

OBSAH

1	ÚVOD	2
2	ÚČEL A POPIS VODNÍHO DÍLA	2
3	ZÁKLADNÍ ÚDAJE A PODKLADY	5
3.1	Hydrologické údaje	5
3.2	Technické parametry a podklady	6
3.2.1	Geodetické údaje	6
3.2.2	Geologické údaje	6
4	STANOVENÍ MEZNÍ BEZPEČNÉ HLADINY	7
4.1	Globální stabilita hráze	7
5	STANOVENÍ KONTROLNÍ MAXIMÁLNÍ HLADINY	8
5.1	Podmínky a předpoklady převádění povodní na VD	8
5.1.1	Manipulace za povodní	8
5.1.2	Zajištění funkčnosti spodních výpustí	9
5.1.3	Ovlivnění kapacity spodních výpustí spodní vodou	9
5.1.4	Stabilita zděného zábradlí na koruně hráze	9
5.1.5	Vliv plavenin na kapacitu přelivu	9
5.2	Hydraulické výpočty	10
5.2.1	Měrná křivka spodních výpustí	10
5.2.2	Měrná křivka bezpečnostního přelivu	10
5.2.3	Měrná křivka přelivu přes vlnolam (zděné zábradlí)	12
5.2.4	Výška výběhu větrové vlny	13
5.2.5	Transformace povodňových vln	13
5.3	Stanovení kontrolní maximální hladiny v nádrži při KPV	14
6	ZÁVĚREČNÉ ZHODNOCENÍ	14
7	NÁPRAVNÁ A NOUZOVÁ OPATŘENÍ, NÁMĚTY NA ZLEPŠENÍ	15
7.1	Nápravná opatření	15
7.2	Nouzová opatření	16
8	POUŽITÉ PODKLADY A LITERATURA	17
9	SEZNAM PŘÍLOH	17

1 ÚVOD

Posudek byl vypracován na základě objednávky č. PMO63551/2011-ZDTDS/Hir Povodí Moravy s.p. (č. objednatele) naší společnosti VODNÍ DÍLA - TBD a.s. Cílem posudku je prověřit, zda bezpečnostní a výpustná zařízení vodního díla (VD), z hlediska jejich parametrů, typu a stavu, odpovídají současným nárokům na bezpečnost VD při extrémních povodňových stavech dle TNV 75 2935 a příslušných kritérií bezpečnosti, určených kategorií VD ve smyslu vyhlášky č. 471/2001 Sb., o technickobezpečnostním dohledu nad vodními díly, v platném znění a vyhlášky č. 590/2002 Sb., o technických požadavcích pro vodní díla. Posudek nehodnotí podmínky převedení povodňové objekty pod bezpečnostním přelivem (skluz, odpadní koryto).

Součástí plnění zakázky je i Přezkoumání stability hráze VD, který je zpracován v samostatném dokumentu.

V roce 2000 byl vypracován posudek „Parametry zvláštních povodní a převedení povodní“ s výsledkem, že VD je plně zabezpečeno pro průchod PV_{100} . Při převádění kontrolní povodně PV_{2000} (KPV) při otevření výpustí na maximum běžného provozního stavu tj. 80 cm by došlo k překročení tehdy platné MBH = 333,90 m n.m. o cca 0,33 m.

Veškeré výškové údaje uváděné dále v textu posudku a v přílohách jsou ve výškovém systému Balt po vyrovnání.

2 ÚČEL A POPIS VODNÍHO DÍLA

Uvedené údaje jsou převzaty z Manipulačního řádu - lit. [1.]). Přehledná situace je uvedena v příloze č. 1.

Hlavními účely vodního díla jsou:

- snížení povodňových průtoků vymezeným retenčním prostorem,
- zajištění trvalého minimálního zůstatkového průtoku $MZP = 0,011 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,
- akumulace vody k zajištění nalepšeného minimálního průtoku MQ v Jevišovce pod vodním dílem v množství $MQ_{\text{nál.}} = 0,020 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,
- rekreace a vodní sporty,
- sportovní rybolov.

Rozdělení prostoru nádrže

Prostor stálého nadržení

Kóta dna nádrže	320,50 m n.m.
Kóta hladiny stálého nadržení M_S	326,00 m n.m.
Objem prostoru stálého nadržení	111 000 m^3
Zatopená plocha při hladině stálého nadržení	3,0 ha

Prostor zásobní

Kóta minimální hladiny zásobního prostoru	326,00 m n.m.
Kóta maximální hladiny zásobního prostoru M_Z	328,65 m n.m.
Objem zásobního prostoru	131 000 m^3
Zatopená plocha při maximální zásobní hladině	8,1 ha

Prostor retenční ovladatelný

Kóta minimální hladiny ovladatelného retenčního prostoru	328,65 m n.m.
Kóta maximální hladiny retenčního neovladatelného prostoru M_O	330,58 m n.m.
Objem neovladatelného retenčního prostoru	145 700 m ³
Zatopená plocha při max. hladině	10,7187 ha

Prostor retenční neovladatelný

Kóta minimální hladiny neovladatelného retenčního prostoru	330,58 m n.m.
Kóta maximální hladiny retenčního neovladatelného prostoru M_{MAX}	332,50 m n.m.
Objem neovladatelného retenčního prostoru	163 240 m ³
Zatopená plocha při max. hladině	12,6309 ha

Celkový prostor

Maximální hladina	332,50 m n.m.
Celkový objem nádrže	550 990 m ³
Celková zatopená plocha	12,63 ha

Charakteristika nádrže – křivka objemů a zatopených ploch nádrže je uvedena v příloze č. 6.

