

ČESKÁ ZEMĚDĚLSKÁ UNIVERZITA V PRAZE
FAKULTA ŽIVOTNÍHO PROSTŘEDÍ
KATEDRA VODNÍHO HOSPODÁŘSTVÍ A ENVIRONMENTÁLNÍHO
MODELOVÁNÍ



NÁVRH MALÉ VODNÍ NÁDRŽE V K.Ú. KOZOJEDY
DIPLOMOVÁ PRÁCE

Diplomant: Bc. Lukáš Toman

Vedoucí práce: Ing. Vojtěch Havlíček Ph.D.

2014

ČESKÁ ZEMĚDĚLSKÁ UNIVERZITA V PRAZE

Katedra vodního hospodářství a environmentálního
modelování

Fakulta životního prostředí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Toman Lukáš

Voda v krajině

Název práce

Návrh malé vodní nádrže v k.ú. Kozojedy

Anglický název

Design of a small water reservoir in the cadastral Kozojedy

Cíle práce

Cílem práce je vytvořit návrh malé vodní nádrže v katastrálním území Kozojedy

Metodika

- 1) Zaměření situace, získání a vyhodnocení geodetických podkladů.
- 2) Provedení návrhu umístění nádrže a technické řešení jednotlivých objektů.
- 3) Hydrotechnické výpočty objektů
- 4) Příprava návrhové povodňové vlny a výpočet transformace PV.

Harmonogram zpracování

28. 2. 2014 - První kompletní verze DP

16. 4. 2014 - Odevzdání DP

Rozsah textové části

min. 30 stran

Klíčová slova

malé vodní nádrže, hydrologie, transformace povodňové vlny, hydraulické řešení

Doporučené zdroje informací

Hrádek F., Kuřík P.: Hydrologie. Praha: ČZU v Praze, 2002.

Vrána K., Beran J.: Rybníky a účelové nádrže. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1998.

Cablík J.: Základy stavby rybníků a hospodářských nádrží, Praha 1960

Vedoucí práce

Havlíček Vojtěch, Ing., Ph.D.

Elektronicky schváleno dne 7.4.2014

prof. Ing. Pavel Pech, CSc.

Vedoucí katedry

Elektronicky schváleno dne 7.4.2014

prof. Ing. Petr Sklenička, CSc.

Děkan fakulty

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně pod vedením Ing. Vojtěcha Havlíčka Ph.D. a že jsem uvedl všechny literární prameny, ze kterých jsem čerpal.

V Praze dne 16. 4. 2014

Lukáš Toman

Poděkování:

Zde bych chtěl poděkovat svému vedoucímu diplomové práce panu Ing. Vojtěchu Havlíčkovi Ph.D. za veškeré rady, které mi pomohly tuto práci vytvořit. Také bych chtěl poděkovat celé rodině a mé přítelkyni Lence za dlouhodobou a všestrannou podporu při mém studiu.

V Praze dne 16. 4. 2014

Lukáš Toman

ABSTRAKT

Diplomová práce je zaměřena na návrh malé vodní nádrže, která je umístěna na Bertinském potoce v katastrálním území Kozojedy. Toto území leží v severní části Plzeňského kraje. Součástí této práce je zaměření a vyhodnocení geodetických podkladů, umístění nádrže, vodohospodářské a technické řešení nádrže a jejích funkčních objektů. Dále pak příprava návrhové povodňové vlny a výpočet její transformace.

Klíčová slova: malá vodní nádrž, hydrologie, transformace povodňové vlny, hydraulické řešení

ABSTRACT

This diploma work is focusing on the design of the dam which is located at Bertinsky creek in the cadastral area named Kozojedy. This area is located in the north part of Plzen region. Part of this work is the focus and the evaluation of geodetic data, dam location, water-economic and technical dam solution and related function objects. Furthermore, preparation of design of flood wave and calculation of the transformation itself.

Keywords: small water reservoir, hydrology, flood wave transformation, hydraulic solutions

OBSAH

1. ÚVOD.....	9
2. CÍLE PRÁCE	11
3. METODIKA	12
4. ZÁKLADNÍ POJMY MALÉ VODNÍ NÁDRŽE	14
4.1 Definice MVN	14
4.2 Dělení MVN	14
4.2.1 Dělení podle funkce a účelu	14
4.2.2 Dělení dle polohy v krajině	16
4.2.3 Dělení dle výškového umístění v terénu.....	16
4.2.4 Dělení dle způsobu napájení vodou.....	17
4.3 Vertikální členění MVN	17
4.4 Hráz.....	18
4.5 Bezpečnostní přelivy	19
4.6 Výpustné zařízení	20
5. CHARAKTERISTIKA ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ	22
5.1 Geografické charakteristiky.....	22
5.2 Hydrologické charakteristiky.....	23
5.3 Klimatické charakteristiky.....	25
5.4 Geologické charakteristiky	26
5.5 Pedologické charakteristiky.....	27
5.6 Krajinný pokryv.....	29
5.7 Přirozená potenciální vegetace	30
6. HYDROLOGICKÝ MODEL POVODÍ MALÉ VODNÍ NÁDRŽE	32
6.1 Výběr modelu	32
6.2 Nastavení modelu	32
6.3 Výsledky modelu.....	33

6.4 Porovnání s daty ČHMÚ	35
7. GEODETICKÉ ZAMĚŘENÍ	36
7.1 Postup měření	36
7.2 Zpracování dat	36
8. NÁVRH MALÉ VODNÍ NÁDRŽE.....	38
8.1 Základní parametry MVN.....	38
8.2 Hráz.....	38
8.3 Bezpečnostní přeliv	41
8.4 Výpustné zařízení	42
8.5 Dno a břehy nádrže	43
9. HYDROTECHNICKÉ VÝPOČTY.....	44
9.1 Charakteristické čáry nádrže.....	44
9.2 Ztráty vody v nádrži.....	46
9.2.1 Ztráta vody výparem z vodní hladiny	46
9.2.2 Ztráta vody transpirací rostlin.....	46
9.2.3 Ztráta vody průsakem hrází a podložím hráze.....	47
9.3 Vodohospodářská bilance	50
9.4 Návrh bezpečnostního přelivu, skluzu a vývaru.....	52
9.4.1 Bezpečnostní přeliv	52
9.4.2 Skluz za bezpečnostním přelivem	54
9.4.3 Vývar za skluzem bezpečnostního přelivu	56
9.5 Návrh výpustného zařízení	62
9.5.1 Požerák	62
9.5.2 Ploché kanalizační šoupátko.....	63
9.5.3 Odpadní potrubí.....	65
9.5.4 Teoretická doba prázdnění nádrže	68
10. TRANSFORMACE POVODŇOVÉ VLNY	71

11. ZÁVĚR.....	75
12 LITERATURA	76
13 SEZNAM PŘÍLOH	79

1. ÚVOD

Malé vodní nádrže (MVN), které se v dřívějších dobách nazývaly výhradně rybníky, vždy tvořily významný prvek ekologické stability krajiny (Vrána 2004). Jsou nedílnou součástí naší krajiny. Plní v ní celou řadu významných a nezastupitelných funkcí (Šálek, Mika a Tresová 1989). Podílejí se na zvýšení kvality vody, ovlivňují vodní režim, podstatně napomáhají k ochraně a tvorbě životního prostředí, zvyšují estetický účinek krajiny. V oblastech s malými vodními toky a řídkou hydrografickou sítí je jejich význam nezastupitelný (Šálek 2004).

Nejstarší zmínky o existenci malých vodních nádrží pocházejí z Číny z období kolem roku 2 200 př. n. l., které byly budovány pro účely chovu ryb. Zmínky o malých vodních nádržích, které sloužily pro zachycování vod z jarních tání, se objevují z období kolem roku 2 000 př. n. l. v oblastech Mezopotámie a Egypta. Největší rozvoj byl ovšem zaznamenán až kolem roku 600 př. n. l. v okolí řek Eufratu a Tigridu. Už v té době sloužily nádrže pro zásobování pitnou vodou, chov ryb a závlahové účely (Vrána a Beran 1998).

Ve střední Evropě se první zmínky o zakládání rybníků objevují koncem 10. století. Tyto nádrže byly původně používány pro uchování ryb ulovených v řekách (Gergel 2006).

Na území našeho státu se se vznikem malých vodních nádrží setkáváme počátkem 12. století. Přesněji v roce 1115, kdy je v tzv. Kladrubské listině uvedena nejstarší dochovaná zmínka o rybnících na našem území. Z tohoto listu je patrné, že podobné stavby existovaly na našem území již dříve, jen se o nich nikde nevedly záznamy. Z dochovaných pramenů je zřejmé, že již ve 14. století si lidé plně uvědomovali význam a funkci rybníků. Důkazem je Nařízení Karla IV. českým stavům z roku 1356, kde se doslova píše: „*Všem stavům i městům nařízení dávám pilně stavěti rybníky, jednak aby bylo postaráno o hojnost ryb pro potravu lidu, dále pak, aby se voda z bahnisek a močálů v nich mohla nashromážďovati, za účinku slunce a teplých větrů odpařovati a jako vodní pára blahodárně působila na okolní rostlinstvo. Mimo to má rybník ještě úkol v dobách rozlití vod trvalými dešti nebo táním sněhu velkou část vody zadržeti a tím náhlým povodním v krajinách níže ležících zabrániti.*“ (Gergel 2006). Na počátku 15. století, převážně kvůli husitským válkám, skončila první velká éra budování rybníků. Jelikož rybníky často sloužily ve

válečné taktice, bylo v té době strženo i mnoho hrází. Teprve na konci 15. století je zájem šlechty o rybníkářství znovu obnoven. Od roku 1475 vyvíjel ve výstavbě rybníků velké úsilí rod Rožmberků na Třeboňsku. Teprve však počátkem 16. století byla na Třeboňsku vytvořena ucelená rybníční soustava a to zásluhou Štěpánka Netolického. Jeho nejznámějším projektem je Zlatá stoka, což je kanál dlouhý přes 40 km, který zásoboval vodou vybudované rybníky. Vrcholné období českého rybníkářství je spojeno se jménem Jakuba Krčina z Jelčan a Sedlčan, který řadu Štěpánkových rybníků zvětšil, upravil a prodloužil Zlatou stoku a především vybudoval největší třeboňské rybníky Nevděk (nyní Svět) a Rožmberk (Šálek, Míka a Tresová 1989). Až do druhé poloviny 19. století přetrvává v Čechách a na Moravě období stagnace. Poté nastává mírné oživení, jelikož bylo rybníkářství postaveno na vědeckém základě na úroveň s ostatními zemědělskými odvětvími (Vrána a Beran 1998).

2. CÍLE PRÁCE

Cílem této práce bylo navrhnout malou vodní nádrž v katastrálním území obce Kozojedy nacházející se v severní části Plzeňského kraje. Malá vodní nádrž měla být navržena tak, aby plnila funkci krajinyotvornou, byla schopna zlepšit vodní režim v toku pod nádrží v letních měsících a zároveň, aby maximální možnou měrou snížila kulminační povodňové průtoky v toku pod nádrží.

3. METODIKA

Prvním a základním krokem pro úspěšné zpracování diplomové práce bylo nastudování odborné literatury zabývající se problematikou návrhu a výstavby malých vodních nádrží.

Dalším krokem bylo zjištění základních přírodních charakteristik povodí malé vodní nádrže a zajištění potřebných dat. Základní hydrologická data byla poskytnutá ČHMÚ (pobočka Plzeň), vrstva BPEJ v povodí malé vodní nádrže od VÚMOP, vrstevnicový podklad (ZABAGED ZM 10) s intervalem vrstevnic 5 m od ČÚZK. Dále byly využity WMS služby pod správou Národního geoportálu INSPIRE. Posledním zdrojem dat byly datové vrstvy objektů DIBAVOD (digitální báze vodohospodářských map) ve formátu ESRI shapefile poskytované VÚV TGM.

Následujícím krokem bylo obstarání softwarů potřebných k vypracování diplomové práce. K vytvoření vrstevnicového podkladu a pro tvorbu mapových výstupů sloužil software ESRI ArcGIS Desktop 9.3. Pro výkresovou část této diplomové práce byl použit software AutoCAD 2007 od společnosti Autodesk. K výpočtu objemovému a časovému průběhu povodňové vlny byl použit software DesQ-MAXQ.

Po zajištění potřebných dat byla provedena rekognoskace místa zátopy a blízkého okolí, při které byla v maximální možné míře ověřena správnost získaných podkladů. Dále byla při této příležitosti pořízena fotodokumentace a vybrána metoda použitá při geodetickém zaměření lokality.

Geodetické zaměření lokality proběhlo pomocí dvou GPS přístrojů Leica 1200, přičemž jeden byl použit jako referenční stanice a druhý byl použit k získání polohopisného a výškopisného vytyčení hlavních bodů. K podrobnému zaměření terénu z hlavních bodů byla použita totální stanice Topcon ES-105 BG.

Dále byl vytvořen hydrologický model povodí MVN, pomocí kterého byly odvozeny objemové a časové průběhy povodňových vln s dobou opakování 100, 50 a 20 let.

Na základě nastudovaných informací, dostupných podkladů o povodí MVN, místě zátopy MVN, jejího blízkého okolí a v neposlední řadě také podle stanovených

cílů práce byl navržen akumulční a retenční prostor nádrže a funkční objekty MVN. Následně byly tyto objekty posouzeny pomocí hydrotechnických výpočtů.

Posledním krokem bylo posouzení transformačního účinku nádrže při povodňových vlnách o kulminaci Q_{100} , Q_{50} a Q_{20} .

4. ZÁKLADNÍ POJMY MALÉ VODNÍ NÁDRŽE

4.1 Definice MVN

Malé vodní nádrže jsou dle ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“ takové nádrže, jejichž objem po hladinu ovladatelného prostoru nepřekračuje 2 mil. m³ a největší hloubka není větší než 9 m. Zákon č. 114/1992 Sb. O ochraně přírody a krajiny dále označuje nádrž jako významný krajinný prvek, který přispívá k udržení stability krajiny a utváří její typický vzhled.

4.2 Dělení MVN

Jak uvádí Pavlica (1964), můžeme MVN dělit podle funkce, kterou zastávají, dle polohy v krajině, výškového umístění v terénu a podle způsobu napájení vodou.

4.2.1 Dělení podle funkce a účelu

Dělení MVN z hlediska funkce dle ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“ je uvedeno v tabulce č. 1.

Funkce	Druhy nádrží
Zásobní nádrže	nádrže zálohové, průmyslové, závlahové, kompenzační, energetické, retardační odvodňovací, vodárenské a aktivizační
Ochranné (retenční) nádrže	nádrže suché ochranné, vsakovací (infiltrační), dešťové, nárazové, protierozní a nádrže s malým zásobním prostorem
Nádrže upravující vlastnosti vody	nádrže chladicí, usazovací, předešřivací, aerobní a anaerobní biologické a dočišťovací
Rybochovné nádrže	rybníky hlavní, výtěrové, komorové, třecí, karanténní, výtažníky, plůdkové předvýtažníky, sádky
Hospodářské nádrže	nádrže napájecí, plavíci, požární, nádrže na pěstování vodních rostlin, nádrže pro chov vodní drůbeže, výtopové zdrže
Speciální účelové nádrže	nádrže rozdělovací, recirkulační, splavovací, vyrovnávací, přečerpávací, závlahové vodojemy
Asanační nádrže	nádrže záchytné, skladovací, otevřené vyhnívací nádrže, umělé laguny
Rekreační nádrže	nádrže pro plavání a vodní sporty, rekreační, přírodní koupaliště
Krajinotvorné nádrže a nádrže v obytné zástavbě	umělé mokřady, návesní rybníky, nádrže hydromeliorační, okrasné v sídlištích a parcích, okrasné v krajině, krajinotvorné a na ochranu bioty

Tabulka č. 1 - Funkce a druhy nádrží (ČSN 75 2410)

Zásobní nádrže – zásobní, nebo také akumulární nádrže vytvářejí zásobu vody a v dobách potřeby (nižší průtoky, období sucha) ji rovnoměrně nebo intervenčně upouštějí (Pavlica 1964).

Ochranné nádrže – tyto nádrže jsou spíše známé jako retenční a jejich účelem je zadržovat velké, povodňové vody a tím chránit níže ležící území před následky povodní a před erozními účinky vody. Jsou zřizovány v horních částech toků a jejich provoz je ovládán tak, aby byl nádržný prostor po většinu doby prázdný a schopný transformovat povodňovou vlnu (Tlapák a Herynek 2002).

Nádrže upravující vlastnosti vody – jejich hlavním účelem je řízená úprava nebo změna chemických, biologických a fyzikálních vlastností vody. Při samotném čištění se využívají zejména samočistící procesy probíhající ve vodním prostředí a přírodní způsoby úpravy (ČSN 75 2410).

Rybochovné nádrže – běžně se nazývají rybníky a využívají se převážně popř. výhradně k chovu ryb nebo i k přidruženému chovu vodní drůbeže. Jsou budovány v klimaticky a pedologicky vhodných polohách, které jsou bezpečně zásobeny vodou, nejlépe v úzkých soutěskách pod mírně sklonitými, rozlehlými údolními (Tlapák a Herynek 2002).

Hospodářské nádrže – jejich účelem je především zajištění vody pro různé speciální potřeby, nejčastěji v obcích na venkově. Jsou využívány například pro vodárenské, průmyslové, zemědělské nebo protipožární účely. Zpravidla mívají menší rozměry v závislosti na účelu, kterému slouží (Tlapák a Herynek 2002).

Speciální účelové nádrže – tyto nádrže mohou být různého typu i uspořádání v závislosti na konkrétních provozních potřebách a účelech (ČSN 75 2410).

Asanační nádrže – jedná se o nádrže, jejichž vodní hladina zakrývá plochy, které jsou hygienicky nebo esteticky závadné. Jejich základními funkcemi jsou: asanace poddolovaných území, kde terén poklesl, ale hladina podzemní vody zůstala v původní výšce, zaplavení rašelinišť, plochých a zabahněných terénů nebo ploch často inundovaných, úprava mělkých konců a okrajů vodních nádrží, kde by časté kolísání hladiny mohlo způsobit obnažování území (Pavlica 1964).

Rekreační nádrže – u těchto nádrží je rekreace umožněna úpravou přírodních koupališť nebo zřízením koupališť umělých. S ohledem na značné znečištění našich toků i nádrží význam umělých koupališť stále stoupá (Tlapák a Herynek 2002).

Krajinotvorné – jsou navrhovány ke zlepšení ekologických funkcí krajiny, pro zajištění optimálních životních podmínek fauny i flory a pro zvýšení estetického

účinku krajiny, parků, sídliště atd. Jsou to nejen tvarově, ale i konstrukčně rozmanité nádrže s různým vybavením (ČSN 75 2410).

4.2.2 Dělení dle polohy v krajině

Toto třídění přihlíží k místní poloze nádrží, která je dána jejich účelovou funkcí a místními přírodními podmínkami. Podle tohoto hodnocení rozeznáváme nádrže lesní, polní, luční a návesní (Tlapák a Herynek 2002).

Lesní – tyto nádrže mají chladnou vodu a to zejména pokud mají přítok v podobě lesních pramenů (Pavlica 1964).

Polní – polní nádrže se umísťují v údolích polních tratí. Nevýhodou je, že jsou zatěžovány vodní erozí, tedy že jsou zanášeny splachy z ornice, hnojivy a chemickými látkami na ochranu zemědělských plodin (Tlapák a Herynek 2002).

Luční – tento typ nádrží je situován podobně jako polní nádrže s tím rozdílem, že okolní svahy jsou zatravněny a využívány jako louky (Pavlica 1964).

Návesní – návesní nádrže jsou navrhovány přímo v sídlištích či na jejich okrajích. Jsou charakteristické menší hloubkou a celkovými rozměry (Tlapák a Herynek 2002).

4.2.3 Dělení dle výškového umístění v terénu

Zahloubené – tyto nádrže vznikají obvykle částečným vyhloubením prostoru v terénu, částečně zvýšením obvodovými hrázi za použití materiálu z výkopu. Takové nádrže bývají ovšem poměrně nákladné (Patera, Nacházel a Fošumpaur 2002).

Hrázové – vznikají tam, kde je terén okolí nádrže prakticky ve stejné výši jako dno nádrže. Budují se tvorbou hrází po celém obvodu rovinného terénu nebo jeho převážné části (Pavlica 1964).

Údolní – vzniká přehrazením údolí přehradou. Přítok je dán všemi přítoky z povodí k přehradnímu profilu (Patera, Nacházel a Fošumpaur 2002).

Podzemní – principem podzemních nádrží je přehrazení údolí pod terénem, díky kterému lze zachytit podzemní vodu do podzemní vodní nádrže, z níž lze odebírat vodu např. čerpáním (Pavlica 1964).

4.2.4 Dělení dle způsobu napájení vodou

Dešťové, nebeské – jsou budovány v územních kotlinách bez stálé vodoteče. Aby se jejich objem co nejméně snižovat výparem a průsakem, měly by mít strmé svahy a zcela nepropustné dno. Průměrná hloubka by měla být alespoň 2 m (Pavlica 1964). Hospodářsky jsou tyto nádrže velmi významné, jelikož zachycují a zmírňují erozní smyvy ze zemědělské půdy způsobené přívalovými dešti a táním sněhu (Tlapák a Herynek 2002).

Pramenné – jedná se o nádrže napájené prameny ve svém dně, ve svazích nebo z oblastí těsně nad vzduším. Jejich voda je chladná bez organických látek (Pavlica 1964).

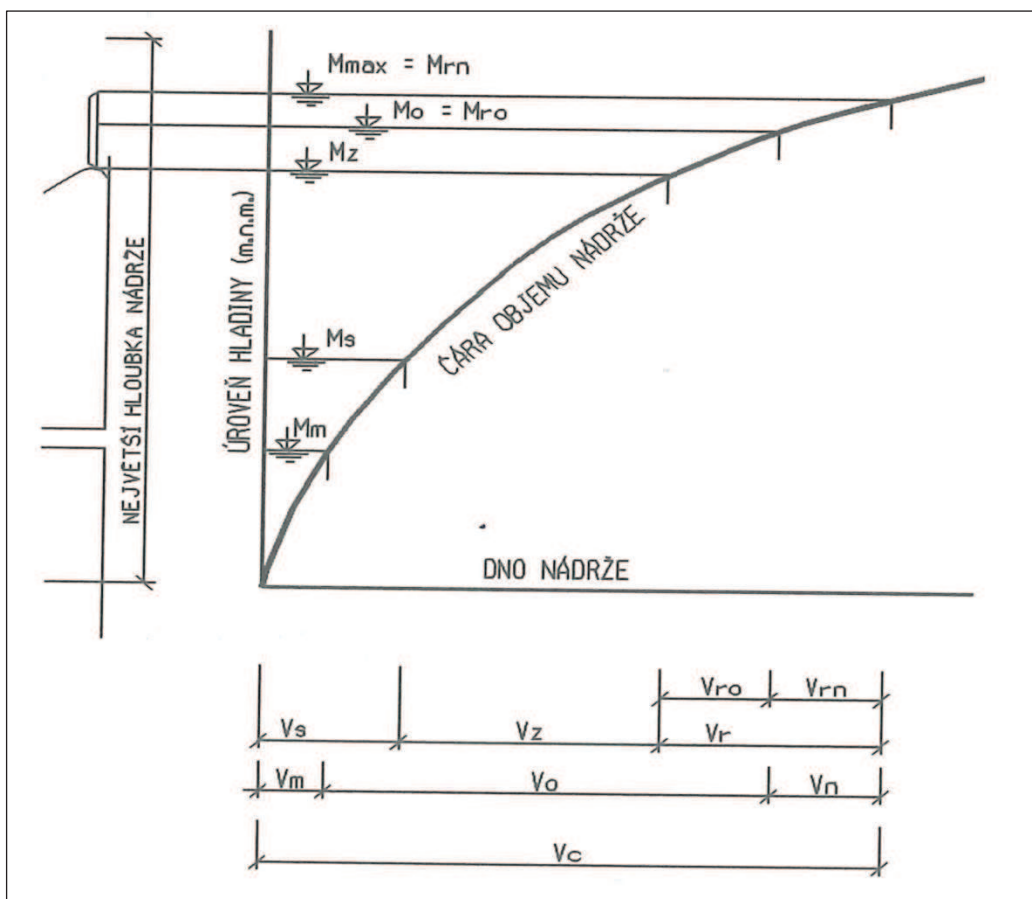
Říční, potoční – tyto nádrže jsou plněny vodou z řek a potoků, proto je jejich zásobení zabezpečeno po celou dobu jejich životnosti. V případě, že se zřizují přímo na tocích, mluvíme o nádržích průtočných. Pokud jsou situovány mimo toky, jedná se o nádrže neprůtočné neboli boční s vlastním napájecím kanálem (Tlapák a Herynek 2002). Průtočné nádrže jsou ze stavebního hlediska výhodné, jelikož pro ně stačí poměrně krátká čelní hráz. Jejich nevýhoda je ovšem v nutnosti velkého bezpečnostního přelivu, jelikož přítok vody do nádrže je dán odtokem z povodí a není regulovatelný. U neprůtočných nádrží je přítok regulován (Šálek, Mika a Tresová 1989).

