

**České vysoké učení technické v Praze**

**Fakulta stavební**

**Katedra hydrotechniky**



**Diplomová práce**

**Variantská studie proveditelnosti vodního díla  
Bělá**

Vedoucí diplomové práce: Ing. Miroslav Brouček, PhD.

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Vodní hospodářství a vodní stavby

**Bc. Vojtěch Topinka**

**Smečno, listopad 2022**

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Topinka Jméno: Vojtěch Osobní číslo: 477106

Zadávací katedra: 11142 - hydrotechnika

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor/specializace: Vodní hospodářství a vodní stavby

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Variantská studie proveditelnosti vodního díla Bělá

Název diplomové práce anglicky: Feasibility Study of the Alternative Designs of Bělá Dam

Pokyny pro vypracování:

V daném profilu a na základě podkladů z historické dokumentace navrhnete varianty konstrukčního řešení VD Bělá včetně výpustných objektů v návaznosti na geologické, morfologické a hydrologické poměry lokality. Varianty budou obsahovat základní výkresovou dokumentaci hráze a funkčních objektů, která bude navazovat na příslušné hydrotechnické výpočty.

Seznam doporučené literatury:

Přehrady, Broža, V., Kratochvíl, J., Peter, P., Votruba, L., 04-728-87, SNTL 1987

Skriptum Navrhování přehrad, Broža, V., Satrapa, L.; 1996

další odborná literatura z oblasti přehradního stavitelství se vztahem k tématu diplomové práce;

relevantní technické normy, zejména ČSN 75 2340 Navrhování přehrad - Hlavní parametry a vybavení; ČSN 75

2310 Sypané hráze, ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů, příslušné EC a legislativní předpisy, vyhláška 590/2002 Sb. a 255/2010 Sb. (úprava 471/2001 Sb.)

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Miroslav Brouček, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 22.9.2022

Termín odevzdání DP v IS/KOS: 9.1.2023

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

22.9.2022

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## **Čestné prohlášení**

Prohlašuji, že jsem předkládanou diplomovou práci vypracoval samostatně pouze s použitím zdrojů a literatury v ní uvedených v souladu s metodickým pokynem ČVUT 1/2009 „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

Ve Smečně, dne 30. 11. 2022

.....

Bc. Vojtěch Topinka

## **Poděkování**

Děkuji tímto vedoucímu své diplomové práce Ing. Miroslavu Broučkovi Ph.D., jehož poutavé přednášky v předchozích semestrech ve mně vzbudily zájem o hydrotechniku. Jeho vždy milý přístup a cenné rady z praxe mi pomohly nejen při tvorbě této práce, ale i při dalším profesním uplatnění. Dále bych rád poděkoval své rodině za poskytnutí zázemí a pomoci po celou dobu studia. Své matce Mgr. Aleně Topinkové děkuji za provedení korektury textu. Děkuji také všem svým spolužákům – přátelům, se kterými jsem po dobu 5 let studoval a bez jejichž pomoci a společně stráveného času by bylo studium výrazně náročnější.

## **Abstrakt**

Cílem této diplomové práce je navrhnout varianty technických řešení vodního díla Bělá na Radbuze. VD má sloužit zejména jako protipovodňová ochrana sídel na horním toku Radbuzy a k nadlepšování průtoků. Vodohospodářské řešení je převzato ze Studie proveditelnosti zpracované v roce 2017. V práci jsou uvedeny informace o území, zpracovány vstupní podklady a na jejich základě jsou navrženy 3 variantní řešení hráze a 2 varianty funkčních objektů. Návrh je podložen hydrotechnickými výpočty a výkresovou dokumentací. Navržená řešení jsou vzájemně porovnána a posouzena. Na základě jejich analýzy je doporučeno nejvhodnější řešení pro rozvíjení v dalších fázích projektu. Výslednou výkresovou dokumentaci lze po doplnění legislativou požadovaných příloh použít jako dokumentaci pro Územní rozhodnutí.

## **Klíčová slova**

VD Bělá, Radbuza, zemní sypaná hráz, šachtový přeliv, boční přeliv, těsnící geomembrána, střední asfaltobetonové těsnění, střední zemní těsnění

## **Abstract**

The aim of this diploma thesis is to propose variants of technical solutions for dam Bělá on river Radbuza. It is intended to serve mainly as flood protection for settlements on the upper reaches of the Radbuza river and to improve the flow rates. The water management solution is taken from the Feasibility Study prepared in 2017. The study provides information about the area, prepares input documents and on the basis of these documents 3 alternative solutions of the dam and 2 variants of functional objects are proposed. The design is supported by hydrotechnical calculations and drawings. The proposed solutions are compared and assessed against each other. Based on their analysis, the most suitable solution is recommended for development in the next phases of the project. The resulting drawings can be used as documentation for the Zoning Decision after the addition of the required annexes.

## **Key words**

Bělá dam, Radbuza river, Earth-fill dam, shaft spillway, lateral spillway, geomembrane shell, asphalt core dam, earth core seal

## Obsah

1.	Úvod a cíle práce .....	12
1.1.	Úvod.....	12
1.2.	Cíle práce .....	13
2.	Přehrady – základní přehled.....	14
2.1.	Vymezení základních pojmů .....	14
2.1.1.	Vodní dílo .....	14
2.1.2.	Vodní nádrž .....	14
2.1.3.	Malá vodní nádrž.....	14
2.1.4.	Přehrada .....	14
2.1.5.	Ochrana před povodněmi .....	14
2.1.6.	Kontrolní povodňová vlna .....	15
2.1.7.	Mezní bezpečná hladina.....	15
2.1.8.	Kontrolní maximální hladina .....	15
2.1.9.	Neškodný průtok .....	15
2.1.10.	Minimální zůstatkový průtok.....	15
2.1.11.	Technicko-bezpečnostní dohled.....	15
2.2.	Přehled základních typů přehrad.....	16
2.3.	Účel přehrad .....	16
2.4.	Dělení prostorů v nádrži .....	17
2.5.	Bezpečnost přehrad.....	18
2.5.1.	Návrhová a kontrolní povodeň.....	18
2.5.2.	Kategorie vodních děl.....	19
2.5.3.	Posuzování VD při povodních.....	20
3.	Přehled a příprava vstupních podkladů .....	21
3.1.	Literatura a normy .....	21
3.2.	Mapové a geodetické podklady.....	21
4.	Popis zájmového území.....	22
4.1.	Lokalita VD Bělá .....	22
4.2.	Popis přehradního profilu.....	22
4.3.	Řeka Radbuza.....	25

4.4.	Historie záměru vybudování VD Bělá .....	26
4.5.	Soulad s územně plánovací dokumentací .....	27
4.6.	Hydrologické údaje .....	28
4.7.	Klimatické poměry .....	30
4.8.	Geomorfologické poměry .....	30
4.9.	Geologické podmínky .....	31
4.9.1.	Vrtná prozkoumanost .....	31
4.9.2.	Geologické poměry .....	31
4.9.3.	Geohazardy .....	32
4.10.	Hydrogeologické poměry .....	32
4.11.	Geotechnické podmínky .....	33
4.12.	Přírodní poměry .....	34
4.13.	Sídla .....	34
4.14.	Dopravní obslužnost .....	35
5.	Základní údaje o VD Bělá .....	36
5.1.	Zdůvodnění výstavby VD Bělá .....	36
5.1.1.	Zásobní funkce .....	36
5.1.2.	Ochranná funkce .....	36
5.1.3.	Energetická funkce .....	37
5.2.	Kategorizace VD .....	37
5.3.	Vliv VD Bělá na okolí, přeložky inženýrských sítí .....	37
5.4.	Majetkoprávní vztahy .....	37
6.	Návrh technických variant VD Bělá .....	39
6.1.	Výběr variant konstrukčního řešení .....	39
6.1.1.	Hráz .....	39
6.1.2.	Funkční objekty .....	43
6.2.	Technické řešení těsnění podloží .....	44
6.2.1.	Vodní tlakové zkoušky .....	44
6.2.2.	Varianta s vnitřní asfaltobetonovým a zemním těsněním .....	44
6.2.3.	Varianta s geomembránovým těsněním .....	45
6.3.	Charakteristické čáry nádrže .....	45
6.4.	Výpočet transformace povodňové vlny .....	47

6.4.1.	Postup výpočtu transformace .....	47
6.4.2.	Teoretická povodňová vlna TPV 100 .....	48
6.4.3.	Teoretická povodňová vlna TPV 1000 .....	49
6.4.4.	Teoretická povodňová vlna TPV 10 000 .....	50
6.5.	Převýšení koruny hráze .....	51
6.5.1.	Výpočet výběhu větrových vln .....	51
6.5.2.	Úprava kóty koruny hráze .....	57
6.6.	Posouzení bezpečnosti VD při povodních .....	58
6.7.	Doba plnění nádrže.....	59
6.8.	Členění stavby na stavební objekty .....	60
7.	Varianta A: Hráz s návodní geomembránou, šachtový přeliv.....	62
7.1.	Základní technické parametry VD.....	62
7.2.	Popis konstrukčního řešení.....	62
7.2.1.	SO 01 – Hráz .....	62
7.2.2.	SO 02 – Bezpečnostní přeliv .....	64
7.2.3.	SO 03 – Spodní výpusti .....	64
7.2.4.	SO 04 – Odpadní a komunikační chodba .....	65
7.2.5.	SO 05 – Prostor zátopy .....	66
7.2.6.	SO 06 – Napojení na dopravní a inženýrskou infrastrukturu, provozní objekt..	66
7.2.7.	SO 07 - Převedení vody za stavby.....	67
7.3.	Hydrotechnické výpočty .....	67
7.3.1.	Posouzení stability svahů sypané hráze .....	67
7.3.2.	Posouzení stability vlnolamu na koruně hráze .....	69
7.3.3.	Bezpečnostní přeliv .....	71
7.3.4.	Spodní výpusti .....	75
7.3.5.	Sanační potrubí .....	76
7.3.6.	Odpadní chodba .....	77
7.3.7.	Vývar.....	79
7.3.8.	Odpadní koryto.....	82
7.4.	Výpočet objemu hlavních prací .....	83
7.4.1.	Kubatura těžené horniny.....	83
7.4.2.	Kubatura hráze .....	84



7.4.3.	Potřebná plocha těsnící geomembrány .....	84
7.4.4.	Kubatura podkladního štěrkopísku .....	85
7.4.5.	Kubatura vzdušní opěrné a drenážní paty .....	85
7.4.6.	Kubatura prostého betonu .....	85
7.4.7.	Kubatura železobetonu .....	85
7.4.8.	Kubatura komunikace v koruně hráze .....	86
8.	Varianta B: Hráz s vnitřním asfaltobetonovým těsněním, boční přeliv .....	87
8.1.	Základní technické parametry VD.....	87
8.2.	Popis konstrukčního řešení.....	87
8.2.1.	SO 01 – Hráz .....	87
8.2.2.	SO 02 – Bezpečnostní přeliv .....	88
8.2.3.	SO 03 – Spodní výpusti .....	89
8.2.4.	SO 04 – Odpadní a komunikační chodba .....	90
8.2.5.	SO 05 – Prostor zátopy .....	91
8.2.6.	SO 06 – Napojení na dopravní infrastrukturu, provozní objekt.....	91
8.2.7.	SO 07 - Převedení vody za stavby.....	91
8.3.	Hydrotechnické výpočty .....	91
8.3.1.	Posouzení stability svahů sypané hráze .....	91
8.3.2.	Posouzení stability vlnolamu na koruně hráze .....	93
8.3.3.	Bezpečnostní přeliv .....	93
8.3.4.	Skluz bezpečnostního přelivu .....	96
8.3.5.	Vývar bezpečnostního přelivu .....	97
8.3.6.	Spodní výpusti a sanační potrubí .....	97
8.3.7.	Odpadní kanál spodních výpustí .....	97
8.3.8.	Vývar spodních výpustí.....	98
8.3.9.	Statický návrh spadiště bezpečnostního přelivu .....	98
8.4.	Výpočet objemu hlavních prací .....	99
8.4.1.	Kubatury těžené horniny .....	99
8.4.2.	Kubatura hráze .....	100
8.4.3.	Kubatura asfaltobetonového těsnění a obalových filtrů .....	100
8.4.4.	Kubatura návodního opevnění.....	101
8.4.5.	Kubatura zeminy pro dosypání výlomu pro injekční chodbu.....	101

8.4.6.	Kubatura železobetonu .....	101
8.4.7.	Kubatury komunikace v koruně hráze .....	101
9.	Varianta C: Hráz s vnitřním zemním těsněním, šachtový přeliv .....	102
9.1.	Základní technické parametry VD.....	102
9.2.	Popis konstrukčního řešení.....	102
9.2.1.	SO 01 – Hráz .....	102
9.2.2.	SO 02 – Bezpečnostní přeliv .....	103
9.2.3.	SO 03 – Spodní výpusti .....	103
9.2.4.	SO 04 – Odpadní a komunikační chodba .....	103
9.2.5.	SO 05 – Prostor zátopy .....	103
9.2.6.	SO 06 – Napojení na dopravní infrastrukturu, provozní objekt.....	103
9.2.7.	SO 07 - Převedení vody za stavby.....	103
9.3.	Hydrotechnické výpočty .....	104
9.3.1.	Statický návrh dna odpadní chodby .....	104
9.4.	Výpočet objemu hlavních prací .....	106
9.4.1.	Kubatury těžené horniny.....	106
9.4.2.	Kubatura hráze .....	107
9.4.3.	Kubatura zemního těsnění a obalových filtrů .....	107
9.4.4.	Kubatura návodního opevnění.....	107
9.4.5.	Kubatura drenážního systému .....	107
9.4.6.	Kubatura prostého betonu.....	108
9.4.7.	Kubatura železobetonu .....	108
9.4.8.	Kubatury komunikace v koruně hráze .....	108
10.	Zhodnocení variant a výběr vhodného řešení.....	109
10.1.	Objem hlavních prací .....	109
10.2.	Zabezpečení .....	110
10.3.	Předpokládaná cena.....	110
10.4.	Technická náročnost a doba výstavby .....	110
10.5.	Provozní aspekty navržených variant těsnění .....	111
10.6.	Provozní aspekty funkčních objektů .....	111
10.7.	Vizuální a estetické aspekty .....	111
10.8.	Subjektivní a závěrečné zhodnocení.....	112

11.	Závěr.....	113
12.	Seznamy .....	114
12.1.	Seznam použitých zdrojů .....	114
12.1.1.	Použitá literatura .....	114
12.1.2.	Použité podklady .....	114
12.1.3.	Použité legislativní zdroje .....	114
12.1.4.	Použité internetové zdroje .....	115
12.2.	Seznam použitých zkratk.....	117
12.3.	Seznam obrázků .....	118
12.4.	Seznam tabulek.....	119
12.5.	Seznam rovnic .....	119
12.6.	Seznam příloh.....	121
13.	Výkresová dokumentace .....	122
14.	Přílohy.....	123

# 1. Úvod a cíle práce

## 1.1. Úvod

Počátky historie budování přehrad na našem území sahají do konce 15. století. Jako nejstarší české přehrada je nejčastěji uváděno Vodní dílo Jordán v Táboře z roku 1492 se sypanou hrází o výšce téměř 20 m. Účelem této nádrže bylo zásobování vodou města Tábor. Další rozvoj přehrad je spojen s rozmachem rybníkářství zejména v jižních Čechách v první polovině 16. století. Tehdy zde začíná vznikat rozsáhlá rybníční soustava s desítkami nádrží určených zejména k intenzivnímu chovu ryb. Z nádrží vybudovaných v této době lze dle dnešní legislativy za přehradu považovat několik z nich. Tou první byl Staňkovský rybník vybudovaný v roce 1549. Od ostatních jihočeských rybníků se odlišuje významnou výškou hráze – přes 20 m nad úroveň vzdušní paty. [1] Dalším vodním dílem Třeboňské rybníční soustavy, které lze označit za přehradu, je rybník Rožmberk s hrází o délce 2,34 km a výškou 11 m. Rybník vystavěl Jakub Krčín z Jelčan v letech 1584 – 1590. [1] V období 16. - 19. století vznikaly další menší přehrady pro potřeby hornictví a hutnictví – zejména na Kutnohorsku a Příbramsku. Na přelomu 19. a 20. století se začíná s budováním hrází zděných z lomového kamene. Nejstarší z nich je přehrada u Mariánských Lázní postavená v roce 1896. Zděná tížná hráz byla později obsypána zeminou z důvodů obav tehdejšího vedení města o její protržení. Dalšími přehradami z této éry jsou např. VD Kamenička, VD Janov (jedna z mála staveb bývalého královského města Most, která se dochovala do dnešní doby), VD Mšeno, apod. Poslední přehradou tohoto typu je VD Husinec vybudované roku 1940. V období 2. světové války procházela po břehu této nádrže hranice Protektorátu Čechy a Morava a přímo na koruně hráze byla zřízena celnice.

Období výstavby tížných betonových hrází začíná rokem 1937, kdy bylo zkolaudováno VD Březová. [22] Období 50. a 60. let 20. století lze označit za zlatý věk budování betonových přehrad na našem území. Vznikají klíčová vodní díla Vltavské kaskády – VD Orlická a VD Slapy, dále VD Vír, a mnoho dalších. V roce 1960 bylo do provozu uvedeno VD Fláje – jediná pilířová přehrada v Čechách. Tento konstrukční typ byl zvolen díky mimořádně pevnému skalnímu podloží tvořeného Flájskou žulou a také s ohledem na nedostatek cementu v tehdejší Československu. V souvislosti s masivním rozvojem průmyslu zejména v oblasti Ostravska a Podkrušnohoří vznikají rozsáhlé vodohospodářské soustavy s účelem zásobování obyvatelstva pitnou vodou a také z důvodů akumulace vody pro průmysl.

S ohledem na potřebu budování přehrad v méně výhodných geologických podmínkách a vyčerpáním profilů vhodných pro výstavbu betonových hrází se naše přehradní stavitelství v 70. a 80. letech 20. století přeorientovalo na výstavbu sypaných hrází. Vznikají zemní i kamenité sypané přehrady s různými typy těsnění. Uvedme např. VD Nechanice s nejdelší sypanou hrází (3280 m) ve střední Evropě. [23] Hráz byla založena v mimořádně složitých geologických podmínkách, částečně na uhelné sloji. Jako další z množství sypaných přehrad té doby lze jmenovat např. VD Římov, VD Jirkov, nebo VD Landštejn (první využití těsnící gemomebrány ve střední Evropě).

Poslední velkou přehradou vybudovanou v České republice bylo v roce 1997 VD Slezská Harta. Od té doby jsou další projekty brzděny zejména extrémně zdlouhavým legislativním

procesem, požadavky ekologů a také nedostatkem financí. V současné době se s prvními dopady počínající klimatické změny stává téma výstavby přehrad opět aktuální. Vypracované prognózy vývoje klimatu naznačují, že současné vodní zdroje by při očekávaném oteplení mohly být v horizontu několika desítek let již nedostatečné. Vzdávající teplota a s ní vzdávající výpar by způsobily rychlejší pokles hladiny vody v nádržích. Při déle trvajících suchých obdobích (jako např. v letech 1947, 2014 – 2020, apod.) by hrozilo její zaklesnutí hluboko pod maximální úroveň zásobních prostorů. Vodohospodářská řešení beroucí v potaz různé scénáře vývoje klimatu naznačují, že u některých nádrží by mohlo dojít k poklesu hladin až po úroveň stálého nadřzení a k poruchám v dodávkách vody. V souvislosti s hledáním a ochranou nových zdrojů povrchové vody a její akumulaci je Ministerstvo zemědělství a životního prostředí pravidelně aktualizován Generel lokalit chráněných pro akumulaci povrchových vod (LAPV). Lokality uvedené v generelu jsou morfologicky, geologicky a hydrologicky vhodné pro akumulaci povrchové vody pro snížení účinků povodní a sucha. [5]

VD Bělá zpracovávané v této diplomové práci se v poslední aktualizaci Generelu (srpen 2020) nenachází. V roce 2017 si však případný budoucí investor Povodí Vltavy, státní podnik (dále též PVL) nechal zpracovat Studii proveditelnosti výstavby přehrady v tomto profilu. Studii zpracovala společnost Vodohospodářský rozvoj a výstavba a.s. (dále jen studie VRV). Ve studii jsou uvedeny předpoklady a podmínky pro výstavbu VD v daném profilu, základní údaje o území, vstupní podklady, vodohospodářské řešení nádrže, atd. Konstruktivní řešení navržené hráze a funkčních objektů je ve studii zmíněno pouze okrajově. Návrh je v mnoha ohledech zjednodušený, objem tělesa hráze je uveden zcela chybně, řešení těsnění podloží je velmi sporné a v provozu by bylo pravděpodobně nefunkční.

## **1.2. Cíle práce**

Cílem této diplomové práce je proto dále rozvinout výše uvedenou studii a navrhnout varianty technického řešení budoucího VD Bělá – hráze i funkčních objektů. V úvodní části práce je uveden přehled důležitých legislativních pojmů, jsou popsány základní typy přehrad a jejich bezpečnost. Z popsaných morfologických, geologických a hydrologických podmínek následně vychází varianty konstrukčního řešení vodního díla. Na výběr variant měla významný vliv dostupnost materiálů pro výstavbu hráze.

Jednotlivé varianty konstrukčního řešení jsou stejně strukturovány. Navržené řešení je technicky popsáno, ke každé variantě jsou uvedeny příslušné hydrotechnické výpočty, je zpracován zjednodušený výkaz výměr a výkresová dokumentace v úrovni studie proveditelnosti. Navržená řešení jsou vzájemně porovnána formou technického posouzení a jedno z nich je doporučeno jako nejvhodnější k dalšímu rozvíjení v rámci navazujících fází přípravy projektu.

## 2. Přehrady – základní přehled

### 2.1. Vymezení základních pojmů

#### 2.1.1. Vodní dílo

Dle §55, odst. 1 zákona č. 254/2001 Sb., o vodách (vodní zákon), jsou vodní díla definována jako „stavby, které slouží ke vzdouvání a zadržování vod, umělému usměřování odtokového režimu povrchových vod, k ochraně a užívání vod, k nakládání s vodami, ochraně před škodlivými účinky vod, k úpravě vodních poměrů nebo k jiným účelům sledovaným tímto zákonem, a to zejména a) přehrady, hráze, vodní nádrže, jezy a zdrže,.....“. [11]

#### 2.1.2. Vodní nádrž

Pro účely hydrotechniky se vodní nádrží rozumí „prostor vytvořený vzdouvací stavbou na vodním toku, využitím přírodní nebo umělé prohlubně na zemském povrchu nebo ohrázením části území, určený k akumulaci vody a k řízení odtoku“. [15]

#### 2.1.3. Malá vodní nádrž

Dle ČSN 75 2410 Malé vodní nádrže lze jako malou vodní nádrž označit vodní dílo (vodní nádrž) se sypanou hrází, které dle kapitoly 2.1.1 slouží ke vzdouvání a zadržování vody. Takové vodní dílo musí současně splňovat podmínky: objem nádrže po hladinu ovladatelného prostoru (normální hladinu)<sup>1</sup> není větší než 2 mil. m<sup>3</sup> a současně hloubka nádrže nepřesahuje 9 m.<sup>2</sup> [16]

#### 2.1.4. Přehrada

Pojmem přehrada se rozumí „vzdouvací stavba přehrazující vodní tok a jeho údolí a vytvářející vodní nádrž. Přehradu tvoří přehradní hráz spolu s funkčním zařízením přehrady (výpusti, přelivy, odběry, atd.), které může být umístěno přímo v hrázi, nebo v samostatných objektech.“ [17]

Pojmem přehrada lze tedy označit takovou vodní nádrž, která nesplňuje podmínky pro malou vodní nádrž uvedené v kapitole 2.1.3. Její objem po hladinu ovladatelného prostoru je tedy větší než 2 mil. m<sup>3</sup>, nebo hloubka nádrže je větší než 9 m.

Projektované VD Bělá lze na základě jeho parametrů zařadit mezi přehrady. Hloubka nádrže od nejnižší položeného místa dna po maximální hladinu je 13 m, objem nádrže po hladinu v úrovni přelivné hrany (nehrazený bezpečnostní přeliv) je 2,517 mil. m<sup>3</sup>.

#### 2.1.5. Ochrana před povodněmi

Dle §63, odst. 1 zákona č. 254/2001 Sb., o vodách se ochranou před povodněmi rozumí „činnosti a opatření k předcházení a zvládnutí povodňového rizika v ohroženém území. Zajišťuje se systematickou prevencí a operativními opatřeními.“ [11]

---

<sup>1</sup> Rozumí se hladina v úrovni nejnižší části přelivné hrany nehrazeného bezpečnostního přelivu, nebo horní hrany hrazeného přelivu.

<sup>2</sup> Rozumí se svislá vzdálenost nejnižší položeného místa dna nádrže od maximální hladiny. Lokální větší hloubky např. v místě původního koryta, apod. se neuvažují.

### **2.1.6. Kontrolní povodňová vlna**

Pojmem kontrolní povodňová vlna (dále též KPV) se dle ČSN 75 2935 Posuzování bezpečností vodních děl při povodních rozumí „*průtoková vlna určená kulminačním průtokem se zvolenou pravděpodobností překročení, objemem a časovým průběhem.* [18]

### **2.1.7. Mezní bezpečná hladina**

Pojmem mezní bezpečná hladina (dále též MBH) se dle ČSN 75 2935 rozumí „*úroveň hladiny v nádrži, při jejímž překročení nastává aktuální nebezpečí poruchy a havárie vodního díla.*“ [18]

### **2.1.8. Kontrolní maximální hladina**

Pojmem kontrolní maximální hladina (dále též KMH) se rozumí „*maximální hladina v nádrži při zvolených předpokladech a podmínkách převedení KPV přes vodní dílo.*“ [18] Prakticky se tedy jedná o nejvyšší úroveň hladiny v nádrži, která nastane při průchodu KPV daným vodním dílem.

### **2.1.9. Neškodný průtok**

Pojmem neškodný průtok se dle ČSN 75 0120 rozumí „*nejvyšší průtok v posuzovaném úseku vodního toku, který ještě nezpůsobí povodňové škody.*“ [15] Jeho velikost závisí na míře ochrany území pod VD. V souvislosti s transformačním účinkem nádrže je často zmiňován pojem neškodný odtok (Oneš). Neškodný odtok z VD je zpravidla nižší než neškodný průtok v chráněném území. Při návrhu nádrže jako protipovodňového opatření je proto nutné počítat s přítokem do chráněného území z mezipodolí, které není nijak ovlivněno transformačním účinkem nádrže. O tento přítok je tedy nutné snížit neškodný odtok z vodního díla, aby byl zajištěn neškodný průtok v území pod ním.

### **2.1.10. Minimální zůstatkový průtok**

Pojmem minimální zůstatkový průtok (dále též MZP) se dle ČSN 75 0120 rozumí „*průtok povrchových vod, který ještě umožňuje obecné nakládání s povrchovými vodami a ekologické funkce vodního toku.*“ [15]

### **2.1.11. Technicko-bezpečnostní dohled**

Pojmem technicko bezpečnostní dohled (dále též TBD) se dle ČSN 75 0120 rozumí „*zjišťování technického stavu vodního díla sloužícího ke vzdouvání nebo zadržování vody, a to z hlediska bezpečnosti a stability a možných příčin jejich poruch; provádí se zejména pozorováním a prohlídkami vodního díla, měřením posunů konstrukcí, sledováním průsaků vody a hodnocením výsledků všech pozorování a měření ve vztahu k předem určeným mezním nebo kritickým hodnotám; součástí technicko bezpečnostního dohledu je vypracování návrhů opatření k odstranění zjištěných nedostatků.*“ [15]

## 2.2. Přehled základních typů přehrad

Konstrukční typy přehrad lze dělit do následujících kategorií:

- z lomového zdiva – dnes již nevyužívané
- betonové přehrady
  - tížné
  - pilířové
  - klenbové
  - členěné deskové
  - členěné klenbové
- sypané přehrady
  - homogenní zemní
  - zonální zemní – s těsněním
  - kamenité – s těsněním

Nejčastější typy těsnění používané u sypaných přehrad jsou následující:

- zemní (návodní, zemní těsnící jádro, vnitřní ukloněné)
- asfaltobetonové (návodní, vnitřní AB jádro)
- geomembrána (návodní, příp. krytá opevněním)
- betonové a železobetonové těsnění se dnes již prakticky nevyužívá (sedání, tuhý prvek v poddajném tělese přehrady) [1]

## 2.3. Účel přehrad

Hlavním účelem přehrady je vytvoření vodní nádrže, v níž se hospodář s vodou. Vodní nádrže mají následující funkce:

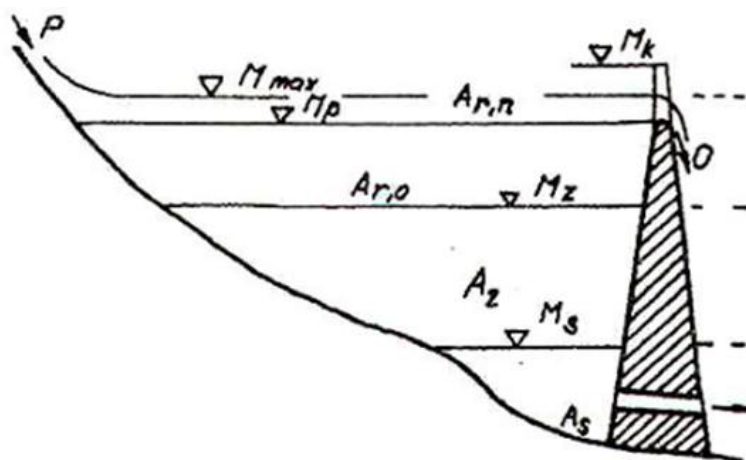
- funkce zásobní – nádrž zajišťuje akumulaci povrchových vod pro:
  - zásobování obyvatelstva pitnou vodou
  - zásobování průmyslu technologickou vodou
  - odběry chladící vody – např. jaderné a tepelné elektrárny
  - odběry vody pro účely zemědělství - závlahy
  - zajištění minimálních zůstatkových průtoků v období sucha
- funkce ochranná – transformace povodňových průtoků v nádrži
- funkce energetická – výroba elektrické energie ve vodních elektrárnách
- funkce vyrovnávací – vyrovnávání průtoků pod výše umístěnou špičkovou vodní elektrárnou
- funkce dopravní – vytvoření vodní cesty pro přepravu nákladu
- další funkce: rekreační, krajínotvorná, estetická, chov ryb a vodního ptactva, snížení dopadů sucha, apod.

Většina vodních nádrží sdružuje několik funkcí najednou. Často se jedná o spojení např. akumulace povrchové vody pro vodárenské účely a pro nadlepšování průtoků.



## 2.4. Dělení prostorů v nádrži

Celkový objem nádrže je rozdělen do následujících dílčích prostorů, z nichž každý má svůj specifický účel (Obr. 1).



Obrázek 1: Rozdělení prostorů v nádrži (zdroj: Katedra hydrauliky a hydrologie, Fsv ČVUT) [24]

### Mrtvý prostor

Objem mrtvého prostoru je součástí prostoru stálého nadržení. Nachází se mezi nejnižším místem nádrže (dnem) a vtokem do spodní výpusti. Běžný je zejména u velkých přehrad. U betonových přehrad se často jedná o prostor v úrovni žlabu pro provizorní převedení vody v průběhu výstavby. Žlab je často umístěn pod spodními výpustmi. Po dobetonování tělesa hráze do určité úrovně byl žlab uzavřen betonovou deskou a nádrž se začala napouštět. Po zaplnění mrtvého prostoru byla voda dále převáděna spodními výpustmi. U sypaných přehrad závisí přítomnost mrtvého prostoru na konstrukci nátoky do spodních výpustí, zpravidla se navrhuje pokud možno co nejmenší. U staveb malých vodních nádrží není mrtvý prostor obvykle navrhován, neboť nádrž musí být možno zcela vypustit pro potřeby výlovu, rekonstrukce, apod.

### Prostor stálého nadržení (As)

Je zřízen v každé vodní nádrži (pokud se nejedná o nádrž suchou, jejímž hlavním účelem je ochrana před povodněmi). Jeho účelem je zajištění minimální potřebné hloubky v nádrži. Ta je nezbytná pro zamezení přílišného prohřívání vody, které by mělo dopad na její kvalitu (zejména u vodárenských nádrží). Dále je nutná k zamezení nasávání vzduchu do přívodného potrubí k vodní elektrárně, jež by způsobilo destrukci turbín, a k ochraně všech odběrných zařízení před vnikem pláví. Dalším účelem prostoru stálého nadržení je zajištění minimálních plavebních hloubek, je-li nádrž pro plavbu využívána.

### Zásobní prostor (Az)

Zásobní prostor se nachází mezi prostorem stálého nadržení a ochranným prostorem. Slouží pro akumulaci potřebného množství vody pro následné odběry (vodárenství, průmysl, závlahy, apod.) Jeho objem je stanoven na základě zpracované vodohospodářské bilance a

vypočteného množství vody potřebné pro odběry. V zásobním prostoru se provádí hospodaření s vodou v závislosti na odběrech a aktuální bilanci vodní nádrže. [25]

## **Retenční prostor**

Retenční (někdy také ochranný) prostor se dělí na ochranný ovladatelný prostor ( $A_r, o$ ) a ochranný neovladatelný prostor ( $A_r, n$ ). Ovladatelný ochranný prostor je v nádrži zřízen mezi zásobním prostorem ( $A_z$ ) a přepadovou hranou bezpečnostního přelivu. Při běžném provozu vodního díla není ochranný prostor využíván. Uplatní se v době povodňových průtoků, kdy se využije jeho ochranná funkce a dochází k transformaci povodňové vlny. Je-li jeho kapacita dostatečná, lze celou povodeň - v závislosti na jejím objemu - celou transformovat až na neškodný průtok (viz kapitola 2.1.9). Pokud se hladina vody v nádrži dostane nad úroveň přelivné hrany bezpečnostního přelivu, je uplatňován neovladatelný ochranný prostor. Dochází k přepadu vody přes bezpečnostní přeliv a vodní dílo se stává neovladatelným. U přehrad jsou často navrhovány hrazené bezpečnostní přelivy, které zvětšují ovladatelný ochranný prostor a umožňují efektivnější manipulaci při průchodu povodňové vlny. Neovladatelný retenční prostor dosahuje do úrovně maximální hladiny v nádrži. Jako hradící uzávěry jsou u přehrad využívány v současnosti především segmentové a klapkové uzávěry. Jejich výhodou je zejména snadná manipulace s uzávěrem a možnost přesně regulovat průtok při povodňové situaci. Dříve využívané stavidlové (např. VD Štěchovice) nebo hydrostatické segmentové uzávěry (např. VD Nechanice) se již v současnosti nevyužívají.

Dílčí objemy výše popsaných prostorů závisejí na primárním účelu nádrže. Nádrže se zásobní funkcí (vodárenské) mají objem zásobního prostoru co největší, ochranný prostor je značně omezen. Ochranné retenční nádrže sloužící primárně k ochraně před povodněmi a transformaci povodňové vlny mají naopak zásobní prostor maximálně zmenšen ve prospěch prostoru ochranného. V případě suchých nádrží se jejich celkový objem skládá jen z ochranného prostoru.

## **2.5. Bezpečnost přehrad**

### **2.5.1. Návrhová a kontrolní povodeň**

Při povodňové situaci se uplatňuje bezpečnostní přeliv přehrady. Jeho funkcí je převést povodeň přes hráz VD tak, aby nebyla ohrožena jeho bezpečnost. Doba od začátku povodně, při které nastává přepad přes bezpečnostní přeliv, závisí na celkovém objemu a časovém průběhu povodňové vlny a také na velikosti ochranného prostoru nádrže a úrovni hladiny v nádrži před příchodem povodně. Má-li nádrž primárně ochrannou funkci, její retenční prostor je dimenzován na konkrétní velikost návrhové povodňové vlny; např. povodeň o kulminačním průtoku  $Q_{50}$  dokáže nádrž ztransformovat na neškodný odtok. Je-li velikost povodně větší než povodeň, kterou je nádrž schopna ztransformovat, začíná voda přepadat přes bezpečnostní přeliv; u hrazených přelivů často probíhá manipulace již v průběhu povodně. V té chvíli je cílem manipulací zajistit převedení povodně přes VD tak, aby nebyla ohrožena jeho stabilita a bezpečnost. Neškodný průtok v území pod vodním dílem je překročen.

Návrhový průtok pro dimenzování VD se liší dle kategorie I. - IV. vodního díla z hlediska technicko bezpečnostního dohledu. Velikost návrhové povodně je stanovena normou ČSN 75 2340. Vodní díla I. a II. kategorie se navrhují na povodňovou vlnu s dobou opakování 1000 let. [17] Při posuzování bezpečnosti VD při povodních se vychází z kategorie vodního díla (Tab č. 1).

### 2.5.2. Kategorie vodních děl

Tabulka 1: **Požadovaná míra bezpečnosti vodních děl při povodních.** (zdroj: Vyhl. č. 590/2002 Sb. o technických požadavcích na vodní díla) [13]

Skupina vodních děl	Označení výše škody	Kategorie vodního díla <sup>9a)</sup>	Hodnotící hlediska	Požadovaná míra bezpečnosti vodního díla	
				P=1/N	N
A	Velmi vysoké	I. - II.	Očekávají se značné ztráty na lidských životech	0,0001	10 000
		II.	Ztráty na lidských životech jsou nepravděpodobné	0,0005	2 000
B	Vysoké	III. - IV.	Očekávají se ztráty na jednotlivých lidských životech	0,001	1000
			Ztráty na lidských životech jsou nepravděpodobné	0,005	200
C	Nízké	IV.	Škody pod vodním dílem a ztráty z užitku	0,01	100
			Ztráty jsou jen u vlastníka, ostatní škody jsou nevýznamné	0,02 až 0,05	50 až 20

Kritéria pro zařazení VD do kategorie z hlediska dohledu stanoví Příloha č. 1 Vyhlášky Ministerstva zemědělství č. 471/2001 Sb., o technickobezpečnostním dohledu nad vodními díly. Při zařazování VD do kategorie se postupuje dle Metodického pokynu Ministerstva zemědělství č. 1/2010 o Technicko bezpečnostním dohledu. [12] Kategorie vodního díla závisí na úrovni škod způsobených hypotetickou havárií vodního díla. Obecně lze říci, že čím vyšší škody (na životech, na majetku, apod.), tím vyšší kategorie VD.

U VD Bělá se dle studie VRV předpokládá zařazení do II. kategorie z hlediska dohledu. [6] Kritéria hodnotící škody vzniklé při případném kolapsu VD jsou pro II. kategorii následující:

- „Ohroženy řádově stovky až tisíce lidí a předpokládány ztráty na lidských životech.
  - Značné škody na určeném vodním díle, jeho následná obnova je složitá a nákladná.
  - V území na vodním toku pod určeným vodním dílem vzniknou škody na obytné a průmyslové zástavbě, dopravní síti, ohrožena jsou další určená vodní díla nebo jiná vodní díla.
  - Ztráty způsobené vyřazením určeného vodního díla z provozu, z přerušení průmyslové výroby, dopravy nebo jiné ztráty jsou značné.
  - Škody na životním prostředí překračují význam vyššího územního samosprávného celku.“
- [14]

Dle ČSN 75 2935 musí být vodní díla zařazená do II. kategorie zabezpečena na povodeň s pravděpodobností překročení kulminačního průtoku  $p=0,0001$  (doba opakování  $N=10\ 000$  let) nebo s  $p=0,0005$  (doba opakování  $N=2\ 000$  let). V případě, kdy jsou ztráty na životech při hypotetické havárii vodního díla nepravděpodobné, je možno zabezpečit VD na povodeň dobou

opakování 2 000 let. V případě, že se ztráty na lidských životech předpokládají, VD musí být zabezpečeno na povodeň s dobou opakování 10 000 let.

### **2.5.3. Posuzování VD při povodních**

Při stanovení kontrolní maximální hladiny v nádrži KMH (definována v kapitole 2.1.7) se řeší transformace povodňové vlny retenčním účinkem nádrže (vliv ochranného prostoru viz kapitola 2.4). V případě, kdy je transformace nevýznamná, KMH se stanoví odečtením z konzumpční křivky bezpečnostních a vypustných zařízení. [18] Do převádění kontrolní povodňové vlny (KPV) přes vodní dílo se tedy zapojí všechny jeho funkční objekty. V praxi se jedná zejména o bezpečnostní přeliv a spodní vypusti, příp. vodní elektrárnu, je-li jí VD vybaveno.

Mezní bezpečná hladina MBH (definována v kapitole 2.1.6) se stanoví dle technického a stavebního řešení konkrétního vodního díla. Úroveň MBH se sníží o určenou výšku výběhu větrových vln. Při tom se postupuje dle ustanovení normy ČSN 75 0255, příp. lze využít tabulku určující výšku výběhu vlny v závislosti na sklonu návodního svahu hráze a typu použitého opevnění. Tabulka je součástí normy ČSN 75 2935.

Na základě výše popsaných hladin se posoudí bezpečnost VD při povodních. Skladba a rozsah posudku je stanovena normou ČSN 75 2935. Obecně se VD považuje za bezpečné, pokud při převádění kontrolní povodňové vlny platí podmínka:  $KMH \leq MBH$ . Určení KMH a MBH spolu s posudkem bezpečnosti projektovaného VD Bělá je uveden v kapitole 6.6.

### 3. Přehled a příprava vstupních podkladů

#### 3.1. Literatura a normy

Hlavním podkladem, na který tato práce navazuje, byla výše zmíněná Studie proveditelnosti VD Bělá (VRV, 2017). [6] Diplomová práce tuto studii dále rozvíjí především v oblasti technického návrhu VD. Ve studii jsou dále uvedena potřebná hydrologická data – Základní hydrologické údaje a průběh teoretické povodňové vlny s dobou opakování 1000 let. [7]

Vzhledem k projekčnímu a výpočetnímu charakteru práce byla stěžejním podkladem legislativa týkající se dané problematiky, především normy ČSN. Dále byly použity internetové zdroje a webové stránky výrobců a zhotovitelů použitých typů těsnících prvků navržených pro jednotlivé varianty. V rámci projekční části práce byly využity dostupné katalogy těchto výrobců, a to zejména pro návrh řešení detailů provedení geomembrány. Všechny použité zdroje jsou uvedeny na konci této práce. Při zpracování diplomové práce byly využity systémy Autodesk AutoCAD 2018, MS Office Word a MS Office Excel.

#### 3.2. Mapové a geodetické podklady

Jako hlavní mapový podklad byl využit portál Mapy.cz a dále historické i současné mapy včetně katastrální dostupné na webových stránkách ČÚZK. Dále byla využita Vodohospodářská mapa 1:25 000. [26]

Při tvorbě konstrukčních variant bylo vycházeno z osobní návštěvy lokality dne 21. 7. 2022. Byla provedena podrobná prohlídka budoucího přehradního profilu a zátopy včetně pořízení fotodokumentací a zmapování přístupových cest.

Pro projekční část práce neexistuje geodetické zaměření budoucího přehradního profilu. Původně bylo uvažováno o vlastním zjednodušeném zaměření lokality; vzhledem k její vzdálenosti a podmínkám na místě (podmáčený terén zarostlý křovinami) bylo od tohoto záměru upuštěno. Pro zhotovení výkresové dokumentace byl proto jako hlavní geodetický podklad využit vrstevnicový plán poskytnutý ve formátu dwg státním podnikem Povodí Vltavy. Plán byl zhotoven v rámci studie VRV a vychází z digitálního modelu reliéfu 4. generace (dále též DMR4G) od ČÚZK.

Produkt DMR4G je poskytován v textové formě bodového pole, které vychází ze státní mapy 1:5000 (SM5) a pokrývá plochu o rozměrech 2,5x2 km. Body jsou v souřadnicích S-JTSK a každému z nich je přiřazena výška v systému Balt po vyrovnání (BPV). Vzhledem k přesnosti výchozích dat DMR 4G od ČÚZK<sup>3</sup> není přesnost vrstevnicového plánu zcela ideální; pro zhotovení výkresové části dokumentace v úrovni studii proveditelnosti však postačuje. Pro další stupně dokumentace je nezbytné provést geodetické zaměření lokality a vrstevnicový plán zpřesnit.

---

<sup>3</sup> Model vznikl z dat pořízených metodou leteckého laserového skenování území České republiky v letech 2009 až 2013. [27]

## 4. Popis zájmového území

### 4.1. Lokalita VD Bělá

Město Bělá nad Radbuzou se nachází v západních Čechách, v Plzeňském kraji, okrese Domažlice, přibližně 65 km od Plzně v blízkosti státní hranice se Spolkovou republikou Německo. Řeka Radbuza protéká městem směrem od jihozápadu na východ. Přehradní profil se nachází na jejím ř. km. 94 na jihozápadním okraji města v místě, kde do něj řeka Radbuza vtéká (Obr. 2).



Obrázek 2: Lokalita VD Bělá. (zdroj: Mapy.cz) [28]

### 4.2. Popis přehradního profilu

Přehradní profil se nachází v nejužším místě údolí řeky Radbuzy nad městem Bělá pod vrchem Obecní Borek (505 m n. m.). Přibližně 200 m pod přehradním profilem prochází místní komunikace s brodem a lávkou pro pěší přes Radbuzou (Obr. 3). Tato komunikace je v současnosti jedinou přístupovou trasou k přehradnímu profilu. Další možnost přístupu je po louce v levém závazání, kde se nachází soukromý průmyslový areál. Přístup ke dnu profilu je však v těchto místech velmi obtížný (Obr. 4). Všechny obrázky v této kapitole byly pořízeny autorem při prohlídce lokality dne 21. 7. 2022.

Obrázek 3: Místní komunikace s brodem a lávkou pro pěší přes Radbuzu.



Obrázek 4: **Pohled na přehradní profil z levého zavázání.** Naproti vrchol Obecni borek tvořící pravé zavázání.

Budoucí pravé zavázání je umístěno v lese a je částečně přístupné po zmíněné místní komunikaci se zeleně značenou turistickou trasou. Dno přehradního profilu je tvořené podmáčenými loukami a říční nivou zarostlou travinami. (Obr. 5 a 6). V letních měsících je velmi těžko přístupné. Terén pod pravobřežním svahem je výrazně podmáčený a je zde vyhloubeno několik dnes již zanesených odvodňovacích kanálů (Obr. 7). Přístup do zátopy je možný z místní komunikace na pravém břehu, kde se údolí více otevírá. (Obr. 8).

Obrázek 5: **Přehradní profil, pohled k levému zavázání.**



Obrázek 6: **Přehradní profil, pohled po vodě.**

Obrázek 7: Odvodňovací kanál v pravé části profilu.



Obrázek 8: Pohled do budoucí zátopy z pravého závazání hráze.

Prostor budoucí zátopy je prakticky výhradně tvořen loukami a podmáčenou nivou na dně údolí. Na březích řeky Radbuzy a hranách terénních zlomů rostou často solitérní vzrostlé stromy – většinou vrby, olše a břízy. (Obr. 9). V horní části zátopy výše nade dnem údolí jsou louky zemědělsky obdělávané – především jako pastviny, příp. pro sečení trávy. V zátopě se nenachází žádné stavby ani jinak využívané pozemky. Na terénní hraně cca 150 metrů nad profilem hráze se v budoucí zátopě nachází myslivecký posed. Přibližně 300 m nad přehradním profilem vede napříč zátopy vedení vysokého napětí. V rámci výstavby bude nutná jeho přeložka. Po severním břehu zátopy vede komunikace III. třídy Bělá – Smolov, která zůstane nad úrovní maximální hladiny. Zátopa končí pod osadou Nový Dvůr, její celková délka je přibližně 1,5 km (Obr. 10).

Obrázek 9: Pohled do prostoru zátopy z levého závazání hráze.



Obrázek 10: Pohled na konec zátopy se zemědělsky využívanými pozemky pod osadou Nový Dvůr.

Řeka Radbuza tvoří v místě přehradního profilu několik meandrů, břehy jsou porostlé vegetací, náletem a vrbami. Koryto se nachází v levé části údolí těsně pod levým závazáním hráze (Obr. 11 a 12). Šířka koryta je v místě hráze přibližně 3 - 4 m, hloubka je s ohledem na výskyt tůní proměnná, maximálně však do cca 0,8 m.



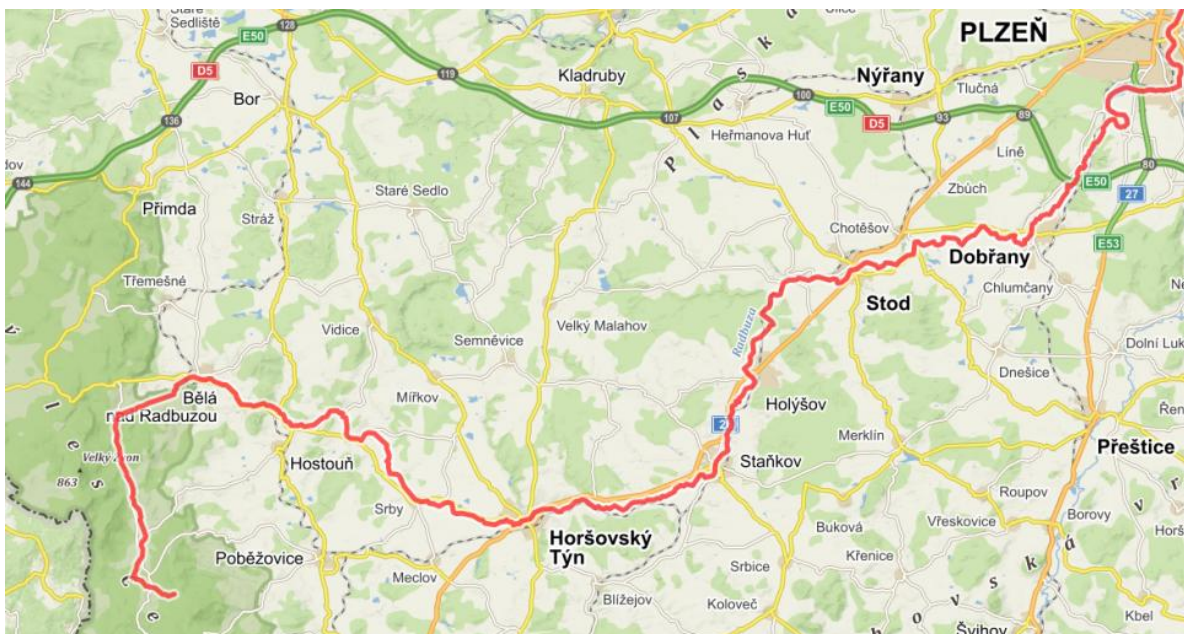
Obrázek 11: Koryto Radbuzy pod levým zavázáním hráze.



Obrázek 12: Meandry Radbuzy v místě přehradního profilu.

### 4.3. Řeka Radbuza

Řeka Radbuza pramení v Českém lese, v nadmořské výšce přibližně 700 m n. m. Od pramene směřuje její tok severním směrem, u osady Smolov se stáčí na západ k Bělé nad Radbuzou. Přehradní profil se nachází přibližně 18 km od jejího pramene. Celková délka řeky je 112 km, plocha povodí 2179 km<sup>2</sup>. [29] Významnými sídly na jejím toku jsou Horšovský Týn, Stod, Dobřany a Plzeň (Obr. 13). V Plzni po soutoku s řekou Mží vzniká Berounka.<sup>4</sup> Tok Radbuzy není až po Plzeň nijak výrazněji regulován, na začátku Plzeň pod městskou částí Bory se nachází VD České údolí.<sup>5</sup> Jeho retenční účinek v případě povodní je však omezený. Největší historické povodně byly na Radbuzě zaznamenány v letech 1993, 2003 a 2002 (213 m<sup>3</sup>/s na LG Staňkov). [30]



Obrázek 13: Tok řeky Radbuzy. (zdroj: Mapy.cz) [28]

<sup>4</sup> Jako další zdrojnice Berounky se dále uvádějí řeky Úhlava a Úslava.

<sup>5</sup> Vybudováno v letech 1969-1972 s hlavním účelem zajistit podmínky pro rekreaci zaměstnanců závodů Škoda a plzeňského pivovaru. S ohledem na špatnou kvalitu vody je však jeho rekreační využití obtížné.

#### **4.4. Historie záměru vybudování VD Bělá**

Podrobný popis historie záměru na vybudování nádrže na toku Radbuze v okolí města Bělá je podrobně popsán ve studii VRV. V diplomové práci je pro základní seznámení se záměrem uveden jen stručný přehled.

##### **Směrný vodohospodářský plán ČSSR (1975)**

V plánu bylo prošetřováno celkem 581 možných přehradních profilů, které by umožňovaly výstavbu vodní nádrže. Plán obsahoval celkem 3 lokality na řece Radbuze s názvy Smolov, Bělá a Štítary. Lokalita Bělá odpovídá svým umístěním lokalitě zpracovávané ve studii VRV a v této diplomové práci.

##### **Směrný vodohospodářský plán ČSSR – Vodní nádrže (1988)**

Plán navazuje na SVP z roku 1975. Lokality Smolov a Štítary zůstaly zachovány, lokalita Bělá byla přesunuta do kategorie „nádrž výhledová evidovaná (nehájená)“. [6]

##### **Plán hlavních povodí České republiky (2005-2006)**

Původní návrh plánu navrhoval celkem 206 hájených lokalit včetně profilu Bělá. Po silném odporu zejména představitelů obcí a ekologických neziskových organizací bylo rozhodnut seznam hájených lokalit z plánu vypustit a jeho konečná podoba byla odsunuta.

