

OBSAH:

1	ÚVODNÍ ČÁST	2
2	STRUČNÉ SHRUTÍ DŘÍVE PROVEDENÝCH VÝPOČTŮ.....	2
3	NOVÝ VÝPOČET STABILITY - POPIS VÝPOČTOVÉ METODY	5
3.1	BEZPEČNOST PROTI USMYKNUTÍ PO ZÁKLADOVÉ SPÁŘE	5
3.2	POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PODLOŽÍ.....	6
3.3	BEZPEČNOST PROTI PŘEKLOPENÍ	6
4	VSTUPNÍ ÚDAJE VÝPOČTU	7
5	VÝSLEDKY PŘEŠETŘENÍ STABILITY KONSTRUKCE	9
6	ZÁVĚR	14
7	POUŽITÉ PODKLADY A LITERATURA.....	15
8	SEZNAM PŘÍLOH:.....	15

1 ÚVODNÍ ČÁST

Posudek byl vypracována na základě objednávky č. PMO63551/2011-ZDTDS/Hir Povodí Moravy s.p. (č. objednatele) naší společnosti VODNÍ DÍLA - TBD a.s.

Předmětem přesetření stability na vodním díle Jevišovice je hrázové těleso. V úvodní kapitole jsme pro přehlednost provedli sumarizaci výsledků doposud provedených přepočtů stability. Po té jsme provedli přesetření stability hráze ve třech profilech, které byly vykresleny na základě inženýrskogeologického průzkumu hráze a podzákladí v druhé polovině osmdesátých let. Výpočet stability má prověřit zabezpečení vodního díla při převádění extrémní povodně vyskytující se periodicitou 10 tis. let. Proto jsme při výpočtu uvažovali zatěžovací stavy s hladinou v úrovni koruny hráze (334,60 m n.m.); zvýšením hladin 0,5 m a 1,0 m nad korunu hráze (při zachování současného kamenného zábradlí na koruně hráze); úvaha vymletí podhrází při vzdušní patě o 0,5 m a 1,0 m (připuštění přelití koruny hráze při úpravě koruny hráze do původního stavu – obnovení návodní zídky ve tvaru palisády). Dále jsme přesetřili stabilitu při hladině v úrovni bezpečnostního přelivu (330,58 m n.m.) a při současně stanovené maximální hladině v nádrži (332,50 m n.m.).

Výpočet stability jsme provedli zejména na podkladě ON 736854 - Statický výpočet betonových přehrad. Další podklady a použitá literatura jsou uvedeny v závěru posudku.

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

2 STRUČNÉ SHRUTÍ DŘÍVE PROVEDENÝCH VÝPOČTŮ

1. Projektové grafické posouzení stability 1884 – 1885

Prvotní statický výpočet byl proveden grafickou metodou, formou porovnání výslednic sil vlastní tíhy kamenného zdiva a zatížení konstrukce tlakem vody. Podařilo se nám dohledat dva výkresy Stauweiher – Abschlussmauer graficky znázorňující výpočet stability. První je z roku 1891 a druhý pak byl dle otisků razítek schválen v letech 1894 a 1895. U těchto výkresů jsou rozpory v uvažovaných šířkách hráze v koruně (3 resp. 4 m) a také uvažované zatížení hladinou je jednou v úrovni koruny hráze a jednou 0,5 m nad korunou. Tyto informace jsou z dnešního pohledu spíše informativní, neboť hlavní nepřesností tehdejších výpočtů stability bylo neuvažování zatížení vztlakem v základové spáře.

2. Výpočet klenbového účinku VD Jevišovice zpracovaný pro publikaci „Stabilita zděných hrází“, Prof. Votruba a kol., ČVUT, Praha 1966

Pro výpočet klenbového účinku zde byla použita jednoduchá metoda rozdělení zatížení na vodorovné prstence a svislé krakorce s uvažováním shody radiálních průhybů soustavy vodorovných prstenců v uzlech křížení s jediným, vrcholovým krakorcem – konstantní zatížení prstenců po celé délce. Podrobněji je tato metoda popsána ve výše uvedené literatuře. Výpočtu klenbového účinku u VD Jevišovice byl uveden jako velmi malý.