4.3 Vertikální členění MVN

Dle ČSN 75 2405 „Vodohospodářské řešení vodních nádrží“ se dělí hladiny a prostory nádrže ve vertikálním směru následovně:

Hladina mrtvého prostoru	M_m
Hladina stálého nadržení	M_s
Hladina zásobního prostoru	M_z
Hladina ovladatelného prostoru	M_o
Hladina ovladatelného retenčního prostoru	M_{ro}
Hladina neovladatelného retenčního prostoru	M_m
Maximální hladina	M_{max}
Celkový prostor	V_c
Mrtvý prostor	V_m
Prostor stálého nadržení	V_s

Zásobní prostor	V_z
Ochranný prostor	V_r
Ovladatelný prostor	V_o
Neovladatelný prostor	V_n
Ovladatelný ochranný prostor	V_{ro}
Neovladatelný ochranný prostor	V_{rn}



Obrázek č. 1 – Vertikální členění MVN (Doležal, a další 2011)

Stanovení jednotlivých funkčních prostorů nádrže je dáno účelem a funkcí nádrže (Doležal, a další 2011). Z toho plyne, že ne každá nádrž musí nutně obsahovat všechny výše zmíněné prostory.

Hladina zásobního prostoru je také označována jako hladina normální (Doležal, a další 2011).

4.4 Hráz

Hráz MVN je bezesporu nejdražším a nejvýznamnějším prvkem. Je tedy velmi důležité dbát na vhodné umístění osy hráze, na volbu vhodného materiálu pro stavbu hráze, metodu jejího založení, návrh tvaru, výpočet množství průsakových vod a

jejich neškodné odvedení, na ochranu svahů hráze a samozřejmě na způsob stavby hráze (Vrána a Beran 1998).

K výstavbě se používají zpravidla zeminy z místních zdrojů, které jsou do tělesa hráze ukládány nasypáváním. Jiné materiály (např. beton) jsou u MVN výjimkou (Šálek, Mika a Tresová 1989). Vhodné zeminy pro konstrukci sypané homogenní hráze jsou silně zahliněné šterky, suťové hlíny, hlinitopísčité zeminy, spraše apod. (Hobst, a další 1984). Zemník se přednostně doporučuje otevřít v místě zátopy budoucí nádrže (Václavík 2007).

Podle účelu nádrže, funkce hráze a tvaru údolí dělíme hráze na čelní, boční, obvodové a dělicí. Hlavní skupinu tvoří hráze čelní a boční (Vrána a Beran 1998).

Čelní – tato hráz je situována tak, aby byla při rovnocenných geologických podmínkách co nejkratší s nejmenší kubaturou svého tělesa. Zároveň ale musí zabezpečit maximální možný objem vodní nádrže (Pavlica 1964).

Boční – oddělují zaplavené území od okolí, jsou lomené nebo zaoblené (Šálek, Mika a Tresová 1989). Podle konfigurace terénu se navrhuje boční nádrže na jedné straně (rovnoběžně s osou toku) nebo po dvou, třech nebo i čtyřech stranách (Vrána a Beran 1998).

4.5 Bezpečnostní přelivy

Účelem bezpečnostních přelivů je ochrana nádrží před účinky povodňových průtoků. Chrání vlastní nádrž, zejména hráz před přelitím, poškozením a území pod nádrží před možnými škodami, vzniklými přelitím nebo protržením hráze (Vrána a Beran 1998). Jejich návrh je nutný na všech průtočných i neprůtočných nádržích. Na MVN by měly být bezpečnostní přelivy nehrazené, které při průchodu povodňové vlny nevyžadují obsluhu (Václavík 2007). Navrhují se na provedení návrhového kulminačního průtoku, který je dán pro MVN IV. třídy bezpečnosti hodnotou stoletého průtoku. Návrh typu, materiálu a umístění je dáno rozměrem přelivu, tj. délkou přelivné hrany a výšky přepadového paprsku při průchodu návrhového kulminačního průtoku (Tlapák a Herynek 2002).

Bezpečnostní přelivy dělíme dle typu na přímé, boční, kašnové, šachtové, kombinované a speciální (Šálek, Mika a Tresová 1989).

Přímé – umisťují se do čelní hráze nádrže. Celý objekt je tvořen z konstrukce vlastní přelivné hrany, zařízením pro odvedení vody pod hráz, zařízením pro tlumení energie přepadající vody a napojením odpadu od přelivu koryta do výpusti (Tlapák a Herynek 2002). Vlastní těleso může být tvořeno trubním či žlabovým přelivem nebo kamennou popř. betonovou jezovou konstrukcí (Vrána a Beran 1998).

Boční – tyto přelivy jsou situovány do boku nádrže, přelivná hrana je prakticky kolmá na osu hráze. Skládají se z přímé nebo mírně zakřivené přelivné hrany, spadiště, skluzu a odpadu od skluzu. Vlastní přeliv tvoří jezové těleso (Tlapák a Herynek 2002).

Kašnové – jsou navrhovány v případě, že délka přelivné hrany je příliš dlouhá pro návrh přímého přelivu. Podmínkou jsou ovšem vhodné základové poměry ve dně nádrže. Přeliv je tvořen z tělesa vlastního přelivu, který je navržen podobně jako přeliv boční (Vrána a Beran 1998).

Šachtové – skládají se ze svislého válcového tělesa se zaoblenou horní hranou, která tvoří přelivnou hranu. Podmínkou použití jsou vhodné základové podmínky v místě osazení objektu. U MVN se šachtové přelivy využívají zřídka (Vrána a Beran 1998).

Kombinované – tyto přelivy jsou často nazývané také jako sdružené funkční bloky, které spojují v jednom objektu více funkcí. Většinou kombinují funkci výpustného zařízení a bezpečnostního přelivu. Pokud má nádrž funkci zásobní, mohou plnit i funkci odběrného objektu (Tlapák a Herynek 2002).

Speciální – též označované jako nouzové, které slouží ke snížení zatížení hlavního přelivu po relativně krátkou dobu při průchodu kulminačního průtoku návrhové povodně. Navrhují se na nižší návrhový průtok a jejich přelivná hrana je zpravidla výše než koruna přelivu hlavního. Nouzové přelivy jsou obvykle umisťovány do některého ze závazání hráze, kde je prakticky nulová výška hráze a je zde tedy minimální nebezpečí poruchy hráze. (Tlapák a Herynek 2002).

4.6 Výpustné zařízení

Hlavním účelem výpustných zařízení u MVN je udržení hladiny akumulárního prostoru na potřebné výši a úplné vypuštění nádrže. Dimenzování a konstrukce výpustného zařízení musí zabezpečit vypouštění vody z nádrže za všech okolností a v případě potřeby umožnit vypuštění vody v požadovaném čase (Vrána a Beran

1998). Je umíst'ován do nejnižší položeného místa nádrže tak, aby bylo možné nádrž zcela vypustit a odvodnit (Šálek, Mika a Tresová 1989).

Jak uvádí Tlapák a Herynek (2002), rozdělují se výpustná zařízení podle konstrukčního uspořádání na otevřené a trubní.

Otevřené – tyto druhy výpustí představují náležitě stavebně upravený otvor v celé výši hráze, jenž je opatřen hradicí stěnou. Hradicí stěna je pohyblivá. Konstrukce, kterou se reguluje množství vypouštěné vody, je stavidlová nebo hradidlová. Otevřené výpusti mohou u nižších hrází při malých povodňových průtocích zastávat funkci bezpečnostních přepadů, jelikož hladina stálého nadržení výškově souhlasí s horní hranou uzavřené hradicí stěny (Cáblík 1960). Za hradicí zařízení se vkládají rozrážeče nebo vývar na tlumení kinetické energie vytékající vody (Šálek, Mika a Tresová 1989).

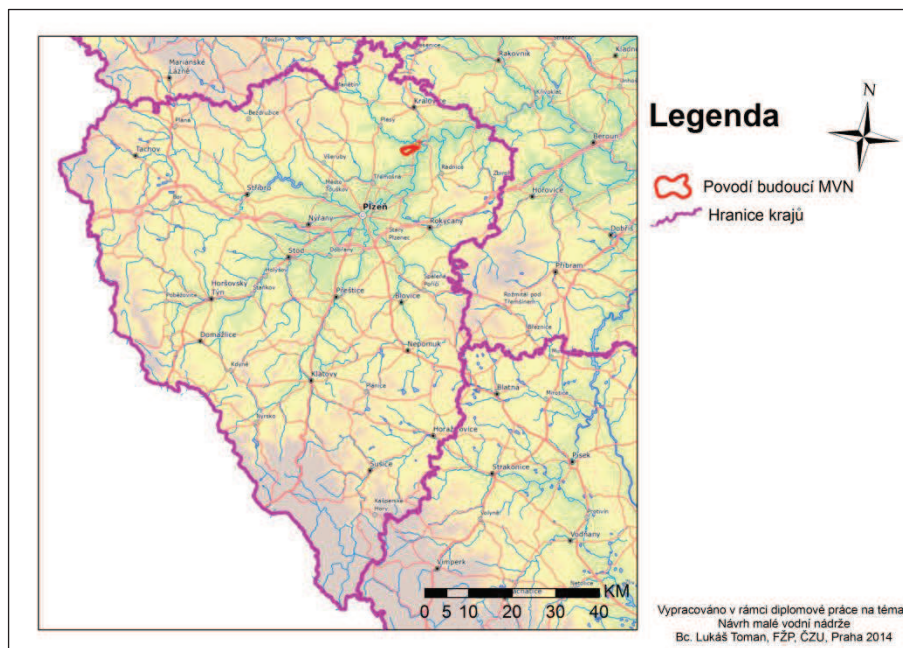
Trubní – jsou používány k vypouštění vody potrubím zabudovaným do nejnižšího místa hráze. Skládají se z uzavírací části, výpustného potrubí a ze zařízení na tlumení kinetické energie vytékající vody. Jsou navrhovány hlavně na návodní straně hráze, méně často na vzdušné straně. Podle druhu uzávěru rozeznáváme výpustná zařízení s lopatovými a šikmými stavidlovými uzávěry na návodní straně, s čepovými a pneumatickými čepovými uzávěry, se šoupátkovými uzávěry s různými typy šoupátek a klapek, se stavidlovými uzávěry, s plochými kanalizačními šoupátky, se segmentovými a speciálními uzávěry a požerákové výpusti různých typů a uspořádání. Uzávěry ovlivňují uspořádání a konstrukci výpustného objektu, způsob vypouštění nádrže a návrh odpadního zařízení (Šálek, Mika a Tresová 1989).

5. CHARKTERISTIKA ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ

V této kapitole jsou popsány základní přírodní charakteristiky zájmového území potřebné pro návrh MVN. Tyto charakteristiky byly v maximální možné míře ověřeny při rekognoskaci zájmového území. Pojem zájmové území, v případě této diplomové práce, nelze chápat pouze jako místo výstavby MVN a jejího blízkého okolí, ale je třeba ho brát jako celé území, které se nachází v povodí MVN. Je tomu tak proto, že všechny přírodní a geometrické charakteristiky v povodí, ať větší či menší mírou působí na přírodní procesy (jako je povrchový odtok, podpovrchový odtok, retence vody v krajině, evaporace, aj.), které ovlivňují parametry MVN.

5.1 Geografické charakteristiky

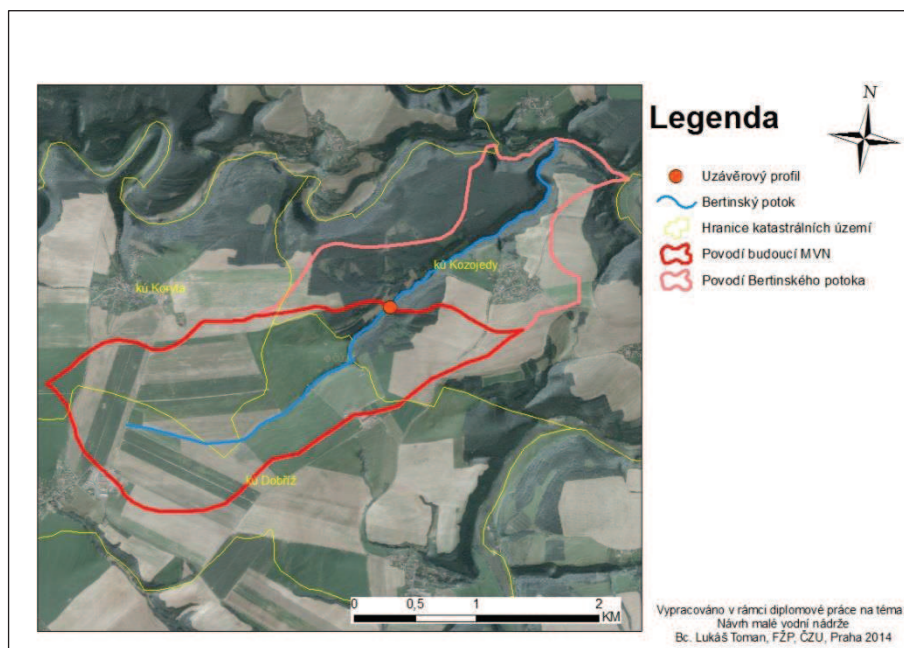
Povodí vodní nádrže se nachází v Plzeňském kraji (obrázek č. 2) v katastrálních územích obcí Kozojedy, Koryta a Dobříč. Všechny tyto obce spadají ze správního hlediska pod obec s rozšířenou působností Kralovice.



Obrázek č. 2 – Poloha povodí MVN v rámci Plzeňského kraje (INSPIRE 2013)

Bertinský potok, z historie známý také jako Dolec, pramení severovýchodně od obce Dobříč v nadmořské výšce 408 m n. m. a vlévá se jako poslední významný pravostranný přítok do řeky Střely v nadmořské výšce asi 275 m n. m. Řeka Střela se za dalších přibližně 700 m vlévá jako jeden z nejvýznamnějších levostranných přítoků do řeky Berounky u obce Liblín.

Uzávěrový profil povodí MVN bude tvořit samotná hráz umístěná na 1,718 říčním km Bertinského potoka v jižní části katastrálního území obce Kozojedy. Nádrž svou vodní plochou nepřesáhne hranici k. ú. Kozojedy. Situace zájmového území je zřetelná z obrázku č. 3.



Obrázek č. 3 – Ortofotomapa (ČÚZK) s vyznačeným povodím Bertinského potoka

5.2 Hydrologické charakteristiky

Povodí Bertinského potoka je povodí IV. řádu s číslem hydrologického pořadí 1-11-02-087. Celková plocha povodí je 5,56 km², středem tohoto povodí protéká Bertinský potok s celkovou délkou 3,817 km (VÚV TGM 2011).

Orografické a geometrické charakteristiky povodí MVN byly vypracovány na základě vrstev vodních toků, hranic povodí IV. řádu (DIBAVOD) a výškopisného podkladu ZABAGED 3D ZM 10, které pro účely této diplomové práce poskytl ČÚZK. Data byla zpracována v softwaru ArcGIS 9.3, přičemž výsledky této práce jsou v tabulce č. 2.

PARAMETR	HODNOTA JEDNOTKY
délka toku	2,10 km
plocha povodí	3,57 km ²
plocha pravého povodí	1,84 km ²
plocha levého povodí	1,73 km ²
délka rozvodnice	9,14 km
max. nadmořská výška	425,46 m n. m.
min. nadmořská výška	351,00 m n. m.
Ø nadmořská výška	401,08 m n. m.
max. sklon svahů	50,39 %
min. sklon svahů	0,00 %
Ø sklon svahů	4,72 %
délka údolnice	3,44 km
Ø sklon údolnice	2,20 %
lesnatost	5,88 %

Tabulka č. 2 - Orografické a geometrické charakteristiky povodí MVN

Mezi nejdůležitější podklady pro návrh MVN patří základní hydrologické údaje, jako jsou průměrný dlouhodobý roční průtok (Q_a), M-denní průtoky (Q_{Md}) a N-leté průtoky (Q_N), které se používají pro návrh bezpečnostního přepadu, na jehož základě se posuzuje schopnost MVN transformovat povodňové vlny a tím vyhodnotit, jakým způsobem se může vodní dílo podílet na ochraně území pod hrází.

Z M-denních průtoků vychází minimální zůstatkový průtok (MZP), nebo také hygienický průtok v toku, který je potřeba garantovat i po zapojení MVN do krajiny. Znalost hodnoty tohoto průtoku je nezbytná pro zpracování vodohospodářské bilance nádrže. MZP se určuje dle Metodického pokynu MŽP k zásadám stanovení MZP ve vodních tocích č. j. ZP16/98. Hodnota MZP se určuje z tabulky č. 3.

Průtok Q_{355d}	Minimální zůstatkový průtok
$< 0,05 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	Q_{330d}
$0,05 - 0,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	$(Q_{330d} + Q_{355d}) \cdot 0,5$
$0,5 - 5,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	Q_{355d}
$> 5,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	$(Q_{355d} + Q_{364d}) \cdot 0,5$

Tabulka č. 3 – Podmínky k odvození minimálního zůstatkového průtoku (Metodický pokyn č.j. ZP16/98 1998)

Údaje o průtocích poskytla plzeňská pobočka ČHMÚ. Hodnota dlouhodobého ročního průtoku je $9,0 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$. Jednotlivé hodnoty M-denních průtoků jsou v tabulce č. 4 a N-leté průtoky jsou k nahlédnutí v tabulce č. 5.

M-denní průtoky (Q_{Md})													jednotky
30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	355	364	[den]
21,0	14,0	10,0	8,0	6,5	5,5	4,5	3,5	3,0	2,0	1,5	0,5	0,3	[$l.s^{-1}$]

Tabulka č. 4 – Hodnoty M-denních průtoků v uzávěrovém profilu povodí MVN dle ČHMÚ

Po porovnání tabulek č. 3 a č. 4 byl určen minimální zůstatkový průtok $Q_{330d} = 1,5 l.s^{-1}$ (zvýrazněn v tabulce č. 3).

N-leté průtoky (Q_N)							jednotky
1	2	5	10	20	50	100	[rok]
0,93	1,62	2,77	3,84	5,08	6,95	8,59	[$m^3.s^{-1}$]

Tabulka č. 5 – Hodnoty N-letých průtoků v uzávěrovém profilu povodí MVN dle ČHMÚ

Přesnost hydrologických údajů se podle ČSN 75 1400 „Hydrologické údaje povrchových vod“ zařazuje do 4 tříd. Data, která byla poskytnuta ČHMÚ, spadají do IV. třídy přesnosti. To znamená, že hodnoty v profilu, pro který se data vztahují, byla odvozena z pozorovaných dat. Avšak tato data byla pořízena mimo zájmový tok, nebo jeho povodí. Charakteristiky maximálních průtoků byly spočteny ze srážek (Hrádek a Kuřík 2008). Střední kvadratická chyba neboli směrodatná odchylka relativní chyby zvoleného hydrologického údaje je pro IV. třídu uvedena v tabulce č. 6.

Třída	Orientační hodnoty střední kvadratické chyby v [%]				
	Q_a	$Q_{30d} - Q_{300d}$	$Q_{300d} - Q_{364d}$	$Q_1 - Q_{10}$	$Q_{20} - Q_{100}$
IV	30	40	60	40	60

Tabulka č. 6 – Orientační hodnoty střední kvadratické chyby pro IV. Třídu přesnosti (Hrádek a Kuřík 2008)

Aby bylo možné posoudit, jakým způsobem bude nádrž transformovat nejen povodňovou vlnu o návrhovém průtoku Q_{100} , ale také menší povodňové události o kulminaci Q_{50} a Q_{20} , bylo zapotřebí spočítat v uzávěrovém profilu povodí (hráz MVN) objemový a časový průběh povodňových vln o kulminaci Q_{20} a Q_{50} . Tomuto úkolu je věnována kapitola 6. Hydrologický model povodí malé vodní nádrže.

5.3 Klimatické charakteristiky

K určení klimatického regionu se používají různé klasifikace. V ČR se používá klasifikace z Atlasu podnebí Československé republiky z roku 1958, dále Köppenova klasifikace, která patří k celosvětově nejznámějším a v poslední době se u nás

používá stále více. Nejpoužívanější klasifikací v ČR je ovšem Quittova klasifikace (1971), která definuje 23 rajonů zařazených do 3 oblastí: chladné, mírně teplé a teplé. V České republice se však nevyskytují všechny klimatické jednotky (rajóny). V roce 2007 byla vydána klimatická klasifikace v Atlasu podnebí ČR. Tato klasifikace je upravenou formou Quittovi klasifikace, která byla vypracována na základě hodnot, které byly změřeny v letech 1901 - 1950 (Tolasz a kolektiv autorů 2007).

K určení klimatických charakteristik (tabulka č. 7) v této diplomové práci byla použita klasifikace z Atlasu podnebí ČR a to proto, že je to modernizovaná verze nejpoužívanější klimatické klasifikace v ČR.

	MÍRNĚ TEPLÁ
	MW11
Počet letních dní	40 - 50
Počet dní s průměrnou teplotou 10°C a více	140 - 160
Počet dní s mrazem	110 - 130
Počet ledových dní	30 - 40
Průměrná lednová teplota [°C]	-2 - -3
Průměrná červencová teplota [°C]	17 - 18
Průměrná dubnová teplota [°C]	7 - 8
Průměrná říjnová teplota [°C]	7 - 8
Průměrný počet dnů se srážkami 1 mm více	90 - 100
Suma srážek ve vegetačním období [mm]	350 - 400
Suma srážek v zimním období [mm]	200 - 250
Počet dní se sněhovou pokrývkou	50 - 60
Počet zatažených dní	120 - 150
Počet jasných dní	40 - 50

Tabulka č. 7 – Charakteristika klimatické jednotky na území povodí MVN

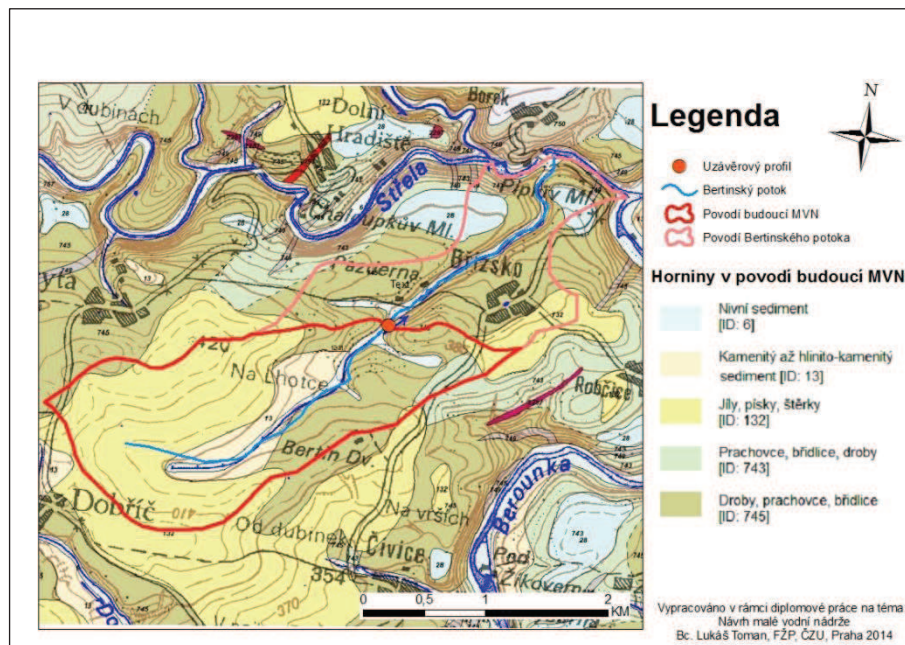
(Tolasz a kolektiv autorů 2007)

5.4 Geologické charakteristiky

Horniny, které se nacházejí v povodí MVN, lze zařadit do dvou geologických ér. Jsou jimi mladší horniny kenozoika, které zaujímají asi 70 % plochy území a starší horniny proterozoika. Ty se rozprostírají na zbylých 30 % území (obrázek č. 4).

