

OBSAH

| | | |
|-----|--|----|
| 1 | ÚVOD | 2 |
| 2 | ÚČEL A POPIS VODNÍHO DÍLA | 2 |
| 3 | ZÁKLADNÍ ÚDAJE A PODKLADY | 5 |
| 3.1 | Hydrologické údaje | 5 |
| 3.2 | Větrná růžice | 6 |
| 3.3 | Geodetické údaje | 6 |
| 3.4 | Geotechnické údaje | 7 |
| 4 | STANOVENÍ MEZNÍ BEZPEČNÉ HLADINY | 7 |
| 4.1 | Výška výběhu větrové vlny | 8 |
| 4.2 | Globální stabilita hráze | 8 |
| 5 | STANOVENÍ KONTROLNÍ MAXIMÁLNÍ HLADINY | 9 |
| 5.1 | Kapacita výpustných a bezpečnostních zařízení na VD | 9 |
| 5.2 | Podmínky a předpoklady převádění povodní na VD | 13 |
| 5.3 | Transformace povodňových vln | 15 |
| 5.4 | Stanovení kontrolní maximální hladiny v nádrži při KPV | 16 |
| 6 | ZÁVĚREČNÉ ZHODNOCENÍ | 16 |
| 7 | NÁPRAVNÁ A NOUZOVÁ OPATŘENÍ, NÁMĚTY NA ZLEPŠENÍ | 17 |
| 7.1 | Nápravná opatření | 17 |
| 7.2 | Nouzová opatření, náměty na zlepšení | 17 |
| 8 | POUŽITÉ PODKLADY A LITERATURA | 18 |
| 9 | SEZNAM PŘÍLOH | 19 |

1 ÚVOD

Posudek byl vypracován na základě smlouvy o dílo č. A978/11 (č. zhotovitele), uzavřené mezi Povodí Moravy, s.p. a VODNÍ DÍLA - TBD a.s. Cílem 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. Podle příslušných kritérií bezpečnosti, určených kategorií VD ve smyslu vyhlášky č. 471/2001 Sb., 590 a 367/2005 Sb., hodnotí převedení kontrolní povodňové vlny (KPV) přes VD.

V roce 1982 byl vypracován posudek „Hydraulická zabezpečení“ s výsledkem, že **přehrada je z hlediska kapacity objektu na převedení povodní plně zabezpečena** (lit. [4.]). Další „Posudek bezpečnosti za povodní“ provedený v roce 1997 s výsledkem, že **provozní spolehlivost a míra ochrany VD za povodní je dostatečná** (lit. [5.]).

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

2 ÚČEL A POPIS VODNÍHO DÍLA

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

Hlavními účely vodního díla

- Akumulace vody k zajištění vodárenského odběru pro úpravnu Hosov v povoleném množství 0,141 m³/s, pro zásobení města Jihlava.
- Zajištění minimálního průtoku v toku pod nádrží v množství 0,013 m³/s, v regulaci v množství 0,008 m³/s.

Dalším účelem je snížení kulminace povodňových průtoků transformačním účinkem neovladatelného ochranného prostoru.

Rozdělení prostoru nádrže

Prostor stálého nadržení

| | |
|--|------------------------|
| Kóta dna nádrže | 504,58 m n.m. |
| Kóta hladiny stálého nadržení H _S | 514,88 m n.m. |
| Objem prostoru stálého nadržení | 480 000 m ³ |
| Zatopená plocha při hladině stálého nadržení | 18,8 ha |

Prostor zásobní

| | |
|--|--------------------------|
| Kóta minimální hladiny zásobního prostoru | 514,88 m n.m. |
| Kóta maximální hladiny zásobního prostoru H _Z | 522,08 m n.m. |
| Objem zásobního prostoru | 2 395 000 m ³ |
| Zatopená plocha při maximální zásobní hladině | 51,6 ha |

Prostor retenční neovladatelný

| | |
|--|------------------------|
| Kóta minimální hladiny neovladatelného retenčního prostoru | 522,08 m n.m. |
| Kóta maximální hladiny retenčního neovladatelného prostoru H_{MAX} | 522,68 m n.m. |
| Objem neovladatelného retenčního prostoru | 320 000 m ³ |
| Zatopená plocha při max. hladině | 55,0 ha |

Celkový prostor

| | |
|-------------------------|--------------------------|
| Maximální hladina | 522,68 m n.m. |
| Celkový objem nádrže | 3 385 000 m ³ |
| Celková zatopená plocha | 55 ha |

Charakteristika nádrže – křivka objemů a zatopených ploch nádrže je uvedena v příloze č. 7.

Přehradní těleso – hráz

Hráz je sypaná se středním zemním těsnícím jádrem a s návodní a vzdušní stabilizační částí ze žulového a rulového eluvia s příměsí zvětralé podložní horniny. Těsnícím prvkem je střední zemní jádro, které přechází přes injekční bloček a injekční clonu do podloží. Zavázání těsnícího jádra do podloží je betonovým injekčním blokem šířky 5,0 m. Podloží hráze je utěsněno jednořadovou clonou maximální hloubky 32 - 46 m o dvou patrech, doplněnou třířadovou injekční fortifikací na hloubku 5,0 m. Návodní líc hráze ve sklonu 1:2,7 je opevněn penetračním makadamem. (kamenný zához proléváný asfaltomastixovou zálivkou). V místě zásobní hladiny je svah po korunu hráze opevněn kamennou dlažbou z lomového kamene se zdrsněním. Vzdušní líc hráze ve sklonu 1:2 je ohumusován a oset. Po koruně hráze vede komunikace zpevněná živičnou úpravou. Šířka vozovky mezi obrubníky je 3,5 m. Na vzdušní straně je svodidlové zábradlí, na návodní straně je betonový vlnolam s parapetní deskou ze žuly. Pod vzdušní patou je proveden drenážní filtr, ze kterého je prosáklá voda odváděna do otevřeného odvodňovacího příkopu.

| | |
|------------------------------------|---------------|
| Kóta koruny hráze: | 523,58 m n.m. |
| Kóta koruny vlnolamu: | 524,40 m n.m. |
| Šířka vozovky na koruně hráze: | 3,50 m |
| Šířka hráze v základech: | 92,0 m |
| Výška hráze nad dnem údolí: | 19,0 m |
| Výška hráze nad základovou spárou: | 25,0 m |
| Délka hráze v koruně: | 341,0 m |
| Sklon návodního líce: | 1:2,7 |
| Sklon vzdušného líce: | 1:2 |

Situační schéma hráze, příčný profil hráze, příčný řez korunou hráze a podélný profil osou hráze jsou uvedeny v přílohách č. 2 až 4 a 6.