3. Projektový záměr průzkumu zdiva a podloží hráze VD Jevišovice, Ředitelství vodních toků Praha, útvar TBD, oddělení pro povodí Moravy a Odry při SPM Brno, 1968

V této publikaci je podrobněji popsán způsob výpočtu klenbového účinku a po přepočítání je zhodnocen jeho vliv na výslednou stabilitu porovnáním s výpočtem bez uvažování klenbového účinku. Při posuzování stupně bezpečnosti došlo při uvažování klenbového účinku ke zvýšení o 2,5% a u posuzování na překlopení pak o 1,6%. Ty výsledky byly porovnány se způsobem výpočtu a výsledky Prof. Votruby. Závěrem je konstatováno, že vliv klenbového účinku na zvýšení stability VD Jevišovice je zanedbatelný.

Dále bylo zpracováno posouzení stability proti usmyknutí a překlopení. Vzhledem k tehdejší nejasnosti kvality základové půdy a měrné hmotnosti kamenného zdiva byly výpočty provedeny v alternativách pro koeficienty tření f 0,55; 0,65; 0,75 a měrnou hmotnost kameniva 2,0; 2,1; 2,2 a 2,3 kg/m³. Na základě pozdějších průzkumů realizovaných v letech 1986-87 mohly být hodnoty součinitele tření a měrné hmotnosti zdiva u později prováděných výpočtů upřesněny.

4. I. Etapová zpráva TBD (posudek napjatosti a stability), VRV Praha, úsek TBD, pracoviště Brno, srpen 1977

Pro etapovou zprávu vypracoval statické posouzení Prof. Ing. Dr. L. Mejzlík, Dr.Sc. Opět byl proveden přepočet klenbového účinku hráze s konstatováním, že s ohledem na tahová napětí nelze očekávat v přehradě Jevišovice prakticky žádný klenbový účinek a hráz je nutno posuzovat jako hráz tížní. Po posouzení stability VD Jevišovice jako tížní hráze je závěrem konstatováno, že profil hráze je nedostatečný z důvodu poměru sil vodorovných a svislých 0,735 a vzniku tahových napětí.

Jako nápravná opatření byla uvažována možnost injektáže pro snížení vztlaku a ukotvení hráze do podloží.

5. Výpočet stability zděné přehrady Jevišovice, Ing. Milan Bilík, Prof. Ing. Dr. L. Mejzlík, Dr. Sc., Brno, červen 1991

Do tohoto výpočtu již byly zohledněny výsledky inženýrsko-geologického průzkumu, který byl na VD realizován v letech 1986 – 1987. Uvažována byla tíha zdiva 23,7 kN/m³, aktivní tlak zásypu na návodní straně, tlak zeminy v klidy na vzdušní straně, hladina v úrovni tehdejší maximální hladiny 334,5 m n.m., vztlak byl odvozen z hodnot naměřených pro nižší hladiny a do výpočtu stupně bezpečnosti proti usmyknutí základové spáře byl zaveden vrcholový úhel smyku ϕ 48°.

Závěrem je konstatováno, že hráz vyhoví z pohledu stupně bezpečnosti usmyknutí po základové spáře a překlopení, ale z důvodu vzniku tahového napětí v základové spáře pod návodním lícem 0,172 MPa není přehrada při max. hladině 334,5 m n.m. stabilní a vyžaduje rekonstrukci.

6. Přehrada Jevišovice, stanovení maximální přípustné hladiny vody v nádrži, Ing. Milan Bilík, Prof. Ing. Dr. L. Mejzlík, Dr. Sc., Prof., Dr. Ing. Vojtěch Mencl, DrSc., Brno, srpen 1993

V tomto dokumentu je proveden výpočet stability - přípustné hladiny v nádrži Jevišovice jednak klasickým způsobem a pak také metodou konečných prvků.

Pro posuzování klasickým způsobem byl nejprve prověřen již dříve počítaný klenbový účinek hráze se závěrem, že klenbový účinek je sice malý, avšak příznivě ovlivňuje hlavní (údolní) profil přehrady.

Závěrem vlastního posouzení stability je konstatováno, že podle způsobů posouzení předepsaného ON 736854, s ohledem na klenbové působení a ze předpokladu odvodnění podle návrhu fy. M. Bilík hráz vyhoví pro max. hladinu 332,50, pokud tloušťka ledové celiny bude méně než 50 cm. Při větších tloušťkách je potřeba hladinu snížit na kótu 332,00 m n.m. Následně byla posouzena varianta stability v případě, že se v tělese hráze a v podloží neprovedou odvodňovací vrty podle Ing. Bilíka. Pro tento případ bylo uvedeno, že hráz pro hladinu 332,00 m, pokud tloušťka ledové celiny bude menší než 50 cm, jinak je třeba hladinu snížit na kótu 331,0 m.

