

VĚDECKÉ SPISY VYSOKÉHO UČENÍ TECHNICKÉHO V BRNĚ

Edice Habilitační a inaugurační spisy, sv. 743

ISSN 1213-418X

Jan Jandora

PORUCHY HRÁZÍ

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ
Ústav vodních staveb

doc. Ing. Jan Jandora, Ph.D.

PORUCHY HRÁZÍ

FAILURES OF DAMS

TEZE PŘEDNÁŠKY K PROFESORSKÉMU JMENOVACÍMU ŘÍZENÍ
V OBORU VODNÍ HOSPODÁŘSTVÍ A VODNÍ STAVBY



BRNO 2022

KLÍČOVÁ SLOVA

porušení hráze, přelití, příčiny poruch, modelování porušení, zvláštní povodeň, index spolehlivosti

KEYWORDS

failure of dam, overtopping, types of failures, modelling of dam breach, flood, index reliability

OBSAH

OBSAH	3
1 ÚVOD	6
2 PŘÍČINY PORUCH HRÁZÍ	6
2.1 <i>MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ HRÁZE</i>	7
3 PORUŠENÍ PŘI PŘELITÍ	8
3.1 <i>FYZIKÁLNÍ MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ PŘI PŘELITÍ</i>	8
3.2 <i>POČÁTEK EROZE</i>	8
3.3 <i>SPECIFICKÝ PRŮTOK SPLAVENIN</i>	12
4 HET	15
4.1 <i>HYDRAULICKÝ GRADIENT V EROZNÍ TRUBICI</i>	15
4.2 <i>NUMERICKÉ ŘEŠENÍ</i>	17
5 ODHAD PRAVDĚPODOBNOTI ZTRÁTY GLOBÁLNÍ STABILITY SVAHU SYPANÉ HRÁZE	19
5.1 <i>INDEX SPOLEHLIVOSTI β PŘI ŘEŠENÍ SPOLEHLIVOSTI HRÁZE</i>	19
5.2 <i>ODHAD PRAVDĚPODOBNOTI VZNIKU MEZNÍHO STAVU STABILITY NEKONEČNÉHO SVAHU</i>	20
5.3 <i>ODHAD PRAVDĚPODOBNOTI VZNIKU MEZNÍHO STAVU STABILITY HOMOGENNÍ SYPANÉ HRÁZE</i>	21
6 ZÁVĚR	23
7 KONCEPCE DALŠÍ PEDAGOGICKÉ A VĚDECKÉ ČINNOSTI	23
8 POUŽITÁ LITERATURA	24
9 ABSTRAKT	26
10 ABSTRACT	26

Představení autora

Jméno a příjmení: Jan Jandora, doc. Ing., Ph.D.
Narozen: 22. 12. 1970 v Havlíčkově Brodě
Národnost: česká
Státní příslušnost: Česká republika
Bydliště: Drnovice 527, 683 04 Drnovice
Pracoviště: Vysoké učení technické v Brně
Fakulta stavební
Ústav vodních staveb
Žižkova 511/17, 602 00 Brno - Veveří
Telefon: +420 54114 7759, +420 733 690 708
e-mail: jandora.j@fce.vubr.cz



Životopis

Jak je uvedeno výše, narodil jsem se 22. prosince 1970 v Havlíčkově Brodě. Od svého dětství bydlím ve Vyškově. Po sňatku s manželkou Ivanou Jandorovou, která pracuje jako laborantka na Hematologicko-transfuzním oddělení Nemocnice Vyškov, bydlíme v Drnovicích u Vyškova. Máme 2 děti.

Osmiletou základní školu jsem ukončil na Základní škole na ulici Leninova 5 (nyní Nádražní 5) ve Vyškově, čtyřleté Gymnázium Vyškově na ulici Komenského 5 a dále jsem pokračoval ve studiu na Vysokém učení technickém v Brně, Fakultě stavební, obor *Vodní hospodářství a vodní stavby*. Toto studium jsem zakončil v roce 1994, přičemž diplomovou práci *Pollution Incident Modelling for the River Ouse* jsem vypracoval ve Velké Británii.

