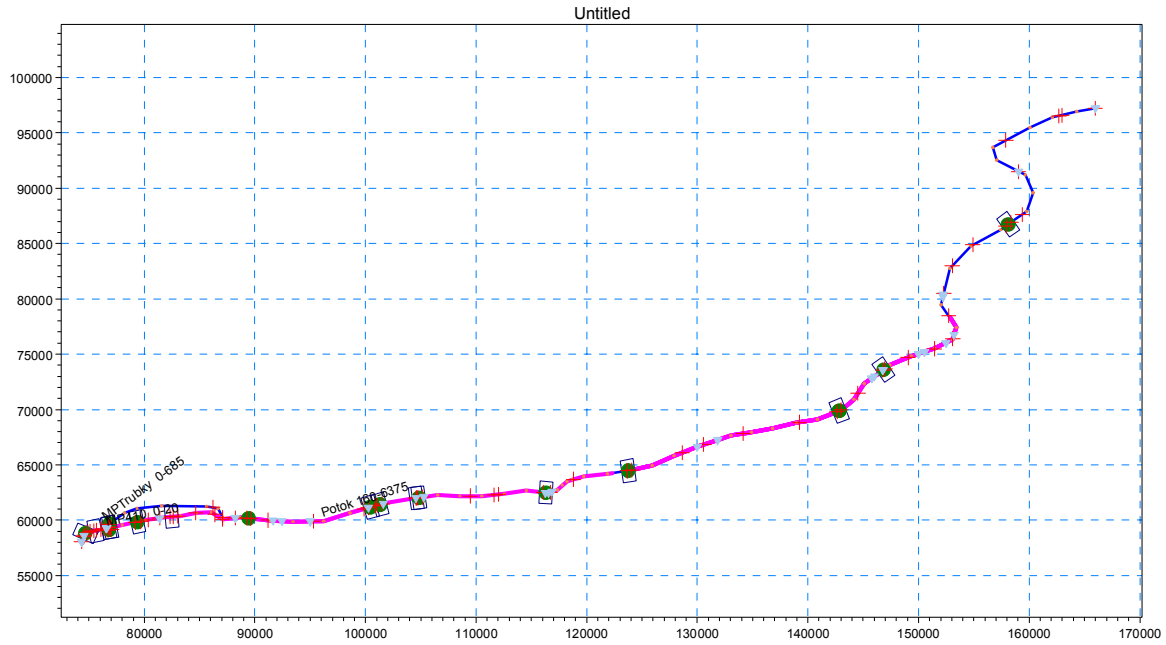
Tab. 6.6 Tabulka m-denních a N-letých průtoků (m^3/s) na hlavním toku Mratínského potoka a na jeho přítocích

6.4.2.2 Stavba modelu

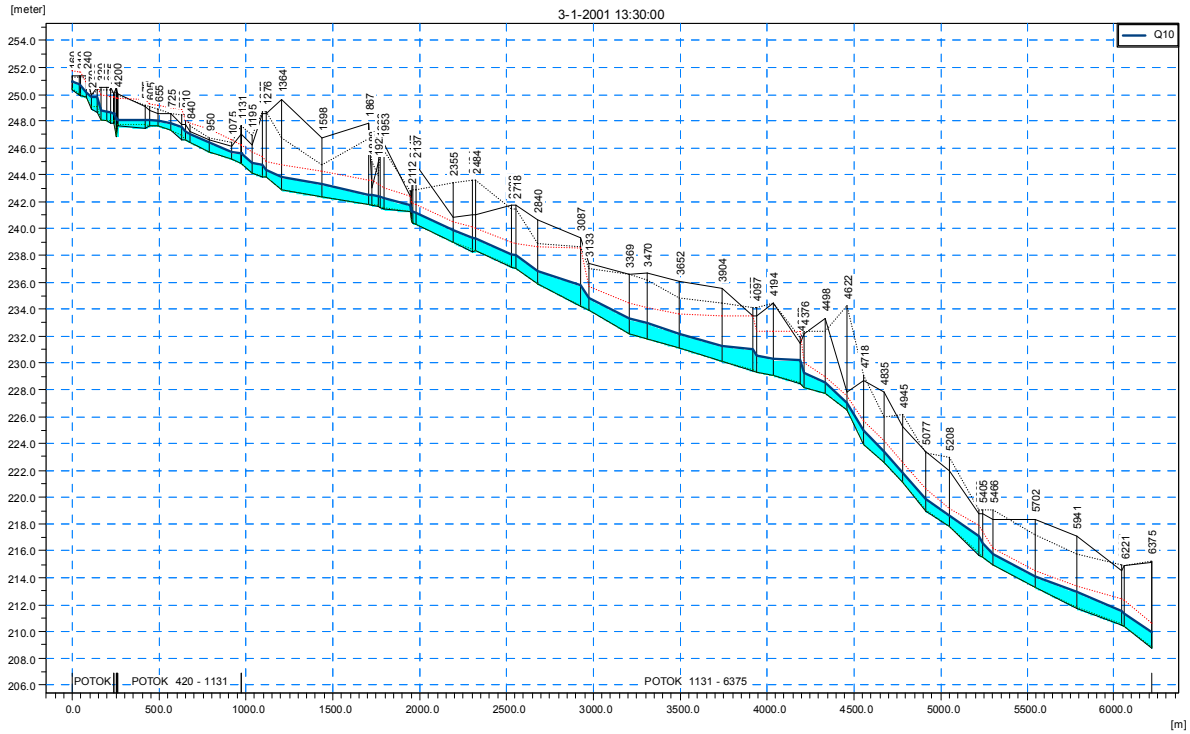
Zájmový úsek Mratínského potoka začíná v jeho pramenité části v Praze – Ďáblicích (ř. km 14,800) a končí u sportovního areálu v obci Veleň (ř. km 8,625), tj. pod zaústěním Třeboradického potoka.
Recipient potoka je v modelu schematizován souborem 61 příčných profil, které popisují vlastní koryto toku a přilehlé záplavové území.
Řešený úsek dále obsahuje všechny významné hydraulické objekty jako jsou mostní konstrukce, propustky, přelivy, atd.

ozn.	lokalita	ř. km
silniční most	Ďáblice, ul. Chřibská	14.770
stupeň ve dně	Ďáblice, před dálničním mostem	14.690
dálniční most	Ďáblice, D8	14.645
rozdělovací objekt	Ďáblice, za dálničním mostem	14.600
silniční most	Ďáblice, ul. Řepná	14.415
stupeň ve dně	Ďáblice, před Červeným Mlýnem	14.200
silniční most	Červený Mlýn	13.735
silniční most	Čakovice, ul. Za Tratí	13.103
železniční most	Čakovice	13.058
stupeň ve dně	Čakovice	12.890
silniční most	Čakovice, před Cukrovarským rybníkem	12.879
železniční most	Čakovice, mezi rybníky	12.496
silniční most	Čakovice, ul.Schoellerova	12.303
silniční most	Čakovice, ul. Bělomlýnská	11.908
silniční most	Miškovice	10.914
silniční most	Miškovice	10.914
silniční most	Miškovice, ul. Polabská	10.641
silniční mostek	Mírovice	9.610

Tab. 6.7 Tabulka objektů po délce řešeného úseku Mratínského potoka



Obr. 6.1 Ukázka schematizace Mratínského potoka v modelu MIKE11 od čtvrti Ďáblice po obec Veleň



Obr. 6.2 Schematický podélný profil Mratínského potoka v modelu MIKE11

6.4.2.3 Výsledky výpočtů

Kvantitativní vyhodnocení transportní funkce Mratínského potoka se v souladu s metodikou řešení GO HMP opírá o analýzu vlivu zvolené extrémní srážkové události na kapacitní možnosti koryta toku. Vyhodnocení je založeno na řešení vlivu

odtoků z dešťové a přepadů z jednotné kanalizace, ústících do zájmového úseku recipientu. Zatížení recipientu je provedeno v podobě bodových vtoků s časovými řadami hydrogramů průtoků v místech výustí kanalizace.