Výpočty metodou konečných prvků umožňují zvýšit zmíněné hladiny o 0,5 m.

Je potřeba zmínit, že bezpečnostní přeliv byl od úprav na VD v roce 1951 až do roku 1998 na kótě 333,5 m n.m. Z toho vychází max. hladina na kótě 334,5 m n.m.. V roce 1998 byl bezpečnostní přepad snížen na kótu 330,58 m n.m.

7. Výpočet v II. Souhrnné etapové zprávě o TBD, VODNÍ DÍLA – TBD, a.s., Brno, září 2003

V rámci SEZ byla stabilita orientačně posouzena v jednom profilu pro hladiny v úrovni koruny hráze, pro max. hl. vypočítanou při transformaci KPV₂₀₀₀ (333,6 m n.m.), pro max. hladinu při KPV₁₀₀ (332,5 m n.m.) a maximální provozní hladinu (328,7 m n.m.).

Výpočtem bylo prokázáno, že od úrovně hladiny 332,00 m n.m. mohou vznikat při návodní patě hráze tahová napětí, avšak pouze při převádění povodní, a to na velmi krátkou dobu. Dále je uvedeno, že výpočtové hodnoty tahového napětí však nedosahují ani při hladině v úrovni koruny hráze ani poloviny normové pevnosti zdiva.

3 NOVÝ VÝPOČET STABILITY - POPIS VÝPOČTOVÉ METODY

Pro výpočet jsme použili výpočtovou metodu posouzení 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 stavitelství velmi rozšířená.

Výpočet zahrnující vliv klenbového účinku hráze nebyl proveden, 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 u VD Jevišovice je zejména potřeba věnovat vzniku tahových napětí při návodní patě hráze.

Z tří stupňů bezpečnosti je nejvíce vypovídající bezpečnost proti usmyknutí po základové spáře, dále pak posouzení únosnosti základové spáry, zatímco bezpečnost proti překlopení stavební konstrukce je spíše informativní a nelze je pokládat za stěžejní pro zjištění stability díla, neboť v případě zděných hrází by před vlastním překlopením tělesa hráze došlo k rozdrčení zdiva při vzdušné patě, případně utržení zdiva při patě návodní. Z tohoto důvodu jsme posoudili zjištěná napětí při vzdušné i návodní patě v jednotlivých řezech. Výpočet se nezabývá bezpečností proti provalení podloží, protože dílo je založeno na kvalitním skalním podloží.

3.1 Bezpečnost proti usmyknutí po základové spáře

V naší praxi (viz dosud platná ON 736854 "Statický výpočet betonových přehrad") se vyjadřuje stupeň bezpečnosti z hlediska usmyknutí m po základové spáře vztahy (1) a (2) podle toho, zda se uvažuje nebo neuvažuje soudržnost c.

$$f \cdot \sum N = m \cdot \sum T \quad (1)$$

$$f \cdot \sum N + c \cdot S = m \cdot \sum T \quad (2)$$

m ...stupeň bezpečnosti, minimální hodnota m = 1,2;

$\sum T$...součet všech aktivních vnějších sil, působících rovnoběžně s rovinou spáry a to jak ve směru posunutí (+) tak i ve směru opačném (kN);

$f \cdot \sum N + c \cdot S$...součet všech sil působících na základové spáře proti směru usmyknutí (kN);

$f \cdot \sum N$...síly od tření (kN);

$c \cdot S$...síly od soudržnosti (kN);

f ...součinitel tření ve spáře;

c ...soudržnost ve spáře (kPa);

S ...plocha spáry (m²).

Stupeň bezpečnosti m = 1,2. Uvažuje-li se pouze tření na základové spáře (1) je při založení na celistvých skalních horninách tato hodnota dostačující.

Protože v tělese hráze jako je VD Jevišovice vznikají „malá“ normální napětí (0,5 až 1,0 MPa), jeví se správnější počítat s kohezí (2). V takovém případě se doporučuje volit stupeň bezpečnosti proti usmyknutí na základové spáře m= 2 až 3. U hrází s velkým normálním napětím (5 až 8 MPa) na základové spáře se volí stupeň bezpečnosti až 4,5.