Vtokový funkční objekt

Vtokový objekt pro vypouštění nádrže, odběr vody a převedení velkých vod je spojen v jeden celek vysunutý před zemní hráz. Koruna vtokové věže na kótě 523,58 m n.m. je přístupná z

koruny hráze po ocelové lávce délky 44,0 m. Z koruny vtokové věže je pomocí jeřábu osazováno provizorní hrazení spodních výpustí a vodárenských odběrů a česlice. Ve vtokovém objektu je komora uzávěrů (strojovna), z níž jsou ovládány spodní výpusti a vodárenské odběry. Přístup do strojovny ze vzdušní strany hráze je v horní části patrové chodby - komunikační chodbou. Zde je umístěno vodárenské potrubí DN500. Přívodní koryto v délce 95,0 m před vtokovým objektem je šířky ve dně 3,0 m, se sklony svahů 1:2, ve spádu 1‰. Před vtokem je snížení na kótu 503,58 m n.m. v délce 7,5 m provedeno z betonu. Kóta dna koryta je 504,73 m n.m. Odpad od spodních výpustí a šachtového přelivu je zaústěn do spodní části patrové chodby – odpadní chodby.

Podélný řez sdruženým objektem je uveden v příloze č. 5.

Šachtový bezpečnostní přeliv

VD je opatřeno volným nehrazeným šachtovým přelivem, tvořeným betonovou konstrukcí vtokového objektu s délkou přelivné hrany 20,1 m. Vstupní nálevka má poloměr 3,20 m, svislá šachta kruhového profilu má průměr 1,60 m. Kapacita šachtového přelivu je 16,8 m³/s při výšce paprsku přepadající vody 0,60 m. Odpad od šachtového přelivu je zaústěn do odpadní chodby mezi dvěma spodními výpustmi.

| | |
|----------------------------------|------------------------|
| Kóta přelivné hrany: | 522,06 m n.m. |
| Nejnižší kóta přelivné hrany: | 521,99 m n.m. |
| Délka přelivné hrany: | 20,1 m |
| Kapacita přelivu při H_{MAX} : | 16,8 m ³ /s |
| Přepadová výška při H_{MAX} : | 0,60 m |

Spodní výpusti

Spodní výpusti jsou umístěny ve vtokovém objektu. Sestávají z vlastního vtokového objektu, ocelového potrubí DN600 s uzávěry a výtokem do odpadní chodby. Otvory vtoků výpustí mají rozměry 1,5 x 2,0 m. Vtoky je možné zahradit buď hrubými česlicemi, každý vtok 2 dělenými kusy rozměrů 1 x 1,5 m vedenými bočními vodítky ve vedení hradidel nebo provizorními hradidly vedenými ve stejných drážkách. Vtokový kus je délky 0,8 m, hydraulicky přechází ze vstupního profilu průměru DN850 do výstupního DN600 a dále pokračuje ocelové potrubí DN600 v délce 3 m, na kterém je umístěno třmenové šoupátko. Výpust pokračuje kotevním kusem provozního rozstřikovacího uzávěru DN600. Za každým rozstřikovacím uzávěrem pokračuje odpadní chodba v délce 3 m opacerovaná, kruhového profilu o průměru 2,00 m. Dále pokračuje společná betonová odpadní chodba. Pravá spodní výpust slouží výlučně jako výpustné potrubí. Levou spodní výpust lze používat i jako nejnižší vodárenský odběr. Na vodárenské potrubí je napojena propojovacím potrubím se šoupátkem DN500. Spodní výpusti jsou propojeny potrubím DN150, které se spojuje do jednoho potrubí DN150, vyústěného u dna odpadní chodby. Během normálního provozu slouží potrubí pro vypouštění asanačního průtoku do množství 0,240 m³/s a současně jako obtok v případě zahrazení výpustí hradidly.

| | |
|--------------------------|-------------------|
| Typ výpustí: | 2 ocelová potrubí |
| Průměr výpustí: | 2 x DN600 |
| Délka ocelového potrubí: | 20,8 m |

| | |
|---|---------------------------------|
| Rozměr vtoku: | 1,5 x 2 m |
| Revizní uzávěry (provizorní hrazení): | 2 hradidla 1,5 x 1,0 m |
| Návodní uzávěry: | 2 x třmenová šoupátka DN600 |
| Provozní (regulační) uzávěry: | 2 x rozstřikovací ventily DN600 |
| Kóta osy vtoku pravé spodní výpusti: | 504,88 m n.m. |
| Kóta osy vtoku levé spodní výpusti: | 507,58 m n.m. |
| Kapacita spodních výpustí při maximální H_z : | 2 x 3,50 m ³ /s |
| Kapacita spodních výpustí při H_{MAX} : | 2 x 3,60 m ³ /s |

Nouzový bezpečnostní přeliv

Při levém břehu je přirozená terénní sníženina, která bude sloužit jako „nouzový“ bezpečnostní přeliv v případě havárie šachtového přelivu nebo při extrémních povodních.

3 ZÁKLADNÍ ÚDAJE A PODKLADY

3.1 Hydrologické údaje

Vstupní data pro odvození parametrů teoretických povodňových vln byly použity ze studie ČHMÚ z roku 2008 – lit. [2.]. V následujícím textu jsou uvedeny nejdůležitější údaje.

Studie teoretických povodňových vln shrnuje a doplňuje hydrologické posudky pro přehradní profil VD v období od roku 1966 do roku 2008. Byly zpracovány aktualizované verze neovlivněných teoretických povodňových vln s pravděpodobnými dobami opakování v řadě od $N=1$ do $N=1000$ let, které byly doplněny o pravděpodobné průběhy teoretických vln pro $N=2000$ a $N=10000$ let. Vlny byly vypracovány 2 nezávislými metodickými postupy.

Fyzicko-geografické a hydrografické charakteristiky povodí Maršovského potoka

| | |
|--|---|
| Plocha povodí do profilu hráze VD : | 19,86 km ² - podle odvození v GIS (20,15 km ² - podle starších měření planimetrem) |
| Podélný sklon povodí: | 1,98 % |
| Příčný sklon povodí (podle Herbsta): | 7,2 % |
| Tvar povodí: | protáhlý (součinitel tvaru povodí 0,219) |
| Lesnatost povodí: | cca 30% (dle VH mapy 1 : 50 000). |
| Průměrná roční výška srážek na povodí: | 654 mm (období 1931-1980). |
| Průměrná roční výška odtoku z povodí: | 258 mm (období 1931-1980). |
| Průměrný roční průtok: | 165 l/s (období 1931-1980). |

Průměrný průtok a odtoková výška jsou ovlivněny přiváděním vody ze sousedních povodí Jedlovského a Jiřínského potoka. Režim povodňových průtoků je ale těmito převody ovlivněn jen nevýznamně. Podstatně významnější je ovlivňování režimu povodňových průtoků Maršovským rybníkem, který se nalézá v horní části povodí Maršovského potoka.

Metodika vypracování teoretických povodňových vln

- klasická statisticko - extrapolační metoda,
- metoda podmíněných pravděpodobností překročení objemů (PPW).