Proterozoické horniny se nachází ve střední až spodní části pravého povodí a ve spodní části levého povodí. Těmito horninami jsou zpevněné sedimenty, konkrétně prachovce, břidlice a droba, v Geologické mapě ČR označeny jako ID: 743 a ID: 745.

Horniny z období kenozoika je možno rozdělit do dvou geologických period. Horniny vzniklé v třetihorách (terciéru) a horniny vzniklé ve čtvrtohorách (kvartéru). Horniny z třetihor, konkrétně z neogénu, se vyskytují v horní části povodí a jsou jimi nezpevněné sedimentované jíly, písky a štěrky označeny jako ID: 132. Prvním ze dvou zástupců čtvrtohorních hornin je nezpevněný kamenitý až hlinito-kamenitý sediment pestrého minerologického složení označený ID: 13. Tato hornina se nachází v horní části Bertinského potoka na jeho levém břehu. Druhým a zároveň posledním zástupcem kvartérních hornin je nezpevněný nivní sediment, který oboustranně kopíruje celý tok Bertinského potoka a je označován ID: 6 (Česká geologická služba 2014).



Obrázek č. 4 – Geologická mapa povodí Bertinského potoka (Česká geologická služba 2014)

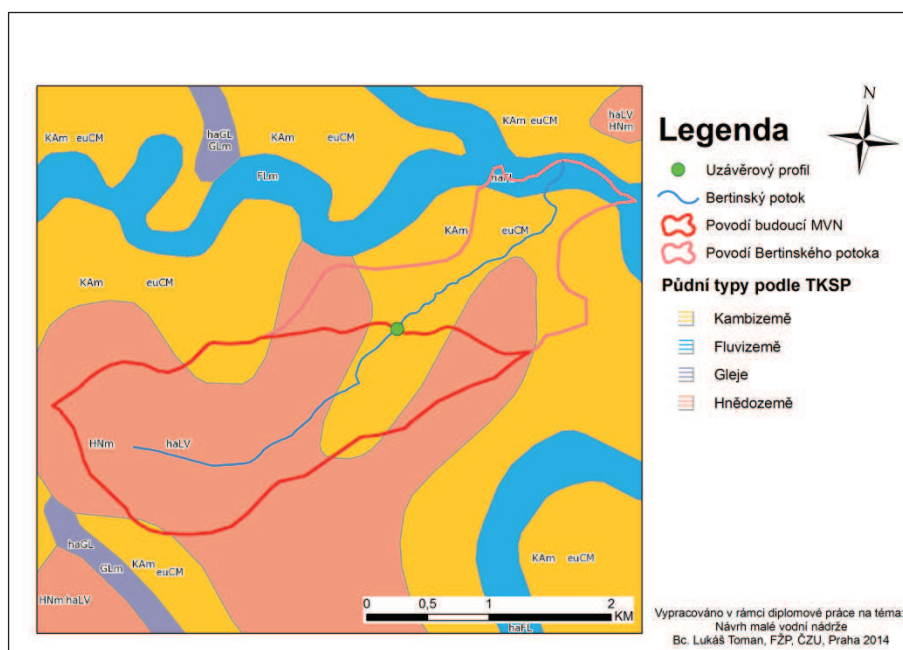
5.5 Pedologické charakteristiky

V zájmovém území se vyskytují dva hlavní půdní typy (obrázek č. 5), jsou jimi hnědozem a kambizem. Více rozšířeným půdním typem je zde hnědozem modálního subtypu, která se rozkládá na ploše 2,78 km², to je 77,9 % plochy celého povodí. Ve zbylých 22,1 %, což představuje plochu o rozloze 0,79 km², se vyskytuje kambizem, též její modální subtyp.

Dle Taxonomického klasifikačního systému půd ČR spadají hnědozemě do referenční třídy luvisoly a kambizemě do referenční třídy kambisoly (Němeček a kolektiv autorů 2001).

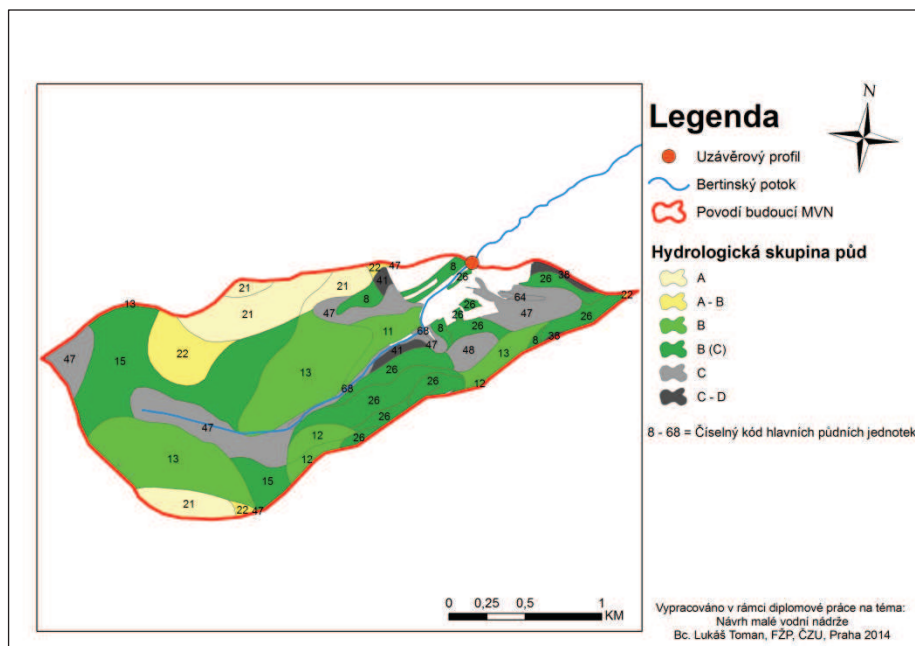
Kambizemě jsou také často označovány jako hnědé půdy. Tyto půdy jsou nejrozšířenějšími půdním typem v ČR, jsou většinou vázány na mírně teplé klima a členitý reliéf terénu. Jsou označovány jako vývojově mladé půdy, které by se v méně členitých podmínkách po určité době přeměnily v jiné půdní typy např. hnědozem nebo podzol. Vyznačují se obvykle mělkou humusovou vrstvou, proto mají také nízkou až střední zemědělskou hodnotu. Nejčastěji se proto využívají pro pěstování brambor a méně náročných obilnin (žito, oves), v nižších polohách i k pěstování pšenice a ječmene (Tomášek 1995).

Hnědozemě se vyskytují v nižších nadmořských výškách na slabě zvlněných pahorkatinách a vrchovinách, nebo na plošinách. Nejčastěji jsou to středně těžké až těžké půdy s nižším obsahem humusu oproti černozemím. Složení humusu je však kvalitní a proto mají hnědozemě velkou zemědělskou hodnotu. Na těchto půdách se nejčastěji pěstují náročné obilniny jako pšenice a ječmen, dále pak vojtěška a cukrovka (Tomášek 1995).



Obrázek č. 5 - Rozmístění půdních typů v rámci povodí Bertinského potoka (INSPIRE 2013)

Podle dat, která byla poskytnuta pražskou pobočkou VÚMOP, se v povodí vyskytují převážně půdy spadající do hydrologické skupiny půd označené jako „B“, tedy půdy se střední rychlostí infiltrace. Půdy spadající do hydrologické skupiny „C“ což jsou půdy s nízkou rychlostí infiltrace, se vyskytují ve spodní části povodí v okolí budoucí vodní nádrže. To je zřejmé z obrázku č. 6.



Obrázek č. 6 – Výskyt HPJ v rámci povodí MVN dle VÚMOP

V tabulce č. 8 jsou uvedena čísla HPJ vyskytující se v lokalitě s jejich rozlohou a zařazením do hydrologické skupiny půd dle Janečka (2008).

HPJ	Hydrologická skupina půd	rozloha [km ²]
8	B (C)	0,083
11	B	0,082
12	B	0,094
13	B	0,793
15	B (C)	0,611
21	A	0,403
22	A - B	0,175
26	B (C)	0,455
38	C - D	0,027
41	C - D	0,036
47	C	0,499
48	C	0,054
64	C	0,009
68	C	0,033

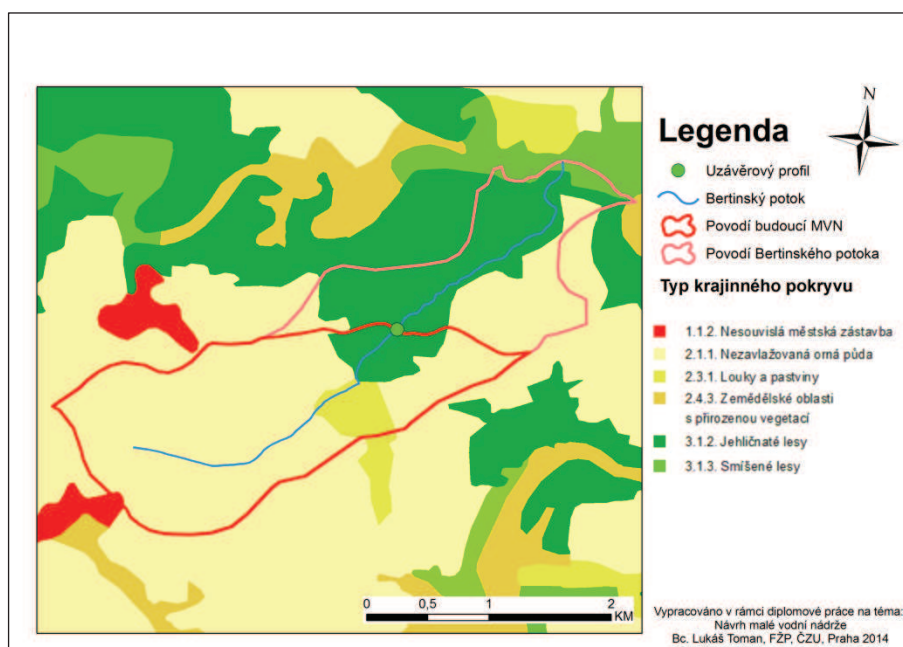
Tabulka č. 8 - Výskyt půd podle HPJ v povodí MVN (Janeček 2008)

5.6 Krajinový pokryv

V dnešní době se pro určování krajinového pokryvu využívá databáze CORINE Land Cover 2012, kterou vytváří CENIA, česká informační agentura životního prostředí. Tato vrstva vznikla na základě družicových snímků krajinového pokryvu

České Republiky v roce 2012. Mapy zahrnují 44 tříd typů území, jsou vytvořené v měřítku 1:100 000 (CENIA 2012).

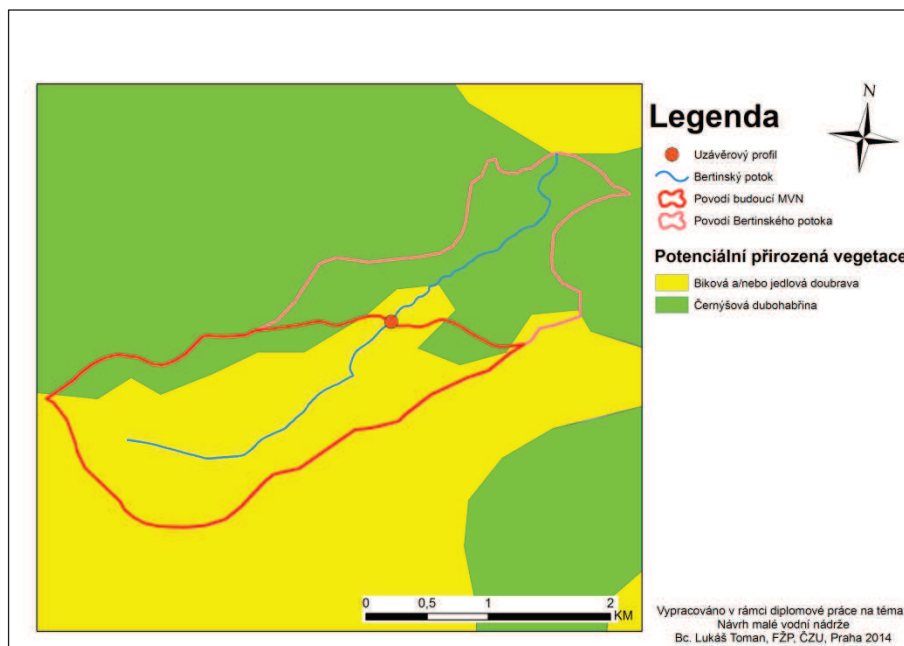
V povodí MVN je jednoznačně nejrozšířenějším krajinným pokryvem nezavlažovaná orná půda s rozlohou 3,13 km², což představuje 87,7 % z celkové rozlohy povodí. Druhým nejvýznamnějším krajinným pokryvem jsou louky a pastviny o rozloze 0,22 km² (6,2 %), které se vyskytují ve spodní části pravého povodí. Téměř shodnou rozlohu jako louky a pastviny mají v povodí také jehličnaté lesy, ty se vyskytují ve spodní části povodí okolo uzávěrového profilu a jejich rozloha je 0,21 km² (5,9 %). Posledním typem pokryvu je nesouvislá městská zástavba (okraj obce Břízsko) s rozlohou 0,01 km² (0,2 %), která se nachází v horní části povodí. Typy krajinného pokryvu v povodí MVN jsou vidět na obrázku č. 7.



Obrázek č. 7 – Zastoupení krajinného pokryvu v povodí Bertinského potoka (INSPIRE 2013)

5.7 Přirozená potenciální vegetace

V povodí MVN zcela jasně převládá oblast bikové a/nebo jedlové doubravy, která se rozprostírá na území téměř celého povodí. Ve zbylé části se vyskytuje vegetace černýšové dubohabřiny. Ta se nachází pouze v severní části levého a na malém území ve spodní části pravého povodí, jak lze vidět z obrázku č. 8.



Obrázek č. 8 – Rozmístění přirozené potenciální vegetace v povodí Bertinského potoka
(INSPIRE 2013)

Černýšové dubohabřiny jsou lesy, v kterých dominuje hlavně habr obecný, dub zimní a letní s častou příměsí lípy srdčité. Půdy zde jsou bohaté na živiny, zpravidla hluboké na svazích i plošinách v teplejších oblastech. Horninové podloží tvoří nejrůznější typy hornin, a to od kyselých hornin krystalinika přes vápence a slínovce až po třetihorní a čtvrtohorní sedimenty. Jsou to jedny z nejrozšířenějších typů přirozené lesní vegetace v Českém středohoří, v okolí Prahy, Plzně, atd. Jejich ohrožení spočívá v možnosti převedení na jehličnaté kultury a v přemnožení zvěře (Chytrý, Kučera a Kočí 2001).

Bikové a/nebo jedlové doubravy jsou světlé doubravy, v kterých převládá dub zimní nebo letní, se slabou příměsí břízy bělokoré a borovice lesní. Tento typ doubrav leží na živinami chudých substrátech (např. žuly, ruly, svory, břidlice) v pahorkatinách v nadmořské výšce mezi 250 a 450 m n. m. Půdy jsou středně hluboké až mělké, v místech silně vysychavé. Jejich výskyt je hojný ve středních, západních a severních Čechách. Ohroženy mohou být mýcením přirozených porostů, převodem na jehličnaté kultury, trachemykózou a eutrofizací (Chytrý, Kučera a Kočí 2001).

6. HYDROLOGICKÝ MODEL POVODÍ MALÉ VODNÍ NÁDRŽE

V této kapitole byly určeny kulminační hodnoty povodňových průtoků Q_{100} , Q_{50} a Q_{20} a jejich časový průběh. K tomuto úkolu bylo zapotřebí vybrat vhodný hydrologický model.

6.1 Výběr modelu

Byl vybrán model DesQ-MAXQ, který využívá k odvození maximálních průtoků metodu čísel odtokových křivek (CN křivky). Autoři tohoto modelu Hrádek a Kuřík (2001) uvádí, že je vhodný pro odvození maximálního N-letého průtoku, objemu a tvaru povodňové vlny v nepozorovaném profilu povodí. Důležitým kritériem pro výběr tohoto modelu bylo jeho poměrně rychlé a jednoduché vytvoření a také to, že veškerá vstupní data jsou relativně snadno zjistitelná. Tento model má však jedno omezení a to jeho použitelnost pouze pro povodí o velikosti max. 5 km^2 . Povodí uvažované MVN má ovšem rozlohu pouze $3,57 \text{ km}^2$, proto není žádný důvod tento model nepoužít.

6.2 Nastavení modelu

Model byl nastaven pomocí uživatelské příručky k tomuto modelu (Hrádek a Kuřík 2001).

Nejprve bylo potřeba v hydrologickém modelu nastavit parametry výpočtu. Zde byla nastavena schematizace povodí na dva svahy, tedy rozdělení povodí na levé a na pravé. Poté byla zvolena první varianta výpočtu maximálního N-letého průtoku vyvolaného přívalovým deštěm kritické doby trvání.

Po nastavení parametrů výpočtu bylo potřeba nastavit vstupní dešť. Hodnoty maximálního jednodenního srážkového úhrnu byly vybrány pro nejbližší srážkoměrnou stanici z tabulky dle Šamaje, Valoviče a Brázdila (1985), jež je součástí softwaru. Tato stanice se nalézá v obci Liblín, která se nachází cca $3,5 \text{ km}$ vzdušnou čarou od těžiště povodí. Při výpočtu se uvažuje, že celá plocha povodí je zasažena návrhovým deštěm rovnoměrně.

Dále byla dosazena délka a sklon údolnice, plocha a průměrný sklon levého a pravého povodí. Na základě HPJ a jejich zastoupení v povodí bylo pomocí softwaru odvozeno číslo CN křivky pro levé i pravé povodí. Z charakteru krajinného pokryvu

a jeho zastoupení v povodí byla programem dosazena drsnost. Hodnoty parametrů vstupujících do modelu si lze prohlédnout na obrázku č. 9.

Obrázek č. 9 – Nastavení modelu DesQ-MAXQ pro výpočet maximálního odtoku z povodí MVN

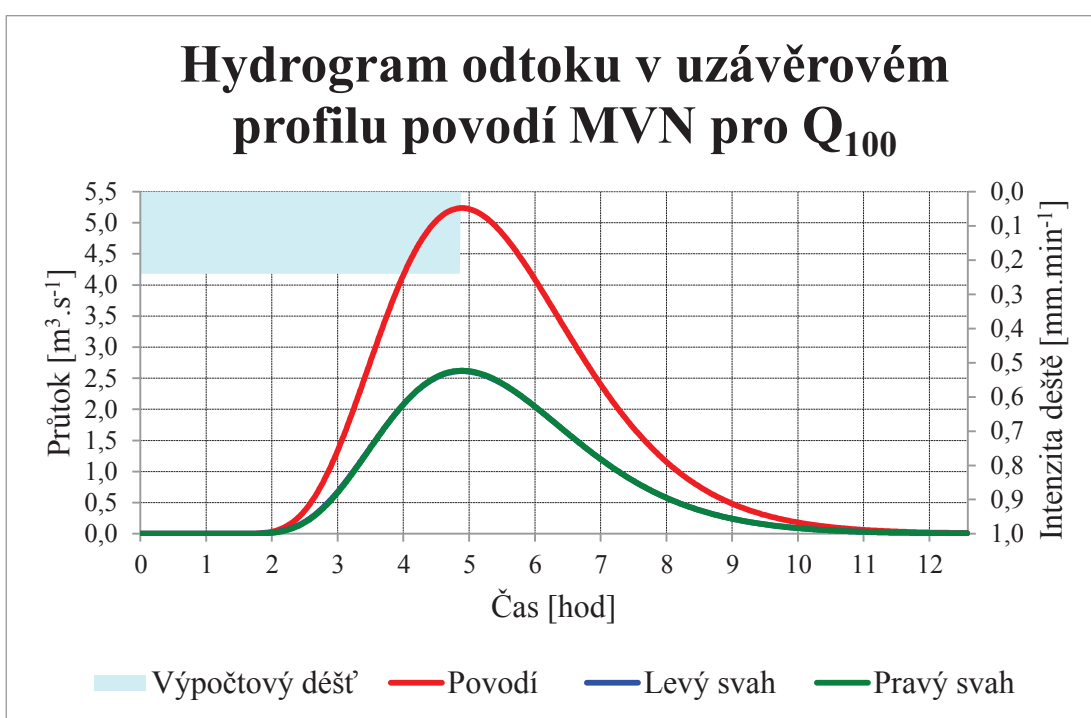
6.3 Výsledky modelu

Výsledné výstupy z modelu si lze prohlédnout v tabulce č. 9 a obrázcích č. 10, 11 a 12.