Analýza je provedena pro stav, kdy dochází v řešené lokalitě ke srážce s dobou opakování jednou za 10 let při výchozím stavu průtoku v recipientu na úrovni Q_{210}. Výsledné hladiny jsou prezentovány v tabulce psaného podélného profilu, v které jsou pro porovnání uvedeny i hladiny dosažené v jednotlivých profilech pro ustálený průtok Q_{10}.

větev	Staničení	současný stav		výhled bez RN		výhled s RN	
		Mratínský potok - vlna Q210+RR+kanal					
	(ř. km)	Hmax	Qmax	Hmax	Qmax	Hmax	Qmax
		(m n.m.)	(m3/s)	(m n.m.)	(m3/s)	(m n.m.)	(m3/s)
POTOK	14.840	251.07	2.4	251.10	2.9	250.91	1.7
POTOK	14.800	250.97	2.4	251.00	2.9	250.78	1.7
POTOK	14.790	250.94	3.1	250.97	3.4	250.75	2.3
POTOK	14.760	250.36	3.8	250.36	3.9	250.25	2.6
POTOK	14.730	250.07	3.9	250.09	4.1	249.92	2.7
POTOK	14.700	250.03	4.1	250.06	4.3	249.89	2.9
POTOK	14.680	249.18	4.2	249.34	4.5	249.06	3.1
POTOK	14.645	249.07	4.4	249.21	5.5	248.95	3.4
POTOK	14.625	248.98	4.3	249.11	5.4	248.88	3.4
POTOK	14.600	248.88	4.3	248.98	5.4	248.79	3.4
POTOK	14.590	248.41	5.6	248.58	6.9	248.17	4.6
POTOK	14.580	248.16	0.3	248.48	1.2	248.11	0.0
POTOK	14.425	248.11	0.4	248.42	1.1	248.08	0.2
POTOK	14.395	248.09	0.3	248.37	0.9	248.06	0.2
POTOK	14.345	248.03	0.3	248.28	0.9	248.01	0.2
POTOK	14.275	247.82	0.3	247.99	0.9	247.78	0.3
POTOK	14.210	247.56	0.8	247.74	1.4	247.52	0.7
POTOK	14.190	247.18	0.8	247.33	1.4	247.15	0.7
POTOK	14.160	247.01	0.8	247.17	1.4	247.00	0.8
POTOK	14.050	246.36	0.9	246.54	1.4	246.49	0.8
POTOK	13.925	245.90	0.9	246.09	1.4	245.88	1.2
POTOK	13.869	245.88	0.9	245.99	2.3	245.84	1.5
POTOK	13.805	245.22	5.8	245.34	7.3	245.18	5.3
POTOK	13.745	244.95	5.8	245.07	7.3	244.91	5.3
POTOK	13.724	244.59	5.8	244.73	7.7	244.56	5.4
POTOK	13.636	244.14	5.8	244.31	7.7	244.09	5.4
POTOK	13.402	243.65	5.8	243.86	7.6	243.61	5.3
POTOK	13.133	242.91	5.4	243.08	7.6	242.90	5.0
POTOK	13.112	242.92	5.3	243.09	7.6	242.90	4.9
POTOK	13.078	242.81	5.2	242.92	7.6	242.80	5.0
POTOK	13.067	242.81	5.3	242.91	7.6	242.80	5.1
POTOK	13.047	242.78	5.3	242.87	7.6	242.77	5.1
POTOK	12.892	242.06	8.5	242.13	9.8	242.05	8.4
POTOK	12.888	241.63	8.5	241.70	9.8	241.62	8.4
POTOK	12.883	241.58	8.5	241.65	9.8	241.58	8.4
POTOK	12.863	241.51	8.5	241.58	9.8	241.50	8.4
POTOK	12.645	240.17	8.5	240.24	9.8	240.17	8.4
POTOK	12.536	239.73	8.3	239.82	9.6	239.73	8.2
POTOK	12.516	239.61	8.3	239.70	9.5	239.61	8.2
POTOK	12.312	238.55	8.4	238.59	9.6	238.44	8.2
POTOK	12.282	238.51	8.5	238.53	10.1	238.38	8.3

větev	Staničení	současný stav		výhled bez RN		výhled s RN	
		Mratínský potok - vlna Q210+RR+kanal					
	(ř. km)	Hmax	Qmax	Hmax	Qmax	Hmax	Qmax
		(m n.m.)	(m3/s)	(m n.m.)	(m3/s)	(m n.m.)	(m3/s)
POTOK	12.160	237.89	11.1	*238.10*	*11.4*	*237.61*	*9.2*
POTOK	11.913	237.74	10.3	*237.99*	*10.6*	*237.36*	*8.9*
POTOK	11.867	235.29	9.4	*235.32*	*10.0*	*235.22*	*8.6*
POTOK	11.631	233.91	9.5	*234.06*	*10.0*	*233.89*	*8.6*
POTOK	11.530	233.52	9.5	*233.79*	*10.1*	*233.61*	*8.6*
POTOK	11.348	232.79	9.6	*233.12*	*12.8*	*232.88*	*10.4*
POTOK	11.096	232.22	9.5	*232.75*	*13.0*	*232.37*	*10.5*
POTOK	10.923	232.11	9.3	*232.69*	*11.9*	*232.28*	*10.1*
POTOK	10.903	231.40	9.1	*231.92*	*11.5*	*231.56*	*9.8*
POTOK	10.806	231.29	9.0	*231.87*	*11.4*	*231.47*	*9.7*
POTOK	10.648	231.25	8.8	*231.87*	*11.0*	*231.44*	*9.4*
POTOK	10.624	229.52	8.2	*229.60*	*9.7*	*229.55*	*8.7*
POTOK	10.502	228.72	8.3	*228.76*	*9.7*	*228.73*	*8.7*
POTOK	10.378	227.21	8.3	*227.27*	*9.7*	*227.23*	*8.7*
POTOK	10.282	225.27	8.3	*225.31*	*9.7*	*225.25*	*8.7*
POTOK	10.165	223.72	9.0	*223.76*	*9.7*	*223.70*	*8.7*
POTOK	10.055	222.09	9.0	*222.11*	*9.7*	*222.06*	*8.7*
POTOK	9.923	220.19	9.2	*220.21*	*9.7*	*220.16*	*8.7*
POTOK	9.792	218.89	9.2	*218.91*	*9.7*	*218.88*	*8.7*
POTOK	9.620	217.64	9.2	*217.66*	*9.7*	*217.63*	*8.7*
POTOK	9.595	216.93	9.1	*216.96*	*9.6*	*216.91*	*8.7*
POTOK	9.534	215.97	9.1	*215.98*	*9.6*	*215.97*	*8.7*
POTOK	9.298	214.21	9.1	*214.23*	*9.6*	*214.21*	*8.7*
POTOK	9.059	213.06	9.0	*213.07*	*9.6*	*213.05*	*8.7*
POTOK	8.793	211.73	9.0	*211.77*	*9.6*	*211.71*	*8.7*
POTOK	8.779	211.58	8.9	*211.63*	*9.6*	*211.57*	*8.6*
POTOK	8.625	210.15	8.9	*210.19*	*9.6*	*210.13*	*8.6*

Vysvětlivky:

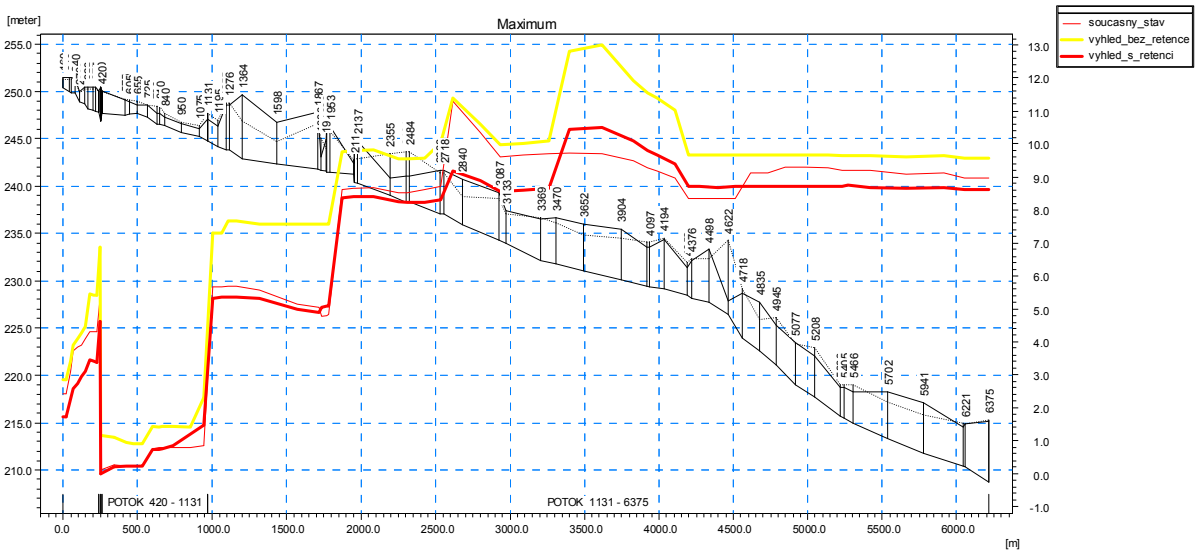
Staničení - staničení ř. km

H_{max} - úroveň max. dosažené hladiny vody za průtoku $Q_{210+RR+kanal}$

Q_{max} - hodnota průtoku $Q_{210+RR+kanal}$

- - úsek, ve kterém je část průtoku vedena potrubím

Tab. 6.8 Psaný podélný profil Mratínského potoka



Obr. 6.3 Schematický podélný profil Mratínského potoka v modelu MIKE11 s vykreslením maximálního průtoku pro jednotlivé varianty