N-leté průtoky a objemy odvozené klasickou metodou pro profil hráze VD

| N (roky) | 1 | 2 | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2000 | 10000 |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Q_N ($m^3 \cdot s^{-1}$) | 1,7 | 3,4 | 6,5 | 9,3 | 12,8 | 18,2 | 23,0 | 28,5 | 36,9 | 44,1 | 52,3 | 75,0 |
| W_N ($10^6 m^3$) | 0,200 | 0,270 | 0,400 | 0,525 | 0,690 | 0,940 | 1,170 | 1,440 | 1,870 | 2,285 | 2,750 | 4,200 |

N-leté průtoky a objemy odvozené pomocí metody podmíněných pravděpodobností překročení objemů (PPW)

| N (roky) | 100 | 200 | 500 | 1000 | 10000 |
|------------------------------|------|------|------|------|-------|
| Q_N ($m^3 \cdot s^{-1}$) | 23,0 | 28,5 | 36,9 | 44,1 | 75,0 |

| N (roky) | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2000 | 10000 |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| a) W_N pro vlny zimní ($10^6 m^3$) | | | | | | |
| regresí | 1,290 | 1,605 | 2,091 | 2,513 | 2,999 | 4,369 |
| s ppw=0,5 | 1,325 | 1,648 | 2,147 | 2,581 | 3,080 | 4,487 |
| s ppw=0,4 | 1,380 | 1,717 | 2,237 | 2,689 | 3,209 | 4,675 |
| s ppw=0,3 | 1,429 | 1,778 | 2,317 | 2,784 | 3,323 | 4,841 |
| s ppw=0,2 | 1,528 | 1,900 | 2,476 | 2,975 | 3,550 | 5,173 |
| b) W_N pro vlny letní ($10^6 m^3$) | | | | | | |
| regresí | 1,241 | 1,550 | 2,032 | 2,453 | 2,942 | 4,336 |
| s ppw=0,5 | 1,279 | 1,598 | 2,095 | 2,530 | 3,033 | 4,469 |
| s ppw=0,4 | 1,419 | 1,773 | 2,325 | 2,807 | 3,366 | 4,960 |
| s ppw=0,3 | 1,519 | 1,897 | 2,487 | 3,003 | 3,601 | 5,307 |
| s ppw=0,2 | 1,603 | 2,003 | 2,625 | 3,170 | 3,801 | 5,602 |
| c) W_N pro vlny bez rozlišení sezonality výskytu ($10^6 m^3$) | | | | | | |
| regresí | 1,294 | 1,606 | 2,087 | 2,504 | 2,984 | 4,334 |
| s ppw=0,5 | 1,280 | 1,588 | 2,064 | 2,476 | 2,951 | 4,286 |
| s ppw=0,4 | 1,378 | 1,710 | 2,223 | 2,667 | 3,178 | 4,616 |
| s ppw=0,3 | 1,512 | 1,877 | 2,440 | 2,927 | 3,488 | 5,066 |
| s ppw=0,2 | 1,550 | 1,924 | 2,500 | 3,000 | 3,574 | 5,192 |

Hydrogramy povodňových vln jsou uvedeny v přílohách č. 8 a 9.

3.2 Větrná růžice

Byla poskytnuta větrná růžice pro přehradní profil VD odvozená z měření na hrázi v letech 1984 až 1994 (ČHMÚ, 2009).

| směr | S | SV | V | JV | J | JZ | Z | SZ | Klid |
|----------------|------|-----|-----|-----|------|-----|------|------|------|
| VD Hubenov (%) | 18,7 | 2,7 | 3,7 | 8,5 | 18,2 | 9,5 | 10,7 | 15,5 | 12,5 |

3.3 Geodetické údaje

Bylo provedeno geodetické výškopisné zaměření koruny hráze a bezpečnostního přelivu pro

přepočtení výškového systému na Balt po vyrovnaní a výškopisné a polohopisné zaměření tělesa hráze, jejího nejbližšího okolí a objektů (Povodí Moravy, s.p., 2008). V následujících řádcích jsou uvedeny důležité kóty pro další výpočty.

| | |
|---|---------------|
| Kóta koruny hráze – min.: | 523,61 m n.m. |
| Kóta koruny vlnolamu – min.: | 524,32 m n.m. |
| Kóta levobřežní terénní sníženiny – min.: | 522,95 m n.m. |
| Kóta koruny šachtového přelivu – min.: | 522,04 m n.m. |

3.4 Geotechnické údaje

Byl proveden vrtný průzkum na koruně hráze v místě těsnícího jádra (TOPGEO spol. s.r.o., 2011) - lit. [16.]. Bylo provedeno 5 jádrových vrtů V1 až V5 do hloubky 2 m a rozmístěných v podélné ose komunikace hráze (viz příloha č. 2). Bylo odebráno 5 vzorků vrtného jádra za účelem popsání geologických poměrů a laboratorního zjištění propustnosti, zrnitosti a geotechnických vlastností zeminy. Koruna těsnícího jádra z hlinitého jílu byla ve vrtech zjištěna v hloubkách od 0,8 do 1,2 m pod korunou hráze. Z toho vyplývá, že pomyslná úroveň horní hrany těsnícího prvku se zde pohybovala od kóty 522,48 do 522,81 m n.m. Podle projektové dokumentace měla být koruna jádra 0,5 m pod korunou hráze na kótě cca 523,1 m n.m., což oproti skutečnosti představuje značný rozdíl. V tabulce je uvedena podrobná dokumentace reprezentativního vrtu V2.

| Metráž (m) | | Geologický popis | Třída ČSN 736133 | Těžitelnost ČSN 736133 | Symbol ČSN 736133 |
|---------------|------|--|------------------------|------------------------------|-------------------------|
| od | do | | | | |
| 0,0 | 0,05 | Asfalt. | - | - | Y |
| 0,05 | 0,4 | Makadam smíchaný s pískem. | - | - | Y |
| 0,4 | 1,0 | Písek, slabě zahliněný, jemnozrný, ojediněle úlomky silně zvětralé skalní horniny – granitu do vel. 0,5 cm, středně ulehlý, hnědý. | S3 | I | S-F |
| 1,0 | 2,0 | Jíl hlinitý, pevný, ojediněle silně zvětralé úlomky skalní horniny do vel. 0,5 cm, navlhlý, hnědý. | F6 | I | CL |

4 STANOVENÍ MEZNÍ BEZPEČNÉ HLADINY

V současnosti platná **mezní bezpečná hladina (MBH)** byla stanovena v posudku bezpečnosti VD za povodní (VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 1997) - lit. [5.].

Vlnolam je založený ve filtrační vrstvě v hloubce 0,8 m pod úrovní koruny hráze. Bylo konstatováno, že vlastnosti filtračního prostředí dovolují hydraulický gradient do 0,3. Délka průsakové dráhy vody, která z nádrže obtéká základy vlnolamu, je cca 2 m a dovoluje hydrostatický tlak 0,6 m vodního sloupce. Mezní bezpečná hladina byla stanovena na kótě 524,08 m n.m., t.j. asi 0,3 m pod úrovní vlnolamu a 0,5 m nad korunou hráze.