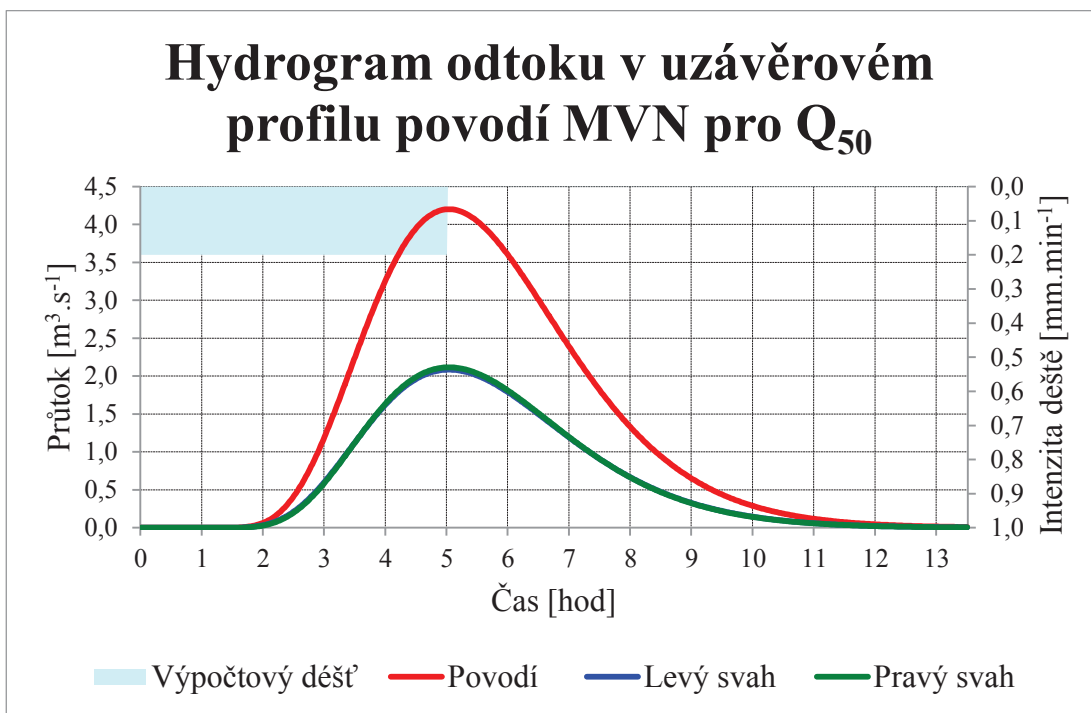
N-leté maximální průtoky a objemy povodňových vln				Jednotky
N	20	50	100	[roky]
Q_N	3,00	4,20	5,24	$[m^3 \cdot s^{-1}]$
W_{PVT}	52,20	61,80	68,90	$[10^3 \cdot m^3]$

Tabulka č. 9 – Výsledné hodnoty maximálních odtoků z povodí MVN dle DesQ-MAXQ

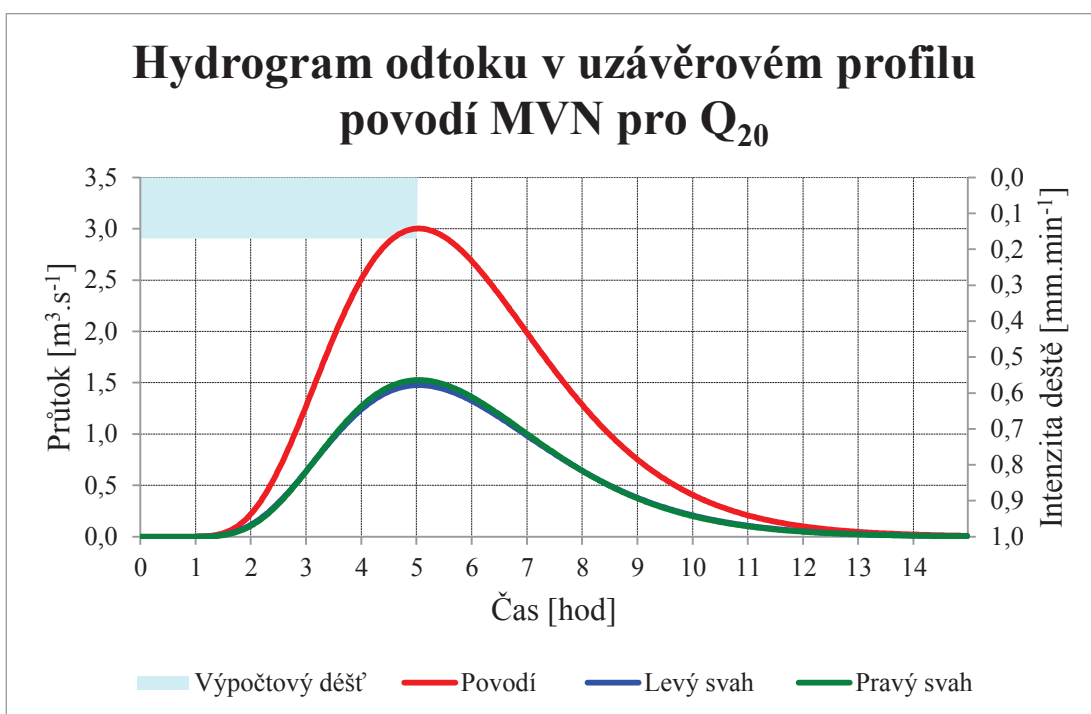
Dle výsledných grafů (obrázek č. 10, 11 a 12) lze konstatovat, že odtok z pravé části povodí se podílí téměř totožnou hodnotou na celkovém odtoku z povodí jako odtok z levé části povodí. Toto je zapříčiněno tím, že plocha obou povodí je téměř shodná a parametry obou povodí, na základě kterých se odvozují hodnoty CN křivek, jsou pro obě povodí taktéž velmi podobné.



Obrázek č. 10 – Výsledný hydrogram maximálního odtoku uzávěrovým profilem povodí MVN s dobou opakování 100 let



Obrázek č. 11 – Výsledný hydrogram maximálního odtoku uzávěrovým profilem povodí MVN s dobou opakování 50 let



Obrázek č. 12 – Výsledný hydrogram maximálního odtoku uzávěrovým profilem povodí MVN s dobou opakování 20 let

6.4 Porovnání s daty ČHMÚ

Vzhledem k tomu, že od ČHMÚ byla poskytnuta pouze hodnota Q_{100} , která je rovna průtoku o velikosti $8,59 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, mohl být porovnán s výsledkem modelu pouze tento N-letý průtok. Pomocí modelu bylo vypočteno, že hodnota maximálního stoletého průtoku je rovna $5,24 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Rozdíl těchto dvou hodnot je $3,30 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Jak již bylo zmíněno v kapitole 5.2 Hydrologické charakteristiky může u dat od ČHMÚ pro maximální průtok s dobou opakování sto let v kategorii IV. nastat 60% -ní střední kvadratická chyba. Po porovnání obou výsledků je možné konstatovat, že výsledky modelu s ohledem na zmíněnou chybu lze považovat za použitelné.

7. GEODETICKÉ ZAMĚŘENÍ

Jedním z nejzásadnějších podkladů pro návrh MVN je dostatečně podrobná vrstevnicová mapa zátopy MVN a přilehlého okolí, včetně úseku podél vodního toku nad přítokem do nádrže a dále pak dostatečně dlouhého úseku pod hrází nádrže tak, aby bylo možné vypracovat optimální řešení zaústění odtoku z bezpečnostního přelivu zpět do Bertinského potoka. Dle Vrány a Berana (1998) je adekvátním podkladem vrstevnicová mapa s intervalem jednotlivých vrstevnic alespoň po jednom metru. Jelikož pro tuto lokalitu nebyla k dispozici žádná vhodná vrstevnicová mapa, bylo nezbytně nutné si tuto mapu obstarat geodetickým zaměřením.

7.1 Postup měření

Měření proběhlo ve dnech 16. a 17. dubna 2013. K zaměření byly použity dva přístroje Leica GPS 1200 (obrázek č. 13) a jedna totální stanice Topcon ES-105 BG.

K zahájení bylo potřeba stanovit geodetický bod, který bude nejbližší k místu navrhované MVN. Tento bod byl určen z mapy bodového pole dostupného na webových stránkách ČÚZK a byl jím bod č. 219. Podrobné informace o tomto výchozím bodě jsou v příloze č. 2. Jelikož se tento bod nachází od zátopy MVN vzdušnou čarou asi 450 m, což je poměrně velká vzdálenost, byl na tento bod postaven GPS přístroj, použitý jako referenční stanice. Samotné měření proběhlo v místě budoucí zátopy MVN a jejího blízkého okolí. Zde byl nejdříve dřevěnými kolíky vytyčen polygon o 31 bodech a následně pomocí druhého přístroje GPS byly zjištěny souřadnice a nadmořská výška těchto bodů. Poté probíhalo z těchto hlavních bodů podrobné zaměření terénu pomocí totální stanice Topcon ES-105 BG a odrazného hranolu. V celé lokalitě bylo zaměřeno kromě 31-ti hlavních bodů také 726 bodů podrobných.

7.2 Zpracování dat

Data byla stažena z jednotlivých přístrojů a převedena do textového souboru (.txt). Dále byla data zpracována pomocí softwaru ArcGIS 9.3. Do jeho aplikace ArcMap byly nahrány všechny textové soubory obsahující data z měření a vytvořena z nich bodová vrstva ve formátu .shp. Pomocí této bodové vrstvy byl zhotoven digitální model terénu (DMT), z kterého byl následně vytvořen vrstevnicový podklad v intervalu 0,5 m.

Po získání těchto vrstev vrstevnic, které odpovídají svým intervalem vrstevnicovému podkladu dostatečně kvalitního k návrhu MVN, bylo potřeba exportovat vrstvy ve formátu .shp do formátu .dwg, se kterým pracuje software AutoCAD použitý pro výkresovou část této diplomové práce.



Obrázek č. 13 – Příklad Leica GPS 1200 použitý při měření

8. NÁVRH MALÉ VODNÍ NÁDRŽE

8.1 Základní parametry MVN

V této části byly pro přehlednost vypsány základní parametry MVN v k. ú. Kozojedy:

Vodní plocha při hladině H_{norm}	9 675 m ²
Vodní plocha při hladině H_{max}	13 116 m ²
Objem vody při hladině H_{norm}	18 379 m ³
Objem vody při hladině H_{max}	29 817 m ³
Kóta hladiny H_{norm}	357,5 m n. m.
Kóta hladiny H_{max}	358,5 m n. m.
Kóta koruny hráze	359,0 m n. m.
Délka hráze	72,53 m
Šířka koruny hráze	3,0 m
Maximální hloubka v nádrži	5,7 m
Maximální výška hráze	7,7 m
Sklon vzdušního líce	1:2
Sklon návodního líce	1:3
Objem hráze	7 150 m ³
Délka přelivné hrany bezpeč. přelivu	4,0 m
Světlost odpadního potrubí (DN)	600 mm

8.2 Hráz

Výkresy týkající se tělesa hráze jsou přiloženy ve výkresové části diplomové práce v přílohách č. 3, 4, 5a, 5b, 5c a 5d.

Vzhledem k morfologii terénu v řešené oblasti je navržena čelní hráze, která je umístěna v nejužším místě údolí tak, aby objem tělesa hráze byl co nejmenší a objem vody v zatopené části nádrže naopak co největší.

S ohledem na vysokou finanční náročnost nebyl proveden pedologický průzkum. Z toho důvodu proběhlo zařazení zemin na základě dostupných mapových podkladů a rekognoskace terénu. Zjištěné typy zeminy, které se nacházejí v místě stavby a jejím blízkém okolí, lze zařadit dle ČSN 75 2310 „Sypané hráze“ do skupiny označené symbolem SM, třídy S4. Za předpokladu, že se tato zemina v místě stavby a jeho blízkém okolí vyskytuje v dostatečném množství, bylo rozhodnuto tuto zeminu použít pro stavbu homogenní hráze, jelikož ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“ uvádí, že tato zemina je pro tento účel vhodná.

Příčný profil hráze byl navržen jako jednoduchý lichoběžníkový. Koruna hráze byla navržena ve sklonu 1 % směrem do nádrže. Jelikož je po koruně hráze vyloučen jakýkoliv pojezd motorových vozidel, byla šířka koruny hráze navržena na 3 m. Povrch koruny hráze bude ohumusován ve vrstvě 15 cm a zpevněn travním semenem.

Celková výška hráze byla stanovena na 7,7 m ze vzorce (1) podle Vrány a Berana (1998).

$$H_h = H_0 + H_z + H_r + H_b \quad (1)$$

Kde:

H_h	...	<i>celková výška hráze [m]</i>
H_0	...	<i>hloubka založení hráze [m]</i>
H_z	...	<i>hloubka zásobního prostoru [m]</i>
H_r	...	<i>hloubka retenčního prostoru [m]</i>
H_b	...	<i>bezpečnosti převýšení hráze nad maximální hladinou (m)</i>

Hráz bude založena po odstranění svrchní vrstvy půdy a odtěžení zvětralé horniny na očištěný povrch do hloubky 0,5 m na nepropustné podloží. Mezi patou návodního svahu a osou hráze se těleso hráze spojí s nepropustným podložím lichoběžníkovou zavazovací ostruhou délky 3,4 m se sklonem svahů 1:1. Spodní hrana zavazovací ostruhy bude min. 0,5 m pod základovou spárou. Díky tomuto opatření dojde ke snížení průsaku vody pod hrází a zároveň ke zvýšení stability hráze.

Hloubka zásobního prostoru je 5,7 m a hloubka retenčního prostoru byla zvolena na 1 m a to proto, aby byl zachován požadavek starosty obce Kozejedy, který vyžadoval maximální možnou kapacitu retenčního prostoru MVN.

Výška bezpečnostního převýšení hráze je závislá na předpokládané maximální výšce vln vyvolaných větrem. Dle ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“ byla určena výška bezpečnostního převýšení na 0,5 m, přičemž jako opevnění je uvažován drsný povrch z lomového kamene, sklon návodního svahu 1:3 a efektivní délka rozběhu vlny 289 metrů. Tato délka je rovna délce vzdutí hladiny na toku vlivem vybudování MVN.

Návodní svah byl navržen ve sklonu 1:3, což vychází z typu zeminy, která je na zemní těleso použita. Tento svah bude opevněn částečně opracovaným lomovým kamenem o tloušťce 30 cm uloženým do šterkopískového lože mocného 20 cm. Poté se spáry lomového kamene zasypou šterkopískem a vyklínují úlomky lomového kamene. Proti sesunutí opevnění, respektive návodního svahu, byla v patě hráze navržena patka z kamenné rovnaniny.

Vzdušní svah byl navržen v maximálním přípustném sklonu 1:2 a stejně jako u návodního líce vychází z vlastností použité zeminy. Tento svah bude ohumusován v tloušťce 15 cm a zpevněn travním semenem. Pro lepší kontrolu hráze a správnou funkci drenáže nebude na tělese hráze vysazena žádná dřevinná vegetace.

K bezpečnému odvedení prosakující vody skrz hráz bude vybudován patní drén z perforovaného plastového potrubí DN 200 vyspádovaného tak, aby voda mohla potrubím proudit gravitačně směrem k vývařišti za výtokem z odpadního potrubí. Perforované potrubí bude obsypáno šterkem, na který bude navazovat postupně šterkopískový filtr o tloušťce 25 cm a pískový filtr o tloušťce 25 cm. Filtr bude vrstven a hutněn po 20 cm. Vybudování filtru s patním drénem proběhne před zahájením sypání hráze.

V profilu hráze se nachází terénní nerovnost ve tvaru „homole“ o objemu 2 138 m³, ta bude potřeba před zahájením výstavby hráze odtěžit proto, aby charakter hráze zůstal homogenní a byly zachovány vhodné podmínky pro založení hráze. Sypání hráze proběhne materiálem zbaveným organické látky, přičemž max. povolené množství těchto látek je 5 % hmotnosti. Těleso hráze se bude vysypávat ve vrstvách o mocnosti 20 cm, které budou následně hutněny na 95 % maximální objemové hmotnosti sušiny podle Proctorovy zkoušky. Sypání hráze by mělo probíhat za příznivých klimatických podmínek.

Nádrž byla umístěna do nejužšího místa údolí tak, aby co nejkratší hráz vytvořila co největší akumulovaný prostor. Hodnota absolutního objemového ukazatele v profilu, v kterém bude vystavena hráz MVN byla vypočtena ze vztahu (2) a má hodnotu 2,6. Dle ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“ by hodnota neměla klesnout pod 4,0. I přesto, že vybraný profil byl umístěn do nejvhodnějšího místa, které bylo možné, není hodnota absolutního objemového ukazatele optimální.

$$\eta = \frac{V_z}{V_h} \quad (2)$$

Kde:

η	...	absolutní objemový ukazatel [-]
V_z	...	objem vody v zásobním prostoru [m^3]
V_h	...	objem zeminy v tělese hráze [m^3]

8.3 Bezpečnostní přeliv

Výkres bezpečnostního přelivu je uveden ve výkresové části v příloze č. 6.

Byl navržen přímý bezpečnostní přeliv v koruně hráze. Přeliv byl dimenzován tak, aby bezproblémově převedl sto letý kulminační průtok o hodnotě $5,24 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Při tomto průtoku bude využit celý retenční prostor o výšce 1 m. Spodní kóta retenčního prostoru je na hranici normální hladiny v nadmořské výšce 357,5 m n. m. Na této kótě byla samozřejmě umístěna i přelivná koruna bezpečnostního přepadu, která byla navržena délky 4 m a šířky 3,2 m. Horní kóta retenčního prostoru je na úrovni maximální hladiny v nadmořské výšce 358,5 m n. m. Přeliv je betonový, obložený lomovým kamenem a založený 1 m pod úroveň terénu.

Na přeliv navazuje skluz dimenzovaný tak, aby převedl stejný průtok jako bezpečnostní přeliv. Za tímto účelem byl navržen skluz lichoběžníkového tvaru se šířkou ve dně 4 m a sklonem svahů 1:1. Podélný sklon skluzu byl vzhledem ke konfiguraci terénu navržen v jednotném sklonu 23 % s celkovou délkou 28,89 m. V takto navrženém korytě by při návrhovém průtoku proudila voda o hloubce cca 0,25 m. Hloubka koryta skluzu byla však navýšena na 0,35 m proto, aby byla zajištěna výšková rezerva proti vylití z koryta skluzu. Tento skluz bude opevněn lomovým kamenem do betonového lože o tloušťce 0,20 m.

Koryto skluzu je zaústěno do vývaru o rozměrech 7,5x4,0x1,0 m opevněného lomovým kamenem. Tento vývar slouží k tlumení kinetické energie vodní masy

přitékající za povodňových událostí skluzem. Z vývařiště je voda odváděna vodním korytem hlubokým 0,45 m se sklonem svahů 1:1 a podélným sklonem 3 %. Toto koryto ústí do neopevněného toku Bertinského potoka, které bude pročištěno.

8.4 Výpustné zařízení

Výkres výpustného zařízení je součástí výkresové části v příloze č. 7.

Vzhledem k tomu, že hloubka vody u výpustného zařízení bude při normálním stavu hladiny 5,7 m, bylo výpustné zařízení navrženo jako uzavřený požerák s jednou hradicí (dlužovou) stěnou a kanalizačním šoupátkem. Kanalizační šoupátko bylo navrženo o DN 300. Nad kanalizačním šoupátkem je železobetonová hradicí stěna o tloušťce 0,46 m, která končí 1,5 m pod úrovní hladiny zásobního prostoru (356,0 m n. m.). Od této kóty až po normální hladinu bylo navrženo místo železobetonové hradicí stěny 10 dubových dluží o tloušťce 60 mm, vysokých 15 cm a širokých 50 cm. V požeráku jsou navrženy dvě totožné vodící drážky pro osazení dluží, přičemž v jedné drážce budou osazeny dluže a druhá drážka bude sloužit jako revizní. Při manipulaci vody je důležité dbát na to, aby kanalizační šoupátko bylo otevřené až ve chvíli, kdy jsou vyhrazené všechny dluže. Vtok do objektu, který je u dna, je chráněn česlemi s roztečí česlic 60 mm.

Požerák bude vyroben z vodostavebního betonu vyztuženého kari sítěmi o průměru 8 mm a velikostí ok 100 mm. Tloušťka stěn požeráku byla navržena na 0,3 m a rozměr šachty požeráku na 1,0x0,7 m. Na požerák bude přístup zajištěn kovovou lávkou, která bude podepřena kovovým sloupkem v návodním svahu hráze. Šachta bude shora zakryta ocelovým poklopem opatřeným zajišťujícím ochranu proti cizímu vniknutí. Ve stěně šachty byl navržen ocelový žebřík, po kterém bude možno sestoupit až na dno šachty. Dno šachty (spadiště) bude obloženo kamennou dlažbou tloušťky 200 mm. Celá konstrukce požeráku bude umístěna na betonovém základě o rozměrech 2,76x2,20x1,00 m, zajišťující tomuto objektu stabilitu.

Odpadní potrubí nebylo možné navrhnout kolmé na osu hráze vzhledem k terénním poměrům. Proto bylo navrženo tak, aby vedlo nejnižším místem údolí a zároveň byla zachována co možná nejkratší délka potrubí. Potrubí proto bylo navrženo s vychýlením o 9° od kolmice na osu hráze. Délka potrubí tak byla zvýšena oproti variantě, kdy by potrubí zůstalo kolmé na osu hráze, jen o 0,53 m. Potrubí

bylo navrženo železobetonové o DN 600. Na objekt navazuje výpustné zařízení pružnou dilatační spárou. Bylo navrženo v jednotném sklonu 1,33 % a v celé své délce (41,33 m) bude obetonováno, přičemž obetonování bude provedeno tak, aby stěny byly šikmé a mohlo tak dojít k bezproblémovému zhutnění zeminy okolo tohoto objektu.

8.5 Dno a břehy nádrže

Výkresy dna a břehů malé vodní nádrže jsou obsahem výkresové části v přílohách č. 8, 9a a 9b.

Po zátopovou čáru nádrže, která je ohraničena kótou hladiny H_{norm} (hladiny zásobního prostoru) budou odstraněny všechny dřevinné porosty. Zároveň v tomto prostoru zátopy bude sejmuta orníční vrstva, která bude použita k ohumusování vzdušného líce a koruny hráze, dále k vytvoření pásu trvalých travních porostů v prostoru mezi hladinami H_{max} a H_{norm} . Tento prostor bude sloužit jako filtr při zachytávání splavenin z vody přitékající z přilehlých pozemků. V případě, že vznikne přebytek ornice, bude dle potřeby použit ke zlepšení fyzikálních vlastností půdy na okolních zemědělských pozemcích. Dle ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“ má litorální pásmo významný estetický a ekologický vliv a mělo by zaujímat 15 až 18 % z celkové plochy nádrže. Litorální pásmo bylo navrženo podél východního břehu nádrže o rozloze 1 424 m², což představuje 15 % z celkové plochy nádrže.

Odvodňovací koryto bude vyhloubené v trase stávajícího vodního toku a bylo navrženo tak, aby převedlo jednoletý průtok. Koryto bude lichoběžníkového tvaru o hloubce 0,35 m se šířkou ve dně 1 m a sklonem svahů 1:2. Koryto nebude opevněno.

9. HYDROTECHNICKÉ VÝPOČTY

9.1 Charakteristické čáry nádrže

Charakteristiku nádrže lze popsat batygrafickými křivkami. Tyto křivky vystihují tvar a velikost zátopy, přičemž první křivka popisuje závislost zatopené plochy na hloubce vody $S = f(h)$ a druhá vyjadřuje závislost objemu vody v nádrži na hloubce vody $V = f(h)$ (Tlapák a Herynek 2002).

Batygrafická křivka popisující závislost $S = f(h)$ byla sestrojena na základě vytvořeného vrstevnicového podkladu (viz kapitola 7. Geodetické zaměření). Interval vrstevnic na tomto plánu je 0,5 m v měřítku 1:1000. Odvození plochy proběhlo v programu AutoCAD pro každou vrstevnici znázorňující určitou hloubku vody v zátopě (Tlapák a Herynek 2002).

Batygrafická křivka popisující závislost $V = f(h)$ byla vypočtena pomocí již známých zatopených ploch a jejich hloubek dosazením do rovnice (3). Dosazením do této rovnice a jeho vypočtením se získá dílčí objem mezi dvěma vrstevnicemi (Tlapák a Herynek 2002).

$$V_i = 0,5 \cdot (S_i + S_{i+1}) \cdot \Delta h \quad (3)$$

Kde:

V_i . . . dílčí objem mezi dvěma sousedními vrstevnicemi [m^3]

S_i a S_{i+1} . . . plochy omezené vrstevnicemi i a $i+1$ [m^2]

Δh . . . výškový rozdíl mezi vrstevnicemi i a $i+1$ [m]

Následným sečtením dílčích objemů byl získán celkový objem vody v nádrži. Celý výpočet je shrnut v tabulce č. 10 a průběh obou batygrafických křivek je vidět na obr. č 14.