Na základě výše uvedeného jsme se rozhodli provést výpočet stupně bezpečnosti proti usmyknutí po základové spáře oběma způsoby, dle rovnic (1),(2) a výsledné hodnoty porovnat. Požadované stupně bezpečnosti m jsme zvolili

pro výpočet bez uvažování soudržnosti $m = 1,2$

$$m = \frac{f \cdot \sum N}{\sum T} > 1,2$$

a při výpočtu s uvažováním soudržnosti $m = 3$.

$$m = \frac{f \cdot \sum N + c \cdot s}{\sum T} > 3,0$$

3.2 Posouzení únosnosti podloží

Normální napětí na základové spáře je dáno vztahem:

$$\sigma = - \frac{\sum N}{s \cdot b} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{s} \right) \leq R_d = \frac{\sigma_c}{r \cdot p} \quad (3)$$

Tento vztah platí za předpokladu, že napětí na základové spáře probíhá podle zákona přímky:

σ ... normální napětí na základové spáře (kPa);

$\sum N$... normální složka výslednice (kN);

b ... šířka základové spáry (1 m);

s ... délka základové spáry ve směru toku (m);

e ... excentricita normální síly (m);

R_d ... výpočtová pevnost základové horniny (kPa).

Pro posouzení normálních napětí v základové spáře potřebujeme vyjádřit výpočtovou pevnost základu a sice z pravé strany rovnice (3).

σ_c ... pevnost horniny v tlaku (kPa);

r ... součinitel kvality horniny;

p ... součinitel hustoty diskontinuit.

3.3 Bezpečnost proti překlpení

Při stanovení bezpečnosti proti překlpení je třeba rozlišit případ založení vodního díla. V případě založení na poddajném podloží, kdy opření v jedné hraně je vyloučeno, zemina se deformuje a základ se opírá vždy na ploše, je třeba provést posouzení únosnosti podloží. U vodních děl založených na pevném nepoddajném základě je bezpečnost proti překlpení prokázána, jestliže je stupeň bezpečnosti proti překlpení větší než 1,5.

p ... stupeň bezpečnosti proti překlpení;

$$p = \frac{M_1}{M_2} > 1,5 \quad (4)$$

M_1 ... moment sil působících proti překlpení (kNm);

M_2 ... moment sil působících překlpení (kNm).

4 VSTUPNÍ ÚDAJE VÝPOČTU

Zatěžovací stavy:

Vzhledem k výsledkům transformace povodňové vlny KPV_{10 000} byla stabilita hráze prověřena na následující zatěžovací stavy:

1. hladina v úrovni koruny hráze (334,60 m n.m.),
2. hladina zvýšena 0,5 a 1,0 m nad korunu hráze (při zachování současného kamenné zídky na koruně),
3. vymletí podhrází při vzdušní patě o 0,5 m a 1,0 m (připuštění přelítí koruny hráze při úpravě zídky na koruně do původního stavu),
4. hladina v úrovni bezpečnostního přelivu (330,58 m n.m.),
5. hladina v úrovni stanovené max. hladiny (332,50 m n.m.).

Geometrický tvar

Dosud provedená statická posouzení byla počítána v profilu v místě nejhlubšího založení hráze, kde se dá očekávat nejméně příznivá stabilita hráze. Tento profil vychází ze základního řezu hrází z původní projektové dokumentace s upřesněním skutečné hloubky a šířky základové spáry (tomuto profilu přibližně odpovídá náš profil 2). V rámci nového přesetření stability byla hráz posouzena ve třech profilech zaměřených při inženýrskogeologickém průzkumu, GEOtest, 1987: Profil 1 – nynější pozorovací vrty V1 – V4 – V7 – podél spodních výpustí

Profil 2 – nynější pozorovací vrty V2 – V5 – V8 – cca ve středu hráze

Profil 3 – nynější pozorovací vrty V3 – V6 – V9 – při pravé patě svahu

Umístění profilů je uvedeno v příloze č. 1 a příčné řezy těchto profilů v příloze č. 2.