Během prázdnin na vysoké škole jsem pracoval jako technik u stavební firmy Wagner ve Vyškově. V roce 1994 jsem byl přijat do doktorského studijního programu *Vodní hospodářství a vodní stavby*.

Svoji profesní dráhu jsem začal v roce 1997 na Fakultě stavební VUT, Ústavu vodních staveb. Zde jsem pracoval jako asistent (do roku 2020), odborný asistent po obhájení disertační práce *Numerické modelování porušení sypané hráze přelítem*. V roce 2008 jsem se habilitoval (název habilitační práce *Katastrofické poruchy sypaných hrází*) a nyní pracuji jako docent.

V průběhu mého působení na VUT jsem byl řešitelem nebo spoluřešitelem několika výzkumných a pedagogických projektů:

- JANDORA, J. *Matematické modelování porušení hráze při extrémních hydrologických situacích*. Grantový projekt GAČR r.č. 103/02/P131 Ústav vodních staveb VUT FAST Brno, 2002 až 2004. Řešitel.
- JANDORA, J. *Výzkum metod zvyšujících vodohospodářskou účinnost malých vodních nádrží s ohledem na rizika předpokládaných klimatických změn*. Grant MZE QI92A139. 2009–2012. Řešitel.
- ŠULC, J., JANDORA, J. DRÁB, A. *Inovace a rozvoj laboratoří pro modelování proudění ve vodohospodářských objektech a systémech*. 1. 1. 2011 — 31. 12. 2011. Spoluřešitel.
- JANDORA, J. *CEPRI – Středoevropské centrum pro vytváření a realizaci inovovaných technicko-ekonomických studijních programů* (OP VK CZ.1.07/2.2.00/28.0301). 2012–2015. Řešitel.

Byl jsem také v řešitelských týmech několika grantových úkolů GAČR, MZE a MPO.

Dále jsem zpracoval řadu znaleckých posudků v rámci činnosti strategického experta programu *Prevence před povodněmi*.

Dvě období jsem byl členem výboru *České vědeckotechnické vodohospodářské společnosti* (2007–2014).

Jsem autorem článků 4 článků v impaktovaných vědeckých časopisech podle Web of Science ($1 \times Q1$, $1 \times Q2$ a $2 \times Q3$) s 29 citacemi podle Web of Science. Jako spoluautor jsem se podílel na několika monografiích (např. *The Failure of Embankment Dams due to Overtopping*).

Zabezpečoval jsem výuku ve cvičeních předmětů *Vodní hospodářství*, *Vodní stavby*, *Water structures and water management*, *Hydraulika I*, *Hydraulika II*, *Hydraulika podzemní vody*, *Vodní stavby II*, *Hydraulika a hydrologie*, *Využívání ekologických energetických zdrojů*, *Hydraulika*, *Vodohospodářský dispečink*, *Manipulační řády vodních děl*, *Přehrady a VVE*, *Přehrady*, *AIÚ - hydraulika říčních koryt*, *Proudění v systémech říčních koryt*, *Waterworks structures*, projektu z předmětu *Využití vodní energie*. Od roku 2002 přednáší předměty *Hydraulika a hydrologie*, *AIÚ - hydraulika říčních koryt* a *Proudění v systémech říčních koryt*. Předmět *Hydraulika a hydrologie* jsem přednášel a cvičil také v anglickém jazyce. Od akademického roku 2009–10 jsem přednášel a cvičil také předměty *Matematické modely v hydrodynamice* a *Numerické modelování proudění vody*.

Jsem spoluautorem učebnice *Hydraulika a hydrologie* a řady studijních opor.

Na Fakultě stavební VUT jsem se podílel na získání institucionálních akreditací pro oblast vzdělávání *Stavebnictví* a pro oblast vzdělávání *Architektura a urbanismus*. Dále jsem se podílel na získání akreditací bakalářských, navazujících magisterských studijních a doktorských studijních programů.