Průměrná hloubka MVN je 1,9 m a je odvozena ze vztahu (4) (Tlapák a Herynek 2002).

$$h_s = \frac{V_a}{S_a} \quad (4)$$

Kde:

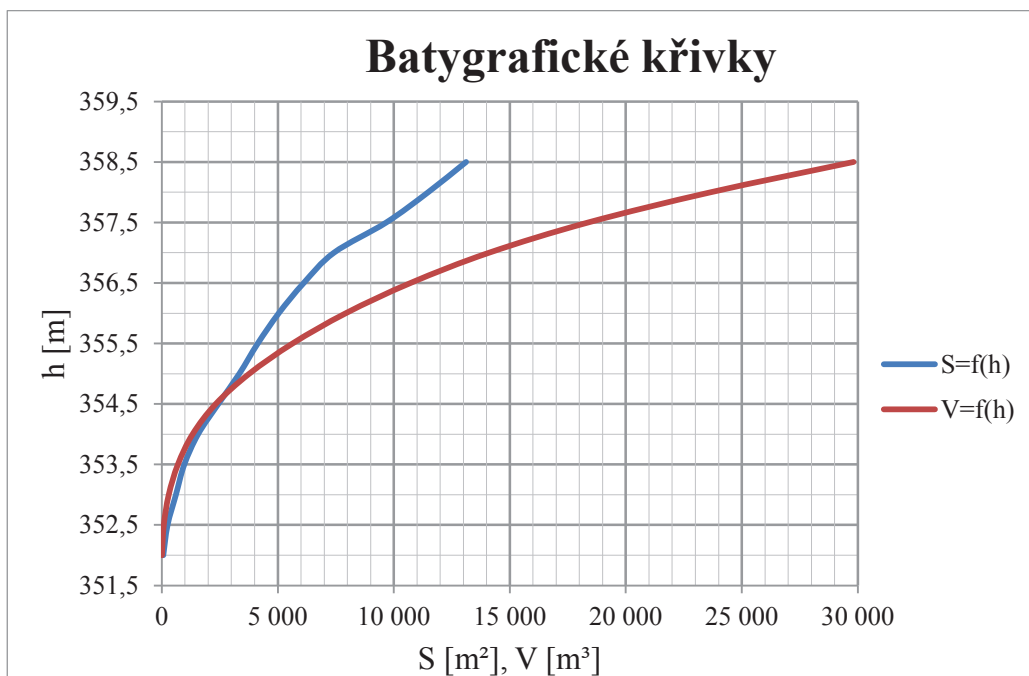
h_s . . . průměrná hloubka MVN [m]

V_a . . . objem akumulované vody [m^3]

S_a . . . plocha hladiny odpovídající stálému nadržení [m^2]

Nadmořská výška	Hloubka vody (h)	Plocha (S)	Δ Výška (h)	\emptyset Plocha (S)	Objem (V)	Σ Objem (V)
[m.n.m.]	[m]	[m ²]	[m]	[m ²]	[m ³]	[m ³]
351,8	0,0	0,0				
			0,2	32,3	6,5	6,5
352,0	0,2	64,6				
			0,5	156,1	78,1	84,5
352,5	0,7	247,7				
			0,5	428,0	214,0	298,5
353,0	1,2	608,3				
			0,5	788,8	394,4	693,0
353,5	1,7	969,3				
			0,5	1 265,7	632,8	1 325,8
354,0	2,2	1 562,0				
			0,5	1 997,6	998,8	2 324,6
354,5	2,7	2 433,1				
			0,5	2 887,5	1 443,7	3 768,3
355,0	3,2	3 341,9				
			0,5	3 738,5	1 869,3	5 637,6
355,5	3,7	4 135,2				
			0,5	4 588,2	2 294,1	7 931,7
356,0	4,2	5 041,3				
			0,5	5 579,4	2 789,7	10 721,3
356,5	4,7	6 117,4				
			0,5	6 767,8	3 383,9	14 105,2
357,0	5,2	7 418,1				
			0,5	8 546,7	4 273,4	18 378,6
357,5	5,7	9 675,4				
			0,5	10 578,7	5 289,3	23 667,9
358,0	6,2	11 482,0				
			0,5	12 298,9	6 149,4	29 817,4
358,5	6,7	13 115,8				
359,0	7,2					

Tabulka č. 10 – Výpočet zatopených ploch a objemů MVN



Obrázek č. 14 – Bytygrafické (charakteristické) křivky MVN

9.2 Ztráty vody v nádrži

9.2.1 Ztráta vody výparem z vodní hladiny

K vypočtení ztrát vody výparem z volné hladiny byla použita příloha B z ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“. Nejprve bylo potřeba stanovit hodnotu ročního výparu na základě nadmořské výšky. Nadmořská výška hladiny stálého nadržení MVN leží v 357,5 m n. m., pro tuto nadmořskou výšku byla odvozena hodnota průměrného ročního výparu jako 770 mm za rok. Po přenásobení plochy stálého nadržení (9 675 m²) průměrným ročním výparem 770 mm (0,77 m) byl vypočten celkový objem vypařené vody za rok, který je roven 7 450 m³.rok⁻¹.

Po odvození objemu celkového ročního výparu byl pomocí tabulky B. 1 (ČSN 75 2410) tento objem rozdělen do jednotlivých měsíců, jak ukazuje tabulka č. 11.

Měsíc		XI.	XII.	I.	II.	III.	IV.
výpar	[%]	4	3	2	2	4	6
výpar	[m ³ .měs ⁻¹]	291	194	149	149	291	432

Měsíc		V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.
výpar	[%]	11	15	18	17	12	7
výpar	[m ³ .měs ⁻¹]	820	1 080	1 356	1 281	887	522

Tabulka č. 11 – Rozdělení průměrného ročního výparu do měsíců

9.2.2 Ztráta vody transpirací rostlin

Ztráta vody transpirací závisí na růstové fázi vegetace a poměru zarostlé plochy hladiny k ploše volné hladiny. V červenci až srpnu, kdy rostliny dosahují maximálního růstu, je ztráta vody transpirací rostlin až 5 krát vyšší jak ztráta z volné hladiny (Vrána a Beran 1998). Hodnotu ztrát transpirací lze zjistit jednoduchým přenásobením výparu z volné hladiny opravným koeficientem z tabulky č. 12.

podíl zarostlé plochy [%]	10	30	50	75
opravný koeficient [-]	1,03	1,08	1,14	1,22

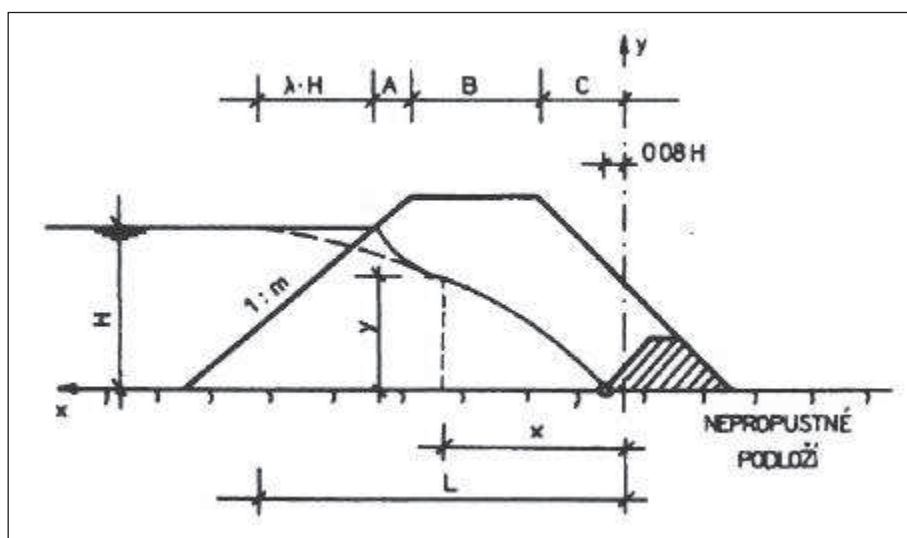
Tabulka č. 12 – Opravný koeficient pro stanovení hodnoty evapotranspirace ze zarostlé plochy nádrže (Vrána a Beran 1998)

Pro MVN je odhadnut poměr zarostlé plochy k volné hladině na 14 %. Pomocí interpolace z tabulky č. 12 tak byl stanoven opravný koeficient 1,04.

9.2.3 Ztráta vody průsakem hrází a podlozím hráze

Výpočet průsakem hráze je velmi důležitý nejen pro následné sestavení vodohospodářské bilance nádrže, ale také pro zajištění bezpečnosti hráze. Bezpečnost bude zajištěna tehdy, kdy depresní křivka zůstane v nezámrazné hloubce. Tato hloubka je v našich klimatických podmínkách stanovena maximálně na 0,8 m až 1 m (Kacálek 2007). V případě, že by depresní křivka nebyla v nezámrazné hloubce půdy, těleso by mohlo být ohroženo vznikem trhlin, které by mohly ohrozit její stabilitu. Poloha a tvar depresní křivky odpovídá výši hladiny v nádrži, proto je nutno ji uvažovat jako nejnepříznivější. To je nejvyšší hladina, která se vyskytuje dostatečně dlouho, aby se pro ni mohla vytvořit depresní křivka. Touto hladinou je obvykle hladina zásobního prostoru nebo též normální hladina (Cáblík 1960).

Výpočet průběhu depresní křivky byl proveden na základě rovnic (5), (6), (7) a obr. č. 15, který popisuje jednotlivé parametry depresní křivky v homogenní hrázi na nepropustném podloží (Vrána a Beran 1998).



Obrázek č. 15 – Schéma k výpočtu ztráty vody průsakem homogenní hráze na nepropustném podloží (Vrána a Beran 1998)

Nejprve byla ze vztahů (5) a (6) určena vodorovná vzdálenost od místa teoretického poklesu hladiny po ohnisko paraboly (depresní křivky)

$$\lambda = \frac{m}{1+2 \cdot m} \quad (5)$$

$$L = \lambda \cdot H + A + B + C \quad (6)$$

Kde:

L	...	vodorovná vzdálenost od místa teoretického počátku poklesu hladiny po ohnisko paraboly (depresní křivky) [m]
λ	..	pomocný koeficient [-]
m	...	sklon návodního svahu [-]
H	...	hloubka vody v nádrži [m]
A	...	vodorovná vzdálenost od hrany koruny hráze na návodní straně po bod styku vody s návodním svahem [m]
B	...	šířka koruny hráze [m]
C	...	vodorovná vzdálenost od hrany koruny hráze na vzdušní straně po osu drenážního potrubí zvětšenou o $0,08 H$ [m]

Poté byla sestrojena depresní křivka z rovnice (7).

$$y^2 = \frac{H^2}{L} \cdot x \quad (7)$$

Kde:

y^2	...	parametr depresní křivky (paraboly) [m ²]
x	...	parametr depresní křivky (paraboly) [m]

Specifický průsak na jeden metr délky homogenní hráze na nepropustném podloží byl určen podle rovnice (8).

$$q = K \cdot \frac{H^2}{2 \cdot L} \quad (8)$$

Kde:

q	...	specifický průsak na 1 m délky [m.s ⁻¹ .m ⁻¹]
K	...	součinitel hydraulické vodivosti zeminy [m.s ⁻¹]

Obvykle se celkový průsak hráze stanoví tak, že se spočítá specifický průsak tělesem hráze ve vzorovém příčném profilu a ten se vynásobí celkovou délkou hráze. Vzhledem k tomu, že těleso hráze MVN Kozojedy má poměrně nepravidelný tvar v důsledku tvaru údolí, byl celkový průsak vypočten tak, že bylo vytvořeno 8 příčných profilů, pro každý z nich byla sestrojena průsaková křivka a pro ni byl spočítán specifický průsak. Poté byl spočítán průměr specifických průsaků sousedících profilů a vynásoben vzdáleností mezi těmito sousedními profily. Celý výpočet je v tabulce č. 13.

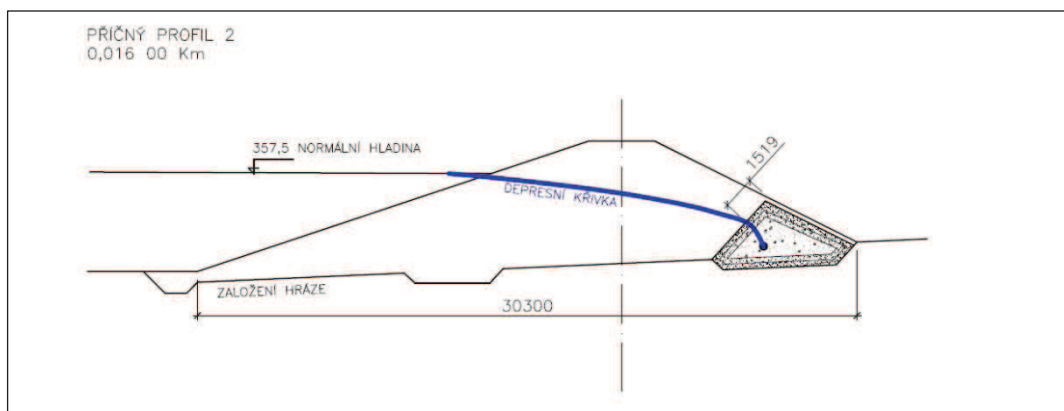
Protože nebyla známa přesná hodnota hydraulické vodivosti zeminy, z které bude postaveno těleso hráze, byla použita ČSN 75 2310 „Sypané hráze“. Tato norma uvádí pro zeminy skupiny SM hydraulickou vodivost v rozmezí 10^{-9} až $5 \cdot 10^{-6}$. Pro účel této práce byla zvolena největší hydraulická vodivost ($5 \cdot 10^{-6}$), tedy nejhorší možná varianta vzhledem k množství průsakové vody a to proto, aby průsak tělesem hráze nebyl podhodnocen.

č. profilu (PF)	H	L	staničení	K	q v PF	vzdálenost mezi PF	Ø q mezi PF	celkový průsak Q	celkový průsak Q
-	m	m	m	$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$	m	$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$	$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	$\text{m}^3 \cdot \text{den}^{-1}$
1	0	6,00	9,73	5,0E-06	0,0E+00				
2	4,5	14,81	16,00	5,0E-06	6,8E-06	6,27	3,4E-06	2,1E-05	1,9
3	5,6	20,03	23,05	5,0E-06	7,8E-06	7,05	7,3E-06	5,2E-05	4,5
4	4,9	21,86	35,59	5,0E-06	5,5E-06	12,54	6,7E-06	8,4E-05	7,2
5	4,6	19,83	38,07	5,0E-06	5,3E-06	2,48	5,4E-06	1,3E-05	1,2
6	4,5	19,50	46,62	5,0E-06	5,2E-06	8,55	5,3E-06	4,5E-05	3,9
7	3,3	18,89	54,69	5,0E-06	2,9E-06	8,07	4,0E-06	3,3E-05	2,8
8	0	10,00	66,90	5,0E-06	0,0E+00	12,21	1,4E-06	1,8E-05	1,5
Σ=								22,9	

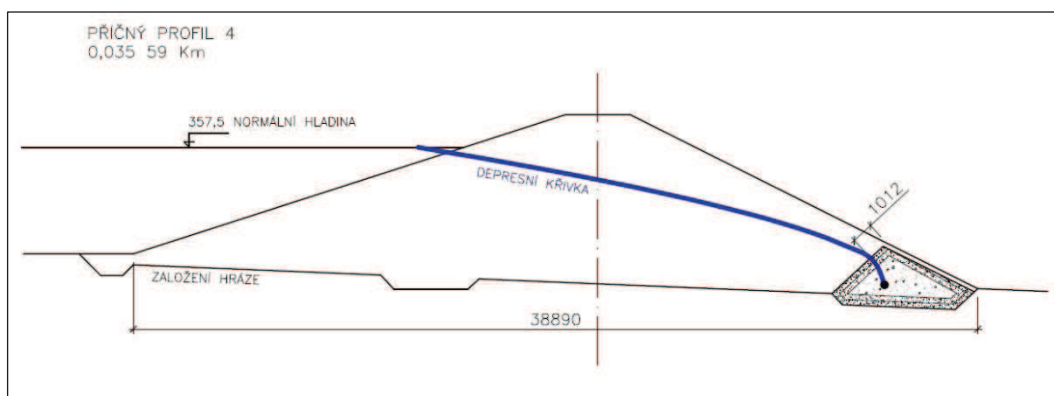
Tabulka č. 13 – Výpočet ztráty vody průsakem tělesem hráze MVN

Celkový průsak hráží je tedy stanoven na $22,9 \text{ m}^3 \cdot \text{den}^{-1}$.

Pro ukázkou je na obrázcích č. 16 a 17 zobrazen průběh depresní křivky v charakteristických profilech hráze 2 a 4.



Obrázek č. 16 – Průběh depresní křivky tělesem hráze v příčném profilu číslo 2



Obrázek č. 17 - Průběh depresní křivky tělesem hráze v příčném profilu číslo 4

Z obou obrázků lze vidět, že nejmenší vzdálenost depresní křivky je od vzdušného líce hlouběji jak 1 m. Z toho plyne, že průsaková voda v hrázi bude chráněna proti zamrznutí, což by v opačném případě mohlo mít za následek porušení hráze a v nejhorším případě i následné protržení

9.3 Vodohospodářská bilance

Řešení vodohospodářské bilance v průběhu roku se provádí obvykle v měsíčním kroku metodou „přítok - odtok“ a dává představu o kolísání hladiny v nádrži během jednotlivých měsíců (Vrána a Beran 1998).

K výpočtu je potřeba znát hodnoty vstupující do bilance jako kladné, to jsou dlouhodobé průměrné měsíční průtoky v profilu hráze („přítok“ do MVN). Dále hodnoty vstupující do bilance jako záporné (označované jako „odtok“), těmi jsou minimální (hygienický) průtok, ztráty vody výparem z vodní hladiny, transpirací rostlin a průsakem hrází.

Jelikož od ČHMÚ byl k dispozici dlouhodobý průměrný roční průtok, nikoli dlouhodobé průměrné měsíční průtoky, bylo potřeba tyto průtoky odvodit. Toho bylo docíleno tak, že bylo z průměrného ročního průtoku spočteno celkové množství vody proteklé profilem hráze MVN za rok, to je rovno hodnotě $283\,824\text{ m}^3\cdot\text{rok}^{-1}$. Poté bylo toto celkové roční množství proteklé vody rozděleno do jednotlivých měsíců podle Němce (1965). Povodí Bertinského potoka bylo zařazeno do skupiny č. I Severní a severozápadní Čechy mimo Ploučnici a Kamenici. Výsledné hodnoty průměrných ročních průtoků jsou v tabulce č. 14.

Měsíc		XI.	XII.	I.	II.	III.	IV.
podíl roč. odtoku	[%]	7,5	7,5	8,5	12,5	15,0	14,0
Ø Q _{měsíc} (přítok)	[m ³ .měs ⁻¹]	21 287	21 287	24 125	35 478	42 574	39 735

Měsíc		V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.
podíl roč. odtoku	[%]	7,5	5,0	6,5	5,0	4,5	6,5
Ø Q _{měsíc} (přítok)	[m ³ .měs ⁻¹]	21 287	14 191	18 449	14 191	12 772	18 449

Tabulka č. 14 – Rozdělení průměrného ročního průtoku (Q_a) do jednotlivých měsíců dle Němce (1965)

Ztráty výparem z volné hladiny, evapotranspirací rostlin a průsakem hráze jsou známy z předchozí kapitoly 9.2 Ztráty vody v nádrži. Hodnota hygienického průtoku je známá z kapitoly 5.2 Hydrologické charakteristiky.

Po zjištění všech vstupních hodnot byla sestavena přehledná vodohospodářská bilance do tabulky č. 15. V tabulce jsou pro přehlednost „přítoky“ označeny zeleně a „odtoky“ oranžově. Ve vodohospodářské bilanci bylo uvažováno s nadlepšením průtoku v korytě pod hrázi v měsících červen až září z průtoku MZP (1,5 l.s⁻¹) na hodnotu 3 krát vyšší, tedy na 4,5 l.s⁻¹.

Měsíc		XI.	XII.	I.	II.	III.	IV.
počet dní	[-]	30	31	31	29	31	30
přítok	[m ³ .měs ⁻¹]	21 287	21 287	24 125	35 478	42 574	39 735
výpar	[m ³ .měs ⁻¹]	291	194	149	149	291	432
ztráty transpirací	[m ³ .měs ⁻¹]	302	201	155	155	302	449
ztráty průsakem hráží	[m ³ .měs ⁻¹]	688	710	710	665	710	688
min. zůstatk. průtok	[m ³ .měs ⁻¹]	3 888	4 018	4 018	3 758	4 018	3 888
3x min. zůstatk. průtok	[m ³ .měs ⁻¹]	-	-	-	-	-	-
Bilance	[m³.měs⁻¹]	16 119	16 164	19 093	30 751	37 253	34 278
Zůstatek vody v MVN	[m³]	16 119	18 379	18 379	18 379	18 379	18 379

Měsíc		V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.
počet dní	[-]	31	30	31	31	30	31
přítok	[m ³ .měs ⁻¹]	21 287	14 191	18 449	14 191	12 772	18 449
výpar	[m ³ .měs ⁻¹]	820	1 080	1 356	1 281	887	522
ztráty transpirací	[m ³ .měs ⁻¹]	852	1 123	1 410	1 333	922	542
ztráty průsakem hráží	[m ³ .měs ⁻¹]	710	688	710	710	688	710
min. zůstatk. průtok	[m ³ .měs ⁻¹]	4 018	-	-	-	-	4 018
3x min. zůstatk. průtok	[m ³ .měs ⁻¹]	-	11 664	12 053	12 053	11 664	-
Bilance	[m³.měs⁻¹]	14 887	-364	2 919	-1 186	-1 388	12 657
Zůstatek vody v MVN	[m³]	18 379	18 015	18 379	17 192	15 804	18 379

Tabulka č. 15 – Výpočet vodohospodářské bilance MVN

Z tabulky č. 15 je vidět, že ve většině měsíců je bilance kladná. Z toho plyne, že v těchto měsících „přítok“ pokryje všechny „odtoky“. Ovšem v měsících červnu,

srpnu a září je bilance záporná. Na pokrytí těchto záporných hodnot bude použita voda ze zásobního prostoru nádrže.

9.4 Návrh bezpečnostního přelivu, skluzu a vývaru

Bezpečnostní přeliv, skluz i vývar byly navrženy tak, aby bezpečně převedly stoletý kulminační průtok a ochránily tak hráz nádrže před protržením.

9.4.1 Bezpečnostní přeliv

Výpočet bezpečnostního přepadu byl proveden podle rovnice dokonalého přepadu (9) (Kunštátský a Patočka 1971).

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (9)$$

Kde:

Q	...	<i>návrhový průtok [m³.s⁻¹]</i>
m	...	<i>součinitel přepadu [-]</i>
b	...	<i>délka přelivné hrany [m]</i>
g	...	<i>tíhové zrychlení [m.s⁻²]</i>
h	...	<i>výška přepadového paprsku [m]</i>

Základním krokem pro návrh bezpečnostního přelivu je určení jeho typu. Jelikož byla u nádrže navržena šířka koruny 3,2 m, jedná se tedy o přeliv přes širokou korunu, protože platí vztah $A > 3h$, kde A je šířka přelivné hrany. Hodnota součinitele přepadu byla stanovena podle tabulek (Kunštátský a Patočka 1971) na hodnotu 0,3, jelikož se jedná o přepad o široké koruně se šikmými bočními stěnami.

Výška přepadového paprsku je dána rozdílem maximální hladiny (357,5 m n. m.) a normální hladiny (356,5 m n. m.) v nádrži a je tedy rovna jednomu metru.