##### **Územní studie Posouzení retenčních kapacit území Plzeňského kraje (2010)**

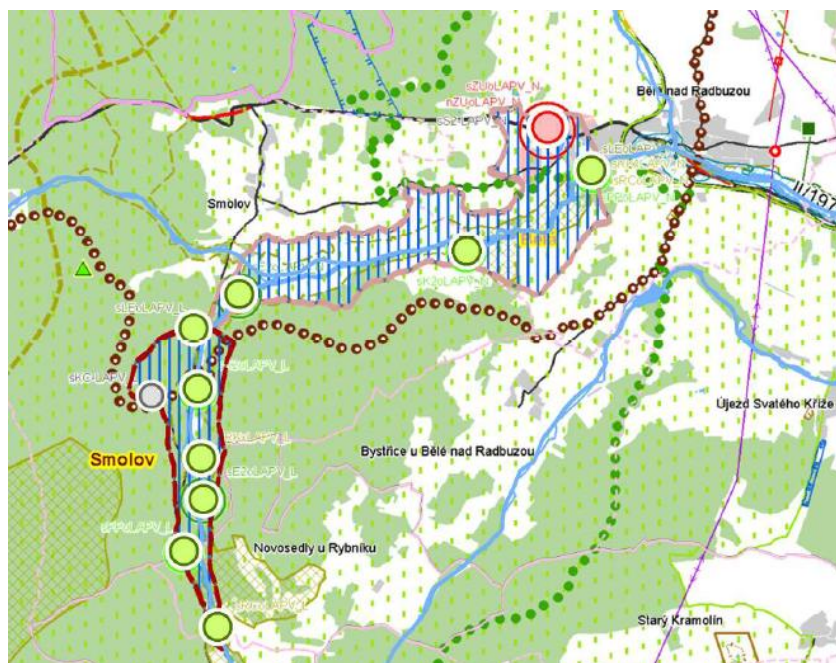
V rámci této studie byla provedena inventarizace stávajících vodních nádrží na území kraje navrhovaných v Zásadách územního rozvoje a ve Směrném vodohospodářském plánu. Jednou z těchto nádrží je i nádrž v lokalitě Bělá a Smolov (Obr. 14). Její přínos je vyhodnocen a je doporučeno jejich zařazení mezi územní rezervy a to zejména pro jejich očekávaný velký vliv při omezování účinků sucha v případě klimatických změn. [6]

##### **Studie předpokládané efektivnosti retenční nádrže Srnčí na řece Radbuze (2010)**

Studie byla objednána s. p. Povodí Vltavy – závod Berounka u Fakulty stavební ČVUT v Praze. Ve studii jsou posuzovány 2 varianty nádrže v lokalitě Bělá pod označením Srnčí (název dle blízkého Srnčího vrchu). Cílem návrhu je zajistit v obou případech kompletní ochranu města Bělá nad Radbuzou pro povodeň dobou opakování 100 let. První varianta počítá s výstavbou suché retenční nádrže, druhá varianta předpokládá vznik víceúčelového VD, jehož hlavním účelem bude protipovodňová ochrana a rekreace. Obě varianty jsou uvažovány jako homogenní sypaná hráz. Obě varianty se při uvažování užitku pouze z protipovodňové ochrany obce ukázaly jako ekonomicky neefektivní.

##### **Studie proveditelnosti Vodního díla Bělá (2017)**

Pro úplnost výčtu uvádíme i již zmiňovanou studii VRV. Studie respektuje profil Bělá uvažovaný ve Studii posouzení retenčních kapacit území Plzeňského kraje. Lokalita Smolov je tak definitivně opuštěna.



Obrázek 14: Umístění lokalit Bělá a Smolov v Územní studii posouzení retenčních kapacit Plzeňského kraje. Lokalita Bělá odpovídá lokalitě zpracovávané v této diplomové práci. (zdroj: Studie VRV) [6]

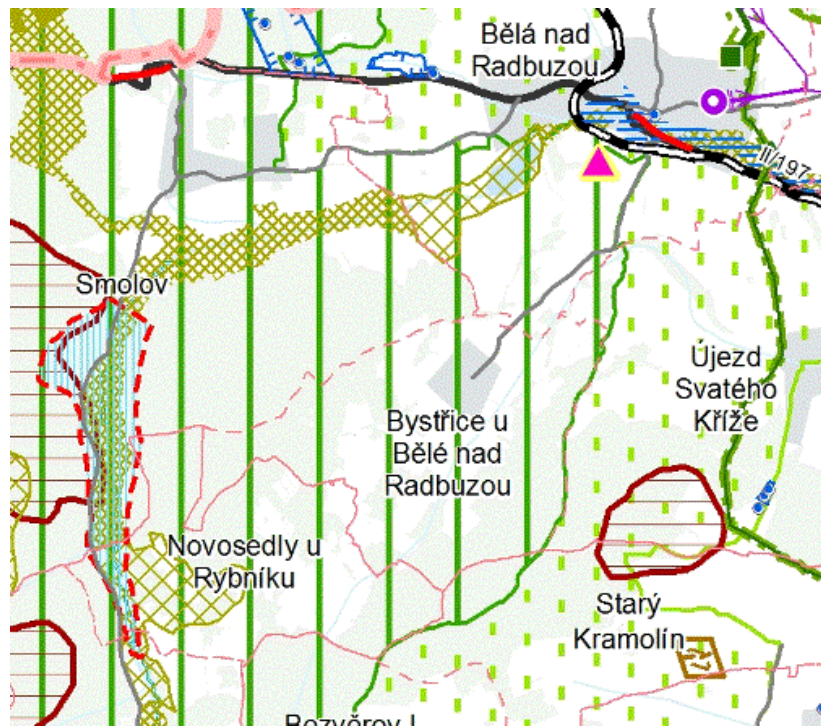
#### 4.5. Soulad s územně plánovací dokumentací

##### Zásady územního rozvoje Plzeňského kraje (ZÚR)

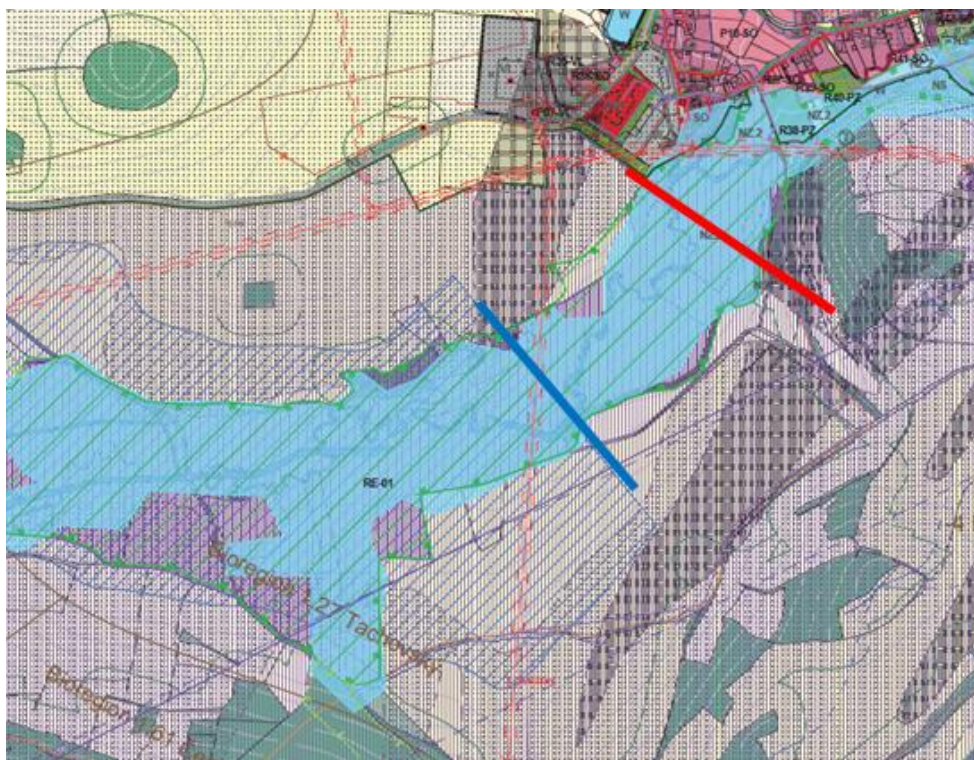
V aktualizaci č. 4 ZÚR Plzeňského kraje (Obr. 15) se s nádrží v lokalitě Bělá nepočítá. Jako plocha s přípustnou akumulací povrchových vod je vedena pouze lokalita Smolov. Plocha je v ZÚR vedena jako územní rezerva. Pro výstavbu VD v lokalitě zpracovávané v této práci by tedy byla nutná aktualizace ZÚR. Lokalita VD Bělá se dle ZÚR nachází v CHKO Český les a je ve střetu s několika prvky ÚSES.

##### Územní plán Bělá nad Radbuzou

Město Bělá má zpracovaný územní plán z roku 2003. V současnosti se pořizuje nový územní plán, který se aktuálně nachází ve fázi návrhu pro společné jednání. Součástí zadání nového územního plánu je i prověření plochy pro výstavbu retenční nádrže Srncí na řece Radbuze. Profil hráze se nachází přibližně 400 m nad profilem, jímž se zabývá i tato diplomová práce. (Obr. 16). Návrh ÚP Bělá pro společné jednání zřizuje plochu RE-01 (rezerva, Bělá nad Radbuzou, přehrada). [32] V rámci dalších fází projednávání nového ÚP bude možné tento stav připomínkovat a je proto zatím nejasné, jak bude nádrž do nového územního plánu města Bělá zahrnuta. Pokud by však byla plocha pro ni určená uvedena jako rezerva, pro výstavbu nádrže bude nutná změna územního plánu, která plochu z rezervy vyjme a změní ji na plochu vodohospodářskou. Vzhledem k nezohlednění plochy pro nádrž v ZÚR Plzeňského kraje se však jedná o legislativně velmi zdlouhavý proces.



Obrázek 15: Výřez Koordinačního výkresu ZÚR Plzeňského kraje. (zdroj: Geoportál Plzeňského kraje) [31]



Obrázek 16: Výřez koordinačního výkresu návrhu nového ÚP Bělá. Modře je vyznačen zamýšlený profil pro retenční nádrž Srnčí, červeně profil zpracováváný v této práci. Plocha rezervy má označení RE-01. (zdroj: ÚP Bělá nad Radbuzou) [32]

#### 4.6. Hydrologické údaje

Základní hydrologická data byla poskytnuta ČHMÚ (09/2016). Doba platnosti poskytnutých hydrologických údajů je standardně 5 let. Pro potřeby diplomové práce je možno je využít, pro

další stupně projektové dokumentace by bylo nutno s ČHMÚ projednat jejich platnost. Údaje jsou ve III. třídě přesnosti. [8]

Vodní tok: Radbuza  
 Číslo hydrologického pořadí: 1-10-02-0030  
 Profil: nad obcí Bělá nad Radbuzou  
 Plocha povodí: 53,46 km<sup>2</sup>  
 Dlouhodobý průměrný průtok Q<sub>a</sub>: 474 l/s  
 Tabulka 2: **m-denní průtoky** (zdroj: ČHMÚ)

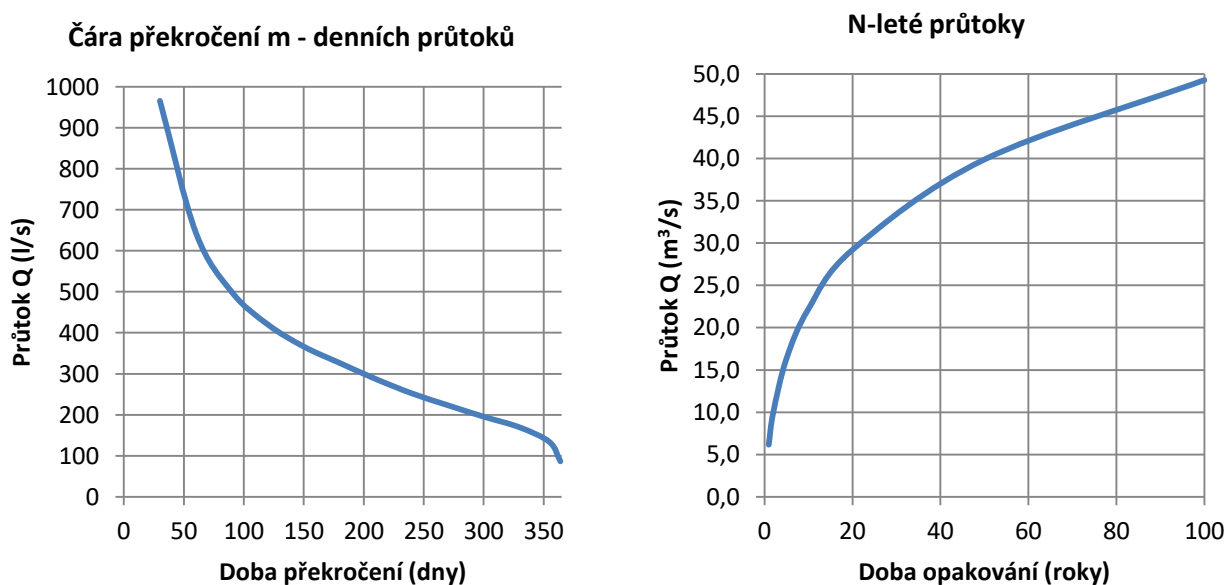
dny	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	355	364
Q (l/s)	966	644	499	420	366	326	287	252	223	195	169	133	86

Tabulka 3: **N-leté průtoky** (zdroj: ČHMÚ)

N (roky)	1	2	5	10	20	50	100
Q (m <sup>3</sup> /s)	6,16	9,91	16,30	22,20	29,20	39,90	49,30

Na základě hydrologických dat byly sestaveny čáry překročení m-denních průtoků a čáry opakování N-letých průtoků.

Obrázek 17: **Čára překročení m-denních průtoků.** (s využitím dat ČHMÚ) [8]



Obrázek 18: **Čára opakování N-letých průtoků.** (s využitím dat ČHMÚ) [23]

Dále je zapotřebí průběh návrhové povodňové vlny Q<sub>1000</sub>, resp. kontrolní povodňové vlny Q<sub>10 000</sub> pro posouzení vodního díla při povodních. Průběh návrhové povodňové vlny je uveden v Hydrologické studii ČHMÚ – Teoretická povodňová vlna TPV 1000 – VD Smolov, Radbuza. Hodnota kulminačního průtoku návrhové povodňové vlny Q<sub>1000</sub> byla určena 81,1 m<sup>3</sup>/s. [7] Tato povodňová vlna byla v rámci studie VRV extrapolována se zachováním polynomického trendu na

teoretickou povodňovou vlnu s dobou opakování 10 000 let s kulminačním průtokem  $Q_{10\,000} = 112,8 \text{ m}^3/\text{s}$ . [6] S TPV 10 000 je v práci uvažováno jako s kontrolní povodňovou vlnou KPV. Časový průběh použitých teoretických povodňových vln je obsahem příloh č. 2-5.

#### 4.7. Klimatické poměry

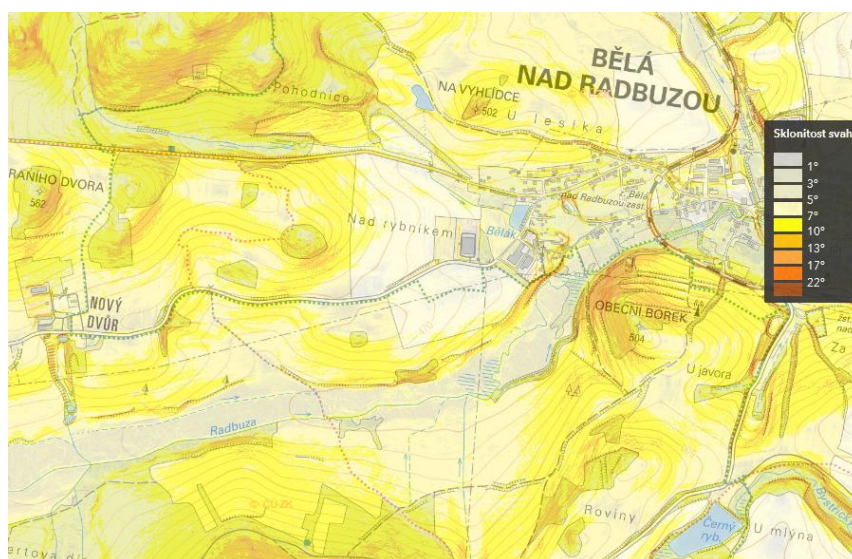
Lokalita se nachází v mírném podnebném pásmu v nadmořské výšce okolo 450 m n. m. Charakter místního podnebí je ovlivněn umístěním lokality v podhůří Českého lesa. Průměrná roční teplota je  $6,8 \text{ }^\circ\text{C}$  za období let 1991-2015. V porovnání s obdobím let 1961 – 1990 se zvýšila o  $1,01 \text{ }^\circ\text{C}$ . Nejvýraznější nárůst je v jarních měsících (duben o  $1,6^\circ\text{C}$ ). [6]

Průměrný srážkový úhrn je dle ČHMÚ 716 mm za období let 1961-2015. Pro stanici Přimda (vzdálenost cca 9,5 km od profilu Bělá) činí úhrn za období let 1961 – 1990 684 mm, za období 1991-2015 pak 755 mm, což představuje nárůst o 71 mm. [6]

Nejbližší limnigrafická stanice měřící průtoky na Radbuze se nachází v profilu Staňkov (ř. km 53, tj. 41 km pod profilem Bělá). Pomocí přepočítávacího koeficientu ČHMÚ byla společností VRV dopočítána řada průměrných měsíčních průtoků pro profil Bělá. Řada vykazuje dlouhodobě klesající trend. Za období let 1981 – 2015 se průměrný měsíční průtok v profilu hráze VD Bělá snížil od cca  $1,1 \text{ m}^3/\text{s}$ . [6]

#### 4.8. Geomorfologické poměry

Z pohledu geomorfologie leží oblast v Šumavské subprovincii v celku Český les. Morfologii území ovlivnila řeka Radbuza, jejíž údolí je v lokalitě zahlobeno o přibližně 20-25 m pod úroveň okolního terénu. Údolí je v oblasti zátopy mělké, otevřené a poměrně široké. Směrem k profilu hráze se údolí zužuje a uzavírá. (Obr. 19.) Na krajinný ráz má vliv zejména hřeben Obecní Borek (505 m n. m.) - Bystřický vrch (618 m n. m.) - Srnčí vrch (564 m n. m) na jižním břehu Radbuzy. Na severním břehu tvoří dominantu vrchol U Beraního dvora (561 m n. m.). Ze západní strany je údolí uzavřeno hřebenem Českého lesa. Nejvyšším bodem této oblasti je vrchol Velký Zvon (863 m n. m.) s vojenským objektem, který tvoří významnou dominantu celého kraje.

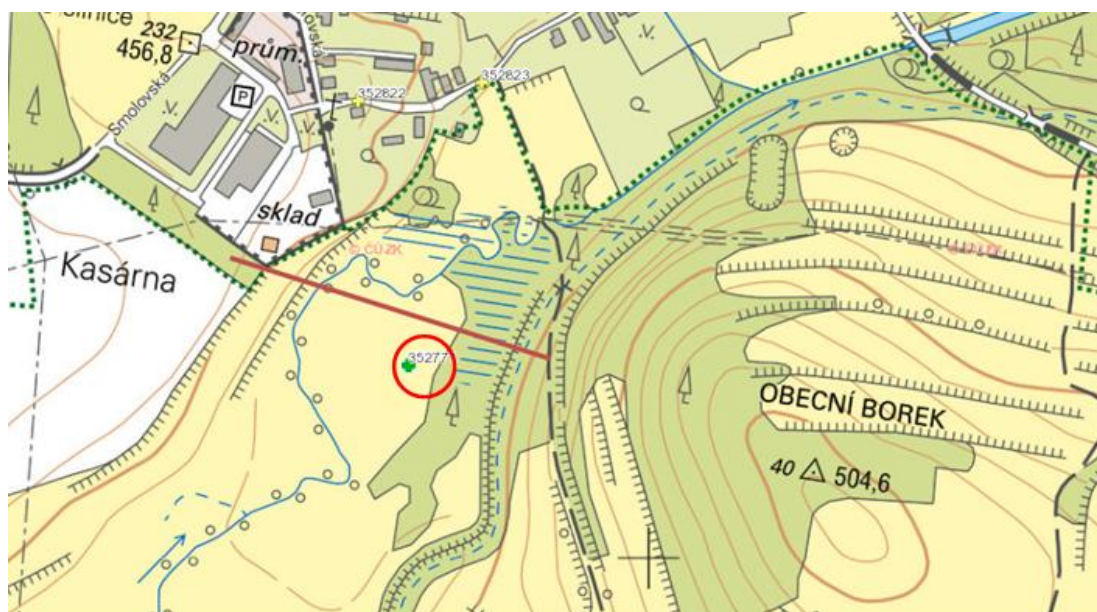


Obrázek 19: Mapa sklonitosti svahů v lokalitě. (zdroj: Analýza výškopisu, ČÚZK). [33]

## 4.9. Geologické podmínky

### 4.9.1. Vrtná prozkoumanost

V oblasti se nachází vrt archivní č. 352771. Vrt je umístěn prakticky přesně v místě projektované hráze. (Obr. 20) Vrt byl proveden v rámci geologického úkolu: Jánský V., Výsledky průzkumných prací pro zajištění doplňujícího vodního zdroje vodovodu OVHS v Bělé nad Radbuzou. [9] Profil vrtu byl poskytnut za úplatu na e-shopu České geologické služby. Plné znění výpisu geologického objektu je obsahem přílohy č. 1.



Obrázek 20: Poloha vrtu archivní č. 352771 vzhledem k profilu hráze. (zdroj: Česká geologická služba). [34]

archivní číslo: 352771  
hloubka vrtu: 16,1 m  
nadmořská výška: 443,0 m n. m.  
rok: 1975

#### Profil vrtu:

<u>hloubkový interval (m)</u>	<u>stratigrafie</u>
0,00 – 1,00	jíl
1,00 – 1,50	šterk
1,50 – 4,5	rula zvětralá
4,5 – 16,10	rula prokřemenělá, rozpukaná [9]

### 4.9.2. Geologické poměry

Dle geologické mapy (Obr. 21) se na lokalitě nachází:

#### Kvartérní pokryv

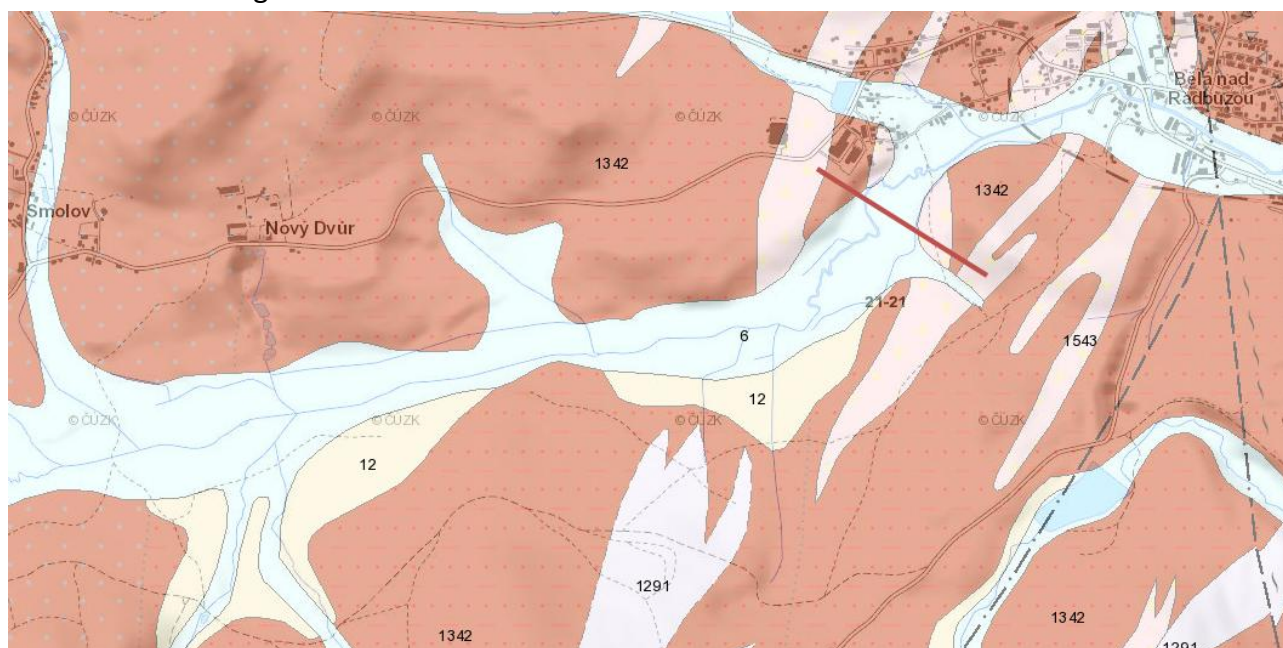
6 nivní sediment – hlína, písek, šterk, za vyšších vodních stavů inundováno  
12 svahoviny – písčitohlinitý sediment

#### Předkvartérní podloží

1291 ortorula

1342 pararula

1543 leukokrátňí granit



Obrázek 21: Geologická mapa 1:50 000 s vyznačeným profilem hráže. (zdroj: Česká geologická služba) [34]

#### 4.9.3. Geohazardy

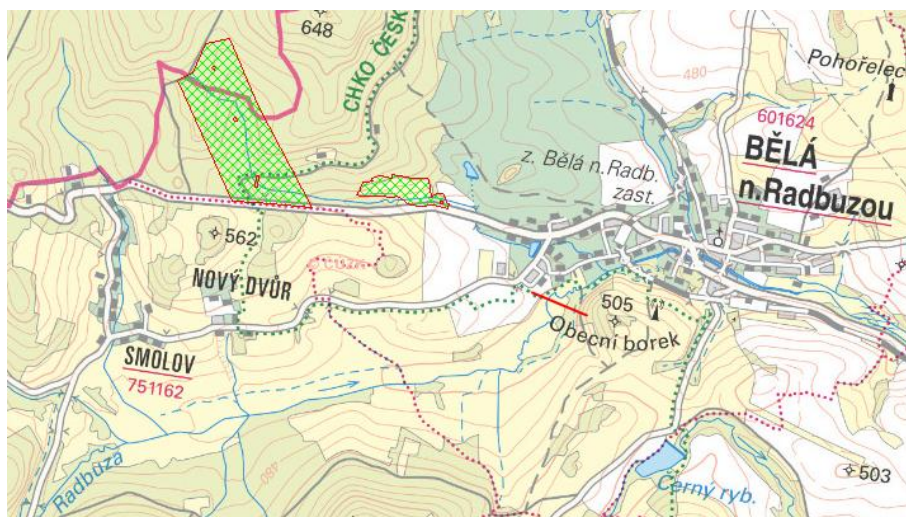
Dle geoportálu České geologické služby nejsou v zájmové oblasti registrovány žádné svahové nestability ani sesuvná území. Vlivy důlní činnosti nejsou registrovány. V zátopě se nenacházejí žádná důlní díla.

Problematické místo představuje svah levého zavržení, kde se v blízkosti hráže (cca 35 m od paty vzdušného svahu) na terénní plošině nad údolím nachází průmyslový a skladovací areál. Tento svahu bude nutné před zahájením stavby zabezpečit, aby nebyla ohrožena stability objektů.

#### 4.10. Hydrogeologické poměry

Podzemní vody v oblasti jsou drénovány do údolí řeky Radbuzy. V zátopě se nevyskytují ochranná pásma vodních zdrojů. Přibližně 1100 m severně od prostoru zátopy se nacházejí ochranná pásma vodních zdrojů Bělá nad Radbuzou – trubní vrtaná studna a pramenní jímky. (Obr. 22.)





Obrázek 22: Ochranná pásma vodního zdroje severně od budoucí zátopy. (zdroj: HEIS). [35]

#### 4.11. Geotechnické podmínky

Dle profilu vrtu uvedeného v kapitole 4.9.1 a mapových podkladů lze v prostoru hráze očekávat vrstvu nivních sedimentů o mocnosti okolo 1,5 m. Dle [9] se jedná o jíly a štěrky. Štěrky předpokládáme min třídy. G4, příp. G3 a vyšší, tj. štěrky hlinité, příp. s příměsí jemnozrnné zeminy. V patě svahů tvořících budoucí zavázání hráze se nacházejí svahové sedimenty. Pod vrstvou sedimentů se očekává skalní podloží tvořené zejména orotorulou a pararulou. Mocnost zvětralého pásma horniny je okolo 3 m. Pevné skalní podloží (rula) bylo zastiženo v hloubce 4,5 m. V levém zavázání hráze bude po sejmutí svrchních vrstev pravděpodobně obnaženo skalní podloží tvořené pararulou. Těžitelnost sedimentů lze orientačně stanovit do třídy I, těžitelnost zvětralých pararul ve třídě II, níže ve skalním profilu až ve třídě III.

Při uvažované mocnosti štěrků v zátopě 0,5 m dle profilu zajištěného vrtu je celkový objem štěrků v prostoru zátopy vhodných pro homogenní část hráze cca 200 000 m<sup>3</sup>. Objem tělesa hráze byl při prvních koncepčních rozvahách uvažován cca 26 600 m<sup>3</sup> dle studie VRV. [6] Tento údaj se bohužel v pokročilé fázi zpracování diplomové práce ukázal jako zcela nereálný. Po vynesení příčných řezů hrází se bylo zjištěno, že objem tělesa hráze je cca 92 000 m<sup>3</sup>.<sup>6</sup>

První rozvaha uvažující s chybným objemem tělesa hráze počítala s nasypáním stabilizační části hráze pouze z místních materiálů zastižených v zátopě (štěrky). Jejich využitelnost je odhadována na cca 25%, tj. 50 000 m<sup>3</sup>. Tento objem by tedy bez problémů stačil na původně uvažovanou kubaturu tělesa hráze. Skutečná kubatura je však o cca 42 000 m<sup>3</sup> vyšší a je proto otázkou, zda nebude nutné zbývající zeminu pro stabilizační část hráze dovézt z externího zemníku. S ohledem na relativně nízké požadavky na kvalitu zeminy pro stabilizační část hráze však bude jeho nalezení snadné. Pokud by však využitelnost štěrků v zátopě byla vyšší (cca 45%), bylo

<sup>6</sup> Hráz navržená ve studii VRV má mírnější sklony svahů (1:3,3 a 1:2) oproti hrázi navržené v této práci (1:2 a 1:1,8). Jejich objem bude proto ještě větší. Hráz navržená ve studii VRV byla proto zakreslena do vynesných příčných řezů a orientačně spočtena její kubatura. Bylo zjištěno, že skutečný objem tělesa hráze navržené ve studii VRV je cca 133 500 m<sup>3</sup>, oproti 26 600 m<sup>3</sup> uváděným původně tamtéž, tj. 5 x více. Původně uváděný objem je tedy zcela chybný.

by stále možné hráz nasypat z materiálů v zátopě. Využitelnost štěrků bude záviset zejména na množství organické hmoty a jejich zrnitostním složení (štěrky nesmí obsahovat více než 10% zrn menších, než 2 mm). Na stavbě proto bude nutné přítomnost třídičky, kterou se vhodné štěrky vyčlení.

Vrstvu jílu o mocnosti 1 m dle profilu zajištěného vrtu by mělo být možné využít pro těsnící část hráze ve variantě C (viz kapitola 6.1.1). Prokořeněnou svrchní část jílu s vysokým podílem organické hmoty bude nutné odstranit. Použitelnost jílu zastižených v zátopě bude záviset na podílu organické hmoty. Podle něj se rozhodne o jejich použití v zemním těsnícím jádře, příp. o dovážení zeminy.

Jako základní představa pro výběr konstrukčních variant hráze o podmínkách v podloží tento přehled postačuje. Pro další stupně projektové dokumentace je však nutné provést podrobný IG průzkum profilu pro ověření výše popsaných podmínek a nalezení případných anomálií v podloží.

#### **4.12. Přírodní poměry**

Lokalita se nachází v II. a III. zóně CHKO Český les v přírodní lokalitě Údolí Radbuzy. Z chráněných druhů se zde vyskytuje např. rak kamenáč, mihule potoční a skorec vodní. [6]

#### **4.13. Sídla**

Nejvýznamnějším sídlem v lokalitě je město Bělá nad Radbuzou (1700 obyvatel k 1. 1. 2022). [36] V okolí zátopy se nacházejí místní části Nový Dvůr a Smolov. Osady mají především zemědělský a rekreační charakter. Ve městě Bělá se nenacházejí žádné významnější průmyslové objekty. Při případné výstavbě VD Bělá lze využít občanskou vybavenost ve městě (obchod s potravinami, možnost ubytování a stravování). Nejbližším okresním městem a obcí s rozšířenou působností je město Domažlice (28 km). Významným objektem ve městě Bělá je barokní most přes řeku Radbuzu z roku 1723 (Obr. 23). [36] Most se nachází přibližně 1200 m pod profilem VD Bělá a tvoří pravděpodobně nejméně kapacitní úsek koryta řeky Radbuzy ve městě (Obr. 24). Z přítomnosti historického mostu může vycházet požadavek na návrhovou míru ochrany území na průtok  $Q_{100}$ .

Obrázek 23: **Most přes Radbuzu ve městě Bělá.** (foto autor)



Obrázek 24: **Koryto Radbuzy ve městě Bělá.** (foto autor)

#### **4.14. Dopravní obslužnost**

Dopravní napojení města Bělá je zajištěno silnicemi II/198 a II/197 z dálnice D5 přes město Přimda. Profil hráze je částečně přístupný po výše popsané místní komunikaci. Při případné výstavbě VD představuje výhodu železniční trať umožňující přepravu rozměrnějších nákladů (např. uzávěrů spodních výpustí, cementu, apod.). Železniční stanice Bělá se nachází přibližně 1,5 km od profilu hráze.

## 5. Základní údaje o VD Bělá

### 5.1. Zdůvodnění výstavby VD Bělá

VD Bělá má 3 hlavní funkce:

#### 5.1.1. Zásobní funkce

Nádrž bude sloužit k akumulaci vody v zásobním prostoru pro nadlepšování průtoků v řece Radbuzě. S ohledem na očekávanou změnu klimatu a pokles průměrných měsíčních průtoků by se počet měsíců, kdy v korytě není zajištěn minimální zůstatkový průtok MZP, pravděpodobně postupně zvyšoval. MZP byl stanoven dle Metodického pokynu MŽP jako  $0,15 \text{ m}^3/\text{s}$ . [6] Dle normy ČSN 75 2405 Vodohospodářské řešení nádrží je uvažováno s třídou významnosti nádrže B a požadovaná zabezpečení dodávky vody pro zajištění MZP je tedy 98,5 %.

Z těchto předpokladů vychází vodohospodářské řešení nádrže, které zpracovala společnost VRV při uvažování různých klimatických scénářů. Jeho výsledkem je návrh objemu zásobního prostoru  $1,517 \text{ mil. m}^3$  s maximální hladinou na kótě 452 m n. m. Střední hodnota nadlepšení odpovídá přibližně současnému průtoku  $Q_{330d}$ , tj.  $0,169 \text{ m}^3/\text{s}$ . [6] Z uvedené kóty a objemu zásobního prostoru vychází všechna variantní řešení navržená v této diplomové práci.

#### 5.1.2. Ochranná funkce

Dalším účelem VD Bělá je zajistit protipovodňovou ochranu města Bělá na průtok  $Q_{100}$ . Neškodný odtok z VD je stanoven jako  $O_{neš}=6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Na tento požadavek bylo VD posuzováno i ve studii VRV a diplomová práce z něj vychází. Ve studii navržený průměr (a tím kapacita) spodních výpustí a kóta přelivné hrany bezpečnostního přelivu jsou proto v této práci respektovány, aby nedošlo k výrazné změně odtoku z nádrže při povodňové situaci. Tím by byl ovlivněn její transformační účinek, který je navržen na požadovanou míru ochrany  $Q_{100}$ .

Transformační účinek VD Bělá bude nejvíce patrný bezprostředně pod profilem hráze. S přibývajícím přítoky a tedy plochou povodí se snižuje. V profilu Staňkov (41 km pod profilem hráze) je již prakticky zanedbatelný (Obr. 25). [6]

Zájmová lokalita (mezipovodí)	Bližší určení	Plocha [km <sup>2</sup> ]	Q neovlivněný v profilu hráze		
			Q <sub>20</sub>	Q <sub>50</sub>	Q <sub>100</sub>
			29,2	39,9	49,3
			Q transformovaný v profilu hráze		
			Q <sub>20</sub>	Q <sub>50</sub>	Q <sub>100</sub>
			3,2	4,9	6,4
			Redukce o [m <sup>3</sup> .s <sup>-1</sup> ]		
Bělá nad Radbuzou	Profil hráze	53,44	26,0	35	42,9
Bělá nad Radbuzou	Pod Bezděkovským potokem	80,07	17,4	23,4	28,6
Tasnovice	nad Slatinou	172,83	5,4	10,8	13,3
Srby	Nad Černým potokem	222,72	1,3	8,4	10,3
Horšovský Týn	Nad Křaňkovským potokem	395,4	0,2	4,7	5,8
Horšovský Týn	Pod Zubřinou	437,67	0,0	4,3	5,2
Staňkov (nad Zubřinou)		473,01	0,0	4,0	4,8

Obrázek 25: Redukce transformačního účinku VD Bělá vzhledem k ploše povodí. (zdroj: převzato ze studie VRV) [6]

### 5.1.3. Energetická funkce

Ze studie VRV vyplynulo, že profil není příliš vhodný k energetickému využití. Primárním účelem VD není výroba elektrické energie, přesto byla ve studii posuzována možnost příjmů z výroby malé vodní elektrárny. Návrh předpokládá instalaci turbíny o hltnosti přibližně 2,5 násobku MZP, tj. 0,54 m<sup>3</sup>/s. Zisk z výroby elektřiny byl posuzován na řadě průměrných měsíčních průtoků za období let 1981 – 2015. Průměrná roční výroba by se při těchto parametrech pohybovala okolo 200 MWh ročně. [6] Studie předpokládá výkupní cenu elektřiny cca 3000 Kč/MWh (stav platný v roce 2017). Současná výkupní cena pro malou vodní elektrárnu v nové lokalitě se pohybuje okolo 3900 Kč/MWh. [37] Celkový příjem z výroby elektrické energie v MVE by tedy byl přibližně 780 000 Kč ročně. Částka by částečně pokryla výdaje spojené s provozem VD<sup>7</sup>. Stavební řešení umístění MVE na VD Bělá je naznačeno v kapitolách 7.2.3 a 8.2.3.

## 5.2. Kategorizace VD

Z hlediska kategorie VD (viz kapitola 2.5.2) navrhuje se zařadit VD Bělá do II. kategorie z hlediska technicko-bezpečnostního dohledu. Profil hráze se nachází přímo nad městem Bělá a lze proto očekávat, že při hypotetické havárii VD dojde ke ztrátám na lidských životech. Jako kontrolní povodňová vlna je proto uvažována povodeň s dobou opakování 10 000 let.

## 5.3. Vliv VD Bělá na okolí, přeložky inženýrských sítí

Vedle výše popsaných hlavních funkcí bude VD dílo Bělá plnit i funkci rekreační, čímž přispěje k turistickému rozvoji jinak poměrně odlehlého regionu. Intenzivní chov ryb se vzhledem k rekreačnímu využití nepředpokládá. Možný bude pouze lov na udici, čímž se dále zvýší rekreační potenciál lokality. Z hlediska ochrany druhů rostlin a živočichů nepředpokládá studie VRV zásadní dopady na jejich biotopy. Jejich početnost by neměla být výstavbou VD ohrožena. Lze také předpokládat, že výstavba VD bude mít vliv na mikroklima lokality, byť poměrně nevýznamný.

Z hlediska dopravně technické infrastruktury bude nutné zřídit přeložku nadzemního vedení vysokého napětí v délce cca 800 m a přeložku kanalizace. Stávající dopravní infrastruktura nebude stavbou nijak ovlivněna. Nově zřízené příjezdové komunikace k VD budou napojeny na stávající silnici III. třídy Bělá-Smolov a na místní účelovou komunikaci v Bělé.

V rámci výstavby se předpokládá zvýšená prašnost a hluchnost. Za další částečně negativní vliv lze považovat změnu krajinného rázu po výstavbě VD. Jiné negativní vlivy se nepředpokládají.

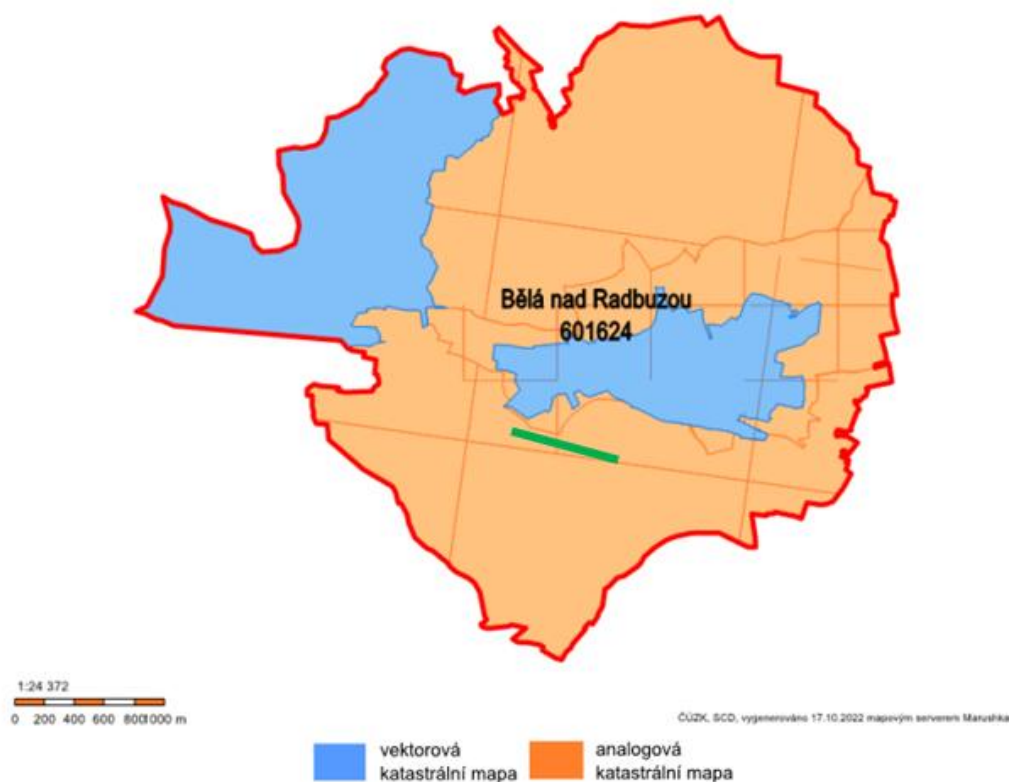
## 5.4. Majetkoprávní vztahy

Stavba se nachází v katastrálních územích Bělá nad Radbuzou [601624] a Smolov [751162]. Trvalým zábozem bude dotčeno celkem 176 pozemků, celková velikost záboru je 61,3 ha. [6] Nejevíce pozemků je ve vlastnictví fyzických osob (76) a ve vlastnictví státu (70). Z hlediska druhů pozemků se jedná zejména o trvalý travní porost (74%) a ornou půdu (16,6%). V území se nenacházejí žádné stavby ani jinak využívané pozemky. Stavba není v konfliktu s veřejně prospěšnými stavbami. Podrobný soupis pozemků je uveden ve studii VRV. [6]

---

<sup>7</sup> Studie VRV předpokládá celkové provozní náklady 2 500 000 Kč/rok. [6]

V části území není dodnes digitalizovaná katastrální mapa. K dispozici je pouze analogová mapa vytvořená otisky naskenovanými do digitální podoby. Otisk historických map je nepřesný, parcelní čísla jsou v mapě obtížně dohledatelná, hranice pozemků jsou často nejasné. Pro zhotovení Katastrálního situačního výkresu není proto možné využít standardní digitalizovanou katastrální mapu ve formátu dgn. Nabízí se pouze využití WMS služeb s místy nejasnou analogovou katastrální mapou. Před zpracováním dalších stupňů dokumentace by proto bylo vhodné provést celkovou revizi katastrálního operátu v celém k. ú. Bělá nad Radbuzou. Dle vyjádření ČÚZK bude kompletní digitalizace v území dokončena v roce 2025.



Obrázek 26: Stav digitalizace katastrální mapy v území. Zeleně je vyznačen profil hráze. (Zdroj: ČÚZK).[42]

## 6. Návrh technických variant VD Bělá

### 6.1. Výběr variant konstrukčního řešení

#### 6.1.1. Hráz

Jako konstrukční řešení hráze bylo původně uvažováno několik variant. Výstavba betonové hráze byla z důvodu nevhodného podloží a nízké kubatury betonu zamítnuta. Objem hráze není dostatečně velký na to, aby bylo výhodné zbudování mobilní betonárky přímo v místě výstavby. Dále bylo uvažováno s několika variantami sypaných hrází s různými možnostmi těsnění. Přehled všech možných variant a jejich posouzení je uveden v tabulce č. 4.

Ve studii VRV je hráz navržena jako zemní homogenní. [6] Zeminy pro výstavbu homogenní hráze jsou však v místě profilu nevhodné. Proto je navrženo využití externího zemníku u obce Luženice, kde se nachází stávající ložisko cihlářské suroviny, s vhodnými vlastnostmi pro výstavbu hráze. Problém představuje vzdálenost zemníku cca 25 km od profilu Bělá. Doprava zeminy by proto byla extrémně ekonomicky náročná. Při nově zjištěném objemu konstrukční zeminy 133 500 m<sup>3</sup> (oproti původně chybně uváděným 26 600 m<sup>3</sup>, viz. kapitola 4.11) by bylo nutné realizovat přibližně 14 800 jízd nákladních automobilů (předpoklad Tatra 6x6). Celková ujetá vzdálenost by byla okolo 740 000 km. Toto řešení je proto nerealizovatelné.

Z toho důvodu je v diplomové práci navrženo nové řešení, které respektuje původní návrh zemní hráze. Změnu představuje změna z homogenní na zonální hráz s oddělenou stabilizační a těsnicí částí. Pro stabilizační část bude využita zemina z prostoru zátopy, která se dle základních dostupných informací jeví jako velmi vhodná. Odebráním zeminy z prostoru zátopy bude navíc částečně zvětšen zásobní prostor nádrže. Navržena jsou 3 variantní technická řešení těsnícího prvku. Všechny varianty mají stabilizační část z místní zeminy (původní předpoklad, viz. kapitola 4.11).

**Ve Variantě A** je navržena těsnicí návodní geomembrána. Toto řešení je již využito na několika přehradách v ČR. Na VD Landštejn byla použita geomembrána ISOFOL BB z PVC-P (1. aplikace geomembrány jako těsnění sypané hráze ve střední Evropě). Na VD Morávka byla v rámci rekonstrukce v letech 1997-2000 jako návodní těsnění využita geomembrána Sibelon z PVC od italského výrobce Carpitech. Geomembrána nahradila funkcí původní návodní asfaltobetonové těsnění, které bylo po letech provozu značně poškozeno.<sup>8</sup> Nevýhodou PVC fólie Sibelon je riziko jejího poškození vandalismem. Na VD Morávka je toto vyřešeno ochranným pásmem vodního zdroje I. stupně, kdy je celá nádrž veřejnosti nepřístupná. Další nevýhodou geomembrány Sibelon je její poměrně vysoká cena.

Z tohoto důvodu byla jako dodavatel geomembrány pro návodní těsnění VD Bělá zvolena francouzská společnost AXTER a jí dodávaná geomembrána Coletanche [38] (Obr. 28 a 29). Na VD Bělá se se zřízením ochranného pásma vodního zdroje nepočítá, hráz bude volně přístupná a riziko poškození PVC fólie vandalismem by proto bylo vysoké. Změnou dodavatele je tento problém vyřešen. Výhodou bitumenové geomembrány Coletanche oproti PVC fólii Sibelon je totiž

---

<sup>8</sup> Návodní AB těsnění byla lokálně zcela propadnuté, což způsobilo značný nárůst průsaků tělesem hráze.

především výrazně vyšší tuhost a odolnost geomembrány proti poškození. Další výhodou je vyšší hmotnost geomembrány v porovnání s PVC a tím nižší riziko nadzdvihávání geomembrány vlivem větru. Jiné typy geomembrány nebyly s ohledem na absenci zkušeností s jejich provozem na vodních dílech uvažovány. Popis konstrukčního řešení varianty A je obsahem kapitoly č. 7.

**Ve variantě B** je navrženo asfaltobetonové těsnící jádro (označováno jako Asphalt core dam). Jedná se o v ČR dosud nepoužité řešení, ve světě je však již zrealizováno okolo 140 přehrad tohoto typu s velmi dobrými výsledky z provozu. [43] Asfaltobetonové jádro je pokládáno společně s obalovými filtry speciálním finišerem. Realizací se zabývají např. společnosti Walo nebo Strabag (Obr. 27).

Hlavní výhodou tohoto řešení je vysoká nepropustnost asfaltového jádra a jeho poddajnost umožňující kopírovat deformace hráze např. vlivem sedání. Oproti návodnímu asfaltobetonovému těsnění představuje hlavní výhodou skrytí jádra v tělese hráze. Asfaltobeton je tak chráněn proti povětrnostním vlivům, snižuje se jeho rozpínání vlivem teplot a není vystaven UV záření. Další výhodou je kratší doba výstavby ve srovnání se zemním těsnícím jádrem a jeho instalace není závislá na povětrnostních podmínkách (zemní těsnící jádro není možné ukládat za deště, mrazu, apod.) Nevýhodou řešení je nutnost dovážení asfaltu a potřeba zajistit speciální finišer pro pokládku. Vzhledem k jeho relativně malé kubatuře asfaltobetonu nemusí být zajištění těchto požadavků ekonomicky výhodné. Popis konstrukčního řešení varianty B je obsahem kapitoly č. 8.

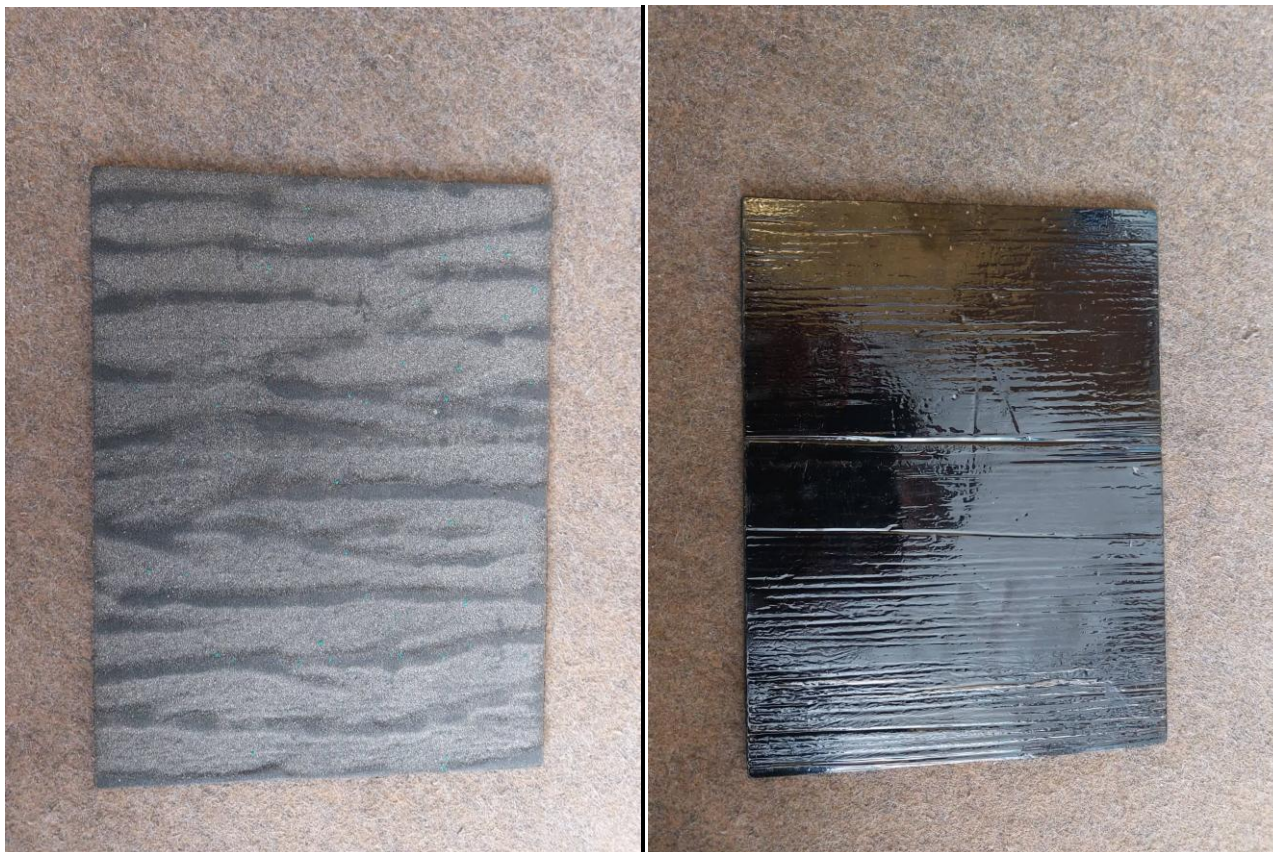
**Ve variantě C** je navržena hráz se zemním těsnícím jádrem. Pro těsnící část hráze budou využity jíly zastížené v prostoru zátopy, příp. bude využita zemina zastížená ve výše popsaném zemníku. Její objem bude oproti homogenní hrázi podstatně nižší a náklady na dopravu proto budou přijatelné. Jedná se o často používaný typ těsnění, který je využit u mnoha VD v ČR, často u kamenitých přehrad (např. VD Římov, VD Přísečnice, apod.). Popis konstrukčního řešení varianty C je obsahem kapitoly č. 9.