Vzhledem k typu hráze (sypaná se středním zemním těsnícím jádrem a se stabilizačními

částmi ze žulového a rulového eluvia), a ke konstrukčnímu uspořádání koruny hráze (asfaltová komunikace, vlnolam, na který navazuje návodní líc opevněný kamennou dlažbou) se jeví jako teoreticky možná příčina poruchy tělesa hráze vnitřní průsaková eroze v oblasti nad korunou těsnícího prvku. Z tohoto důvodu a s ohledem na výsledky vrtného průzkumu pod korunou hráze stanovujeme **mezni bezpečnou hladinu na kótu 522,70 m n.m.**, což je 0,2 m nad minimální úroveň koruny těsnícího jádra hráze, zjištěnou IG průzkumem. MBH je tedy cca 0,9 m pod korunou hráze a 1,6 m pod korunou vlnolamu. Na straně bezpečnosti je výše uvedené opevnění návodního líce hráze.

4.1 Výška výběhu větrové vlny

Výběh a výška vln jsou stanoveny podle ČSN 75 0255 – Výpočet účinků vln na stavby na vodních nádržích a zdržích. Podle větrné růžice (ČHMÚ, 2009) jsou dominantní směry větru severní a jižní, což je však téměř orientace podélné osy hráze. Pro výpočet byl jako další převládající určen směr větru severozápadní (SZ). V následujících řádcích jsou uvedeny hlavní výsledné hodnoty.

| | |
|--|---------------|
| minimální kóta koruny vlnolamu: | 524,32 m n.m. |
| minimální kóta paty vlnolamu u návodního líce: | 522,90 m n.m. |
| efektivní délka rozběhu větru: | 559 m |
| charakteristická výška vlny (P_p 13 %): | 0,6 m |
| výška výběhu na návodní svah hráze (P_p 13%): | 1,1 m |
| výška výběhu na vlnolam: | 0,9 m |

Rozhodujícím faktorem pro stanovení MBH byla skutečná poloha koruny těsnícího jádra hráze. Se snížením úrovně MBH o vypočítanou výšku větrové vlny nebylo tudíž 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.

4.2 Globální stabilita hráze

V rámci 3. SEZ o TBD (lit. [3.]) byla přezkoumána globální stabilita hráze VD pro návodní i vzdušní část hráze a pro různé zatěžovací stavy (nádrž prázdná, částečně naplněná, plná a náhlý pokles hladiny v nádrži). V následujících řádcích jsou stručně uvedeny použité podklady, předpoklady, schematizace, způsob výpočtu a hodnocení, ze kterých vychází a na které navazuje přezkoumání stability vzdušního svahu hráze při hladině v nádrži na úrovni nově stanovené MBH.

Pro vytvoření modelu příčného řezu hráze byl použit charakteristický tvar příčného profilu. Provedená schematizace vystihuje tvar těsnícího jádra, stabilizační části, pokryvných eluviálních sedimentů a drenážních prvků. Příčný profil je situován v místě nejvyšší výšky násypu hráze.

Byl proveden výpočet proudění podzemní vody hrází v modulu SEEP/W pro různé zatěžovací stavy a jeho výsledky použity ve výpočtu stability hráze.

Výpočet globální stability hráze byl proveden v programu GeoStudio 2007 (GEO-SLOPE International), v modulu SLOPE/W, který je určen pro výpočet stability zemních konstrukcí.

Byl proveden pomocí metody mezní rovnováhy sil a momentů na kinematicky možných smykových plochách. Míra stability svahu, resp. oblasti nad smykovou plochou je vyjádřena stupněm bezpečnosti (SB), který je definován jako poměr sil/momentů, které brání (kladou odpor) proti usmýknutí zemního tělesa a sil/momentů, které se snaží usmýknutí, resp. pootočení vyvolat.

Výpočet globální stability svahu vzdušního líce hráze byl proveden v modulu SLOPE/W, a to pomocí několika různých metod mezní rovnováhy na smykové ploše. Smykové plochy byly voleny jak kruhové, tak polygonální, a také složené, jako kombinace těchto typů ploch. Jako nejvýstižnější a nejpřesnější byl použit stupeň bezpečnosti vybraný pomocí metody GLE (General Limit Equilibrium), která zohledňuje jak momentovou tak silovou výminku a přitom také spolupůsobení jednotlivých proužků zeminy mezi sebou. Pokročilý optimalizační algoritmus obsažený v modulu je dále schopen při variacích až 2000 smykových ploch najít smykovou plochu s minimálním stupněm bezpečnosti.

Pro zatěžovací stav při plné nádrži (hladina na kótě $H_{MAX} = 522,68$ m n.m.) byla přešetřena stabilita vzdušní části hráze. Minimální SB smykové plochy je 1,59. Tato smyková plocha je však velmi mělká, prochází těsně pod vzdušním lícem a neohrožuje globální stabilitu hráze. Čím více se smykové plochy odklánějí od vzdušního líce hráze, tím mají vyšší SB. Bylo konstatováno, že hráz při plné nádrži vykazuje dostatečnou globální stabilitu v souladu s ČSN 75 2310 - Sypané hráze.

Součástí tohoto posudku bezpečnosti VD za povodní bylo **přezkoumání stability vzdušního líce hráze při hladině v nádrži na kótě nově stanovené MBH = 522,70 m n.m.**

Při přešetření stability vzdušního líce v případě mělkých smykových ploch, které neohroží globální stabilitu hráze, jsou výsledky očekávaně obdobné jako ve výše uvedeném dokumentu. To znamená, že smykové plochy s hloubkou 1 až 2 m mají $SB > 1,5$. Lze tedy konstatovat, že podle TNV 752935 je požadavek na minimální $SB = 1,05$ s rezervou splněn.

Kontrolně byla též přezkoumána stabilita vzdušního svahu pro případ, kdy hlubší smyková plocha prochází návodním lícem hráze před vlnolamem a může tudíž ohrozit globální stabilitu hráze. V tomto případě má však smyková plocha $SB = 1,74$ a tudíž opět platí, že požadavek na minimální $SB = 1,05$ je s rezervou splněn.

Přešetřením globální stability vzdušního svahu hráze bylo prokázáno, že hráz VD je při hladině v nádrži na úrovni MBH stabilní v souladu s normovými požadavky.

Výsledky přešetření globální stability vzdušního líce hráze při hladině v nádrži na úrovni MBH jsou uvedeny v příloze č. 20.