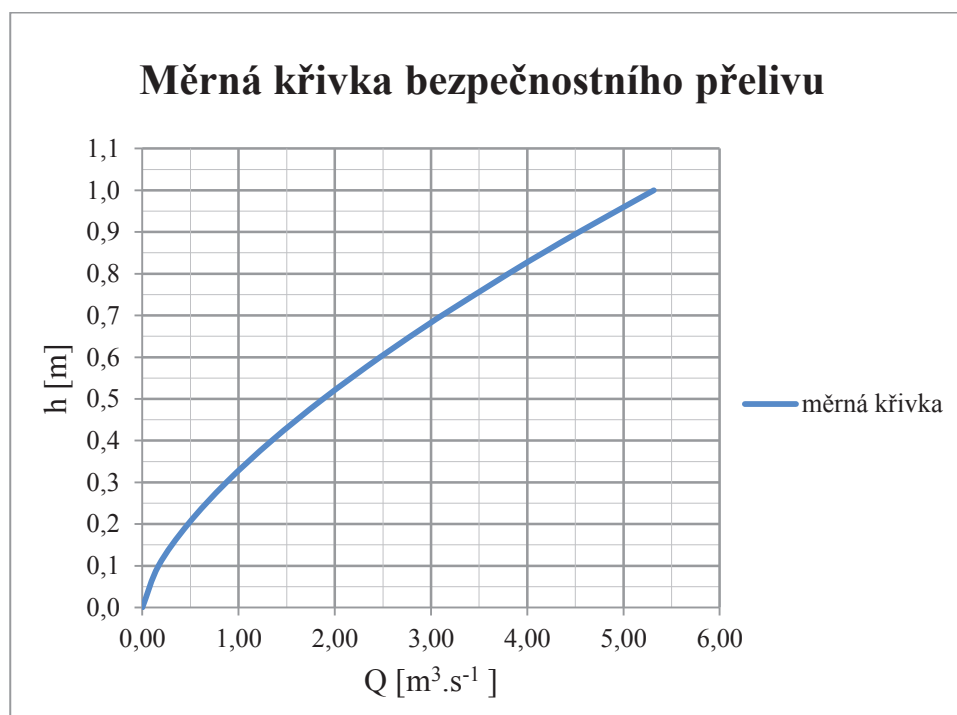
Dalším krokem bylo odvození minimální délky přelivné hrany. Ta byla stanovena odvozením z rovnice (9) na hodnotu 3,94 m. Navržena byla tedy délka přelivné hrany 4 m.

Poté byla vytvořena měrná křivka bezpečnostního přelivu, aby bylo ověřeno, zda dokáže bezpečně převést návrhový průtok Q_{100} o hodnotě 5,24 m³.s⁻¹ a při jaké výšce přepadového paprsku převede průtoky Q_{50} a Q_{20} .

Výpočet měrné křivky je v tabulce č. 16 a průběh měrné křivky je na obrázku č. 18.

h [m]	Q [m ³ .s ⁻¹]	
0,0	0,00	
0,1	0,17	
0,2	0,48	
0,3	0,87	
0,4	1,34	
0,5	1,88	
0,6	2,47	
0,683	3,00	Q ₂₀
0,7	3,11	
0,8	3,80	
0,855	4,20	Q ₅₀
0,9	4,54	
1,0	5,32	

Tabulka č. 16 – Výpočet měrné křivky bezpečnostního přelivu



Obrázek č. 18 – Měrná křivka bezpečnostního přelivu

Z tabulky č. 16 i obrázku č. 18 lze vidět, že navržený bezpečnostní přeliv bezproblémově převede návrhový průtok Q_{100} . Také je z tabulky č. 16 zřejmé že při Q_{50} bude výška přepadového paprsku 0,855 m a při Q_{20} bude tato výška 0,683 m.

9.4.2 Skluz za bezpečnostním přelivem

Návrh skluzu byl proveden výhradně podle rovnic a tabulek jak uvádí Kunštátský a Patočka (1971).

Skluz byl navržen na maximální průtok, který převede bezpečnostní přeliv při výšce přepadového paprsku 1 m, tedy na průtok $5,32 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Skluz je lichoběžníkového průřezu se šířkou ve dně 4 m se sklonem svahů 1:1 (stejně jako bezpečnostní přeliv) a v podélném sklonu 23 %.

Bylo potřeba sestrojít měrnou křivku skluzu a zjistit při jaké hloubce vody převede skluz průtok $5,32 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Měrná křivka byla sestrojena pomocí rovnic (10 – 15).

Nejprve byly spočítány geometrické parametry lichoběžníkového koryta:

$$S = (b + 2y) \cdot y \quad (10)$$

$$O = b + 2y \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad (11)$$

$$R = \frac{S}{O} \quad (12)$$

Kde:

S	...	<i>plocha průřezu [m^2]</i>
b	...	<i>šířka skluzu ve dně [m]</i>
y	...	<i>hloubka vody v průřezu [m]</i>
O	...	<i>omočený obvod [m]</i>
m	...	<i>poměr sklonu svahu (1 : m) [-]</i>
R	...	<i>hydraulický poloměr [m]</i>

Poté bylo potřeba spočítat Chézyho rychlostní součinitel:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \quad (13)$$

Kde :

C	..	<i>Chézyho rychlostní součinitel [$\text{m}^{0,5} \cdot \text{s}^{-1}$]</i>
n	...	<i>drsnostní součinitel dle Manninga [-]</i>

S ohledem na to, že skluz je opevněn lomovým kamenem, byl stanoven Manningův drsnostní součinitel z tabulky drsností na hodnotu 0,025.

Při návrhu skluzu, který má větší sklon než 10 %, což je hranice platnosti Manningových rychlostních vzorců, je zapotřebí uvažovat, že voda při větších sklonech a rychlostech sebou strhává vzduch. Tento jev je příčinou, že směs vody a vzduchu se v toku pohybuje pomaleji, než vychází ze vzorců. Dále je příčný průřez zaplněn z velké části vzduchem, proto je průtok samotné vody menší než udává součin průtočné plochy a rychlosti. Nejjednodušeji se tyto okolnosti zavedou do výpočtu náhradním zvětšeným drsnostním součinitelem (Kunštátský a Patočka 1971). Pro skluz z lomového kamene se sklonem 23 % je Manningův drsnostní součinitel roven hodnotě 0,036. Do Chézyho rovnice popisující proudění o volné hladině byl tedy dosazen zvětšený drsnostní součinitel.

Dalším krokem pro sestavení měrné křivky byl výpočet rychlosti vody v korytě skluzu:

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot J} \quad (14)$$

Kde:

v ... rychlost vody [$m \cdot s^{-1}$]

J ... sklon dna skluzu [-]

Na konec bylo potřeba spočítat průtok vody v průřezu.

$$Q = S \cdot v \quad (15)$$

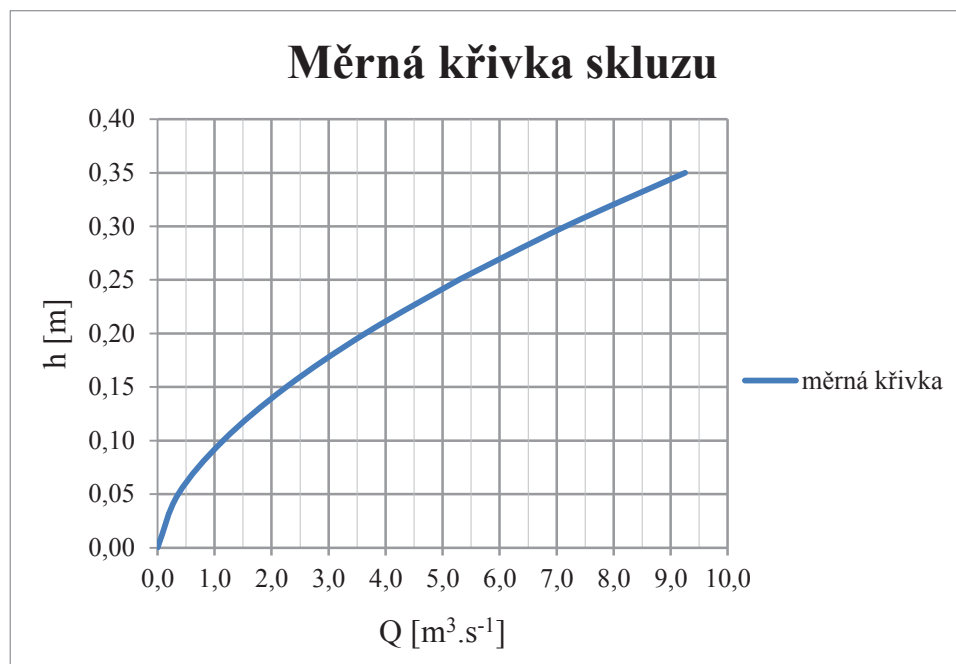
Kde:

Q ... průtok vody [$m^3 \cdot s^{-1}$]

K sestavení měrné křivky bylo potřeba spočítat hodnoty průtoků pro různé hloubky vody v korytě. Postupným zpřesňováním byla zjištěna hloubka vody ve skluzu, která nastane při návrhovém průtoku $5,32 \text{ m}^3 \cdot s^{-1}$. Výpočet měrné křivky je v tabulce č. 17 a graficky je měrná křivka znázorněna na obrázku č. 19.

h [m]	S [m^2]	O [m]	R [m]	C [$m^{0,5} \cdot s^{-1}$]	v [$m \cdot s^{-1}$]	Q [$m^3 \cdot s^{-1}$]
0,10	0,41	4,28	0,10	18,91	2,81	1,15
0,15	0,62	4,42	0,14	20,17	3,63	2,26
0,20	0,84	4,57	0,18	21,09	4,34	3,64
0,25	1,06	4,71	0,23	21,82	4,97	5,28
0,251	1,07	4,71	0,23	21,83	4,98	5,32
0,30	1,29	4,85	0,27	22,43	5,55	7,16
0,35	1,52	4,99	0,31	22,94	6,08	9,25

Tabulka č. 17 - Výpočet měrné křivky koryta skluzu



Obrázek č. 19 - Měrná křivka koryta skluzu

Dle tabulky č. 17 i obrázku č. 19 lze pozorovat, že hloubka vody ve skluzu bude při návrhovém průtoku rovna 0,251 m. Hloubka skluzu byla navržena s ohledem na bezpečnost na 0,35 m.

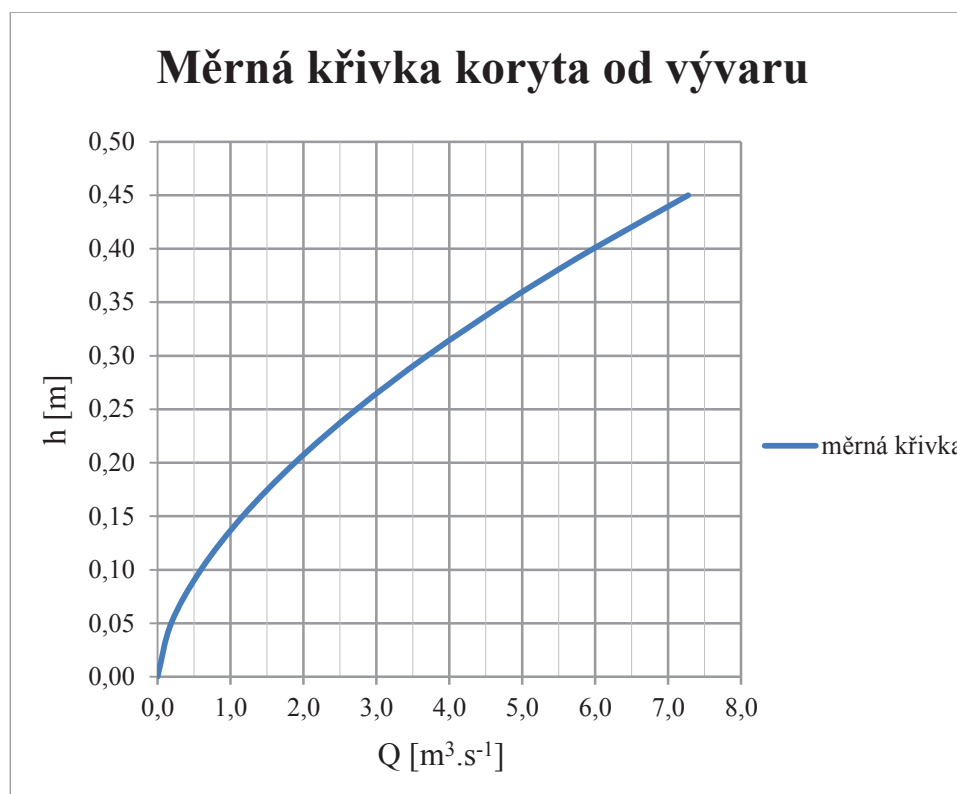
9.4.3 Vývar za skluzem bezpečnostního přelivu

Návrh vývaru byl také proveden výhradně podle rovnic a tabulek jak uvádí Kunštátský a Patočka (1971). Šířka vývaru byla navržena 4 m, stejně jako šířka dna koryta skluzu a koryta za vývarem.

Před samotným návrhem vývaru je potřeba znát hloubku vody v korytě za vývarem, protože tato hloubka vstupuje do výpočtů. Tato hloubka byla odvozena z měrné křivky koryta (tabulka č. 18 a obrázek č. 20). Postup proběhl obdobně jako pro koryto skluzu z předchozí kapitoly. Do výpočtu byl uvažován nezvětšený Manningův drsnostní součinitel 0,025 (lomový kámen). Nezvětšený drsnostní součinitel bylo možné uvažovat, protože sklon dna tohoto koryta je 3 %, je tedy menší jak 10 % a proto by nemělo docházet k výraznému provzdušnění proudu vody.

h [m]	S [m ²]	O [m]	R [m]	C [m ^{0,5} .s ⁻¹]	v [m.s ⁻¹]	Q [m ³ .s ⁻¹]
0,00	0,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05	0,20	4,14	0,05	24,19	0,93	0,19
0,10	0,41	4,28	0,10	27,05	1,45	0,59
0,15	0,62	4,42	0,14	28,85	1,87	1,17
0,20	0,84	4,57	0,18	30,17	2,24	1,88
0,25	1,06	4,71	0,23	31,21	2,57	2,73
0,30	1,29	4,85	0,27	32,08	2,87	3,70
0,35	1,52	4,99	0,31	32,82	3,14	4,78
0,373	1,63	5,06	0,32	33,13	3,26	5,32
0,40	1,76	5,13	0,34	33,47	3,39	5,97
0,45	2,00	5,27	0,38	34,04	3,63	7,28

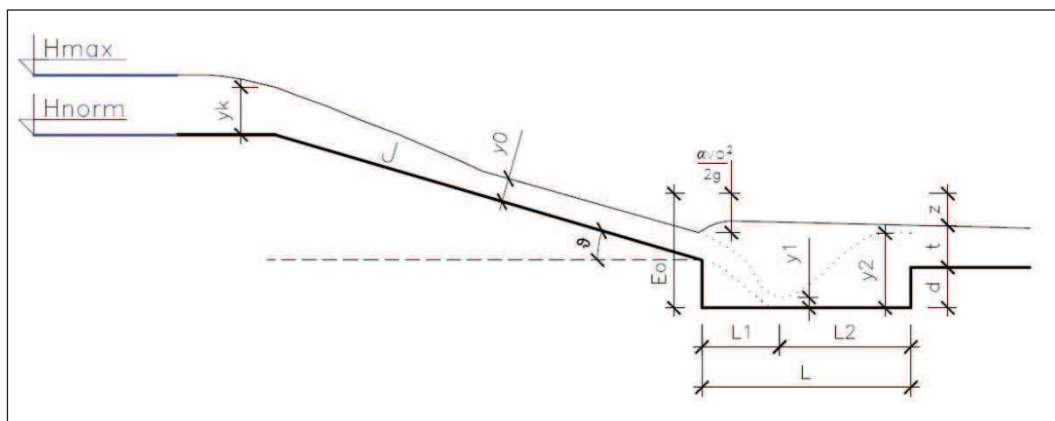
Tabulka č. 18 - Výpočet měrné křivky koryta za vývarem



Obrázek č. 20 – Měrná křivka koryta za vývarem

Voda bude proudit v korytě za vývarem při návrhovém průtoku o hloubce 0,373 m, hloubka koryta byla proto navržena na 0,45 m.

Pro lepší orientaci ve výpočtech pro návrh hloubky a délky vývaru je vložen obrázek č. 21, který znázorňuje jednotlivé parametry vstupující do výpočtů.



Obrázek č. 21 – Schématický obrázek pro výpočet vývaru dle Kunštátského a Patočky (1971)

Výpočet hloubky vývaru proběhl následovně.

$$z = y_0 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} - t \quad (16)$$

Kde:

- z ... rozdíl kóty energetického horizontu na začátku vývaru a kótou hladiny vody na rozhraní konce vývaru a počátku koryta [m]
- y_0 ... hloubka vody v korytě skluzu [m]
- v_0 ... rychlost vody v korytě skluzu [m.s⁻¹]
- g ... tíhové zrychlení [m.s⁻²]
- t ... hloubka v korytě za vývarem [m]

Dále bylo potřeba zjistit hloubku v kritickém průřezu skluzu (y_k), který byl navržen lichoběžníkového tvaru. Kunštátský a Patočka (1971) uvádí, že je nejdříve potřeba spočítat pomocnou hodnotu y_{ok} z rovnice (17), jako by šlo o obdélníkový průřez a pomocí rovnic (18) a (19) dále odvodit hloubku v lichoběžníkovém průřezu.

$$y_{ok} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} \quad (17)$$

Kde:

- y_{ok} ... kritická hloubka pro obdélník. průřez (pomocná hodnota) [m]
- α ... Coriolisovo číslo (rovno 1,1) [-]
- Q ... návrhový průtok [m³.s⁻¹]
- b ... šířka dna [m]

$$\sigma = \frac{m \cdot y_{ok}}{b} \quad (18)$$

Kde:

σ . . . pomocný parametr [-]

m . . . sklon svahů v lichoběžníkového průřezu skluzu [-]

$$y_k = y_{ok} \left(1 - \frac{\sigma}{3} + 0,105 \cdot \sigma \right) \quad (19)$$

Kde:

y_k . . . kritická hloubka v lichoběžníkovém průřezu [m]

Kritická hloubka v lichoběžníkovém průřezu skluzu je rovna 0,556 m. Pomocí kritické hloubky průřezu a parametru z bylo možné vypočíst dle výrazu (20) hodnotu ζ_z , která byla potřeba k dalšímu výpočtu.

$$\zeta_z = \frac{z}{y_k} \quad (20)$$

Kde:

ζ_z . . . pomocný parametr [-]

Parametr ζ_z je roven 2,06, interpolací této hodnoty z tabulky pro návrh hloubky vývaru (Kunštátský a Patočka 1971) byl určen parametr ζ . Tento parametr nabývá hodnoty 4,25 a byl použit v rovnici (21), z které byla vypočtena výška energetického horizontu průřezu na začátku vývaru.

$$E_0 = \zeta \cdot y_k \quad (21)$$

Kde:

E_0 . . . výška energetického horizontu průřezu na počátku vývaru [m]

ζ . . . pomocný parametr [-]

Výška energetického horizontu průřezu na počátku vývaru je rovna 2,36 m. Pomocí rovnice (22) byla stanovena nejmenší teoretická hloubka vývaru.

$$d_0 = E_0 - (z + t) \quad (22)$$

Kde:

d_0 . . . nejmenší teoretická hloubka vývaru [m]

Nejmenší teoretická hloubka vývaru je rovna 0,85 m. Při této hloubce vývaru by však vznikl přilehlý vodní skok. Protože je vhodné, aby vznikl vzdutý vodní skok,

bylo nezbytné spočítat rovnici (23), která uvažuje s bezpečnou mírou vzduť vodního skoku. Podle Kunštátského a Patočky (1971) má být tato hodnota míry vzduť v intervalu $\langle 1,05-1,10 \rangle$. Zvoleno bylo 1,075, což je střední hodnota udávána jako bezpečná míra vzduť.

$$d = \sigma \cdot d_o + (\sigma - 1) \cdot t \quad (23)$$

Kde:

d . . . hloubka vývaru [m]
 σ . . . bezpečná míra vzduť [-]

Hloubka vývaru podle rovnice (23) je 0,94 m. Na základě tohoto výpočtu byla navržena hloubka vývaru přesně 1 m.

Délka vývaru byla navržena následovně ve dvou částech.

V první části byla nejprve z rovnice (24) odvozena doba dopadu vodní částice na dno vývaru.

$$\frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2 + v_o \cdot \sin \vartheta \cdot x = d + \frac{y_o}{2} \quad (24)$$

Kde:

x . . . doba dopadu vodní částice na dno vývaru [s]
 ϑ . . . úhel mezi vodorovnou rovinou a dnem skluzu [-]

Doba pohybu vodní částice až na dno skluzu probíhá po dobu 0,38 sekundy. Po dosazení této hodnoty do rovnice (25) byla vypočtena první část délky vývaru.

$$L_1 = v_o \cdot \cos \vartheta \cdot x \quad (25)$$

Kde:

L_1 . . . první část délky vývaru (Obrázek č. 21) [m]

První část délky vývaru je rovna 1,83 m.

Ve druhé části návrhu délky vývaru bylo nutné nejprve zjistit výšku energetického horizontu průřezu na počátku vývaru při navržené hloubce vývaru (1 m) E_1 z rovnice (26).

$$E_1 = E_d + d \quad (26)$$

Kde:

E_1 . . . výška energetického horizontu průřezu na počátku vývaru při navržené hloubce 1 m [m]

E_d . . . výška energetického horizontu průřezu na počátku vývaru před návrhem vývaru [m]

Hodnota E_d byla zjištěna ze vztahu (27).

$$E_d = y_0 + \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2 \cdot g} \quad (27)$$

Dále byl stanoven pomocný parametr ζ , který vychází z rovnice (28)

$$\zeta = \frac{E_1}{y_k} \quad (28)$$

Parametr ζ je roven 4,53, jeho interpolací z tabulky pro přezkoušení hloubky vývaru (Kunštátský a Patočka 1971) byl určen parametr ζ_1 , který je tedy roven hodnotě 0,34.

Následně byla z rovnice (29) zjištěna výška paprsku vody při dopadu na dno vývaru y_1 (viz obrázek č. 21), která je rovna 0,19 m.

$$y_1 = \zeta_1 \cdot y_k \quad (29)$$

Kde:

y_1 . . . výška paprsku vody při dopadu na dno vývaru [m]

Posledním krokem před samotným výpočtem druhé části délky vývaru bylo stanovení výšky hladiny vody těsně za vodním skokem y_2 (viz obrázek č. 21) z rovnice (30).

$$y_2 = t + d \quad (30)$$

Kde:

y_2 . . . výška hladiny vody těsně za vodním skokem [m]

Druhá část délky vývaru vzešla tedy z rovnice (31) a je rovna 5,67 m.

$$L_2 = 4,8 \cdot (y_2 - y_1) \quad (31)$$

Kde:

L_2 . . . druhá část délky vývaru (viz obrázek č. 21) [m]

Celková délka vývaru byla tedy dána součtem první (L_1) a druhé části (L_2).

Vývar je tedy navržen o rozměrech 7,5x4,0x1,0 m.

9.5 Návrh výpustného zařízení

Bylo navrženo kombinované výpustné zařízení (požerák s plochým kanalizačním šoupátkem kruhového průřezu).

9.5.1 Požerák

Navržen byl požerák se šířkou dluží 0,5 m a výškou dluží 0,15 m. Byla stanovena hodnota průtoku přes jednu a dvě dluže. Tyto hodnoty vychází z měrné křivky požeráku (tabulka č. 18 a obrázek č. 22), která byla vypočtena pomocí rovnic (32, 33 a 34) (Vrána a Beran 1998).