Obrázek 27: Realizace asfaltobetonového těsnícího jádra. [zdroj: allcons.de] [44]



Obrázek 28: Geomembrána Coletanche – vlevo strana pro kontakt s vodou. (foto autor)



Obrázek 29: Geomembrána Coletanche – vpravo strana pro kontakt s podsypovým materiálem. (foto autor)

Tabulka 4: Posouzení vhodnosti konstrukčních typů hráze.

TYP HRÁZE		VHODNOST	ZDŮVODNĚNÍ
<b>BETONOVÁ</b>			
tlížná - litý beton	zcela nevhodná	Pro založení betonové hráze nejsou v profilu ideální podmínky. Bylo by nutné odděžit pokryvnou vrstvu zemín o mocnosti okolo 2 m a dále vrstvu hornin (orotoruly) porušenou zvětřáváním do hloubky cca 4,5 m. Technologie litého betonu už je dnes navíc překonaná válcovaným betonem.	
tlížná - válcovaný beton	částečně vhodná	Stejně problémy s podložím jako v příp. první varianty. Výhodou je podstatně kratší doba výstavby. S ohledem na nízkou kubaturu hráze by se nevyplatilo zřizovat na místě betonárku. Dovážení betonu by bylo extrémně ekonomicky náročné.	
klenbová	zcela nevhodná	Poměr délka L/výška H vychází pro VD Bělá cca 21,5. Pro klenbové hráze se doporučuje poměr L/H<3. Další problém představuje nevhodné podloží v závězní hráze s vrstvičkami svahoviny.	
pilířová	zcela nevhodná	Stejně problémy, jako u tlížných betonových hrází. Další nevýhodou představuje velmi složitá výstavba (bednění pilířů). Oproti tlížným přehradám má však menší spotřebu betonu.	
členěná desková/klenbová zemní	zcela nevhodná	Stejně problémy jako u ostatních betonových přehrad. Další nevýhodou představuje složitá výstavba. V profilu a jeho blízkosti se nachází dostatek vhodné konstrukční zeminy pro stavbu zemní hráze. Hráz navíc bude pravděpodobně možné založit na štěrčích v přehradním profilu.	
zemní	vhodná	V blízkosti profilu (6 km) se nachází lom Újezd u svatého kříže. Doprava velkého množství kamene pro stabilizační část hráze by však byla ekonomicky velmi náročná.	
kamenitá	méně vhodná	Zemina v profilu není vhodná pro výstavbu homogenní hráze (šterčky). Nalezený zemník je však cca 25 km daleko od profilu Bělá. Doprava zeminy by byla ekonomicky extrémně náročná.	
bez těsnění - homogenní hráž	nevhodná	Pro těsnící část hráze by bylo možné využít lom na chláškovou surovinu a částečně také jíly zastížené v profilu. Návodní těsnění by však bylo nutné důkladně opevnit. Další nevýhodou oproti střednímu zemnímu těsnění je složitější realizace. Podobné řešení je využito např. na VD Žlutice	
<b>SYPANÁ ZEMNÍ - TYP TĚSNĚNÍ</b>			
návodní zemní (ukloněné)	částečně vhodná	Pro těsnící jádro lze využít nalezený zdroj a částečně také jíly zastížené v profilu. Nevýhodou oproti svahovému těsnění je vyšší primární konsolidace.	
střední zemní	vhodné	Technologie se již vzhledem ke svým nevhodám nevyužívá. (problém s deformacemi, sedáním, atd.)	
střední betonové nebo ŽB	nevhodné	Jedná se o moderní technologii. Výhodu představují pružnost a poddajnost AB jádra, snadná výstavba, cena, velmi malá hydraulická vodivost. Nevýhodou je ntrnost dopravy AB a použití speciální technologie (finišer).	
střední asfalto-betonové	vhodné	Finančně náročnější v porovnání s AB jádrem, náchylné na poškození - vliv povětrností, problémy zejména v oblasti nejčastějšího kolísání hladiny, obtížnější výstavba než u AB jádra.	
návodní asfalto-betonové	méně vhodné	Moderní technologie, její výhodou je zejména velmi snadná a rychlá montáž bez použití speciální technologie, snadná doprava těsnění na stavbu a téměř absolutní neproropnost.	
návodní geomembrána	vhodné		

### 6.1.2. Funkční objekty

Výběr funkčních objektů vychází z požadovaného účelu nádrže, kterým bude zejména protipovodňová ochrana a nadlepšování průtoků. Požadavky na přímé odběry vody z nádrže nejsou a není proto nutné navrhovat odběrné objekty. Původní návrh uvedený ve studii VRV počítal s vybudováním bočního přelivu v pravém závězu, věžového objektu s lávkou nad strojovnou spodních výpustí a odpadní chodby. Účelem věžového objektu by byl s ohledem na absenci přímých odběrů z nádrže pouze přístup do strojovny spodních výpustí.

Z ekonomického, bezpečnostního<sup>9</sup> i konstrukčního hlediska je u sypaných hrází vhodné sloučení přelivu a spodních výpustí do jednoho, tzv. sdruženého objektu. Je proto navržena výstavba šachtového přelivu a spodních výpustí se společnou odpadní chodbou, která bude budována společně s chodbou komunikační. Ta zajistí přístup do strojovny spodních výpustí. Původní návrh věžového objektu je zrušen. Toto řešení bylo realizováno např. na VD Nýrsko, nebo VD Jirkov (Obr. 30). Zde je dřík šachtového přelivu navíc doplněn o vodárenské odběry.

Druhá varianta zachovává původní návrh bočního přelivu a samostatné strojovny spodních výpustí s odpadní chodbou v tělese hráze. Věžový objekt bude stejně jako v případě šachtového přelivu zrušen (ekonomika výstavby, nutné založení věžového objektu, nutnost budovat lávku, apod.). Věžový objekt by sloužil pouze k přístupu do strojovny spodních výpustí. Ten bude nově zajištěn komunikační chodbou, která je navržena jako jednotná s chodbou odpadní. Oproti situaci, kdy by byl navržen věžový objekt, bude však nutné komunikační chodbu mírně zvětšit, aby byl zajištěn transport uzávěrů spodních výpustí do strojovny. Podobné řešení je úspěšně provozováno např. na VD Žlutice. (Obr. 31).

Obrázek 30: Šachtový přeliv na VD Jirkov. (zdroj: Povodí Ohře, s. p.) [40]



Obrázek 31: Skluz bezpečnostního přelivu na VD Žlutice. (foto autor).

<sup>9</sup> U šachtového přelivu není nutné budovat skluz jako např. u bočního nebo postranního přeliv, jehož porucha by mohla způsobit ohrožení stability závězu, příp. vzdušného svahu hráze (např. porucha skluzu bezpečnostního přelivu na VD Oroville v USA, 2017).

## 6.2. Technické řešení těsnění podloží

V původním návrhu uvedeném ve studii VRV je těsnění podloží řešeno pomocí těsnící clony za návodní patou hráze. Vzhledem k tomu, že se jedná o homogenní hráz, není možné clonu napojit na těsnící prvek v tělese hráze. Funkčnost clony bude proto sporná a hrozí její obtékání. Z toho důvodu bylo v diplomové práci řešení těsnění podloží přepracováno.

Geotechnické podmínky pro založení hráze jsou popsány v kapitole 4. 11. Bližší informace o propustnosti skalních hornin v podloží ani hydraulické vodivosti zastižených zemin nejsou v tomto stupni dokumentace známy. V dalších fázích projektové přípravy proto bude nutné zjistit propustnost skalních hornin v podloží pomocí vodních tlakových zkoušek (dále též VTZ).

### 6.2.1. Vodní tlakové zkoušky

Principem zkoušky je stanovení ztráty vody po hloubce vrtu v jednotlivých etážích. Ztráty se udávají v jednotkách litru za minutu na metr běžný hloubky vrtu ( $l/min.m'$ ) při stanoveném tlaku vody vháněné do vrtu. VTZ umožňují posoudit jak velikost a množství puklin ve skalním podloží, tak orientačně jejich charakter a stabilitu výplně. Při provádění zkoušek se používají 2 způsoby – vzestupný a sestupný. Při talkové injektáži se běžně používá způsob sestupný. Zkoušená etáž vrtu se vyvrtá do hloubky okolo 3-5 m, vrtné zařízení se vytáhne, etáž se uzavře koncovkou – tzv. obturátorem a provede se VTZ. Takto se postupuje až do finální hloubky vrtu.

Dovolené ztráty vody se posuzují dle různých empirických kritérií, která vycházejí ze zkušeností při provádění VTZ. Jako nejjednodušší z nich lze uvést Lugeonovo kritérium, které stanoví maximální dovolené ztráty vody na 1 m' vrtu. Pro přehradu s výškou do 30 m je  $Q_{dov} = 3 l/min.m'$  při tlaku 1 MPa. [2] S přihlédnutím k výsledkům VTZ bude skalní podloží zatěsněno pomocí tlakové injektáže. Návrh konstrukčního řešení je obsahem dalších kapitol.

### 6.2.2. Varianta s vnitřní asfaltobetonovým a zemním těsněním

Pro tyto varianty je navrženo zřízení injekční chodby. Navětralá rula bude v místě chodby odtěžena a chodba bude založena tak, aby její strop lícoval s horní hranou skalního podloží. Výhody tohoto řešení ve spojení a danými typy těsnění hráze jsou následující:

- z chodby bude provedena injektáž skalního podloží, kterou bude v případě potřeby možné obnovit za provozu VD bez nutnosti vypuštění nádrže
- v chodbě bude možné provádět předepsaná měření TBD a z nich např. vyhodnocovat účinnost těsnící clony
- do chodby bude možné svést průsaky přes asfaltobetonové těsnící jádro a provádět jejich měření
- betonový strop chodby bude dimenzován tak, aby na něm mohlo být založeno AB těsnící jádro a obalové filtry – při jejich pokládání pojedou finišer přímo po stropě chodby
- nevýhodou jsou vyšší investiční náklady a nutnost zřídit přístup do injekční chodby

### 6.2.3. Varianta s geomembránovým těsněním

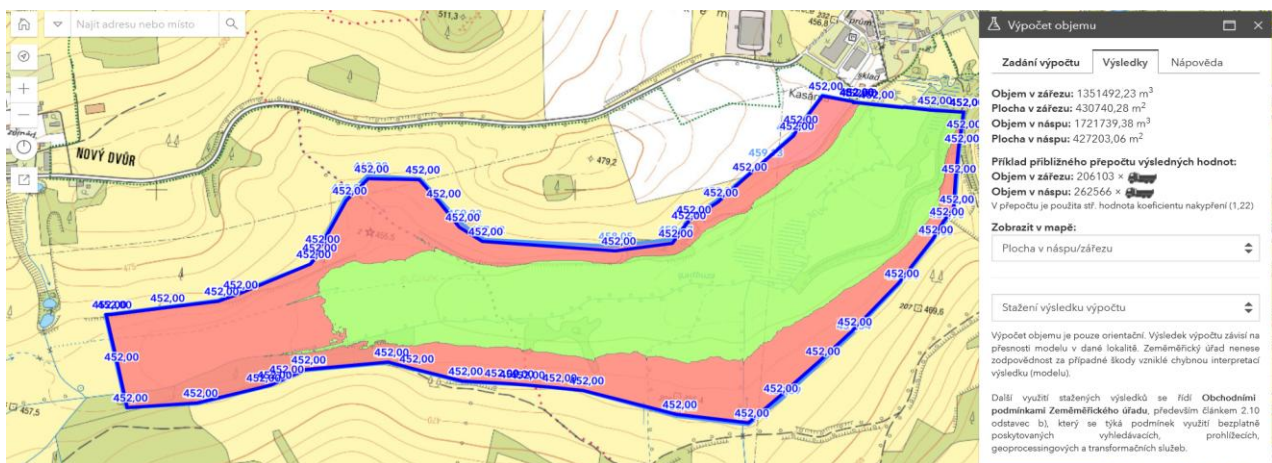
Pro variantu s geomembránovým těsněním by bylo nutné vybudovat injekční chodbu pod návodní patou hráze tak, aby bylo možné na ní napojit geomembránu. Vzhledem k malé výšce hráze (do 15 m) však byl místo injekční clony navržen pouze injekční bloček. Výhody tohoto řešení ve spojení s geomembránovým těsněním jsou následující:

- výrazně nižší objem těžené horniny a tím nižší investiční náklady oproti injekční chodbě
- snadné napojení geomebrány na injekční bloček a tím na injekční clonu
- Podloží hráze bude utěsněno již od návodní paty a na těleso hráze proto bude působit výrazně nižší vztlak. To představuje výhodu např. při dimenzování tloušťky dna odpadní chodby (namáhání vztlakem).
- Bloček sice neumožňuje kontinuálně měřit účinnost injekční clony, v případě potřeby doinjektovat podloží během provozu VD však může být nádrž vzhledem k malému objemu snadno vypuštěna a podloží bude doinjektováno z injekčního bločku.
- Případné změny v propustnosti podloží hráze bude možné sledovat na množství a složení vody v patním drénu (voda prosáklá podložím bude pomocí systému sběrných drénů u základové spáry svedena do patního drénu).

Hloubka injekční clony, počet a rozmístění vrtů budou určeny na základě výsledků VTZ (viz kapitola 6.2.1). Zjednodušeně lze hloubku injekční clony uvažovat jako 2/3 výšky hráze, tj. 10 m. Hloubka injekční clony je pro všechny navržené varianty těsnění stejná.

### 6.3. Charakteristické čáry nádrže

Ve studii VRV jsou uvedeny pouze grafické podoby čáry zatopených ploch objemů VD Bělá. S ohledem na potřebu využít čáru zatopených ploch při výpočtu transformace povodňové vlny bylo nutné jejich tabulkové zpracování. K tomu byl využit volně dostupný online nástroj Analýza výškopisu, který provozuje ČÚZK. [33] Aplikace využívá jako podklad digitální model reliéfu 5. generace (DMR5G). Pomocí příkazu „*Orientační výpočet objemu*“ byly určeny hodnoty zatopených ploch a objemů pro jednotlivé úrovně hladiny v nádrži (uvažováno s krokem po 0,5 m), (Obr. 32.). Zelená plocha představuje objem fiktivního náspu ode dna údolí po dílčí kóty hladiny (na Obr. 32 po kótu 452 m n. m.). Plocha v náspu pak představuje zatopenou plochu.



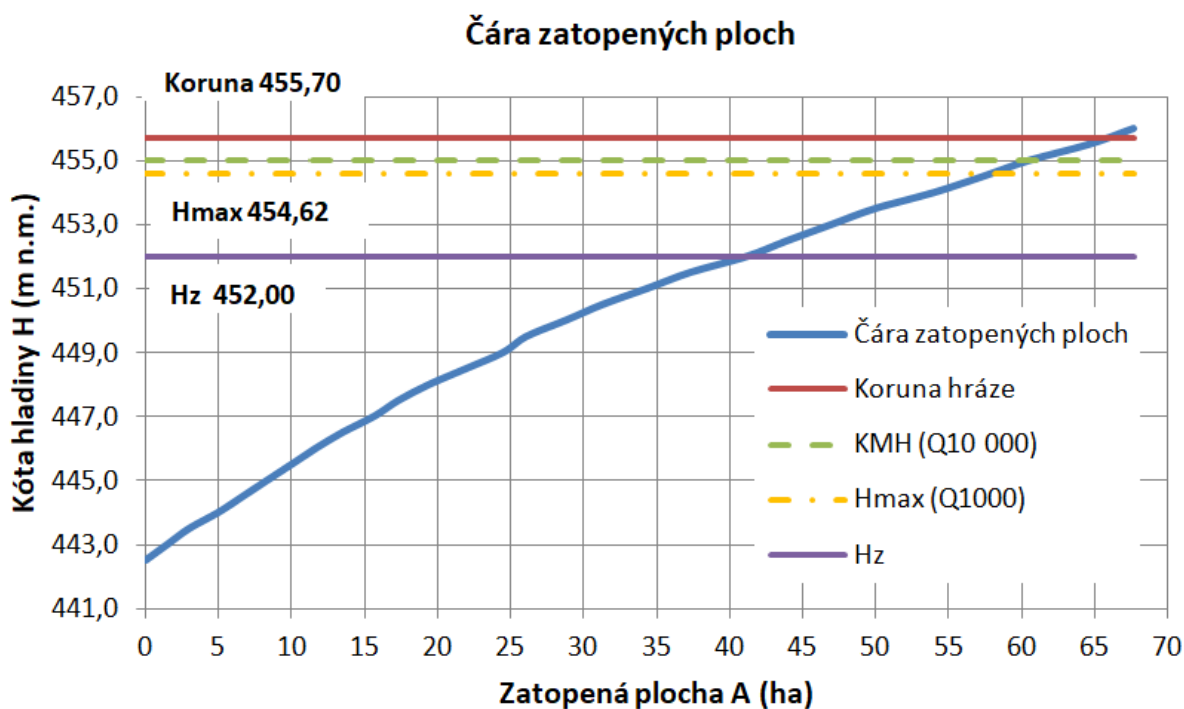
Obrázek 32: Určování charakteristik nádrže pomocí Analýzy výškopisu ČÚZK. [33]

Díky využití nejnovějšího modelu terénu (DMR5G) bylo možné porovnat zjištěné objemy a plochy s údaji uvedenými ve studii VRV<sup>10</sup>. DMR5G nebyl v době jejího zpracování ještě dostupný a byl proto využit starší DMR4G. Je tedy možné porovnat přesnost obou generací digitálního modelu reliéfu. Bylo zjištěno, že průměrná odchylka porovnávaných hodnot zatopených ploch je 3,5 %, u hodnot zatopených objemů pak 4,6 %. S přihlédnutím k situaci v terénu a přesnosti výpočtu lze tuto odchylku považovat za zanedbatelnou. Sestrojené charakteristiky nádrže jsou uvedeny v tab. č. 5 a na Obr. 33 a 34. Uvedené kóty koruny hráze a hladin KMH a  $H_{\max}$  a jsou platné pro variantu se šachtovým přelivem a geomembránou.

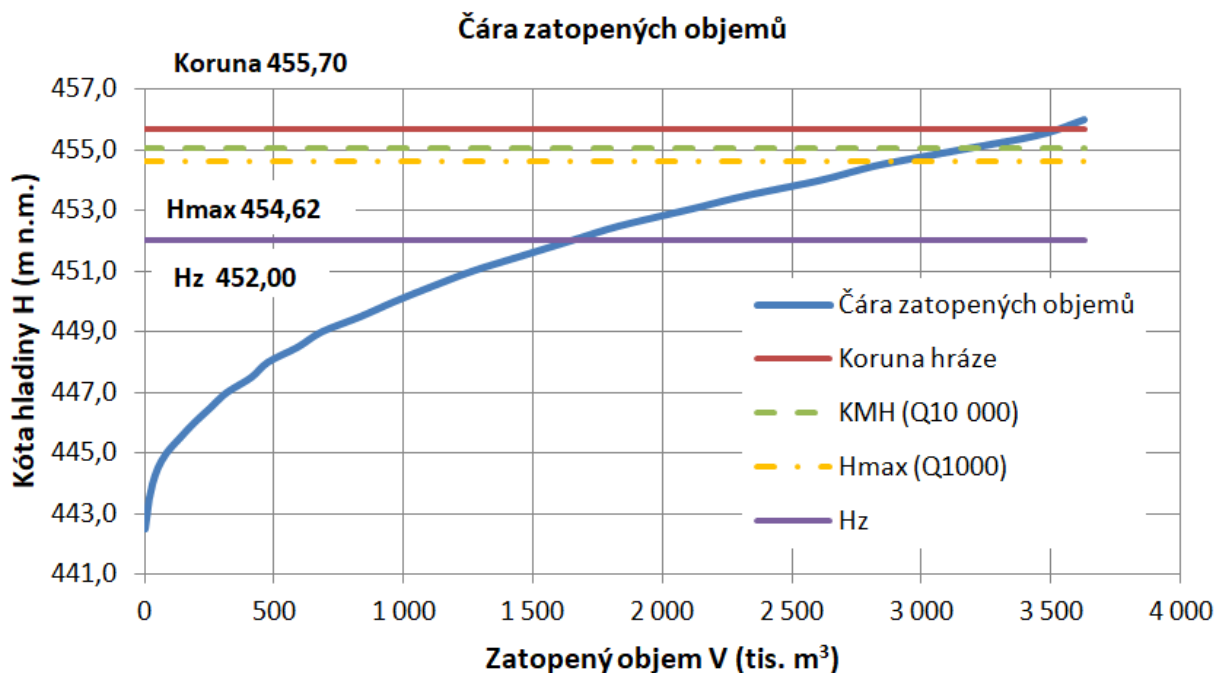
Tabulka 5: Charakteristiky nádrže VD Bělá.

kóta hladiny	zatopená plocha	zatopený objem	kóta hladiny	zatopená plocha	zatopený objem
H (m n.m.)	A (ha)	V (tis. m <sup>3</sup> )	H (m n.m.)	A (ha)	V (tis. m <sup>3</sup> )
442,5	0,00	0	449,5	26,10	831
443,0	1,50	8	450,0	28,77	963
443,5	3,00	16	450,5	31,33	1108
444,0	5,00	29	451,0	34,37	1263
444,5	6,66	49	451,5	37,33	1453
445,0	8,33	82	452,0	41,20	1642
445,5	10,00	134	452,5	44,00	1835
446,0	11,66	189	453,0	47,00	2084
446,5	13,50	253	453,5	50,00	2324
447,0	15,66	316	454,0	54,03	2608
447,5	17,33	411	454,5	57,36	2834
448,0	19,43	475	455,0	60,53	3147
448,5	22,00	591	455,5	64,60	3456
449,0	24,50	682	456,0	67,70	3629

<sup>10</sup> Pouze pro známe hodnoty  $V_{zr}$ ,  $V_{R,O}$  a  $V_{R,N}$ , které jsou ve studii číselně uvedeny.



Obrázek 33: Čára zatopených ploch.



Obrázek 34: Čára zatopených objemů.

## 6.4. Výpočet transformace povodňové vlny

### 6.4.1. Postup výpočtu transformace

S ohledem na velikost retenčního prostoru (cca 1,5 mil. m<sup>3</sup>) má nádrž VD Bělá výrazný transformační účinek. Před návrhem bezpečnostního přelivu a posuzování bezpečnosti VD při povodních je proto nutné provést výpočet transformace povodňové vlny. Při jejím nezohlednění a navrhování přelivu na hodnotu netransformovaného průtoku  $Q_{10\,000}$  by byl výpočet značně

zkreslen. Dimenze přelivu by vycházely podstatně větší. Úroveň hladiny v nádrži by při průchodu povodně byla výše, což by ovlivnilo umístění koruny hráze.<sup>11</sup>

Při výpočtu bylo postupováno metodou Runge-Kutta 2. řádu (rovnice č. 1).

Rovnice 1: **Metoda Runge-Kutta 2. řádu. Výpočet hladiny v dalším časovém kroku.**

$$h_{n+1} = h_n + \frac{1}{2} \cdot (k_1 + k_2)$$

Změna hladiny v každém dalším časovém kroku se určí Runge-Kuttovými koeficienty  $k_1$  a  $k_2$ :

Rovnice 2: **Metoda Runge-Kutta 2. řádu. Výpočet koeficientu  $k_1$ .**

$$k_1 = \Delta t \cdot F(t_n; h_n) = \Delta t \cdot \frac{Q_{\text{přítok}} - Q_{\text{odtok}}}{A}$$

Rovnice 3: **Metoda Runge-Kutta 2. řádu. Výpočet koeficientu  $k_2$ .**

$$k_2 = \Delta t \cdot F(t_n + \Delta t; h_n + k_1) = \Delta t \cdot \frac{Q_{\text{přítok}}(t + \Delta t) - Q_{\text{odtok}}(h + k_1)}{A(h + k_1)}$$

$\Delta t$  časový krok dle TPV poskytnuté ČHMÚ

F, A zatopená plocha – počítána pomocí regrese z čáry zatopených ploch (viz 6.3)

$Q_{\text{přítok}}$  přítok do nádrže dle průběhu konkrétní TPV

$Q_{\text{odtok}}$  celkový odtok z nádrže (bezpečnostní přeliv + spodní výpusti)

h úroveň hladiny v dílčím časovém kroku

$k_{1,2}$  Runge-Kuttovy koeficienty dle rovnic 2 a 3

Na začátku simulace bylo vždy uvažováno s hladinou na úrovni zásobního prostoru  $H_2=452$  m n. m. Dalšími vstupními údaji jsou parametry výpustných zařízení. Ty vycházejí z hydrotechnických výpočtů uvedených k jednotlivým variantám. V následujících kapitolách jsou uvedeny grafické výstupy a popis transformací potřebných TPV. Hladiny uváděné v grafech jsou platné pro variantu se šachtovým přelivem a geomembránou. Zjednodušené tabulkové výpočty transformací jsou obsahem příloh č. 6 - 8.

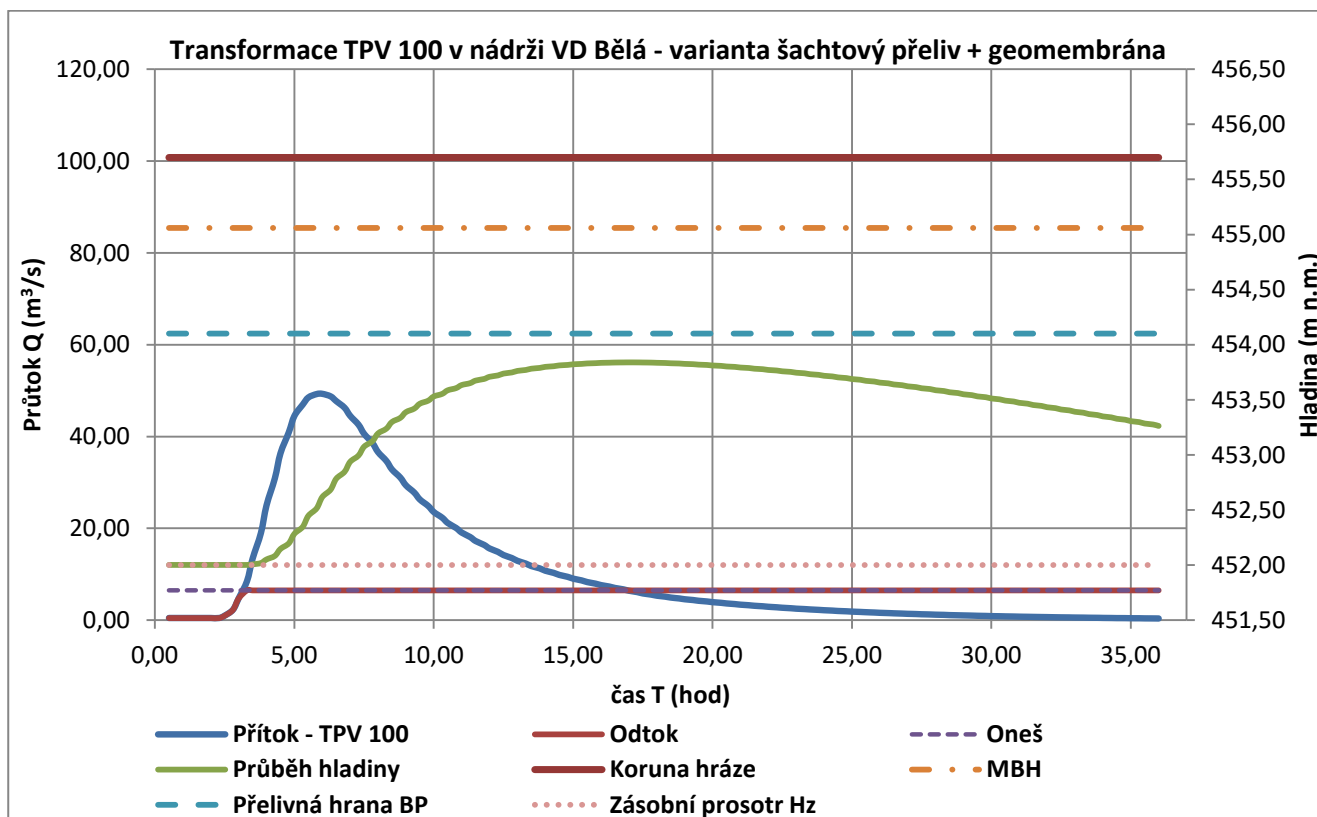
#### 6.4.2. Teoretická povodňová vlna TPV 100

Transformace TPV 100 byla spočtena za účelem ověření míry ochrany území pod hrází. Maximální přítok do nádrže je  $Q_{100}=49,31$  m<sup>3</sup>/s. Výpočet byl proveden již v rámci studie VRV a navržené vodohospodářské řešení bylo v této diplomové práci respektováno. Výpočet však ukázal, že se pravděpodobně jedná o konzervativní návrh. TPV 100 je celá transformována na neškodný odtok  $O_{\text{neš}}=6,5$  m<sup>3</sup>/s. Průtok spodní výpustí je nastaven tak, že nejprve kopíruje přítok do nádrže a hladina neroste. Po dosažení neškodného odtoku je odtok držen tak, aby byla zajištěna míra ochrany území pod hrází. Hladina v nádrži začíná růst až na kótu 453,84 m n. m, tj. 0,26 pod

<sup>11</sup> Návrh šachtového přelivu bez uvažování transformace povodňové vlny byl orientačně proveden pro hodnotu  $Q_{10\,000}$  netransformované = 112,8 m<sup>3</sup>/s. Bylo zjištěno, že při stejných rozměrech přelivu by maximální hladina v nádrži dosáhla úrovně KMH = 455,81 m n. m., tj. o 85 cm výše, než při uvažování transformace. O stejnou výšku by musela být navýšena i koruna hráze, což by s sebou neslo zbytečné investiční náklady.



úroveň přelivné hrany bezpečnostního přelivu navržené ve studii VRV. V následujících stupních dokumentace by proto měla být transformace TPV100 znovu přepočítána a kóta přelivné hrany by mohla být snížena např. na úroveň 453,90, tj. o 20 cm<sup>12</sup>. (Obr. 35). Kolísání hladiny (zeleně) na Obr. 34 je způsobeno nejednotným časovým krokem TPV 100 poskytnuté ČHMÚ.



Obrázek 35: Transformace povodňové vlny TPV 100.

### 6.4.3. Teoretická povodňová vlna TPV 1000

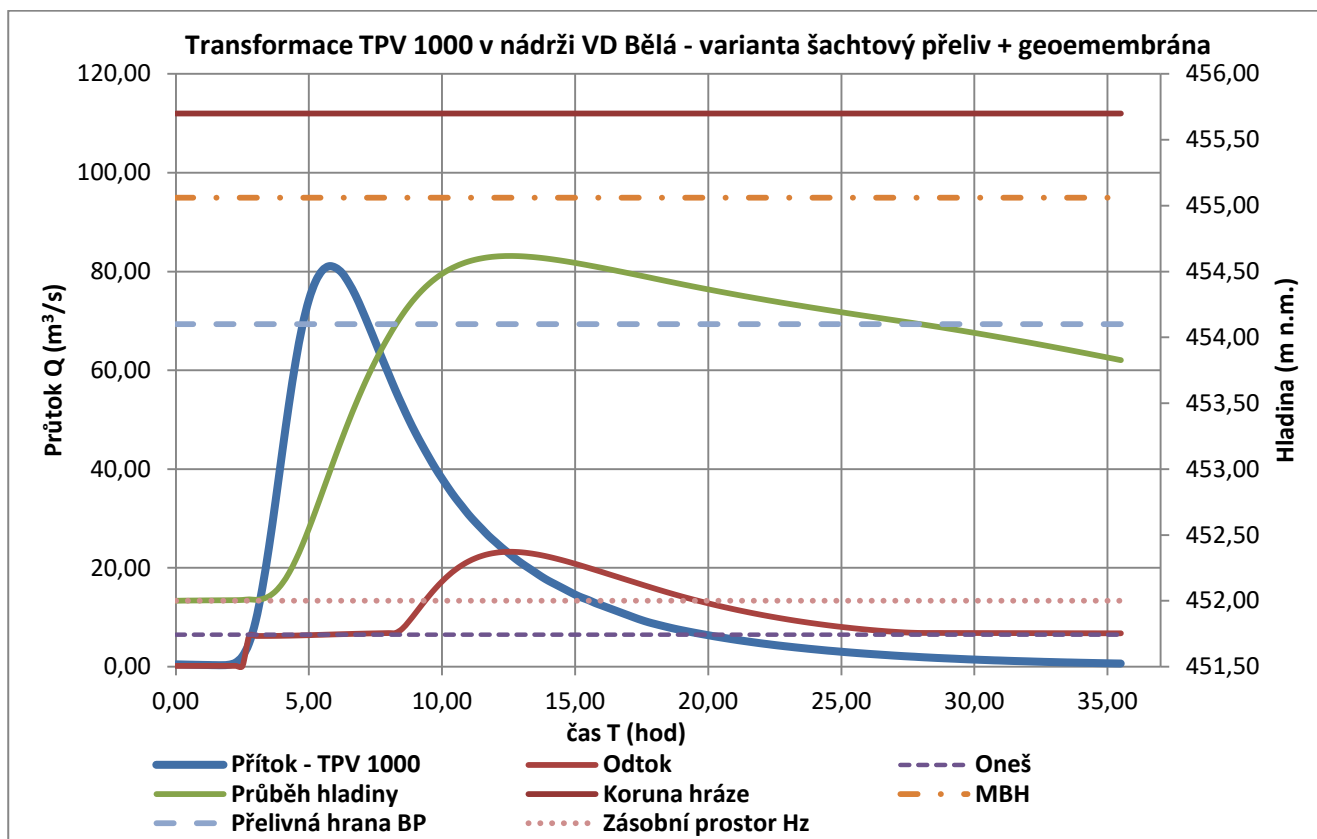
TPV 1000 je dle ČSN 75 2340 uvažována jako návrhová povodňová vlna. Hodnota kulminačního přítoku je  $Q_{1000} = 81,10 \text{ m}^3/\text{s}$  (Obr. 36). Průtok spodní výpustí předpokládá v prvních 2,5 hodinách průchod TPV vypouštění pouze minimálního zůstatkového průtoku  $MZP=0,15 \text{ m}^3/\text{s}$ .<sup>13</sup> Hladina při průchodu TPV 1000 dosáhne postupně úrovně přelivné hrany bezpečnostního přelivu, nastává přepad a neškodný odtok je překročen. Maximální odtok z nádrže a maximální hladina  $H_{\max}$  se liší dle konzumpční křivky navržených přelivů:

- varianty se šachtovým přelivem:
  - $H_{\max} = 454,62 \text{ m n. m.}$  (tj. 52 cm nad úrovní přelivné hrany)
  - $Q_{1000 \text{ trans.}} = 23,30 \text{ m}^3/\text{s}$
  - doba kulminace odsunuta o 6,75 hod

<sup>12</sup> Snížením úrovně přelivné hrany by bylo možné snížit i úroveň koruny hráze, čímž by bylo dosaženo úspory konstrukční zeminy a investičních nákladů. Variantně je možné naopak zvýšit úroveň maximální hladiny zásobního prostoru (o 15 – 20 cm), čímž by mohl být při požadované zabezpečení odběrů 98,5 % vypouštěn i větší odtok z nádrže, tj. skutečně zajistitelné nadlepšení by bylo vyšší. Popsané možnosti budou ověřeny při příp. revizi VH řešení v dalších fázích projektu.

<sup>13</sup> Jedná se o konzervativnější přístup na straně bezpečnosti. Výsledný objem a tím hladina vody v nádrži bude při počátečním vypouštění MZP vyšší, než pokud by byl vypouštěn větší počáteční odtok.

- varianta s bočním přelivem:
  - $H_{max} = 454,60$  m n. m. (tj. 50 cm nad úrovní přelivné hrany)
  - $Q_{1000}$  trans. =  $24,10$  m<sup>3</sup>/s
  - doba kulminace odsunuta o 6,75 hod



Obrázek 36: Transformace návrhové povodňové vlny TPV 1000.

#### 6.4.4. Teoretická povodňová vlna TPV 10 000

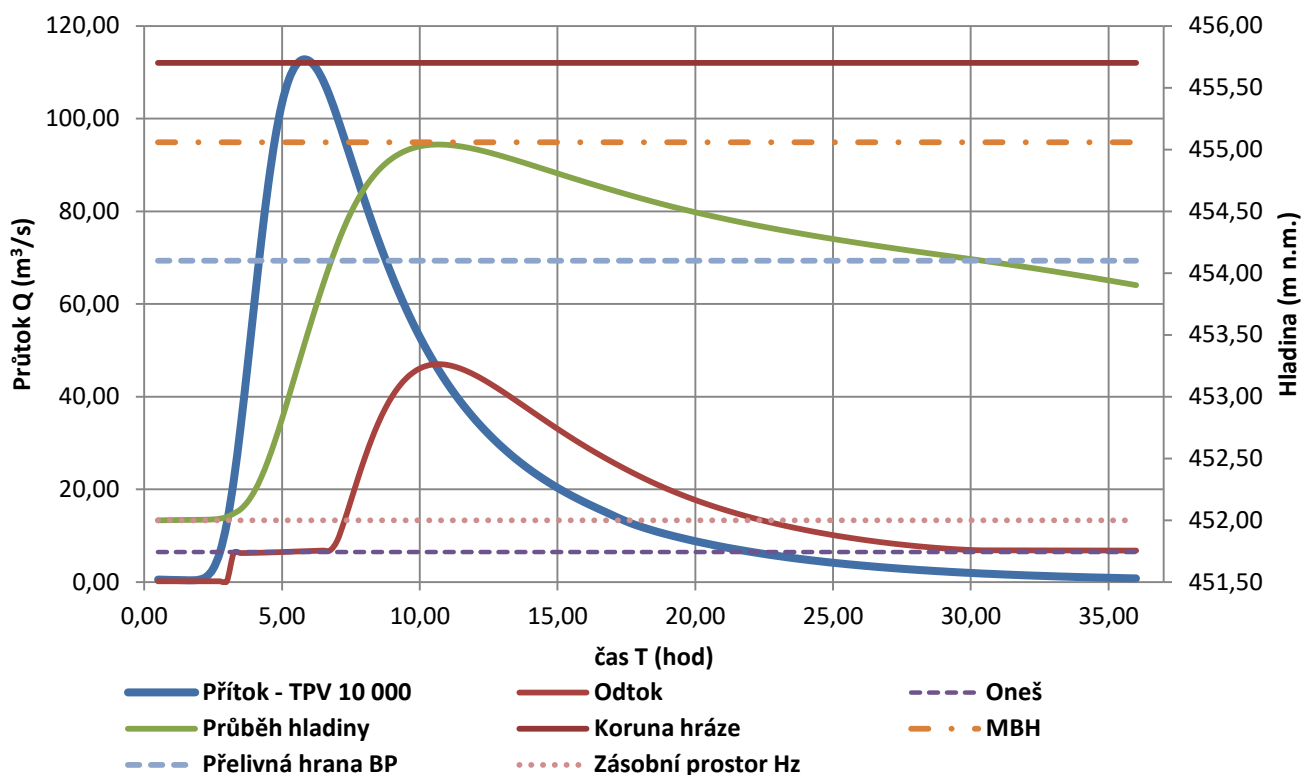
TPV 10 000 je dle ČSN 75 2935 uvažována jako kontrolní povodňová vlna KPV. Hodnota kulminačního přítoku je  $Q_{10\,000} = 112,76$  m<sup>3</sup>/s (Obr. 37). Průtok spodní výpustí je zpočátku nastaven stejně, jako při transformaci TPV 1000. V průběhu převádění povodně je následně uvažováno s plným otevřením uzávěrů spodních výpustí a průtok je daný jejich konzumpční křivkou<sup>14</sup>. Po dosažení úrovně přelivné hrany bezpečnostního přelivu nastává náhlý vzestup odtoku z nádrže. Maximální odtok a kontrolní maximální hladina KMH se liší dle konzumpční křivky navržených přelivů:

- varianty se šachtovým přelivem:
  - KMH =  $455,04$  m n. m. (tj. 94 cm nad úrovní přelivné hrany)
  - $Q_{10\,000}$  trans. =  $47,03$  m<sup>3</sup>/s
  - doba kulminace odsunuta o 5,00 hod

<sup>14</sup> Rychlost proudění vody od spodních výpustí je díky rozstřikovacím uzávěrům výrazně nižší, než rychlost proudění od šachtového přelivu. V místě setkání proudů proto dojde ke ztrátě kinetické energie a zpomalení proudění, což může způsobit nežádoucí hydraulické jevy v šachtě bezpečnostního přelivu a snížení její kapacity. Navržený objekt je proto nutné posoudit na fyzikálním modelu.

- varianta s bočním přelivem:
  - KMH = 455,00 m n. m. (tj. 90 cm nad úrovní přelivné hrany)
  - $Q_{10\,000}$  trans. = 48,80 m<sup>3</sup>/s
  - doba kulminace odsunuta o 4,75 hod

#### Transformace TPV 10 000 v nádrži VD Bělá - varianta šachtový přeliv + geomembrána



Obrázek 37: Transformace kontrolní povodňové vlny KPV 10 000.

## 6.5. Převýšení koruny hráze

Převýšení koruny hráze je nutné navrhnout s ohledem na výšku výběhu větrových vln. Při výpočtu se postupuje dle normy ČSN 75 0255 Výpočet účinků vln na stavby na vodních nádržích a zdržích. [19] Potup pro stanovení výšky výběhu je následující:

### 6.5.1. Výpočet výběhu větrových vln

#### Délka efektivního rozběhu větru $L_{ef}$

Dle ČSN 75 0255 se „efektivní délka rozběhu stanoví z 15 radiál vedených zkoumaným bodem tak, že střední radiála je totožná s hlavním směrem větru a 7 radiál po její každé straně se kreslí v intervalech po 6°.“ [19] Efektivní délka rozběhu se stanoví dle rovnice 4.

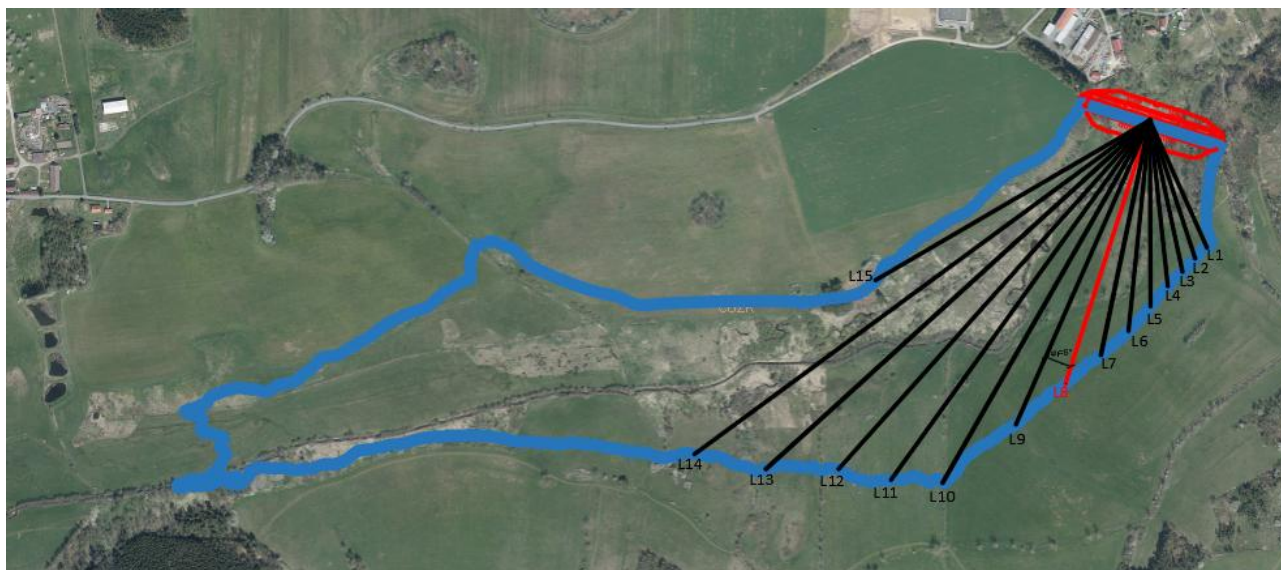
Rovnice 4: Vzorec pro výpočet efektivní délky rozběhu.

$$L_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^{15} L_i \cdot \cos^2 \varphi_i}{\sum_{i=1}^{15} \cos \varphi_i}$$

$L_i$  délka i-té radiály (m)

$\varphi_i$  úhel i-té radiály s hlavním směrem větru (°)

Délky a úhly jednotlivých radiál byly odměřovány ze situace (Obr. 38). Jejich přehled a výpočet efektivní délky rozběhu je uveden v tabulce 6.



Obrázek 38: Rozmístění radiál pro výpočet efektivní délky rozběhu vlny.

Tabulka 6: Výpočet efektivní délky rozběhu vlny.

č. radiály	úhel $\varphi_i$ [°]	délka $L_i$ [m]	$\cos(\varphi_i)$ [-]	$\cos^2(\varphi_i)$ [-]	$L_i \cdot \cos^2(\varphi_i)$ [m]
1	42	259,67	0,74	0,55226	143,41
2	36	270,79	0,81	0,65	177,23
3	30	288,41	0,87	0,75	216,31
4	24	310,39	0,91	0,83	259,04
5	18	346,05	0,95	0,90	313,01
6	12	393,86	0,98	0,96	376,83
7	6	446,15	0,99	0,99	441,28
8	0	515,65	1,00	1,00	515,65
9	6	618,73	0,99	0,99	611,97
10	12	777,53	0,98	0,96	743,92
11	18	825,06	0,95	0,90	746,27
12	24	870,94	0,91	0,83	726,86
13	30	966,57	0,87	0,75	724,93
14	36	1052,40	0,81	0,65	688,80
15	42	591,98	0,74	0,55	326,93
		$\Sigma$	13,51		7012,43

odtud

$$L_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^{15} L_i \cdot \cos^2 \varphi_i}{\sum_{i=1}^{15} \cos \varphi_i} = \frac{7012,43}{13,51} = 519,02 \text{ m}$$

#### Rychlost větru nad vodní hladinou $W_{10v}$

Rychlost větru 10 m nad vodní hladinou se určí dle rovnice 5:

Rovnice 5: **Rychlost větru 10 m nad hladinou.**

$$w_{10v} = k \cdot w_{10z}$$

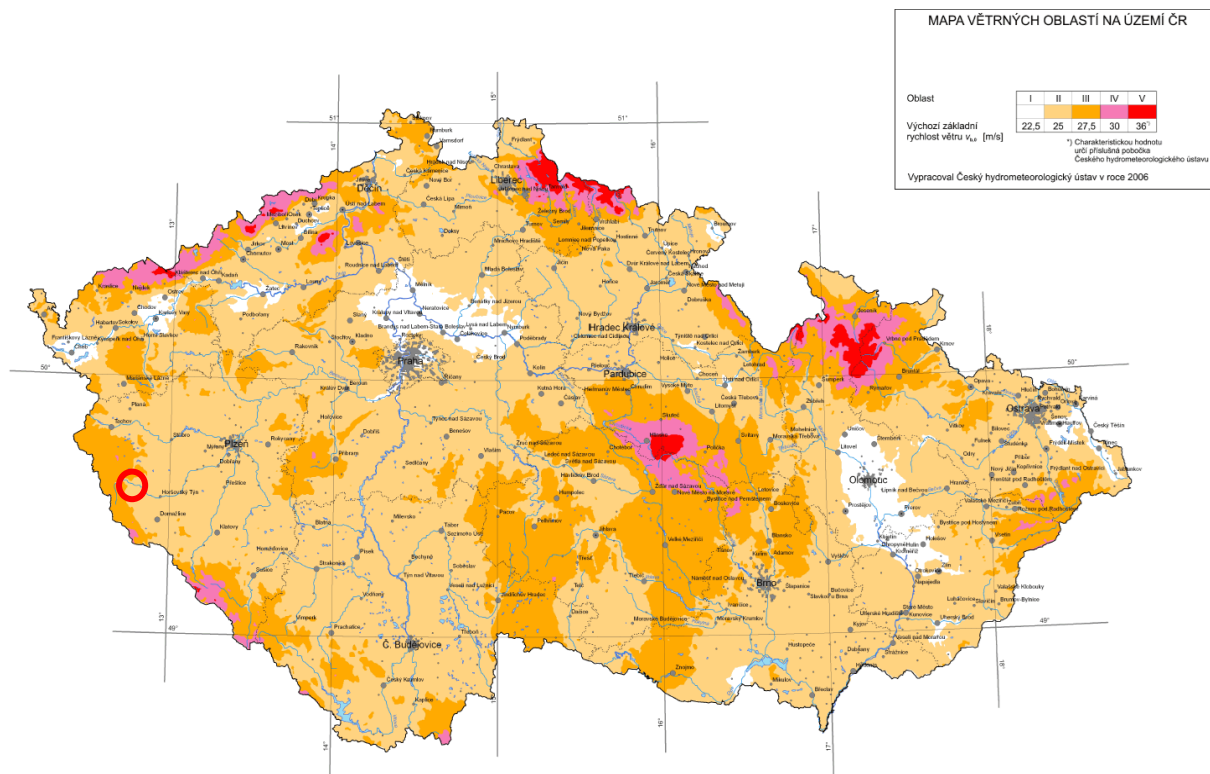
$w_{10v}$  rychlost větru ve výšce 10 m nad vodní hladinou (m/s)

$k$  součiniteli pro převod rychlosti větru nad terénem na rychlost větru nad vodu; určí se dle normy v závislosti na  $L_{ef}$

$$k=1,07$$

$w_{10z}$  rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem; určí se z mapy větrných oblastí ČR. (Obr. 39)

$$w_{10z} = 25 \text{ m/s}$$



Obrázek 39: **Mapa větrných oblastí ČR s vyznačením lokality VD Bělá. [39]**

odtud  $w_{10v} = k \cdot w_{10z} = 1,07 \cdot 25 = 26,75 \text{ m/s}$

### Parametry vlny

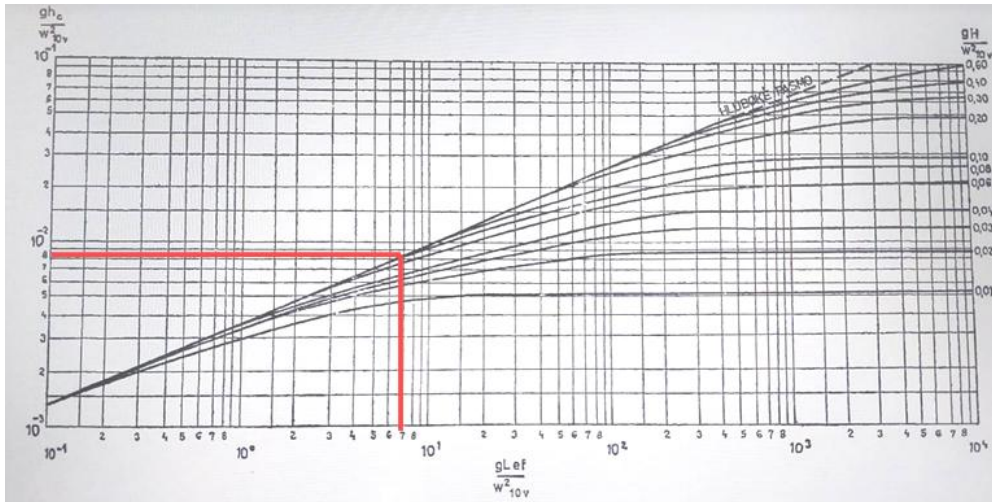
Byl stanoven předpoklad, že vlny vznikají v hlubokém pásmu. Tento předpoklad platí za podmínky  $\frac{H}{\lambda_{oc}} > 0,5$ , kde H je hloubka vlny v nádrži. Tvar ani rozměry vln proto nejsou ovlivňovány dnem nádrže. Parametry vlny stanovené normou ČSN 75 0255 jsou následující:

Charakteristická délka vlny  $h_{oc}$ :

stanoví se pomocí grafu uvedeného v normě pro hodnotu  $\frac{gL_{ef}}{w_{10v}^2} = \frac{9,81 \cdot 519,02}{26,75^2} = 7,115 (-)$

odečteno z grafu:  $\frac{ghc}{w_{10v}^2} = 0,008 (-)$  (Obr. 40)

odtud  $h_{oc} = hc = 0,58 \text{ m}$



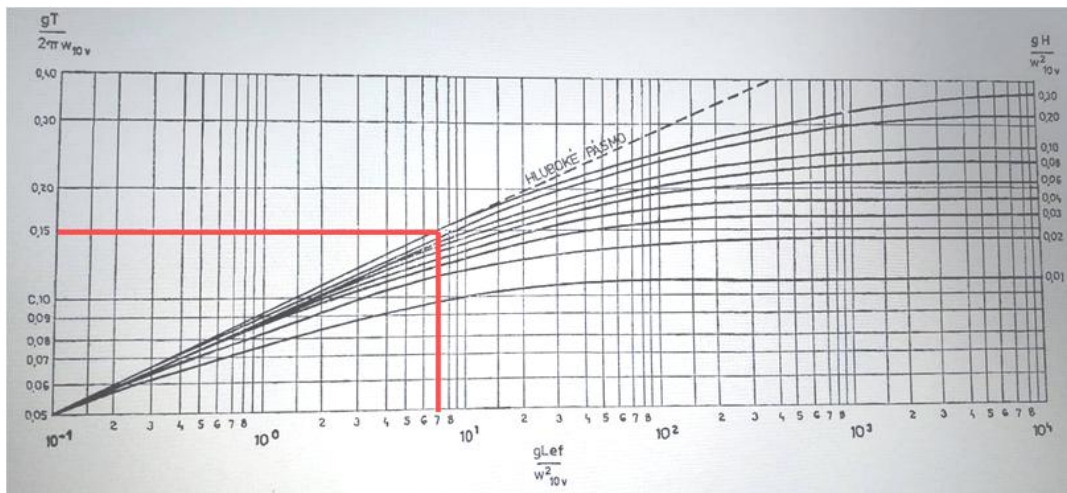
Obrázek 40: Graf pro určené charakteristické výšky vlny. [19]

Perioda vlny  $T_{0c}$

stanoví se pomocí grafu uvedeného v normě pro hodnotu  $\frac{gLef}{w^2_{10v}} = \frac{9,81 \cdot 519,02}{26,75^2} = 7,115 (-)$

odečteno z grafu:  $\frac{gT}{2\pi w_{10v}} = 0,15 (-)$  (Obr. 41)

odtud  $T_{0c} = T = 2,57 \text{ s}$



Obrázek 41: Graf pro určení periody vlny. [19]

Délka vlny  $\lambda_{0c}$

stanoví se podle rovnice 6

Rovnice 6: **Vzorec pro výpočet délky vlny**

$$\lambda_{0c} = \frac{gT_{0c}^2}{2\pi} = 1,56T_{0c}^2$$

$$\lambda_{0c} = 1,56 \cdot 2,57^2 = 10,31 \text{ m}$$

Dále je nutné ověřit předpoklad vzniku vlny v hlubokém pásu.