5 STANOVENÍ KONTROLNÍ MAXIMÁLNÍ HLADINY

5.1 Kapacita výpustných a bezpečnostních zařízení na VD

Spodní výpusti

Měrná křivka spodních výpustí

$$Q = S \cdot v$$

Q průtočné množství ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)
v rychlost proudící vody ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H_o}{1 + \sum \xi + \lambda \frac{l}{d}}} \quad (\text{lit. [11.]})$$

| | |
|----------------|---|
| S | plocha průtočného profilu potrubí (m ²) |
| H ₀ | spád hladin (m) |
| ξ | součinitel místní ztráty (-) |
| λ | součinitel ztráty třením potrubí (-) |
| l | délka potrubí (m) |
| d | průměr potrubí (m) |

Hodnoty použité do výpočtu:

| | |
|---|--|
| S | 0,283 m ² |
| ξ | revizní uzávěry (hradidlové tabule) 0,05 nátok 0,2 (lit [11.]) návodní uzávěry (třmenové šoupátko DN 600) 0,08 (lit. [11.]) regulační uzávěr (rozstříkovací uzávěr DN 600) 0,5 (lit. [11.]) |
| λ | 0,023 (lit. [6.]) |
| l | 10,4 m |
| d | 0,6 m |

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

Bezpečnostní šachtový přeliv

Měrná křivka dokonalého (nezatopeného) přelivu

$$Q = m \cdot b_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0^2} \quad (\text{lit [6.]})$$

| | |
|----------------|--|
| m | součinitel přepadu |
| b ₀ | účinná délka přelivné hrany šachtového přelivu (m) |
| h ₀ | energetická přepadová výška (m) |

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

| | |
|---|--|
| b | celková délka přelivu = 20,1 - 1,0 = 19,1 m (omezení od sloupů je cca 1,0 m) |
| n | počet kontrakcí 6 |
| ξ | součinitel kontrakce 1 |

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

| | |
|----------------|---|
| h | přepadová výška (m) |
| α | Coriolisovo číslo |
| v ₀ | přítoková rychlost (m.s ⁻¹) |

Hodnota přepadového součinitele podle Haindla:

$$m = 0,461 \cdot (h/r)^{0,083}$$

r poloměr vstupní nálevky (m)

Hodnoty jednotlivých veličin :

Kóta koruny přelivu 522,04 m n.m.

b_0 17,5 - 19,1 m

r 3,2 m

m 0,330 - 0,435

Měrná křivka dokonalého (nezatopeného) šachtového přelivu je uvedena v příloze č. 11.

Měrná křivka nedokonalého (zatopeného) přelivu

Průtočné podmínky při zahlcení nálevce byly podrobně zkoumány v Hydraulické zabezpečení (VRV – TBD, 1982) - lit. [4.]. Hodnoty pro výpočet zatopeného přelivu byly převzaty z tohoto dokumentu. Měrná křivka zatopeného přelivu byla stanovena na základě stejných vztahů použitých pro výpočet měrné křivky nezatopeného přelivu se zohledněním patřičných součinitelů. Přechodové pásmo mezi dokonalým (nezatopený přeliv) a nedokonalým (zatopeným přelivem) režimem proudění je 16 až 18 m³.s⁻¹.

K zahlcení nálevky dojde, když protilehlé vnitřní paprsky proudu vody jsou blízko sebe a vytvoří nedostatečně volný prostor pro proud vzduchu, potřebný pro provzdušnění vodního proudu v šachtě. Vzduch urychluje v určitých časových intervalech vodní proud a způsobuje nestabilní režim proudění. Totální zahlcení pak nastane při průtoku, kdy se protilehlé paprsky proudu vody dotýkají, čímž se volný prostor hrdla úplně uzavře. Hrdlo se potom periodicky otvírá proudem vzduchu potřebného pro provzdušnění proudu pod hrdlem. Když tlaková výška nad výtokovým profilem šachty nedosahuje zahlcený prostor hrdla, tvoří se v prostoru proudu pod hrdlem vzduchové pytle, které v šachtě způsobují rázové jevy. Jev zahlcení nálevky má vliv i na úroveň hladiny v nádrži, která periodicky kolísá se změnou rychlosti vody v hrdle.

Na kapacitu přelivu mohou mít negativní vliv větší plovoucí předměty na hladině v nádrži v případě, že budou strženy do šachty. Při daném tvaru a průměru šachty nelze předpokládat, že větší plovoucí předměty a klády tudy projdou. Při jejich uvíznutí v koleně šachty, by mohlo dojít k jejímu zahlcení, což by mělo za následek negativní zvyšování hladiny v nádrži. V případě povodňových stavů bude nutné této hrozbě zabránit a větší plovoucí předměty zachytit dříve, než dopluží k přelivu a způsobí jeho případné ucpání nebo snížení kapacity.

Měrná křivka šachtového přelivu je uvedena v příloze č. 12.

Levobřežní terénní sníženina

Měrná křivka přepadu (odtoku) přes levobřežní terénní sníženinu

Levobřežní terénní sníženina má přibližně lichoběžníkový profil a její nejnižší část (dno) tvoří komunikace zpevněná živičným povrchem. Parametry, a fotodokumentace průtočného profilu, příčný profil v místě komunikace jsou uvedeny v přílohách č. 13, 14 a 6. Vzhledem ke složité morfologii terénu v této oblasti byl výpočet měrné křivky průtoku přes „nouzový přeliv“ stanoven variantně pomocí:

1. výpočtu přepadu přes širokou korunu,
2. výpočtu průtoku otevřeným korytem (Chézyho rovnice),
3. numerického modelování ustáleného nerovnoměrného proudění povrchové vody.

Ad 1) Měrná křivka odtoku podle výpočtu přepadu přes širokou korunu

$$Q = \sigma \cdot m \cdot b_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_0^{\frac{3}{2}}$$

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

Ad 2) Měrná křivka odtoku podle výpočtu průtoku otevřeným korytem (Chézyho rovnice)

| | | |
|---|---|--|
| $Q = S \cdot v$ | C | rychlostní součinitel podle Manninga ($m^{0,5}/s$) |
| $v = C \cdot \sqrt{R \cdot i}$ | R | hydraulický poloměr (m) |
| $C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}}$ | i | sklon čáry energie (-) |
| $R = \frac{S}{O}$ | S | průtočná plocha (m^2) |
| $n = \frac{l_1 \cdot n_1 + l_2 \cdot n_2 + l_3 \cdot n_3}{l_1 + l_2 + l_3}$ | O | omočený obvod (m) |
| | n | drsnostní součinitel (-) |
| | l | část omočeného obvodu s odpovídajícím n (m) |

Ad 3) Měrná křivka odtoku pomocí numerického modelování ustáleného nerovnoměrného proudění povrchové vody v 1D modelu (software HEC-RAS 4.1)

Při průchodu KPV by vzrostlé stromy (výběžek lesa) v prostoru za terénní sníženinou mohly představovat překážku v rychlém a bezpečném odvádění povodňových vod. Vzhledem k tomu byly pro každou variantu zpracovány výpočty, které zohledňovaly oba stavy:

1. stávající terén je ponechán bez úpravy,
2. terén je upraven a stromy odstraněny.

Jako výsledná varianta měrné křivky odtoku přes levobřežní terénní sníženinu byl vybrán výpočet přepadu přes širokou korunu za stavu, kdy je stávající terén ponechán neupraven (varianta 1.1).

Situace a fotodokumentace lokality levobřežní terénní sníženiny je uvedena v příloze č. 14.

Příčný profil levobřežní terénní sníženiny je uveden v příloze č. 6.

Měrné křivky odtoku levobřežní terénní sníženinou jsou uvedeny v příloze č. 13.

Souhrnná měrná křivka odtoku je uvedena v příloze č. 15.