Profily 1 a 2 přibližně odpovídají profilům vykresleným podle původní dokumentace. Rozpor nastává u profilu 3. Základová spára je v rámci IG průzkumu vykreslena spojnici hloubek, ve kterých bylo zjištěno skalní podloží. Z toho vyplývá, že je těleso hráze na skalním podloží postaveno, nikoliv do něj opřeno. Podle zakreslení profilu z původní dokumentace, který odpovídá námi počítanému profilu 3 (pro představu jej uvádím v příloze č. 3), je možné, že je hráz do skalního podloží opřena, což by přispívalo ke stabilitě hráze. Protože však toto není možné potvrdit, počítáme stabilitu v profilu 3 tak, jak byl vykreslen na základě IG průzkumu.

Objemové tíhy

Ve výpočtu byla pro kamenné zdivo hráze uvažováno s objemovou tíhou $\gamma_z = 23,7 \text{ kN/m}^3$, která vychází z IG průzkumu [1]; pro suchou zeminu $\gamma_{su} = 19 \text{ kN/m}^3$, pro zvodnělou zeminu $\gamma_{zv} = 12,13 \text{ kN/m}^3$.

Zdivo hráze

V rámci IG bylo pro charakteristiku zdiva odebráno 16 vzorků stavebního kamene, na kterých byla stanovena průměrná pevnost v tlaku 146,3 MPa. Všechny vzorky vyhověly pro zařazení kamene do I. Jakostní třídy. Pevnost malty kamenného zdiva byla posouzena na 20-ti vzorcích. Výsledná pevnost se pohybovala od 9,4 do 29,2 MPa. Průměrná hodnota činí 19,8 MPa. Vzhledem k tomu, že materiály zdiva byly posouzeny pouze na pevnosti v tlaku, porovnáváme zjištěná napětí v tělese hráze s těmito normovými pevnosti zdiva: pevnost v tlaku 3,4 MPa, ve smyku 0,8 MPa. Po přenásobení součinitelem stejnorodosti 0,55 pak dostáváme hodnoty 1,87 MPa pro tlak a 0,44 MPa pro smyk. Protože zjištěné pevnosti kamene i malty jsou

výrazně vyšší, než námi zvolené normové hodnoty, považujeme to za bezpečný přístup posouzení.

Skalní podloží hráze

Skalní podloží hráze, tvoří gřohlská rula. Podle ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy je zařazena do třídy hornin R2, pro které je stanovena hodnota součinitele kvality horniny $r = 15$ a protože hustota diskontinuit není v IGP uvedena zvolili jsme součinitel hustoty diskontinuit $p = 3,0$ což odpovídá velmi až extrémně velké hustotě diskontinuit, abychom se pohybovali na bezpečné straně výpočtu.

Pevnost v tlaku σ_c skalního podloží byla IG průzkumem prověřena na 10-ti vzorcích. Pro naše výpočty jsme použili průměrnou hodnotu $\sigma_c = 80,4$ MPa.

Výpočtová pevnost základové horniny R_d pak vychází 1786,7 kPa.

Výpočtové hodnoty „c“ a „f“ by měly poskytnout polní smykové zkoušky hornin vytvářející podloží hráze. Tyto zkoušky nebyly v rámci IGP provedeny. Proto jsme zvolili směrné hodnoty c a f , které vycházejí z vlastní publikace „Způsob stanovení rozhodujících parametrů stability a bezpečnosti vybudovaných betonových a zděných přehrad“, která byla vydána na základě našich a mezinárodních zkušeností a pozorování. Obsahem je široký soubor charakteristických hodnot (c , f) jednotlivých vzorků z různých staveb z domova i ze světa. Proto jsme navrhli součinitel tření na základové spáře pro materiály kamenné zdivo, beton – granitické ruly $f = 0,75$ a výpočtovou soudržnost na téže spáře $c = 0,5$ MPa.

Zemina

Zásypový materiál byl v rámci IG průzkumu popsán do hl. 4,0 m jako písčité štěrky, zahliněné s velikostí valounů do 10 cm, pod touto vrstvou se cca do 8,0 m nachází balvanitý štěrk s písčitojílou výplní. Jde o hodnocení vzorků z vrtů J7 a J9. Protože se nejedná o dokonalý průzkum, uvažujeme do výpočtu zásypový materiál jako štěrk s těmito charakteristikami: úhel vnitřního tření $\varphi = 35^\circ$, soudržnost $c_u = 0$ kPa, suchá zemina - $\gamma_{su} = 19,00$ kN/m³, zvodnělá zemina $\gamma_{zv} = 12,13$ kN/m³, pórovitost $n = 0,3$.