### Ověření pro největší hloubku vody v nádrži

kóta hladina (uvažováno MBH) 455 m n. m.

kóta dna 442,5 m n. m.

hloubka vody H 12,5 m

předpoklad:  $\frac{H}{\lambda_{0c}} > 0,5$   $\frac{12,5}{10,31} > 0,5$   $1,21 > 0,5$  => **Předpoklad je splněn**

### Ověření pro průměrnou hloubku vody v nádrži

kóta hladina (uvažováno MBH) 455 m n. m.

plocha hladiny A 605 300 m<sup>2</sup>

objem V 3 147 000 m<sup>3</sup>

průměrná hloubka H=V/S 5,2 m

předpoklad:  $\frac{H}{\lambda_{0c}} > 0,5$   $\frac{5,2}{10,31} > 0,5$   $0,51 > 0,5$  => **Předpoklad je splněn**

### **Výška výběhu vlny na svah**

stanoví se podle rovnice 7

Rovnice 7: **Vzorec pro výpočet výběhu vlny na svah.** [19]

$$h_{v1\%} = k_p \cdot k_d \cdot h_{1\%}$$

$h_{v1\%}$  výška výběhu vlny na svah s pravděpodobností 1% (m)

$k_p$  součinitel, odečten z grafu (Obr. 41) dle křivky  $\frac{\lambda_{0c}}{h_{1\%}}$  pro hodnotu  $\cotg \alpha$ , kde  $\alpha$  je úhel návodního svahu hráze (-)

$k_d$  součinitel opevnění hráze (-)

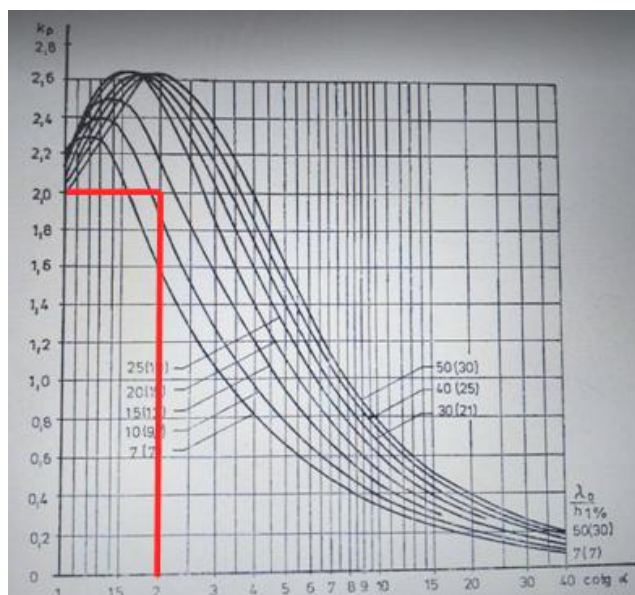
$h_{1\%}$  výška vlny s pravděpodobností 1% (m), výpočet dle rovnice 8

Rovnice 8: **Vzorec pro výpočet výšky vlny s pravděpodobností 1%.** [19]

$$h_{1\%} = k_{p1\%} h_c$$

$k_{p1\%}$  součinitel pravděpodobnosti překročené výšky vlny (-), (Obr. 42)

$h_c$  charakteristická výška vlny,  $p=13\%$  (m)



Obrázek 42: Graf pro určení součinitele  $k_p$  [19]

Pravděpodobnostní překročení [%]	1	2	5	10	13
Součinitel $k_p$	1,40	1,28	1,17	1,05	1,00

Obrázek 43: Tabulka součinitelů pravděpodobnosti překročení výšky vlny [19]

$$h_{1\%} = k_{p1\%} h_c = 1,4 * 0,58 = \mathbf{0,81 \text{ m}}$$

$$\frac{\lambda_{0c}}{h_{1\%}} = \frac{10,31}{0,812} = \mathbf{12,69 (-)}$$

$$\cotg(\alpha) = 2 \text{ (sklon návodního svahu 1:2)}$$

pak  **$k_p=2,05$**

Součinitel opevnění hráze  $k_d$  byl stanoven z tabulky (Obr. 44).

Způsob opevnění svahu	Poměrná drsnost $\frac{d}{h_{1\%}}$	Součinitel $k_d$
Hladký beton, asfaltový beton	-	1,0
Drsný beton, dlažba z betonových tvárnic	-	0,9
Dlažba z kamene, prolévaný makadam	-	0,8
Pohoz štěrkem, kamenem, betonovými tvárnicemi, bloky apod.	0,02	0,8
	0,05	0,7
	0,1	0,6
	>0,2	0,45

Obrázek 44: Tabulka pro určení součinitele typu opevnění hráze. [19]



Pro variantu s geomembránou byla uvažována hodnota  $k_d=1$ , pro varianty AB těsnění a zemního těsnícího jádra hodnota  $k_d = 0,65$ .

Výsledná výška výběhu vlny se určí podle rovnice 9.

Rovnice 9: **Vzorec pro výpočet výsledné výšky výběhu vlny.** [19]

$$h_{v1\%} = k_d \cdot k_p \cdot h_{1\%}$$

### **Těsnění pomocí geomembrány**

$k_d$  1 (geomembrána)  
 $k_p$  2,05 (odečteno z grafu)  
 $h_{v1\%}$  0,81 (dle vztahu)

$$h_{v1\%} = 1 \cdot 2,05 \cdot 0,81 = \mathbf{1,66\ m}$$

### **Střední asfaltobetonové a vnitřní zemní těsnění**

$k_d$  0,65 (např. lomový kámen 80/120)  
 $k_p$  2,05 (odečteno z grafu)  
 $h_{v1\%}$  0,81 (dle vztahu)

$$h_v = 0,65 \cdot 2,05 \cdot 0,81 = \mathbf{1,00\ m}$$

## **6.5.2. Úprava kóty koruny hráze**

Současná úroveň koruny hráze je ve studii VRV navržena na kótě 456,00 m n. m. S ohledem na úsporu materiálu pro stabilizační část hráze bylo rozhodnuto o jejím snížení. Potřebné převýšení o výšku výběhu vlny bude zajištěno betonovým vlnolamem.

Při návrhu kóty koruny hráze a výšky vlnolamu bylo postupováno dle normy ČSN 75 2340. Článek 5.4 této normy uvádí: „Převýšení koruny hráze nad návrhovou hladinu nesmí být menší, než výška výběhu vln...“

Návrhová hladina  $H_{max}$  byla určena na základě výpočtu transformace povodňové vlny TPV 1000 (viz kapitola 6.4).

- varianta se šachtovým přelivem:  $H_{max} = \mathbf{454,62\ m\ n.m.}$
- varianta s bočním přelivem:  $H_{max} = \mathbf{454,60\ m\ n.m.}$

Hladina  $H_{max}$  byla dle článku 5.4 navýšena o výšku výběhu vlny. Uvedeny jsou pouze kombinace přelivů a typů těsnění, které jsou rozpracovány v následujících kapitolách:

- Varianta A: šachtový přeliv + geomembrána  
 $454,62 + 1,66 = 456,28 \Rightarrow$  Koruna hráze 456,30 m n. m.
- Varianta B: boční přeliv + vnitřní AB těsnění  
 $454,60 + 1,00 = 455,60 \Rightarrow$  Koruna hráze 455,70 m n. m.
- Varianta C: šachtový přeliv + vnitřní zemní těsnění  
 $454,62 + 1,00 = 455,62 \Rightarrow$  Koruna hráze 455,70 m n. m.

Dále musí být zajištěno převýšení koruny hráze o výšku výběhu vlny i při hladině KMH při průchodu TPV 10 000. KMH byla určena na základě výpočtu transformace povodňové vlny TPV 10 000 (viz kapitola 6.4.4).

- varianta se šachtovým přelivem: KMH = 455,04 m n. m.
- varianta s bočním přelivem: KMH = 455,00 m n. m.

Hladina KMH byla navýšena o výšku výběhu vlny. Od této úrovně byla odečtena výše navržená kóta koruny hráze. Takto byla určena výška vlnolamu.

- Varianta A: šachtový přeliv + geomembrána  
 $455,04 + 1,66 = 456,7 \Rightarrow 456,70 - 456,30 = 0,4 \Rightarrow$  Výška vlnolamu 0,4 m
- Varianta B: boční přeliv + vnitřní AB těsnění  
 $455,00 + 1,00 = 456,00 \Rightarrow 456 - 455,70 = 0,30 \Rightarrow$  Výška vlnolamu 0,4 m
- Varianta C: šachtový přeliv + vnitřní zemní těsnění  
 $455,04 + 1,00 = 456,04 \Rightarrow 456,04 - 455,70 = 0,34 \Rightarrow$  Výška vlnolamu 0,4 m

Po zvážení všech skutečností a byla nakonec korun hráze stanovena pro všechny 3 varianty těsnění jednotně na úrovni **455,70 m n. m** (tj. snížení o 30 cm oproti studii VRV) s navýšením o vlnolam. **Pro vnitřní AB a zemní těsnění je navrženo navýšení bude výška vlnolamu 0,4 m pro variantu s geomembránou výšky 1,0 m.**

Toto řešení bylo zvoleno s ohledem na úsporu konstrukční zeminy pro stabilizační část hráze (mocnost šterků v zátopě a jejich podíl, vhodný pro použití v hrázi, je nejistý) a také s ohledem na snadné konstrukční provedení napojení vlnolamu na návodní geomembránové těsnění.

Pro variantu s geomembránou je hráz zatěsněna až do horní úrovně vlnolamu (geomembrána je na vlnolam napojena). Zbylé 2 varianty těsnění nejsou na vlnolam napojeny a hráz proto není zatěsněna až po jeho vrchol. Ani při hladině v nádrži na úrovni KMH však nehrozí podtékání vlnolamu, neboť KMH je níže, než vrchol asfaltobetonového a zemního těsnění (liší se dle varianty přelivu a těsnění, minimální rozdíl je 36 cm). Překročení zatěsněné úrovně koruny hráze nastane pouze v případě zastavení vlny o vlnolam při hladině na úrovni KMH. Tento stav však bude velmi krátkodobý (řádově sekundy do opadnutí vlny z vlnolamu) a nepředstavuje riziko z hlediska průsaků nezatečenou částí hráze. Pravděpodobnost, že současně nastane stav, kdy přes vodní dílo bude přecházet KPV ( $Q_{10\,000}$ ) a foukat nejsilnější návrhový vítr, je navíc velmi malá.

## 6.6. Posouzení bezpečnosti VD při povodních

Vzhledem ke změně kontrolní maximální hladiny a úrovně koruny hráze (viz kapitoly 6.4.4 a 6.5) je nutné znovu posoudit bezpečnost VD při povodních.

Mezní bezpečná hladinu MBH pro VD Bělá se liší dle varianty použitého těsnění. Vzhledem k tomu, že se jedná o sypanou hráz, byla by její stabilita nejvíce ohrožena případným přelitím koruny hráze a následnou erozí vzdušního svahu. MBH byla proto uvažována na vrcholu vlnolamu a snížena o výšku výběhu větrových vln následovně:

- varianta s geomembránovým těsněním:  
**MBH = 456,70 - 1,66 = 455,04 m n. m**
- varianta se středním AB těsněním a zemním těsněním:  
**MBH = 456,10 - 1,00 = 455,10 m n.m.**

Kontrolní maximální hladina KMH byla určena na základě výpočtu transformace teoretické povodňové vlny  $Q_{10\,000}$  (viz kapitola 6.4.4). Jedná se o maximální hladinu v nádrži při průchodu TPV 10 000 (nastává při maximálním odtoku z nádrže). Na průchod KMH přes VD má vliv odlišná konzumpční křivka obou variant navržených přelivů.

- varianta se šachtovým přelivem: **KMH = 455,04 m n. m.**
- varianta s bočním přelivem: **KMH = 455,00 m n. m.**

Z výše uvedeného postupu je patrné, že pro všechny kombinace variantních řešení těsnění i přelivů je splněna podmínka  **$KMH \leq MBH$**  a VD je možno považovat za bezpečné.

## 6.7. Doba plnění nádrže

Doba plnění nádrže je důležitým ukazatelem např. pro plánování doby výstavby VD, pro posuzování dopadu potřebného krátkodobého vypuštění nádrže, apod. V rámci diplomové práce byla doba plnění nádrže stanovena zjednodušeným postupem.

### Přítok

Objem celkového ročního přítoku do nádrže  $V_p$  je vypočten z dlouhodobého průměrného průtoku řeky Radbuzy v profilu Bělá. [8]

Dlouhodobý průměrný roční průtok:  $Q_a = 0,474 \text{ m}^3/\text{s}$

roční přítok do nádrže:  $V_p = 0,474 * 365 * 24 * 60 * 60 = 14\,948\,064 \text{ m}^3/\text{rok}$

### Odtok

Objem celkového ročního odtoku je vypočítán na základě minimálního zůstatkového průtoku MZP uvedeného ve studii VRV. [6]

minimální zůstatkový průtok:  $MZP = 0,151 \text{ m}^3/\text{s}$

roční odtok z nádrže:  $V_o = 0,151 * 365 * 24 * 60 * 60 = 4\,761\,936 \text{ m}^3/\text{rok}$

### Výpar

Celkový objem vody odpařené z vodní hladiny je určen dle grafu závislosti přibližného ročního výparu na nadmořské výšce uvedeného v normě ČSN 75 2410. [16] Nadmořská výška byla uvažována na kótě hladiny zásobního prostoru 452 m n. m. Změna plochy hladiny byla při výpočtu zanedbána.

přibližná roční úroveň výparu: 750 mm/rok

plocha hladiny zásobního prostoru: 412 000  $\text{m}^2$

roční výpar z nádrže:  $V_v = 0,750 * 412\,000 = 309\,000 \text{ m}^3/\text{rok}$

## Průsak tělesem hráze

Pro výpočet byla uvažována varianta s těsněním pomocí geomembrány. Údaje o propustnosti byly převzaty z technického listu výrobce.

propustnost geomembrány:  $1,2 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$  [41]

plocha geomembrány: cca  $7600 \text{ m}^2$

roční ztráta vody průsakem:  $V_{pr} = 1,2 \cdot 10^{-11} \cdot 7600 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365 = \mathbf{2,87 \text{ m}^3/\text{rok}}$

V porovnání s ostatními složkami bilance je průsak hrází zcela zanedbatelný a do bilance nebyl uvažován. Pro variantu s vnitřním AB těsněním by byl průsak ještě nižší (propustnost AB =  $1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$ ). Pro variantu se zemním těsnícím jádrem by byl průsak o něco větší, stále však oproti ostatním složkám bilance zanedbatelný.

## Roční bilance nádrže

Výsledná roční bilance nádrže se vypočte podle rovnice 10.

Rovnice 10: **Roční bilance nádrže.**

$$V_{bil} = V_p - V_o - V_v$$

odtud  $V_{bil} = 14\,948\,064 - 4\,761\,936 - 309\,000 = \mathbf{9\,877\,128 \text{ m}^3/\text{rok}}$

## Doba plnění nádrže

Doba plnění vychází z roční bilance nádrže. Cílem je naplnit zásobní prostor nádrže po úroveň hladiny zásobního prostoru 452 m n. m (rovnice 11).

Rovnice 11: **Doba plnění nádrže.**

$$T_{plnění} = \frac{V_z}{V_{bil}} = \frac{1\,642\,000}{9\,877\,128}$$

odtud  $T_{plnění} = \frac{1\,642\,000}{9\,877\,128} = 0,166 \text{ roku} = \mathbf{61 \text{ dnů}}$

Doba plnění nádrže byla vypočtena při uvažování průměrného ročního průtoku na 61 dnů. Nádrž se tedy naplní poměrně rychle a bude záležet na roční době a aktuální hydrologické situaci, při které bude plnění probíhat. Při prvním napouštění je nutné důsledně sledovat chování hráze v rámci TBD a dle toho případně upravovat rychlost plnění.

## **6.8. Členění stavby na stavební objekty**

V následujících kapitolách budou podrobně popsána jednotlivá variantní řešení VD Bělá, uvedeny příslušné hydrotechnické výpočty a objem hlavních prací. Pro větší přehlednost je celé VD rozděleno na následující stavební objekty:

- SO 01 – Hráz
- SO 02 – Bezpečnostní přeliv
- SO 03 – Spodní výpusti

- SO 04 – Odpadní a komunikační chodba
- SO 05 – Prostor zátopy
- SO 06 – Převodění vody za stavby
- SO 07 – Napojení na dopravní infrastrukturu, provozní objekt

## 7. Varianta A: Hráz s návodní geomembránou, šachtový přeliv

### 7.1. Základní technické parametry VD

kóta koruny hráze:	455,70 m n. m.
délka hráze v koruně:	277,3 m
maximální výška hráze:	15,25 m (nad návodní patu)
maximální výška hráze:	13,08 m (nad vzdušní patu)
šířka koruny hráze:	5,0 m
sklon vzdušního svahu:	1:1,8
sklon návodního svahu:	1:2,0
maximální šířka hráze v patě:	58,4 m
objem tělesa hráze:	96 200 m <sup>3</sup>
výška vlnolamu na koruně hráze:	1,0 m

kóta hladiny zásobního prostoru:	H <sub>z</sub>	452,00 m n. m.
kóta přelivné hrany BP:	H <sub>přeliv</sub>	454,10 m n. m.
kóta maximální hladiny:	H <sub>max</sub>	454,62 m n. m.
kóta kontrolní maximální hladiny:	KMH	455,04 m n. m.
kóta mezní bezpečné hladiny:	MBH	455,04 m n. m.

objem zásobního prostoru:	V <sub>z</sub>	1,642 mil. m <sup>3</sup>
objem ovladatelného retenčního prostoru:	V <sub>R,o</sub>	0,966 mil. m <sup>3</sup>
objem neovladatelného retenčního prostoru:	V <sub>R,N</sub>	0,442 mil. m <sup>3</sup>
zatopená plocha při H <sub>z</sub> :	A <sub>z</sub>	41,20 ha
zatopená plocha při H <sub>max</sub> :	A <sub>max</sub>	57,36 ha
maximální délka zdrže při H <sub>max</sub> :	L <sub>max</sub>	1980 m
běžná délka zdrže při H <sub>z</sub> :	L <sub>běžná</sub>	1525 m

neškodný odtok:	O <sub>neš</sub>	6,5 m <sup>3</sup> /s	(tj. Q <sub>100, TRANS.</sub> )
návrhový průtok:	Q <sub>1000</sub>	81,10 m <sup>3</sup> /s	(Q <sub>1000, TRANS.</sub> = 23,30 m <sup>3</sup> /s)
kontrolní průtok:	Q <sub>10 000</sub>	112,76 m <sup>3</sup> /s	(Q <sub>10 000, TRANS.</sub> = 47,03 m <sup>3</sup> /s)

### 7.2. Popis konstrukčního řešení

#### 7.2.1. SO 01 – Hráz

##### Těleso hráze

Hráz je navržena zemní zonální s návodním geomembránovým těsněním. Pro stabilizační část hráze budou použity šterky zastižené v zátopě. Jejich využití umožnilo oproti studii VRV navrhnout strmější sklony svahů – vzdušní svah 1:1,8, návodní svah 1:2. Šířka koruny hráze je 5 m. Po koruně povede nezpevněná komunikace upravená lomovou výsivkou. Na návodní hraně koruny

je umístěn železobetonový vlnolam výšky 1 m (návrh viz kapitola 7.3.2). Vlnolam doporučujeme provést 1-2 roky po dokončení sypání hráze z důvodu ukončení její primární konsolidace. Na vzdušné hraně koruny bude nainstalováno zábradlí. Vzdušný svah bude ohumusován a oset směsí travin. Vzhledem k výšce hráze nejsou na svazích navrženy lavičky (ČSN 75 2310 doporučuje jejich odlehlost po 10 m). Celkové řešení hráze je obsahem výkresu A. 3 včetně detailů A-C.

Hráz bude založena na navětralém skalním podloží, které bude před zahájením sypání hráze upraveno a proinjektováno z injekčního bločku u návodní paty. V případě, že deformační modulu  $E_{def}$  štěrku v profilu hráze bude dostatečně vysoký, tj. štěrky budou ulehlé, bude možné tyto ponechat a těleso hráze založit na nich. Deformační modul  $E_{def}$  bude ověřen v rámci laboratorních zkoušek.

U návodní paty hráze je navržen injekční bloček o šířce 3 m (předpokládáme šířku injekční soupravy do 2,5 m + 0,5 m pro napojení geomembrány). Bloček bude založen do navětraleho skalního podloží (odtěžení do hloubky 0,4 m). Během výstavby bude z bločku provedena injektáž podloží do hloubky přibližně 10 m. Za vrty injekční clony je případně možné zřídit kontrolní vrty, které budou osazeny čidly pro měření pórových tlaků; ty umožní částečně sledovat účinnost injekční clony za provozu VD. Celkové řešení injekčního bločku je obsahem detailu C.

### **Těsnění – návodní geomembrána**

Jako těsnící prvek byla vybrána Geomembrána Coletanche od francouzské společnosti Axter. Její výhody jsou popsány v kapitole 6.1.1. Geomembrána bude uložena na podkladní netkanou geotextilii (pro odvedení případných průsaků), pod geotextilií bude štěrkopískový podsyp fr. 8/16 tl. 200 mm ukládaný přímo na stabilizační část hráze. Podsyp bude svádět případné průsaky do systému vodorovných příčných drénu po délce základové spáry hráze, které zajistí bezpečný odvod případného průsaku do drenážní patky. Drenážní patka bude provedena tak, aby byla umístěna v nejnižším místě základové spáry a mohla jí účinně odvodňovat. Za účelem možné lokalizace průsaku bude systém rozdělen na jednotlivé sektory (předpokládáme 55 ks drénu po 5 m). Vzhledem k téměř absolutní těsnosti geomembrány (předpokládáme celkový průsak v řádech jednotek  $m^3/rok$ ) bude však účel systému zejména preventivní. Zvýšený průsak může nastat zejména v místech s případným poškozením. Podrobný návrh drenážního systému bude součástí dalších stupňů dokumentace.

Geomembrána bude uchycena na injekční bloček a na vlnolam pomocí kotevních lišt a překryvů se svařením o délce min 200 mm (viz detaily A a C). Výhodou napojení na vlnolam je zatěsnění koruny až po vrchol vlnolamu. Po délce návodního svahu budou umístěny svislé kotevní lišty, do kterých bude geomembrána uchycena. Jejich účelem je stabilizace geomembrány, její zajištění proti posunu po návodním svahu a zejména fixace bránící jejímu nadzdvihnutí větrem. Vzhledem k vyšší hmotnosti bitumenové geomembrány je však její náchylnosti k nadzdvihnutí větrem menší, než např. u geomembrány Sibelon. Při instalaci je nutné dodržovat všechny pokyny výrobce. Výhodou je velmi rychlá a jednoduchá instalace. Geomembrána bude na stavbu přivezena nákladním automobilem, role budou odvíjeny pomocí jeřábu a svařovány na místě.

### 7.2.2. SO 02 – Bezpečnostní přeliv

Bezpečnostní přeliv je navržen šachtový ve sdruženém objektu se spodními výpustmi. Přeliv se skládá z nálevky (přelivná hrana na kótě 454,10 m n. m.) s usměrňovacími křídly, přechodové části, šachty a kolene. Průměr nálevky je 7 m, průměr šachty 3 m (požadavek ČSN 75 2340 proti zamezení ucpávání, dle výpočtu by stačil průměr 2,3 m). Výpočet všech částí přelivu je obsahem kapitoly 7.3.3. Ve stěnách šachty (dříku) nejsou s ohledem na účel nádrže umístěny žádné odběry, proto mohla být tloušťka jeho stěny navržena poměrně subtilní (0,5 m). Dřík je zakončen kolenem s přechodem do odpadní chodby. Zaoblení kolene je provedeno pouze v horní části, dolní část tvoří pravý úhel. Dle zkušeností s provozem (stejně provedení např. na VD Jirkov) je toto řešení bezproblémové a nezpůsobuje nežádoucí hydraulické jevy. Provedení se doporučuje pro šachtové přelivy do výšky 40 m. Hlavní výhodou je výrazně jednodušší výstavba (není nutná betonáž do záporného bednění). Přeliv je založen na základovou desku pod současnou úroveň skalního podloží. V dalších fázích přípravy projektu bude nutné posoudit riziko ucpávání přelivu plávim a případně navrhnout opatření (norná stěna, příp. předzdrž). Celkové řešení šachtového přelivu a spodních výpustí je obsahem výkresu A. 6

### 7.2.3. SO 03 – Spodní výpusti

#### Spodní výpusti

Spodní výpusti jsou umístěny ve sdruženém objektu se šachtovým přelivem. Tvoří je dvě ocelová potrubí DN 800. Nátok spodních výústí bude umístěn v čele objektu a bude hydraulicky vhodně zaoblen (viz výkres A. 6, řez B-B'). Před nátokem bude umístěn usazovací prostor, česlová stěna a drážka pro osazení provizorního hrazení (možno osadit potápěčem při napuštění nádrže). Dle ČSN 75 2340 bude rozteč česlic 90 mm. Potrubí spodních výpustí je vedeno po stranách dříku šachtového přeliv, za ním je umístěna společná strojovna s uzávěry. Strojovna je umístěna částečně také nad odpadní chodbou. Na každé spodní výpusti jsou umístěny 3 uzávěry: revizní (klínové šoupě), provozní (klapka) a regulační (rozstřikovácí - plunger). Za klapkovým uzávěrem je umístěno koleno, za ním pokračuje šikmá část potrubí. Spodní výpusti ústí z boku do odpadní chodby a jsou zakončeny rozstřikovacím uzávěrem. Ovládání uzávěrů bude zajištěno přímo ze strojovny prostřednictvím obsluhy VD, případně prostřednictvím centrálního dispečinku Povodí Vltavy, s. p. Hydraulické výpočty a konzumpční křivky spodních jsou obsahem kapitoly 7.3.4.

#### Sanační potrubí

Pro převádění běžných průtoků je na pravé spodní výpusti umístěno sanační potrubí DN300. Potrubí je navrženo jako obtok klapkového a rozstřikovacího uzávěru; při běžných průtocích nebude nutné manipulovat s uzávěry spodních výpustí. Potrubí bude mít vlastní klapkový uzávěr pro regulaci běžných průtoků. Jeho maximální kapacita je 710 l/s a je dostačující pro převedení průtoků  $Q_{60,d}$ .

#### Malá vodní elektrárna

Na odbočce levé spodní výpusti bude umístěna malá vodní elektrárna, jíž bude rovněž možné převádět běžné průtoky. Počítá se s hltností cca 0,5 m<sup>3</sup>/s (viz kapitola 5.1.3). Řešení celého



objektu s odpadní chodbou o volné hladině neumožňuje tradiční umístění savky do dolní vody. Na některých přehradách pod správou Povodí Ohře, s. p. (např. VD Jirkov a Horka) je toto vyřešeno pomocí odplavitelného hrazení z dřevěných fošen, které v odpadní chodbě vytvářejí zdrž, do níž je ze shora ze strojovny vyvedena odplavitelná savka. Toto řešení je však s ohledem na trvalý provoz VD nevhodné a může způsobovat potenciální problémy při převádění povodňových průtoků odpadní chodbou, nutnost budovat savku znovu po jejím odplavení, apod.

Z toho důvodu je v diplomové práci navrženo nové řešení, které počítá s vybudováním snížení v podlaze odpadní chodby. Snížením se vytvoří stálá hladina dolní vody, která umožní hydraulické fungování savky. Savka je do snížení vyvedena z boční stěny chodby (podobně jako rozstříkovací uzávěry spodní výpusti). Za boční stěnou chodby je ve strojovně spodních výpustí umístěna turbína a generátor. Snížení v odpadní chodbě je umístěno tak, aby neovlivňovalo proudění v koleni šachtového přelivu. Snížení je navrženo až za vyústěním sanačního potrubí tak, aby bylo možné jej jeho prostřednictvím napustit. Řešení je uvedeno na výkresu A.

#### **7.2.4. SO 04 – Odpadní a komunikační chodba**

Přístup do strojovny spodních výpustí a MVE bude zajištěn komunikační chodbou. Její rozměry jsou navrženy tak, aby byly dostatečné pro transport uzávěrů spodních výpustí. Na podlaze chodby budou umístěny kolejnice pro dopravu strojního vybavení. Chodba bude osvětlena, na stěně bude umístěno kabelové vedení do strojovny a vývod silnoproudu z MVE. Pod stropem komunikační chodby se osadí ocelová trouba DN 500, která bude sloužit k přívodu vzduchu pro zavzdušnění uzávěrů spodních výpustí a odpadní chody. Trouba bude nainstalována až po transportu uzávěrů do strojovny spodních výpustí. V případě nutného transportu větších břemen při následném provozu VD bude nutné troubu demontovat.

Vstup do komunikační chodby bude zajištěn vstupním objektem u vzdušní paty. Objekt bude oproti komunikační chodbě mírně rozšířen a umožní tak skladování náradí potřebného pro provoz VD. Vstup do objektu bude uzavřen vraty, nad kterými budou umístěny žaluzie pro zajištění přístupu vzduchu do zavzdušňovací trouby DN 500 (viz výkres A. 6, řez D-D'). Přístup do objektu bude přes přemostění vývaru z levého břehu odpadního koryta. Přemostění bude napojeno na manipulační plochu a účelovou komunikaci.

Společný odpad šachtového přelivu a spodních výpustí bude zajištěn odpadní chodbou. Chodba je navržena v jednotném objektu s komunikační chodbou. Jedná se o železobetonovou konstrukci, sklon stěny jsou z důvodu zajištění těsného kontaktu se zeminou navrženy ve sklonu 10:1 a ošetřeny jílovým mlékem. Strop komunikační chodby je tvořen klenbou (viz výkres A. 6, řez C-C'). Objekt je navržen v jednotném sklonu 0,75%, délka odpadní chodby je 63,75 m, její rozměry jsou 3x3 m (výpočet viz kapitola 7.3.6). Na vtoku do vývaru bude v chodbě zavěšena plachta proti promrzání.

Pod odpadní chodbou je navržen vývar pro tlumení kinetické energie (výpočet viz kapitola 7.3.6). Vývar je navržen jako železobetonová monolitická polorámová konstrukce. Hloubka vývaru je 2,5 m, délka 20 m. Ve vývaru budou umístěny rozražeče, díky nimž bude možné rozměry vývaru

zmenšit. Jejich vliv bude určen hydraulickým výzkumem. Stěny vývaru budou opatřeny zábradlím, pro občasný přístup do odpadní chodby bude na levé stěně umístěna branka a žebřík.

Vývar je zakončen betonovými křídly a těžkým kamenným záhozem o délce cca 4 m. Dále navazuje nové odpadní koryto o délce cca 123 m, které bude napojeno na současný tok Radbuzy v přirozené trase.

### **7.2.5. SO 05 – Prostor zátopy**

#### **Demolice objektů, kácení**

V rámci výstavby nejsou navrženy demolice žádných objektů. V zátopě se vyskytuje pouze myslivecký posed (bez kolového podvozku), který bude třeba odstranit. Kácení se týká řádově 100-150 stromů v lesním porostu v obou závazáních hráze a solitérních dřevin v prostoru zátopy. Dále budou odstraněny náletové dřeviny a keře. S ohledem na využití zeminy z prostoru zátopy pro sypání tělesa hráze bude v celém rozsahu provedeno i vytrhání pařezů.

#### **Zemník**

Jako konstrukční zemina pro těleso hráze budou využity štěrky z prostoru zátopy (podrobněji viz kapitola 4.11). V případě jejich nedostatku bude v okolí nalezen externí zemník. Po vytrhání pařezů se odstraní svrchní prokořeněná část zeminy a vrstva jílu o mocnosti cca 1 m (dle profilu geologického vrtu). Pod ní se již nacházejí štěrky využitelné pro těleso hráze. Ty budou roztříděny a z jejich vhodného podílu bude nasypáno těleso hráze. Nevhodné štěrky a svrchní vrstva jílu se ponechají v zátopě. Jíly lze využít pro utěsnění případných skalních výchozů v prostoru zátopy a na svazích. Zemina ponechaná v zátopě bude vhodně povrchově urovnaná.

#### **Předzdrž**

S ohledem na účel nádrže není předzdrž se sedimentační funkcí navržena. V dalších stupních přípravy VD bude nutné provést podrobnější rozbor splaveninového režimu řeky Radbuzy a v případě potřeby navrhnout opatření. Další funkcí předzdrže bude případné zachycení plavenin, jež by mohly způsobit nežádoucí zacpávání šachtového přelivu a omezit tak jeho kapacitu. Před vtokem do zátopy VD Bělá bude na řece Radbuze vybudován limnigraf pro měření průtoků, který zajistí efektivní manipulace na VD.

#### **Stabilizace svahů**

S ohledem na mírný sklon většiny svahů a jejich zatravnění nepředpokládáme po napuštění nádrže problémy s jejich stabilitou. Vyšší sklonitost má pouze svah v levém závazání, ten však bude sanován v rámci založení hráze.

### **7.2.6. SO 06 – Napojení na dopravní a inženýrskou infrastrukturu, provozní objekt**

Pro přístup k VD bude sloužit nově zřízená účelová komunikace o délce cca 140 m, které bude napojena na silnici III. třídy Bělá – Smolov. V pravém závazání bude hráz napojena na současnou lesní cestu. Pravidelný provoz vozidel po koruně hráze a lesní cestě v pravém závazání se nepředpokládá. Vývar bude přístupný po účelové komunikaci o délce cca 170 m vedoucí po

levém břehu údolí. Souběžně s účelovými komunikacemi bude vedeno napojení na inženýrské sítě (elektrina) z prostoru současného průmyslového objektu nad levým zavázáním hráze.

Účelové komunikace budou mít asfaltový povrch, komunikace na koruně hráze bude propustná z lomové výsivky. Zřízení chodníku ani veřejného osvětlení na koruně hráze není navrženo. Zřízené komunikace budou využívány výhradně v rámci provozu VD. Koruna hráze bude volně přístupná pro pěší. Celková situace komunikací je obsahem výkresu A. 1 Situace hráze.

Provozní a správní objekt s bytem hrázného bude možné vybudovat u příjezdové komunikace napojené na silnici III. třídy, příp. pod hrází umístí účelové komunikace na okraji města Bělá. Pro uchování drobnějšího náradí a zařízení souvisejících s provozem VD bude možné rovněž využít vstupní objekt do komunikační chodby. Pro usnadnění spojení koruny hráze a prostoru vývaru je na vzdušném svahu navrženo schodiště (např. pro využití obsluhou v rámci výkonu TBD).

### **7.2.7. SO 07 - Převedení vody za stavby**

Současné koryto řeky Radbuzy v přehradním profilu se nachází těsně pod levým zavázáním. Tato dispozice bude využita při výstavbě hráze. V první fázi bude koryto ponecháno v původním místě u levého břehu a uprostřed údolí bude vybudován sdružený objekt s odpadní chodbou. V čelní části odpadní chodby pod dříkem šachtového přelivu bude ponechán provizorní otvor (viz výkres A.6, řez B-B'). Po dokončení odpadní chodby bude vyhloubeno nové provizorní koryto s kapacitou  $Q_2$  o délce 52 m, které bude svedeno otvorem do odpadní chodby. Poté bude původní koryto zrušeno, v jeho místě bude provedena injektáž a nasypáno těleso hráze. Po jeho dokončení bude provizorní otvor pod šachtovým přelivem zabetonován, tok převeden do dokončených spodních výustí a tím bude zahájeno napouštění nádrže.

Staveniště sdruženého objektu bude proti velké vodě zajištěno ochrannou hrázkou s mírou ochrany  $Q_2$ . Při převedení toku do odpadní chodby bude hrázka překopána a již nebude plnit svůj účel. Hrázka může být ponechána na dně i po napouštění nádrže, případně bude vhodná zemina využita pro stabilizační část hráze. Celkové řešení převádění vody za stavby je uvedeno na výkresu A. 1.

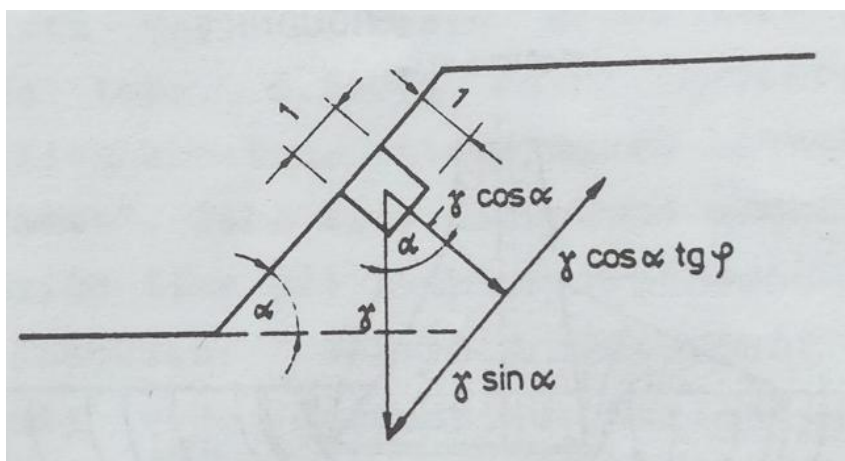
## **7.3. Hydrotechnické výpočty**

### **7.3.1. Posouzení stability svahů sypané hráze**

Stabilizační část hráze je navržena z nesoudržných materiálů – štěrků s předpokládanou min. třídou G4. Při posouzení stability svahů proto bylo vycházeno ze vzorců pro nesoudržné zeminy. Požadovaný stupeň bezpečnosti  $m$  je dle Eurokódu EC7  $m = 1,25$ .

#### **Návodní svah – sklon 1:2**

Vzhledem k návodnímu geomembránovému těsnění předpokládáme, že svah bude bez vody. Síly působící na jednotkový objem zeminy na svahu jsou uvedeny na následujícím schématu. Parametry zeminy byly uvažovány na dolním okraji spektra možných hodnot a návrh je tím na straně bezpečnosti.



Obrázek 45: Schéma pro výpočet stability svahu bez proudění vody. [4]

Pro rovnováhu sil platí následující vztah:

Rovnice 12: **Rovnováha sil pro posouzení stability svahu bez proudění vody.**

$$\gamma \cdot \sin \alpha = \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

$\varphi$	úhel vnitřního tření zeminy ( $^{\circ}$ )	předpokládáme $\min \varphi_{\text{ef}} = 37^{\circ}$ [20]
$\alpha$	úhel sklonu svahu ( $^{\circ}$ )	sklon 1:2 $\Rightarrow \alpha = 26,6^{\circ}$
$\gamma$	objemová tíha zeminy ( $\text{kN/m}^3$ )	předpokládáme $\min \gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ [20]

rovnice 12 se upraví na tvar:  $\frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = \operatorname{tg} \varphi$

a dále na tvar vyjadřující stupeň bezpečnosti svahu:

Rovnice 13: **Stupeň bezpečnosti svahu bez proudění vody.**

$$m = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}$$

odtud  $m = \frac{\operatorname{tg} 37^{\circ}}{\operatorname{tg} 26,6^{\circ}} = 1,51 (-)$

1,51 > 1,25 **Návrh vyhovuje, svah je stabilní.**

### Vzdušný svah – sklon 1:1,8

Výpočet je společný pro všechny varianty všechny varianty A - C. Postup je obdobný jako v případě návodního svahu a byl proveden pomocí rovnic 12 a 13.

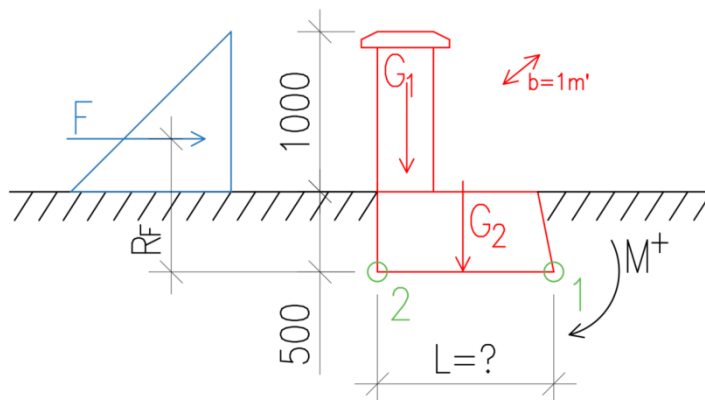
$\alpha$  úhel sklonu svahu ( $^{\circ}$ ) sklon 1:1,8  $\Rightarrow \alpha = 29,1^{\circ}$

$$m = \frac{\operatorname{tg} 37^{\circ}}{\operatorname{tg} 29,1^{\circ}} = 1,26 (-)$$

1,35 > 1,25 **Návrh vyhovuje, svah je stabilní.**

### 7.3.2. Posouzení stability vlnolamu na koruně hráze

Stabilitu vlnolamu je nutné posoudit na zatížení vyvolané účinky větrových vln. Při posuzování se postupuje podle normy ČSN 75 0255. [19] Cílem výpočtu je navrhnout potřebnou šířku základu L tak, aby napětí vyvolané účinkem vlny v základové spáře nebylo větší než je uvažovaná únosnost zeminy (štěrků tvořící stabilizační část hráze). Schéma výpočtu je uvedeno na následujícím obrázku.



Obrázek 46: Schéma posouzení stability vlnolamu.

Síla F vyvolaná účinky vlny se skládá ze 2 složek: hydrostatické síly  $F_h$  a tlakové síly od vlny  $F_e$ . (rovnice 14 a 15).

Rovnice 14: Výpočet hydrostatické síly

$$F_h = \omega_x \cdot \rho \cdot g$$

$\omega_x$	plocha zatěžovacího obrazce ( $m^2$ )	trojúhelník, $\omega_x = 0,5 \cdot h^2 = 0,5 \cdot 1^2 = 0,5 m^2$
$\rho$	hustota vody ( $kg/m^3$ )	$\rho=1000 kg/m^3$
$g$	tíhové zrychlení	$g=9,81 m/s^2$
odtud	$F_h = 0,5 \cdot 1000 \cdot 9,81 = 4,91 kN$	

Rovnice 15: Výpočet tlakové síly od vlny

$$F_e = \frac{\rho \cdot g \cdot h_0}{4} \cdot (\pi \cdot h_0 + \lambda_0)$$

$\lambda_0$	délka vlny (m)	$\lambda_0=10,31 m$ (viz kapitola 6.5.1)
$h_0$	(m)	dle rovnic 16 a 17

Rovnice 16: Výpočet největší výšky vrcholu vlny

$$h_0 = h_1 - a$$

$h_1$	výška vlny	$h_1 = 0,81 m$ (viz kapitola 6.5.1)
-------	------------	-------------------------------------

Rovnice 17: **Výpočet hodnoty a**

$$a = \frac{\pi \cdot h_0^2}{\lambda_0}$$

Rovnice 16 byla dosazena za člen  $h_0$  do rovnice 17 a vypočtena hodnota  $a = 0,14$  m. Dále mohla být vyčíslena hodnota  $h_0 = 0,67$  m.

odtud dle rovnice 15  $F_e = \frac{1000 \cdot 9,81 \cdot 0,67}{4} \cdot (\pi \cdot 0,67 + 10,31) = 20,40$  kN

Výsledná síla působící na vlnolam se vypočte dle rovnice 18:

Rovnice 18: **Síla působící na vlnolam.**

$$F = F_h + F_e$$

odtud  $F = 4,91 + 20,40 = 25,31$  kN

Vlastní tíha vlnolamu  $G_1$  a základu  $G_2$  se vypočte dle rovnice 19.

Rovnice 19: **Výpočet vlastní tíhy vlnolamu a základu**

$$G = \omega_{BET.} \cdot \rho_{BET.} \cdot g$$

G vlastní tíha konstrukce (kN)

$\omega_{Bet}$  plocha vlnolamu, resp. základu ( $m^2$ ) odměřováno z příčného řezu

$\rho_{Bet.}$  hustota železobetonu ( $kg/m^3$ ) uvažováno  $2500$   $kg/m^3$

Síly  $G_1$  a  $G_2$  byly dopočítávány průběžně pro každý iterační krok zjišťování potřebné šířky základu L. Napětí v základové spáře pro body 1 a 2 se vypočte dle následujících rovnic:

Rovnice 20: **Výpočet napětí v základové spáře (bod 1)**

$$\sigma_1 = \frac{G}{L} + \frac{M}{W}$$

Rovnice 21: **Výpočet napětí v základové spáře (bod 2)**

$$\sigma_2 = \frac{G}{L} - \frac{M}{W}$$

G vlastní tíha konstrukce (kN) dle rovnice 19

L hledaná šířka základu (m) iteračně

M moment k základové spáře (kNm) dle rovnice 22

W modul průřezu ( $m^3$ ) dle rovnice 23

Rovnice 22: **Výpočet momentu k základové spáře**

$$M = F \cdot r_F - G_1 \cdot r_{G,1} - G_2 \cdot r_{G,2}$$

r ramena sil (m) odměřováno v Autocadu

Rovnice 23: **Výpočet modulu průřezu**

$$W = \frac{1}{6} \cdot L^2 \cdot b$$

b délka základu (m) uvažováno 1 m'

Modul průřezu  $W$  a moment  $M$  byly průběžně počítány v programu Excel pro každou z iterací šířky základu  $L$ . Dále bylo pomocí rovnice 20 počítáno napětí v tlačené části základové spáry. Toto napětí bylo porovnáváno s předpokládanou tabulkovou únosností zeminy dle ČSN 73 1001. [20]

Tabulková výpočtová únosnost zeminy pro stabilizační část hráze (uvažována min. třída G4):  $R_{dt} = 250 - 300$  kPa [20].

Iteračním postupem byla určena **šířka základu  $L = 1,0$  m**. Napětí v tlačené části základové spáry  $\sigma_1$  pro tento rozměr bylo určeno 176 kPa. Únosnost zeminy je tedy vyšší a návrh šířky základu je výrazněji na straně bezpečnosti (únosnost zeminy je v současném stupni dokumentace nejistá). V dalších stupních projektové dokumentace bude nutné navrhnout ohybovou výztuž na návodní líc vlnolamu, která přenese tahy ze zídky vlnolamu do základu. Tahy budou vznikat v důsledku nárazu vlny na vlnolam.

### 7.3.3. Bezpečnostní přeliv

Výpočet šachtového přelivu je rozdělen na následující části, které spolu vzájemně souvisí:

#### Průměr nálevky

Přelivná hrana má kruhový půdorys, její délka je určena průměrem nálevky šachtového přelivu. Délka přelivné hrany  $b$  (m) se spočítá jako obvod kruhu (rovnice č. 24).

Rovnice 24: **Délka přelivné hrany.**

$$b = \pi D$$

Při návrh průměru nálevky je nutné brát v úvahu její možné zahlcení. Dřívější modelový výzkum prokázal, že přepad je dokonalý pro poměr  $\frac{h}{R} \leq 0,45$ , kde  $h$  je přepadová výška a  $R$  je poloměr nálevky. Při hodnotách  $\frac{h}{R} > 0,60$  dojde k zahlcení vtokové části. [3] Hydraulický modelový výzkum prováděný Fakultou stavební na fyzikálním modelu šachtového přelivu VD Jirkov odvodil pro návrh nálevky následující vztah (rovnice 25). Oproti výše uvedeným vztahům je návrh na straně bezpečnosti, tj. navržené rozměry jsou konzervativnější. Vzorec byl upraven pro posuzované průtoky, tj. návrhový průtok  $Q_{1000}$  a kontrolní průtok  $Q_{10\,000}$ .

Rovnice 25: **Kritérium pro určení průměru nálevky, aby byl přepad dokonalý.**

$$\frac{h_{Q_{1000}}}{D} \leq 0,15 \text{ a } \frac{h_{Q_{10\,000}}}{D} \leq 0,225$$

$h_{Q_{1000}}$  přepadová výška při transformovaném průtoku  $Q_{1000}$

$h_{Q_{10\,000}}$  přepadová výška při transformovaném průtoku  $Q_{10\,000}$

D průměr nálevky šachtového přelivu

Průtok šachtovým přeliv byl počítán pomocí rovnice pro dokonalý přepad (rovnice 26).

Rovnice 26: **Rovnice přepadu přes šachtový přeliv**

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

Q	návrhový průtok přelivem ( $m^3/s$ )	$Q_{10\,000}$ , transformovaný
m	součinitel přepadu (-)	pro první návrh se volí $m=0,45$
b	délka přelivné hrany (m)	dle rovnice 24
g	tíhové zrychlení ( $m^2/s^2$ )	$g=9,81$ ( $m/s^2$ )
h	přepadová výška (m)	

Při návrhu průměru nálevky bylo postupováno iteračně. Průměr nálevky D byl postupně měněn po 1 m a zadáván jako vstupní hodnota do rovnice 26, která byla součástí výpočtu transformace povodňových vln  $TPV_{1000}$  a  $TPV_{10\,000}$  (viz kapitola 6.4). Jako hlavní výstup z transformací byly sledovány předpadové výšky  $h_{p\,1000}$ , resp.  $h_{p\,10\,000}$ . Jejich hodnoty pro posuzované průměry nálevky D jsou uvedeny v následující tabulce. Dále byl vyčíslen poměr  $h_p/D$  dle rovnice 25 a příslušná délka přelivné hrany b dle rovnice 24.

Tabulka 7: **Posouzení dokonalého přepadu pro jednotlivé průměry nálevky.**

D (m)	5	6	7	8	9	10
b (m)	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
$h_p Q_{1000}$ (m)	0,58	0,55	0,52	0,49	0,47	0,45
$h_p Q_{10\,000}$ (m)	1,07	1,00	0,94	0,89	0,85	0,81
$h_p Q_{1000} / D$ (-)	0,12	0,092	0,074	0,061	0,052	0,045
$h_p Q_{10\,000} / D$ (-)	0,214	0,167	0,134	0,111	0,094	0,081

Z tabulky 7 je patrné, že kritéria uvedená v rovnici 25 jsou splněna pro všechny posuzované průměry nálevky. Tento stav je způsoben pravděpodobně poměrně nízkými přepadovými výškami, kdy se uplatní transformační účinek nádrže a maximální odtok z nádrže je proto podstatně nižší, než přítok (číselné hodnoty jsou uvedeny v kapitole 6.4).

Díky tomu bylo možné navrhnout průměr nálevky pouze na základě požadavku nepřekročit mezní bezpečnou hladinu MBH při průchodu kontrolní povodňové vlny  $TPV_{10\,000}$ . Průměr nálevky byl iteračně zadáván jako vstup do výpočtu transformace a jako výstup byla zjišťována maximální hladina při průchodu  $TPV_{10\,000}$ , tj. kontrolní maximální hladina KMH. KMH byla porovnávána s MBH a kontrolována podmínka  $KMH \leq MBH$  (podrobně uvedeno v kapitole 6.6). Iteračně bylo zjištěno, že první průměr nálevky, pro který je tato podmínka splněna, je  $D = 6,95$  m. Po přiklonění se na stranu bezpečnosti byl navržen průměr nálevky **D=7 m**. Navržené rozměry a hydraulické charakteristiky šachtového přelivu jsou uvedeny v tabulce č. 8. Hladiny  $H_{max}$  a KMH jsou vypočteny v rámci transformace povodňové vlny. Lze je také spočítat jako: kóta přelivné hrany  $H_{přeliv} +$



přepadová výška  $h_p$ . V následující tabulce jsou shrnuty návrhové parametry a nálevky šachtového přelivu.

Tabulka 8: **Navržené parametry šachtového přelivu.**

kóta přelivné hrany	$H_{\text{přeliv}}$	454,1	m n. m.
průměr nálevky	$D$	7,0	m
přepadová výška při návrhovém průtoku $Q_{1000}$ (transformovaném)	$h_p Q_{1000}$	0,52	m
přepadová výška při kontrolním průtoku $Q_{10\,000}$ (transformovaném)	$h_p Q_{10\,000}$	0,94	m
maximální hladina	$H_{\text{max}}$	454,62	m n. m.
kontrolní maximální hladina	$KMH$	455,04	m n. m.
mezní bezpečná hladina	$MBH$	455,04	m n. m.