Nejprve se určil součinitel vtoku K_v :

$$K_v = \frac{b \cdot K_{v0}}{b+h} \quad (32)$$

Kde:

K_v . . . součinitel vtoku (ovlivněný výškou přepadového paprsku) [-]

b . . . šířka přelivu (dluže) [m]

K_{v0} . . . součinitel vtoku (podle ostroty) [-]

h . . . výška přepadového paprsku [m]

Hodnota součinitele vtoku K_{v0} byla zvolena 0,1 podle ostré hrany mezi dlužemi a stěnou požeráku. Dále bylo potřeba zjistit účinnou šířku přepadu se započtením vlivu kontrakce:

$$b_0 = b - 2 \cdot K_v \cdot h \quad (33)$$

Kde:

b_0 . . . účinná šířka přepadu se započtením vlivu kontrakce [m]

Posledním krokem pro sestavení měrné křivky byl výpočet hodnoty průtoku při různé výšce přepadového paprsku.

$$Q = m \cdot b_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (34)$$

Kde:

Q . . . průtok [$m^3 \cdot s^{-1}$]

m . . . součinitel přepadu [-]

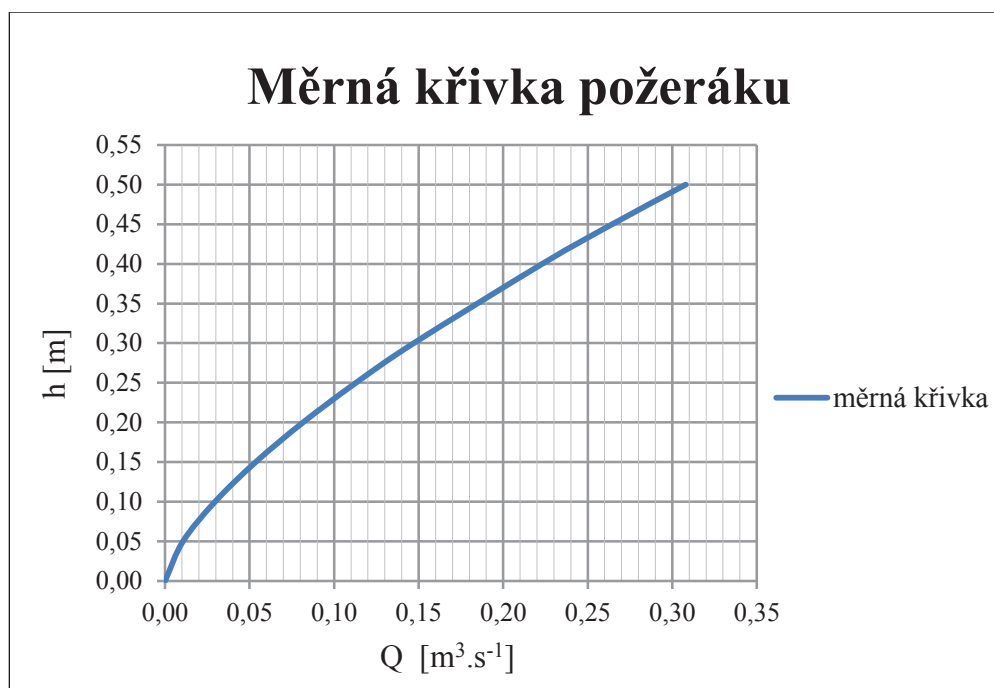
g . . . tíhové zrychlení [$m \cdot s^{-2}$]

Hodnota součinitele přepadu se mění v závislosti na výšce přepadového paprsku. Protože byla uvažována maximálně výška přepadového paprsku dvou dluží

(0,3 m), pohybuje se součinitel přepadu v intervalu 0,414 až 0,459 (Václavík 2007). Pro účely výpočtu byla proto uvažována střední hodnota tohoto intervalu 0,437.

h [m]	K _v [-]	b ₀ [m]	Q [m ³ /s-1]	
0,00	0,100	0,500	0,000	
0,05	0,091	0,491	0,011	
0,10	0,083	0,483	0,030	
0,15	0,077	0,477	0,054	1 dluž
0,20	0,071	0,471	0,082	
0,25	0,067	0,467	0,113	
0,30	0,063	0,463	0,147	2 dluže
0,35	0,059	0,459	0,184	
0,40	0,056	0,456	0,223	
0,45	0,053	0,453	0,264	
0,50	0,050	0,450	0,308	

Tabulka č. 18 – Výpočet měrné křivky požeráku



Obrázek č. 22 – Měrná křivka požeráku

9.5.2 Ploché kanalizační šoupátko

Kanalizační šoupátko bylo navrženo na základě ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“, která uvádí, že nejmenší světlost výpustného zařízení je 300 mm. Ploché kanalizační šoupátko bylo navrženo na nejmenší přípustnou hodnotu tedy DN 300.

Výpočet kapacity kanalizačního šoupátka proběhl na základě rovnice (36) popisující tlakové proudění v potrubí (Vrána a Beran 1998). Jelikož je

železobetonová hradící stěna tloušťky 0,46 m, je možné uvažovat prostor mezi dnem a touto stěnou jako hydraulicky krátké potrubí. Světlost tohoto potrubí a tedy i plochého kanalizačního šoupátka byla navržena na 300 mm. Pro stanovení kapacity navrženého šoupátka byla sestrojena měrná křivka (tabulka č. 19 a obrázek č. 23) pomocí rovnice (36).

$$Q = S \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{1 + \sum \xi}} \quad (36)$$

Kde:

Q ... průtok [$m^3 \cdot s^{-1}$]

S ... plocha průřezu potrubí [m^2]

g ... tíhové zrychlení [$m \cdot s^{-2}$]

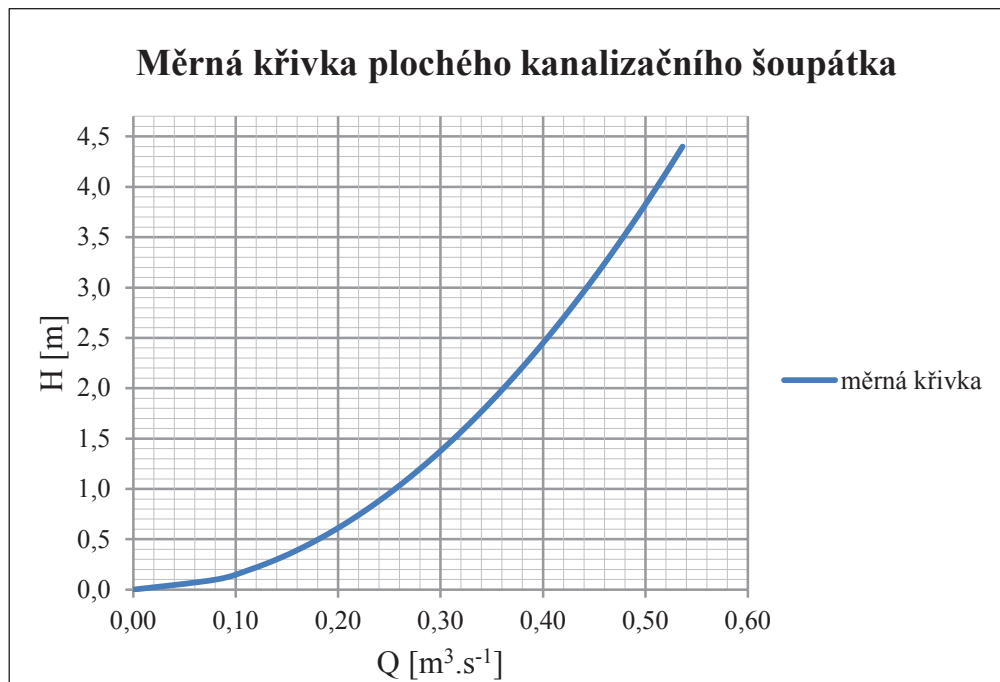
H ... rozdíl hladiny v nádrži a osy šoupátka (potrubí) [m]

ξ ... součinitel ztrát [m]

Ztráty byly do výpočtu zahrnuty pouze místní, jelikož ztráty třením jsou vzhledem k délce potrubí zanedbatelné. Místní ztráty byly uvažovány jen vtokem o hodnotě 0,5 m.

H [m]	Q [$m^3 \cdot s^{-1}$]	H [m]	Q [$m^3 \cdot s^{-1}$]	H [m]	Q [$m^3 \cdot s^{-1}$]
4,4	0,536	2,9	0,435	1,4	0,302
4,3	0,530	2,8	0,428	1,3	0,291
4,2	0,524	2,7	0,420	1,2	0,280
4,1	0,518	2,6	0,412	1,1	0,268
4,0	0,511	2,5	0,404	1,0	0,256
3,9	0,505	2,4	0,396	0,9	0,243
3,8	0,498	2,3	0,388	0,8	0,229
3,7	0,492	2,2	0,379	0,7	0,214
3,6	0,485	2,1	0,370	0,6	0,198
3,5	0,478	2,0	0,362	0,5	0,181
3,4	0,471	1,9	0,352	0,4	0,162
3,3	0,464	1,8	0,343	0,3	0,140
3,2	0,457	1,7	0,333	0,2	0,114
3,1	0,450	1,6	0,323	0,1	0,081
3,0	0,443	1,5	0,313	0,0	0,000

Tabulka č. 19 – Výpočet měrné křivky plochého kanalizačního šoupátka



Obrázek č. 23 - Měrná křivka plochého kanalizačního šoupátka

9.5.3 Odpadní potrubí

Odpadní potrubí bylo navrženo tak, aby převedlo beztlakově maximální průtok, který vznikne při plném otevření plochého kanalizačního šoupátka a při hladině vody v nádrži na kótě 356,0 m n. m. (hladina při vyhrazení všech dluží). Hodnota tohoto průtoku je rovna $0,536 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Výpočet proběhl podle Chézyho rovnice obdobně jako v kapitole 9.4.2 Skluz za bezpečnostním přelivem, ovšem s geometrickými parametry odpadního potrubí.

Potrubí bylo navrženo o světlosti 600 mm. V místě napojení na šachtu požeráku je v nadmořské výšce 351,45 m n. m. V místě vyústění do koryta vodního toku na vzdušní straně hráze se nachází ve výšce 350,9 m n. m. Rozdíl výšek na začátku a na konci odpadního potrubí je 0,55 m, z čehož při délce potrubí 41,33 m byl odvozen sklon potrubí 1,33 %. Potrubí bylo navrženo želožobetonové, tomu odpovídá hodnota drsnostního součinitele 0,014 dle Vrány (1991).

Výpočet měrné křivky odpadního potrubí se počítá pro proudění s volnou hladinou (Q_{vh}) a pro tlakové proudění (Q_{tp}).

Pro proudění s volnou hladinou bylo potřeba znát geometrii kruhové úseče (částečné plnění kruhového potrubí), která byla spočtena z rovnic (37), (38) a (39).

$$\alpha = 2 \cdot \arccos\left(1 - \frac{h}{r}\right) \quad (37)$$

Kde:

α . . . úhel kruhové výseče [rad]

h . . . hloubka vody v průřezu [m]

r . . . poloměr potrubí [m]

$$S_{kú} = \left(\frac{r^2}{2}\right) \cdot (\alpha - \sin \alpha) \quad (38)$$

$$O_{kú} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \left(\frac{\alpha}{2 \cdot \pi}\right) \quad (39)$$

Hydraulický poloměr a Chézyho rychlostní součinitel byly stanoveny dle rovnic (12) a (13). Posledním krokem pro výpočet měrné křivky kruhového potrubí při proudění o volné hladině bylo dosazení do vzorce (40) (Vrána a Beran 1998).

$$Q_{vh} = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot J} \quad (40)$$

Kde:

Q_{vh} . . . průtok potrubím při proudění s volnou hladinou [$m^3 \cdot s^{-1}$]

Pro výpočet tlakového proudění se muselo uvažovat s náhradní výškou, která vychází z rovnice (41).

$$H = L \cdot J \cdot \frac{DN}{2} \cdot h_{krok} \quad (41)$$

Kde:

H . . . náhradní výška [m]

L . . . vodorovná délka odpadního potrubí [m]

h_{krok} . . . výška vody nad horní hranou potrubí v šachtě požeráku v *i-tém* kroku [m]

Dále se z rovnice (42) stanovila průtočná plocha odpadního potrubí.

$$S_k = \pi \cdot r^2 \quad (42)$$

Pro stanovení hodnoty průtoku při tlakovém proudění vycházející z rovnice (44) bylo nutné znát místní ztráty a ztráty třením.

Místní ztráty (ζ_m) byly uvažovány jako ztráty vtokem a ztráty změnou směru při přechodu z šachty do odpadního potrubí. Jejich hodnoty byly stanoveny dle Moudrého, Kováře a Hrádka (1990), obě o hodnotě 0,5 m.

Ztráty třením ($\zeta_{tř}$) byly vypočteny ze vzorce (43) a jejich hodnota je 3,0 m.

$$\zeta_{tř} = \frac{125 \cdot n^2 \cdot L}{D^{\frac{4}{3}}} \quad (43)$$

Posledním krokem pro výpočet tlakového proudění v navrženém odpadním potrubí bylo dosazení do rovnice (44).

$$Q_{tp} = S \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{1 + \Sigma \zeta}} \quad (44)$$

Kde:

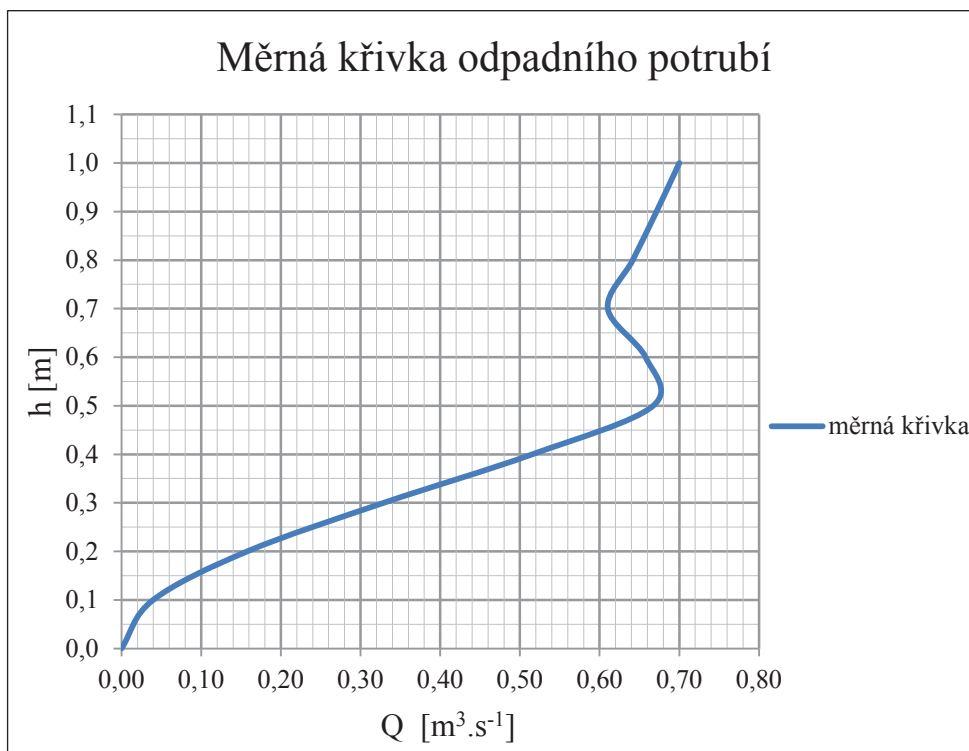
Q_{tp} ... průtok potrubím při tlakovém proudění [$m^3 \cdot s^{-1}$]

$\Sigma \zeta$... suma místních ztrát a ztrát třením [m]

Výsledné hodnoty průtoků v odpadním potrubí jsou zobrazeny v tabulce č. 20 a obrázku č. 24.

	h [m]	H [m]	α [rad]	O [m]	S [m ²]	R [m]	C [m ^{0,5} ·s ⁻¹]	Q [m ³ ·s ⁻¹]
	0,0		0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
Volná hladina	0,1		1,682	0,50	0,03	0,06	44,86	0,040
	0,2		2,462	0,74	0,08	0,11	49,57	0,158
	0,3		3,142	0,94	0,14	0,15	52,07	0,329
	0,4		3,821	1,15	0,20	0,17	53,40	0,516
	0,5		4,601	1,38	0,25	0,18	53,79	0,667
	0,6		6,283	1,88	0,28	0,15	52,07	0,658
Tlakové proudění	0,7	0,95			0,28			0,610
	0,8	1,05			0,28			0,642
	0,9	1,15			0,28			0,671
	1	1,25			0,28			0,700

Tabulka č. 20 – Výpočet měrné křivky odpadního potrubí



Obrázek č. 24 – Měrná křivka odpadního potrubí

9.5.4 Teoretická doba prázdnění nádrže

Vzhledem k tomu, že bylo navrženo kombinované výpustné zařízení, které se skládá z požeráku a kanalizačního šoupátka, byl výpočet teoretické doby prázdnění nádrže rozdělen do dvou částí.

První částí byl výpočet teoretické doby prázdnění přes dlužovou stěnu. Tento výpočet je založen na předpokladu vypouštění nádrže postupným vyhrazováním dluží a to tím způsobem, že se na začátku vypouštění vyhradí dvě dluže. Při poklesu hladiny o výšku jedné dluže (15 cm) se vyhradí následující dluž. Výpočet proběhl dle rovnice (45) (Vrána a Beran 1998).

$$t_i = \frac{0,132 \cdot S_x}{m \cdot b \cdot \sqrt{z}} \quad (45)$$

Kde:

- t_i . . . doba poklesu hladiny o výšku jedné dluže [s]
 S_x . . . střední plocha hladiny při poklesu o výšku jedné dluže [m²]
 z . . . výška dluže [m]

Celková doba prázdnění pomocí dlužové stěny je rovna součtu hodnot t_i . Průběh výpočtu je patrný z tabulky č. 21.

kóta hladiny [m n. m.]	S [m ²]	S _x [m ²]	t _i [s]	t _{dluže} [h]
357,5	9675			
357,35	8998	9337	15493	4,30
357,20	8321	8660	14370	3,99
357,05	7644	7982	13246	3,68
356,90	7158	7401	12281	3,41
356,75	6768	6963	11554	3,21
356,60	6378	6573	10907	3,03
356,45	6010	6194	10278	2,85
356,30	5687	5848	9705	2,70
356,15	5364	5526	9169	2,55
356	5041	5203	8633	2,40
Σ t_{dluže} = 32,12				

Tabulka č. 21 – Výpočet teoretické doby prázdnění pomocí dlužové stěny

Druhou částí byl výpočet teoretické doby prázdnění pomocí plochého kanalizačního šoupátka. Tento výpočet je založen na předpokladu, že se šoupátko plně otevře až ve chvíli, kdy budou vyhrazeny všechny dlužy (Cáblík 1960) tzn., že hladina v nádrži bude ustálena na kótě 356,0 m n. m. Výpočet proběhl dle vzorce (46).

$$t_i = \frac{\Delta V_i}{Q_i} \quad (46)$$

Kde:

t_i ... doba poklesu hladiny v intervalu i [s]

ΔV_i ... objem vody mezi hladinami na počátku a na konci intervalu i [m³]

Q_i ... střední hodnota průtoku v intervalu i [m³·s⁻¹]

Celková doba prázdnění pomocí šoupátka je rovna součtu hodnot t_i . Průběh výpočtu je patrný z tabulky č. 22.

Celková teoretická doba prázdnění nádrže je rovna součtu doby prázdnění dlužovou stěnou a šoupátkem a je rovna 37,10 hod, což představuje 1,5 dne. Tato doba je nejrychleji možná doba prázdnění MVN za předpokladu plynulého vyhrazení dluží a okamžitého plného otevření šoupátka po vyhrazení všech dluží. V tomto případě by se v MVN za jeden den snížila hladina o cca 3,69 m. Podle ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“ by však voda v nádrži měla poklesnout maximálně o

0,3 m. Z toho plyne, že doba prázdnění MVN Kozojedy by měla trvat nejméně 19 dnů. Při vypouštění MVN by tedy měla být zachována minimálně doba prázdnění nádrže jak udává ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“.

kóta hladiny [m n. m.]	V [m ³]	ΔVi [m ³]	t _i [s]	t _{šoupě} [h]	kóta hladiny [m n. m.]	V [m ³]	ΔVi [m ³]	t _i [s]	t _{šoupě} [h]
356,0	7932								
355,9	7473	459	861	0,24	353,7	946	127	338	0,09
355,8	7014	459	871	0,24	353,6	820	127	346	0,10
355,7	6555	459	881	0,24	353,5	693	127	355	0,10
355,6	6096	459	892	0,25	353,4	614	79	227	0,06
355,5	5638	459	903	0,25	353,3	535	79	233	0,06
355,4	5264	374	745	0,21	353,2	456	79	240	0,07
355,3	4890	374	755	0,21	353,1	377	79	248	0,07
355,2	4516	374	765	0,21	353,0	299	79	256	0,07
355,1	4142	374	776	0,22	352,9	256	43	144	0,04
355,0	3768	374	787	0,22	352,8	213	43	150	0,04
354,9	3480	289	617	0,17	352,7	170	43	156	0,04
354,8	3191	289	627	0,17	352,6	127	43	163	0,05
354,7	2902	289	636	0,18	352,5	85	43	172	0,05
354,6	2613	289	647	0,18	352,4	69	16	66	0,02
354,5	2325	289	658	0,18	352,3	53	16	71	0,02
354,4	2125	200	463	0,13	352,2	38	16	76	0,02
354,3	1925	200	471	0,13	352,1	22	16	82	0,02
354,2	1725	200	480	0,13	352,0	6	16	91	0,03
354,1	1526	200	489	0,14	351,9	3	3	21	0,01
354,0	1326	200	499	0,14	351,8	0	3	25	0,00
353,9	1199	127	323	0,09	Σ t_{šoupě} = 4,98				
353,8	1073	127	330	0,09					

Tabulka č. 22 – Výpočet doby prázdnění pomocí plochého kanalizačního šoupátka

10. TRANSFORMACE POVODŇOVÉ VLNY

Transformace povodňové vlny byly zpracovány pro povodňové události s dobou opakování 20, 50 a 100 let. Hodnoty kulminačního průtoku těchto povodňových událostí byly získány z kapitoly 6 Hydrologický model povodí MVN. Dalšími nezbytnými podklady pro výpočet transformace byly měrná křivka bezpečnostního přelivu, objem retenčního prostoru, kóta maximální a normální hladiny a také kóta nejnižšího místa koruny hráze.

Výpočet transformace povodňové vlny proběhl dle Vrány (1991), který uvádí, že při posuzování vlivu nádrže na snížení povodňových průtoků je nezbytné ovažovat s vlivem retenčního prostoru nádrže, který vychází ze vztahu (47).

$$\Delta W = P' \cdot \Delta t - O' \cdot \Delta t \quad (47)$$

Kde:

ΔW	...	<i>přírůstek (úbytek) objemu vody v nádrži v intervalu Δt [m^3]</i>
P'	...	<i>průměrný přítok vody do nádrže v intervalu Δt [$m^3 \cdot s^{-1}$]</i>
O'	...	<i>průměrný odtok vody z nádrže v intervalu Δt [$m^3 \cdot s^{-1}$]</i>
Δt	...	<i>časový interval [s]</i>

Prvním krokem pro výpočet transformace povodňové vlny bylo zvolení dostatečně malého časového intervalu Δt . Časový interval pro výpočet byl zvolen 60 sekund.

Výpočet transformace povodňové vlny byl proveden tabletárně a graficky. Tabulka s výpočtem je součástí přiloženého CD. Postup výpočtu jednotlivých sloupců tabulky je následující:

Přítok do nádrže P [$m^3 \cdot s^{-1}$] – hodnoty přítoku v čase t zjištěné pomocí hydrologického modelu (viz kapitola 6 Hydrologický model povodí malé vodní nádrže).

Průměrný přítok do nádrže P_i' v i -tém intervalu [$m^3 \cdot s^{-1}$] – byl určen lineární interpolací mezi sousedními hodnotami ze sloupce P rovnicí (48).

$$P_i' = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} \quad (48)$$

Přítok do nádrže $P_i' \cdot \Delta t$ za časový interval Δt [m^3] – součin P' a Δt .

Průběžný stav objemu vody v retenčním prostoru nádrže bez vlivu odtoku vody přes bezpečnostní přeliv V_i [m^3] – součet transformovaného objemu vody v nádrži v předchozím intervalu W_{i-1} a přítok do nádrže za časový interval $P_i' \cdot \Delta t$.

Výška vody v retenčním prostoru h_i bez vlivu odtoku vody bezpečnostním přelivem [m] – vypočtena ze vztahu (49).

$$h_1 = \frac{V_i \cdot \Delta h}{V_{ar}} \quad (49)$$

Kde:

Δh . . . výška retenčního prostoru (rozdíl H_{max} a H_{norm}) [m]

V_{ar} . . . objem retenčního prostoru (rozdíl V_{max} a V_{norm}) [m^3]

Odtok vody bezpečnostním přelivem O' [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] při úrovni hladiny h_i v i -tém intervalu Δt – spočten z rovnice bezpečnostního přelivu (9).