Vlnolam a levobřežní část komunikace

Měrná křivka přepadu (odtoku) přes korunu vlnolamu a levobřežní část komunikace

Vlnolam na VD je tvořen betonovou zídou vysokou 0,7 až 0,8 m krytou parapetní kamennou deskou ze žuly. Délka vlnolamu je 292 m. Měrná křivka přepadu přes vlnolam a komunikaci (cesta zpevněná živičným povrchem) v místě levobřežního zavázání za vlnolamem byla stanovena na základě vztahů pro výpočet přepadu přes širokou korunu se zohledněním příslušných součinitelů. V uvedené souhrnné měrné křivce odtoku při převedení povodní není uvedena vzhledem k nereálně vysokým a tím zavádějícím průtokům ($m^3 \cdot s^{-1}$).

Odpadní štol, vývar, odpadní koryto

Průtočné podmínky v odpadní štol, vývaru a odpadním korytě byly podrobně zkoumány a hodnoceny v Hydraulické zabezpečení (VRV – TBD, 1982) - lit. [4.]. V provedeném orientačním výpočtu vycházíme z těchto podkladů a v následujících řádcích uvádíme důležité závěry a hodnocení jednotlivých objektů.

Z hydraulického hlediska je zřejmá složitost proudění vody v odpadní štol při převádění extrémních povodní. Průtočné množství by současně zahrnovalo odtok ze spodních výpustí a odtok z přelivu. S ohledem na tvar odpadní štol v prostoru za vyústěním těchto zařízení, následné usměrnění paprsků vody, rázové jevy a provzdušňování by skutečné proudění mohlo být ověřeno pouze na fyzikálním modelu. Orientační výpočet potvrdil, že proudění vody v odpadní štol při převádění povodní by bylo v netlakovém režimu do cca 25 až 30 m³.s⁻¹. Vzhledem k poměrně dobrému technickému stavu betonové konstrukce štol by zde bylo možné krátkodobě připustit i tlakový režim proudění. Bylo prokázáno, že vývar do průtočného množství cca 20 m³.s⁻¹ (Q₅₀ - Q₁₀₀) bude správně plnit svou funkci při tlumení energie vodního proudu a k vyběžení vody z odpadního koryta dojde až v úseku za limnigrafickou stanicí.

V rámci ochrany konstrukce odpadní štol i celého sdruženého objektu před enormním zatížením proudící vodou při převádění mimořádných povodní doporučujeme změnit předepsaný způsob manipulace v době po dosažení hladiny v nádrži na úroveň cca 523 m n.m., což je kóta, kdy levobřežní sníženina začne spolupůsobit při převádění extrémních povodní. Změna manipulace by spočívala v tom, že od té doby by spodní výpusti byly postupně uzavírány až do úplného zahrazení, jejich průtočná kapacita vůči celkovému odtoku při převedení povodně by v té době byla nevýznamná.

5.2 Podmínky a předpoklady převádění povodní na VD

Vodní dílo je podle Vyhlášky č.590/2002 a TNV 75 2935 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. [5.]) byly pro posouzení bezpečnosti VD použity KPV s parametry, odvozenými klasickou metodou a metodou PPW. V případě metody PPW byl vybrán objem W_N pro vlnu bez rozlišení sezonality výskytu s $ppw = 0,2$. Doba trvání povodně je pro obě metody zhruba 7 dní.

| Metoda | klasická | PPW |
|---|----------|--------|
| N - letost | 10 000 | 10 000 |
| Q _N (m ³ .s ⁻¹) | 75 | 75 |
| W _N (10 ⁶ m ³) | 4,2 | 5,2 |

Tyto povodňové vlny mají při stejném kulminačním průtoku nejvyšší objemy. Lze tedy předpokládat, že při řešení transformace povodňové vlny nádrží budou mít nejméně příznivé dopady. Rovněž byly prověřeny PV s vyšší dobou opakování.

| Metoda | klasická | PPW |
|--|----------|-------|
| N - letost | 1 000 | 1 000 |
| $Q_N \text{ (m}^3\text{.s}^{-1}\text{)}$ | 44,1 | 44,1 |
| $W_N \text{ (10}^6\text{ m}^3\text{)}$ | 2,285 | 3,000 |

Manipulace za povodní podle manipulačního řádu

Podmínky manipulace při průchodu extrémních povodní (při kulminačních průtocích vyšších, než $Q_{100} = 23 \text{ m}^3\text{.s}^{-1}$) udávají příslušné kapitoly MŘ - lit. [1.].

A.4.1. Transformační účinek nádrže

V nádrži není vymezen ovladatelný retenční prostor pro zachycení povodní. Neovladatelný retenční prostor nad hranou přelivu má objem $320\,000 \text{ m}^3$.

Při nástupu povodně se otevírají spodní výpusti postupně až na maximální kapacitu $7 \text{ m}^3\text{.s}^{-1}$, hladina se udržuje na úrovni přelivu, je-li přítok vyšší a dochází k odtoku přelivem, výpusti se uzavírají a odtok je pouze přelivem, při dosažení H_{MAX} se výpusti znovu otevrou.

C.4. Manipulace s vodou v ochranném prostoru nádrže

A) Plnění vymezeného ochranného prostoru je přípustné pouze při převádění velkých vod a v žádném případě nesmí být tento prostor umělými zásahy používán k jiným účelům (mimo proplachování vodního květu a plavenin).

B) Převádění povodní pouze přelivem, spodní výpusti nejsou ve funkci.

C.4.2. Pravidla pro převádění povodní

Při neočekávaném příchodu povodně, kdy není v nádrži uvolněn žádný objem v zásobním prostoru pro zachycení povodní, manipuluje se následujícím způsobem:

1. S nárůstem průtoků se uvede do plného provozu asanační výpust až na plnou kapacitu - celkový odtok je $0,24 \text{ m}^3\text{.s}^{-1}$.
2. Dále se nechá voda přepadat přes přeliv. Při cca 10 - 15 cm přepadu a tendenci průtoků stoupající, začnou se otevírat rovnoměrně spodní výpusti tak, aby se hladina udržovala v rozmezí hladiny 522,08 až 522,23 m n.m. Spodní výpusti se otevírají obě střídavě až do celkového odtoku výpustmi a přelivem $7,0 \text{ m}^3\text{.s}^{-1}$.
3. Pokud přítoky stoupají i nadále, spodní výpusti se začnou postupně přivírat tak, aby celkový odtok přelivem a výpustmi byl udržován přibližně na $7,0 \text{ m}^3\text{.s}^{-1}$. Celý průtok se takto postupně převede přeliv. Při dosažení hladiny 522,41 m n.m. budou obě výpusti uzavřeny a odtok přelivem je cca $7,0 \text{ m}^3\text{.s}^{-1}$.

C.4.3. Neovladatelná retence

Jakmile jsou obě spodní výpusti uzavřeny a přítoky dále stoupají, nastává neovladatelná retence. Po dosažení H_{MAX} se budou obě spodní výpusti znovu otevírat postupně (obě souběžně) až na plnou kapacitu cca $7,2 \text{ m}^3\text{.s}^{-1}$, aby H_{MAX} nebyla, pokud možno, překročena. Po otevření výpustí je celkový odtok $24 \text{ m}^3\text{.s}^{-1}$. Pokud by hladina při extrémní povodni stoupala nad úroveň levobřežní terénní sníženiny, nepředpokládá se, že by průtoky přes terénní prohlubeň devastovaly levobřežní terén. Bezpečnost hráze při tomto způsobu přelévání není ohrožena.