### Přechodová část

Přechodovou část přelivu je nutné navrhnout jako beztlakovou.<sup>15</sup> Návrh jejího tvaru proto musí respektovat dolní obálku přepadového paprsku. K tomu byl využit graf vytvořený v rámci hydraulického výzkumu prováděného W. E. Wagnerem z ASCE (American Society of Civil Engineers). [10]

Tvar přechodové části je navržen v závislosti na poměru  $H_s/R$  (rovnice 27), kde  $H_s$  je přepadová výška a  $R$  je poloměr nálevky přelivu. Jako  $H_s$  byla uvažována přepadová výška  $h_p Q_{10\,000} = 0,94$  m, poloměr nálevky vychází z jejího navrženého průměru, tedy  $R=7/2 = 3,5$  m

Rovnice 27: **Výběr křivky dolní obálky pro návrh přechodové části.**

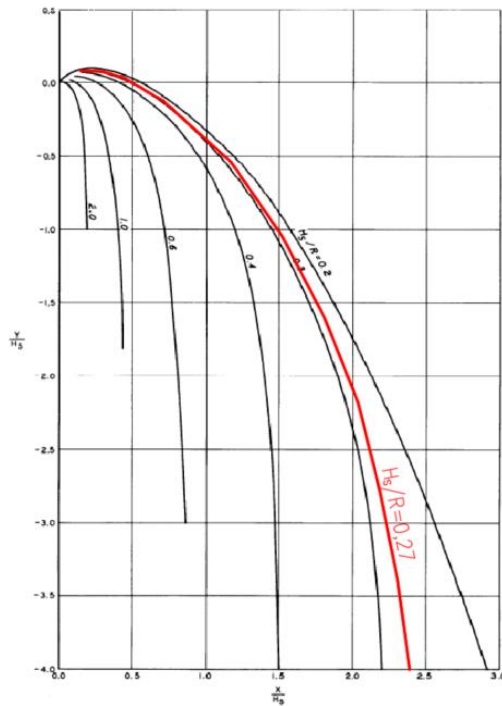
$$\frac{H_s}{R} = \frac{0,94}{3,5} = 0,27 (-)$$

$H_s$  přepadová výška (uvažována maximální  $h_p$  při průchodu  $Q_{10\,000}$ )

$R$  poloměr navržené nálevky přelivu

Graf byl přenesen do softwaru AutoCAD, vhodně upraven dle měřítka a na základě výše vypočítaného poměru byla vybrána příslušná obalová křivka (Obr. 47). Ta určuje tvar přechodové části a byla následně zapracována do výkresové dokumentace (výkres A. 6).

<sup>15</sup> Pokud by byla plocha podtlaková, docházelo by k namáhání betonu, příp. chvění konstrukce. Přetlaková plocha by měla za následek snížení kapacity přelivu.



Obrázek 47: Graf dolních obálek pro návrh přechodové části přelivu. [10]

### Dřík přelivu (šachta)

Návrh vnitřního průměru šachty vychází z rovnice pro výtok otvorem (uvažuje se výtok do odpadní chodby). Šachtu je (stejně jako nálevku) nutné navrhnout na maximální možný průtok, tj. kontrolní průtok  $Q_{10\,000}$  transformovaný. Rovnice byla upravena do následující podoby:

Rovnice 28: **Rovnice výtoku otvorem pro návrh průměru šachty.**

$$Q_{10\,000\,transf.} = \mu \times \sqrt{2gH} \times S_{\text{šachty}}$$

$Q_{10\,000}$  transformovaný průtok  $Q_{10\,000} = 47,03 \text{ m}^3/\text{s}$  (výpočet viz kapitola 6.4)

$\mu$  součinitel výtoku (-) - uvažováno 0,8 - zohledňuje pravý úhel v kolenu pod šachtou

$H$  spád hladin (m) – uvažováno od hladiny KMH po střed průtočné plochy v odpadní chodbě

$S_{\text{šachty}}$  průtočná plocha dříku ( $\text{m}^2$ ) – výpočet dle rovnice 29

Rovnice 29: **Výpočet průtočné plochy šachty**

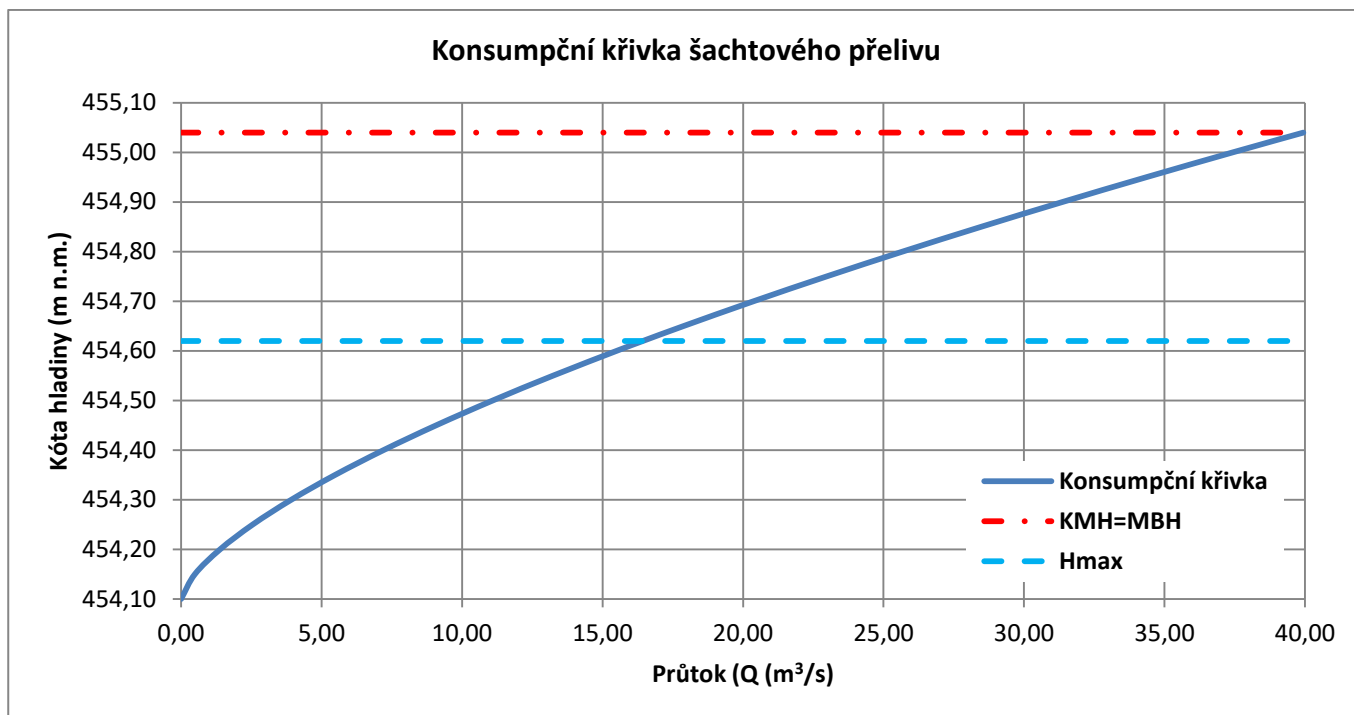
$$S_{\text{šachty}} = \frac{\pi \times D_{\text{šachty}}^2}{4}$$

Výpočet byl proveden iteračně. Postupně byl zvyšován průměr šachty  $D_{\text{šachty}}$  a dle rovnice 29 dopočítávána její průtočná plocha. Ta byla následně dosazena do rovnice 28 a spočítán kapacitní průtok, který šachta převede. Průměr šachty byl postupně zvyšován tak, aby byl její kapacitní průtok větší, než návrhový průtok  $Q_{10\,000\,trans.}$ . Iterací bylo zjištěno, že nejmenší možný průměr šachty je  $D_{\text{šachta}} = 2,3 \text{ m}$ . Norma ČSN 75 2340, odstavec 7.7.4 však uvádí: „Průměr svislé šachty u šachtového přelivu musí být nejméně 3 m.“ [17] Požadavek vychází z nutnosti zamezit zacpání šachty např. plávlím. Průměr šachty je proto navržen nejmenší možný  $D_{\text{šachta}} = 3 \text{ m}$ .

V rámci další stupňů přípravy projektu bude vhodné posoudit fungování celého funkčního objektu (šachtový přeliv i s odpadní chodbou) na fyzikálním modelu. Výzkumu by měl rovněž posoudit vliv snížení dna odpadní chodby pro umístění savky na proudění v odpadní chodbě.

### Konzumpční křivka

Na základě výše navržených parametrů byla vypočtena konzumpční křivka navrženého šachtového přelivu (Obr. 48).



Obrázek 48: Konzumpční křivka šachtového přelivu.

### 7.3.4. Spodní výpusti

Návrh průměru DN 800 spodních výpustí byl převzat ze studie VRV. Důvodem je nutnost zachovat stávající vodohospodářské řešení, kdy je spodními výpustmi transformován průtok  $Q_{100} = 49,30 \text{ m}^3/\text{s}$  na neškodný odtok  $Q_{neš} = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Spodní výpusti byly v rámci výpočtu transformace povodňových vln řešeny jako krátké potrubí s ustáleným rovnoměrným prouděním dle rovnice 30.

Rovnice 30: Výpočet průtok spodní výpustí

$$Q = v \cdot S = \mu S \sqrt{2gH} = S \cdot \sqrt{\frac{2gH}{1 + \sum \xi_{místní} + \lambda \cdot \frac{L}{D}}}$$

S	plocha průřezu potrubí (1 výpusti)	S=0,5 m <sup>2</sup>
g	tíhové zrychlení	g=9,81 m/s <sup>2</sup>
H	hydraulická výška (spád od hladiny po osu vtoku)	H = kóta hladiny - 442,20 (m)
$\xi_{místní}$	součinitele místních ztrát	
$\lambda$	součinitel ztráty třením	odečteno z Moodyho diagramu
L	délka potrubí spodní výpusti	14,1 m dle návrhu

D průměr potrubí

DN 800, tj. 0,8 m

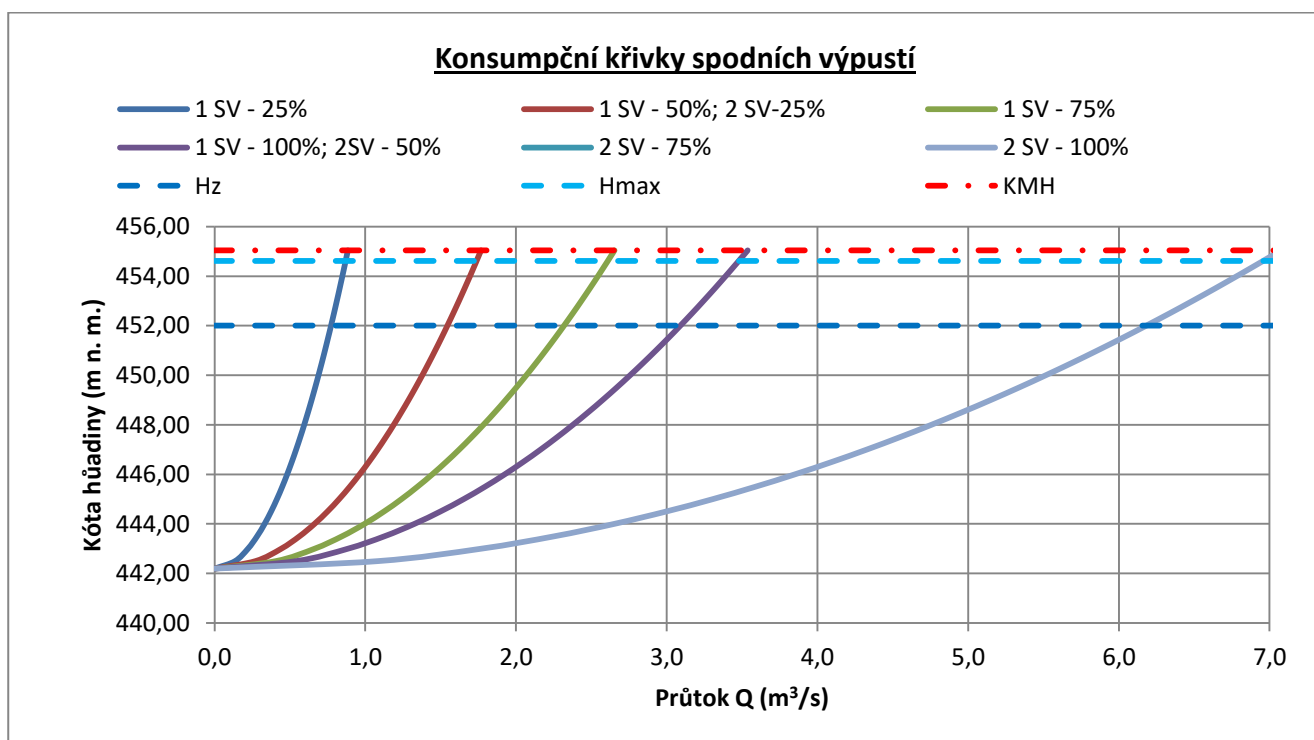
Ztráty místní

česle	$\xi$	0,3
vtok	$\xi$	0,2 (zaoblený)
šoupě	$\xi$	0,03
klapka	$\xi$	0,55
rozstřikovací u.	$\xi$	1,2
koleno	$\xi$	0,17 ( $\delta=30^\circ$ )
celkem	$\Sigma\xi$	<b>2,45</b>

Ztráty třením

drsnot potrubí	$\Delta$	0,0005 (ocel)
relativní drsnot	$\Delta/D$	0,000625
teplota	T	12°C
Reynoldsovo číslo	Re	$4 \cdot 10^6$
souč. ztrát třením:	$\lambda$	0,017

Průtok spodní výpustí byl proveden pomocí rovnice 30 na základě výše uvedených hodnot. Výpočet byl zakomponován do řešení transformací povodňové vlny  $Q_{1000}$  a  $Q_{10\,000}$  (viz kapitola 6.4). Dále byly sestaveny konsumpční křivky spodních výpustí v různých varintách využití výpustí – jedné, příp. obou a při různém stupni otevření (Obr. 49). Tabeární podoba výpočtu je obsahem přílohy č. 9. Při stanovení konsumpčních křivek byla měněna hladina s krokem 10 cm. Průtok spodními výpustmi pro důležité hladiny je v příloze č. 9 a na Obr. 30 vyznačen.



Obrázek 49: Konsumpční křivky spodních výpustí.

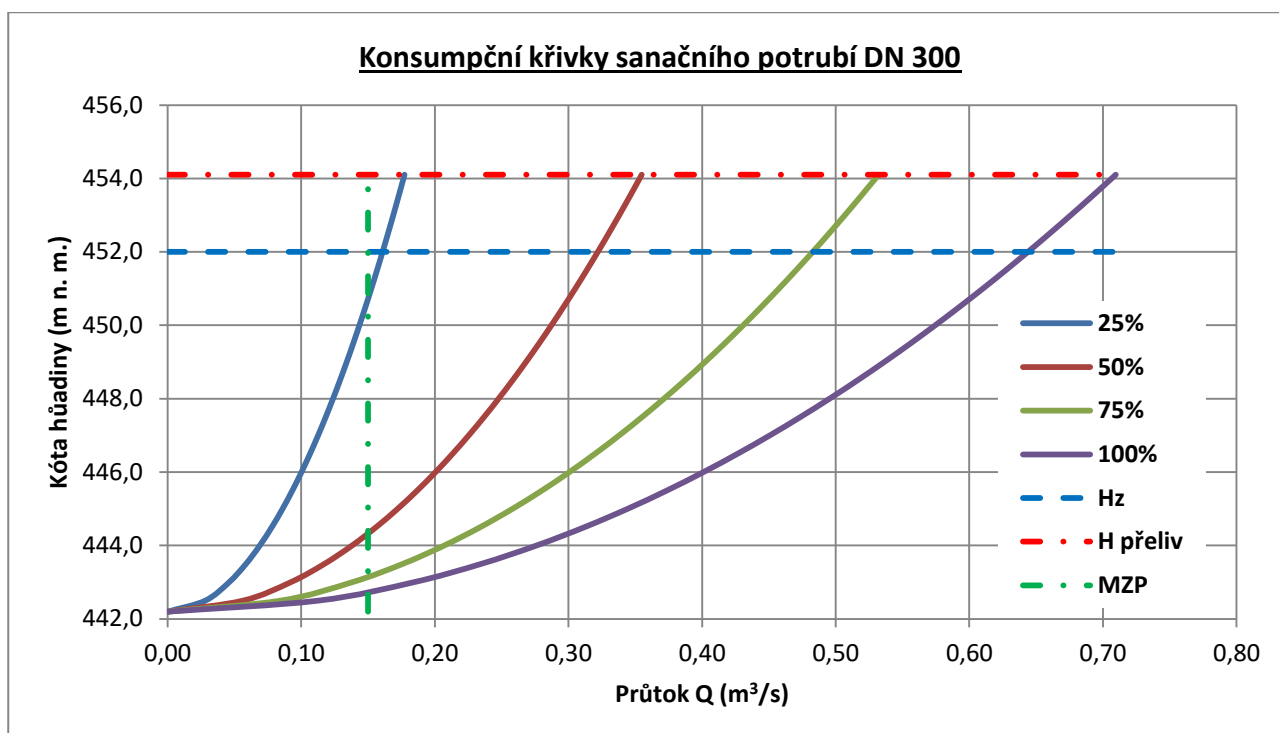
**7.3.5. Sanační potrubí**

Výpočet byl proveden stejně jako v případě spodních výpustí dle rovnice č. 30. Vstupní hodnoty veličin pro sanační potrubí jsou následující. Ztráty místní a ztráty třením byly uvažovány zjednodušeně.

průměr potrubí	DN	300
plocha průřezu potrubí	S	0,07 m <sup>2</sup>

délka potrubí	L	4,0 m
součinitele místních ztrát	$\Sigma\xi$	1,09
součinitel ztrát třením	$\lambda$	0,017

Výpočet byl proveden pouze do maximální hladiny ovladatelného retenčního prostoru, tj. po kótu přelivu 454,10 m n. m. Maximální zjištěná kapacita sanačního potrubí je 710 l/s, což dostačuje na převedení šedesáti-denního průtoku. Z Obr. 50 je patrné, že minimální zůstatkový průtok MZP = 0,15 m<sup>3</sup>/s bude při hladině v okolí maximální hladiny zásobního prostoru (452,00 m n. m.) převáděn sanačním potrubím při přibližně 25% otevřením klapkového uzávěru. Tabelární podoba konsumpční křivky sanačního potrubí je obsahem přílohy č. 10.



Obrázek 50: Konsumpční křivky sanačního potrubí DN 300.

### 7.3.6. Odpadní chodba

Odpadní chodbu je nutné navrhnout na maximální průtok od bezpečnostního přelivu a spodních výpustí, který jí může protékat, tzn. na transformovaný průtok  $Q_{10\,000} = 47,03 \text{ m}^3/\text{s}$ . Rezerva ke stropu odpadní chodby má být alespoň 20 cm. Výpočet byl uvažován zjednodušeně jako ustálené rovnoměrné proudění (rovnice 31 - 34). Pro základní návrh chodby tento postup postačuje, v dalších fázích projektu by však měl být zpřesněn (výpočet nerovnoměrného proudění např. metodou po úsecích, příp. v softwaru HEC-Ras).

Rovnice 31: **Rovnice kontinuity**

$$Q = v \cdot S$$

- Q průtok profilem (m<sup>3</sup>/s)
- v rychlost proudění (m/s)
- S průtočná plocha koryta (m)

Rovnice 32: **Hydraulický poloměr**

$$R = \frac{S}{O}$$

R hydraulický poloměr (m)

O omočený obvod (m)

Rovnice 33: **Chézyho rovnice**

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

c Chézyho rychlostní součinitel ( $m^{0,5}/s$ )

i sklon čáry energie (-) - uvažuje se podélný sklon dna

Rovnice 34: **Odvozený vztah pro Manningův drsnostní součinitel**

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

n Manningův drsnostní součinitel (-)

Režim proudění v chodbě byl určen pomocí Froudova čísla (rovnice 35).

Rovnice 35: **Určení režimu proudění pomocí Froudova čísla**

$$Fr = \frac{\alpha \cdot v}{\sqrt{g \cdot \frac{S}{B}}}$$

Pomocí uvedených vztahů byla vypočtena konsumpční křivka odpadní chodby. Hodnota Manningova drsnostního součinitele **n** byla uvažována 0,015 (beton) a sklon **i** jako 0,0075 (tj. 0,75%), dle výškového návrhu odpadní chodby. Hodnoty **S** a **O** byly určeny pomocí vzorců pro obdélník z hloubky v korytě **y** (m).

Šířka odpadní chodby **b** (m) vychází z navrženého průměru dříku šachtového přelivu (viz kapitola 7.3.3), výška odpadní chodby **h** (m) byla volena iteračně tak, aby byla zajištěna dostatečná kapacita chodby a požadovaná rezerva hladiny ke stropu. V následující tabulce je uveden výpočet kapacity odpadní chodby pro maximální přípustnou hladinu v chodbě, tj. 0,2 m pod stropem.

Tabulka 9: **Výpočet kapacitního průtoku odpadní chodbou.**

návrhový průtok	$Q_{10\,000, \text{TRANS}}$	47,03	$\text{m}^3/\text{s}$
sklon chodby	$i$	0,0075	-
drsnost	$n$	0,015	-
šířka chodby	$b$	3,00	m
hloubka v chodbě	$y$	2,80	m
průtočná plocha	$S$	8,40	$\text{m}^2$
omočený obvod	$O$	8,60	m
hydraulický poloměr	$R$	0,98	m
rychlostní součinitel	$c$	66,41	$\text{m}^{0,5}/\text{s}$
rychlost proudění	$v$	5,68	$\text{m}/\text{s}$
průtok	$Q$	47,74	$\text{m}^3/\text{s}$
Froudovo číslo	$Fr$	1,08	-
režim proudění		bystřinné	-

$47,74 > 47,03$

$Q > Q_{10\,000, \text{TRANS}}$

**Návrh vyhovuje**

Výpočet konzumpční křivky odpadní chodby je obsahem přílohy č. 11. Z určení režimu proudění je patrné, že v celém rozsahu hloubek bude v chodbě bystřinné proudění. Tento stav je žádoucí, neboť v chodbě nedojde ke vzniku vodního skoku, což by mohlo způsobit nadměrné namáhání konstrukce. Po celé délce chodby bude pravděpodobně nerovnoměrné proudění s křivkou snížení. K utlumení kinetické energie a změně režimu proudění dojde ve vývaru.

### 7.3.7. Vývar

Ve vývaru dojde k přechodu z bystřinného do říčního proudění a k utlumení kinetické energie. Principem návrhu vývaru je snaha o vznik vzdutého vodního skoku a jeho zatopení dolní vodou. Míra vzdutí je vyjádřena součinitelem míry vzdutí (rovnice 36). Požadované vzdutí je dosaženo v případě, kdy  $\sigma \in (1,05 - 1,1)$ . Z důvodu ekonomiky návrhu se volí spíše hodnoty v okolí 1,05 (pro hodnoty okolo 1,1 vychází rozměry vývaru vyšší).

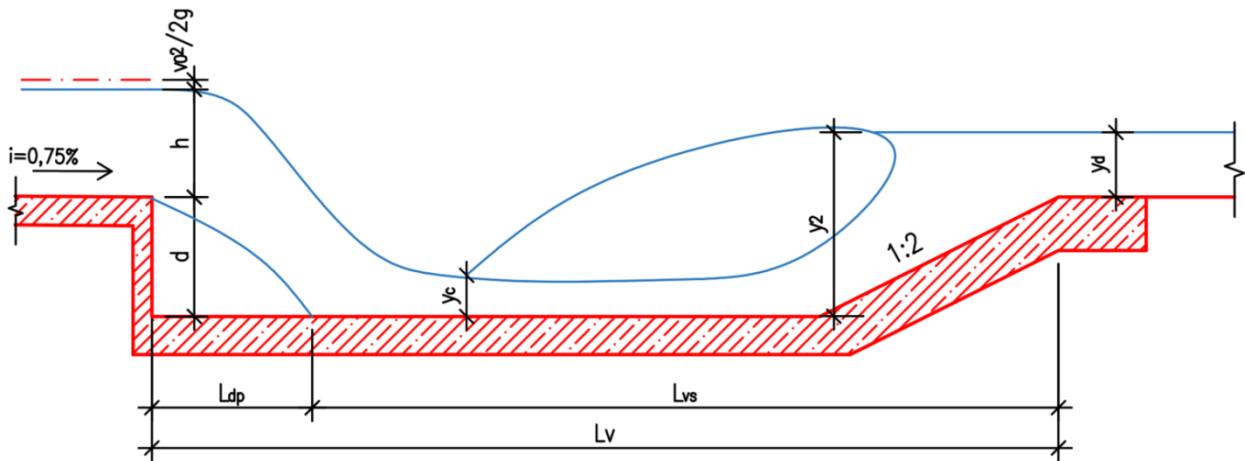
#### Hloubka vývaru

Rovnice 36: **Vztah pro výpočet součinitele míry vzdutí.**

$$\sigma = \frac{y_d + d}{y_2}$$

- $\sigma$  součinitel míry vzdutí (zatopení) (-)
- $y_d$  hloubka dolní vody – v odpadním korytě (m)
- $d$  navržená hloubka vývaru (m)
- $y_2$  druhá vzájemná hloubka vodního skoku (m)

Cílem výpočtu je tedy navrhnout takovou hloubku vývaru  $d$ , aby součinitel zatopení byl v požadovaných hodnotách. Postup výpočtu je následující:



Obrázek 51: Schéma pro výpočet vývaru.

Rovnice 37: **Specifický průtok.**

$$q = \frac{Q}{b}$$

- q specifický průtok (m<sup>2</sup>/s)  
 Q návrhový průtok (m<sup>3</sup>/s) řada N-letých průtoků Q<sub>1</sub> - Q<sub>10 000</sub>  
 b šířka vývaru (m) b = 3 m (dle šířky odpadní chodby)

Rovnice 38: **Energetická výška přitékající vody**

$$E = h_0 + d = h + \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2g} + d$$

- h hloubka vody v odpadní chodbě (m) - uvažována hloubka rovnoměrného proudění  
 α Coriolisovo číslo, α=1,0 (-)  
 v<sub>0</sub> přítoková rychlost v odpadní chodbě (m/s)  
 d hloubka vývaru (m)

Rovnice 39: **První vzájemná hloubka vodního skoku**

$$y_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E - y_c)}}$$

- φ rychlostní součinitel, φ = 0,97 (-)  
 První vzájemná hloubka y<sub>1</sub> odpovídá kritické hloubce y<sub>c</sub>. Hodnota y<sub>c</sub> se objevuje na obou stranách rovnice a byla proto určena iteračně.

Rovnice 40: **Druhá vzájemná hloubka vodního skoku**

$$y_2 = \frac{y_c}{2} \left[ \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gy_c^3}} - 1 \right]$$



Hloubky a rychlosti byly zobrazeny v grafu v závislosti na průtoku (data vychází z výpočtu konzumpční křivky odpadní chodby, viz příloha č. 11). Grafem byla proložena spojnice trendu a zobrazeny rovnice regrese (4. řádu v případě hloubek a 6. řádu v případě rychlostí). Rovnice regrese byly použity v tabulce 10 pro výpočet příslušných veličiny v závislosti na průtoku. Stejným způsobem byla určována i hloubka dolní vody  $y_d$ . Rovnice regrese vychází z konzumpční křivky odpadního koryta (viz kapitola 7.3.8).

Tabulka 10: Výpočet vývaru.

průtok $Q_N$	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$q$ (m <sup>2</sup> /s)	$y_d$ (m)	$h_{\text{chodba}}$ (m)	$v_{\text{chodba}}$ (m/s)	$\alpha v_0^2/2g$	$E$ (m)
$Q_1$	6,16	2,053	0,49	0,61	3,466	0,61	3,72
$Q_2$	9,91	3,303	0,68	0,87	3,930	0,79	4,15
$Q_5$	16,30	5,433	0,93	1,24	4,347	0,96	4,70
$Q_{10}$	22,20	7,400	1,09	1,54	4,783	1,17	5,21
$Q_{20}$	29,20	9,733	1,25	1,89	5,173	1,36	5,75
$Q_{50}$	39,90	13,300	1,45	2,43	5,220	1,39	6,32
$Q_{100}$	49,30	16,433	1,61	2,88	5,093	1,32	6,70
$Q_{1000}$ trans.	<b>23,30</b>	7,766	1,12	1,59	4,862	1,20	5,30
$Q_{10\,000}$ trans.	<b>47,03</b>	15,676	1,57	2,78	5,195	1,38	6,65

průtok $Q_N$	$y_c$ - odhad (m)	$y_c$ - výpočet (m)	$y_2$ (m)	$\Delta y$ (m)	$\sigma$ (-)
$Q_1$	0,25	0,25	1,74	1,24	1,72
$Q_2$	0,38	0,38	2,22	1,54	1,43
$Q_5$	0,61	0,61	2,86	1,94	1,20
$Q_{10}$	0,80	0,80	3,37	2,27	1,07
$Q_{20}$	1,01	1,01	3,90	2,65	0,96
$Q_{50}$	1,35	1,35	4,54	3,10	0,87
$Q_{100}$	1,65	1,65	5,01	3,40	0,82
$Q_{1000}$ trans.	0,83	0,83	3,46	2,34	<b>1,05</b>
$Q_{10\,000}$ trans.	1,56	1,57	4,92	3,35	0,83

V tabulce 10 je uveden výpočet vývaru pro jednotlivé N-leté průtoky. Vývar je navržen na návrhový průtok  $Q_{1000}$  transformovaný (23,30 m<sup>3</sup>/s). Pro kontrolní průtok  $Q_{10\,000}$  transformovaný by rozměry vývaru vycházely příliš velké a návrh by byl neekonomický. Při průchodu KPV 10 000 je důležité převést průtok bezpečně přes těleso hráze a připouští se mírné poškození vývaru, odpadního koryta, apod.

Hloubka vývaru  $d$  byla volena iteračně tak, aby míra zatopení  $\sigma$  pro průtok  $Q_{1000}$  trasn, byla v požadovaných mezích 1,05 - 1,1. Výsledná hloubka vývaru je  **$d = 2,5$  m**.

Hodnoty  $\sigma$  pro průtoky  $Q_{20} - Q_{100}$  vycházejí menší, než požadované. Tento stav je způsoben tím, že návrhový průtok  $Q_{1000}$  transformovaný je menší, než průtoky  $Q_{20} - Q_{100}$ . Při průchodu povodňové vlny se uplatní transformační účinek nádrže a i průtoky  $Q_{20} - Q_{100}$  budou

transformovány na průtok menší, než  $Q_{1000}$  transformovaný (např.  $Q_{100}$  bude transformován na neškodný odtok  $O_{neš}=6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

### Délka vývaru

Délka vývaru musí být dostatečně dlouhá na to, že došlo ke vzniku vodního skoku a utlumení kinetické energie. Závisí na délce dopadu vodního paprsku  $L_{dp}$  a délce vodního skoku  $L_{vs}$  (viz Obr. 51).

Rovnice 41: **Délka dopadu vodního paprsku.**

$$L_{dp} = v_0 \cdot t$$

$v_0$  přítokové rychlost v odpadní chodbě

$t$  doba dopadu, vyjádří se z rovnice 42

Rovnice 42: **Čas dopadu vodního paprsku**

$$s = \frac{1}{2} g t^2$$

$s$  délka dopadu (m) uvažována hloubka vývaru  $d$

Rovnice 43: **Délka vodního skoku dle Nováka**

$$L_{vs} = K \cdot (y_2 - y_1)$$

$K$  konstanta dle Nováka, dle poměru  $y_2/y_1$

$y_{1,2}$  vzájemné hloubky vodního skoku (m)

Výpočet délky vývaru byl proveden pro návrhový průtok  $Q_{1000, trans}$ .

doba dopadu paprsku:  $t = 0,71 \text{ s}$

délka dopadu paprsku:  $L_{dp} = 3,47 \text{ m}$

poměr  $y_2/y_1$   $3,14 = > K=5,5 (-)$

délka vodního skoku:  $L_{vs} = 14,46 \text{ m}$

Rovnice 44: **Výpočet celkové délky vývaru**

$$L_v = L_{dp} + L_{vs} = 3,47 + 14,46 = 17,93 \text{ m}$$

Navržená délka vývaru  $L_v = 18 \text{ m}$ .

### 7.3.8. Odpadní koryto

Stávající koryto Radbuzy v profilu hráze není dostatečně kapacitní. Napojení vývaru vychází přímo v levotočivém meandru a není proto možné vývar vhodně napojit. Z toho důvody je navrženo nové odpadní koryto o délce cca 123 m. V současném meandrujícím korytě bude možné provést vhodné revitalizační úpravy, případně slepé tůně.

Výškové řešení koryta vychází ze situace v terénu. Sklon byl zvolen tak, aby byl jednotný v celé trase a vzniklo plynulé napojení na původní koryto. Hloubka je zvolena 1,5 m tak, aby se celé koryto nacházelo pod úrovní současného terénu a nebyly nutné násypy. Výpočet byl proveden zjednodušeně jako rovnoměrné proudění pomocí rovnice Chézyho a Manninga (rovnice 31 - 34). Konzumpční křivka je uvedena v tabulce 11. Červeně jsou zvýrazněny hodnoty vyšší, než návrhový průtok  $Q_{1000}$ , trans. Koryto není dostatečně kapacitní na převedení kontrolní povodně  $Q_{10\ 000}$ , kdy dojde k vybřežení vody. Hloubka v korytě  $y_d$  byla pomocí regrese využita jako hloubka dolní vody pro návrh vývaru.

sklon nivelety	i	0,011, tj. 1,1% (dle situace v terénu)
drsnost	n	0,025 (štěrkové koryto)
sklon svahů	s	1:2
šířka ve dně	b	4,0 m (dle současného koryta)

Tabulka 11: Konzumpční křivka odpadního koryta.

$y_d$ (m)	$l_{svah}$ (m)	$B_{v\ hl.}$ (m)	$S$ ( $m^2$ )	$O$ (m)	$R$ (m)	$c$ ( $m^{0,5}/s^{-1}$ )	$v$ (m/s)	$Q$ ( $m^3/s$ )	$Fr$ (-)
0,00	0,0	4,0	0,00	4,0	0,00	0,0	0,0	0,0	-
0,10	0,22	4,4	0,42	4,4	0,09	27,0	0,9	0,4	0,88
0,20	0,45	4,8	0,88	4,9	0,18	30,1	1,3	1,2	0,98
0,30	0,67	5,2	1,38	5,3	0,26	31,9	1,7	2,3	1,03
0,40	0,89	5,6	1,92	5,8	0,33	33,3	2,0	3,8	1,07
0,50	1,12	6,0	2,50	6,2	0,40	34,3	2,2	5,6	1,11
0,60	1,34	6,4	3,12	6,7	0,47	35,2	2,5	7,7	1,13
0,70	1,57	6,8	3,78	7,1	0,53	36,0	2,7	10,2	1,15
0,80	1,79	7,2	4,48	7,6	0,59	36,6	2,9	13,0	1,17
0,90	2,01	7,6	5,22	8,0	0,65	37,2	3,1	16,1	1,19
1,00	2,24	8,0	6,00	8,5	0,71	37,8	3,3	19,6	1,20
1,10	2,46	8,4	6,82	8,9	0,76	38,3	3,4	23,5	1,22
1,20	2,68	8,8	7,68	9,4	0,82	38,7	3,6	27,7	1,23
1,30	2,91	9,2	8,58	9,8	0,87	39,1	3,8	32,3	1,24
1,40	3,13	9,6	9,52	10,3	0,93	39,5	3,9	37,2	1,25
1,50	3,35	10,0	10,50	10,7	0,98	39,9	4,1	42,6	1,26

## 7.4. Výpočet objemu hlavních prací

### 7.4.1. Kubatura těžené horniny

Skalní podloží bude částečně odtěženo pro založení funkčních objektů (šachtový přeliv, strojovna, odpadní chodba, vývar) a pro založení injekčního bločku. Těžené objemy jsou uvedeny v tabulce 12. Celkem bude nutné odtěžit přibližně  $1000\ m^3$  navětralé horniny (rula).

Tabulka 12: Výpočet objemu těžené horniny pro variantu A.

základ šachtového přelivu a strojovny	225	m <sup>3</sup>
odpadní chodba	228	m <sup>3</sup>
vývar	219	m <sup>3</sup>
Injekční bloček	321	m <sup>3</sup>
<b>Celkem</b>	<b>993</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

#### 7.4.2. Kubatura hráze

Pro výpočet kubatur byly zpracovány řezy hrází PŘ 01-11 (viz výkresy A.4 a A.5). Rozmístění řezů v závazáních je pravidelně po 15 m, profil dna údolí se po jeho šířce nemění a řezy zde mohou být rozmístěny nepravidelně po větších vzdálenostech. V každém za řezů byla odměřena plocha stabilizační části hráze a zanesena do tabulky. Na objem byla přepočítána pomocí délky hráze příslušné k řezu (uvažována vždy poloviční vzdálenost ke 2 sousedním řezům). Výpočet je uveden v následující tabulce.

Tabulka 13: Výpočet objemu konstrukční zeminy pro variantu A.

příčný řez	staničení (m)	plocha zeminy v řezu(m <sup>2</sup> )	délka hráze příslušná k řezu k řezu (m)	Objem zeminy příslušný k řezu (m <sup>3</sup> )
PŘ 01	5,00	34,3	10,0	343,0
PŘ 02	15,00	56,4	12,5	705,0
PŘ 03	30,00	181,9	15,0	2 728,5
PŘ 04	45,00	379,6	15,0	5 694,0
PŘ 05	60,00	429,7	47,5	20 410,8
PŘ 06	140,00	445,7	77,5	34 541,8
PŘ 07	215,00	458,2	45,0	20 619,0
PŘ 08	230,00	285,8	15,0	4 287,0
PŘ 09	245,00	133,2	15,0	1 998,0
PŘ 10	260,00	47,6	12,5	595,0
PŘ 11	270,00	16,2	12,3	199,3
<b>Celkem</b>			<b>277,3</b>	<b>92 121</b>

Celkový objem zeminy pro těleso hráze je cca **92 200 m<sup>3</sup>**

#### 7.4.3. Potřebná plocha těsnící geomembrány

Plocha geomembrány odpovídá ploše návodního svahu. Plocha byla odměřována v jednotlivých řezech a následně přepočítána stejnou metodou, jako objem konstrukční zeminy pro těleso hráze (viz tabulka 13).

Celková plocha návodní geomembrány: cca **7600 m<sup>2</sup>** + plocha potřebná pro svařování (šířka 20 cm). Geomembrána je standardně dodávána v rolích o šířce 5,1 m a délce 5,47 m. Hmotnost role je 110 kg. Celkově bude použito cca 270 rolí + nutný překryv pro sváry. Dále bude použita podkladní geotextilie o stejné ploše (7600 m<sup>2</sup>).

#### 7.4.4. Kubatura podkladního štěrkopísku

Jako podkladní vrstva bude pod geomembránu proveden štěrkopískový podsyp.

plocha podsypu 7600 m<sup>2</sup>  
tloušťka podsypu 0,2 m  
Objem podkladního štěrkopísku fr. 8/16 **1520 m<sup>3</sup>**

#### 7.4.5. Kubatura vzdušní opěrné a drenážní paty

Opěrná a drenážní pata je navržena z lomového kamene, příp. bude možné využít vytříděný štěrk z výlomu skalního podloží.

příčný profil paty: 7,0 m<sup>2</sup>  
délka paty: 236,8 m  
Objem drenážní paty: **1658 m<sup>3</sup>**

#### 7.4.6. Kubatura prostého betonu

Prostý beton bude využit pro betonáž injekčního bločku. Výztuž není v bločku navržena, aby bylo možné skrz něj vést vrty injekční clony.

příčný profil injekčního bločku: 3x0,4 m => 1,2 m<sup>2</sup>  
délka injekčního bločku: 279,5 m  
Objem prostého betonu: **335,4 m<sup>3</sup>**

#### 7.4.7. Kubatura železobetonu

Z železobetonu budou provedeny všechny funkční objekty (viz tabulka 14). Hodnoty byly vypočítány na základě výkresové dokumentace (výkres A. 6).

Tabulka 14: **Výpočet potřebného množství železobetonu pro variantu A.**

vlnolam na koruně hráze	247	m <sup>3</sup>
usazovací prostor na vtoku	47	m <sup>3</sup>
šachtový přeliv	31	m <sup>3</sup>
základ šachtového přelivu	344	m <sup>3</sup>
strojovna	227	m <sup>3</sup>
odpadní a komunikační chodba	435	m <sup>3</sup>
vývar	236	m <sup>3</sup>
přemostění vývaru	12	m <sup>3</sup>
<b>Celkem</b>	<b>1579</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

#### 7.4.8. Kubatura komunikace v koruně hráze

Komunikace v koruně hráze bude propustná, složená ze tří vrstev o celkové tloušťce 300 mm.

Tabulka 15: Výpočet objemu komunikace v koruně hráze.

lomová výsivka	cca 20	m <sup>3</sup>
drcené kamenivo fr. 0-32	42	m <sup>3</sup>
drcené kamenivo fr. 0-63	42	m <sup>3</sup>
<b>Celkem</b>	<b>104</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

## 8. Varianta B: Hráz s vnitřním asfaltobetonovým těsněním, boční přeliv

### 8.1. Základní technické parametry VD

Uvedeny jsou pouze parametry, které se liší od varianty A.

výška vlnolamu na koruně hráze:	0,4 m
kóta maximální hladiny	$H_{\max}$ 454,60 m n. m.
kóta kontrolní maximální hladiny	KMH 455,00 m n. m.
kóta mezní bezpečné hladiny	MBH 455,10 m n. m.

### 8.2. Popis konstrukčního řešení

#### 8.2.1. SO 01 – Hráz

##### Těleso hráze

Stabilizační část hráze je stejně jako v případě variant A a C navržena ze štěrků těžných v prostoru zátopy. Sklony svahů a šířka koruny je stejná, jako v případě variant A a C. Návodní svahu bude opevněn záhozem z lomového kamene (ochrana proti působení vln), vzdušní svah bude ohumusován a oset směsí travin. Na koruně hráze bude instalován vlnolam výšky 0,4 m (viz kapitola 8.3.2). Celkové řešení hráze je obsahem vzorového příčného řezu (výkres B. 3). Způsob založení hráze je stejný jako v případě variant A a C.

Zatěsnění podloží je na rozdíl od varianty A řešeno injekční chodbou o délce 261 m probíhající v podélné ose hráze. Z chodby bude provedena injektáž injekční clony a za provozu vodního díla bude možná sledování její účinnosti (měření rozdílů vztlaků před a za clonou). Injekční chodba bude provedena do výlomu ve skalním podloží tak, aby její strop byl v horní úrovni skalního podloží. Materiál odtěžený v rámci výlomu bude možné použít pro stabilizační část hráze (např. pro oblast vzdušní paty, kde nejsou v tomto případě požadavky na nízkou hydraulickou vodivost zeminy). Stěny injekční chodby budou ošetřeny jílovým mlékem a prostor po stranách chodby bude zasypán vhodnou zemínou a zahutněn. Na straně chodby směrem ke vzdušní patě hráze bude uloženo drenážní potrubí pro odvod případné spodní vody<sup>16</sup>. Potrubí bude rozděleno na sektory, které budou zaústěny do injekční chodby. Všechny průsaky budou svedeny do nejnižšího místa injekční chodby, kde se umístí měrný přeliv pro jejich měření a průsaky budou odčerpávány do odpadního kanálu spodních výpustí, a to v místě, kde injekční chodba podchází odpadní a komunikační chodbu. Přístup do injekční chodby bude zajištěn dveřmi z levého břehu. Na pravém břehu není možné vzhledem k nutnosti podejít chodbou skluz bočního bezpečnostního přelivu rovněž umístit vstup do chodby ze vzdušního svahu (chodba končí přibližně 5 m pod úrovní terénu v pravém zavázání). Z toho důvodu je na této straně navržena pouze šachta osazená žebříkem a poklopem, kterou bude případně možné spouštět do chodby injekční soupravu. Šachta ústí v zavázání na vzdušném svahu a bude přístupná z komunikace v koruně hráze (viz výkresy B.1 a B.2).

<sup>16</sup> Při terénním průzkumu bylo zjištěno, že významnější výrony spodní vody jsou těsně pod pravým zavázáním hráze. Prostor je výrazněji zamokřen.

Na rozdíl od variant A a C není pro variantu s vnitřním asfaltobetonovým těsněním navržena drenážní patka ve vzdušní patě hráze. Vzhledem k typu těsnícího prvku a odvodu případných průsaků do injekční chodby by její přítomnost byla zbytečná.

### **Těsnění – vnitřní asfaltobetonové**

Jako těsnící prvek je v případě varianty B navrženo vnitřní asfaltobetonové těsnící jádro. Jedná se o moderní ve světě běžně používanou technologii. Jádro je tvořeno samotným asfaltobetonovým těsněním a obalovými filtry po obou stranách. Šířka asfaltobetonového jádra se dle zkušeností standardně navrhuje jako 1/100 maximální hloubky vody v nádrži. Pro VD Bělá by šířka vycházela okolo 12-13 cm, což je s ohledem k realizaci a spolehlivosti provozu příliš málo. Z toho důvodu je šířka jádra navržena dle již provedených realizací jako 40 cm. Obalové filtry po obou stranách budou mít šířku 50 cm. Řešení je navrženo tak, aby celé jádro i filtry bylo možná založit na strop injekční chodby. Tím bude zajištěno propojení těsnícího prvku v tělese hráze injekční clonou. Dále bude vytvořen rovný podklad pro založení jádra. V místě obou zavázání, kde chodba končí, bude jádro založeno na podkladní beton tl. 0,3 m (týká se příčných řezů hrází PŘ 01 a PŘ 11). Pro dokonalé spojení vrstev bude strop injekční chodby a podkladní beton před uložením první vrstvy asfaltobetonu potřén asfaltovým mastixem. Asfaltobetonové jádro bude ukládáno společně s obalovými filtry speciální finišerem, který bude pojíždět po stropě injekční chodby (viz obr. 27 v kapitole 6.1.1). Při realizacích obdobného řešení ve světě se nejvíce osvědčují ukládání ve vrstvách o tloušťce 20-25 cm za den. S ohledem na tuhnutí asfaltobetonu je možné za den položit maximálně 3 vrstvy [44]. Rychlost výstavby proto závisí především na rychlosti dosypávání stabilizační část hráze. V případě dostatku materiálu by bylo možné zhotovit kompletní těsnící jádro pro VD Bělá za pouhých cca 20 dní.

Případné průsaky přes těsnící jádro budou zachyceny obalovým filtrem na vzdušní straně jádra. Pro jejich odvod je navržen drenážní systém, kterým budou průsaky sváděny do injekční chodby přes její strop a dále po její stěně do sběrného kanálku (viz výkres A.3, detail B). Systém bude rozdělen na sektory se svodem do chodby po 5 m, což umožní půdorysnou lokalizaci případného zvýšeného průsaku přes těsnící jádro; pro určení výškové úrovně případné poruchy bude nutné snížení hladiny.

### **8.2.2. SO 02 – Bezpečnostní přeliv**

Návrh bezpečnostního přelivu pro variantu B respektuje původní koncepci studie VRV. Navržen je boční přeliv v levém zavázání hráze a skluzu s napojením na původní koryto. Celý objekt bude založen na skalním podloží po odtěžení svrchní vrstev zeminy. Spadiště i skluzu jsou navrženy jako polorámová železobetonová konstrukce. Dno je vyspádováno ve sklonu 1% k ose spadiště pro zamezení vzniku kaluží vody u dna. Délka přelivné hrany je 25 m (výpočet viz kapitola 8.3.3) a je tvořen půlkruhovými kamenožezky pevně přikotvenými k železobetonové konstrukci spadiště. Šířka spadiště i skluzu je navržena 4 m. Dno spadiště má tloušťku 1,6 m z důvodu zajištění jeho stability proti nadzdvihnutí vzlakem vody (výpočet viz kapitola 8.3.9). V místě průchodu skluzu tělesem hráze je navrženo jeho přemostění železobetonovou lávkou. Těleso hráze bude v místě průchodu skluzu odděleno monolitickou železobetonovou stěnou.



Skluz je zakončen vývarem pro tlumení kinetické energie (výpočet viz kapitola 8.3.5). Vývar je navržena jako železobetonová polorámová konstrukce o šířce 4 m (stejně jako skluz). Jeho hloubka je 2,8 m, délka 23,1 m. Ve vývaru budou umístěny rozražeče, díky kterým bude možné jeho rozměry zmenšit. Vývar je zakončen betonovými křídly a těžkým kamenným zájem s přechodem do původního koryta řeky Radbuzy. Těsně za vývarem bude napojeno odpadní koryto od objektu spodních výpustí. Celkové řešení přelivu je obsahem výkresů B. 1 a B. 6.

### **8.2.3. SO 03 – Spodní výpusti**

#### **Strojovna**

Všechna níže popsaná výpustná zařízení budou umístěna ve společné strojovně na konci odpadní a komunikační chodby. S ohledem na výškové řešení celého objektu a nutnost zajistit spád v odpadním kanálu bude podlaha strojovny umístěna o 1,1 m níže než podlaha v komunikační chodbě. Obě výškové úrovně budou propojeny schodištěm. Pro transport uzávěrů a větších břemen do strojovny bude pod stropem umístěna konzola s jeřábem. Celkové řešení objektu spodních výpustí je obsahem výkresu B. 7.

#### **Spodní výpusti**

Objekt spodních výpustí je umístěn v nejnižším místě údolí (stejně jako sdružený objekt v případě variant A a C). Výškové řešení objektu je stejné, jako v případě těchto variant. Navržena je společná strojovna se dvěma spodními výpustmi DN 800. Nátok je řešen stejně jako v případě variant A a C. Na každé z výpustí jsou osazeny 3 uzávěry. Revizní (klínové šoupě) a provozní uzávěr (klapka) uzávěry budou umístěny ve společné strojovně, rozstřikovací uzávěry (plungery) budou umístěny mimo strojovnu na začátku odpadní chodby v tlumících komorách, kde bude docházet k disipaci kinetické energie. Pro zajištění pevnosti budou komory opancéřovány. Tlumící komory budou zavzdušněny potrubím vedeným do jejich horní části. Přívod vzduchu bude volně odpadní a komunikační chodby. Ovládání uzávěrů bude možné přímo ze strojovny, případně dálkově. Hydraulické výpočty a konzumpční křivky spodních výpustí jsou stejné pro všechny varianty (viz kapitola 7.3.4.).

#### **Sanační potrubí**

Sanační potrubí DN 300 bude umístěno mezi oběma spodními výpustmi a do odpadního kanálu bude vyústěno v dělicí zdi mezi oběma tlumícími komorami rozstřikovacích uzávěrů. Potrubí bude odbočovat z obou spodních výpustí (umístění T kusu) za revizním uzávěrem. Tak zajistí obtok klapkového a rozstřikovacího uzávěru. Výhodou tohoto řešení je možnost vypouštět vodu do sanačního potrubí jak z levé, tak z pravé spodní výpusti (na rozdíl od variant A a C)<sup>17</sup>. Pro výběr spodní výpusti, ze které bude vypouštěn průtok do sanačního potrubí, budou před T kusem umístěna šoupata. Pro regulaci průtoků sanačním potrubím bude již na společné části osazen klapkový uzávěr. Hydraulický návrh je totožný s variantami A a C (viz kapitola 7.3.5).

---

<sup>17</sup> Řešení je výhodné např. při revizi jedné ze spodních výpustí – průtok do sanačního potrubí bude možné převádět druhou z nich.

## Malá vodní elektrárna

Malá vodní elektrárna bude umístěna na odbočce levé spodní výpusti ve společné strojovně. Řešení s odpadním kanálem spodních výpustí o volné hladině neumožňuje stejně jako v případě variant A a C umístit savku do dolní vody. Z tohoto důvodu je opět navrženo snížení ve dně odpadní chodby. V tomto případě je snížení umístěno za tlumícími komorami rozstřikovacích uzávěrů. Na jeho konci je navržen tlumící práh s otvorem u dna. Jeho funkcí je dále utlumit kinetickou energii vody z rozstřikovacích uzávěrů a dále vytvořit větší hloubku ve snížení dna pro umístění savky. Savka bude do snížení vyvedena z boku tak, aby nijak neomezovala proudění za rozstřikovacími uzávěry.

### 8.2.4. SO 04 – Odpadní a komunikační chodba

S ohledem na výrazně menší návrhový průtok ( $Q = 7,08 \text{ m}^3/\text{s}$ ), než v případě variant A a C. pro něž je nutné dimenzovat chodbu i na průtok přepadající šachtovým přelivem, je pro variantu B navržena společná odpadní a komunikační chodba. Chodba je navržena klenutá se stěnami ve sklonu 10:1. V první části (při pohledu po vodě) je umístěn odpadní kanál všech výpustných zařízení umístěných ve strojovně (výpočet viz kapitola 8.3.7). Na levé straně chodby je z důvodu nutnosti zajistit prostor pro transport zařízení do strojovny navržen komunikační chodník o šířce 3 m. Výhodou tohoto řešení je jednodušší výstavba, menší spotřeba betonu a kontrola nad prouděním v odpadním kanálu při provozu VD. Na hraně komunikačního chodníku bude umístěno demontovatelné zábradlí zamezující pádu obsluhy do odpadního kanálu. Na stěně chodby bude umístěno osvětlení, vývod napětí z MVE a zařízení pro měření v rámci TBD. Pro vybudování chodníku je nutné zřídit betonový blok, který bude svojí tíhou v úseku chodby před injekční clonou zajišťovat stabilitu chodby proti nadzdvihnutí vztlakem vody. V úseku za injekční chodbou bude tento blok za účelem úspory nákladů vylehčen plastovými odlitky.

V místě napojení na strojovnu bude chodba rozšířena tak, aby byla zajištěna transportní šířka 3 m. Odpadní kanál je rozšířen a napojen na snížení pro umístění savky a rozstřikovací uzávěry. Od komunikačního chodníku bude v tomto místě oddělen železobetonovou zídou pro usměrnění proudění v místě zúžení kanálu, která bude rovněž zajišťovat ochranu chodníku proti rozstřiku vody z uzávěrů. Dále již navazuje výše popsané schodiště a jeřáb do strojovny. V rámci dalších stupňů projektové dokumentace bude toto řešení projednáno s provozovatelem VD (Povodí Vltavy, s. p.), aby mohly být zvaženy všechny aspekty provozu a návrh případně upraven.