6.4.2.4 Kapacita toku

Změna průtoků Q_N podél toku a maximální velikost průtoku Qmax v jednotlivých úsecích, podle které byla kapacita vyhodnocována, je znázorněna v následující tabulce.

profil	ř. km	Q1	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50	Q100	Qmax
vstup	**14.840**	**0.80**	**1.1**	**1.7**	**2.3**	**3.0**	**4.2**	**5.4**	**10.8**
pod Ďábelskou strouhou	14.275	0.96	1.4	2.3	2.9	3.8	5.2	6.3	12.5
pod Červeným Ml.	**13.805**	**1.00**	**1.5**	**2.4**	**3.1**	**4.0**	**5.4**	**6.5**	**13.0**
Cukrovarský rybník	12.892	1.15	1.7	2.8	3.6	4.7	6.3	7.6	15.2
Zámecký rybník	12.303	1.24	1.9	3.0	3.9	5.1	6.8	8.2	16.4
Miškovický rybník	10.648	1.51	2.3	3.7	4.9	6.3	8.3	10.0	20.0
pod Třeboradic. p.	**9.298**	**1.81**	**2.8**	**4.4**	**5.9**	**7.6**	**10.1**	**12.2**	**24.4**

Tab. 6.9 Hodnoty N-letých průtoků (m^3/s) Mratínského potoka podél toku

LEGENDA:

profil — profil, kde byly stanoveny Q_N
ř. km — říční kilometráž toku (km)
Q_1-Q_{100} — hodnoty N-letých průtoků (m^3/s)
Q_{max} hodnota max. průtoku – ustáleného stavu, který byl HD modulem simulován (m^3/s); uměle vygenerovaná hodnota pro možnost stanovení kapacitního průtoku koryta podél toku.

V tabulkách na následujících stránkách je provedeno vyhodnocení kapacity jednotlivých úseků vodního toku. Hodnoty označené žlutě signalizují úseky s potencionálním nebezpečím vybřežení, neboť kapacita těchto úseku je menší, než kapacita úseků předcházejících.

řeka	staničení		kapacita				kapacita (min. z LB, PB)
	M11	říční	LB		PB		
	(ř. km)		H (m n.m.)	Q (m^3/s)	H (m n.m.)	Q (m^3/s)	(m^3/s)
MRAT_P	160	14,840	251,26	4,7	251,41	6,1	>2.3
MRAT_P	200	14,800	251,26	6,0	251,41	7,5	>2.3
MRAT_P	210	14,790	251,26	6,0	251,41	7,6	>2.3
MRAT_P	240	14,760	251,19		251,34		>10.8
MRAT_P	270	14,730	249,83	2,4	249,98	3,5	>2.3
MRAT_P	300	14,700	250,30	6,8	250,53	9,7	>2.3
MRAT_P	320	14,680	250,30		250,53		>10.8
MRAT_P	355	14,645	250,30		250,53		>10.8
MRAT_P	375	14,625	250,30		250,53		>10.8
MRAT_P	400	14,600	249,94		250,01		>10.8
MRAT_P	410	14,590	250,30		250,53		>10.8
MRAT_P	420	14,580	249,94		250,01		>10.8
MRAT_P	575	14,425	249,16	3,5	249,25	4,0	>2.3
MRAT_P	605	14,395	249,09		249,03	4,0	>2.3
MRAT_P	655	14,345	248,80	3,3	248,49	1,6	1,6
MRAT_P	725	14,275	248,55	3,8	248,50	3,4	>2.3
MRAT_P	790	14,210	247,77	1,5	247,74	1,4	1,4
MRAT_P	810	14,190	247,77	3,8	247,74	3,6	>2.9
MRAT_P	840	14,160	247,37	2,3	247,12	1,2	1,2
MRAT_P	950	14,050	246,24	0,5	246,21	0,4	0,4
MRAT_P	1075	13,925	246,14	2,5	246,11	2,2	2,2
MRAT_P	1131	13,869	246,14	3,6	246,91		>2.9
MRAT_P	1195	13,805	245,41	8,2	246,18		>2.9
MRAT_P	1255	13,745	247,50		247,40		>13.0
MRAT_P	1276	13,724	247,50		247,40		>13.0
MRAT_P	1364	13,636	244,07	5,0	246,02		>3.1
MRAT_P	1598	13,402	244,19	11,0	245,26		>3.1
MRAT_P	1867	13,133	246,08		245,39		>13.0
MRAT_P	1888	13,112	244,90		242,85	5,9	>3.1
MRAT_P	1922	13,078	242,78	6,9	242,73	6,3	>3.1
MRAT_P	1933	13,067	245,29		245,35		>13.0
MRAT_P	1953	13,047	245,29		245,35		>13.0
MRAT_P	2108	12,892	242,48		242,42		>13.0
MRAT_P	2112	12,888	242,48		242,42		>15.2
MRAT_P	2117	12,883	242,00	15,1	241,97	14,8	>3.6
MRAT_P	2137	12,863	242,00		241,97		>15.2
MRAT_P	2355	12,645	242,34		239,77	2,9	2,9
MRAT_P	2464	12,536	240,52		240,33		>15.2
MRAT_P	2484	12,516	240,52		240,33		>15.2
MRAT_P	2688	12,312	239,87		239,76		>15.2
MRAT_P	2718	12,282	239,87		239,76		>16.4
MRAT_P	2840	12,160	238,60	15,3	239,97		>3.9
MRAT_P	3087	11,913	238,23	11,3	238,44	13,4	>3.9
MRAT_P	3133	11,867	237,02		237,24		>16.4
MRAT_P	3369	11,631	235,48		235,80		>16.4
MRAT_P	3470	11,530	234,85		234,99		>16.4
MRAT_P	3652	11,348	234,19		233,84		>16.4

MRAT_P	3904	11,096	232,88	11,2	232,81	10,7	>3.9
MRAT_P	4077	10,923	232,58	9,2	232,61	9,4	>3.9
MRAT_P	4097	10,903	232,58		232,62		>16.4
MRAT_P	4194	10,806	232,28	14,1	233,95		>3.9
MRAT_P	4352	10,648	230,46	5,3	231,29	7,7	>3.9
MRAT_P	4376	10,624	232,19		231,03		>20
MRAT_P	4498	10,502	228,78	6,5	228,82	7,1	>4.9
MRAT_P	4622	10,378	228,80		227,15	6,9	>4.9
MRAT_P	4718	10,282	225,27	9,0	225,59	15,4	>4.9
MRAT_P	4835	10,165	224,15	17,7	224,28		>4.9
MRAT_P	4945	10,055	223,47		222,58	19,3	>4.9
MRAT_P	5077	9,923	221,10		220,98		>20
MRAT_P	5208	9,792	218,97	8,7	219,02	9,4	>4.9
MRAT_P	5380	9,620	217,60	7,1	217,50	5,9	>4.9
MRAT_P	5405	9,595	217,60		217,50	18,5	>4.9
MRAT_P	5466	9,534	215,82	5,0	216,26	11,8	>4.9
MRAT_P	5702	9,298	214,77	13,0	214,21	5,6	>4.9
MRAT_P	5941	9,059	213,36	10,5	213,31	9,8	>5.9
MRAT_P	6207	8,793	211,71	8,4	212,26	19,0	>5.9
MRAT_P	6221	8,779	211,47	7,2	212,22	22,3	>5.9
MRAT_P	6375	8,625	210,04	6,9	210,06	7,2	>5.9

Tab. 6.10 Hodnocení kapacity Mratínského potoka

6.4.3 Hodnocení Třeboradického potoka

6.4.3.1 Vstupní údaje

- Topografická data, tj. zaměření příčných profilů vodního toku bylo provedeno geodetickou kanceláří KOBLINGER v říjnu 2006 v souřadnicovém systému JTSK a výškovém systému Bpv.
- Hydrologická data, tj. údaje o m-denních a N-letých průtocích, byla odvozena na základě podobnosti povodí Mratínského a Třeboradického potoka (koeficientem přepočtu byl poměr ploch).