5.3 Transformace povodňových vln

Transformace PV nádrží VD Hubenov 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. Scénáře A a B pro transformace PV vychází ze způsobů manipulace uvedených v kapitole 6.2 (C.4. Manipulace s vodou v ochranném prostoru nádrže) a použité metody vypracování teoretických povodňových vln (klasická a PPW). Ve všech scénářích bylo předpokládáno, že počáteční hladina bude na úrovni hrany bezpečnostního přelivu.

Výchozí podmínky transformací PV

| scénář | N-letost PV (metoda) | způsob manipulace | počáteční hlad. v nádrži (m n.m.) | Pozn. |
|--------|----------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| A1 | 10 000 (klasická) | podle MŘ – - se spodními výpustmi | 522,04 | Hladina v nádrži na hraně přelivu |
| A2 | 10 000 (ppw) | podle MŘ - se spodními výpustmi | 522,04 | Hladina v nádrži na hraně přelivu |
| B1 | 10 000 (klasická) | podle MŘ – bez spodních výpustí | 522,04 | Hladina v nádrži na hraně přelivu |
| B2 | 10 000 (ppw) | podle MŘ – bez spodních výpustí | 522,04 | Hladina v nádrži na hraně přelivu |

Výsledky řešení transformací PV

| scénář | $Q_{\text{přeliv}}$ ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) | $Q_{\text{výpustí}}$ ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) | $Q_{\text{sníženina}}$ ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) | $Q_{\text{CELK.}}$ ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) | $H_{\text{KULM.}}$ (m n.m.) | převýšení nad H_{MAX} (m) | převýšení nad MBH (m) |
|--------|---|--|--|--|--------------------------------|---------------------------------------|--------------------------|
| A1 | 33,6 | 7,0 | 27,2 | 67,8 | 523,26 | 0,58 | 0,56 |
| A2 | 33,6 | 7,0 | 25,5 | 66,1 | 523,25 | 0,57 | 0,55 |
| B1 | 33,7 | 0,0 | 35,6 | 69,3 | 523,31 | 0,63 | 0,61 |
| B2 | 33,7 | 0,0 | 34,5 | 68,2 | 523,30 | 0,62 | 0,60 |

Z výsledků řešení transformace KPV nádrží VD vyplývá, že ve všech řešených scénářích došlo k překročení H_{MAX} a MBH. Nejnižší kóta koruny hráze však v žádném scénáři nebyla dosažena.

Nejvyšší hladina při průchodu KPV dosažená ve scénáři A1 by vystoupila na kótu kulminační hladiny $H_{\text{KULM}} = 523,26$ m n.m., tj. 0,58 m nad H_{MAX} , 0,56 m nad MBH a 0,35 m pod nejvyšší

úroveň koruny hráze. Celkové průtočné množství po transformaci KPV by činilo $Q_{\text{CELKOVÝ}} = 68 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, přičemž bezpečnostním přelivem by bylo převáděno $Q_{\text{PŘELIV}} = 34 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a terénní sníženinou $Q_{\text{SNÍŽENINA}} = 27 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Doba dosažení H_{KULM} od nástupu KPV je 28 hodin. Doba, kdy bude hladina v nádrži nad H_{MAX} , je 18 hodin. V této variantě bylo předpokládáno, že budou funkční spodní výpusti o kapacitě $Q_{\text{VÝPUSTI}} = 7 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Nejvyšší hladina při průchodu KPV dosažená ve scénáři B1 by vystoupila na kótu kulminační hladiny $H_{\text{KULM}} = 523,31 \text{ m n.m.}$, tj. 0,63 m nad H_{MAX} , 0,61 m nad MBH a 0,30 m pod nejnižší úroveň koruny hráze. Celkové průtočné množství po transformaci KPV by činilo $Q_{\text{CELKOVÝ}} = 69 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, přičemž bezpečnostním přelivem by bylo převáděno $Q_{\text{PŘELIV}} = 34 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a terénní sníženinou $Q_{\text{SNÍŽENINA}} = 36 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Doba dosažení H_{KULM} od nástupu KPV je 25 hodin. Doba, kdy bude hladina v nádrži nad H_{MAX} , je 18 hodin. V této variantě bylo počítáno s velmi málo pravděpodobným stavem, kdy spodní výpusti nebudou ve funkci.

V roce 2010 byly vyměněny původní provozní rozstřikovací uzávěry za nové rozstřikovací uzávěry DN 600 ovládané servopohony. Nepředpokládáme tudíž jejich nefunkčnost a proto byl dále použit, jako reprezentativní pro další výpočty a hodnocení, scénář A1. Zároveň rozdíl mezi nejvyššími hladinami při průchodu KPV byl v jednotlivých scénářích řádově v jednotkách cm.

Rovněž byly prověřeny transformace PV s vyšší dobou opakování. Podrobně byla řešena transformace PV_{1000} (návrhová vlna podle ČSN 75 2340).

Průběh transformace KPV podle jednotlivých scénářů je uveden v přílohách č. 16 až 19.

5.4 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, $Q_{\text{PV}} = 75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, $W_{\text{PV}} = 4,2 \text{ mil. m}^3$) nádrží VD za respektování podmínek daných MŘ podle scénáře A1. Při tomto řešení by došlo k vystoupení hladiny v nádrži na kótu 523,26 m n.m.

Podle TNV 75 2935 se vodní dílo pokládá za bezpečné pro převedení KPV při platnosti relace $KMH \leq MBH$. MBH je stanovena na úrovni 522,70 m n.m. Úroveň hladiny v nádrži při kulminaci průchodu KPV by tedy byla 0,56 m nad MBH.

Lze konstatovat, že z hlediska legislativních požadavků není VD zabezpečené pro převedení KPV.

6 ZÁVĚREČNÉ ZHODNOCENÍ

Požadovaná míra ochrany pro vodní díla II. kategorie z hlediska TBD, kde lze očekávat ztráty na životech, vyjádřena dobou opakování teoretické kontrolní povodňové vlny KPV je $N = 10\,000$ let. Parametry této hypotetické povodně $Q_{10\,000} = 75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a $W_{\text{PV } 10\,000} = 4,2 \text{ mil. m}^3$ (odvozené klasickou statisticko-extrapolací metodou) a $Q_{10\,000} = 75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a $W_{\text{PV } 10\,000} = 5,2 \text{ mil. m}^3$ (odvozené metodou podmíněných pravděpodobností překročení objemů – PPW) byly stanoveny ve studii teoretických povodňových vln pro VD (ČHMÚ, 2008).

Mezní bezpečná hladina MBH byla s ohledem na výsledky vrtného průzkumu nově stanovena na kótě 522,70 m n.m., což je cca 0,9 m pod korunou hráze a 1,6 m pod korunou vlnolamu. Převádění KPV bylo prověřeno ve scénářích A a B, které vycházejí z požadavků

manipulačního řádu. Scénář A uvažoval se spoluúčastí spodních výpustí na převádění KPV, scénář B nikoliv. V obou scénářích bylo uvažováno s počáteční hladinou před nástupem povodně na kótě 522,04 m n.m., což je úroveň přelivné hrany šachtového bezpečnostního přelivu.