Přístup do společné chodby je zajištěn vstupním objektem stejně, jako v případě variant A a C. Na rozdíl od nich není nutné budovat přemostění vývaru, neboť přístup na komunikační chodník bude z levého břehu a odpadní kanál je umístěn napravo od něj. Ve vstupním objektu bude dále možné skladovat drobné nářadí související s provozem VD. Zavzdušnění chodby bude zajištěno umístěním žaluzií. Se samostatnou troubou pro přívod vzduchu do strojovny se nepočítá, neboť průtok odpadním kanálem je výrazně menší, než v případě variant A a C a vzduch bude dále možné přivádět vyústěním odpadního kanálu do vývaru; navržená rezerva je dostatečná. Výtok z kanálu

do vývaru bude osazen svislými lamelami pro zamezení vstupu nepovolaných osob, případně zvířat do komunikační chodby.

Pod odpadním kanálem je navržen vývar s rozražeči. Vývar je zakončen betonovými křídly a přechodem do odpadního koryta s těžkým kamenným záhozem. Odpadní koryto bude možné vzhledem k jeho menší kapacitě vést v celé trase původním korytem Radbuzy. Koryto může být případně také vyhloubeno zcela nové a na původním toku v říční nivě mohou být zbudovány např. neprůtočné tůňe. Vyústění odpadního koryta bude do prostoru vývaru bočního bezpečnostního přelivu, pod ním bude voda svedena do původního koryta v přirozené trase. Úsek v délce přibližně 30 m pod vývarem bude opevněn kamenným záhozem a zakončen betonovým stabilizačním prahem.

#### **8.2.5. SO 05 – Prostor zátopy**

Řešení je totožné s variantou A (viz kapitola 7.2.5).

#### **8.2.6. SO 06 – Napojení na dopravní infrastrukturu, provozní objekt**

Pro přístup na lesní cestu v pravém závázání hráze bude nutné vybudovat přemostění skluzu od bezpečnostního přelivu. Jeho dimenzování však nebude s ohledem na využití cesty převážně pěšími problematické.

Ostatní řešení jsou totožná s variantou A (viz kapitola 7.2.6.).

#### **8.2.7. SO 07 - Převedení vody za stavby**

Řešení převádění vody v průběhu výstavby bude realizováno podobně jako v případě varianty A. V první fázi výstavby bude zřízena ochranná jímka pro pravou polovinu hráze včetně objektu spodních výpustí. Řeka Radbuza poteče v této fázi původním korytem u levého břehu. Strojovna spodních výpustí bude v počáteční fázi osazena strojní technologií pouze částečně. Po dokončení betonáže odpadní a komunikační chodby spodních výpustí bude jímka zrušena a vyhloubeno dočasné koryto, které zajistí přivedení vody z původního toku k objektu spodních výpustí. Tok bude sveden do pravé spodní výpusti, jejíž potrubí nebude osazeno definitivními uzávěry. Místo uzávěrů bude mezi připravené příruby vložena náhradní část potrubí. Voda bude pravou spodní výpustí dočasně převáděna do odpadního kanálu. Po nasypání zbývající části hráze bude možné zahájit napouštění nádrže a vodu převést do levé, již dokončené spodní výpusti. Provizorní vložky mezi přírubami pravé výpusti budou demotovány a výpust bude definitivně osazena uzávěry. Řešení je naznačeno na situačním výkresu B.1.

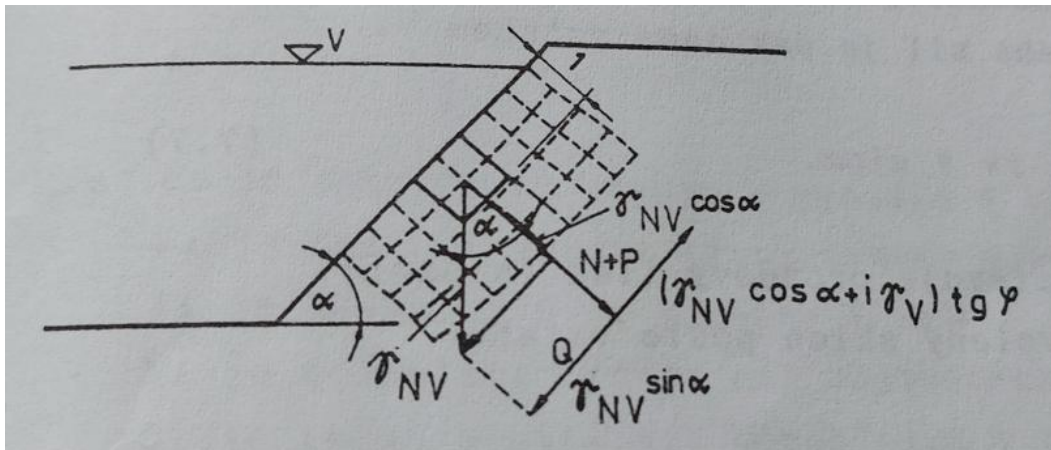
### **8.3. Hydrotechnické výpočty**

#### **8.3.1. Posouzení stability svahů sypané hráze**

##### **Návodní svah – 1:2, proudění vody z nádrže do svahu**

Předpokládáme proudění vody z nádrže do svahu. Je nutné brát v úvahu nadlehčení zeminy vodou a silové účinky prosakující vody. Síly působící na jednotkový objem zeminy na svahu jsou

uvedeny na následujícím schématu. Parametry zeminy byly uvažovány na dolním okraji spektra možných hodnot a návrh je tím na straně bezpečnosti.



Obrázek 52: Schéma pro výpočet stability svahu s prouděním vody. [4]

Pro rovnováhu sil platí následující vztah:

Rovnice 45: **Rovnováha sil pro posouzení stability svahu s prouděním vody.**

$$(\gamma_{nv} \cdot \cos \alpha + i \cdot \gamma_v) \cdot \text{tg } \varphi = \gamma_{nv} \cdot \sin \alpha$$

$\varphi$	úhel vnitřního tření zeminy (°)	předpokládáme min $\varphi_{ef}=37^\circ$ [20]
$\alpha$	úhel sklonu svahu (°)	sklon 1:2 => $\alpha=26,6^\circ$
$\gamma_v$	objemová tíha vody ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma_v=10 \text{ kN/m}^3$
$i$	hydraulický gradient (-)	dle rovnice 46
$\gamma_{nv}$	objemová tíha zeminy nadlehčené vodou ( $\text{kN/m}^3$ )	dle rovnice 47

Rovnice 46: **Hydraulický gradient**

$$i = \sin(90^\circ - \alpha)$$

odtud  $i = \sin(90^\circ - 26,6^\circ) = 0,89$

Rovnice 47: **Výpočet objemové tíhy zeminy nadlehčené vodou**

$$\gamma_{nv} = (1 - n) \cdot (\gamma_m - \gamma_v)$$

$n$	pórovitost (-)	$n=0,30$ dle [20]
$\gamma_m$	objemová tíha zeminy ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$

odtud  $\gamma_{nv} = (1 - 0,3) \cdot (19 - 10) = 6,3 \text{ kN/m}^3$

Rovnice 45 se upraví na tvar vyjadřující stupeň bezpečnosti svahu:

Rovnice 48: **Stupeň bezpečnosti svahu s prouděním vody.**

$$m = \frac{\operatorname{tg} \varphi \cdot \left(1 + \frac{i \cdot \gamma_v}{\gamma_{nv} \cdot \cos \alpha}\right)}{\operatorname{tg} \alpha}$$

odtud 
$$m = \frac{\operatorname{tg} 37^\circ \cdot \left(1 + \frac{0,89 \cdot 10}{6,3 \cdot \cos 26,6^\circ}\right)}{\operatorname{tg} 26,6^\circ} = 3,88$$

$3,88 > 1,25$  **Návrh vyhovuje, svah je stabilní.**

**Návodní svah – 1:2, proudění vody ze svahu** (např. při vypouštění nádrže)

Výpočet byl orientačně proveden dle postupu uvedeného ve skriptech Navrhování přehrad [4]. Bylo zjištěno, že maximální možný sklon  $\alpha$ , při kterém bude svah stabilní je  $\alpha = 28,5^\circ$ . Ten je tedy větší než navržený sklon  $\alpha = 26,6^\circ$  a svah bude proto stabilní. V dalších fázích projektu však bude nutné tento stav znovu podrobně posoudit.

**Vzdušný svah – 1:1,8**

Stabilita vzdušního svahu byla vypočtena v kapitole 7.3.1.

### 8.3.2. Posouzení stability vlnolamu na koruně hráze

S ohledem na nižší výšku výběhu vln po návodním svahu než v případě varianty A (výpočet viz kapitola 6.5.1) je navržen vlnolam o výšce 0,4 m (pro variantu A je jeho výška 1 m). To umožňuje navrhnout základ vlnolamu užší. Postup byl proveden obdobně jako v případě varianty A (viz kapitola 7.3.2.). Pomocí rovnic 14 – 23 bylo postupně vypočítáno napětí v základové spáře vlnolamu. Šířka základu byla iteračně volena tak, aby napětí nebylo větší než uvažovaná únosnost zeminy. Výsledná šířka základu byla zjištěna **L=0,85 m**.

### 8.3.3. Bezpečnostní přeliv

Bezpečnostní přeliv je navržen boční v pravém závězu hráze. Návrh je rozdělen na následující části:

#### Délka přelivné hrany

Délka přelivné hrany se spočítá podle rovnice přepadu (rovnice 49).

Rovnice 49: **Rovnice přepadu**

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

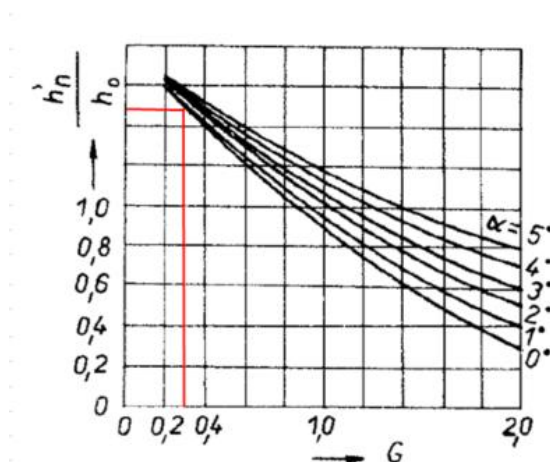
m	součinitel přepadu (-)	uvažováno $m = 0,44$
b	délka přelivné hrany (m)	iteračně
h	přepadová výška (m)	dle výpočtu transformace povodňové vlny

Při návrhu délky přelivné hrany bylo postupováno iteračně. Délka by byla postupně měněna a zadávána jako vstupní hodnota do rovnice 49, která je součástí výpočtu transformace

povodňových vln  $TPV_{1000}$  a  $TPV_{10\,000}$  (viz kapitola 6.4). Jako hlavní výstup z transformace byla sledována úroveň hladiny v nádrži tak, aby kontrolní maximální hladina KMH nepřekročila MBH. Délka přelivné hrany byla následně zaokrouhlena směrem nahoru na celé metry. Výsledný návrh je **b= 25 m**.

### Spadiště

Spadiště bočního přelivu je nutné navrhnout tak, aby přepad přes přelivnou hranu byl vždy dokonalý. Této podmínce vyhovuje výšková poloha dna spadiště, při níž nejvyšší hladina ve spadišti sahá nejvýše do poloviny přepadové výšky. [3] Šířku spadiště je proto nutné navrhnout tak, aby byla tato podmínka splněna. K určení největší hloubky ve spadišti  $h'_n$  byl použit Komorův graf (Obr. 53). Na základě vypočítaného parametru  $G$  (rovnice 50) se na svislé ose odečte poměr  $h'_n/h_0$ .



Obrázek 53: Komorův graf pro určení největší hloubky ve spadišti. [3]

Rovnice 50: Výpočet parametru  $G$  pro Komorův graf.

$$G = \frac{i_s \cdot L_s}{h_0}$$

$i_s$	sklon spadiště (-)	navrženo 3%, tj. $i=0,03$
$L_s$	délka spadiště (m)	odpovídá délce přelivné hrany, tj. $L=25$ m
$h_0$	hloubka na konci spadiště (m)	uvažováno jako $y_k$ dle rovnice 51

Hloubku na konci spadiště lze uvažovat jako kritickou hloubku  $y_k$ . Ta se kromě jiných případů vyskytuje v místě, kde dojde k náhlé změně sklonu dna. Spadiště o sklonu 3% přechází ve skluz s navrženým sklonem 7,7%. Výskyt kritické hloubky proto lze v tomto místě uvažovat.

Rovnice 51: Výpočet kritické hloubky v obdélníkovém korytě

$$y_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}}$$

$\alpha$	Coriolisovo číslo (-)	uvažováno $\alpha = 1,0$
----------	-----------------------	--------------------------

Q	průtok (m <sup>3</sup> /s)	max. odtok z nádrže při hladině KMH $Q_{10\,000, \text{Trans.}} = 48,80 \text{ m}^3/\text{s}$
b	průtočná šířka (m)	navržena šířka spadiště $b=4 \text{ m}$

odtud 
$$y_k = \sqrt[3]{\frac{1 \cdot 48,80^2}{9,81 \cdot 4^2}} = 2,48 \text{ m}$$

odtud 
$$y_k = h_0 = 2,48 \text{ m}$$

odtud 
$$G = \frac{0,03 \cdot 25}{2,48} = 0,30 \text{ (-)}$$

Křivky v Komorově grafu jsou vyneseny pro různé úhly  $\alpha$ , které vyjadřují zužování spadiště ve dně. Navržené spadiště se zužuje velmi mírně, proto byla vybrána křivka  $\alpha=0^\circ$ . Následně byl na svislé ose odečten poměr  $h'_n/h = 1,45$ . Odtud byla vypočtena maximální hloubka ve spadišti  $h'_n = 3,59 \text{ m}$ .

Nyní je nutné umístit dno spadiště výškově tak, aby byl přepad přes přeliv vždy dokonalý. Kóta dna na začátku spadiště se určí pomocí rovnice 52.

Rovnice 52: **Výpočet kóty dna na začátku spadiště**

$$M_{s,0} \leq M_{max} - \frac{h}{2} - h'_n$$

$M_{max}$  hladina v nádrži (m n. m.) uvažováno KMH = 455,00 m n. m.

$h$  přepadová výška (m) rozdíl KMH a úrovně přelivné hrany  $h=0,9 \text{ m}$

$h'_n$  maximální hloubka ve spadišti (m) získáno z Komorova grafu  $h'_n = 3,59 \text{ m}$ .

odtud 
$$M_{s,0} \leq 455 - \frac{0,9}{2} - 3,59$$

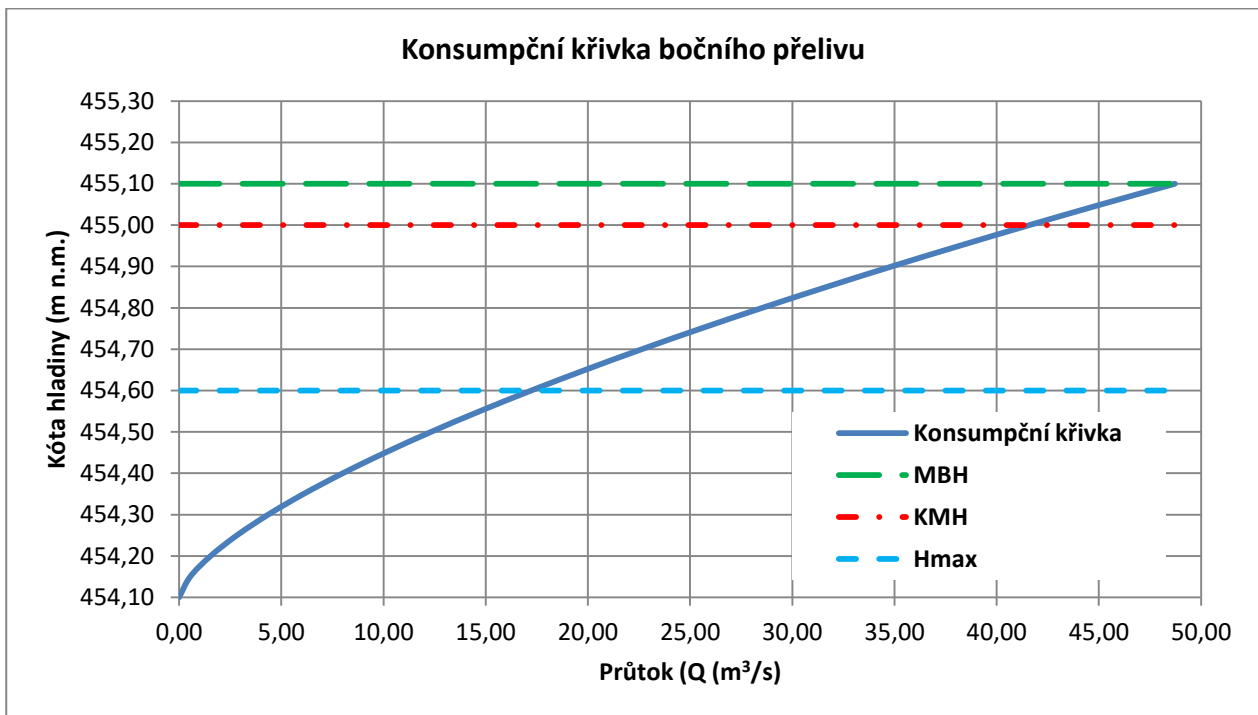
$$M_{s,0} \leq 450,96 \text{ m n. m.}$$

Hloubka na začátku spadiště byla zvolena  **$M_{s,0} = 450,90 \text{ m n. m.}$**

Výše popsaný výpočet spadiště je zjednodušený a postačuje pro jeho základní návrh. V dalších stupních projektové dokumentace bude vhodné ověřit návrh např. na fyzikálním nebo matematickém modelu.

## Konzumpční křivka

Na základě výše vypočtených parametrů byla sestavena konzumpční křivka bočního přelivu (Obr. 54).



Obrázek 54: Konzumpční křivka bočního přelivu

### 8.3.4. Skluz bezpečnostního přelivu

Skluz je nutné navrhnout tak, aby byl dostatečně kapacitní pro odvedení vody ze spadiště bezpečnostního přelivu. Výpočet byl zjednodušeně uvažován jako rovnoměrné proudění pomocí rovnic Chézyho a Manninga. Princip výpočtu je totožný s návrhem odpadní chodby šachtového přelivu ve variantě A (kapitola 7.3.6). Pomocí rovnic 31 – 35 byly postupně počítány hydraulické charakteristiky pro návrhu skluzu. Šířka skluzu je stejná, jako šířka spadiště  $b=4$  m, sklon skluzu vychází ze situace v terénu a je navržen  $i=7,7\%$ . Hloubka byla postupně iterována tak, aby i při průtoku  $Q_{10\,000, \text{TRANS}}$  byla nad hladinou dostatečná rezerva. Vypočtené hydraulické charakteristiky a navržené rozměry skluzu jsou uvedeny v následující tabulce. S ohledem na značné rychlosti ve skluzu a bystrinné proudění je navrženo převýšení stěn skluzu 1,1 m. Tím je zajištěna rezerva nad hladinou převáděného maximálního průtoku pro pokrytí translačních vln, které vznikají při nerovnoměrném proudění. Výpočet konzumpční křivky skluzu je obsahem přílohy č. 12.



Tabulka 16: **Hydraulické charakteristiky a navržené parametry skluzu bočního přelivu.**

návrhový průtok	$Q_{10\,000, \text{TRANS}}$	48,80	$\text{m}^3/\text{s}$
sklon skluzu	$i$	0,077	-
drsnost	$n$	0,015	-
šířka skluzu	$b$	4,00	m
hloubka ve skluzu	$y$	0,90	m
průtočná plocha	$S$	3,60	$\text{m}^2$
omocení obvod	$O$	5,80	m
hydraulický poloměr	$R$	0,62	m
rychlostní součinitel	$c$	61,57	$\text{m}^{0,5}/\text{s}$
rychlost proudění	$v$	13,46	$\text{m}/\text{s}$
Froudovo číslo	$Fr$	4,53	-
režim proudění		bystřinné	-
hloubka skluzu - návrh	$h$	2,0	m
rezerva při $Q_{10\,000, \text{TRANS}}$ .		1,1	m

### 8.3.5. Vývar bezpečnostního přelivu

Pod skluzem je navržen vývar pro tlumení kinetické energie. Princip výpočtu je obdobný, jako v případě vývaru pod odpadní chodbou ve variantě A (viz kapitola 7.3.7). Pomocí rovnic 36 - 40 byly postupně dopočítávány hydraulické charakteristiky a iterována hloubka vývaru, dokud nebylo docíleno požadované míry zatopení. Výsledná hloubka vývaru je  **$d=2,8$  m**.

Délka vývaru byla spočítána pomocí rovnic 41-43. Výsledná délka vývaru je  **$L_v= 23,1$  m**. Navržené rozměry bude možné zmenšit instalací rozražečů.

### 8.3.6. Spodní výpusti a sanační potrubí

Hydraulický návrh spodních výpustí, sanačního potrubí a jejich kozumpční křivky jsou totožné s variantou A (viz kapitoly 7.3.4, 7.3.5 a přílohy 9 a 10).

### 8.3.7. Odpadní kanál spodních výpustí

V odpadní a komunikační chodbě bude umístěn kanál pro odvod vody od spodních výpustí, sanačního potrubí a MVE. Výpočet byl zjednodušeně uvažován jako rovnoměrné proudění pomocí rovnic Chézyho a Manninga (princip výpočtu popsán v kapitole 7.3.6). Na začátku kanálu (za rozstřikovacími uzávěry) v místě jeho postupného zužování předpokládáme přechod z říčního do bystřinného proudění a výskyt kritické hloubky  $y_k$ . Kanál je nutné navrhnout tak, aby jeho konstrukční hloubka byla větší než kritická hloubka  $y_k$  pro návrhový průtok. Tím bude zajištěno, že nedojde k překročení kapacity kanálu. Návrhový průtok pro dimenzování kanálu byl určen jako maximální možný průtok spodními výpustmi dle jejich konzumpční křivky  $Q= 7,06 \text{ m}^3/\text{s}$ . Šířka kanálu byla zvolena  $b = 2,3$  m. Výpočet konzumpční křivky odpadního kanálu je obsahem přílohy č. 13.

Kritická hloubka byla vypočtena pomocí rovnice 51.

$$y_k = \sqrt[3]{\frac{1 \cdot 7,06^2}{9,81 \cdot 2,3^2}} = 0,98 \text{ m}$$

Výpočtem rovnoměrného proudění pomocí rovnic 31 – 35 bylo zjištěno, že hloubka v odpadním kanálu při návrhovém průtoku bude  $y = 0,85 \text{ m}$ . Pro zajištění převýšení nad návrhovou hladinu je navržena výsledná **hloubka kanálu 1,1 m** (rezerva 25 cm). Dále je nutné ověřit, že kritická hloubka  $y_k$  bude menší než navržená hloubka kanálu a při přechodu do bystřinného proudění nebude hrozit přelítí hrany kanálu.

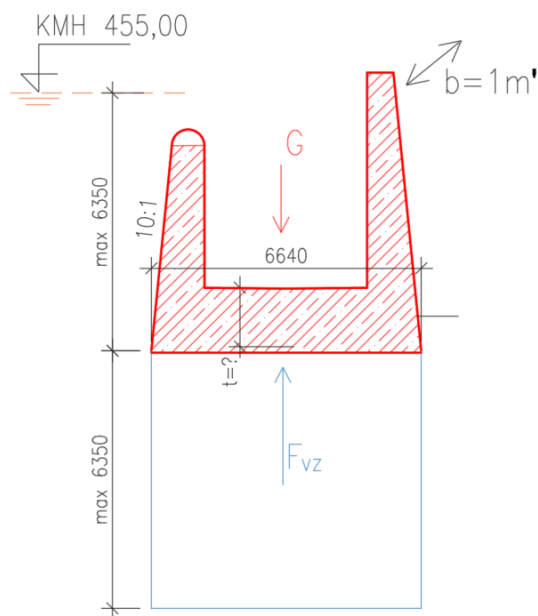
$$0,98 < 1,1 \quad y_k < \text{hloubka kanálu} \quad \text{Návrh vyhovuje}$$

### 8.3.8. Vývar spodních výpustí

Princip výpočtu jej totožný s již provedenými výpočty vývaru a je podrobně popsán v kapitole 7.3.7. Výsledně navržené rozměry vývaru spodních výpustí jsou: hloubka **d=1,0 m**, délka **L<sub>v</sub>=9,0 m**.

### 8.3.9. Statický návrh spadiště bezpečnostního přelivu

Spadiště tvoří monolitická železobetonová polorámová konstrukce. Tloušťku dna  $t$  je nutné navrhnout tak, aby spadiště nebylo ohroženo nadzdvihnutím vztlakem vody (Obr. 55). Výpočet se provede dle Archimédova zákona o plavání těles. Pro tíhu betonového tělesa spadiště  $F_G$  (dle rovnice 53) platí, že musí být menší než síla působící na spadiště vyvolaná vztlakem vody  $F_{vz}$  (dle rovnice 54). Případné tření mezi konstrukcí spadiště a zeminou není možné do výpočtu zahrnout z důvodu obtíženého zajištění těsného kontaktu mezi spadištěm a zpětným zásepem výkopu.



Obrázek 55: Schéma pro posouzení stability spadiště proti nadzdvihnutí vztlakem.

### Rovnice 53: Výpočet vlastní tíhy spadiště

$$F_G = \omega_G \cdot b \cdot \rho_{bet} \cdot g$$

$\omega_G$	plcha příčného řezu spadiště (m <sup>2</sup> )	odměřováno z AutoCADu
b	šířka konstrukce (m)	výpočet proveden na 1m' konstrukce <sup>18</sup>
$\rho_{bet}$	hustota betonu (kg/m <sup>3</sup> )	uvažováno 2300 kg/m <sup>3</sup>
g	tíhové zrychlení (m/s <sup>2</sup> )	g=9,81 m/s <sup>2</sup>

### Rovnice 54: Výpočet vztlakové síly na spadiště

$$F_{VZ} = \omega_{vz} \cdot b \cdot \rho_v \cdot g$$

$\rho_v$	hustota vody (kg/m <sup>3</sup> )	uvažováno 1000 kg/m <sup>3</sup>
$\omega_{vz}$	plocha vztlakového obrazce (m <sup>2</sup> )	odměřováno z AutoCADu

Výpočet byl proveden pro největší hloubku spadiště v místě přechodu do skluzu. V tomto místě bude na jeho konstrukci působit největší vztlak při uvažované hladině KMH. Tloušťka dna spadiště byla iteračně volena tak, dokud nebyla splněna podmínka  $F_G > F_{Vz}$ . Výsledná návrh je **t = 1,6 m**.

odtud  $F_G = 18,45 \cdot 1 \cdot 2300 \cdot 9,81 = 416,29 \text{ kN}$

$$F_{VZ} = 42,16 \cdot 1 \cdot 1000 \cdot 9,81 = 413,59 \text{ kN}$$

416,29 > 413,59       $F_G > F_{Vz}$       **Spadiště nebude ohroženo nadzdvihnutím vztlakem**

## 8.4. Výpočet objemu hlavních prací

### 8.4.1. Kubatury těžené horniny

Největší objem těžené horniny tvoří výlom o hloubce cca 4,5 m a délce 261,5 m pro založení injekční chodby. Další kubatury těžené horniny představuje výlom pro založení objektu spodních výpustí (strojovna, chodba, vývar) a bočního přelivu (spadiště, skluz, vývar). S ohledem na nutnost zajištění hloubky spadiště (popsáno v kapitole 8.3.2) bude nutné jej založit výrazněji pod úroveň skalního podloží. Maximální hloubka výlomu zde dosahuje 4,6 m a postupně klesá po délce skluzu, jehož základová spára je částečně navržena na horní hraně skalního podloží. Příslušné kubatury jsou uvedeny v následující tabulce. Celkem bude nutné odtěžit cca 9954 m<sup>3</sup> navětralé horniny. Vytěžená hornina může být v závislosti na svojí zrnitosti použita jako materiál pro stabilizační část hráze.

<sup>18</sup> Konstrukce spadiště bude rozdělena na dilatační bloky po 5-10 m. V prováděcí dokumentaci bude nutné posoudit stabilitu každého bloku zvlášť.

Tabulka 17: Výpočet objemu těžené horniny pro variantu B.

Injekční chodba	6161	m <sup>3</sup>
podkladní beton těsnícího jádra	16,5	m <sup>3</sup>
základ strojovny spodních výpustí	107,2	m <sup>3</sup>
odpadní chodba	251,9	m <sup>3</sup>
vývar spodních výpustí	37,1	m <sup>3</sup>
spadiště bočního přelivu	898,3	m <sup>3</sup>
skluz bočního přelivu	2062,5	m <sup>3</sup>
vývar bočního přelivu	419,4	m <sup>3</sup>
<b>Celkem</b>	<b>9954</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

#### 8.4.2. Kubatura hráze

Kubatura hráze byla určena metodou popsanou v kapitole 7.4.2.

Tabulka 18: Výpočet objemu konstrukční zeminy pro variantu B.

příčný řez	staničení (m)	plocha zeminy v řezu (m <sup>2</sup> )	délka hráze příslušná k řezu k řezu (m)	Objem zeminy příslušný k řezu (m <sup>3</sup> )
PŘ 01	5,00	26,7	10,0	267
PŘ 02	15,00	57,2	12,5	715
PŘ 03	30,00	174,3	15,0	2 615
PŘ 04	45,00	367,2	15,0	5 508
PŘ 05	60,00	413,5	47,5	19 641
PŘ 06	140,00	428,3	77,5	33 193
PŘ 07	215,00	419,8	45,0	18 891
PŘ 08	230,00	290,8	15,0	4 362
PŘ 09	245,00	131,0	15,0	1 965
PŘ 10	260,00	38,1	12,5	476
PŘ 11	270,00	12,7	12,3	156
<b>Celkem</b>			<b>277,3</b>	<b>87 790</b>

Celkový objem zeminy pro těleso hráze je cca 87 790 m<sup>3</sup>.

#### 8.4.3. Kubatura asfaltobetonového těsnění a obalových filtrů

Výpočet byl proveden na základě průměrné plochy příslušné ke každému z řezů PŘ 01 - PŘ 11. Princip výpočtu je stejný jako výpočet objemu konstrukční zeminy. Uvádíme proto jen výsledné celkové kubatury.

Tabulka 19: Objem asfaltobetonového jádra a obalových filtrů.

asfaltobeton pro těsnící jádro	<b>1 250</b>	m <sup>3</sup>
obalové filtry - šterkopísek	<b>3 014</b>	m <sup>3</sup>

#### 8.4.4. Kubatura návodního opevnění

Návodní svahu bude opevněn kamenným záhozem fr. 80/120, tl. 300 m. Plocha záhozu odpovídá ploše návodního svahu. Plocha byla odměřována v jednotlivých řezech a následně přepočítána stejnou metodou jako objem konstrukční zeminy pro těleso hráze. Získaná plocha byla následně přenásobena navrženou tloušťkou záhozu. Pro zához bude možné použít část výlomu skalního podloží.

Objem návodního opevnění - Lomový kámen fr. 80/120: **2270 m<sup>3</sup>**

#### 8.4.5. Kubatura zeminy pro dosypání výlomu pro injekční chodbu

Výlom po stranách injekční chodby je v případě varianty B možné zasypat a zahutnit vhodnou zeminou. Nabízí se použití jílu odstraněných z prostoru zátopy, tj. stejné zeminy, jaká bude použita pro zemní těsnicí jádro ve variantě C.

plocha příčného řezu zásypu: 8,86 m<sup>2</sup>  
délka zásypu: 261,5 m  
potřebný objem zeminy: **2137 m<sup>3</sup>**

#### 8.4.6. Kubatura železobetonu

Z železobetonu budou provedeny všechny funkční objekty. Hodnoty byly určeny na základě výkresové dokumentace (viz výkresy B.6 a B.7).

Tabulka 20: Výpočet potřebného množství železobetonu pro variantu B.

vlnolam na koruně hráze	168	m <sup>3</sup>
injekční chodba	2301	m <sup>3</sup>
usazovací prostor na vtoku	21	m <sup>3</sup>
strojovna spodních výpustí	310	m <sup>3</sup>
odpadní a komunikační chodba	597	m <sup>3</sup>
vývar spodních výpustí	38	m <sup>3</sup>
spadiště bočního přelivu	446	m <sup>3</sup>
skluz bočního přelivu	983	m <sup>3</sup>
vývar bočního přelivu	256	m <sup>3</sup>
<b>Celkem</b>	<b>5120</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

#### 8.4.7. Kubatury komunikace v koruně hráze

Výpočet i kubatura jsou totožné s variantou A (viz kapitola) 7.4.8. Celkový objem tělesa komunikace je cca 104 m<sup>3</sup>.

## 9. Varianta C: Hráz s vnitřním zemním těsněním, šachtový přeliv

### 9.1. Základní technické parametry VD

Uvedeny jsou pouze parametry, které se liší od varianty A.

výška vlnolamu na koruně hráze: 0,4 m

### 9.2. Popis konstrukčního řešení

#### 9.2.1. SO 01 – Hráz

##### Těleso hráze

Stabilizační část hráze je stejně jako v případě variant A a B navržena ze štěrků těžných v prostoru zátopy. Sklony svahů a šířka koruny jsou stejné jako v případě výše popsáných variant. Svahy budou opevněny stejným způsobem, jako v případě varianty B (kamenný zához a ohumusování s osetím). Na koruně hráze bude nainstalován vlnolam výšky 0,4 m. Celkové řešení hráze je obsahem vzorového příčného řezu (výkres C. 3). Způsob založení hráze je totožný s variantami A a B (popsáno v kapitole 7.2.1).

Zatěsnění podloží bude stejně jako v případě varianty B řešeno injekční chodbou v délce 261 m probíhající v podélné ose hráze. Chodba je založena tak, aby její strop byl v úrovni skalního podloží. Na rozdíl od varianty B bude nutné výlom v podloží po stranách chodby zabetonovat, aby bylo zajištěno rovnoměrné sedání těsnícího jádra. V případě, že by byl prostor zahutněn zeminou jako v případě varianty B, hrozilo by popraskání základu těsnícího jádra vlivem sedání zasypu a následné trhliny v jádře. Z chodby bude možné kontrolovat účinnost injekční clony a další veličiny v rámci TBD. Na rozdíl od varianty B není nutné budovat snížení chodby v místě podchodu skluzu bočního přelivu a bude možné vybudovat vstup do chodby ze vzdušného svahu na obou koncích hráze.

Na vzdušní patě hráze je navržen patní drén z lomového kamene s drenážním potrubím DN 200. Potrubí bude zaústěno do vývaru. Patní drén je navržen do úrovně hladiny zásobního prostoru Hz. Drén bude zajišťovat i odvod případných pramenů a výronů spodní vody z obou zavázání hráze (při terénním průzkumu bylo zjištěno, že zejména pravé zavázání je silněji zamokřeno). Celková délka drénu je 246.

Pro odvod průsaků přes zemní těsnící jádro je v tělese hráze navržen komínový drén. Jeho přesné rozměry budou upřesněny na základě podrobné analýzy průsaků v závislosti na vlastnostech použitých zemin. K jeho vybudování bude použita hrubší frakce štěrků vytríděných ze zátopy. Komínový drén svede průsakovou vodu k základové spáře, odkud bude odváděna do patního drénu a dále pryč z tělesa hráze. Základovou spáru je v příčném řezu nutné provést důsledně tak, aby patní drén byl v jejím nejnižším místě a zajišťoval její odvodnění po celé délce.

##### Těsnění – vnitřní zemní (jílové)

Těsnící část hráze tvoří vnitřní zemní jádro z jílu zastižených v prostoru zátopy (pokud to jejich hydrogeologické vlastnosti umožní). Těsnící jádro bude společně s obalovými filtry založeno

částečně na strop injekční chodby a dále na jeho rozšíření podkladním betonem tl. 300 mm. Beton slouží k vyrovnání skalního podloží a bezproblémovému založení jádra. Založením jádra na stropě injekční chodby bude zajištěno spojení mezi těsnícím jádrem a injekční clonou (nehrozí obtékání clony jako v případě hráze navržené ve studii VRV). Maximální šířka jádra je 11 m v patě, nejmenší šířka 2,5 m pod korunou hráze (dle ČSN 75 2310 nesmí být vodorovná šířka zemního těsnění menší než 2,5 m). Stěny jádra jsou navrženy ve sklonu 5:1. Jádro je převýšeno 0,35 m kontrolní maximální hladinu KMH.

Pro zabránění nepřípustného vyplavování jemných jílových částic z těsnícího jádra do stabilizační části hráze a dále do drenážní soustavy je navržen dvouvrstvý filtr. Filtrační vrstvy budou ukládány postupně společně s těsnícím jádrem. Na styku s jádrem je navržena filtrační vrstva tl. 400 mm (dle ČSN 75 2310 nesmí být šířka jedné vrstvy filtru menší než 25 cm) ze štěrkopísku se zrnem o maximální velikosti 13 mm. Dále je navržena přechodná vrstva tl. 800 mm z vytříděných štěrků. Na přechodnou vrstvu již navazuje stabilizační část hráze. Přesné složení filtru, uspořádání jeho vrstev a jejich zrnitost bude upřesněna na základě rozboru zrnitostní křivky použitých zemín. Obecně platí, že použité zeminy nesmí obsahovat více než 5% částic menších než 0,063 mm. [21]

#### **9.2.2. SO 02 – Bezpečnostní přeliv**

Řešení je totožné s variantou A (viz kapitola 7.2.2).

#### **9.2.3. SO 03 – Spodní výpusti**

Řešení je totožné s variantou A (viz kapitola 7.2.3).

#### **9.2.4. SO 04 – Odpadní a komunikační chodba**

Řešení je totožné s variantou A (viz kapitola 7.2.4).

#### **9.2.5. SO 05 – Prostor zátopy**

Část jílu z prostoru zátopy bude využita pro zemní těsnící jádro hráze. Jejich využitelnost bude záviset především na obsahu organické hmoty. V dalších fázích přípravy projektu je nutné získat půdně mechanické vlastnosti jílu pomocí laboratorních zkoušek (hydraulická vodivost, zrnitost, pórovitost, apod.). Oproti variantám A a B bude využit nižší objem štěrků pro stabilizační část hráze a je proto možné, že nebude nutné hledat externí zemník. Hrubší frakci vytříděných štěrků bude možné využít pro obalové filtry těsnícího jádra, komínový a patní drén.

Ostatní úpravy zátopy jsou shodné s variantou A (viz kapitola 7.2.5).

#### **9.2.6. SO 06 – Napojení na dopravní infrastrukturu, provozní objekt**

Řešení jsou totožné s variantou A (viz kapitola 7.2.6).

#### **9.2.7. SO 07 - Převedení vody za stavby**

Řešení je totožné s variantou A (viz kapitola 7.2.7)

### 9.3. Hydrotechnické výpočty

Výška vlnolamu je shodná s variantou B (0,4 m), výpočet je uveden v kapitole 8.3.2.

Sklon návodní svahu a postup posouzení jeho stability je totožný s variantou B – viz kapitola 8.3.1. Sklon vzdušního svahu je totožný s variantami A a B – viz kapitola 7.3.1

Řešení funkční objektů je totožné s variantou A, příslušné hydrotechnické výpočty jsou uvedeny v kapitolách 7.3.3 - 7.3.8

#### 9.3.1. Statický návrh dna odpadní chodby

Dno odpadní chodby je namáháno vztlakem. V úseku chodby před injekční clonou (clona je umístěna v podélné ose hráze) je možno uvažovat zjednodušeně prakticky plný vztlak způsobený hladinou vody v nádrži. Odpadní chodba je navržena jako monolitická konstrukce s rámovými rohy (tj. moment ze dna se bude prostřednictvím tahové výztuže přenášet do stěn odpadní chodby). To umožní uvažovat nižší návrhový moment pro ohybovou výztuž v poli (ve dně chodby).

Statický model dna odpadní chodby byl uvažován jako vetknutí – vetknutí (Obr. 56). Pro výpočet maximální ohybového momentu v poli byl použit následující empirický vzorec:

Rovnice 55: **Výpočet maximálního ohybového momentu v poli.**

$$M_{max} = \frac{1}{24} \cdot f \cdot L^2$$

L rozpětí odpadní chodby (m)  $L = 3 \text{ m}$

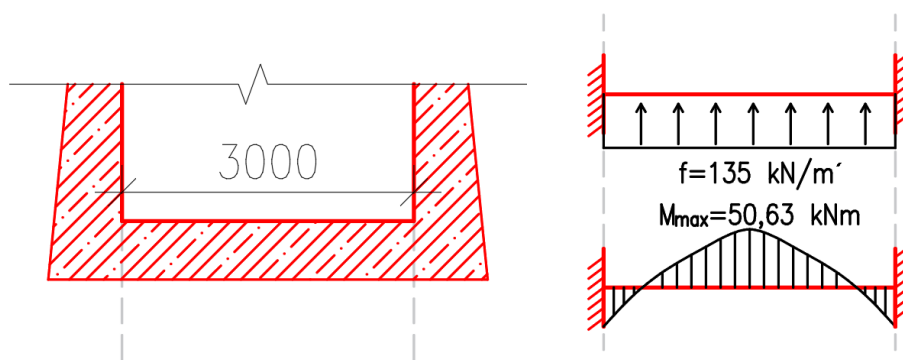
f plošné zatížení dna odpadní chodby (kN/m<sup>2</sup>)

Zatížení f bylo vypočteno při uvažování maximální možné úrovně hladiny v nádrži (KMH).

Maximální spád hladin:  $455,04 - 441,70 = 13,34 \text{ m} \Rightarrow$  tj. 13,5 m vodního sloupce

$f = 13,5 \text{ m v. sl.} = 135 \text{ kPa} = 135 \text{ kN/m}^2$

odtud  $M_{max} = \frac{1}{24} \cdot 135 \cdot 3^2 = 50,63 \text{ kNm}$



Obrázek 56: Statický model a vykreslení ohybového momentu pro dno odpadní chodby.

Potřebná plocha výztuže  $A_{s,req}$  pro přenesení ohybového momentu se spočítá podle rovnice 56.



Rovnice 56: **Výpočet potřebné plochy výztuže**

$$A_{s,req} = \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}}\right)$$

b	šířka (m)	b = 1 m (výpočet uvažován na 1 m' délky odpadní chodby)
d	staticky účinná výška průřezu (x)	dle rovnice 57
f <sub>cd</sub>	pevnost betonu v tlaku (Mpa)	uvažován beton C25/30 => návrhová pevnost 16,67 MPa
f <sub>yd</sub>	mez kluzu ocele (MPa)	uvažována ocel B500B => f <sub>yd</sub> = 435 MPa
M <sub>ed</sub>	návrhový moment (kNm)	Med=50,63 kNm dle rovnice 55

Rovnice 57: **Výpočet staticky účinné výšky průřezu.**

$$d = h - c - \frac{\varnothing_s}{2}$$

h	stavební rozměr průřezu (m)	tloušťka dna odpadní chodby, zvoleno 0,6 m
c	krytí výztuže (m)	konstrukce v trvalém kontaktu s vodou => c = 50 mm
∅ <sub>s</sub>	průměr výztuže (m)	dle navržené výztuže ∅ <sub>s</sub> = 8 mm (iterační postup)

odtud

$$d = 600 - 50 - \frac{8}{2} = 546 \text{ mm}$$

odtud

$$A_{s,req} = \frac{1000 \cdot 546 \cdot 16,67}{435} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 50,63 \cdot 10^6}{1000 \cdot 546^2 \cdot 16,67}}\right) = 214,3 \text{ mm}^2$$

Minimální plocha výztuže, které přenese návrhový moment je 214,3 mm<sup>2</sup>. Návrh průměru prutů byl volen vhodně tak, aby bylo docíleno rovnoměrné vyztužení průřezu. Jako nejvhodnější se jeví návrh prutů o průměru 8 mm. Pro docílení požadované plochy výztuže A<sub>s,req</sub> je nutné umístit 5 prutů do 1 m' odpadní chodby. Prováděná plocha navržené výztuže se vypočítá dle následující rovnice.

Rovnice 58: **Prováděná plocha výztuže.**

$$A_{s,prov} = n \cdot A_s = n \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing_s^2}{4}$$

n	počet navržených prutů	(na 1 m')
---	------------------------	-----------

odtud

$$A_{s,prov} = n \cdot A_s = 5 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 251,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov} > A_{s,req} \quad 251,3 > 214,3 \quad \text{Plocha výztuže vyhovuje}$$

Dále je nutné ověřit maximální protažení výztuže (rovnice 59).

Rovnice 59: **Ověření protažení výztuže**

$$\xi = \frac{x}{d} \leq 0,45$$

x výška tlačené oblasti (m) dle rovnice 60

Rovnice 60: **Výpočet výšky tlačené oblasti**

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

odtud  $x = \frac{251,3 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 16,67} = 8,2 \text{ mm}$

odtud  $\xi = \frac{8,2}{546} \leq 0,45$

**0,015 < 0,45 Maximálního protažení vyhovuje**

Na závěr je nutné posoudit únosnost navrženého průřezu.

Rovnice 61: **Výpočet momentu únosnosti.**

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

odtud  $M_{Rd} = 251,3 \cdot 435 \cdot (546 - 0,4 \cdot 8,2) = 59,33 \text{ kNm}$

**$M_{Rd} \geq M_{ed}$  59,33 ≥ 50,63 Návrh výztuže vyhovuje**

**Návrh:** 5 x  $\emptyset_s = 8 \text{ mm}$  po 200 mm ve dně odpadní chodby (viz schéma na výkresu C. 6).

Jedná se o návrh hlavní ohybové výztuže. Předpokládáme využití cementu s nízkým vývojem hydratačního tepla. V rámci dalšího návrhu bude nutné provést výpočet a návrh výztuže na smrštění.

## 9.4. Výpočet objemu hlavních prací

### 9.4.1. Kubatury těžené horniny

Největší objem těženého skalního podloží tvoří výlom o hloubce cca 4,5 m a délce 261,5 m pro založení injekční chodby a podkladního betonu pro zemní těsnící jádro. Ostatní položky (založení funkčních objektů) jsou totožné s variantou A. Pokud to jeho vlastnosti umožní, může být vytěžený materiál využit pro stabilizační část hráze, příp. po rozdrčení a roztřídění frakcí jako materiál drenážní soustavy. Celkem bude nutné odtěžit cca 7643 m<sup>3</sup> navětralé horniny (rula).

Tabulka 21: **Výpočet objemu těžené horniny pro variantu C.**

základ šachtového přelivu a strojovny	225	m <sup>3</sup>
odpadní chodba	228	m <sup>3</sup>
vývar	219	m <sup>3</sup>
Injekční chodba	6161	m <sup>3</sup>
Podkladní beton těsnícího jádra	810	m <sup>3</sup>
<b>Celkem</b>	<b>7643</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

### 9.4.2. Kubatura hráze

Kubatura hráze byla určena metodou popsanou v kapitole 7.4.2.

Tabulka 22: Výpočet objemu konstrukční zeminy pro variantu C.

příčný řez	staničení (m)	plocha zeminy v řezu (m <sup>2</sup> )	délka hráze příslušná k řezu k řezu (m)	objem zeminy příslušný k řezu (m <sup>3</sup> )
PŘ 01	5,00	16,9	10,0	169
PŘ 02	15,00	29,0	12,5	363
PŘ 03	30,00	112,5	15,0	1 688
PŘ 04	45,00	257,2	15,0	3 858
PŘ 05	60,00	305,3	47,5	14 502
PŘ 06	140,00	375,1	77,5	29 070
PŘ 07	215,00	312,8	45,0	14 076
PŘ 08	230,00	234,4	15,0	3 516
PŘ 09	245,00	92,9	15,0	1 394
PŘ 10	260,00	26,7	12,5	334
PŘ 11	270,00	8,0	12,3	98
Celkem			277,3	69 067

### 9.4.3. Kubatura zemního těsnění a obalových filtrů

Výpočet byl proveden na základě průměrné plochy příslušné ke každému z řezů PŘ 01 - PŘ 11. Princip výpočtu je stejný jako výpočet objemu konstrukční zeminy. Uvádíme proto jen výsledné celkové kubatury.

Tabulka 23: Objem těsnícího jádra a obalových filtrů.

zemina pro těsnící jádro (jíly)	14 195	m <sup>3</sup>
filtrační vrstva - štěrkopísek	1 908	m <sup>3</sup>
přechodová štěrková vrstva	5 009	m <sup>3</sup>
<b>Celkem</b>	<b>21 112</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

### 9.4.4. Kubatura návodního opevnění

Opevnění návodního svahu je provedeno stejně jako ve variantě B. Výpočet je popsán v kapitole 8.4.4.

Objem návodního opevnění - Lomový kámen fr. 80/120: **2270 m<sup>3</sup>**

### 9.4.5. Kubatura drenážního systému

Drenážní systém se skládá z komínového drénu, který ústí do patního drénu. Pro jejich nasypání bude možné využít část štěrku vytříděných z prostoru zátopy. Jejich objem byl určen na základě výpočtu z jednotlivých řezů hrází.

Objem drenážní soustavy (vytříděný štěrk): **5195 m<sup>3</sup>**

#### 9.4.6. Kubatura prostého betonu

Prostým betonem bude po betonáži injekční chodby vyplněn výlom ve skalním podloží o délce 261,5 m po jejích stranách. Výpočet je obdobný jako v případě varianty B, kdy je pro vyplnění výlomu použita vhodná zemina.

Objem prostého betonu **2317 m<sup>3</sup>**

#### 9.4.7. Kubatura železobetonu

Z železobetonu budou provedeny všechny funkční objekty. Hodnoty byly určeny na základě výkresové dokumentace (viz výkres C. 6). Kubatury jsou totožné s variantou A, liší se pouze objem konstrukce vlnolamu (viz tabulka 24).

Tabulka 24: Výpočet potřebného množství železobetonu pro variantu C.

vlnolam na koruně hráze	168	m <sup>3</sup>
usazovací prostor na vtoku	47	m <sup>3</sup>
šachtový přeliv	31	m <sup>3</sup>
základ šachtového přelivu	344	m <sup>3</sup>
strojovna	227	m <sup>3</sup>
odpadní a komunikační chodba	435	m <sup>3</sup>
vývar	236	m <sup>3</sup>
přemostění vývaru	12	m <sup>3</sup>
injekční chodba	2301	
<b>Celkem</b>	<b>3 801</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

#### 9.4.8. Kubatury komunikace v koruně hráze

Výpočet i kubatura jsou totožné s variantou A (viz kapitola) 7.4.8. Celkový objem tělesa komunikace je cca **104 m<sup>3</sup>**.

## 10. Zhodnocení variant a výběr vhodného řešení

Pro výběr nejvhodnější varianty byla zvolena hodnotící kritéria uvedená v následujících kapitolách. Pro každé hodnotící kritérium bylo sestaveno pořadí výhodnosti jednotlivých variant a na závěr porovnáno v závěrečném hodnocení, ze kterého vzešla nejvýhodnější varianta.

### 10.1. Objem hlavních prací

V následující tabulce jsou barevně odlišeny objemy jednotlivých hlavních prací (zelený nejnižší, červený nejvyšší). Porovnání ukázalo nejvíce nejnižších položek pro Variantu A. Její jedinou nevýhodu v tomto srovnání ukazuje pouze nejvyšší objem zeminy pro konstrukční těleso hráze. S ohledem na relativně nízké požadavky na její kvalitu však bude možné ji případně část dovážet z externího zemníku, pokud nepostačí objem štěrků zastížených v zátopě. Vzhledem k absenci injekční chodby má tato varianta také výrazně nejnižší objem těžené horniny.

V neprospěch varianty B ukazuje zejména výrazně nejvyšší objem těžené horniny a železobetonu. To je způsobeno navrženým bočním přelivem a injekční chodbou. Pokud bychom uvažovali se stejnými funkčními objekty pro všechny varianty, dokáže varianta B velmi dobře konkurovat variantě A. V neprospěch varianty C hovoří zejména nutnost dovážet různé druhy zeminy pro zemní těsnící jádro. Její výhodou je však nejnižší kubatura stabilizační části hráze.

Tabulka 25: Porovnání objemu hlavních prací pro jednotlivé varianty.

oblast	položka	Varianta A	Varianta B	Varianta C	
těleso hráze, drenážní systém	objem těžené horniny	993	9 954	7 643	m <sup>3</sup>
	konstrukční zemina pro těleso hráze	92 121	87 790	69 067	m <sup>3</sup>
	lomový kámen - drenážní a opěrné paty	1 658	-	1 658	m <sup>3</sup>
	drenážní systém - štěrky	1 500	-	3 537	m <sup>3</sup>
	komunikace v koruně	104	104	104	m <sup>3</sup>
	návodní opevnění	-	2 270	2 270	m <sup>3</sup>
těsnící prvek	těsnící geomembrána	7 600	-	-	m <sup>2</sup>
	podkladní geotextilie	7 600	-	-	m <sup>2</sup>
	šterkopísek - např. fr. 8/16	1 520	3 014	1 908	m <sup>3</sup>
	asfaltobeton pro těsnící jádro	-	1 250	-	m <sup>3</sup>
	jílové těsnění	-	2 137	14 195	m <sup>3</sup>
	přechodová štěrková vrstva	-	-	5 009	m <sup>3</sup>
objekty	prostý beton	336	-	2 317	m <sup>3</sup>
	železobeton	1 579	5 120	3 801	m <sup>3</sup>
	strojní vybavení není do výčtu zahrnuto (téměř totožné pro všechny varianty)				

Pořadí: 1. Varianta A, 2. Varianta B, 3. Varianta C

## 10.2. Zabezpečení

Vodohospodářské řešení je pro všechny navržené varianty totožné. Nádrž umožňuje požadované nadlepšení průtoků se zabezpečeností 98,5%. Dále je zajištěna transformace povodňové vlny  $Q_{100}$  na neškodný odtok  $O_{nes}=6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Obě variantní řešení funkčních objektů umožňují bezpečné převedení transformované kontrolní povodňové vlny KPV přes vodní dílo.