profil	Km Studie	Zaústěný průtok při Q_{210d}	Zaústěný průtok při Qa	Zaústěný průtok při Q1	Zaústěný průtok při Q2	Zaústěný průtok při Q5	Zaústěný průtok při Q10	Zaústěný průtok při Q20	Zaústěný průtok při Q50	Zaústěný průtok při Q100
vstup	5.200	**0.0016**	**0.0023**	**0.4**	**0.5**	**0.8**	**1.0**	**1.4**	**1.9**	**2.5**
bezejmen. přítok	3.997	*0.0012*	*0.0018*	*0.28*	*0.39*	*0.60*	*0.81*	*1.06*	*1.48*	*1.90*
Třeboradický rybník	1.980	*0.0003*	*0.0004*	*0.07*	*0.10*	*0.15*	*0.20*	*0.27*	*0.37*	*0.48*
Mírovický potok	1.015	*0.0019*	*0.0027*	*0.43*	*0.59*	*0.92*	*1.24*	*1.62*	*2.27*	*2.91*
pod Mírovickým p.		**0.005**	**0.0072**	**1.1**	**1.6**	**2.4**	**3.3**	**4.3**	**6.0**	**7.8**

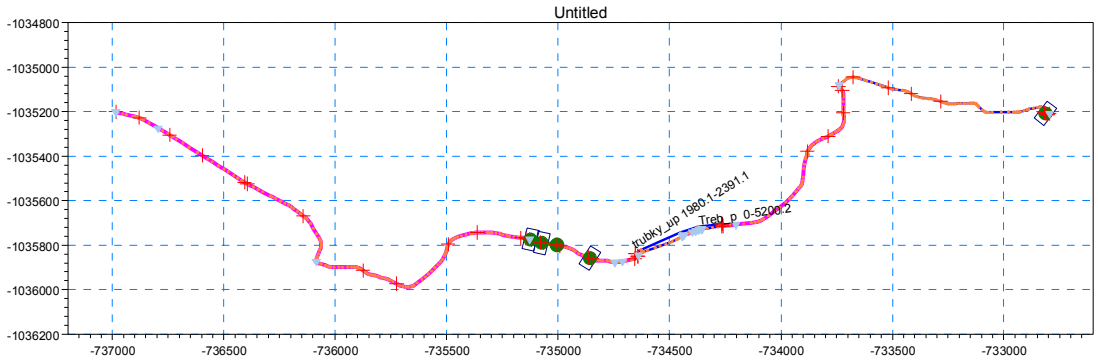
Tab. 6.11 Tabulka m-denních a N-letých průtoků (m^3/s) na hlavním toku Třeboradického potoka a na jeho přítocích

6.4.3.2 Stavba modelu

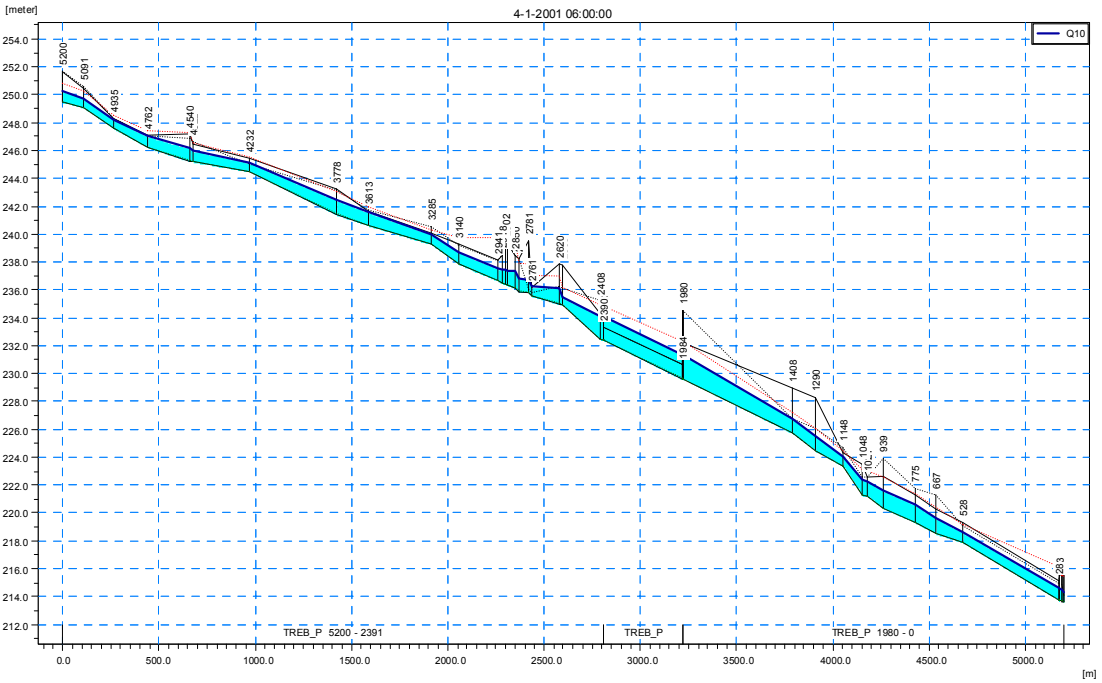
Zájmový úsek Třeboradického potoka je vymezen shora jeho pramennou částí pod Březiněvským rybníkem v Praze – Březiněvsi (ř. km 5,200) a zdola zaústěním do Mratínského rybníka před obcí Veleň (ř. km 0,000).
Recipient potoka je v modelu schematizován souborem 33 příčných profil, které popisují pouze vlastní koryto toku; jedná se o korytový model bez zahrnutí záplavového území.
Řešený úsek dále obsahuje všechny významné hydraulické objekty jako jsou mostní konstrukce a propustky.

ozn.	**lokalita**	**ř. km**
silniční most	Mírovice	0.022
zatrubnění potoka (406 m)	Třeboradice	2.390
silniční mostek	Třeboradice, ul. Tryskovická	2.615
železniční propustek	Třeboradice, plynovod	2.776
železniční podchod	Třeboradice, plynovod	2.776
silniční propustek	Třeboradice, plynovod	2.845
propustek	Třeboradice,silnice k teplárně	2.898
silniční mostek	Březiněvěs	4.530

Tab. 6.12 Tabulka objektů podél řešeného úseku Třeboradického potoka



Obr. 6.4 Ukázka schematizace Třeboradického potoka v modelu MIKE11 od lokality Březiněves po zaústění do Mratínského potoka.



Obr. 6.5 Schematický podélný profil Třeboradického potoka v modelu MIKE1

6.4.3.3 Výsledky výpočtů

Kvantitativní vyhodnocení transportní funkce Třeboradického potoka se v souladu s metodikou řešení GO HMP opírá o analýzu vlivu zvolené extrémní srážkové události na kapacitní možnosti koryta toku. Vyhodnocení je založeno na řešení vlivu odtoků z dešťové a přepadů z jednotné kanalizace, ústících do zájmového úseku recipientu. Zatížení recipientu je provedeno v podobě bodových vtoků s časovými řadami hydrogramů průtoků v místech výustí kanalizace.

Analýza je provedena pro stav, kdy dochází v řešené lokalitě ke srážce s dobou opakování jednou za 10 let při výchozím stavu průtoku v recipientu na úrovni Q_{210}. Výsledné hladiny jsou prezentovány v tabulce psaného podélného profilu, v které jsou pro porovnání uvedeny i hladiny dosažené v jednotlivých profilech pro ustálený průtok Q_{10}.

větev	Staničení	současný stav		výhled bez RN		výhled s RN	
		Třeboradický potok - vlna Q210+RR+kanal					
	(ř. km)	Hmax	Qmax	Hmax	Qmax	Hmax	Qmax
		(m n.m.)	(m3/s)	(m n.m.)	(m3/s)	(m n.m.)	(m3/s)
TREB_P	5.200	250.25	1.0	250.51	2.3	250.32	1.3
TREB_P	5.091	249.76	1.0	249.99	2.4	249.83	1.3
TREB_P	4.935	248.27	1.1	248.40	2.4	248.31	1.3
TREB_P	4.762	247.04	1.1	247.17	2.0	247.05	1.2
TREB_P	4.540	246.26	1.1	246.81	1.8	246.34	1.2
TREB_P	4.522	246.07	1.1	246.23	1.8	246.10	1.2
TREB_P	4.232	245.16	1.1	245.29	1.8	245.21	1.3
TREB_P	3.777	242.37	1.5	242.48	2.1	242.39	1.6
TREB_P	3.613	241.56	1.5	241.65	2.1	241.58	1.6
TREB_P	3.285	239.95	1.5	240.01	2.0	239.96	1.6
TREB_P	3.140	238.67	1.5	238.74	2.0	238.68	1.6
TREB_P	2.941	237.39	1.5	237.57	2.0	237.42	1.5
TREB_P	2.918	237.32	1.5	237.53	2.0	237.35	1.5
TREB_P	2.902	237.28	1.5	237.49	2.0	237.31	1.5
TREB_P	2.892	237.24	1.5	237.47	2.0	237.28	1.5
TREB_P	2.850	237.20	1.5	237.45	2.0	237.24	1.5
TREB_P	2.835	236.76	1.4	236.88	2.0	236.78	1.5
TREB_P	2.781	236.64	1.4	236.76	2.0	236.67	1.5
TREB_P	2.761	236.14	1.4	236.30	2.0	236.17	1.5
TREB_P	2.620	235.94	1.4	236.18	2.0	235.99	1.5
TREB_P	2.605	235.47	1.4	235.52	2.0	235.44	1.5
TREB_P	2.408	233.65	1.4	234.19	1.9	234.04	1.5
TREB_P	2.391	233.64	1.4	234.18	1.3	234.04	1.3
TREB_P	2.390	233.64	1.3	234.18	1.3	234.04	1.3
TREB_P	1.984	231.00	1.3	231.33	1.5	231.14	1.3
TREB_P	1.980	230.97	1.3	231.30	1.9	231.11	1.5
TREB_P	1.408	226.59	1.3	226.76	1.9	226.66	1.5
TREB_P	1.290	225.30	1.3	225.46	2.0	225.39	1.6
TREB_P	1.148	223.93	1.3	224.03	2.0	223.99	1.6
TREB_P	1.048	222.18	1.3	222.42	2.0	222.27	1.6
TREB_P	1.021	222.02	1.6	222.27	3.1	222.06	1.8
TREB_P	0.939	221.29	1.5	221.57	3.0	221.35	1.8
TREB_P	0.775	220.28	1.5	220.54	3.0	220.33	1.8
TREB_P	0.667	219.41	1.5	219.61	3.0	219.45	1.8
TREB_P	0.528	218.39	1.4	218.57	2.9	218.44	1.8
TREB_P	0.028	214.39	1.4	214.61	2.8	214.45	1.8
TREB_P	0.023	214.30	1.4	214.52	2.8	214.35	1.8
TREB_P	0.012	214.28	1.4	214.48	2.8	214.32	1.8
TREB_P	0.009	214.25	1.4	214.44	2.8	214.29	1.8
TREB_P	0.000	214.14	1.4	214.32	2.8	214.17	1.8