Odtok vody bezpečnostním přelivem z nádrže $O' \cdot \Delta t$ [m^3] za i -tý časový interval – součin O' a Δt .

Průběžný stav vody v retenčním prostoru nádrže s vlivem odtoku vody bezpečnostním přelivem W_i [m^3] – rozdíl V_i a $O' \cdot \Delta t$.

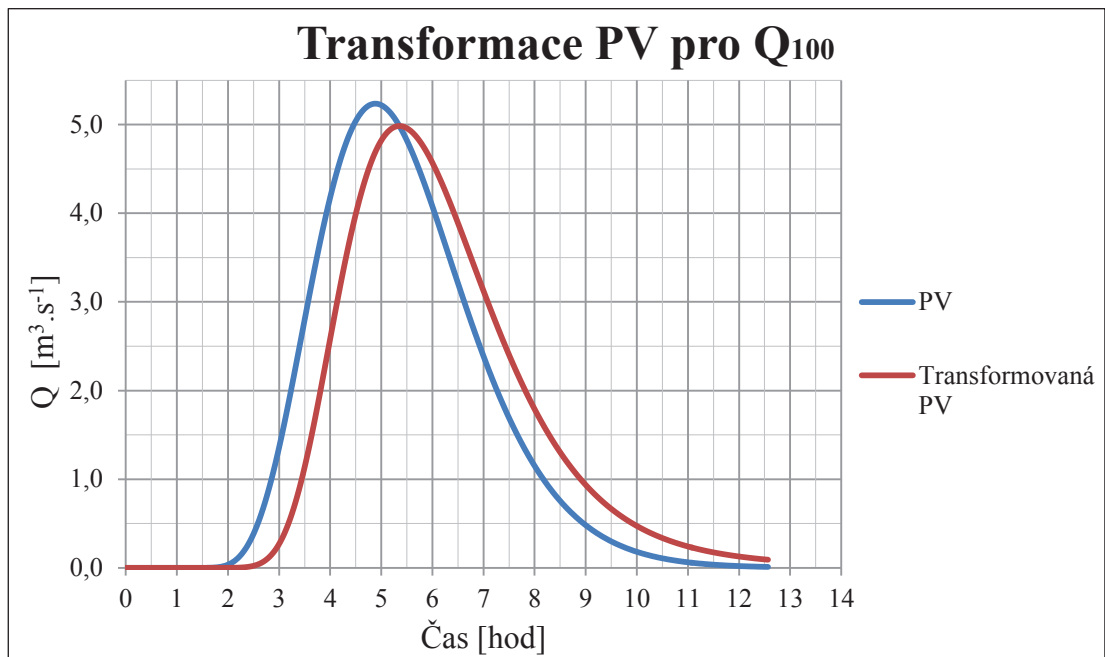
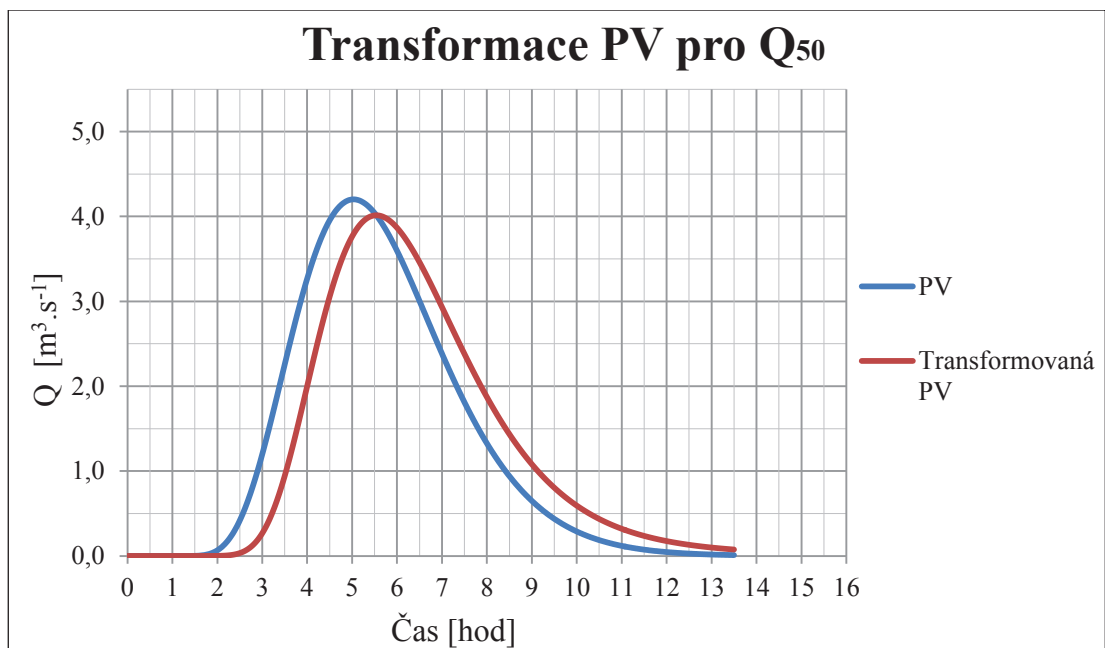
Opravená výška vody v retenčním prostoru h [m] v daném časovém intervalu vypočtena pro hodnotu W_i – spočtena obdobně jako h_i .

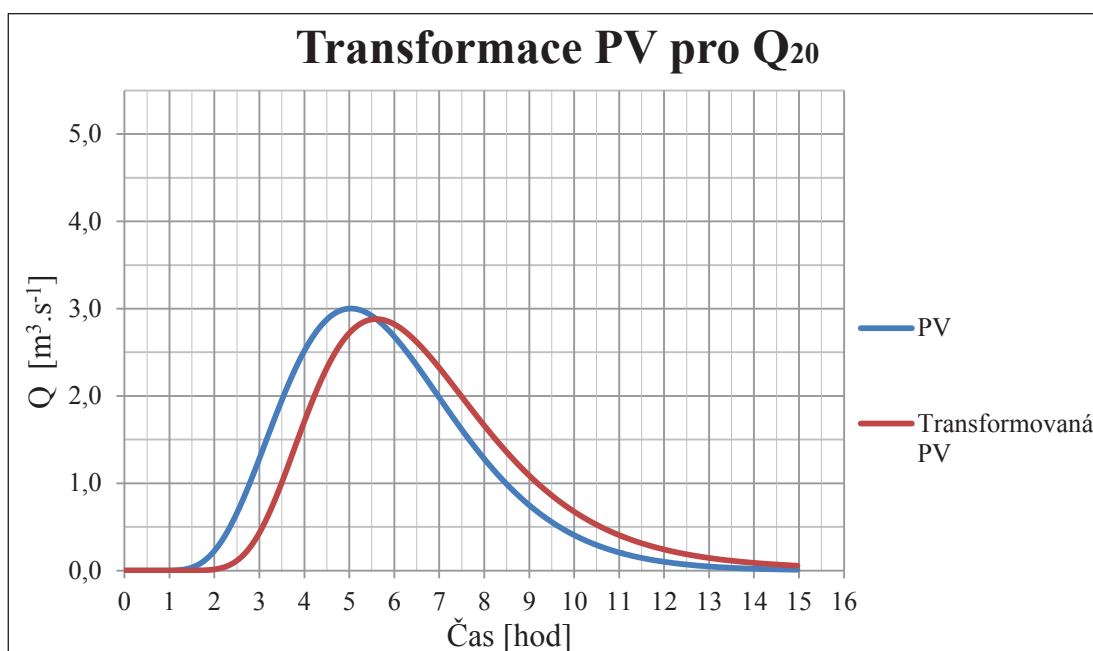
Opravená hodnota odtoku z nádrže bezpečnostním přelivem O [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] pro úroveň hladiny h v i -tém intervalu Δt – spočtena obdobně jako O' .

Opravená hodnota odtoku vody bezpečnostním přelivem z nádrže $O \cdot \Delta t$ [m^3] za i -tý časový interval – součin O a Δt .

Opravená hodnota objemu vody v retenčním prostoru od počátku povodně W [m^3] – spočtena obdobně jako W_i .

Jak již bylo zmíněno, podrobný výpočet je součástí CD přiloženého k této práci. Výsledné průběhy transformace povodňových vln o kulminaci Q_{100} , Q_{50} a Q_{20} jsou zobrazeny na obrázcích č. 25, 26 a 27.

Obrázek č. 25 – Transformace povodňové vlny o kulminaci Q_{100} Obrázek č. 26 – Transformace povodňové vlny o kulminaci Q_{50}



Obrázek č. 26 – Transformace povodňové vlny o kulminaci Q_{20}

Při pohledu na obrázky 25, 26 a 27 je zřejmé, že došlo jen k relativně malému transformačnímu účinku nádrže na průběh povodňových vln. Kulminační průtok povodňové vlny s opakováním 100 let má hodnotu $5,24 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a transformovaný kulminační průtok po průchodu MVN má hodnotu $4,99 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Procentuálně se tedy kulminační průtok snížil o 4,8 %. Podobný transformační účinek má MVN i na průchod povodňových vln s dobou opakování 50 let (snížení o 4,5 %) a 20 let (snížení o 4,0 %). Ve všech třech řešených případech se navíc doba kulminace povodňové vlny posunula jen asi o 0,5 hod.

11. ZÁVĚR

Cílem této práce bylo navrhnout malou vodní nádrž v katastrálním území obce Kozojedy nacházející se v severní části Plzeňského kraje. Návrh malé vodní nádrže a jejich funkčních objektů byl vypracován dle platných technických norem a odborné literatury zabývající se problematikou návrhu a realizace MVN.

Malá vodní nádrž byla navržena tak, aby plnila funkci krajínotvornou, dokázala v letních měsících zlepšit vodní režim Bertinského potoka v úseku pod hrází MVN a zároveň, aby její ochranná funkce byla co možná největší.

Funkci krajínotvornou bude plnit nádrž tím, že zlepší ekologickou funkci krajiny. Například tak, že přispěje ke zlepšení podmínek pro život a vývoj vodních a mokřadních druhů organismů a tím zvýší jejich druhovou diverzitu. Zároveň zvýší estetický účinek krajiny, zvýší retenci a akumulaci vody v krajině, čímž příznivě ovlivní mikroklima okolí nádrže. Pro maximální podporu krajínotvorné funkce bylo při návrhu MVN myšleno i na litorální pásmo jako na klidovou zónu vhodnou pro rozmnožování živočichů vázaných na vodu.

Zlepšení vodního režimu v toku pod nádrží bylo docíleno nadlepšením odtoku ze zásobního prostoru nádrže v měsících červen, červenec, srpen a září na hodnotu $4,5 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$, což představuje trojnásobek minimálního zůstatkového průtoku.

Transformační schopnost nádrže byla posouzena pro tři varianty povodňové události, a to pro kulminační průtok s dobou opakování 100, 50 a 20 let. Bylo zjištěno, že transformační účinek nádrže (snížení kulminačního průtoku) se pro posuzované varianty pohybuje v rozmezí 4 – 5 % se zpožděním kulminace cca 0,5 hod.

Splnění cílů této diplomové práce je podloženo technickým návrhem funkčních objektů MVN, hydrotechnickými výpočty a výkresovou částí, která je součástí příloh.

12 LITERATURA

- Cáblík, Jan. *Základy stavby rybníků a hospodářských nádrží*. Praha: Státní zemědělské nakladatelství, 1960.
- CENIA. *CENIA a CORINE Land Cover 2012*. 2012.
<http://www1.cenia.cz/www/node/339> (přístup získán 25. Leden 2014).
- Česká geologická služba. *Geologická mapa 1:50 000*. 2014.
http://www.geology.cz/app/ciselniky/lokalizace/show_map.php?mapa=g50&y=810391&x=1054071&s=1 (přístup získán 25. Leden 2014).
- ČSN 75 1400. *Hydrologické údaje povrchových vod*. Praha: Český normalizační institut, 1997.
- ČSN 75 2310. *Sypané hráze*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- ČSN 75 24 05. *Vodohospodářská řešení vodních nádrží*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- ČSN 75 2410. *Malé vodní nádrže*. Praha: Český normalizační institut, 2011.
- ČÚZK. *Geodetické údaje zhušťovacího bodu č. 219*. 2004.
<http://dataz.cuzk.cz/gu.php?1=20&2=06&3=219&4=z&stamp=Q8GJeMBIMb77rSYLK0YsrIWfi%2FK%2Bemj5&t=1> (přístup získán 9. Březen 2014).
- Doležal, Petr, Pavel Golík, Jaromír Říha, Václav Torner, a Stanislav Žatecký. *Malé vodní a suché nádrže TP 1.19 (Technická pomůcka k činnosti autorizovaných osob)*. Praha: ČKAIT, 2011.
- Gergel, Jiří. „Rybníky.“ V *Voda v České republice*, 110-116. Praha: MZE ČR, 2006.
- Hobst, Leonard, Ota Hobst, Petr Klabena, a Jaroslav Verfel. *Technologie sypaných hrází*. Praha: SNTL, 1984.
- Hrádek, František, a Petr Kuřík. *Hydrologie*. Praha: ČZU Praha, 2008.
- Hrádek, František, a Petr Kuřík. *Maximální odtok z povodí - teorie svahového odtoku a hydrologický model DesQ-MAXQ*. Praha: ČZU Praha, 2001.
- Chytrý, Milan, Tomáš Kučera, a Martin Kočí. *Katalog biotopů České republiky*. Praha: AOPK ČR, 2001.

- INSPIRE. *Národní geoportal INSPIRE*. 2013. www.geoportal.gov.cz (přístup získán 13. Leden 2014).
- Janeček, Miloslav. *Základy erodologie*. Praha: ČZU Praha, 2008.
- Kacálek, Petr. „Teplotního pole zemin.“ *JUNIORSTAV 2007*. Praha: ČVÚT, 2007.
- Kunštátský, Jiří, a Cyril Patočka. *Základy hydrauliky a hydrologie pro inženýrské konstrukce a dopravní stavby*. Praha: SNTL, 1971.
- Metodický pokyn č.j. ZP16/98. *Stanovení hodnot minimálních zůstatkových průtoků ve vodních tocích*. Odbor ochrany vod MŽP, 1998.
- Moudrý, Miloslav, Pavel Kovář, a František Hrádek. *Hydraulika*. Praha: Vysoká škola zemědělská, 1990.
- Němec, Jaromír. *Hydrologie*. Praha: Státní zemědělské nakladatelství, 1965.
- Němeček, Jan, a kolektiv autorů. *Taxonomický klasifikační systém půd ČR*. Praha: ČZU Praha a VÚMP Praha, 2001.
- Patera, Adolf, Karel Nacházel, a Pavel Fošumpaur. *Nádrže a vodohospodářské soustavy 10*. Praha: ČVUT, 2002.
- Pavlica, Jan. *Malév vodní nádrže a rybníky*. Praha: SNTL, 1964.
- Quitt, Evžen. *Klimatické oblasti Československa*. Brno: GÚ ČSAV, 1971.
- Šálek, Jan. „Možnosti samočisticích schopností malých vodních nádrží.“ *Seminář: Koncepce řešení malých vodních nádrží a mokřadů*. Praha: Česká společnost krajinných inženýrů při ČSSI, 2004.
- Šálek, Jan, Zdeněk Mika, a Anna Tresová. *Rybníky a účelové nádrže*. Praha: SNTL, 1989.
- Šamaj, Ferdinand, Šimon Valovič, a Rudolf Brázdil. „Denné úhrny zrážok s mimoradnou výdatnosťou v ČSSR v období 1901 - 1980.“ *Zborník prác SHMÚ Bratislava zv. č. 24*. Bratislava, 1985. 9 - 112.
- Tlapák, Václav, a Jaroslav Herynek. *Malé vodní nádrže*. Brno: Mendelova zemědělská a lesnická univerzita v Brně, 2002.
- Tolasz, Radim, a kolektiv autorů. *Atlas podnebí ČR*. Praha: ČHMÚ, 2007.
- Tomášek, Milan. *Atlas půd České republiky*. Praha: Český geologický ústav, 1995.

-
- Václavík, Vojtěch. *Účelové vodohospodářské nádrže (učební texty)*. Ostrava: Vysoká škola báňská, 2007.
- Vrána, Karel. „Malé vodní nádrže - součást revitalizace krajiny.“ *Seminář: Koncepce řešení malých vodních nádrží a mokřadů*. Praha: Česká společnost krajinných inženýrů při ČSSI, 2004.
- Vrána, Karel. *Rybníky a účelové nádrže - příklady*. Praha: ČVÚT, 1991.
- Vrána, Karel, a Jan Beran. *Rybníky a účelové nádrže*. Praha: ČVUT Praha, 1998.
- VÚV TGM. *Oddělení geografických informačních systémů a kartografie - DIBAVOD*. 2011. <http://www.dibavod.cz> (přístup získán 17. Leden 2014).
- Zákon č. 114/1992 Sb. *O ochraně krajiny a přírody*.

13 SEZNAM PŘÍLOH

Přílohy textové části:

- 1 Základní hydrologické údaje od ČHMÚ
- 2 Podrobné informace k bodu základního bodového pole č. 219
- 3 Fotodokumentace

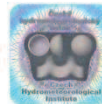
Přílohy výkresové části:

- 1 Přehledná situace
- 2 Podrobná situace
- 3 Podélný profil hráze
- 4 Vzorový příčný řez hráze
- 5a Příčné řezy hráze – PF 1 a 2
- 5b Příčné řezy hráze – PF 3 a 4
- 5c Příčné řezy hráze – PF 5 a 6
- 5d Příčné řezy hráze – PF 7 a 8
- 6 Příčný řez bezpečnostním přelivem
- 7 Příčný řez výpustným zařízením
- 8 Podélný profil nádrže
- 9a Příčné řezy nádrží – č. 1, 2 a 3
- 9b Příčné řezy nádrží – č. 4, 5 a 6

Příloha č. 1 – Základní hydrologické údaje od ČHMÚ

ČESKÝ
HYDROMETEOROLOGICKÝ
ÚSTAV

POBOČKA PLZEŇ



Česká zemědělská univerzita v Praze

Fakulta životního prostředí

Katedra vodního hospodářství a

environmentálního modelování

Kamýčká 129

165 00 Praha 6 - Suchbátol

VÁŠ DOPIS ZN:
ZE DNE: 5.11.2013

NAŠE ZNAČKA: P1306244

VYŘIZUJE: Ing. Bláhová
DATUM: 26.11. 2013
TELEFON: 377 256 648
E-MAIL: blahova@chmi.cz

HYDROLOGICKÉ ÚDAJE POVRCHOVÝCH VOD

Na Vaši žádost Vám zasláme požadované základní hydrologické údaje podle ČSN 75 1400 pro:

Vodní tok	Bertinský potok	
Číslo hydrologického pořadí	1-11-02-0870 (1-11-02-087)	
Profil	nad obcí Břízko, cca 160 m nad křížením toku s lesní cestou	
Plocha povodí A	3,58	km ²

Dlouhodobá průměrná roční výška srážek na povodí P _a	533	mm	
Dlouhodobý průměrný průtok Q _a	9	l.s ⁻¹	třída: IV.

M-denní průtoky Q _{Md}													l.s ⁻¹		
30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	355	364	tř.		
21	14	10	8	6,5	5,5	4,5	3,5	2,5	2	1,5	0,5	0,3	IV		

N-leté průtoky Q _N							m ³ .s ⁻¹		
1	2	5	10	20	50	100	Třída		
0,93	1,62	2,77	3,84	5,08	6,95	8,59	IV.		

Mozartova 1237/41, 323 00 Plzeň
tel.: 377 256 611, fax: 377 237 444

IČ: 00020699, DIČ: CZ00020699, nejsme plátcí DPH
č. ú.: 54132041/0100, www.chmi.cz

Stránka 1 z 2



ČESKÝ
HYDROMETEOROLOGICKÝ
ÚSTAV

POBOČKA PLZEŇ

Objem a průběh teoretické povodňové vlny					
Q_{100}	$m^3 \cdot s^{-1}$	W_{pv100}	$10^6 \cdot m^3$	T_{KRIT}	hod
	8,59		0,17		3,89

- Data M-denních průtoků poskytovaná od ledna 2013 jsou odvozena z pozorovaných průtoků ve vodoměrných stanicích za referenční období 1981–2010. Výsledné hodnoty v tomto profilu jsou ovlivněny.
- Informace o odvození M-denních průtoků jsou dostupné na adrese:
<http://voda.chmi.cz/opv/qm.html>
- N-leté průtoky jsou odvozeny za maximální období pozorování.
- Platnost hydrologických údajů je nejvýše 5 let ode dne vydání.
- Tyto poskytnuté údaje nesmí být využity k jinému než vámi uvedenému účelu.
- Poznámka: Plocha povodí byla odečtena z mapy 1:10 000.
Vliv manipulací na místním rybníku není znám.
Dle požadavku žadatele byla data M-denních průtoků zpracována za referenční období 1931–1980.

Za tyto práce Vám účtujeme v souladu se zákonem č. 526/1990 Sb. o cenách v platném znění částku: 1. 160,- Kč.

Přílohy: faktura

- 1x A4 tabulka – průběh teoretické povodň. vlny
- 1x A4 graf - průběh teoretické povodň. vlny

ČESKÝ HYDROMETEOROLOGICKÝ ÚSTAV
Pobočka Plzeň
oddělení hydrologie
328 00 PLZEŇ, Mozartova 41

Ing. Jiřina Grünwaldová
vedoucí oddělení hydrologie pobočky
Plzeň



Příloha č. 2 - Podrobné informace k bodu základního bodového pole č. 219

GEODETIKÉ ÚDAJE						
zhušňovacího bodu						
Kraj: Plzeňský		Vytvořeno pro web 25.02.2014		TL 2006		
Okres: Plzeň-sever		List č.: 1/1		ZM-50 12-31		
Obec: Kozojedy		Stav k: 2004		SMO-5 060446		
Číslo a název bodu 219 U Břízka		219				
Bod	Druh	Y	X	Nadmořská výška		
219	ZHB	810147.26	1053835.97	Bpv	vztahuje se na	
				niv.	hranol	
ETRS-89		B	L	Helips	STATIC	
219		49 54 17.8598	13 30 47.0576	420.70		
Orientace na body (v gradech) :						
Bod číslo :	Jižník	Délka strany	Bod číslo :	Jižník	Délka strany	
/2001/ 3	209.78973	2437.989	/2001/ 256	272.20811	718.771	
/2001/ 204	254.78595	3626.635				
Bod určen : metodou GPS						
Místopisný popis : Bod je na náspu u polní cesty Břízsko – chatová osada Pazderna, 0,4 km západně od návsi v Břízsku. Původní bod 79.						
Bod určen : 219 – GPS,						
Bod	219					
Stab. údaje	0.00	žula 16x16x65	0.00		0.00	0.00
	.86	žula 30x30x13				
Ochranný znak: (druh,rok)	OT-1994					
Kat.území Parc.čís.	Břízsko 995					
Bod	219					
Organizace,rok	Zřízení	1994 KÚ Plzeň				
	Určení YX	2004				
	Určení výšky	2004				
	[Pře]Stabilizace	1994				
Rok	Údržba	2004				
	Obnova					
Poznámka :						

Příloha č. 3 – Fotodokumentace



Foto č. 1 – Pohled na litorální zónu nádrže ze zátopy směrem od hráze nádrže (16.4. 2014)



Foto č. 2 – Pohled ze zátopy od místa hráze, vlevo litorální zóna a vpravo koryto Bertinského potoka (16.4. 2014)



Foto č. 3 – Pohled na koryto Bertinského potoka v zátopě MVN (16.4. 2014)



Foto č. 4 – Detail koryta Bertinského potoka v zátopě MVN (16.4. 2014)



Foto č. 5 – Pohled ze zátopy na místo budoucí hráze nádrže (16.4. 2014)