**Pořadí:** 1-3. Varianta A, 1-3. Varianta B, 1-3. Varianta C

## 10.3. Předpokládaná cena

Dle jednoduchého posouzení se jako nejlevnější jeví varianta A. Cena geomembrány se pohybuje okolo  $380 \text{ Kč/m}^2 + 200 \text{ Kč/m}^2$  za položení. Celková cena těsnícího prvku bude tedy cca 4,4 mil. Kč. V případě varianty B se realizace vnitřního AB těsnění jeví finančně prakticky totožná, případně mírně levnější. Lze však očekávat, že tuto variantu zásadně prodraží vysoký objem těžené horniny a následné betonáže spadiště a skluzu bočního přelivu. Varianta C bude pravděpodobně nejdražší z hlediska realizace těsnícího prvku s ohledem na její časovou náročnost a případnou potřebu dovážení zeminy. Cena funkčního objektu odpovídá variantě A, nevýhodu představuje potřeba budovat injekční chodbu ve skalním podloží.

**Pořadí:** 1. Varianta A, 2. Varianta C, 3. Varianta B.

## 10.4. Technická náročnost a doba výstavby

Nejjednodušší výstavbu očekáváme u Varianty A. Těleso hráze je možné nasypat prakticky stejným způsobem, jako zemní homogenní hráz. Následně budou uloženy podkladní vrstvy a geomembrána. Její instalace nevyžaduje přítomnost speciální mechanizace na stavbě (rozbalování rolí např. pomocí autojeřábu). Nevýhodou varianty mohou být malé zkušenosti zhotovitelů s tímto typem geomembrány (v ČR dosud nerealizováno). Dodavatelská společnost Axter má však již v ČR zřízenou pobočku. Technická náročnost výstavby funkčního objektu se jeví jako bezproblémová, díky řešení kolene šachtového přelivu s pravým úhlem odpadá potřeba betonáže do záporného bednění. S výstavbou šachtových přelivů jsou navíc v ČR historické zkušenosti a dostupné modelové výzkumy. Časová náročnost se jeví rovněž jako nejvýhodnější, lze očekávat, že geomebrána bude položena v řádu jednotek týdnů. Další technickou i časovou výhodou je velmi nízký objem těžené horniny, který je způsoben absencí injekční chodby. Další výhodou představuje plné zatěsnění hráze, které zajistí vyšší stabilitu návodního svahu.

Jako druhá nejjednodušší se jeví Varianta B; jedinou nevýhodu představuje nutnost dovézt na stavbu speciální finišer pro pokládku AB jádra. Stejně jako v případě Varianty A nejsou s tímto typem hráze v ČR doposud zkušenosti. Realizace funkčních objektů je bezproblémová, nevýhodou je pouze větší plocha staveniště a potřeba vybudovat 2 samostatné objekty. Rychlost výstavby plně konkuruje Variantě A, pokládku asfaltobetonového těsnění je možné realizovat během cca 20 dnů.

Varianta C se jeví jako konstrukčně i časově nejnáročnější. Při sypání tělesa hráze bude nutné budovat těsnící jádro, obalové filtry a drenážní systém s komínovým drénem. Výhodou je množství realizací obdobného typu hráze, které již byly v ČR provedeny a s výstavbou jsou proto

získané zkušenosti. Na rozdíl od variant A a B také nebude nutná spolupráce s externím dodavatelem těsnícího prvku.

**Pořadí:** 1. Varianta A, 2. Varianta B, 3. Varianta C

### **10.5. Provozní aspekty navržených variant těsnění**

Nevýhodnější z hlediska provozu se jeví varianta B s vnitřním asfaltobetonovým těsněním. Vzhledem k jeho umístění v tělese hráze existuje pouze velmi malé riziko jeho poškození. Jeho provozní spolehlivost bude proto nejvyšší. Těsnost těsnícího prvku je navíc prakticky stoprocentní (stejně jako v případě použití geomembrány) a průsak při běžném provozním stavu bude zcela zanedbatelný. Provoz drenážního systému bude rovněž ze všech navržených variant nejjednodušší; případné průsaky budou sváděny přímo do injekční chodby a odpadá nutnost jejich sledování v patním drénu. Opevnění návodního svahu záhozem je navíc podstatně odolnější proti povětrnostním vlivům, vandalům, apod. než opevnění geomembránou, která bude zároveň plnit těsnící funkci. Její vystavení případnému poškození proto představuje prakticky jedinou podstatnou nevýhodu varianty A. Bitumenová geomembrána je sice podstatně odolnější, než původně uvažována PVC fólie a poškození za běžného provozu např. účinkem ledu a plávi je prakticky vyloučeno, riziko úmyslného poškození vandalismem však stále existuje. Výhodu však představuje velmi snadná lokalizace případných poškození a jejich rychlá a jednoduchá oprava navařením záplaty. Opravy těsnění pro varianty B a C by byly podstatně komplikovanější, jejich provozní spolehlivost však bude velmi vysoká a poškození jsou nepravděpodobná. Varianta C se jeví jako provozně velmi spolehlivá. Nevýhodu představuje pouze složitější těsnící a drenážní systém, který je nutné sledovat.

**Pořadí:** 1. Varianta B, 2-3. Varianta C, 2-3. Varianta A

### **10.6. Provozní aspekty funkčních objektů**

S oběma navrženými variantami přelivů jsou v ČR již bohaté provizní zkušenosti. U šachtového přelivu hrozí zacpávání plávim, které v případě bočního přelivu odpadá. Tento problém však lze vyřešit např. vybudováním předzdrže. Výhodou šachtového přelivu je pouze jeden prostup betonové konstrukce tělesem hráze a absence rizika spojeného např. s poškozením skluzu bočního přelivu. Boční přeliv naopak umožňuje snadnější vizuální kontrolu proudění i samotné konstrukce. Z provozního hlediska jsou tedy obě varianty osvědčené a prakticky rovnocenné. Podrobnější rozbor by však měl být proveden po konzultaci s budoucím provozovatelem VD Povodí Vltavy, s. p.

**Pořadí:** 1-3. Varianta A, 1-3. Varianta B, 1-3. Varianta C

### **10.7. Vizuální a estetické aspekty**

Z pohledu vizuálního narušení krajinného rázu je nevhodnější varianta C. Návodní svah hráze bude opevněn kamenným záhozem, který bude mít přírodě blízký vzhled. Stejný závěr platí i v případě varianty B. Naopak u varianty A bude na návodním svahu viditelná geomembrána, což může zhoršit celkové vnímání VD při pohledu z prostoru zátopy a břehů.

Z hlediska funkčních objektů se jako vizuálně lepší řešení jeví varianty A a C se šachtovým přelivem. Při běžné provozní hladině bude viditelný pouze vstupní objekt do komunikační chodby a část nálevky přelivu. Vzhledem k předpokládanému turistickému a rekreačnímu využití může nálevka tvořit zajímavý vizuální prvek. Vzhledem k jejímu převýšení 2,1 m nad maximální hladinu zásobního prostoru nehrozí za běžného režimu ohrožení bezpečnosti případných koupajících se osob. Varianta s bočním přelivem se jeví jako esteticky méně vhodná. Viditelná železobetonová konstrukce spadiště i skluzu o celkové délce přes 180 m představuje výrazný zásah do levého břehu údolí, který je navíc v současnosti kompletně zalesněn.

**Pořadí:** 1. Varianta C, 2. Varianta A, 3. Varianta B

### **10.8. Subjektivní a závěrečné zhodnocení**

Po zvážení osobního pohledu a výsledků výše uvedené analýzy bylo stanoveno výsledné pořadí variant:

1. Varianta A – geomembránové těsnění + šachtový přeliv
2. Varianta C – zemní těsnění + šachtový přeliv
3. Varianta B – vnitřní asfaltobetonové těsnění + boční přeliv

Za zvážení stojí posoudit kombinaci vnitřního asfaltobetonového těsnění a šachtového přelivu, které není v diplomové práci zpracováno. Z hlediska těsnícího prvku dokáže tato varianta plně konkurovat geomembránovému těsnění. Boční přeliv je však z výše uvedených důvodů nevhodný zejména z pohledu množství objemu prací, ceny a estetiky. V kombinaci se šachtovým přelivem by byla varianta B plně konkurenceschopná, nevýhodu oproti geomembráně představuje pouze objem prací spojený s budováním injekční chodby a tím vyšší finanční náročnost. Asfaltobetonové těsnění by však v případě vhodných geologických podmínek bylo možné založit pouze na injekčním bločku, čímž tato nevýhoda odpadá. Varianta hráze s vnitřním zemním těsněním se dnes již v některých ohledech jeví překonaná moderními materiály, přestože má své popsané výhody.



## 11. Závěr

Cílem této diplomové práce bylo navrhnout technická variantní řešení VD Bělá na Radbuze. Řešení vychází z dříve předložené Studie proveditelnosti. V průběhu zpracování diplomové práce se ukázalo, že studie vykazuje řadu nesrovnalostí. Navržené vodohospodářské řešení v oblasti stanovených kót a objemů dílčích prostorů nádrže bylo zachováno, na základě výpočtu transformací povodňových vln a výpočtu výšky výběhu vlny byla upravena úroveň koruny hráze. Návrh jednotlivých variantních řešení je rozdělen do tří samostatných kapitol. Pro každou z variant je zpracována základní výkresová dokumentace. Na závěr jsou varianty porovnány v navržených hodnotících kritériích. Jako nejvýhodnější se jeví varianta A s moderním řešením těsnění pomocí návodní geomembrány Coletanche od francouzské společnosti Axter. Konkurenční varianty převyšuje ve většině aspektů, jako největší výhody se jeví rychlost a nízká náročnost výstavby, cena a jednoduché zjištění a sanace příp. netěsností v geomembráně. Z hlediska řešení funkčních objektů se jedná o často využívanou a v provozu osvědčenou kombinaci šachtového přelivu a spodních výpustí se společnou odpadní chodbou.

Pro rozvíjení v dalších stupních projektové dokumentace proto **doporučuji Variantu A – Hráz s návodním geomembránovým těsněním a šachtovým přelivem**. S ohledem na aspekty zjištěné při jejím návrhu doporučuji následující oblasti pro budoucí možné úpravy a sledování:

- Vodohospodářské řešení
  - Posoudit manipulační možnosti spodních výpustí při průchodu povodňových vln (zejména TPV 100) a na jejich základě prošetřit možnost snížení úrovně přelivné hrany bezpečnostního přelivu, což povede k mírnému snížení úrovně koruny hráze, úspoře materiálu a investičních nákladů.
  - Variantně zvýšit úroveň maximální hladiny zásobního prostoru  $H_z$ , čímž bude při požadované zabezpečení 98,5% možné navýšit nadlepení průtoků (viz kapitola 6.4.1). S ohledem na uvažované scénáře probíhající klimatické změny se případné navýšení nadlepeného průtoků jeví jako případně žádoucí.
- Zajistit podrobný IG průzkum zátopy s cílem zjistit vlastnosti zemin (především štěrků) pro jejich použití v hrázi.
- Prošetřit možnost založit hráze na vrstvě štěrků o mocnosti cca 0,5 m a neodtěžovat ji až na skalní podloží v hloubce cca 1,5 m pod současným terénem.
- Provést vodní tlakové zkoušky podloží pro potvrzení jeho předpokládaných vlastností a ověřit tak návrh injekčního bločku jako postačujícího řešení, případně doplnit návrh o injekční chodbu na místě injekčního bločku.
- Provést návrh strojního zařízení malé vodní elektrárny a s ohledem na její hltnost upravit rozměry a hloubku snížení dna v odpadní chodbě pro vyústění savky.
- Oslovit dodavatele geomembránového těsnění a příp. upravit návrh podkladních vrstev, uchycení geomembrány, apod.
- Vypracovat podrobný návrh drenážního systému, který zajistí odvod vody od případného defektu v těsnící geomembráně a jeho lokalizaci.

## 12. Seznamy

### 12.1. Seznam použitých zdrojů

#### 12.1.1. Použitá literatura

[1] BROŽA, Vojtěch a kolektiv. Přehrady Čech, Moravy a Slezska. Knihy 555, Liberec, 2005, 250 s. ISBN 80-86660-11-7

[2] BEDNÁROVÁ Emília, LUKÁČ Michal. *Navrhovanie a prevádzka vodných stavieb. Sypané přehrady a hrádze.*, Bratislava 2006. Nakladatelství Jago group, s.r.o., ISBN 80-8076-031-4

[3] BROŽA, Vojtěch, SATRAPA, Ladislav. *Hydrotechnické stavby 10.* Vydavatelství ČVUT. Praha. 2000. 170 s.

[4] BROŽA, Vojtěch, SATRAPA, Ladislav. *Navrhování přehrad.* Praha. Vydavatelství ČVUT, 2007. 127 s.

#### 12.1.2. Použité podklady

[5] *Generel území chráněných pro akumulaci povrchových vod a základní zásady využití těchto území.* MZe a MŽP. Praha, 2020.

[6] *Studie proveditelnosti - Vodní dílo Bělá.* Vodohospodářský rozvoj a výstavba a. s. Praha, 05/2017.

[7] *Hydrologická studie. Teoretická povodňová vlna TPV 1000. VD Smolov – Radbuza.* ČHMÚ, Praha, 2017.

[8] *Hydrologické údaje povrchových vod.* ČHMÚ, 09/2016.

[9] *Výpis geologické dokumentace objektu S-2 č. 352771.* Poskytnuto za úplaty od České geologické služby.

[10] Wagner, W. E., (1954). Morning-Glory Shaft-Spillways. Determination of Pressure - Controlled Profiles, Proceedings ASCE, vol. 80 (432).

#### 12.1.3. Použité legislativní zdroje

[11] Zákon č. 254/2001 Sb., o vodách (vodní zákon).

[12] *Metodický pokyn č. 1/2010 o Technicko bezpečnostním dohledu.* Ministerstvo Zemědělství. Praha, 2010. 61 s.

[13] 590/2002 Sb. *Vyhláška o technických požadavcích pro vodní díla.* Zákony pro lidi - Sběrka zákonů ČR v aktuálním konsolidovaném znění [online]. Copyright © AION CS, s.r.o. 2010 [cit. 02. 10. 2022]. Dostupné z: <https://www.zakonyprolidi.cz/cs/2002-590>

[14] *Vyhláška č. 471/2001 Sb. o technickobezpečnostním dohledu nad vodními díly. Zákony pro lidi - Sbírka zákonů ČR v aktuálním konsolidovaném znění* [online]. Copyright © AION CS, s.r.o. 2010 [cit. 29. 09. 2022]. Dostupné z: <https://www.zakonyprolidi.cz/cs/2001-471>

[15] ČSN 75 0120. *Vodní hospodářství – terminologie hydrotechniky* Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2009, 166 s.

[16] ČSN 75 2410. *Malé vodní nádrže*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011, 148s.

[17] ČSN 75 2340. *Navrhování přehrad – Hlavní parametry a vybavení*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2017, 32 s.

[18] ČSN 75 2935. *Posuzování bezpečností vodních děl při povodních*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014, 16 s.

[19] ČSN 75 0255. *Výpočet účinků vln na stvaby na vodních nádržích a zdržích*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1987, 32 s.

[20] ČSN 73 1001 *Základová půda pod plošnými základy*.: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha. 1987. 76 s.

[21] ČSN 75 2310 *Sypané hráze*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006, 39 s.

#### **12.1.4. Použité internetové zdroje**

[22] Březová je nejstarší betonovou přehradou v Česku. Povodí Ohře ji na den zpřístupnilo veřejnosti | Karlovy Vary. *Český rozhlas Karlovy Vary* [online]. Copyright © 1997 [cit. 30. 09. 2022]. Dostupné z: <https://vary.rozhlas.cz/brezova-je-nejstarsi-betonovou-prehradou-v-cesku-povodi-ohre-ji-na-den-8569567>

[23] Vodní dílo Nechranice: Povodí Ohře. *Povodí Ohře: Titulní stránka* [online]. 1997 [cit. 30.09.2022]. Dostupné z: <https://www.poh.cz/vodni-dilo-nechranice/d-2598>

[24] Havlík, Aleš. *Nádrže a přehrady*. Katedra hydrauliky a hydrologie - K141 [online]. Copyright © [cit. 30. 09. 2022]. Dostupné z: [http://hydraulika.fsv.cvut.cz/Vin/ke\\_stazeni/Nadrze\\_preh rady.pdf](http://hydraulika.fsv.cvut.cz/Vin/ke_stazeni/Nadrze_preh rady.pdf)

[25] *Vodohospodářská zařízení III.* [online]. Copyright © Copyright 2013 [cit. 30. 09. 2022]. Dostupné z: <http://hgf10.vsb.cz/546/VH33/prehrady.html>

[26] *Heis. Listy základní vodohospodářské mapy 1:25 000.* [online]. 2022. cit. [01.10.2022] Dostupné z: <https://heis.vuv.cz/>

[27] *Digitální model reliéfu 5. generace. ČÚZK.* [online]. 2022. cit. [01.10.2022] Dostupné z: [https://geoportal.cuzk.cz/\(S\(s4jfqsfpxyzjmm45zdraqgd\)\)/Default.aspx?mode=eShop&head\\_tab=sekce-01-gp&menu=13#](https://geoportal.cuzk.cz/(S(s4jfqsfpxyzjmm45zdraqgd))/Default.aspx?mode=eShop&head_tab=sekce-01-gp&menu=13#)

- [28] *Mapy.cz. Mapy.cz* [online]. [cit. 01. 10. 2022]. Dostupné z: <https://mapy.cz/turisticka?mereni-vzdalenosti&rm=9dGKwxVEFhgo0D5&x=12.7084282&y=49.5899366&z=16>
- [29] *Radbuza – Wikipedie*. [online]. [cit. 01. 10. 2022]. Dostupné z: <https://cs.wikipedia.org/wiki/Radbuza>
- [30] *Povodí Vltavy - Stavby a průtoky 5.1*. Úvodní strana | Povodí Vltavy s. p. [online]. Copyright © [cit. 01.10.2022]. Dostupné z: <https://www.pvl.cz/portal/SaP/cz/pc/Mereni.aspx?id=RAST&oid=3>
- [31] *Zásady územního rozvoje Plzeňského kraje*. [online]. 2022. cit. [01.10.2022] Dostupné z: <https://mapy.plzensky-kraj.cz/gis/zur/?k=Plze%C5%88sk%C3%BD&d=Aktualizace%20%C4%8D.4%20Z%C3%A1sad%20C3%BAzemn%C3%ADho%20rozvoje>
- [32] *Územní plán Bělá nad Radbuzou*. Město Bělá nad Radbuzou - Oficiální stránka města Bělá nad Radbuzou [online]. Copyright © 2022 [cit.01.10.2022]. Dostupné z: <https://www.belanr.cz/urad/dokumenty/uzemni-plan-1/porizeni-noveho-uzemniho-planu-bela-nad-radbuzou-253.html?ftresult=%C3%BAzemn%C3%AD+pl%C3%A1n&kshow=8>
- [33] *Analýzy výškopisu*. Document Moved [online]. [cit. 02.10.2022]. Dostupné z: <https://ags.cuzk.cz/av/>
- [34] *Česká geologická služba*. [online]. [cit. 02.10.2022]. Dostupné z: <http://www.geology.cz/extranet/mapy/mapy-online/mapove-aplikace>
- [35] *Ochranná pásma vodních zdrojů | HV Map for WebMap*. [online]. Copyright © Copyright [cit. 02.10.2022]. Dostupné z: [https://heis.vuv.cz/data/webmap/isapi.dll?map=isvs\\_opvz&lon=12.690163&lat=49.5927286&scale=30240](https://heis.vuv.cz/data/webmap/isapi.dll?map=isvs_opvz&lon=12.690163&lat=49.5927286&scale=30240)
- [36] *Bělá nad Radbuzou – Wikipedie*. [online]. 2010 [cit. 02.10.2022]. Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/B%C4%9Bl%C3%A1\\_nad\\_Radbuzou](https://cs.wikipedia.org/wiki/B%C4%9Bl%C3%A1_nad_Radbuzou)
- [37] *TZB-info. Vývoj ceny paliv a energií*. [online]. 2022 [cit. 02.10.2022] Dostupné z: <https://www.tzb-info.cz/ceny-paliv-a-energi/91-vyse-vykupnich-cen-a-zelenych-bonusu>
- [38] *Dams. Accueil* [online]. Dostupné z: <https://www.axter.eu/coletanche/produit/dams/>
- [39] *Mapa větrných oblastí | Krytiny-střechy.cz*. Střešní krytiny - info portál o střeších a střešních materiálech | Krytiny-střechy.cz [online]. Copyright © 2008 [cit. 07.10.2022]. Dostupné z: [https://www.krytiny-strechy.cz/aktuality/20215-mapa-vetrnych-oblasti-a.html#.Yz\\_740zP2Uk](https://www.krytiny-strechy.cz/aktuality/20215-mapa-vetrnych-oblasti-a.html#.Yz_740zP2Uk)
- [40] *Vodní dílo Jirkov: Povodí Ohře*. Povodí Ohře: Titulní stránka [online], [cit. 10.10.2022].. Dostupné z: <https://www.poh.cz/vodni-dilo-jirkov/d-2608>
- [41] *Coletanche XP3*. Technický list výrobce geomembrány. Dostupné z: <https://www.axter.eu/coletanche/avis-technique/france-europe-documentation/>

[42] ČÚZK - Dokument. ČÚZK - Úvod [online]. Copyright © [cit. 22.11.2022]. Dostupné z: [https://www.cuzk.cz/Dokument.aspx?AKCE=META:SESTAVA:MDR002\\_XSLT:WEBCUZK\\_ID:601624](https://www.cuzk.cz/Dokument.aspx?AKCE=META:SESTAVA:MDR002_XSLT:WEBCUZK_ID:601624)

[43] *Asphalt Core Dams* – WALO Civil WALO Civil. WALO Civil – Company website of WALO Civil WALO Civil [online]. Copyright © 2018 WALO US Holdings Inc. [cit. 22.11.2022]. Dostupné z: <https://walo.com/services/asphalt-core-dams/>

[44] *Asphalt Concrete Core Sealings*. allcons Maschinenbau GmbH |[cit. 22.11.2022]. [online]. Dostupné z: <http://www.allcons.de/asphalt-concrete-core-sealings/>

## 12.2. Seznam použitých zkratek

BP	bezpečnostní přeliv
BPV	výškový systém Baltský po vyrovnání
ČHMÚ	Český hydrometeorologický ústav
ČR	Česká republika
ČSN	česká technická norma
ČÚZK	Český úřad zeměměřičský a katastrální
DMR4G	digitální model reliéfu 4. generace
DMR5G	digitální model reliéfu 5. generace
DN	Diametr normal – vnitřní světlost (průměr) potrubí
KMH	kontrolní maximální hladina
KN	katastr nemovitostí
KPV	kontrolní povodňová vlna
k. ú.	katastrální území
LAPV	Lokalita pro akumulaci povrchových vod
MBH	mezní bezpečná hladina
MZe	Ministerstvo zemědělství
MZP	minimální zůstatkový průtok
MŽP	Ministerstvo životního prostředí
parc. č.	parcelní číslo
PVL	Povodí Vltavy, státní podnik
ř. km	říční kilometr
S-JTSK	System jednotné trigonometrické sítě katastrální
SM5	Státní mapa 1:5000
SV	spodní výpust
TBD	technickobezpečnostní dohled (nad vodními díly)
TPV	teoretická povodňová vlna
VD	vodní dílo
VRV	Vodohospodářská rozvoj a výstavba a.s.
VTZ	vodní tlakové zkoušky
ÚP	Územní plán
ZÚR	Zásady územního rozvoje

### 12.3. Seznam obrázků

Obrázek 1: Rozdělení prostorů v nádrži (zdroj: Katedra hydrauliky a hydrologie, Fsv ČVUT) [24] .....	17
Obrázek 2: Lokalita VD Bělá. (zdroj: Mapy.cz) [28].....	22
Obrázek 3: Místní komunikace s brodem a lávkou pro pěší přes Radbuzu. ....	23
Obrázek 4: Pohled na přehradní profil z levého zavázání. Naproti vrchol Obecní borek tvořící pravé zavázání.....	23
Obrázek 5: Přehradní profil, pohled k levému zavázání.....	23
Obrázek 6: Přehradní profil, pohled po vodě.....	23
Obrázek 7: Odvodňovací kanál v pravé části profilu.....	24
Obrázek 8: Pohled do budoucí zátopy z pravého zavázání hráze. ....	24
Obrázek 9: Pohled do prostoru zátopy z levého zavázání hráze.....	24
Obrázek 10: Pohled na konec zátopy se zemědělsky využívanými pozemky pod osadou Nový Dvůr. ....	24
Obrázek 11: Koryto Radbuzy pod levým zavázáním hráze. ....	25
Obrázek 12: Meandry Radbuzy v místě přehradního profilu.....	25
Obrázek 13: Tok řeky Radbuzy. (zdroj: Mapy.cz) [28].....	25
Obrázek 14: Umístění lokalit Bělá a Smolov v Územní studii posouzení retenčních kapacit Plzeňského kraje. [6] .....	27
Obrázek 15: Výřez Koordinačního výkresu ZÚR Plzeňského kraje. (zdroj: Geoportál Plzeňského kraje) [31].....	28
Obrázek 16: Výřez koordinačního výkresu návrhu nového ÚP Bělá. [32].....	28
Obrázek 17: Čára překročení m-denních průtoků. (s využitím dat ČHMÚ) [8] .....	29
Obrázek 18: Čára opakování N-letých průtoků. (s využitím dat ČHMÚ) [23].....	29
Obrázek 19: Mapa sklonitosti svahů v lokalitě. (zdroj: Analýza výškopisu, ČÚZK). [33].....	30
Obrázek 20: Poloha vrtu archivní č. 352771 vzhledem k profilu hráze. (zdroj: Česká geologická služba). [34].....	31
Obrázek 21: Geologická mapa 1:50 000 s vyznačeným profilem hráze. (zdroj: Česká geologická služba) [34] .....	32
Obrázek 22: Ochranná pásma vodního zdroje severně od budoucí zátopy. (zdroj: HEIS). [35].....	33
Obrázek 23: Most přes Radbuzu ve městě Bělá. (foto autor).....	35
Obrázek 24: Koryto Radbuzy ve městě Bělá. (foto autor) .....	35
Obrázek 25: Redukce transformačního účinku VD Bělá vzhledem k ploše povodí. (zdroj: převzato ze studie VRV) [6].	36
Obrázek 26: Stav digitalizace katastrální mapy v území. Zeleně je vyznačen profil hráze. (Zdroj: ČÚZK).[42].....	38
Obrázek 27: Realizace asfaltobetonového těsnícího jádra. [zdroj: allcons.de] [44] .....	40
Obrázek 28: Geomembrána Coletanche – vlevo strana pro kontakt s vodou. (foto autor) .....	41
Obrázek 29: Geomembrána Coletanche – vpravo strana pro kontakt s podsypovým materiálem. (foto autor) .....	41
Obrázek 30: Šachtový přeliv na VD Jirkov. (zdroj: Povodí Ohře, s. p.) [40].....	43
Obrázek 31: Skluz bezpečnostního přelivu na VD Žlutice. (foto autor). ....	43
Obrázek 32: Určování charakteristik nádrže pomocí Analýzy výškopisu ČÚZK. [33].....	46
Obrázek 33: Čára zatopených ploch.....	47
Obrázek 34: Čára zatopených objemů. ....	47
Obrázek 35: Transformace povodňové vlny TPV 100. ....	49
Obrázek 36: Transformace návrhového povodňové vlny TPV 1000. ....	50
Obrázek 37: Transformace kontrolní povodňové vlny KPV 10 000. ....	51
Obrázek 38: Rozmístění radiál pro výpočet efektivní délky rozběhu vlny. ....	52
Obrázek 39: Mapa větrných oblastí ČR s vyznačením lokality VD Bělá. [39].....	53
Obrázek 40: Graf pro určené charakteristické výšky vlny. [19].....	54
Obrázek 41: Graf pro určení periody vlny. [19].....	54
Obrázek 42: Graf pro určení součinitele $k_p$ [19].....	56
Obrázek 43: Tabulka součinitelů pravděpodobnosti překročení výšky vlny [19].....	56
Obrázek 44: Tabulka pro určení součinitele typu opevnění hráze. [19].....	56
Obrázek 45: Schéma pro výpočet stability svahu bez proudění vody. [4].....	68
Obrázek 46: Schéma posouzení stability vlnolamu. ....	69
Obrázek 47: Graf dolních obálek pro návrh přechodové části přelivu. [10] .....	74
Obrázek 48: Konsumpční křivka šachtového přelivu.....	75
Obrázek 49: Konsumpční křivky spodních výpustí.....	76

Obrázek 50: <i>Konzumpční křivky sanačního potrubí DN 300.</i> .....	77
Obrázek 51: <i>Schéma pro výpočet vývaru.</i> .....	80
Obrázek 52: <i>Schéma pro výpočet stability svahu s prouděním vody. [4]</i> .....	92
Obrázek 53: <i>Komorův graf pro určení největší hloubky ve spadišti. [3]</i> .....	94
Obrázek 54: <i>Konzumpční křivka bočního přelivu.</i> .....	96
Obrázek 55: <i>Schéma pro posouzení stability spadiště proti nadzdvíhnutí vztlakem.</i> .....	98
Obrázek 56: <i>Statický model a vykreslení ohybového momentu pro dno odpadní chodby.</i> .....	104

## 12.4. Seznam tabulek

Tabulka 1: <i>Požadovaná míra bezpečnostní vodních děl při povodních [13]</i> .....	19
Tabulka 2: <i>m-denní průtoky (zdroj: ČHMÚ)</i> .....	29
Tabulka 3: <i>N-leté průtoky (zdroj: ČHMÚ)</i> .....	29
Tabulka 4: <i>Posouzení vhodnosti konstrukčních typů hráze.</i> .....	42
Tabulka 5: <i>Charakteristiky nádrže VD Bělá.</i> .....	46
Tabulka 6: <i>Výpočet efektivní délky rozběhu vlny.</i> .....	52
Tabulka 7: <i>Posouzení dokonalého přepadu pro jednotlivé průměry nálevky.</i> .....	72
Tabulka 8: <i>Navržené parametry šachtového přelivu.</i> .....	73
Tabulka 9: <i>Výpočet kapacitního průtoku odpadní chodbou.</i> .....	79
Tabulka 10: <i>Výpočet vývaru.</i> .....	81
Tabulka 11: <i>Konzumpční křivka odpadního koryta.</i> .....	83
Tabulka 12: <i>Výpočet objemu těžené horniny pro variantu A.</i> .....	84
Tabulka 13: <i>Výpočet objemu konstrukční zeminy pro variantu A.</i> .....	84
Tabulka 14: <i>Výpočet potřebného množství železobetonu pro variantu A.</i> .....	85
Tabulka 15: <i>Výpočet objemu komunikace v koruně hráze.</i> .....	86
Tabulka 16: <i>Hydraulické charakteristiky a navržené parametry skluzu bočního přelivu.</i> .....	97
Tabulka 17: <i>Výpočet objemu těžené horniny pro variantu B.</i> .....	100
Tabulka 18: <i>Výpočet objemu konstrukční zeminy pro variantu B.</i> .....	100
Tabulka 19: <i>Objem asfaltobetonového jádra a obalových filtrů.</i> .....	100
Tabulka 20: <i>Výpočet potřebného množství železobetonu pro variantu B.</i> .....	101
Tabulka 21: <i>Výpočet objemu těžené horniny pro variantu C.</i> .....	106
Tabulka 22: <i>Výpočet objemu konstrukční zeminy pro variantu C.</i> .....	107
Tabulka 23: <i>Objem těsnícího jádra a obalových filtrů.</i> .....	107
Tabulka 24: <i>Výpočet potřebného množství železobetonu pro variantu C.</i> .....	108
Tabulka 25: <i>Porovnání objemu hlavních prací pro jednotlivé varianty.</i> .....	109

## 12.5. Seznam rovnic

Rovnice 1: <i>Metoda Runge-Kutta 2. řádu. Výpočet hladiny v dalším časovém kroku.</i> .....	48
Rovnice 2: <i>Metoda Runge-Kutta 2. řádu. Výpočet koeficientu <math>k_1</math>.</i> .....	48
Rovnice 3: <i>Metoda Runge-Kutta 2. řádu. Výpočet koeficientu <math>k_2</math>.</i> .....	48
Rovnice 4: <i>Vzorec pro výpočet efektivní délky rozběhu.</i> .....	51
Rovnice 5: <i>Rychlost větru 10 m nad hladinou.</i> .....	53
Rovnice 6: <i>Vzorec pro výpočet délky vlny</i> .....	54
Rovnice 7: <i>Vzorec pro výpočet výběhu vlny na svah. [19]</i> .....	55
Rovnice 8: <i>Vzorec pro výpočet výšky vlny s pravděpodobností 1%. [19]</i> .....	55
Rovnice 9: <i>Vzorec pro výpočet výsledné výšky výběhu vlny. [19]</i> .....	57
Rovnice 10: <i>Roční bilance nádrže.</i> .....	60
Rovnice 11: <i>Doba plnění nádrže.</i> .....	60
Rovnice 12: <i>Rovnováha sil pro posouzení stability svahu bez proudění vody.</i> .....	68

Rovnice 13: <i>Stupeň bezpečnosti svahu bez proudění vody.</i> .....	68
Rovnice 14: <i>Výpočet hydrostatické síly</i> .....	69
Rovnice 15: <i>Výpočet tlakové síly od vlny</i> .....	69
Rovnice 16: <i>Výpočet největší výšky vrcholu vlny</i> .....	69
Rovnice 17: <i>Výpočet hodnoty a</i> .....	70
Rovnice 18: <i>Síla působící na vlnolam.</i> .....	70
Rovnice 19: <i>Výpočet vlastní tíhy vlnolamu a základu</i> .....	70
Rovnice 20: <i>Výpočet napětí v základové spáře (bod 1)</i> .....	70
Rovnice 21: <i>Výpočet napětí v základové spáře (bod 2)</i> .....	70
Rovnice 22: <i>Výpočet momentu k základové spáře</i> .....	70
Rovnice 23: <i>Výpočet modulu průřezu</i> .....	71
Rovnice 24: <i>Délka přelivné hrany</i> .....	71
Rovnice 25: <i>Kritérium pro určení průměru nálevky, aby byl přepad dokonalý.</i> .....	71
Rovnice 26: <i>Rovnice přepadu přes šachtový přeliv</i> .....	72
Rovnice 27: <i>Výběr křivky dolní obálky pro návrh přechodové části.</i> .....	73
Rovnice 28: <i>Rovnice výtoku otvorem pro návrh průměru šachty.</i> .....	74
Rovnice 29: <i>Výpočet průtočné plochy šachty</i> .....	74
Rovnice 30: <i>Výpočet průtok spodní výpustí</i> .....	75
Rovnice 31: <i>Rovnice kontinuity</i> .....	77
Rovnice 32: <i>Hydraulický poloměr</i> .....	78
Rovnice 33: <i>Chézyho rovnice</i> .....	78
Rovnice 34: <i>Odvozený vztah pro Manningův drsnostní součinitel</i> .....	78
Rovnice 35: <i>Určení režimu proudění pomocí Froudova čísla</i> .....	78
Rovnice 36: <i>Vztah pro výpočet součinitele míry vzduťi.</i> .....	79
Rovnice 37: <i>Specifický průtok</i> .....	80
Rovnice 38: <i>Energetická výška přitékající vody</i> .....	80
Rovnice 39: <i>První vzájemná hloubka vodního skoku</i> .....	80
Rovnice 40: <i>Druhý vzájemná hloubka vodního skoku</i> .....	80
Rovnice 41: <i>Délka dopadu vodního paprsku.</i> .....	82
Rovnice 42: <i>Čas dopadu vodního paprsku</i> .....	82
Rovnice 43: <i>Délka vodního skoku dle Nováka</i> .....	82
Rovnice 44: <i>Výpočet celkové délky vývaru</i> .....	82
Rovnice 45: <i>Rovnováha sil pro posouzení stability svahu s prouděním vody.</i> .....	92
Rovnice 46: <i>Hydraulický gradient</i> .....	92
Rovnice 47: <i>Výpočet objemové tíhy zeminy nadlehčené vodou</i> .....	92
Rovnice 48: <i>Stupeň bezpečnosti svahu s prouděním vody.</i> .....	93
Rovnice 49: <i>Rovnice přepadu</i> .....	93
Rovnice 50: <i>Výpočet parametru G pro Komorův graf.</i> .....	94
Rovnice 51: <i>Výpočet kritické hloubky v obdélníkovém korytě</i> .....	94
Rovnice 52: <i>Výpočet kóty dna na začátku spadiště</i> .....	95
Rovnice 53: <i>Výpočet vlastní tíhy spadiště</i> .....	99
Rovnice 54: <i>Výpočet vztlakové síly na spadiště</i> .....	99
Rovnice 55: <i>Výpočet maximálního ohybového momentu v poli.</i> .....	104
Rovnice 56: <i>Výpočet potřebné plochy výztuže</i> .....	105
Rovnice 57: <i>Výpočet staticky účinné výšky průřezu</i> .....	105
Rovnice 58: <i>Prováděná plocha výztuže.</i> .....	105
Rovnice 59: <i>Ověření protažení výztuže</i> .....	106
Rovnice 60: <i>Výpočet výšky tlačené oblasti</i> .....	106
Rovnice 61: <i>Výpočet momentu únosnosti</i> .....	106



## 12.6. Seznam příloh

<i>Příloha 1: Výpis geologické dokumentace objektu - vrt č. 352771 [9]</i> .....	123
<i>Příloha 2: Průběh teoretické povodňové vlny TPV 100 [8]</i> .....	123
<i>Příloha 3: Průběh teoretické povodňové vlny TPV 1000 [7]</i> .....	124
<i>Příloha 4: Průběh teoretické povodňové vlny TPV 10 000 [6]</i> .....	125
<i>Příloha 5: Průběhy teoretických povodňových vln.</i> .....	125
<i>Příloha 6: Transformace TPV 100 v nádrži VD Bělá – varianta šachtový přeliv.</i> .....	126
<i>Příloha 7: Transformace TPV 1000 v nádrži VD Bělá - varianta šachtový přeliv</i> .....	129
<i>Příloha 8: Transformace TPV 10 000 v nádrži VD Bělá - varianta šachtový přeliv.</i> .....	132
<i>Příloha 9: Konsumpční křivky spodních výpustí</i> .....	136
<i>Příloha 10: Konsumpční křivky sanačního potrubí.</i> .....	137
<i>Příloha 11: Výpočet kapacity odpadní chodby šachtového přelivu a spodních výpustí.</i> .....	137
<i>Příloha 12: Výpočet kapacity skluzu bočního bezpečnostního přelivu.</i> .....	138
<i>Příloha 13: Výpočet kapacity odpadního kanálu spodních výpustí (varianta s bočním přelivem).</i> .....	139

## 13. Výkresová dokumentace

### A. Varianta A - Hráz s návodní geomembránou, šachtový přeliv

- A. 1 Situace hráze
- A. 2 Podélný profil hráze PPH
- A. 3 Vzorový příčný řez hrází
- A. 4 Příčné řezy hrází PŘ 01 – 05
- A. 5 Příčné řezy hrází PŘ 06 – 11
- A. 6 Šachtový přeliv a spodní výpusti

### B. Varianta B - Hráz s vnitřním asfaltobetonovým těsněním, boční přeliv

- B. 1 Situace hráze
- B. 2 Podélný profil hráze PPH
- B. 3 Vzorový příčný řez hrází
- B. 4 Příčné řezy hrází PŘ 01 – 05
- B. 5 Příčné řezy hrází PŘ 06 – 11
- B. 6 Boční bezpečnostní přeliv
- B. 7 Spodní výpusti, malá vodní elektrárna

### C. Varianta C - Hráz s vnitřním zemním těsněním, šachtový přeliv

- C. 1 Situace hráze
- C. 2 Podélný profil hráze PPH
- C. 3 Vzorový příčný řez hrází
- C. 4 Příčné řezy hrází PŘ 01 – 05
- C. 5 Příčné řezy hrází PŘ 06 – 11
- C. 6 Šachtový přeliv a spodní výpusti

### D. Výkresy společné pro varianty A-C

- D. 1 Situace širších vztahů
- D. 2 Situace – vodohospodářská mapa
- D. 3 Celková situace
- D. 4 Katastrální situační výkres, ortfoto mapa
- D. 5 Podélný profil zátopy PPZ

## 14. Přílohy

### Příloha 1: Výpis geologické dokumentace objektu - vrt č. 352771 [9]

Výpis geologické dokumentace objektu S-2 [ 352771 ]

Česká geologická služba  
databáze geologicky dokumentovaných objektů

gd3v

#### STRATIGRAFICKÝ VYMEZENÝ VÝPIS GEOLOGICKÉ DOKUMENTACE ARCHIVNÍHO VRTU S-2 [ Bělá nad Radbuzou ]

Klíč báze GDO : 352771 Číslo posudku : V075553 Mapy 1:25.000 21-213 M-33-86-A-b  
Souřadnice - X : 1079840.00 Y : 873200.00 [ odečteno z mapy ]  
Nadmořská výška : 443.00 [ nezaměřeno ( odečteno z mapy ) ] Rok ukončení : 1975  
Hloubka / délka : 16.10 [ vrt svislý ] Datum výpisu : 4.10.2022  
Účel objektu : hydrogeologický  
Realizace : KVRIS Plzeň  
Komentář :

**stratigrafie**  
hloubkový interval : základní popis polohy  
[ m ] : rozšíření popisu polohy  
komentář k poloze

**Kvartér - pleistocén**  
0.00 - 1.00 : jíl  
1.00 - 1.50 : štěrky  
**Stáří neznámé**  
1.50 - 4.50 : rula navětralá  
4.50 - 16.10 : rula prokřemenělá, rozpukaná

**Hladina podzemní vody - hloubka [ m ] :** druh hladiny : přetok

**Provedené zkoušky**  
chemické rozborů vody, hydrogeologické zkoušky a měření

### Příloha 2: Průběh teoretické povodňové vlny TPV 100 [8]

T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0,50	0,47	7,80	38,60	15,00	9,04	22,30	2,80	29,50	0,95
0,80	0,47	8,00	36,62	15,30	8,66	22,50	2,70	29,80	0,92
1,00	0,47	8,30	34,69	15,50	8,30	22,80	2,60	30,00	0,88
1,30	0,47	8,50	32,83	15,80	7,95	23,00	2,50	30,30	0,85
1,50	0,47	8,80	31,06	16,00	7,63	23,30	2,41	30,50	0,82
1,80	0,47	9,00	29,38	16,30	7,31	23,50	2,33	30,80	0,79
2,00	0,47	9,30	27,79	16,50	7,01	23,80	2,24	31,00	0,76
2,30	0,47	9,50	26,29	16,80	6,71	24,00	2,16	31,30	0,73
2,50	0,98	9,80	24,88	17,00	6,41	24,30	2,08	31,50	0,71
2,80	2,29	10,00	23,56	17,30	6,11	24,50	2,00	31,80	0,68
3,00	4,74	10,30	22,33	17,50	5,82	24,80	1,93	32,00	0,66
3,30	8,50	10,50	21,17	17,80	5,56	25,00	1,86	32,30	0,63
3,50	13,38	10,80	20,09	18,00	5,33	25,30	1,79	32,50	0,61
3,80	19,00	11,00	19,08	18,30	5,12	25,50	1,73	32,80	0,59
4,00	24,99	11,30	18,13	18,50	4,92	25,80	1,66	33,00	0,57
4,30	30,92	11,50	17,24	18,80	4,73	26,00	1,60	33,30	0,55
4,50	36,34	11,80	16,41	19,00	4,55	26,30	1,54	33,50	0,53

4,80	40,93	12,00	15,62	19,30	4,38	26,50	1,49	33,80	0,51
5,00	44,49	12,30	14,88	19,50	4,22	26,80	1,43	34,00	0,49
5,30	46,97	12,50	14,19	19,80	4,07	27,00	1,38	34,30	0,47
5,50	48,51	12,80	13,53	20,00	3,92	27,30	1,33	34,50	0,45
5,80	49,26	13,00	12,92	20,30	3,78	27,50	1,28	34,80	0,44
6,00	<b>49,31</b>	13,30	12,33	20,50	3,64	27,80	1,24	35,00	0,42
6,30	48,76	13,50	11,78	20,80	3,50	28,00	1,19	35,30	0,41
6,50	47,73	13,80	11,28	21,00	3,37	28,30	1,15	35,50	0,39
6,80	46,28	14,00	10,77	21,30	3,25	28,50	1,10	35,80	0,38
7,00	44,52	14,30	10,30	21,50	3,13	28,80	1,06	36,00	0,36
7,30	42,59	14,50	9,86	21,80	3,02	29,00	1,03		
7,50	40,60	14,80	9,44	22,00	2,91	29,30	0,99		

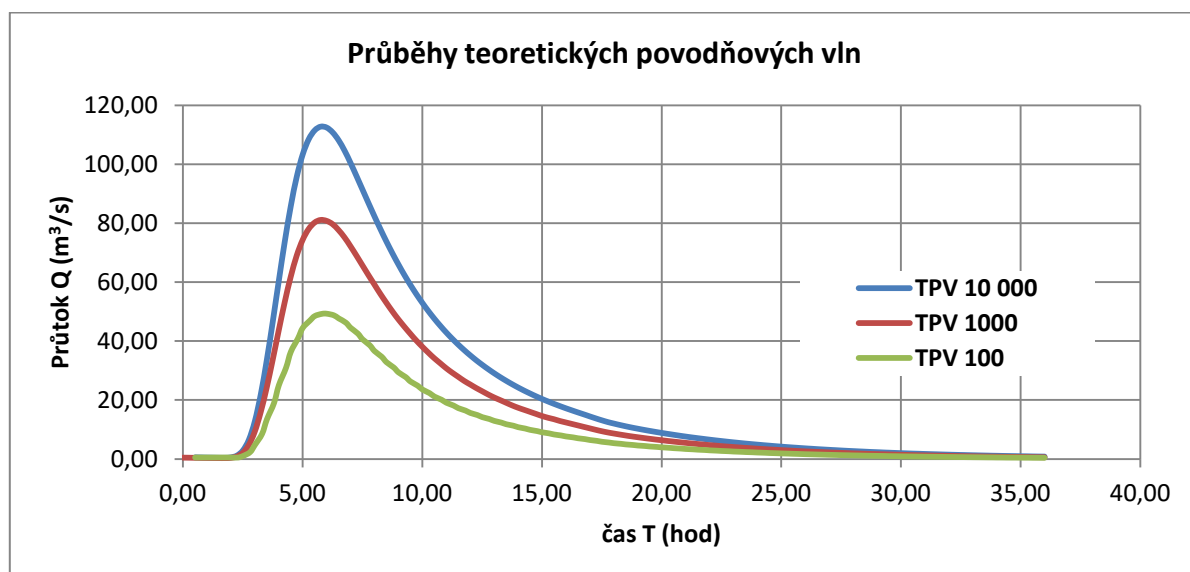
Příloha 3: Průběh teoretické povodňové vlny TPV 1000 [7]

T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0,00	0,47	7,25	69,00	14,50	16,00	21,75	4,90	29,00	1,67
0,25	0,44	7,50	65,70	14,75	15,30	22,00	4,72	29,25	1,61
0,50	0,41	7,75	62,40	15,00	14,60	22,25	4,55	29,50	1,55
0,75	0,38	8,00	59,20	15,25	14,00	22,50	4,38	29,75	1,49
1,00	0,36	8,25	56,00	15,50	13,50	22,75	4,22	30,00	1,44
1,25	0,33	8,50	53,00	15,75	12,90	23,00	4,07	30,25	1,38
1,50	0,31	8,75	50,10	16,00	12,40	23,25	3,92	30,50	1,33
1,75	0,30	9,00	47,40	16,25	11,90	23,50	3,78	30,75	1,28
2,00	0,40	9,25	44,90	16,50	11,40	23,75	3,64	31,00	1,24
2,25	0,84	9,50	42,50	16,75	10,90	24,00	3,51	31,25	1,19
2,50	2,09	9,75	40,20	17,00	10,40	24,25	3,38	31,50	1,15
2,75	4,71	10,00	38,10	17,25	9,90	24,50	3,25	31,75	1,11
3,00	9,25	10,25	36,10	17,50	9,43	24,75	3,14	32,00	1,07
3,25	15,90	10,50	34,20	17,75	9,01	25,00	3,02	32,25	1,03
3,50	24,20	10,75	32,50	18,00	8,65	25,25	2,91	32,50	0,99
3,75	33,60	11,00	30,80	18,25	8,31	25,50	2,80	32,75	0,95
4,00	43,50	11,25	29,30	18,50	7,98	25,75	2,70	33,00	0,92
4,25	53,10	11,50	27,90	18,75	7,67	26,00	2,60	33,25	0,89
4,50	61,70	11,75	26,50	19,00	7,39	26,25	2,51	33,50	0,85
4,75	68,90	12,00	25,30	19,25	7,12	26,50	2,42	33,75	0,82
5,00	74,30	12,25	24,10	19,50	6,86	26,75	2,33	34,00	0,79
5,25	78,00	12,50	23,00	19,75	6,61	27,00	2,24	34,25	0,76
5,50	80,20	12,75	21,90	20,00	6,37	27,25	2,16	34,50	0,74
5,75	<b>81,10</b>	13,00	20,90	20,25	6,13	27,50	2,08	34,75	0,71
6,00	80,80	13,25	20,00	20,50	5,91	27,75	2,01	35,00	0,68
6,25	79,70	13,50	19,10	20,75	5,69	28,00	1,93	35,25	0,66
6,50	77,70	13,75	18,20	21,00	5,48	28,25	1,86	35,50	0,63
6,75	75,20	14,00	17,40	21,25	5,28	28,50	1,79	35,75	0,61
7,00	72,20	14,25	16,70	21,50	5,09	28,75	1,73	36,00	0,59

Příloha 4: Průběh teoretické povodňové vlny TPV 10 000 [6]

T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hod)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0,50	0,57	7,75	86,77	15,00	20,37	22,25	6,33	29,50	2,15
0,75	0,53	8,00	82,27	15,25	19,52	22,50	6,10	29,75	2,07
1,00	0,49	8,25	77,91	15,50	18,71	22,75	5,87	30,00	2,00
1,25	0,46	8,50	73,72	15,75	17,94	23,00	5,66	30,25	1,92
1,50	0,43	8,75	69,74	16,00	17,20	23,25	5,45	30,50	1,85
1,75	0,42	9,00	65,96	16,25	16,49	23,50	5,25	30,75	1,79
2,00	0,56	9,25	62,39	16,50	15,80	23,75	5,06	31,00	1,72
2,25	1,17	9,50	59,04	16,75	15,13	24,00	4,88	31,25	1,66
2,50	2,91	9,75	55,89	17,00	14,44	24,25	4,70	31,50	1,60
2,75	6,56	10,00	52,94	17,25	13,77	24,50	4,53	31,75	1,54
3,00	12,87	10,25	50,17	17,50	13,12	24,75	4,36	32,00	1,48
3,25	22,09	10,50	47,59	17,75	12,53	25,00	4,20	32,25	1,43
3,50	33,68	10,75	45,17	18,00	12,03	25,25	4,05	32,50	1,38
3,75	46,78	11,00	42,90	18,25	11,55	25,50	3,90	32,75	1,33
4,00	60,50	11,25	40,78	18,50	11,10	25,75	3,76	33,00	1,28
4,25	73,83	11,50	38,79	18,75	10,67	26,00	3,62	33,25	1,23
4,50	85,83	11,75	36,92	19,00	10,28	26,25	3,49	33,50	1,19
4,75	95,81	12,00	35,16	19,25	9,90	26,50	3,36	33,75	1,14
5,00	103,38	12,25	33,50	19,50	9,54	26,75	3,24	34,00	1,10
5,25	108,50	12,50	31,95	19,75	9,19	27,00	3,12	34,25	1,06
5,50	111,51	12,75	30,48	20,00	8,85	27,25	3,01	34,50	1,02
5,75	<b>112,76</b>	13,00	29,09	20,25	8,53	27,50	2,90	34,75	0,99
6,00	112,44	13,25	27,78	20,50	8,22	27,75	2,79	35,00	0,95
6,25	110,81	13,50	26,54	20,75	7,91	28,00	2,69	35,25	0,92
6,50	108,12	13,75	25,37	21,00	7,62	28,25	2,59	35,50	0,88
6,75	104,57	14,00	24,26	21,25	7,34	28,50	2,50	35,75	0,85
7,00	100,39	14,25	23,21	21,50	7,08	28,75	2,40	36,00	0,82
7,25	95,91	14,50	22,22	21,75	6,82	29,00	2,32		
7,50	91,34	14,75	21,27	22,00	6,57	29,25	2,23		

Příloha 5: Průběhy teoretických povodňových vln.



Příloha 6: Transformace TPV 100 v nádrži VD Bělá – varianta šachtový přeliv.