Vysvětlivky:

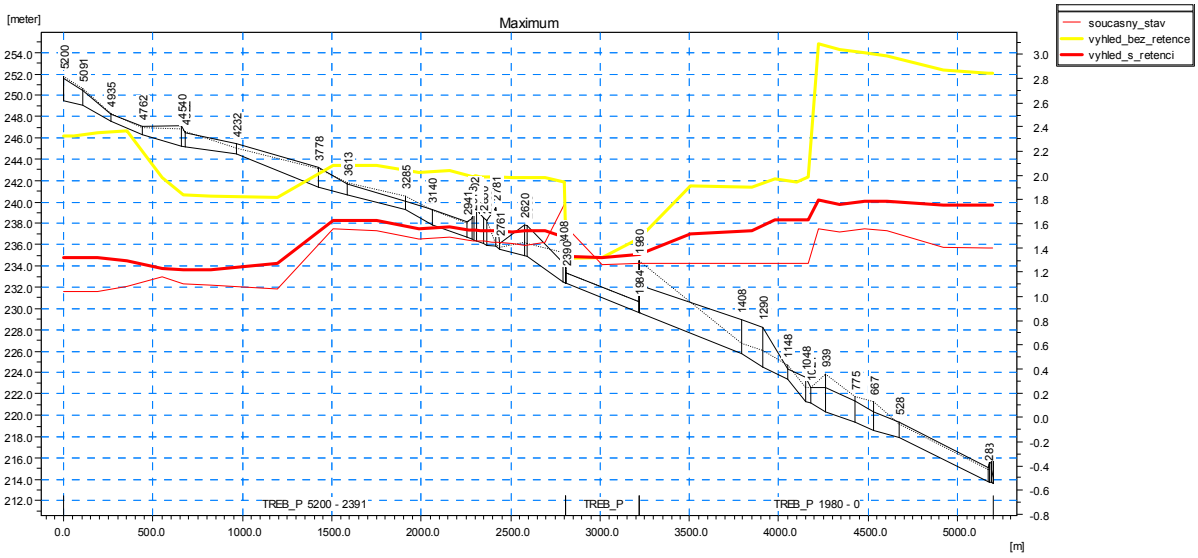
Staničení - staničení ř. km

H_{max} - úroveň max. dosažené hladiny vody za průtoku $Q_{210+RR+kanal}$

Q_{max} - hodnota průtoku $Q_{210+RR+kanal}$

- zatrubněný úsek toku

Tab. 6.13 Psaný podélný profil Třeboradického potoka



Obr. 6.6 Schematický podélný profil Třeboradického potoka v modelu MIKE11 s vykreslením maximálního průtoku pro jednotlivé varianty

6.4.3.4 Kapacita toku

Změna průtoků Q_N podél toku a jeho konečná velikost na jednotlivých úsecích (podle které byla kapacita vyhodnocena) je znázorněna v následující tabulce.

profil	ř. km	Q1	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50	Q100	Qmax
vstup	**5.200**	**0.4**	**0.5**	**0.8**	**1.0**	**1.4**	**1.9**	**2.5**	**4.9**
bezejmenný přítok	3.997	0.6	0.9	1.4	1.9	2.4	3.4	4.4	8.7
Třeboratický rybník	1.980	0.7	1.0	1.5	2.1	2.7	3.8	4.8	9.7
pod Mírovickým p.	**1.015**	**1.1**	**1.6**	**2.4**	**3.3**	**4.3**	**6.0**	**7.8**	**15.5**

Tab. 6.14 Hodnoty N-letých průtoků (m^3/s) Třeboradického potoka podél toku

LEGENDA:

profil profil, kde byly stanoveny Q_N
ř. km říční kilometráž toku (km)
Q_1-Q_{100} hodnoty N-letých průtoků (m^3/s)
Q_{max} hodnota max. průtoku – ustáleného stavu, který byl HD modulem simulován (m^3/s); uměle vygenerovaná hodnota pro možnost stanovení kapacitního průtoku koryta podél toku.

V tabulkách na následujících stránkách je provedeno vyhodnocení kapacity jednotlivých úseků vodního toku. Hodnoty označené žlutě signalizují úseky s potencionálním nebezpečím vybřežení, neboť kapacita těchto úseku je menší, než kapacita úseků předcházejících.

Změna průtoků Q_N podél toku a maximální velikost průtoku Q_{100} v jednotlivých úsecích, podle které byla kapacita vyhodnocována, je uvedena v tab. včetně barevného odlišení jednotlivých úseků.

řeka	staničení		kapacita				kapacita (min. z LB, PB)
	M11	říční	LB		PB		
	(ř. km)		H (m n.m.)	Q (m^3/s)	H (m n.m.)	Q (m^3/s)	(m^3/s)
TREB_P	5200	5.200	251.86		251.51		>4.9
TREB_P	5091	5.091	250.48		250.80		>4.9
TREB_P	4935	4.935	248.47	2.3	248.31	1.3	>1.0
TREB_P	4762	4.762	247.21	2.0	247.03	1.1	>1.0
TREB_P	4540	4.540	247.13	3.5	247.15	3.6	>1.0
TREB_P	4522	4.522	246.60	4.3	246.41	2.8	>1.0
TREB_P	4232	4.232	245.08	0.7	245.08	0.7	0.7
TREB_P	3778	3.778	243.10	5.7	243.02	4.9	>1.9
TREB_P	3613	3.613	241.58	1.6	241.65	2.0	1.6
TREB_P	3285	3.285	240.48	5.7	239.82	0.7	0.7
TREB_P	3140	3.140	239.15	4.2	239.14	4.1	>1.9
TREB_P	2941	2.941	237.53	1.8	237.96	2.8	1.8
TREB_P	2918	2.918	238.53	3.6	238.46	3.5	>1.9
TREB_P	2902	2.902	237.82	2.6	237.82	2.6	>1.9
TREB_P	2892	2.892	237.72	2.5	237.72	2.5	>1.9
TREB_P	2850	2.850	236.65	0.4	236.65	0.4	0.4
TREB_P	2835	2.835	236.55	0.5	236.55	0.5	0.5
TREB_P	2781	2.781	236.43	0.6	236.43	0.6	0.6
TREB_P	2761	2.761	236.33	1.4	236.35	1.5	1.4
TREB_P	2620	2.620	236.24	2.2	237.87		>1.9
TREB_P	2605	2.605	236.14	8.4	237.77		>1.9
TREB_P	2408	2.408	235.22		234.30	2.5	>1.9
TREB_P	2391	2.391	233.92	1.4	233.87	1.3	1.3
TREB_P	2390	2.390	233.35	1.2	233.35	1.2	1.2
TREB_P	1984	1.984	230.65	0.9	230.65	0.9	0.9
TREB_P	1980	1.980	231.05	1.4	231.05	1.4	1.4
TREB_P	1408	1.408	226.87	2.5	227.45	7.9	>2.1
TREB_P	1290	1.290	225.58	2.7	225.62	3.0	>2.1
TREB_P	1148	1.148	224.87		224.15	2.9	>2.1
TREB_P	1048	1.048	222.57	2.8	222.98	5.7	>2.1
TREB_P	1021	1.021	222.57	4.6	222.67	5.5	>2.1
TREB_P	939	0.939	221.75	4.3	222.14	8.7	>3.3
TREB_P	775	0.775	220.65	3.8	220.84	5.7	>3.3
TREB_P	667	0.667	220.66	0.0	219.87	5.7	>3.3
TREB_P	528	0.528	219.12	10.5	219.11	10.3	>3.3
TREB_P	28	0.028	214.97	6.0	214.63	3.0	3.0
TREB_P	23	0.023	215.58	10.3	215.57	10.3	>3.3
TREB_P	12	0.012	215.54	15.1	215.53	14.9	>3.3
TREB_P	9	0.009	215.68		214.91	7.1	>3.3
TREB_P	0	0.000	214.69	6.1	214.13	1.2	1.2