Ve výsledném scénáři A1 by kontrolní maximální hladina KMH při průchodu KPV (odvozená klasickou metodou) vystoupila na kótu 523,26 m n.m., tj. 0,58 m nad maximální hladinu v nádrži H_{MAX} , 0,56 m nad mezní bezpečnou hladinu MBH a 0,35 m pod nejnižší úroveň koruny hráze. Celkové průtočné množství po transformaci KPV by činilo $68 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, přičemž bezpečnostním přelivem by bylo převáděno $34 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, terénní sníženinou $27 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a spodními výpustmi $7 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Lze konstatovat, že v současné době VD Hubenov 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

Navýšení těsnícího jádra po úroveň koruny hráze

Pokud by hladina v nádrži vystoupila nad kótu 522,48 m n.m. mohlo by začít docházet k přetékání těsnícího jádra. Voda z nádrže bude prosakovat propustnou písčitou vrstvou nad jádrem a může tudíž dojít k porušení její filtrační stability. Navýšení jádra by spočívalo v dosypání těsnícího materiálu do úrovně koruny hráze v kombinaci s dalším těsnícím prvkem, např. s fólií.

7.2 Nouzová opatření, náměty na zlepšení

Prodloužení levobřežní části vlnolamu

Při průchodu KPV_{10 000} by docházelo k místnímu přelévání v úseku za levobřežním ukončením vlnolamu. Prodloužení vlnolamu by spočívalo v jeho dobudování v délce cca 25 m. Jako možné řešení se jeví zaplnit prostor (cca 13 m^2) předem nachystanými pytli s pískem.

Odstranění vzrostlých stromů v prostoru za nouzovým přelivem

Při průchodu KPV_{10 000} by vzrostlé stromy ve výběžku lesa v prostoru za levobřežní terénní sníženinou mohly představovat překážku v rychlém a bezpečném odvádění povodňových vod (výsledná varianta výpočtu měrné křivky odtoku s úpravou terénu nepočítá – varianta 1.1).

Zabránění větším plovoucím předmětům před vniknutím do šachtového přelivu

Na kapacitu přelivu mohou mít negativní vliv větší plovoucí předměty na hladině v nádrži v případě, že budou strženy do šachty a uvíznou zde. Případné zahlcení (ucpání) by mělo za následek negativní zvyšování hladiny v nádrži. V době povodní bude nutné rozměrnější plovoucí předměty zachytit, příp. odklonit dříve, než doplují k přelivu a způsobí jeho ucpání nebo snížení kapacity.

Změna manipulace s vodou v nádrži při převádění extrémních povodní

V rámci ochrany konstrukce sdruženého objektu a hlavně odpadní štoly před enormním zatížením proudící vodou během mimořádných povodní doporučujeme změnit způsob manipulace v době po dosažení hladiny v nádrži na úroveň cca 523 m n.m., což je kóta, kdy levobřežní sníženina začne spolupůsobit při převádění extrémních povodní. Změna by spočívala v tom, že od této doby by spodní výpusti byly postupně uzavírány až do úplného zahrazení, protože jejich průtočná kapacita vůči celkovému odtoku při převedení povodně by v té době byla nevýznamná.

Po realizaci výše uvedeného nápravného opatření, případně dalších námětů na zlepšení a po opětovném přezetření globální stability hráze bude možno úroveň MBH zvýšit na kótu blízkou úrovni koruny hráze.

V Brně, prosinec 2011

Vypracoval:

Ing. Milan Singer
HPTBD

Spolupracoval:

Ing. Tomáš Kantor

Schválil:

Ing. Jiří Hodák
vedoucí útvaru 403,
Vodní díla na Moravě a Slezsku**8 POUŽITÉ PODKLADY A LITERATURA**

- [1.] Manipulační řád pro VD Hubenov na Maršovském potoce (Povodí Moravy, a.s., 2009)
- [2.] Studie teoretických povodňových vln pro VD Hubenov (ČHMÚ Brno, 2008)
- [3.] 3. souhrnná etapová zpráva o TBD (VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 2007)
- [4.] VD Hubenov - hydraulická zabezpečení (VRV – TBD, 1982)
- [5.] VD Hubenov - posudek bezpečnosti VD za povodní (VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 1997)
- [6.] JANDORA, STARA, STARÝ, 2002, Hydraulika a hydrologie.
- [7.] KOLÁŘ A KOL., SNTL 1966, Hydraulika
- [8.] KUNŠTÁTSKÝ, PATOČKA, SNTL 1966, Základy hydrauliky a hydrologie pro inženýrské a dopravní stavby
- [9.] BOOR, KUNŠTÁTSKÝ, PATOČKA, Hydraulika pro vodohospodářské stavby. Praha: SNTL/ALFA, 1968

- [10.] STARA, KOUTKOVÁ, Součinitel přepadu přelivu s kruhově zaoblenou korunou z fyzikálních experimentů. In 3. Vodohospodářská konference 2003. Brno: ECON publishing, s.r.o., 2003. ISBN 80-86433-26-9.
- [11.] KRATOCHVIL, Údolné priehrady, 1953, Bratislava
- [12.] KYBAST, PTR úkol č.622 – zabezpečení sypaných přehrad proti přelití při povodních, část 6.3 – šachtový přeliv – oblasti druhů proudění na podkladě modelových zkoušek, hydratech. výpočet a ověření modelovými zkouškami (VRV – TBD, 1985)
- [13.] HEC-RAS User's Manual
- [14.] HEC-RAS Hydraulic Reference Manual
- [15.] HEC-RAS Applications Guide
- [16.] Zpráva IG průzkumu v koruně hráze VD Hubenov (TOPGEO Brno, spol. s.r.o., 2011)

9 SEZNAM PŘÍLOH

1. Přehledná situace
2. Situační schéma hráze
3. Příčný profil hráze
4. Příčný řez korunou hráze
5. Podélný řez sdruženým objektem
6. Podélný profil osou hráze a levobřežní terénní sníženinou
7. Charakteristika nádrže - křivka objemů a zatopených ploch nádrže
8. Hydrogramy povodňových vln PV_{1000} až $PV_{10\,000}$ – klasická metoda
9. Hydrogram povodňové vlny $PV_{10\,000}$ – metoda PPW
10. Měrná křivka spodních výpustí
11. Měrná křivka dokonalého (nezatopeného) šachtového přelivu
12. Měrná křivka šachtového přelivu
13. Měrné křivky odtoku přes levobřežní terénní sníženinu
14. Levobřežní terénní sníženina - foto
15. Souhrnná měrná křivka odtoku
16. Průběh transformace KPV 10 000 - scénář A1
17. Průběh transformace KPV 10 000 - scénář A2
18. Průběh transformace KPV 10 000 - scénář B1
19. Průběh transformace KPV 10 000 - scénář B2
20. Globální stabilita vzdušního líce hráze při MBH