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok O (m <sup>3</sup> /s)	bilance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
0,50	0,47	452,00	0,00	0,47	0,47	0,00	0,000	0,000
0,80	0,47	452,00	0,00	0,47	0,47	0,00	0,000	0,000
1,00	0,47	452,00	0,00	0,47	0,47	0,00	0,000	0,000
1,30	0,47	452,00	0,00	0,47	0,47	0,00	0,000	0,000
1,50	0,47	452,00	0,00	0,47	0,47	0,00	0,000	0,000
1,80	0,47	452,00	0,00	0,47	0,47	0,00	0,000	0,000
2,00	0,47	452,00	0,00	0,47	0,47	0,00	0,000	0,000
2,30	0,47	452,00	0,00	0,47	0,47	0,00	0,000	0,000
2,50	0,98	452,00	0,00	0,98	0,98	0,00	0,000	0,000
2,80	2,29	452,00	0,00	2,29	2,29	0,00	0,000	0,000
3,00	4,74	452,00	0,00	4,74	4,74	0,00	0,000	0,000
3,30	8,50	452,00	0,00	6,50	6,50	2,00	0,005	0,005
3,50	13,38	452,01	0,00	6,50	6,50	6,88	0,012	0,012
3,80	19,00	452,02	0,00	6,50	6,50	12,50	0,033	0,033
4,00	24,99	452,05	0,00	6,50	6,50	18,49	0,032	0,032
4,30	30,92	452,08	0,00	6,50	6,50	24,42	0,063	0,063
4,50	36,34	452,15	0,00	6,50	6,50	29,84	0,051	0,051
4,80	40,93	452,20	0,00	6,50	6,50	34,43	0,088	0,086
5,00	44,49	452,28	0,00	6,50	6,50	37,99	0,064	0,063
5,30	46,97	452,35	0,00	6,50	6,50	40,47	0,101	0,099
5,50	48,51	452,45	0,00	6,50	6,50	42,01	0,068	0,068
5,80	49,26	452,51	0,00	6,50	6,50	42,76	0,103	0,102
6,00	49,31	452,62	0,00	6,50	6,50	42,81	0,068	0,067
6,30	48,76	452,68	0,00	6,50	6,50	42,26	0,099	0,098
6,50	47,73	452,78	0,00	6,50	6,50	41,23	0,064	0,063
6,80	46,28	452,85	0,00	6,50	6,50	39,78	0,091	0,090
7,00	44,52	452,94	0,00	6,50	6,50	38,02	0,057	0,057
7,30	42,59	452,99	0,00	6,50	6,50	36,09	0,081	0,080
7,50	40,60	453,07	0,00	6,50	6,50	34,10	0,050	0,050
7,80	38,60	453,12	0,00	6,50	6,50	32,10	0,070	0,070
8,00	36,62	453,19	0,00	6,50	6,50	30,12	0,044	0,043
8,30	34,69	453,24	0,00	6,50	6,50	28,19	0,061	0,060
8,50	32,83	453,30	0,00	6,50	6,50	26,33	0,038	0,037
8,80	31,06	453,34	0,00	6,50	6,50	24,56	0,052	0,052
9,00	29,38	453,39	0,00	6,50	6,50	22,88	0,032	0,032
9,30	27,79	453,42	0,00	6,50	6,50	21,29	0,045	0,044
9,50	26,29	453,46	0,00	6,50	6,50	19,79	0,028	0,027
9,80	24,88	453,49	0,00	6,50	6,50	18,38	0,038	0,038
10,00	23,56	453,53	0,00	6,50	6,50	17,06	0,023	0,023
10,30	22,33	453,55	0,00	6,50	6,50	15,83	0,033	0,032
10,50	21,17	453,59	0,00	6,50	6,50	14,67	0,020	0,020
10,80	20,09	453,61	0,00	6,50	6,50	13,59	0,028	0,028

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok O (m <sup>3</sup> /s)	bilance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
11,00	19,08	453,63	0,00	6,50	6,50	12,58	0,017	0,017
11,30	18,13	453,65	0,00	6,50	6,50	11,63	0,024	0,024
11,50	17,24	453,67	0,00	6,50	6,50	10,74	0,014	0,014
11,80	16,41	453,69	0,00	6,50	6,50	9,91	0,020	0,020
12,00	15,62	453,71	0,00	6,50	6,50	9,12	0,012	0,012
12,30	14,88	453,72	0,00	6,50	6,50	8,38	0,017	0,017
12,50	14,19	453,74	0,00	6,50	6,50	7,69	0,010	0,010
12,80	13,53	453,75	0,00	6,50	6,50	7,03	0,014	0,014
13,00	12,92	453,76	0,00	6,50	6,50	6,42	0,009	0,009
13,30	12,33	453,77	0,00	6,50	6,50	5,83	0,012	0,012
13,50	11,78	453,78	0,00	6,50	6,50	5,28	0,007	0,007
13,80	11,28	453,79	0,00	6,50	6,50	4,78	0,010	0,010
14,00	10,77	453,80	0,00	6,50	6,50	4,27	0,006	0,006
14,30	10,30	453,80	0,00	6,50	6,50	3,80	0,008	0,008
14,50	9,86	453,81	0,00	6,50	6,50	3,36	0,004	0,004
14,80	9,44	453,82	0,00	6,50	6,50	2,94	0,006	0,006
15,00	9,04	453,82	0,00	6,50	6,50	2,54	0,003	0,003
15,30	8,66	453,83	0,00	6,50	6,50	2,16	0,004	0,004
15,50	8,30	453,83	0,00	6,50	6,50	1,80	0,002	0,002
15,80	7,95	453,83	0,00	6,50	6,50	1,45	0,003	0,003
16,00	7,63	453,83	0,00	6,50	6,50	1,13	0,001	0,001
16,30	7,31	453,84	0,00	6,50	6,50	0,81	0,002	0,002
16,50	7,01	453,84	0,00	6,50	6,50	0,51	0,001	0,001
16,80	6,71	453,84	0,00	6,50	6,50	0,21	0,000	0,000
17,00	6,41	453,84	0,00	6,50	6,50	-0,09	0,000	0,000
17,30	6,11	453,84	0,00	6,50	6,50	-0,39	-0,001	-0,001
17,50	5,82	453,84	0,00	6,50	6,50	-0,68	-0,001	-0,001
17,80	5,56	453,84	0,00	6,50	6,50	-0,94	-0,002	-0,002
18,00	5,33	453,84	0,00	6,50	6,50	-1,17	-0,002	-0,002
18,30	5,12	453,83	0,00	6,50	6,50	-1,38	-0,003	-0,003
18,50	4,92	453,83	0,00	6,50	6,50	-1,58	-0,002	-0,002
18,80	4,73	453,83	0,00	6,50	6,50	-1,77	-0,004	-0,004
19,00	4,55	453,83	0,00	6,50	6,50	-1,95	-0,003	-0,003
19,30	4,38	453,82	0,00	6,50	6,50	-2,12	-0,004	-0,004
19,50	4,22	453,82	0,00	6,50	6,50	-2,28	-0,003	-0,003
19,80	4,07	453,82	0,00	6,50	6,50	-2,43	-0,005	-0,005
20,00	3,92	453,81	0,00	6,50	6,50	-2,58	-0,003	-0,003
20,30	3,78	453,81	0,00	6,50	6,50	-2,72	-0,005	-0,005
20,50	3,64	453,80	0,00	6,50	6,50	-2,86	-0,004	-0,004
20,80	3,50	453,80	0,00	6,50	6,50	-3,00	-0,006	-0,006
21,00	3,37	453,79	0,00	6,50	6,50	-3,13	-0,004	-0,004
21,30	3,25	453,79	0,00	6,50	6,50	-3,25	-0,006	-0,006
21,50	3,13	453,78	0,00	6,50	6,50	-3,37	-0,004	-0,004
21,80	3,02	453,78	0,00	6,50	6,50	-3,48	-0,007	-0,007
22,00	2,91	453,77	0,00	6,50	6,50	-3,59	-0,005	-0,005

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok O (m <sup>3</sup> /s)	bilance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
22,30	2,80	453,77	0,00	6,50	6,50	-3,70	-0,007	-0,007
22,50	2,70	453,76	0,00	6,50	6,50	-3,80	-0,005	-0,005
22,80	2,60	453,75	0,00	6,50	6,50	-3,90	-0,008	-0,008
23,00	2,50	453,75	0,00	6,50	6,50	-4,00	-0,005	-0,005
23,30	2,41	453,74	0,00	6,50	6,50	-4,09	-0,008	-0,008
23,50	2,33	453,73	0,00	6,50	6,50	-4,17	-0,006	-0,006
23,80	2,24	453,73	0,00	6,50	6,50	-4,26	-0,009	-0,009
24,00	2,16	453,72	0,00	6,50	6,50	-4,34	-0,006	-0,006
24,30	2,08	453,71	0,00	6,50	6,50	-4,42	-0,009	-0,009
24,50	2,00	453,70	0,00	6,50	6,50	-4,50	-0,006	-0,006
24,80	1,93	453,70	0,00	6,50	6,50	-4,57	-0,009	-0,009
25,00	1,86	453,69	0,00	6,50	6,50	-4,64	-0,006	-0,006
25,30	1,79	453,68	0,00	6,50	6,50	-4,71	-0,010	-0,010
25,50	1,73	453,67	0,00	6,50	6,50	-4,77	-0,006	-0,006
25,80	1,66	453,67	0,00	6,50	6,50	-4,84	-0,010	-0,010
26,00	1,60	453,66	0,00	6,50	6,50	-4,90	-0,007	-0,007
26,30	1,54	453,65	0,00	6,50	6,50	-4,96	-0,010	-0,010
26,50	1,49	453,64	0,00	6,50	6,50	-5,01	-0,007	-0,007
26,80	1,43	453,63	0,00	6,50	6,50	-5,07	-0,010	-0,010
27,00	1,38	453,62	0,00	6,50	6,50	-5,12	-0,007	-0,007
27,30	1,33	453,61	0,00	6,50	6,50	-5,17	-0,011	-0,011
27,50	1,28	453,60	0,00	6,50	6,50	-5,22	-0,007	-0,007
27,80	1,24	453,60	0,00	6,50	6,50	-5,26	-0,011	-0,011
28,00	1,19	453,59	0,00	6,50	6,50	-5,31	-0,007	-0,007
28,30	1,15	453,58	0,00	6,50	6,50	-5,35	-0,011	-0,011
28,50	1,10	453,57	0,00	6,50	6,50	-5,40	-0,007	-0,007
28,80	1,06	453,56	0,00	6,50	6,50	-5,44	-0,011	-0,011
29,00	1,03	453,55	0,00	6,50	6,50	-5,47	-0,008	-0,008
29,30	0,99	453,54	0,00	6,50	6,50	-5,51	-0,011	-0,011
29,50	0,95	453,53	0,00	6,50	6,50	-5,55	-0,008	-0,008
29,80	0,92	453,52	0,00	6,50	6,50	-5,58	-0,012	-0,012
30,00	0,88	453,51	0,00	6,50	6,50	-5,62	-0,008	-0,008
30,30	0,85	453,50	0,00	6,50	6,50	-5,65	-0,012	-0,012
30,50	0,82	453,49	0,00	6,50	6,50	-5,68	-0,008	-0,008
30,80	0,79	453,48	0,00	6,50	6,50	-5,71	-0,012	-0,012
31,00	0,76	453,47	0,00	6,50	6,50	-5,74	-0,008	-0,008
31,30	0,73	453,46	0,00	6,50	6,50	-5,77	-0,012	-0,012
31,50	0,71	453,45	0,00	6,50	6,50	-5,79	-0,008	-0,008
31,80	0,68	453,44	0,00	6,50	6,50	-5,82	-0,012	-0,012
32,00	0,66	453,43	0,00	6,50	6,50	-5,84	-0,008	-0,008
32,30	0,63	453,42	0,00	6,50	6,50	-5,87	-0,012	-0,012
32,50	0,61	453,41	0,00	6,50	6,50	-5,89	-0,008	-0,008
32,80	0,59	453,40	0,00	6,50	6,50	-5,91	-0,012	-0,012
33,00	0,57	453,39	0,00	6,50	6,50	-5,93	-0,008	-0,008
33,30	0,55	453,38	0,00	6,50	6,50	-5,95	-0,013	-0,013



čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok O (m <sup>3</sup> /s)	bilance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
33,50	0,53	453,37	0,00	6,50	6,50	-5,97	-0,008	-0,008
33,80	0,51	453,36	0,00	6,50	6,50	-5,99	-0,013	-0,013
34,00	0,49	453,35	0,00	6,50	6,50	-6,01	-0,009	-0,009
34,30	0,47	453,34	0,00	6,50	6,50	-6,03	-0,013	-0,013
34,50	0,45	453,33	0,00	6,50	6,50	-6,05	-0,009	-0,009
34,80	0,44	453,32	0,00	6,50	6,50	-6,06	-0,013	-0,013
35,00	0,42	453,31	0,00	6,50	6,50	-6,08	-0,009	-0,009
35,30	0,41	453,30	0,00	6,50	6,50	-6,09	-0,013	-0,013
35,50	0,39	453,28	0,00	6,50	6,50	-6,11	-0,009	-0,009
35,80	0,38	453,28	0,00	6,50	6,50	-6,12	-0,013	-0,013
36,00	0,36	453,26	0,00	6,50	6,50	-6,14	-0,009	-0,009

Příloha 7: Transformace TPV 1000 v nádrži VD Bělá - varianta šachtový přeliv

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok (m <sup>3</sup> /s)	bilance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
0,00	0,47	452,00	0,00	0,15	0,15	0,32	0,001	0,001
0,25	0,44	452,00	0,00	0,15	0,15	0,29	0,001	0,001
0,50	0,41	452,00	0,00	0,15	0,15	0,26	0,001	0,001
0,75	0,38	452,00	0,00	0,15	0,15	0,23	0,001	0,001
1,00	0,36	452,00	0,00	0,15	0,15	0,21	0,000	0,000
1,25	0,33	452,00	0,00	0,15	0,15	0,18	0,000	0,000
1,50	0,31	452,00	0,00	0,15	0,15	0,16	0,000	0,000
1,75	0,30	452,00	0,00	0,15	0,15	0,15	0,000	0,000
2,00	0,40	452,00	0,00	0,15	0,15	0,25	0,001	0,001
2,25	0,84	452,00	0,00	0,15	0,15	0,69	0,002	0,002
2,50	2,09	452,01	0,00	0,15	0,15	1,94	0,004	0,004
2,75	4,71	452,01	0,00	6,22	6,22	-1,51	-0,003	-0,003
3,00	9,25	452,01	0,00	6,22	6,22	3,03	0,007	0,007
3,25	15,90	452,01	0,00	6,22	6,22	9,68	0,021	0,021
3,50	24,20	452,03	0,00	6,22	6,22	17,98	0,039	0,039
3,75	33,60	452,07	0,00	6,24	6,24	27,36	0,059	0,059
4,00	43,50	452,13	0,00	6,25	6,25	37,25	0,080	0,079
4,25	53,10	452,21	0,00	6,28	6,28	46,82	0,099	0,097
4,50	61,70	452,31	0,00	6,31	6,31	55,39	0,115	0,113
4,75	68,90	452,42	0,00	6,34	6,34	62,56	0,128	0,125
5,00	74,30	452,55	0,00	6,38	6,38	67,92	0,136	0,133
5,25	78,00	452,69	0,00	6,42	6,42	71,58	0,140	0,137
5,50	80,20	452,82	0,00	6,46	6,46	73,74	0,141	0,138
5,75	81,10	452,96	0,00	6,51	6,51	74,59	0,140	0,137
6,00	80,80	453,10	0,00	6,55	6,55	74,25	0,136	0,133
6,25	79,70	453,24	0,00	6,59	6,59	73,11	0,131	0,129
6,50	77,70	453,37	0,00	6,62	6,62	71,08	0,125	0,123

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok (m <sup>3</sup> /s)	bilance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
6,75	75,20	453,49	0,00	6,66	6,66	68,54	0,119	0,117
7,00	72,20	453,61	0,00	6,69	6,69	65,51	0,111	0,110
7,25	69,00	453,72	0,00	6,73	6,73	62,27	0,104	0,103
7,50	65,70	453,82	0,00	6,76	6,76	58,94	0,097	0,096
7,75	62,40	453,92	0,00	6,78	6,78	55,62	0,091	0,089
8,00	59,20	454,01	0,00	6,81	6,81	52,39	0,084	0,083
8,25	56,00	454,09	0,00	6,83	6,83	49,17	0,078	0,076
8,50	53,00	454,17	0,82	6,85	7,67	45,33	0,071	0,068
8,75	50,10	454,24	2,29	6,87	9,17	40,93	0,064	0,060
9,00	47,40	454,30	3,98	6,89	10,87	36,53	0,056	0,053
9,25	44,90	454,36	5,71	6,91	12,61	32,29	0,049	0,047
9,50	42,50	454,40	7,38	6,92	14,30	28,20	0,043	0,040
9,75	40,20	454,45	8,94	6,93	15,87	24,33	0,037	0,034
10,00	38,10	454,48	10,36	6,94	17,30	20,80	0,031	0,029
10,25	36,10	454,51	11,61	6,95	18,56	17,54	0,026	0,025
10,50	34,20	454,54	12,70	6,96	19,66	14,54	0,022	0,020
10,75	32,50	454,56	13,63	6,96	20,59	11,91	0,018	0,017
11,00	30,80	454,58	14,40	6,97	21,37	9,43	0,014	0,013
11,25	29,30	454,59	15,02	6,97	21,99	7,31	0,011	0,010
11,50	27,90	454,60	15,50	6,97	22,48	5,42	0,008	0,007
11,75	26,50	454,61	15,86	6,98	22,84	3,66	0,005	0,005
12,00	25,30	454,61	16,11	6,98	23,09	2,21	0,003	0,003
12,25	24,10	454,62	16,26	6,98	23,24	0,86	0,001	0,001
12,50	23,00	454,62	16,32	6,98	23,30	-0,30	0,000	0,000
12,75	21,90	454,62	16,30	6,98	23,28	-1,38	-0,002	-0,002
13,00	20,90	454,62	16,20	6,98	23,18	-2,28	-0,003	-0,003
13,25	20,00	454,61	16,05	6,98	23,03	-3,03	-0,004	-0,004
13,50	19,10	454,61	15,85	6,98	22,82	-3,72	-0,006	-0,005
13,75	18,20	454,60	15,60	6,98	22,57	-4,37	-0,006	-0,006
14,00	17,40	454,60	15,31	6,97	22,28	-4,88	-0,007	-0,007
14,25	16,70	454,59	14,98	6,97	21,96	-5,26	-0,008	-0,007
14,50	16,00	454,58	14,64	6,97	21,61	-5,61	-0,008	-0,008
14,75	15,30	454,57	14,27	6,97	21,24	-5,94	-0,009	-0,008
15,00	14,60	454,56	13,89	6,96	20,85	-6,25	-0,009	-0,009
15,25	14,00	454,56	13,49	6,96	20,45	-6,45	-0,010	-0,009
15,50	13,50	454,55	13,07	6,96	20,03	-6,53	-0,010	-0,009
15,75	12,90	454,54	12,66	6,96	19,62	-6,72	-0,010	-0,009
16,00	12,40	454,53	12,24	6,95	19,19	-6,79	-0,010	-0,010
16,25	11,90	454,52	11,82	6,95	18,77	-6,87	-0,010	-0,010
16,50	11,40	454,51	11,40	6,95	18,35	-6,95	-0,010	-0,010
16,75	10,90	454,50	10,98	6,95	17,92	-7,02	-0,011	-0,010
17,00	10,40	454,49	10,55	6,94	17,50	-7,10	-0,011	-0,010
17,25	9,90	454,48	10,13	6,94	17,07	-7,17	-0,011	-0,010
17,50	9,43	454,47	9,71	6,94	16,65	-7,22	-0,011	-0,010
17,75	9,01	454,46	9,29	6,93	16,23	-7,22	-0,011	-0,010

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok (m <sup>3</sup> /s)	balance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
18,00	8,65	454,44	8,88	6,93	15,81	-7,16	-0,011	-0,010
18,25	8,31	454,43	8,48	6,93	15,41	-7,10	-0,011	-0,010
18,50	7,98	454,42	8,08	6,93	15,01	-7,03	-0,011	-0,010
18,75	7,67	454,41	7,70	6,92	14,62	-6,95	-0,011	-0,010
19,00	7,39	454,40	7,32	6,92	14,24	-6,85	-0,010	-0,010
19,25	7,12	454,39	6,96	6,92	13,87	-6,75	-0,010	-0,010
19,50	6,86	454,38	6,60	6,91	13,52	-6,66	-0,010	-0,010
19,75	6,61	454,37	6,26	6,91	13,17	-6,56	-0,010	-0,010
20,00	6,37	454,36	5,93	6,91	12,83	-6,46	-0,010	-0,009
20,25	6,13	454,35	5,60	6,91	12,51	-6,38	-0,010	-0,009
20,50	5,91	454,34	5,29	6,90	12,19	-6,28	-0,010	-0,009
20,75	5,69	454,33	4,99	6,90	11,89	-6,20	-0,010	-0,009
21,00	5,48	454,33	4,69	6,90	11,59	-6,11	-0,009	-0,009
21,25	5,28	454,32	4,41	6,90	11,31	-6,03	-0,009	-0,009
21,50	5,09	454,31	4,14	6,89	11,03	-5,94	-0,009	-0,009
21,75	4,90	454,30	3,87	6,89	10,76	-5,86	-0,009	-0,009
22,00	4,72	454,29	3,61	6,89	10,50	-5,78	-0,009	-0,009
22,25	4,55	454,28	3,37	6,89	10,25	-5,70	-0,009	-0,008
22,50	4,38	454,27	3,13	6,88	10,01	-5,63	-0,009	-0,008
22,75	4,22	454,26	2,90	6,88	9,78	-5,56	-0,009	-0,008
23,00	4,07	454,26	2,68	6,88	9,55	-5,48	-0,009	-0,008
23,25	3,92	454,25	2,46	6,88	9,34	-5,42	-0,008	-0,008
23,50	3,78	454,24	2,26	6,87	9,13	-5,35	-0,008	-0,008
23,75	3,64	454,23	2,06	6,87	8,93	-5,29	-0,008	-0,008
24,00	3,51	454,22	1,87	6,87	8,74	-5,23	-0,008	-0,008
24,25	3,38	454,21	1,69	6,87	8,56	-5,18	-0,008	-0,008
24,50	3,25	454,21	1,52	6,86	8,38	-5,13	-0,008	-0,008
24,75	3,14	454,20	1,35	6,86	8,21	-5,07	-0,008	-0,008
25,00	3,02	454,19	1,19	6,86	8,05	-5,03	-0,008	-0,008
25,25	2,91	454,18	1,04	6,86	7,90	-4,99	-0,008	-0,008
25,50	2,80	454,17	0,90	6,86	7,75	-4,95	-0,008	-0,008
25,75	2,70	454,17	0,76	6,85	7,62	-4,92	-0,008	-0,008
26,00	2,60	454,16	0,64	6,85	7,49	-4,89	-0,008	-0,008
26,25	2,51	454,15	0,52	6,85	7,37	-4,86	-0,008	-0,007
26,50	2,42	454,14	0,41	6,85	7,26	-4,84	-0,008	-0,007
26,75	2,33	454,14	0,31	6,85	7,16	-4,83	-0,008	-0,007
27,00	2,24	454,13	0,22	6,84	7,06	-4,82	-0,008	-0,008
27,25	2,16	454,12	0,14	6,84	6,98	-4,82	-0,008	-0,008
27,50	2,08	454,11	0,07	6,84	6,91	-4,83	-0,008	-0,008
27,75	2,01	454,11	0,02	6,84	6,86	-4,85	-0,008	-0,008
28,00	1,93	454,10	0,00	6,83	6,83	-4,90	-0,008	-0,008
28,25	1,86	454,09	0,00	6,83	6,83	-4,97	-0,008	-0,008
28,50	1,79	454,08	0,00	6,83	6,83	-5,04	-0,008	-0,008
28,75	1,73	454,08	0,00	6,83	6,83	-5,10	-0,008	-0,008
29,00	1,67	454,07	0,00	6,83	6,83	-5,16	-0,008	-0,008

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok (m <sup>3</sup> /s)	balance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
29,25	1,61	454,06	0,00	6,82	6,82	-5,21	-0,008	-0,008
29,50	1,55	454,05	0,00	6,82	6,82	-5,27	-0,008	-0,008
29,75	1,49	454,04	0,00	6,82	6,82	-5,33	-0,009	-0,009
30,00	1,44	454,03	0,00	6,82	6,82	-5,38	-0,009	-0,009
30,25	1,38	454,02	0,00	6,81	6,81	-5,43	-0,009	-0,009
30,50	1,33	454,02	0,00	6,81	6,81	-5,48	-0,009	-0,009
30,75	1,28	454,01	0,00	6,81	6,81	-5,53	-0,009	-0,009
31,00	1,24	454,00	0,00	6,81	6,81	-5,57	-0,009	-0,009
31,25	1,19	453,99	0,00	6,80	6,80	-5,61	-0,009	-0,009
31,50	1,15	453,98	0,00	6,80	6,80	-5,65	-0,009	-0,009
31,75	1,11	453,97	0,00	6,80	6,80	-5,69	-0,009	-0,009
32,00	1,07	453,96	0,00	6,80	6,80	-5,73	-0,009	-0,009
32,25	1,03	453,95	0,00	6,79	6,79	-5,76	-0,009	-0,009
32,50	0,99	453,94	0,00	6,79	6,79	-5,80	-0,009	-0,009
32,75	0,95	453,93	0,00	6,79	6,79	-5,83	-0,009	-0,009
33,00	0,92	453,92	0,00	6,78	6,78	-5,87	-0,010	-0,010
33,25	0,89	453,92	0,00	6,78	6,78	-5,90	-0,010	-0,010
33,50	0,85	453,91	0,00	6,78	6,78	-5,93	-0,010	-0,010
33,75	0,82	453,90	0,00	6,78	6,78	-5,95	-0,010	-0,010
34,00	0,79	453,89	0,00	6,77	6,77	-5,98	-0,010	-0,010
34,25	0,76	453,88	0,00	6,77	6,77	-6,01	-0,010	-0,010
34,50	0,74	453,87	0,00	6,77	6,77	-6,03	-0,010	-0,010
34,75	0,71	453,86	0,00	6,77	6,77	-6,06	-0,010	-0,010
35,00	0,68	453,85	0,00	6,76	6,76	-6,08	-0,010	-0,010
35,25	0,66	453,84	0,00	6,76	6,76	-6,10	-0,010	-0,010
35,50	0,63	453,83	0,00	6,76	6,76	-6,12	-0,010	-0,010
35,75	0,61	453,82	0,00	6,75	6,75	-6,14	-0,010	-0,010
36,00	0,59	453,81	0,00	6,75	6,75	-6,16	-0,010	-0,010

Příloha 8: Transformace TPV 10 000 v nádrži VD Bělá - varianta šachtový přeliv.

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok (m <sup>3</sup> /s)	balance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
0,50	0,57	452,00	0,00	0,15	0,15	0,42	0,001	0,001
0,75	0,53	452,00	0,00	0,15	0,15	0,38	0,001	0,001
1,00	0,49	452,00	0,00	0,15	0,15	0,34	0,001	0,001
1,25	0,46	452,00	0,00	0,15	0,15	0,31	0,001	0,001
1,50	0,43	452,00	0,00	0,15	0,15	0,28	0,001	0,001
1,75	0,42	452,00	0,00	0,15	0,15	0,27	0,001	0,001
2,00	0,56	452,00	0,00	0,15	0,15	0,41	0,001	0,001
2,25	1,17	452,01	0,00	0,15	0,15	1,02	0,002	0,002
2,50	2,91	452,01	0,00	0,15	0,15	2,76	0,006	0,006
2,75	6,56	452,01	0,00	0,15	0,15	6,41	0,014	0,014

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok (m <sup>3</sup> /s)	balance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
3,00	12,87	452,03	0,00	0,15	0,15	12,72	0,028	0,028
3,25	22,09	452,06	0,00	6,23	6,23	15,86	0,034	0,034
3,50	33,68	452,09	0,00	6,24	6,24	27,44	0,059	0,059
3,75	46,78	452,15	0,00	6,26	6,26	40,52	0,087	0,085
4,00	60,50	452,23	0,00	6,29	6,29	54,21	0,114	0,112
4,25	73,83	452,35	0,00	6,32	6,32	67,51	0,140	0,136
4,50	85,83	452,49	0,00	6,36	6,36	79,47	0,161	0,157
4,75	95,81	452,64	0,00	6,41	6,41	89,40	0,176	0,171
5,00	103,38	452,82	0,00	6,46	6,46	96,92	0,186	0,180
5,25	108,50	453,00	0,00	6,52	6,52	101,98	0,190	0,185
5,50	111,51	453,19	0,00	6,57	6,57	104,94	0,190	0,185
5,75	112,76	453,38	0,00	6,63	6,63	106,13	0,187	0,182
6,00	112,44	453,56	0,00	6,68	6,68	105,76	0,181	0,176
6,25	110,81	453,74	0,00	6,73	6,73	104,08	0,174	0,170
6,50	108,12	453,91	0,00	6,78	6,78	101,34	0,165	0,161
6,75	104,57	454,07	0,00	6,83	6,83	97,74	0,156	0,149
7,00	100,39	454,23	1,98	6,87	8,85	91,54	0,143	0,134
7,25	95,91	454,36	5,98	6,91	12,89	83,02	0,127	0,118
7,50	91,34	454,49	10,57	6,94	17,51	73,83	0,111	0,102
7,75	86,77	454,59	15,23	6,97	22,20	64,57	0,096	0,088
8,00	82,27	454,69	19,67	7,00	26,66	55,61	0,082	0,075
8,25	77,91	454,76	23,72	7,02	30,74	47,17	0,069	0,062
8,50	73,72	454,83	27,32	7,04	34,36	39,36	0,057	0,052
8,75	69,74	454,88	30,42	7,05	37,47	32,27	0,046	0,042
9,00	65,96	454,93	33,02	7,06	40,08	25,88	0,037	0,033
9,25	62,39	454,96	35,14	7,07	42,22	20,17	0,029	0,026
9,50	59,04	454,99	36,82	7,08	43,90	15,14	0,021	0,019
9,75	55,89	455,01	38,10	7,09	45,18	10,71	0,015	0,014
10,00	52,94	455,03	39,00	7,09	46,09	6,85	0,010	0,009
10,25	50,17	455,03	39,58	7,09	46,68	3,49	0,005	0,004
10,50	47,59	455,04	39,88	7,09	46,98	0,61	0,001	0,001
10,75	45,17	455,04	39,93	7,10	47,03	-1,86	-0,003	-0,002
11,00	42,90	455,04	39,78	7,09	46,87	-3,97	-0,006	-0,005
11,25	40,78	455,03	39,44	7,09	46,53	-5,75	-0,008	-0,007
11,50	38,79	455,02	38,95	7,09	46,04	-7,25	-0,010	-0,009
11,75	36,92	455,01	38,33	7,09	45,42	-8,50	-0,012	-0,011
12,00	35,16	455,00	37,62	7,09	44,70	-9,54	-0,013	-0,012
12,25	33,50	454,99	36,82	7,08	43,90	-10,40	-0,015	-0,013
12,50	31,95	454,98	35,95	7,08	43,03	-11,08	-0,016	-0,014
12,75	30,48	454,96	35,03	7,07	42,10	-11,62	-0,016	-0,015
13,00	29,09	454,95	34,07	7,07	41,14	-12,05	-0,017	-0,016
13,25	27,78	454,93	33,09	7,06	40,15	-12,37	-0,018	-0,016
13,50	26,54	454,91	32,08	7,06	39,14	-12,60	-0,018	-0,016
13,75	25,37	454,89	31,07	7,06	38,12	-12,75	-0,018	-0,017

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok (m <sup>3</sup> /s)	balance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
14,00	24,26	454,88	30,05	7,05	37,10	-12,84	-0,018	-0,017
14,25	23,21	454,86	29,03	7,05	36,08	-12,87	-0,018	-0,017
14,50	22,22	454,84	28,02	7,04	35,06	-12,84	-0,018	-0,017
14,75	21,27	454,82	27,02	7,04	34,06	-12,79	-0,018	-0,017
15,00	20,37	454,81	26,04	7,03	33,07	-12,70	-0,018	-0,017
15,25	19,52	454,79	25,07	7,03	32,09	-12,57	-0,018	-0,017
15,50	18,71	454,77	24,12	7,02	31,14	-12,43	-0,018	-0,017
15,75	17,94	454,75	23,19	7,02	30,21	-12,27	-0,018	-0,017
16,00	17,20	454,74	22,28	7,01	29,29	-12,09	-0,018	-0,016
16,25	16,49	454,72	21,40	7,01	28,40	-11,91	-0,017	-0,016
16,50	15,80	454,70	20,53	7,00	27,54	-11,74	-0,017	-0,016
16,75	15,13	454,69	19,69	7,00	26,69	-11,56	-0,017	-0,016
17,00	14,44	454,67	18,88	6,99	25,87	-11,43	-0,017	-0,016
17,25	13,77	454,65	18,08	6,99	25,07	-11,30	-0,017	-0,015
17,50	13,12	454,64	17,30	6,98	24,28	-11,16	-0,016	-0,015
17,75	12,53	454,62	16,53	6,98	23,52	-10,99	-0,016	-0,015
18,00	12,03	454,61	15,79	6,98	22,77	-10,74	-0,016	-0,015
18,25	11,55	454,59	15,08	6,97	22,05	-10,50	-0,016	-0,015
18,50	11,10	454,58	14,39	6,97	21,36	-10,26	-0,015	-0,014
18,75	10,67	454,56	13,72	6,96	20,69	-10,02	-0,015	-0,014
19,00	10,28	454,55	13,08	6,96	20,04	-9,76	-0,015	-0,014
19,25	9,90	454,53	12,47	6,96	19,42	-9,52	-0,014	-0,013
19,50	9,54	454,52	11,88	6,95	18,83	-9,29	-0,014	-0,013
19,75	9,19	454,51	11,31	6,95	18,25	-9,06	-0,014	-0,013
20,00	8,85	454,49	10,76	6,94	17,70	-8,85	-0,013	-0,013
20,25	8,53	454,48	10,23	6,94	17,17	-8,64	-0,013	-0,012
20,50	8,22	454,47	9,72	6,94	16,66	-8,44	-0,013	-0,012
20,75	7,91	454,45	9,23	6,93	16,17	-8,26	-0,012	-0,012
21,00	7,62	454,44	8,76	6,93	15,69	-8,07	-0,012	-0,012
21,25	7,34	454,43	8,31	6,93	15,24	-7,90	-0,012	-0,011
21,50	7,08	454,42	7,87	6,92	14,80	-7,72	-0,012	-0,011
21,75	6,82	454,41	7,45	6,92	14,37	-7,55	-0,012	-0,011
22,00	6,57	454,40	7,05	6,92	13,97	-7,40	-0,011	-0,011
22,25	6,33	454,38	6,66	6,91	13,58	-7,25	-0,011	-0,010
22,50	6,10	454,37	6,29	6,91	13,20	-7,10	-0,011	-0,010
22,75	5,87	454,36	5,93	6,91	12,83	-6,96	-0,011	-0,010
23,00	5,66	454,35	5,58	6,91	12,48	-6,82	-0,010	-0,010
23,25	5,45	454,34	5,24	6,90	12,15	-6,70	-0,010	-0,010
23,50	5,25	454,33	4,92	6,90	11,82	-6,57	-0,010	-0,010
23,75	5,06	454,32	4,61	6,90	11,51	-6,45	-0,010	-0,009
24,00	4,88	454,31	4,31	6,89	11,21	-6,33	-0,010	-0,009
24,25	4,70	454,30	4,03	6,89	10,92	-6,22	-0,010	-0,009
24,50	4,53	454,29	3,75	6,89	10,64	-6,11	-0,009	-0,009
24,75	4,36	454,29	3,49	6,89	10,38	-6,02	-0,009	-0,009
25,00	4,20	454,28	3,23	6,88	10,12	-5,92	-0,009	-0,009

čas (h)	přítok (m <sup>3</sup> /s)	hladina H (m n.m.)	odtok z nádrže		celkový odtok (m <sup>3</sup> /s)	bilance P-O (m <sup>3</sup> /s)	koeficient k <sub>1</sub> (-)	koeficient k <sub>2</sub> (-)
			Q <sub>BP</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>SV</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
25,25	4,05	454,27	2,99	6,88	9,87	-5,82	-0,009	-0,009
25,50	3,90	454,26	2,75	6,88	9,63	-5,73	-0,009	-0,009
25,75	3,76	454,25	2,53	6,88	9,41	-5,65	-0,009	-0,008
26,00	3,62	454,24	2,31	6,87	9,19	-5,57	-0,009	-0,008
26,25	3,49	454,23	2,11	6,87	8,98	-5,49	-0,009	-0,008
26,50	3,36	454,22	1,91	6,87	8,78	-5,42	-0,008	-0,008
26,75	3,24	454,22	1,72	6,87	8,59	-5,35	-0,008	-0,008
27,00	3,12	454,21	1,54	6,86	8,41	-5,29	-0,008	-0,008
27,25	3,01	454,20	1,37	6,86	8,23	-5,22	-0,008	-0,008
27,50	2,90	454,19	1,21	6,86	8,07	-5,17	-0,008	-0,008
27,75	2,79	454,18	1,05	6,86	7,91	-5,12	-0,008	-0,008
28,00	2,69	454,18	0,90	6,86	7,76	-5,07	-0,008	-0,008
28,25	2,59	454,17	0,77	6,85	7,62	-5,03	-0,008	-0,008
28,50	2,50	454,16	0,64	6,85	7,49	-4,99	-0,008	-0,008
28,75	2,40	454,15	0,52	6,85	7,37	-4,97	-0,008	-0,008
29,00	2,32	454,14	0,40	6,85	7,25	-4,93	-0,008	-0,008
29,25	2,23	454,14	0,30	6,84	7,15	-4,92	-0,008	-0,008
29,50	2,15	454,13	0,21	6,84	7,05	-4,90	-0,008	-0,008
29,75	2,07	454,12	0,13	6,84	6,97	-4,90	-0,008	-0,008
30,00	2,00	454,11	0,07	6,84	6,90	-4,90	-0,008	-0,008
30,25	1,92	454,11	0,02	6,84	6,85	-4,93	-0,008	-0,008
30,50	1,85	454,10	0,00	6,83	6,83	-4,98	-0,008	-0,008
30,75	1,79	454,09	0,00	6,83	6,83	-5,04	-0,008	-0,008
31,00	1,72	454,08	0,00	6,83	6,83	-5,11	-0,008	-0,008
31,25	1,66	454,07	0,00	6,83	6,83	-5,17	-0,008	-0,008
31,50	1,60	454,07	0,00	6,82	6,82	-5,22	-0,008	-0,008
31,75	1,54	454,06	0,00	6,82	6,82	-5,28	-0,008	-0,008
32,00	1,48	454,05	0,00	6,82	6,82	-5,34	-0,009	-0,009
32,25	1,43	454,04	0,00	6,82	6,82	-5,39	-0,009	-0,009
32,50	1,38	454,03	0,00	6,82	6,82	-5,44	-0,009	-0,009
32,75	1,33	454,02	0,00	6,81	6,81	-5,48	-0,009	-0,009
33,00	1,28	454,01	0,00	6,81	6,81	-5,53	-0,009	-0,009
33,25	1,23	454,00	0,00	6,81	6,81	-5,58	-0,009	-0,009
33,50	1,19	454,00	0,00	6,81	6,81	-5,62	-0,009	-0,009
33,75	1,14	453,99	0,00	6,80	6,80	-5,66	-0,009	-0,009
34,00	1,10	453,98	0,00	6,80	6,80	-5,70	-0,009	-0,009
34,25	1,06	453,97	0,00	6,80	6,80	-5,74	-0,009	-0,009
34,50	1,02	453,96	0,00	6,79	6,79	-5,77	-0,009	-0,009
34,75	0,99	453,95	0,00	6,79	6,79	-5,80	-0,009	-0,009
35,00	0,95	453,94	0,00	6,79	6,79	-5,84	-0,009	-0,009
35,25	0,92	453,93	0,00	6,79	6,79	-5,87	-0,010	-0,010
35,50	0,88	453,92	0,00	6,78	6,78	-5,90	-0,010	-0,010
35,75	0,85	453,91	0,00	6,78	6,78	-5,93	-0,010	-0,010
36,00	0,82	453,90	0,00	6,78	6,78	-5,96	-0,010	-0,010

Příloha 9: Konsumpční křivky spodních výpustí

kóta hladiny H (m n.m)	spád h (m)	Q 1 výpust při % otevření (m <sup>3</sup> /s)				Q 2 výpusti při % otevření (m <sup>3</sup> /s)				pozn.
		25%	50%	75%	100%	25%	50%	75%	100%	
442,20	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	vtok
442,50	0,30	0,14	0,27	0,41	0,54	0,27	0,54	0,81	1,08	
443,00	0,80	0,22	0,44	0,66	0,88	0,44	0,88	1,32	1,77	
443,50	1,30	0,28	0,56	0,84	1,13	0,56	1,13	1,69	2,25	
444,00	1,80	0,33	0,66	0,99	1,32	0,66	1,32	1,99	2,65	
444,50	2,30	0,37	0,75	1,12	1,50	0,75	1,50	2,25	2,99	
445,00	2,80	0,41	0,83	1,24	1,65	0,83	1,65	2,48	3,30	
445,50	3,30	0,45	0,90	1,35	1,79	0,90	1,79	2,69	3,59	
446,00	3,80	0,48	0,96	1,44	1,92	0,96	1,92	2,89	3,85	
446,50	4,30	0,51	1,02	1,54	2,05	1,02	2,05	3,07	4,09	
447,00	4,80	0,54	1,08	1,62	2,16	1,08	2,16	3,24	4,33	
447,50	5,30	0,57	1,14	1,70	2,27	1,14	2,27	3,41	4,55	
448,00	5,80	0,59	1,19	1,78	2,38	1,19	2,38	3,57	4,76	
448,50	6,30	0,62	1,24	1,86	2,48	1,24	2,48	3,72	4,96	
449,00	6,80	0,64	1,29	1,93	2,57	1,29	2,57	3,86	5,15	
449,50	7,30	0,67	1,33	2,00	2,67	1,33	2,67	4,00	5,33	
450,00	7,80	0,69	1,38	2,07	2,76	1,38	2,76	4,14	5,51	
450,50	8,30	0,71	1,42	2,13	2,84	1,42	2,84	4,27	5,69	
451,00	8,80	0,73	1,46	2,20	2,93	1,46	2,93	4,39	5,86	
451,50	9,30	0,75	1,51	2,26	3,01	1,51	3,01	4,52	6,02	
452,00	9,80	0,77	1,55	2,32	3,09	1,55	3,09	4,64	6,18	Hz
452,50	10,30	0,79	1,58	2,38	3,17	1,58	3,17	4,75	6,34	
453,00	10,80	0,81	1,62	2,43	3,24	1,62	3,24	4,87	6,49	
453,50	11,30	0,83	1,66	2,49	3,32	1,66	3,32	4,98	6,64	
454,00	11,80	0,85	1,70	2,54	3,39	1,70	3,39	5,09	6,78	
454,10	11,90	0,85	1,70	2,55	3,41	1,70	3,41	5,11	6,81	H <sub>přeliv</sub>
454,50	12,30	0,87	1,73	2,60	3,46	1,73	3,46	5,19	6,92	
454,62	12,42	0,87	1,74	2,61	3,48	1,74	3,48	5,22	6,96	
455,00	12,80	0,88	1,77	2,65	3,53	1,77	3,53	5,30	7,06	
455,04	12,84	0,88	1,77	2,65	3,54	1,77	3,54	5,31	7,08	KMH
455,04	12,84	0,88	1,77	2,65	3,54	1,77	3,54	5,31	7,08	MBH



Příloha 10: Konsumpční křivky sanačního potrubí.

kóta hladiny H (m n.m)	spád h (m)	Q při % otevření (m <sup>3</sup> /s)				pozn.
		25%	50%	75%	100%	
442,2	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	
442,5	0,3	0,03	0,06	0,08	0,11	
443,0	0,8	0,05	0,09	0,14	0,18	
443,5	1,3	0,06	0,12	0,18	0,23	
444,0	1,8	0,07	0,14	0,21	0,28	
444,5	2,3	0,08	0,16	0,23	0,31	
445,0	2,8	0,09	0,17	0,26	0,34	
445,5	3,3	0,09	0,19	0,28	0,37	
446,0	3,8	0,10	0,20	0,30	0,40	
446,5	4,3	0,11	0,21	0,32	0,43	
447,0	4,8	0,11	0,23	0,34	0,45	
447,5	5,3	0,12	0,24	0,36	0,47	
448,0	5,8	0,12	0,25	0,37	0,50	
448,5	6,3	0,13	0,26	0,39	0,52	
449,0	6,8	0,13	0,27	0,40	0,54	
449,5	7,3	0,14	0,28	0,42	0,56	
450,0	7,8	0,14	0,29	0,43	0,57	
450,5	8,3	0,15	0,30	0,44	0,59	
451,0	8,8	0,15	0,31	0,46	0,61	
451,5	9,3	0,16	0,31	0,47	0,63	
452,0	9,8	0,16	0,32	0,48	0,64	Hz
452,5	10,3	0,17	0,33	0,50	0,66	
453,0	10,8	0,17	0,34	0,51	0,68	
453,5	11,3	0,17	0,35	0,52	0,69	
454,0	11,8	0,18	0,35	0,53	0,71	H <sub>přeliv</sub>
454,1	11,9	0,18	0,35	0,53	<b>0,71</b>	

Příloha 11: Výpočet kapacity odpadní chodby šachtového přelivu a spodních výpustí.

y (m)	S (m <sup>2</sup> )	O (m)	R (m)	c (m <sup>0,5</sup> /s)	v (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Fr (-)	proudění	průtok
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	
0,05	0,15	3,10	0,05	40,24	0,77	0,11	1,09	bystřinné	>Q <sub>365,d</sub>
0,10	0,30	3,20	0,09	44,93	1,19	0,36	1,20	bystřinné	>Q <sub>150,d</sub>
0,20	0,60	3,40	0,18	49,93	1,82	1,09	1,30	bystřinné	>Q <sub>30,d</sub>
0,30	0,90	3,60	0,25	52,91	2,29	2,06	1,34	bystřinné	
0,40	1,20	3,80	0,32	55,01	2,68	3,21	1,35	bystřinné	
0,50	1,50	4,00	0,38	56,61	3,00	4,50	1,36	bystřinné	
0,60	1,80	4,20	0,43	57,89	3,28	5,91	1,35	bystřinné	
0,70	2,10	4,40	0,48	58,93	3,53	7,40	1,35	bystřinné	>Q <sub>100, TRANS</sub>
0,80	2,40	4,60	0,52	59,82	3,74	8,98	1,34	bystřinné	
0,90	2,70	4,80	0,56	60,57	3,93	10,62	1,32	bystřinné	

y (m)	S (m <sup>2</sup> )	O (m)	R (m)	c (m <sup>0,5</sup> /s)	v (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Fr (-)	proudění	průtok
1,00	3,00	5,00	0,60	61,23	4,11	12,32	1,31	bystřinné	
1,10	3,30	5,20	0,63	61,80	4,26	14,07	1,30	bystřinné	
1,20	3,60	5,40	0,67	62,31	4,41	15,86	1,28	bystřinné	
1,30	3,90	5,60	0,70	62,77	4,54	17,69	1,27	bystřinné	
1,40	4,20	5,80	0,72	63,18	4,66	19,55	1,26	bystřinné	
1,50	4,50	6,00	0,75	63,55	4,77	21,45	1,24	bystřinné	
1,60	4,80	6,20	0,77	63,88	4,87	23,37	1,23	bystřinné	>Q <sub>1000, TRANS</sub>
1,70	5,10	6,40	0,80	64,19	4,96	25,31	1,22	bystřinné	
1,80	5,40	6,60	0,82	64,47	5,05	27,27	1,20	bystřinné	
1,90	5,70	6,80	0,84	64,73	5,13	29,26	1,19	bystřinné	
2,00	6,00	7,00	0,86	64,98	5,21	31,26	1,18	bystřinné	
2,10	6,30	7,20	0,88	65,20	5,28	33,28	1,16	bystřinné	
2,20	6,60	7,40	0,89	65,41	5,35	35,31	1,15	bystřinné	
2,30	6,90	7,60	0,91	65,60	5,41	37,35	1,14	bystřinné	
2,40	7,20	7,80	0,92	65,78	5,47	39,41	1,13	bystřinné	
2,50	7,50	8,00	0,94	65,95	5,53	41,48	1,12	bystřinné	
2,60	7,80	8,20	0,95	66,11	5,58	43,56	1,11	bystřinné	
2,70	8,10	8,40	0,96	66,26	5,64	45,65	1,09	bystřinné	
2,80	8,40	8,60	0,98	66,41	5,68	47,74	1,08	bystřinné	>Q <sub>10 000, TRANS</sub>
2,90	8,70	8,80	0,99	66,54	5,73	49,85	1,07	bystřinné	
3,00	9,00	9,00	1,00	66,67	5,77	51,96	1,06	bystřinné	

Příloha 12: Výpočet kapacity skluzu bočního bezpečnostního přelivu.

y (m)	S (m <sup>2</sup> )	O (m)	R (m)	c (m <sup>0,5</sup> /s <sup>-1</sup> )	v (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Fr (-)	proudění	průtok
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	
0,10	0,40	4,20	0,10	45,05	3,86	1,54	3,90	bystřinné	
0,20	0,80	4,40	0,18	50,18	5,94	4,75	4,24	bystřinné	
0,30	1,20	4,60	0,26	53,29	7,55	9,06	4,40	bystřinné	
0,40	1,60	4,80	0,33	55,51	8,89	14,23	4,49	bystřinné	
0,50	2,00	5,00	0,40	57,22	10,04	20,09	4,53	bystřinné	
0,60	2,40	5,20	0,46	58,61	11,05	26,52	4,55	bystřinné	
0,70	2,80	5,40	0,52	59,75	11,94	33,43	4,56	bystřinné	
0,80	3,20	5,60	0,57	60,73	12,74	40,76	4,55	bystřinné	
0,90	3,60	5,80	0,62	61,57	13,46	48,46	4,53	bystřinné	
0,91	3,64	5,82	0,63	61,65	13,53	49,25	4,53	bystřinné	
0,91	3,64	5,82	0,63	61,65	13,53	49,25	4,53	bystřinné	
1,00	4,00	6,00	0,67	62,31	14,12	56,47	4,51	bystřinné	
1,10	4,40	6,20	0,71	62,96	14,72	64,76	4,48	bystřinné	
1,20	4,80	6,40	0,75	63,55	15,27	73,30	4,45	bystřinné	
1,30	5,20	6,60	0,79	64,07	15,78	82,06	4,42	bystřinné	
1,40	5,60	6,80	0,82	64,54	16,25	91,02	4,39	bystřinné	
1,50	6,00	7,00	0,86	64,98	16,69	100,16	4,35	bystřinné	
1,60	6,40	7,20	0,89	65,37	17,10	109,45	4,32	bystřinné	>Q <sub>10 000, TRANS.</sub>

1,70	6,80	7,40	0,92	65,73	17,49	118,90	4,28	bystřinné
1,80	7,20	7,60	0,95	66,07	17,84	128,48	4,25	bystřinné
1,90	7,60	7,80	0,97	66,38	18,18	138,18	4,21	bystřinné
2,00	8,00	8,00	1,00	66,67	18,50	147,99	4,18	bystřinné

Příloha 13: Výpočet kapacity odpadního kanálu spodních výpustí (varianta s bočním přelivem).

y (m)	S (m <sup>2</sup> )	O (m)	R (m)	c (m <sup>0,5</sup> /s <sup>-1</sup> )	v (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Fr (-)	proudění	průtok
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	
0,05	0,12	2,40	0,05	40,18	0,76	0,09	1,09	bystřinné	
0,10	0,23	2,50	0,09	44,79	1,18	0,27	1,19	bystřinné	
0,15	0,35	2,60	0,13	47,61	1,50	0,52	1,24	bystřinné	
0,20	0,46	2,70	0,17	49,64	1,77	0,82	1,27	bystřinné	
0,25	0,58	2,80	0,21	51,21	2,01	1,16	1,28	bystřinné	
0,30	0,69	2,90	0,24	52,48	2,22	1,53	1,29	bystřinné	
0,35	0,81	3,00	0,27	53,54	2,40	1,93	1,30	bystřinné	
0,40	0,92	3,10	0,30	54,45	2,57	2,36	1,30	bystřinné	
0,45	1,04	3,20	0,32	55,23	2,72	2,82	1,29	bystřinné	
0,50	1,15	3,30	0,35	55,93	2,86	3,29	1,29	bystřinné	
0,55	1,27	3,40	0,37	56,54	2,99	3,78	1,29	bystřinné	
0,60	1,38	3,50	0,39	57,09	3,10	4,28	1,28	bystřinné	
0,65	1,50	3,60	0,42	57,58	3,21	4,80	1,27	bystřinné	
0,68	1,56	3,66	0,43	57,86	3,28	5,12	1,27	bystřinné	
0,70	1,61	3,70	0,44	58,03	3,32	5,34	1,27	bystřinné	
0,75	1,73	3,80	0,45	58,44	3,41	5,88	1,26	bystřinné	
0,80	1,84	3,90	0,47	58,82	3,50	6,44	1,25	bystřinné	
0,85	1,96	4,00	0,49	59,17	3,58	<b>7,00</b>	1,24	bystřinné	> Q <sub>100, TRANS.</sub>
0,90	2,07	4,10	0,50	59,49	3,66	7,58	1,23	bystřinné	
0,95	2,19	4,20	0,52	59,79	3,73	8,16	1,22	bystřinné	
1,00	2,30	4,30	0,53	60,06	3,80	8,75	1,21	bystřinné	
1,05	2,42	4,40	0,55	60,32	3,87	9,35	1,21	bystřinné	
1,10	2,53	4,50	0,56	60,57	3,93	9,95	1,20	bystřinné	