Vzdouvací objekt – hráz

Vzdouvací objekt tvoří zděná hráz, v půdorysu je hráz zakřivená s poloměrem $R = 240$ m. Koruna je pouze pochůzná, šířky 2,9 m. Na návodní straně koruny hráze je zděné zábradlí šířky 0,6 m, výšky 1,2 m nad korunou hráze. Na vzdušní straně koruny je ocelové zábradlí výšky 1,0 m.

Kóta koruny hráze:	334,60 m n.m.
Kóta koruny vlnolamu:	335,80 m n.m.
Šířka komunikace na koruně hráze (omezená zábradlími):	2,25 m
Délka hráze v koruně:	122,0 m
Výška hráze nad dnem údolí:	13,8 m
Výška hráze nad základovou spárou:	25,50 m
Sklon návodního líce:	10:1
Sklon vzdušného líce:	1:0,65

Situační schéma hráze je uvedeno v příloze č. 2, podélný řez hrází v příloze č. 3, příčný řez hrází a příčný řez korunou hráze v příloze č. 5.

Spodní výpusti

Pro odtok vody z nádrže slouží 3 odpadní chodby, profil $B \times H = 1,0 \times 1,9$ m. Odpadní chodby jsou součástí hráze, vyzděné z rulových kvádrů.

Výpusti mají pouze jeden uzávěr umístěný na návodní straně chodby. Jedná se o stavidla železné konstrukce, se kterými se manipuluje pomocí ovládacích tyčí ze strojovny umístěné na koruně hráze (elektrický pohon i ručně). Maximální otevření stavidel je na výšku 140 cm. S ohledem na velkou průtočnou kapacitu a kavitační jevy ve štole při plném otevření stavidla se doporučuje maximální otevření na 80 cm. Na plnou kapacitu se spodní výpusti otvírají jen zcela výjimečně (extrémní povodeň, ohrožení stability hráze).

Počet výpustí:	3
Typ výpustí:	chodby profilu 1,0 x 1,9 m
Kóta prahu vtoku spodních výpustí:	320,50 m n.m.
Kóta prahu výtoku:	320,38 m n.m.
Délka chodby:	9,13 m
Podélný spád odpadní chodby:	1,3 ‰

Kapacita spodních výpustí:	Otevření na 80 cm [m ³ .s ⁻¹]	Otevření na 140 cm [m ³ .s ⁻¹]
- při M _{MAX} = 332,50 m n.m.	3x 8,57	3x 14,80
- při M _O = 330,58 m n.m.	3x 7,83	3x 13,48
- při M _Z = 328,65 m n.m.	3x 7,00	3x 12,01

Pozn.: Uvedené kapacity spodních výpustí byly vypočteny v rámci tohoto posudku, tyto hodnoty byly použity při transformacích povodňových vln. Odchyłky od hodnot uvedených v MŘ jsou do 10 %.

Bezpečnostní přeliv

Bezpečnostní přeliv je situován na levém břehu nádrže. Objekt přelivu byl během provozu VD již několikrát upravován. Stávající stav je z roku 1998.

Jedná se o boční, nehrazený přeliv, délka přelivné hrany 24,3 m. Přeliv je proveden z vodostavebního betonu, koruna přelivu na kótě 330,58 m n.m. je obložena kamennými kvádry. Dno spadiště je na kótě cca 330,20 m n.m., tedy pouze cca 0,4 m pod korunou přelivu.

Při přepadu vody přes korunu přelivu o výšce paprsku větší než cca 0,35 m je průtok přelivu omezován profilem mostu – B x H = 8,0 x (2,45 - 3,45) m. Horní část otvoru tvoří oblouková klenba, ve dně pod mostem je betonový práh.

Spadiště i skluz jsou vedeny v rostlé skále. Boční opěrné zdi skluzu jsou převážně vyzděné, hloubka profilu min. 1,15 m. Zaústění skluzu je provedeno přímo bez vývaru do Jevišovky cca 120 m od hráze.

Kóta přelivné hrany přelivu:	330,58 m n.m.
Délka přelivné hrany:	24,3 m
Kóta dna mostu (na vtoku):	330,20 m n.m.
Šířka (výška) mostního otvoru:	8,0 m (2,45 - 3,45 m)
Kapacita přelivu:	
- při M _{MAX} = 332,50 m n.m.	45,9 m ³ .s ⁻¹
- při MBH = 334,60 m n.m.	125,8 m ³ .s ⁻¹

Pozn.: Uvedené kapacity bezpečnostního přelivu byly vypočteny v rámci tohoto posudku, hodnoty byly použity při transformacích povodňových vln.

Podélný řez spadištěm a skluzem je uveden v příloze č. 4.

3 ZÁKLADNÍ ÚDAJE A PODKLADY

3.1 Hydrologické údaje

Vstupní data pro odvození parametrů teoretických povodňových vln byly použity ze studie ČHMÚ z roku 2010 – lit. [2.]. V následujícím textu jsou uvedeny nejdůležitější údaje.

Fyzicko-geografické a hydrografické charakteristiky povodí Jevišovky

Plocha povodí do profilu hráze VD:	140,72 km ² - podle odvození v GIS (140,16 km ² - podle starších měření planimetrem)
Podélný sklon povodí:	0,905 %
Příčný sklon povodí (podle Herbsta) :	4,16 %
Tvar povodí :	protáhlý (součinitel tvaru povodí 0,173)
Lesnatost povodí :	cca 40%
Průměrná roční výška srážek na povodí :	557 mm (období 1931-1980)
Průměrná roční výška odtoku z povodí :	58,5 mm (období 1931-1980)
Průměrný roční průtok :	261 l/s (období 1931-1980)

Podle požadavku TNV 75 2935 byly průběhy teoretických povodňových vln vypracovány dvěma různými metodikami:

- klasickou statistickou extrapolací metodou – tento postup vyžaduje nejdříve odvodit a extrapolovat N-leté průtoky až k hodnotám $Q_{10\,000}$,
- deterministickým srážko-odtokovým modelem povodí. Modelové řešení je založeno na rovnicích, které popisují transformaci průběhu příčinné srážky na přímý odtok z povodí. Matematické vyjádření spočívá na teorii tzv. CN křivek.