Uvedené parametry odpovídají podle ČSN 752410 zemině GM (hlinitoštěrkovitě) resp. SM (hlinitopísčité).

Při výpočtu jsme počítali s tlakem zeminy v klidu.

Tlak vody

Na návodní straně je tlak vody dán úrovní hladiny v nádrži. Na vzdušní straně je uvažována hladina podzemní vody v úrovni terénu, neboť by při max. hladině (332,50 m n.m.) a vyšších došlo k přelévání betonového bloku za mostní konstrukcí při bezpečnostním přelivu a zaplavení podhrází.

Tlak ledu

Je vypočítán podle ČSN 73 6506 Zatížení vodohospodářských staveb ledem a odpovídá dynamickému zatížení nárazem jednotlivých ker nebo ledového pole, které vychází jako nejméně příznivé.

Vztlak

V současné době jsou v pozorovacích vrtech vztlaky měřeny. Pro uvažované hladiny v úrovni koruny hráze a maximální hl. nebyly dosud odpovídající vztlaky měřeny a odborná

literaturu uvádí více možností zavádění vztlaku do výpočtu. Z tohoto důvodu jsme vypočítali stabilitu pro několik variant vztlakových zatížení, aby bylo možné vyčíslit jeho vliv na stabilitu.

Uvažována byla následující zatížení vztlakem:

1. 100 % na návodní i vzdušné straně - nejnepríznivější možná varianta. Ve skutečnosti by však tato situace nenastala zejména proto, že vztlak v podhrázi reaguje na změnu hladiny s časovým prodlením cca tří dnů (dle výsledků měření), zatímco průchod povodně dle hydrogramu je v hodinách),
2. Snížení vztlaku na vzdušné straně na 90 resp. 80 %,
3. 70 % na návodní a 30 % na vzdušné straně (zavedení pro hráze bez injekční clony a drenážního systému podle: Prof. Ing. Dr. Stanislav Kratochvíl, Dr. Sc., Údolné priehrady)

5 VÝSLEDKY PŘEŠETŘENÍ STABILITY KONSTRUKCE

Statický výpočet jsme zpracovali v programu MS EXCEL. V příloze č. 4 je jako příklad uveden výpočet pro zatěžovací stav při hladině v úrovni koruny hráze a uvažování vztlaku 70 % na návodní straně a 30% na vzdušné. Pro velké množství kombinací hladin a vztlaků uvádíme dále jen souhrnné výsledky a jejich posouzení.

Síly působící na konstrukci jako celek uvádíme pro „základní“ zatěžovací stav při hladině na koruně hráze:

	Vztlak 100% 100 % vzdušné	Vztlak 90% návodní 100 % vzdušné	Vztlak 80% návodní 100 % vzdušné	Vztlak 70% návodní 30 % vzdušné
Profil 1				
normální síla ΣN [kN]	2265	2419	2579	3056
tangenciální síla ΣT [kN]	1846	1846	1846	1846
výslednice sil ΣF [kN]	2922	3043	3172,23	3571,51
výs. moment M [kNm]	4954	6396	7855	10750
Profil 2				
normální síla ΣN [kN]	2997	3187	3384	4100
tangenciální síla ΣT [kN]	2425	2425	2425	2425
výslednice sil ΣF [kN]	3855	4005	4163	4764
výs. moment M [kNm]	8967	10983	13198	18163
Profil 3				
normální síla ΣN [kN]	2696	2882	3041	3816
tangenciální síla ΣT [kN]	2456	2456	2456	2456
výslednice sil ΣF [kN]	3647	3787	3909	4538
výs. moment M [kNm]	2370	4248	6073	11365

Výstupy uvádíme v tabulkách pro různě zvolená zatížení vztlakem:

Neredukovaný vztlakový obrazec: 100 % na návodní i vzdušní straně:

	stupeň bezp. proti posunutí		norm. napětí v základové spáře		stupeň bezp. proti překlopení
	bez soudržnosti	se soudržností	návodní strana	vzdušní strana	
	m	m	σ_A (kPa)	σ_B (kPa)	p
Hladina v úrovni bezpečnostního přelivu (330,58 m n.m.)					
Profil 1	1,67	8,05	-66	-283	1,63
Profil 2	1,58	6,72	-101	-310	1,64
Profil 3	1,44	6,72	18	-382	1,45
Hladina v úrovni stanovené max. hladiny (332,50 m n.m.)					
Profil 1	1,24	6,18	30	-366	1,39
Profil 2	1,21	5,28	5	-403	1,42
Profil 3	1,10	5,27	122	-474	1,26
Hladina po korunu hráze (334,60 m n.m.)					
Profil 1	0,92	4,75	171	-491	1,16
Profil 2	0,93	4,16	163	-545	1,19
Profil 3	0,82	4,16	275	-60	1,05
Hladina 0,5 m nad korunou hráze (335,10 m n.m.)					
Profil 1	0,89	4,59	200	-521	1,12
Profil 2	0,89	3,97	194	-576	1,16
Profil 3	0,79	3,97	310	-640	1,02
Hladina 1,0 m nad korunou hráze (334,60 m n.m.)					
Profil 1	0,83	4,27	235	-557	1,08
Profil 2	0,85	3,79	227	-610	1,13
Profil 3	0,75	3,78	347	-677	0,99
Vymletí podhráží o 0,5 m					
Profil 1	0,90	4,70	170	-486	1,15
Profil 2	0,91	4,12	164	-541	1,19
Profil 3	0,80	4,11	276	-600	1,04
Vymletí podhráží o 1,0 m					
Profil 1	0,89	4,66	170	-483	1,15
Profil 2	0,90	4,08	160	-535	1,19
Profil 3	0,79	4,07	293	-612	1,02

Redukovaný vztlakový obrazec: 90 % na návodní:

	stupeň bezp. proti posunutí		norm. napětí v základové spáře		stupeň bezp. proti překlopení
	bez soudržnosti	se soudržností	návodní strana	vzdušná strana	
	m	m	σ_A (kPa)	σ_B (kPa)	p
Hladina po korunu hráze (334,60 m n.m.)					
Profil 1	0,98	4,81	150	-492	1,21
Profil 2	0,99	4,22	138	-544	1,25
Profil 3	0,88	4,22	256	-608	1,09
Hladina 0,5 m nad korunou hráze (335,10 m n.m.)					
Profil 1	0,93	4,56	181	-524	1,17
Profil 2	0,96	4,09	167	-574	1,22
Profil 3	0,84	4,02	291	-643	1,06
Hladina 1,0 m nad korunou hráze (334,60 m n.m.)					
Profil 1	0,89	4,33	213	-557	1,13
Profil 2	0,90	3,84	202	-610	1,18
Profil 3	0,80	3,83	328	-681	1,02
Vymletí podhrází o 0,5 m					
Profil 1	0,96	4,77	149	-487	1,21
Profil 2	0,97	4,17	139	-540	1,24
Profil 3	0,86	4,17	256	-603	1,09
Vymletí podhrází o 1,0 m					
Profil 1	0,95	4,72	149	-483	1,20
Profil 2	0,95	4,14	135	-534	1,25
Profil 3	0,84	4,13	274	-616	1,06

Redukovaný vztlakový obrazec: 80 % na návodní:

	stupeň bezp. proti posunutí		norm. napětí v základové spáře		stupeň bezp. proti překlopení
	bez soudržnosti	se soudržností	návodní strana	vzdušná strana	
	m	m	σ_A (kPa)	σ_B (kPa)	p
Hladina po korunu hráze (334,60 m n.m.)					
Profil 1	1,05	4,88	129	-493	1,27
Profil 2	1,05	4,28	109	-541	1,31
Profil 3	0,93	4,27	235	-606	1,14
Hladina 0,5 m nad korunou hráze (335,10 m n.m.)					
Profil 1	1,00	4,62	160	-525	1,23
Profil 2	1,00	4,09	140	-572	1,28
Profil 3	0,89	4,07	270	-641	1,10
Hladina 1,0 m nad korunou hráze (334,60 m n.m.)					
Profil 1	0,95	4,39	192	-559	1,19
Profil 2	0,96	3,90	173	-606	1,24
Profil 3	0,85	3,88	306	-679	1,06
Vymletí podhrází o 0,5 m					
Profil 1	1,03	4,83	128	-488	1,27
Profil 2	1,03	4,24	110	-537	1,31
Profil 3	0,91	4,22	235	-601	1,13
Vymletí podhrází o 1,0 m					
Profil 1	1,01	4,79	127	-485	1,26
Profil 2	1,01	4,20	106	-531	1,31
Profil 3	0,89	4,17	253	-614	1,11