Tab. 6.15 Hodnocení kapacity Třeboradického potoka

6.5 Zhodnocení výhledového stavu

Drobné vodní toky protékající územím hl. m. Prahy představují poměrně rozsáhlý říční systém s rostlinnými a živočišnými společenstvy, který plní na povodí důležitou krajinotvornou a estetickou funkci. Na druhé straně je zřejmé, že poloha těchto recipientů v urbanizovaném povodí pro ně představuje významné nebezpečí.

Změny odtokových charakteristik povodí přináší tokům problémy jak za srážkových událostí, kdy jsou zatěžovány odlehčenou vodou z jednotné kanalizace a kanalizace dešťové, tak i za bezdeštných období, kdy dochází k významnému poklesu průtoků v důsledku snížení dotace těchto recipientů podzemní vodou. Výše uvedené jevy se týkají jak kvantitativních charakteristik toků (průtoky, vodní stavy) tak i celkové jakosti vody.

V rámci integrovaného řešení městského odvodnění hl. m. Prahy je proto třeba vyhodnotit vliv urbanizovaného povodí na toky, posoudit možnosti zlepšení současného stavu a navrhnout opatření pro dosažení výhledového stavu.

6.5.1 Kvalitativní hodnocení toků

V rámci tohoto projektu nebyly sledovány kvalitativní parametry jednotlivých toků, ani parametry odtoků z oddílné dešťové nebo přepadů z jednotné kanalizace. Z těchto důvodů nebylo kvalitativní hodnocení realizováno.

6.5.2 Kvantitativní hodnocení toků

Za dešťových událostí dochází v řešeném území k odtoku odpadních vod z rozsáhlých nepropustných ploch urbanizovaného povodí do jednotné a oddílné dešťové kanalizace. Takto koncentrovaný odtok je v kanalizaci dále urychlen a sveden v podobě odtokové vlny do jednoho místa v recipientu. V důsledku koncentrace odtoku dochází ke zvýšení maximálních hodnot průtoků a celkových objemů vody. Relativně velké množství odpadní vody pak vede v recipientu k hydraulickému přetížení.

Ve výhledovém stavu byla vyhodnocena varianta s retencí a bez retence a tato varianta byla porovnána se současným stavem. Výsledky tohoto porovnání jsou v následujících tabulkách.

tok	výpočetní stav	průměrný průtok	přibližné staničení v modelu			
			300 - 900	1100 - 1700	2300 - 3200	4300 - 6000
Mratinský p.	současný	m3/s	0.30	5.35	9.60	8.88
	výhled bez RN	m3/s	1.00	7.60	10.20	9.60
	výhled s RN	m3/s	0.20	5.07	8.66	8.60
tok	výpočetní stav	průměrný průtok	přibližné staničení v modelu			
			0 - 1000	1500 - 2500	3500 - 4000	4400 - 5000
Třeboradický p.	současný	m3/s	1.12	1.45	1.30	1.50
	výhled bez RN	m3/s	2.18	2.05	2.00	2.90
	výhled s RN	m3/s	1.25	1.60	1.50	1.75

tok	výpočetní stav	rozdíl průtoků	přibližné staničení v modelu			
			300 - 600	1100 - 1700	2300 - 3200	4300 - 6000
Mratinský p.	současný	%	0	0	0	0
	výhled bez RN	%	233	42	6	8
	výhled s RN	%	-33	-5	-10	-3
tok	výpočetní stav	rozdíl průtoků	přibližné staničení v modelu			
			0 - 1000	1500 - 2500	3500 - 4000	4400 - 5000
Třeboradický p.	současný	%	0	0	0	0
	výhled bez RN	%	95	41	54	93
	výhled s RN	%	12	10	15	17

Tab. 6.16 Porovnání výsledků současného stavu, varianty bez retence a s retencí

6.5.3 Mratínský potok

Z prezentovaných výsledků je patrné, že kapacita koryta (vzata čistě k úrovni břehových hran) je téměř podél celého zájmového úseku větší než Q_{10}, v jeho horní a střední části pak dokonce větší než Q_{100}.

Hodnotíme-li absorpční schopnost příslušného povodí (jeho reakci na příčinnou dešťovou srážku o délce T=15 min a pravděpodobnosti p=0,1), lze konstatovat, že odezvou je hydrogram o velikosti Q_{20} – Q_{50} (max.hodnota hydrogramu , délka trvání cca 3 hod.). To je způsobeno antropogenní činností v povodí, kdy cca ¾ území vykazuje 5-10% nepropustnost a cca $^1/_{10}$ území mnohem vyšší (až 90%).

Analýza výpočetního stavu bez retence prokázala, že při tomto stavu by došlo v úseku 300 – 600, ve kterém je větší část průtoku vedena obtokovým potrubím, ke drastickému nárůstu kulminačních průtoků až o 233%, při stavu s retencí dojde po celé délce toku k mírnému snížení průtoků v rozpětí 3 - 33%.

Popis přetížených úseků

Problémovým z hlediska kapacity je při zatěžovacích podmínkách Q_{10} zejména úsek v oblasti zahrádkářské a chatové kolonie, cca v ř. km 13,925 – 14,35. Příčinou jsou zejména malé rozměry koryta. Podle informací od pracovníků místního úřadu došlo v této oblasti v posledních letech k zaplavení nemovitostí, jmenovitě v oblasti soutoku Mratínského potoka s bezejmenným potokem.

Obr. 6.7 Oblast soutoku Mratínského a bezejmenného potoka v ř.km 14,29

Odtokové poměry při Q_{10} by se neměly při výhledovém řešení s retencí vzhledem ke stávajícímu stavu zhoršit, naopak by mělo dojít k mírnému zlepšení. Je ovšem třeba odstranit i lokální překážky (ploty)), dbát na provozní údržbu vtokového objektu do zatrubněného úseku vodoteče a na udržování průtočnosti zatrubněného úseku (periodické odstraňování sedimentu).

Výtok z nově navržené dešťové kanalizace, odvodňující zejména oblast dnešní chatové a zahrádkářské kolonie v okolí ulice Na Blatech a Červený Mlýn, by měl být situován až do kapacitnější části koryta po soutoku obou větví Mratínského potoka (tj. od ř. km 13,87).

6.5.4 Třeboradický potok

Výše uvedený průběh průtoků svědčí o nepříliš velké kapacitě vlastního koryta Třeboradického potoka. Zhruba podél $^1/_3$ zájmového úseku je kapacita menší než Q_{10}.
Z hodnocení odezvy povodí na příčinnou dešťovou srážku vyplývá uspokojivá přirozená absorpční schopnost povodí; reakcí na déšť o délce T=15 min a pravděpodobnosti p=0,1 je hydrogram o velikosti Q_5 (max.hodnota hydrografu, délka trvání cca 3 – 4 hod.).

Analýza výpočetního stavu bez retence prokázala, že dojde k nárůstu kulminačních průtoků v rozsahu o 41 – 95%, při stavu s retencí se průtoky zvyšují pouze mírně v rozpětí 10 - 17%, které neovlivní kapacitní možnosti toku.

Popis přetížených úseků

Třeboradický potok je v zájmovém území při zatěžovacích podmínkách Q_{10} na hranici svých kapacitních možností ve stávajícím stavu i ve výhledovém stavu s retencí zejména:

- v několika úsecích v extravilánu mezi Březiněvsí a komunikací z Čakovic k teplárně Třeboradice.

- v celé délce zaklenutého koryta v obci Třeboradice

Limitujícím faktorem je také kapacita propustku pod komunikací z Čakovic k teplárně Třeboradice v ř. km 2,845, který je navíc i částečně zanesený.

Obr. 6.8 Vtok do propustku pod silnicí k teplárně Třeboradice v ř. km 2,845

Při nové výstavbě v povodí Třeboradického potoka je třeba důsledně kompenzovat zvýšené odtoky realizací retenčních nádrží, lokálních retencí či zasakování. Veškeré objekty na vodních tocích a zaklenuté části vodoteče je třeba udržovat v dobrém provozním stavu.