N=	1	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000	let
Q_N	4.3	6.2	10.3	14.9	21.1	32.1	43	56.5	79.1	100.4	125.9	167.2	205	m ³ /s
Q^*_N	0.1	0.6	3.2	7.5	14.5	28.8	44.6	65.0	100.3	134.1	174.3	238.7	296.4	m ³ /s
W_N	0.85	1.4	2.35	3.25	4.3	6	7.4	9	11.5	13.5	16	19.5	22.5	10 ⁶ m ³

Vysvětlivky :

Q_N ... n-leté průtoky podle klasické metodiky

Q^*_N ... n-leté průtoky podle modelového řešení

W_N ... objemy n-leté povodňových vln

Hydrogramy povodňových vln jsou uvedeny v přílohách č. 7 a 8.

Srovnání výsledků dosažených rozdílnými metodikami (ČHMÚ Brno)

Porovnání modelových kulminací povodňových hydrogramů N-leté doby opakování s hodnotami N-letých průtoků odvozených klasickými postupy ukázalo na dobrou shodu u

hodnoty Q_{100} (malé rozdíly v obou hodnotách jsou přijatelné). Jiná situace nastává, pokud modelujeme kulminace s dobami opakování většími než $N=100$ let. Modelové hodnoty jsou výrazněji vyšší než hodnoty N -letých průtoků klasických, přičemž rozdíly rychle narůstají s vyššími dobami opakování. Modelový kulminační průtok $Q_{10\,000}$ je až o 44,6% vyšší, než průtok $Q_{10\,000}$ určený extrapolací z rozdělení ročních maxim průtoků. Naopak modelové kulminace s dobami opakování N menšími než 100 let, jsou postupně stále nižší, než odpovídající průtoky N -leté-odvozené klasicky. Modelový kulminační průtok Q_1 již dosahuje pouze 2,8 % průtoku Q_1 odvozeného klasickou metodou. Uvedená zjištění ukazují na závažná metodická pochybení vtělená již do jádra matematického programu modelu HECGeoHMS. Příčin může být více. Testováním závislosti mezi velikostí příčinné srážky a modelovým kulminačním průtokem bylo možno zjistit její matematické vyjádření. Z této matematické závislosti vyplynulo, že do velikosti příčinné srážky cca 23 mm je kulminační průtok modelové vlny blízký 0, což rozhodně nelze akceptovat.

Pokud jde o objemovou složku teoretických povodňových hydrogramů, nelze výsledky z modelu přímo porovnávat s výsledky dle metody klasické, protože model generuje pouze objem z přímého odtoku. Lze pouze konstatovat, že závislosti mezi objemy a příčinnými srážkami jsou v obou metodách stejného matematického typu (mocinná závislost).

Z výše uvedených poznámek plyne doporučení, že teoretické povodňové hydrogramy zpracované klasickou metodikou budou při posuzování bezpečnosti vodního díla Jevišovice vhodnější, než hydrogramy z deterministického modelu.

Data o N -letých průtocích, jim příslušných objemech a srážkách na povodí se zařazují do následujících tříd spolehlivosti : pro rozmezí od $N=1$ do $N=100$ let – třída II, pro rozmezí od $N=200$ do $N=1000$ třída III, pro N větší než 1 000 let – třída IV. Platnost výsledků této studie se předpokládá na nejméně 10 let.

3.2 Technické parametry a podklady

3.2.1 Geodetické údaje

K dispozici bylo výškopisné a polohopisné zaměření koruny hráze a bezpečnostního přelivu. V následujících řádcích jsou uvedeny důležité kóty pro další výpočty.

Kóta koruny bezpečnostního přelivu – min.:	330,58 m n.m.
Kóta koruny hráze – min.:	334,58 m n.m.
Kóta koruny vlnolamu – min.:	335,78 m n.m.

3.2.2 Geologické údaje

Dle geomorfologického členění leží zájmové území v Českomoravské soustavě, podsoustavě Českomoravské vrchoviny, celku Jevišovické pahorkatiny a jejím podcelku Znojemské pahorkatiny. V místě tělesa hráze je koryto Jevišovky přikloněno k levému údolnímu svahu a niva, která je široká cca 60 m, se nalézá ve výšce cca 320 m n.m.

Podzákladí tělesa hráze je tvořeno v zásadě gföhlskou rulou. Skalní podloží v podhráží je v hloubce cca 6 m. Nadloží tvoří štěrky s úlomky hornin v tl. cca 3 m. Vrchní pokryvné vrstvy pak tvoří střídající se jílovité a písčité zeminy.

4 STANOVENÍ MEZNÍ BEZPEČNÉ HLADINY

V současnosti platná **mezní bezpečná hladina (MBH)** byla stanovena v posudku řešící parametry zvláštních povodní a převedení povodní přes VD (VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 2000) - lit. [3.]. MBH byla stanovena na kótě 333,90 m n.m., t.j. 0,7 m pod korunou hráze.

Vzhledem k typu hráze (zděná tížná hráz) a s přihlédnutím k výsledkům přešetření stability hráze – lit. [9] je možné krátkodobé zatížení hráze hladinou v nádrži po korunu hráze. Stanovujeme tedy **mezní bezpečnou hladinu na kótu 334,60 m n.m.**

Stručné výsledky přešetření stability hráze jsou uvedeny v následující kapitole.