Redukovaný vztlakový obrazec: 70 % na návodní, 30 % na vzdušní:

	stupeň bezp. proti posunutí		norm. napětí v základové spáře		stupeň bezp. proti překlopení
	bez soudržnosti	se soudržností	návodní strana	vzdušná strana	
	m	m	σ_A (kPa)	σ_B (kPa)	p
Hladina po korunu hráze (334,60 m n. m.)					
Profil 1	1,24	5,07	109	-541	1,41
Profil 2	1,27	4,50	80	-602	1,49
Profil 3	1,17	4,50	211	-677	1,29
Hladina 0,5 m nad korunou hráze (335,10 m n. m.)					
Profil 1	1,18	4,81	141	-574	1,36
Profil 2	1,21	4,30	110	-634	1,44
Profil 3	1,11	4,29	246	-712	1,24
Hladina 1,0 m nad korunou hráze (334,60 m n. m.)					
Profil 1	1,12	4,56	173	-607	1,31
Profil 2	1,16	4,10	144	-668	1,39
Profil 3	1,06	4,09	283	-750	1,19
Vymletí podhrází o 0,5 m					
Profil 1	1,22	5,02	109	-537	1,41
Profil 2	1,25	4,45	80	-598	1,49
Profil 3	1,14	4,45	212	-672	1,28
Vymletí podhrází o 1,0 m					
Profil 1	1,20	4,98	108	-533	1,40
Profil 2	1,23	4,41	76	-592	1,49
Profil 3	1,12	4,41	229	-685	1,25

6 ZÁVĚR

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

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

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

Při hladině v úrovni koruny přelivu již vzniká v profilu 3 tahové napětí, při max. hladině pak již je prokázáno tahové napětí ve všech profilech. Největší tahové napětí vzniká v profilu 3. **Tahová napětí při hladině v úrovni koruny hráze nedosahují uvažované pevnosti zdiva ve smyku.**

Vzhledem k potřebě transformace povodňové vlny $Q_{10tis.}$ jsme dále uvažovali 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 vyplývá, že zvýšení hladiny nad korunu hráze má větší destabilizující účinek než připuštění eroze terénu při vzdušné patě hráze. Vzhledem k významným tahovým napětím však nedoporučujeme umožnit přelítí hráze pro transformaci povodňové vlny KPV₁₀₀₀₀.**

V Brně, únor 2012

Vypracoval:

Ing. Ondřej Černý

Spolupracoval:

Ing. Milan Drahoš

Ing. Stanislav Žatecký

Schválil:

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

7 POUŽITÉ PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

- [1] Inženýrskogeologický průzkum zdiva a podzákladí stávající hráze VD Jevišovice a jejího okolí, GEOTest, Brno 1987
- [2] ČSN 73 6503 - Zatížení vodohospodářských staveb vodním tlakem
- [3] ČSN 73 6506 - Zatížení vodohospodářských staveb ledem
- [4] ON 73 6854 - Statický výpočet betonových přehrad
- [5] Stabilita zděných hrází, Prof. Votruba a kol., ČVUT, Praha 1966
- [6] ČSN 73 1001 - Základová půda pod plošnými základy
- [7] Základové konstrukce, Prof. Ing. Jiří Bradáč, CSc.
- [8] Prof. Ing. Dr. Stanislav Kratochvíl, Dr.Sc., Údolné přehrady
- [9] Mechanika Zemin, Doc. Ing. Kamila Weiglová, CSc.
- [10] VD Jevišovice, II. Souhrnná etapová zpráva o TBD, VD-TBD, a.s., září 2003
- [11] VD Kamenička, IV. Souhrnná etapová zpráva o TBD, VD-TBD, a.s., prosinec 2004

8 SEZNAM PŘÍLOH

- Příloha č.: 1 – Situace hráze s vyznačením profilů
 2 – Profily, ve kterých byla stabilita přesetřena
 3 – „Profil 3“ z původní dokumentace
 4 – Grafické znázornění zatěžovacího stavu
 5 – Formulář výpočtu