7 Závěry a doporučení pro další postup

7.1 Výhledové řešení jednotné a navazující oddílné splaškové kanalizace

- Koncepce výhledového řešení jednotné (včetně navazující oddílné splaškové soustavy) spočívá především v úpravě stávajících odlehčovacích komor tak, aby ve výhledovém stavu se započtením plánované urbanizace dle ÚPn (do roku 2010 a po roce 2010) splňovaly podmínky poměru ředění 1+4 (v případě vírového separátoru lze jednat o poměru ředění 1+3,4)

- Bezpečnostní přepad před PČOV bude řešen jako RK s převýšením ve směru recipientu do výše maximálních bezdeštných průtoků s možností regulace v obou směrech. Na nevyhovující OK 1-8 Polabská budou navýšeny obě přelivné hrany a řešena nekapacitní výpust. Přepad před čistírnou a OK 1-8 Polabská budou tedy sloužit pouze jako bezpečnostní přepady, které za běžných dešťových průtoků nebudou přepadat.

- U OK 2-8 Na Barikádách dojde k navýšení přelivné hrany a úpravě trati na odtoku (rozšíření průchodu DN 800 na rozměr nátokového profilu níže položené RK DN1400). Odlehčovací komora bude ve výhledu sloužit jako bezpečnostní přepad, který nebude za běžných průtoků přepadat a ve funkci bude pouze při případné havárii systému separátoru.

- Principem navrženého řešení je oddělení max. možného množství dešťových vod na vírovém separátoru, který umožňuje větší separaci nerozpuštěných látek než klasická odlehčovací komora s přelivnou hranou. PVK, a.s provádějí na separátoru měření kvality a z těchto výsledků lze uvažovat účinnost separace nerozpuštěných látek cca 17 %. Separátor má dále výhodu v tom, že přepadá až po naplnění svého retenční objemu 225 m^3 (včetně přítokové trati). Tento retenční objem umožňuje zachytit vodu z drobných srážkových událostí a snížit tak roční počet přepadů.

- Celý systém Na Barikádách je ve výhledu dle simulačního modelu nastaven tak, že odpadní vody přitékající miškovickým sběračem profilu DN 2000 (1940) po průchodu OK 2-8 Na Barikádách dotečou na RK Na Barikádách, odkud projde max. **320 l/s** na PČOV Miškovice. Po překročení tohoto průtoku dojde na RK k automatickému uzavření stoky DN 800, resp. automatickému otevření stoky DN 1400 a veškeré přitékající odpadní vody budou směřovány na separátor. Ze separátoru bude následně odtahován průtok **320 l/s** stávající čerpací stanicí zpět do stoky DN800 směřující na PČOV. Tato velikost odtahu zajistí ředící poměr na separátoru **1+3,4**.

- Uvedené řešení úzce souvisí s rozšíření PČOV Miškovice na hydraulickou kapacitu 350 l/s. Řešení stokové sítě musí být realizováno až po rozšíření čistírny.

- Dále je v další etapě uvažováno s vybudováním „vyrovnávací“ retenční nádrže

o objemu 800 m^3 pod separátorem Na barikádách. Principem funkce retenční nádrže je vyrovnání částečného souběhu obou větví rozdělovací komory a odtoku na čistírnu před uzavřením šoupat na RK. Tato retenční nádrž má smysl pouze v případě, kdyby ve výhledu reálně docházelo k častějším přepadům na bezpečnostních přepadech před čistírnou. Jinak ji zpracovatel generelu budovat nedoporučuje.

- Další významnou stavbou je přeložka Letňanského sběrače, kterou zpracovatel generelu převzal z připravované projektové dokumentace. Přeložka Letňanského sběrače bude realizována z důvodů zrušení současného úseku sběrače, který je veden soukromými pozemky v areálu Avia. Nová trasa bude vedena ul. Veselskou východním směrem , podchytí zástavbu tzv. starých Letňan a napojí se na již vybudovaný sběrač DN 1200 v Čakovicích. Na přeložený Letňanský sběrač bude napojena modifikovaná kanalizace z rozvojových ploch, přičemž dešťové vody budou retenovány dle zásad GO HMP sever (10 l/s ha).

- Splaškové vody z rozvojových lokalit v zájmovém území GO severní části Prahy budou dle požadavků PVS, a.s. odváděny nově navrženou oddílnou kanalizační soustavou, s výjimkou výše uvedeného rozvojového území ve východní části Letňan, ohraničeného ul. Beranových a K sedlišti, kde bude odvodnění řešeno (vzhledem k problematickému odvodnění dešťových vod a plánované přeložce Letňanského sběrače) modifikovanou kanalizací.

- Výškové vedení splaškových stok bylo řešeno v souladu s platnými „Městskými standardy vodárenských a kanalizačních zařízení na území hl. m. Prahy. Úkolem generelu bylo mimo jiné prověřit technické možnosti návrhu splaškových stok v zájmovém území a v případě nevhodných sklonových poměrů navrhnout čerpací stanice. Podkladem pro stanovení průběhu stávajícího terénu byl Digitální model terénu, který je k dispozici od IMI Praha. Tento model byl aktualizován v roce 2003, kdy bylo provedeno barevné snímkování celého území města, přičemž fotogrammetrické zaměření záplavového území je s přesností 14 cm a na zbytku města (včetně zájmového území GO sever) s přesností 22 cm. Tyto prověřovací podélné profily respektují stávající terén a protože není zatím známo konečné uspořádání upraveného terénu pro navrhovanou výstavbu, nebyl upravený terén v generelu odvodnění uvažován. Sklony stok byly navrhovány co nejplynulejší s dodržením minimálních sklonů a minimálního krytí kanalizace v zastavěném území.

- Návrh řešení splaškové kanalizace v katastru Ďáblice vychází z „Generelu odvodnění městské části Praha – Ďáblice, zpracovaného v dubnu 2004 Ing. Abrahámem. Řešení (včetně návrhu rekonstrukce ČS Ďáblice) bylo aktualizováno na základě výsledků z matematického modelu podpořeného měřením hydraulických veličin realizovaných v rámci GO severní části Prahy.

- Vzhledem k enormnímu množství balastních vod generujících se v povodí PČOV Miškovice, jenž významnou měrou přispívají k hydraulickému přetěžování výše uvedené čistírny odpadních vod, v říjnu 2007 přikročily

Pražské vodovody a kanalizace k provedení specifického místního šetření za účelem vniku a množství těchto vod. Dále byla z hlediska balastních vod podrobně analyzována již pořízená data z měření realizovaných v tomto povodí. Ze „Zprávy z místního šetření provedeného za účelem určení míst vniku a množství balastních vod v povodí PČOV Miškovice“ (PVK, říjen 2007). Z této zprávy je zřejmé, že k nárůstu množství balastních vod dochází podél celého hlavního (tzv,.Miškovického) sběrače v úseku vedoucím podél Mratínského potoka. V úseku od OK 4-8 Schoellerova k OK 2-8 Na Barikádách se generují 4 l/s. V úseku OK 2-8 Na Barikádách – OK 1-8 Polabská pak 8 l/s. Významným zdrojem vtoku balastních vod je oblast starší zástavby v Praze 9 – Letňanech. Zde se generuje cca 10 l/s balastních vod. Neméně významným zdrojem je také část kanalizace z ul. Ke stadionu v Praze 9 – Čakovicích s cca 5 l/s balastních vod. Dalším významným zdrojem je tzv. kbelský sběrač s množstvím cca 8 l/s balastních vod . Zdroje balastních vod z Městské části Praha 9 – Miškovice jsou ve srovnání s množstvím přitékajícím z jiných částí povodí méně vydatné, cca 2 x 2 l/s, avšak snadno identifikovatelné. Ze zkušeností a pozorování vyplývá, že se nejedná o významné bodové zdroje. Průnik balastních vod má charakter plošného zatížení. To je patrné zejména v blízkosti vodotečí a míst s vysokou hladinou podzemní vody. Z uvedených faktů je zřejmé, že kanalizační síť je v celém povodí PČOV Miškovice ve velmi špatném stavu, alespoň co do těsnosti. Vzhledem k plošnému vniku balastních vod do kanalizace, je jediné možné řešení vedoucí ke změně stávajícího stavu postupná celková rekonstrukce výše uvedených částí kanalizační sítě.