4.1 Globální stabilita hráze

Pro výpočet stability hráze byla použita výpočtová metoda podle stupňů bezpečnosti, která byla již v minulosti na tuto a další hráze aplikována. Metoda je pro svoji jednoduchost a poměrně dobrou vypovídací schopnost o rozložení sil v hrázovém tělese v přehradním stavitelsví velmi rozšířená.

V rámci posouzení nebyl proveden výpočet zahrnující vliv klenbového účinku hráze, neboť v minulosti již bylo prokázáno, že jeho vliv je u VD Jevišovice zanedbatelný.

Stabilita hrázového tělesa byla posuzována na stupně bezpečnosti proti usmyknutí po základové spáře, proti překlopení stavební konstrukce, bezpečnost proti dosažení mezní nebo kritické únosnosti podloží a velká pozornost byla věnována problematice vzniku tahových napětí při návodní patě hráze.

Tlakové napětí v základové spáře u všech zvolených kombinací profilů a zatěžovacích stavů bylo nižší než výpočtová pevnost základové horniny. Pro všechny varianty zatížení byla splněna podmínka $\sigma \leq R_d$ a byla tedy prokázána únosnost podloží.

Rovněž nebyl v žádném profilu překročen stupeň bezpečnosti proti usmyknutí po základové spáře při uvažování soudržnosti.

Stupeň bezpečnosti proti překlopení byl spíše informativní, neboť výslednice všech sil působících na těleso procházely profilem hráze, došlo by tedy před jejím otočením k porušení zdiva tlakem při vzdušním líci nebo tahem při návodním líci. Vzhledem k prokázané pevnosti v tlaku u podloží i zdiva bylo pro stabilitu VD Jevišovice zásadní zejména vznik tahového napětí při návodním líci.

Při hladině v úrovni koruny přelivu již vzniklo tahové napětí v profilu 3, při max. hladině pak bylo prokázáno tahové napětí ve všech profilech. Největší tahové napětí bylo zjištěno v profilu 3. Tahová napětí při hladině v úrovni koruny hráze nedosahovala uvažované pevnosti zdiva ve smyku.

Vzhledem k potřebě transformace povodňové vlny KPV_{10 000} byly také uvažovány dva možné scénáře: zvýšení hladiny nad korunu hráze při zachování současného plného kamenného zábradlí zdi na koruně a přelítí hráze, které způsobí vymletí podhrází. Z uvedených výsledků bylo zřejmé, že zvýšení hladiny nad korunu hráze má větší destabilizující účinek než připuštění eroze terénu při vzdušní patě hráze. Vzhledem k významným tahovým napětím nebylo doporučeno umožnit přelítí hráze pro transformaci povodňové vlny KPV₁₀₀₀₀.

5 STANOVENÍ KONTROLNÍ MAXIMÁLNÍ HLADINY

5.1 Podmínky a předpoklady převádění povodní na VD

Vodní dílo je podle Vyhlášky č. 367/2005 zařazeno do skupiny A (škody velmi vysoké) s požadovanou mírou bezpečnosti $p = 0,0001$ (pravděpodobnost překročení kulminačního průtoku), tj. kontrolní povodňovou vlnou KPV s teoretickou dobou opakování $N = 10\,000$ let.

S využitím podkladu (lit. [2.]) byla pro posouzení bezpečnosti VD použita KPV s parametry odvozenými klasickou metodou (s odkazem na záznam z jednání výrobního výboru ze dne 20.2.2012, [7]).

5.1.1 Manipulace za povodní

Manipulace při průchodu povodní byly uvažovány v souladu s platným Manipulačním řádem - lit. [1.]:

- Při nástupu povodně se nejdříve plní volný zásobní prostor – vytvořený předpouštěním nebo uvolněný povolenými odběry z nádrže.
- S nárůstem přítoků se otevírají rovnoměrně všechny tři spodní výpusti tak, aby hladina až do celkového odtoku $9,0\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ nestoupala.
- Bude-li přítok do nádrže větší než neškodný odtok z nádrže ($9,0\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$), plní se přebytkem průtoků nad $9,0\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ předpuštěný zásobní a dále ovladatelný retenční prostor nádrže, a to až po kótu přelivu 330,58 m n. m.
- Jestliže po dosažení kóty přelivu 330,58 m n. m. přítoky do nádrže stále stoupají, začnou se spodní výpusti dále otevírat tak, aby odtok se rovnal přítoku, a to až do množství $23,4\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ (otevření stavidel 80 cm). Hladina se udržuje na kótě 330,58 m n. m.
- Pokud přítoky budou vyšší než $23,4\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ a hladina stoupá nad přeliv, spodní výpusti se již dále neotvírají (s ohledem na kavitační jevy ve štole) a odtoky se převádí postupně nad přeliv.
- Jakmile voda odtéká přelivem, spodní výpusti se přivírají tak, aby při dosažení kóty cca 330,95 m n.m. byly uzavřeny. Odtok je dále jenom přelivem.
- Při dosažení max. hladiny 332,50 m n. m. se spodní výpusti znovu otevírají, aby nebyla max. hladina, pokud možno, překročena.
- Za tohoto extrémního stavu je možné otevřít výpusti až na plnou kapacitu s otevřením na 140 cm (bez ohledu na kavitační jevy).
- Pokud by se ze situace v povodí dalo odhadovat, že přítoky při dosažení přelivu dále nebudou stoupat, ponechají se výpusti otevřené na $9\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$.
- Pokud by se ze situace v povodí dalo usuzovat na větší povodeň, je možné otevírat spodní výpusti v průběhu plnění ovladatelného retenčního prostoru na odtok až do $23,4\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ (ta-to manipulace nebyla v rámci transformace PV uvažována).
- Dojde-li k plnění retenčního prostoru nad kótu maximální hladiny $M_{\max} = 332,50\text{ m n. m.}$, musí být otevřeny všechny výpusti na plnou kapacitu, bez ohledu na možné kavitační

jevy v chodbě, tj. otevření stavidel je 140 cm. Odtok z nádrže spodními výpustmi by byl cca $44 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

5.1.2 Zajištění funkčnosti spodních výpustí

Pro převádění povodňových průtoků jsou významné spodní výpusti, které mají kapacitu cca $44 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ při maximální hladině – to odpovídá stoleté vodě. Na spodních výpustech je osazen pouze jeden uzávěr – na návodní straně. Z toho důvodu je nutné provádět takové kroky (funkční zkoušky, technologické prohlídky, revize), aby byla zajištěna jejich funkce i při extrémním zatížení VD. Při transformaci PV byly zvoleny dva scénáře:

- spodní výpusti jsou funkční (manipuluje se dle MŘ),
- spodní výpusti nejsou funkční, v průběhu povodňové situace jsou zavřena.

5.1.3 Ovlivnění kapacity spodních výpustí spodní vodou

Byla prověřena míra omezení kapacity spodních výpustí vlivem zatopení podhráží spodní vodou. Výpočtem bylo zjištěno, že při hladině v podhráží na kótě 321,50 m n.m. (cca 0,6 m nad terénem) bude kapacita spodních výpustí snížena o cca 10 % (při hladině v nádrži na úrovni koruny hráze). Vzhledem k uvedenému a vzhledem k tomu, že je výpočtově složité určit hladinu spodní vody, nebylo ve výpočtu kapacity spodních výpustí s omezením uvažováno.

Při extrémních povodních by rovněž docházelo k přelití pravobřežní zdi skluzu ($Q > \text{cca } 40 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$), v prostoru bezprostředně za mostem. Voda by dále odtékala při vzdušní patě hráze se zaústěním do odpadního koryta a do vývaru pod spodními výpustmi. Rozsah ovlivnění nelze početně určit, ve výpočtu MK spodních výpustí nebyl uvažován.

5.1.4 Stabilita zděného zábradlí na koruně hráze

Na základě prohlídky VD ze dne 10.2.2012 (po očištění spar zdiva) je značná nejistota, zda stabilita zděného zábradlí (výška 1,2 m, šířka 0,6 m) je dostatečná vůči tlaku vody při zvýšené hladině v nádrži při uvažovaných povodňových situacích. Ve výpočtu transformace PV je uvažováno, že zděné zábradlí odolá tlaku vody, tzn. po dobu převádění PV nedozná tvarových změn.

5.1.5 Vliv plavenin na kapacitu přelivu

Na kapacitu přelivu mohou mít negativní vliv větší plovoucí předměty na hladině v nádrži v případě, že se zapříčí před vtokem pod most. V případě povodňových stavů bude nutné být na toto riziko připraven (příslušná mechanizace) a plaveniny z prostoru před mostem odstraňovat popř. je kontrolovaně nasměrovat pod mostní konstrukci a pouštět je skluzem.

5.2 Hydraulické výpočty

5.2.1 Měrná křivka spodních výpustí

Výpočet byl proveden dle lit. [4] jako volný výtok hydraulicky velkým otvorem dle následující rovnice:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left[\left(h_1 + \frac{\alpha \cdot v^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(h_2 + \frac{\alpha \cdot v^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

μ – součinitel výtoku ($\mu = 0,71$),

b – šířka otvoru ($b = 1,0$ m),

h_1 – výška spodní hrany otvoru od hladiny ,

h_2 – výška horní hrany otvoru od hladiny (výpočet byl proveden pro otevření uzávěru na výšku 0,3 m, 0,8 m a 1,4 m),

α – Coriolisovo číslo ($\alpha = 1$),

v – rychlost (uvažováno $v = 0$ m.s⁻¹),

g – tíhové zrychlení.

Měrná křivka spodních výpustí je uvedena v příloze č. 9 a 10.

5.2.2 Měrná křivka bezpečnostního přelivu

Výpočet kapacity přelivu byl proveden pomocí tří postupně navazujících výpočtů. Koruna bezpečnostního přelivu (BP) je uvažována na kótě 330,58 m n.m. V prvním výpočtu nebylo počítáno se zatopením spadiště, tudíž se jednalo o dokonalý přepad. Ve druhém výpočtu byl zohledněn vliv mostního profilu, který by omezoval odtok od BP. Proudění pod mostem o volné hladině bylo provedeno z kritické hloubky, která se vytvoří na vtoku pod most. Při vyšší hladině vody v nádrži (při zahlcení mostního otvoru) byl odtok stanoven dle třetího výpočtu - pro výtok hydraulicky velkým otvorem. V rámci výpočtu 2 a 3 bylo přijato zjednodušení týkající se klenbového tvaru spodní mostovky. Mostní otvor byl ve výpočtu uvažován obdélníkový se zachováním průřezové plochy otvoru, tj. 25,0 m², B x H_{náhr.} = 8,0 x 3,125 m. Níže jsou uvedené výpočty podrobně popsány.