7.2 Výhledové řešení pobočných čistíren odpadních vod

- Projektovaná kapacita PČOV Miškovice je 15 000 EO. Dle bilancí ekvivalentních obyvatel provedených v generelu je v povodí PČOV Miškovice v současném stavu 14 682 EO. Ve výhledu do roku 2010 se předpokládá zvýšení počtu EO na 24 064, po roce 2010 na 26 524. Údaje z generelu vycházejí pro současný stav z počtu adresních bodů (počet obyvatel na adresách) a počtu pracovních příležitostí. Pro výhled byly využity podklady ÚPn vztažené k adresním bodům. Výhledová hodnota 26 524 EO bude pro plánovanou studii proveditelnosti celkové dostavby a rozšíření čistírny navýšena na 30 000 EO.

- Dle sdělení PVK je v současné době PČOV na hranici své kapacity v některých parametrech látkového znečištění a hydraulického zatížení. Již za současného stavu dochází k zásadnímu narušování technologických procesů. V naprosto nevyhovujícím stavu jsou především - regulace nátoku na ČOV, hrubé předčištění - chybí lapák štěrku, rozdělovací objekt nátoku na vodní linky, samostatné rozvody vzduchu od dmychadlel na obě biologické linky, dosazovací nádrže – bez norných stěn a možnosti přístupu s technikou, kalová koncovka, atd..

- Z uvedeného vyplývá akutní potřeba rekonstrukce a rozšíření čistírny. V generelu je navržena dostavba třetí vodní linky. V současné době je hydraulická kapacita čistírny Q_{24} = 100 l/s, Q_{biol} = 10.500 m3/d = 122 l/s (čerpané na biologii), max. Q_{hmax} = 248 l/s, ve výhledu dle generelu se uvažuje

s 350 l/s (se započtením rezervy 10 000 EO oproti podkladům z ÚPn).

- V současné době není možnost rozšíření čistírny mimo hranice stávajícího areálu. Pravděpodobnou možností rozšíření je vybudování třetí vodní linky na volné ploše velikosti cca 2000 m^2 v severovýchodní části areálu čistírny. Možnosti rozšíření čistírny a rekonstrukce bude na základě podkladů z generelu řešit studie proveditelnosti.

- Projektovaná kapacita PČOV Březiněves je 2 500 EO. Dle bilancí ekvivalentních obyvatel provedených v generelu je v povodí PČOV Březiněves v současném stavu 839 EO. Ve výhledu do roku 2010 se předpokládá zvýšení počtu EO na 2 895, po roce 2010 na 3 159. Údaje z generelu vycházejí pro současný stav z počtu adresních bodů (počet obyvatel na adresách) a počtu pracovních příležitostí. Pro výhled byly využity podklady ÚPn vztažené k adresním bodům. Na jednání se zadavatelem bylo domluveno, že v generel nebude zatím tento předpokládaný rozdíl 659 EO oproti návrhovým parametrům řešit, protože se jedná zatím o první odhad vývoje obyvatel v povodí čistírny.

- V současně platném ÚPn je rezervována plocha pro případné rozšíření PČOV Březiněves.

7.3 Výhledové řešení dešťové kanalizace a odvodňovacích zařízení

- V nové koncepci odvodnění GO HMP se preferuje nakládání s dešťovými vodami v místě dopadu na povrch, před jejich soustředěným rychlým odváděním (převážně kanalizacemi) do vodotečí. Celé dále uváděné řešení vychází ze snahy zachovat v lokalitě přirozený odtok dešťových vod. V našich normách, ani v jiné odborné literatuře není velikost přirozeného odtoku z povodí jednoznačně stanovena. V rámci zpracování GO HMP – Severní část Prahy bylo proto nutno tento odtok určit.

- Posouzení stokové sítě bylo provedeno v návaznosti na metodiku koncepční části GO HMP a v souladu s metodikou detailní části GO HMP, která je součástí příloh tohoto projektu. Pro hydrotechnické výpočty byl využit detailní matematický model stokové sítě MOUSE. V rámci výhledového stavu byly řešeny dva výpočtové stavy, výpočtový stav bez retence v povodí a výpočtový stav se započteným řízeným odtokem (retencí) z povodí.

- Velikost odtoku z povodí se požaduje stanovit v úrovni odpovídající přirozenému odtoku z území. Tato velikost maximálního řízeného odtoku se (při výstavbě na „zelené louce“) v rámci generelu stanovila na 10 l/s ha celkové plochy posuzovaného povodí (pro individuální zástavbu rodinnými domky lze využít hodnotu 15 l/s ha).

- Pro zadržení dešťového odtoku z povodí je navrženo budovat retenční prostory, umístěné především na pozemcích investora. Retenční nádrže (konkrétní nebo

fiktivní) byly posouzeny v matematickém modelu na zatěžovací podmínky GO HMP a odtoky odpovídající výše uvedeným podmínkám.

- Součástí zájmového území je také Silniční okruh kolem Prahy (SOKP), části staveb 519 Suchdol - Březiněves a 520 Březiněves - Satalice. V rámci stavby 519 byla navržena 1 retenční nádrž s max. otokem do Mratínského potoka 250 l/s, v rámci stavby 520 byly navrženy 3 retenční nádrže s max. odtoky 100 l/s. Odtoková maxima byla stanovena dle podkladů zpracovatele odvodnění těchto staveb SOKP PÚDIS a.s. Uvedené hodnoty odtoků byly prověřeny ve výhledovém modelu vodního toku.

- Výškové vedení navržených odvodňovacích zařízení bylo řešeno v souladu s platnými „Městskými standardy vodárenských a kanalizačních zařízení na území hl. m. Prahy. Úkolem generelu bylo mimo jiné prověřit technické možnosti návrhu dešťových stok a odvodňovacích zařízení v rozvojovém území.

- Návrh řešení dešťové kanalizace v katastru Ďáblice vychází z „Generelu odvodnění městské části Praha – Ďáblice, zpracovaného v dubnu 2004 Ing. Abrahámem. Řešení bylo aktualizováno na základě výsledků z matematického modelu podpořeného měřením hydraulických veličin realizovaných v rámci GO severní části Prahy.

7.4 Posouzení vlivu odvodnění na vodní toky

- Ve výhledovém stavu byla v matematickém modelu MIKE11 vyhodnocena varianta s retencí a bez retence a tato varianta byla porovnána se současným stavem.

- Z prezentovaných výsledků je patrné, že kapacita koryta Mratínského potoka (vzata čistě k úrovni břehových hran) je téměř podél celého zájmového úseku větší než Q_{10}, v jeho horní a střední části pak dokonce větší než Q_{100}.

- Analýza výpočetního výhledového stavu bez retence prokázala, že při tomto stavu by došlo v úseku 300 – 600, ve kterém je větší část průtoku vedena obtokovým potrubím, ke drastickému nárůstu kulminačních průtoků až o 233%, při stavu s retencí dojde po celé délce toku k mírnému snížení průtoků v rozpětí 3 - 33%.

- Problémovým z hlediska kapacity je při zatěžovacích podmínkách Q_{10} zejména úsek v oblasti zahrádkářské a chatové kolonie, cca v ř. km 13,925 – 14,35. Příčinou jsou zejména malé rozměry koryta. Podle informací od pracovníků místního úřadu došlo v této oblasti v posledních letech k zaplavení nemovitostí, jmenovitě v oblasti soutoku Mratínského potoka s bezejmenným potokem.

- Odtokové poměry při Q_{10} by se neměly při výhledovém řešení s retencí vzhledem ke stávajícímu stavu zhoršit, naopak by mělo dojít k mírnému zlepšení. Je ovšem třeba odstranit i lokální překážky (ploty)), dbát na provozní

údržbu vtokového objektu do zatrubněného úseku vodoteče a na udržování průtočnosti zatrubněného úseku (periodické odstraňování sedimentu).

- Výtok z nově navržené dešťové kanalizace, odvodňující zejména oblast dnešní chatové a zahrádkářské kolonie v okolí ulice Na Blatech a Červený Mlýn, by měl být situován až do kapacitnější části koryta po soutoku obou větví Mratínského potoka (tj. od ř. km 13,87).

- Provedené výpočty v matematickém model vodního toku svědčí o nepříliš velké kapacitě vlastního koryta Třeboradického potoka. Zhruba podél $^1/_3$ zájmového úseku je kapacita menší než Q_{10}.

- Analýza výpočetního stavu bez retence prokázala, že dojde k nárůstu kulminačních průtoků v rozsahu o 41 – 95%, při stavu s retencí se průtoky zvyšují pouze mírně v rozpětí 10 - 17%, které neovlivní kapacitní možnosti toku.

- Třeboradický potok je v zájmovém území při zatěžovacích podmínkách Q_{10} na hranici svých kapacitních možností ve stávajícím stavu i ve výhledovém stavu s retencí zejména v několika úsecích v extravilánu mezi Březiněvsí a komunikací z Čakovic k teplárně Třeboradice a v celé délce zaklenutého koryta v obci Třeboradice. Limitujícím faktorem je také kapacita propustku pod komunikací z Čakovic k teplárně Třeboradice v ř. km 2,845, který je navíc i částečně zanesený.