1) Měrná křivka dokonalého (nezatopeného) přelivu

$$Q = m \cdot b_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_0^{\frac{3}{2}} \quad (\text{lit. [4]})$$

m – součinitel přepadu ($m = 0,36$),

b_0 – účinná délka přelivné hrany šachtového přelivu (m),

h_0 – energetická přepadová výška (m),

Koruna bezpečnostního přelivu je uvažována na kótě 330,58 m n.m.

$$b_0 = b - 0,1 \cdot n \cdot \xi \cdot h_0$$

b – celková délka přelivu ($b = 24,3$ m),

n – počet kontrakcí (n = 2),

ξ – součinitel kontrakce ($\xi = 0,85$),

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

h – přepadová výška (m)

 α – Coriolisovo číslo ($\alpha = 1$),

v_0 – přítoková rychlost (uvažováno $v = 0 \text{ m.s}^{-1}$)

2) Měrná křivka průtoku pod mostním profilem, dle kritických hloubek

Výpočet MK zatopeného přepadu byl proveden na základě výsledků úkolu PTR 622, část 6.3, který vypracoval VRV-TBD, Praha, v roce 1985 na podkladě modelového výzkumu. Výpočet je založen na výpočtu průtoku z kritických hloubek, které vzniknou na vtoku pod most při přechodu na bystřinné proudění. Výpočet byl proveden pro tyto parametry přelivu resp. sklu-
zu:

koncový profil – vtok pod most: betonové koryto ve zdech o šířce ve dně 8,0 m,
sklon bočních zdí - kolmý,
dno na kótě 330,20 m n.m.,

skluz pod mostem: šířka ve dně 8,0 m,
 sklon bočních zdí - kolmý,
 sklon za mostem $i = 0,05$
 součinitel drsnosti podle Manninga $n = 0,035$,

- výpočet kritického sklonu a kritické hloubky

$$i_{kr} = \frac{v_{kr}^2 \cdot n^2}{R^{4/3}}, \quad v_{kr} = \sqrt{g \cdot h_{kr}}, \quad h_{kr} = \frac{S_{kr}}{B} = \frac{Q^2}{S_{kr}^2 \cdot g},$$

- zpětný výpočet hladiny v nádrži pro známou h_{kr}

$$(A - P) = K \cdot H_{krP}, \text{ kde } H_{krP} = \frac{h_{kr} + v_{kr}^2}{2 \cdot g}$$

 i_{kr} – kritický sklon,

v_{kr} – rychlost vody v profilu kritické hloubky resp. v místě přechodu z říčního do bystrinného proudění ($m.s^{-1}$),

n – součinitel drsnosti dle Maninga ($n = 0,035$),

R – hydraulický poloměr (m),

h_{kr} – kritická hloubka (m),

S_{kr} – plocha průtočného profilu při hloubce h_{kr} ,

B – šířka dna ($B = 8,0 \text{ m}$),

A – hladina v nádrži (m),

P – kóta dna na vtoku pod most (P = 330,20 m n.m.),

k – součinitel typu přepadu ($k = 1,05$),

H_{krp} – energetická výška kritická (m).

– Závěry výpočtů:

- Dno skluzu pod mostem má nadkritický sklon. Jsou tak vytvořeny podmínky pro vytvoření kritické hloubky.
- Výpočet lze považovat za použitelný pro kritické hloubky, které jsou menší než světla výška mostu $H_{\text{náhr}} = 3,125$ m.

3) Měrná křivka průtoku pod mostním profilem, výtok otvorem

Výpočet byl proveden dle lit. [4] jako výtok hydraulicky velkým otvorem:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left[\left(h_1 + \frac{\alpha \cdot v^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(h_2 + \frac{\alpha \cdot v^2}{2 \cdot g} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

μ – součinitel výtoku ($\mu = 0,70$),

b – šířka mostního otvoru ($b = 8,0$ m),

h_1 – výška spodní hrany otvoru od hladiny [m],

h_2 – výška horní hrany otvoru od hladiny [m],

α – Coriolisovo číslo ($\alpha = 1$),

v – přítoková rychlost (uvažováno $v = 0 \text{ m.s}^{-1}$),

g – tíhové zrychlení.

Měrná křivka odtoku od bezpečnostního přelivu je uvedena v příloze č. 11.

5.2.3 Měrná křivka přelivu přes vlnolam (zděné zábradlí)

Vzhledem k malé kapacitě bezpečnostního přelivu byl také vypočten průtok vody při přepadu přes zděné zábradlí na koruně hráze. Výpočet byl proveden dle lit. [4] jako přepad pro jezy obdélníkového příčného průřezu:

$$Q = m \cdot b_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_0^{\frac{3}{2}} \quad (\text{lit. [4]})$$

m – součinitel přepadu ($m = 0,42$),

b_0 – účinná délka přelivné hrany šachtového přelivu (m),

h_0 – energetická přepadová výška (m),

Koruna zábradlí je uvažována na kótě 335,80 m n.m.

$$b_0 = b - 0,1 \cdot n \cdot \xi \cdot h_0$$

b – celková délka zábradlí ($b = 114$ m),

n – počet kontrakcí ($n = 2$),

ξ – součinitel kontrakce ($\xi = 1,0$),

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

h – přepadová výška (m),

α – Coriolisovo číslo ($\alpha = 1$),

v_0 – přítoková rychlost (uvažováno $v = 0 \text{ m.s}^{-1}$).

Měrná křivka průtoku přes korunu zábradlí je uvedena v příloze č. 12 a 13.

5.2.4 Výška výběhu větrové vlny

Výběh a výška vln jsou stanoveny podle ČSN 75 0255 Výpočet účinků vln na stavby na vodních nádržích a zdržích. V následujících řádcích jsou uvedeny hlavní výsledné hodnoty.

minimální kóta koruny vlnolamu (zděného zábradlí):	334,78 m n.m.
minimální kóta koruny hráze:	334,58 m n.m.
efektivní délka rozběhu větru:	143 m
výška výběhu na návodní líc hráze (P_p 13%):	0,15 m

Pro stanovení MBH byla uvažována úroveň koruny hráze při statickém působení vody na koruně hráze se započítáním zatížením ledu na těleso hráze. Se snížením úrovně MBH o vypočítanou výšku větrové vlny nebylo již uvažováno. Dalšími důvody pro zanedbání jejího účinku jsou poměrně krátká doba trvání této hladiny, velmi nízká pravděpodobnost souběhu mimořádně nepříznivých jevů a také odolnost opevnění návodního líce hráze.

5.2.5 Transformace povodňových vln

Transformace PV nádrží VD Jevišovice byla řešena v tabulkovém procesoru MS EXCEL na základě bilance objemu nádrže (vyjadřujícím okamžitou změnu objemu v nádrži v závislosti na změně přítoku a odtoku) v konstantním časovém kroku 5 minut. Podkladem pro výpočet byl časový průběh povodňové vlny, charakteristika nádrže (křivka objemů) a souhrnná měrná křivka bezpečnostního přelivu a měrná křivka spodních výpustí. Scénář transformace PV vychází ze způsobu manipulace uvedené v kapitole 5.1.1 a použité metody vypracování teoretických povodňových vln (klasická a PPW). Transformace byla provedena pro počáteční hladiny na kótě 328,65 m n.m. (=Mz) a 326,00 m n.m. (=Ms, při maximálním předpuštění nádrže). Byly také spočítány transformace PV pro případ, že nebudou ve funkci spodní výpustí.

Výchozí podmínky transformací PV

scénář	N-letost PV (metoda)	způsob manipulace	počáteční hladina v nádrži (m n.m.)
A1	10 000 (klasická)	podle MŘ	326,00
A2	10 000 (klasická)	podle MŘ	328,65
B1	10 000 (klasická)	bez spodních výpustí	326,00
B2	10 000 (klasická)	bez spodních výpustí	328,65

Výsledky řešení transformací PV

scénář	$Q_{\text{přítok}}$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	$Q_{\text{odtok, celk.}}$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	$Q_{\text{odtok, přeliv}}$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	$Q_{\text{odtok, výpusti}}$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	$Q_{\text{odtok, hráze}}$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	H_{MAX} (m n.m.)
A1	205	194,3	144,6	49,7	0	335,30
A2	205	194,3	144,6	49,7	0	335,30
B1	205	203,5	161,3	0	42,2	336,14
B2	205	203,5	161,3	0	42,2	336,14

Z výsledků řešení transformace KPV nádrží VD vyplývá:

- retenční objem nádrže je zanedbatelný vůči objemu KPV a redukce KPV je minimální,
- vliv předpuštění nádrže na snížení odtoku je při průchodu KPV nulový,
- významný vliv spodních výpustí při převádění KPV. Při uvažování spodních výpustí by hladina v nádrži dosáhla úrovně 335,30 m n.m. V případě, že SV nebudou uvažovány, hladina v nádrži by dosáhla o 0,8 m výše.
- ve všech uvedených scénářích dostoupí hladina v nádrži nad korunu hráze. V případě neuvažování spodních výpustí (ve scénáři B1 a B2) by navíc došlo k přelitu zděného zábradlí na koruně hráze, a to o 0,34 m.

Průběh transformace KPV podle jednotlivých scénářů je uveden v přílohách č. 14 až 17.

5.3 Stanovení kontrolní maximální hladiny v nádrži při KPV

Kontrolní maximální hladina (KMH) vychází z výpočtu průchodu KPV (odvozená klasickou metodou s teoretickou dobou opakování $N = 10\,000$ let, $Q_{\text{PV}} = 205 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, $W_{\text{PV}} = 22,5 \text{ mil m}^3$). Jako reprezentativní scénář pro stanovení KMH byl určen scénář A2. Uvažujeme tedy, že SV budou 100% funkční, počáteční hladina v nádrži bude na kótě 328,65 m n. Při tomto řešení by došlo k vystoupení hladiny v nádrži na kótu **KMH = 335,30 m n.m.**

6 ZÁVĚREČNÉ ZHODNOCENÍ

V souladu s [5] byly k dispozici hydrogramy povodňových vln dle dvou nezávislých metod, které vypracovalo ČHMÚ, pobočka Brno [2].

Požadovaná míra ochrany pro vodní díla II. kategorie z hlediska TBD, kde lze očekávat ztráty na životech, vyjádřená dobou opakování teoretické kontrolní povodňové vlny KPV je $N = 10\,000$ let.

Jako výchozí hydrogram PV byla uvažována $KPV_{10\,000}$ odvozená klasickou statisticko-extrapolací metodou (v souladu se záznamem z jednání ze dne 17.2.2012). Parametry této hypotetické povodně jsou:

$$Q_{10\,000} = 205 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \text{ a } W_{\text{PV } 10\,000} = 22,5 \text{ mil. m}^3.$$

Během povodňové situace byly uvažovány manipulace se spodními výpustmi v souladu s MŘ, tak i bez započítání odtoku spodními výpustmi. Jako hodnotící varianta byla uvažována transformace dle scénáře A2 (100% funkční spodní výpusti, počáteční hladina v nádrži na kótě

328,65 m n.m.), kde dojde ke snížení průtoku pod VD na průtok $195,3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Hladina v nádrži dosoupí na kótu KMH = 335,30 m n.m.

Požadavek pro bezpečné převedení KPV obsahuje kritérium dle TNV 75 2935 (lit. [5]):

$$\text{KMH} \leq \text{MBH}$$

$$\underline{335,30 \text{ m n.m.} \geq 334,60 \text{ m n.m.} \Rightarrow \text{VD nevyhovuje pro převedení KPV}}$$

Převýšení KMH

- nad maximální hladinou v nádrži $M_{\max} = 332,50 \text{ m n.m.} : +2,80 \text{ m}$
- nad MBH = $334,60 \text{ m n.m.} : +0,70 \text{ m}$
- nad korunou hráze (min.) $334,58 \text{ m n.m.} : +0,72 \text{ m}$
- nad korunou vlnolamu (min.) $335,78 \text{ m n.m.} : -0,48 \text{ m}$

Lze konstatovat, že v současné době VD Jevišovice nevyhovuje požadavkům bezpečnosti při povodních ve smyslu Vyhlášky č. 590/2005 a TNV 75 2935.

7 NÁPRAVNÁ A NOUZOVÁ OPATŘENÍ, NÁMĚTY NA ZLEPŠENÍ

7.1 Nápravná opatření

Zkapacitnění bezpečnostního přelivu

Nejslabším článkem při převádění povodní přes vodní dílo je mostní otvor na odtoku od bezpečnostního přelivu. Zvýšení parametrů bezpečnostního přelivu (snížení koruny přelivu, prodloužení přelivné hrany) nepřinese žádný efekt bez zásahu do konstrukce mostu. Při zachování současné klenbové konstrukce mostu bude nutné prohloubení dna spadiště a skluzu. Požadovaná kapacita bezpečnostního přelivu bude zajištěna prohloubením dna pod mostem o cca 1,5 m při zachování stávající šířky mostního otvoru. Zároveň by bylo vhodné navýšit pravobřežní zeď skluzu v prostoru za mostem tak, aby nedocházelo k přelévání zdi skluzu směrem k patě hráze a vývaru pod výusti spodních výpustí.

Úprava koruny hráze

Na koruně hráze se doporučuje provést úpravu stávajícího zděného zábradlí na návodní straně koruny hráze. Zábradlí je ve špatném technickém stavu. V případě nastoupání vody v nádrži nad korunu hráze by pravděpodobně došlo k destrukci zdi. Nabízí se tedy řešení s uvedením zděného zábradlí na koruně hráze do stavu před opravou v druhé polovině minulého století – tedy s vynechanými otvory, ve kterých bude osazeno ocelové zábradlí. Odůvodněním je fakt, že pro stabilitu hráze bude, vzhledem k významným tahovým napětím v konstrukci hráze v případě průchodu extrémní povodně, méně nebezpečné přelití hráze proudem vody o malém paprsku (do 20 cm), než nastoupání hladiny nad korunu hráze (v případě ponechání plného zábradlí).

Rekonstrukce spodních výpustí

Spodní výpusti jsou opatřeny pouze jedním návodním uzávěrem. Tento stav není v souladu se stávajícími normovými požadavky. Zároveň není ověřena jejich 100% funkčnost při převádění

povodňových průtoků. Možným řešením je stavba nové strojovny při vzdušní patě hráze a osazení uzávěrů na každé výpusti.

7.2 Nouzová opatření

Odstraňování plovoucích předmětů z prostoru před vtokem pod most

Pro bezpečnost VD za povodní je klíčové zajistit volný odtok vody z nádrže mostním otvorem. Během povodňových situací bude nutné rozměrnější plovoucí předměty zachytit, příp. odklonit dříve, než dopluží k mostu a způsobí jeho ucpání nebo snížení kapacity.

Pro zachycení plavenin je také možné osadit normou stěnu v zátopě nádrže s kotvením do skalních výchozů na svazích údolí.

V Brně, únor 2012

Vypracoval:

Ing. Milan Drahoš

Spolupracoval:

Ing. Stanislav Žatecký

Ing. Tomáš Kantor

Ing. Ondřej Černý

Schválil:

Ing. Jiří Hodák
vedoucí útvaru 403,
Vodní díla na Moravě a Slezsku

8 POUŽITÉ PODKLADY A LITERATURA

- [1.] Manipulační řád pro VD Jevišovice na řece Jevišovce (Povodí Moravy, s.p., 2003),
- [2.] Studie teoretických povodňových vln pro VD Jevišovice (ČHMÚ Brno, 12/2010),
- [3.] VD Jevišovice – Parametry zvláštních povodní a převedení povodní (VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 12/2000),
- [4.] JANDORA, STARA, STARÝ, 2002, Hydraulika a hydrologie,
- [5.] TNV 75 2935 Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních
- [6.] ČSN 75 0255 Účinek vln na stavby na vodních nádržích a zdržích
- [7.] Záznam z jednání výrobního výboru, 17.2.2012.
- [8.] Záznam z jednání výrobního výboru, 28.2.2012.
- [9.] Přesetření stability hráze, VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 02/2012

9 SEZNAM PŘÍLOH

- 1. Přehledná situace, M 1:50 000
- 2. Situační schéma hráze, M 1:500
- 3. Podélný řez hrází – schéma, M 1:400
- 4. Podélný řez skluzem – schéma, M 1:500
- 5. Příčný řez hrází, M 1:200, 1:50
- 6. Charakteristika nádrže - křivka objemů a zatopených ploch nádrže
- 7. Hydrogramy povodňových vln PV_{1000} až $PV_{10\,000}$ – klasická metoda
- 8. Hydrogramy povodňových vln PV_{1000} až $PV_{10\,000}$ – modelové řešení
- 9. Měrná křivka spodních výpustí, graf
- 10. Měrná křivka spodních výpustí, tabulka
- 11. Měrná křivka bezpečnostního přelivu, graf
- 12. Souhrnná měrná křivka odtoku, graf
- 13. Souhrnná měrná křivka odtoku, tabulka
- 14. Průběh transformace $KPV_{10\,000}$ - scénář A1
- 15. Průběh transformace $KPV_{10\,000}$ - scénář A2
- 16. Průběh transformace $KPV_{10\,000}$ - scénář B1
- 17. Průběh transformace $KPV_{10\,000}$ - scénář B2