Jsem člen rad a komisí VUT – člen *Rady pro vnitřní hodnocení (RVH)*, člen *Komise k oblasti vzdělávací činnosti RVH* a člen *Ediční rady VUT*. Na Fakultě stavební VUT jsem předsedou *Disciplinární komise*, předsedou *Rady studijních programů*, předsedou *Ediční komise*, předsedou *Stipendijní komise*, členem *Rady BSP Městské inženýrství a NSP Městské inženýrství*, členem *Marketingové komise* a členem *Zahraniční komise*.

1 ÚVOD

Otázka bezpečnosti hrází přehrad, rybníků a ochranných hrází byla, je a stále bude aktuální. Odborné veřejnosti jsou známy katastrofy spojené s poruchami velkých přehrad, jako jsou např. Malpasset (Francie 1959), Vajont (Itálie 1963), Teton (USA 1976), Machhu II (Indie 1979) a další. Současně každoročně dochází k prolomení řady hrází malých vodních nádrží.

Vytvořením vzdouvací stavby a jejím provozem vzniká riziko její poruchy. Při prolomení (protržení) hráze vznikne zvláštní povodeň, která může vyvolat ztráty na lidských životech, ztráty na majetku a poškození životního prostředí. Znalost o rozsahu území ohroženého zvláštní povodní slouží jako podklad pro vypracování evakuačních plánů s cílem redukovat výši povodňových škod.

2 PŘÍČINY PORUCH HRÁZÍ

Příčiny poruch hrází je obecně možné klasifikovat následovně (Floods and reservoir safety 1996):

- Ztráta stability projevující se jako:
 - usmyknutí po smykové ploše v tělese hráze nebo podloží;
 - potrhání v důsledku sedání (příčné trhliny) nebo sesuvu (podélné trhliny).
- Přelití hráze v důsledku málo kapacitního přelivu, chybné manipulace, sesuvu v nádrži nebo při překročení návrhového průtoku.
- Filtrační deformace v případě nekontrolovaného průsaku tělesem hráze, popř. jeho podložím.
- Porušení v důsledku eroze vodním proudem nebo účinkem vln.
- Sabotáž, válečný stav.

Tab. 1.1 Příčiny prolomení hrází přehrad (do roku 2000)

		Ztráta stability	Hydraulická porucha*	Filtrační deformace	Sesuv podloží	Jinak	Není známo	Celkem
Sypané	Počet prolomení	91	17	94		6	27	235
	[%]	38,7	7,2	40,0		2,6	11,5	
Tížné	Počet prolomení		20	4	1	5	7	37
	[%]		54,1	10,8	2,7	13,5	18,9	
Klenbové	Počet prolomení		3,0	4				7
	[%]		42,9	57,1				
Piliřové	Počet prolomení		4	4				8
	[%]		50,0	50,0				
Celkem	Počet prolomení		27	12	1	5	7	52
	[%]		51,9	23,1	1,9	9,6	13,5	

* nejčastěji přelití

Poruchy sypaných hrází lze členit následujícím způsobem:

1. Poruchy tělesa hráze způsobené erozivní činností proudu vody (hydraulické poruchy). Lze je dále členit na poruchy způsobené:
 - přelitím; sypané hráze nejsou běžně navrhovány jako přelévané a mají pouze omezenou odolnost proti porušení povrchovou erozí,
 - působením vln; jde o abrazní proces způsobující porušení nedostatečně opevněného návodního svahu hrází,

- vodním proudem; u přehradních hrází může jít o podemletí vzdušní paty v důsledku nedostatečné kapacity skluzu pod přelivem, popř. vyběžení vody v místě zaústění skluzu do koryta pod hrází, u ochranných hrází může jít o působení vodního proudu v toku na návodní svah hrází, zejména při konkávním břehu,
 - povrchovou erozí zapříčiněnou vodou stékající po svazích hráze při intenzivních srážkách.
2. Poruchy v důsledku filtračních deformací mohou nastat v případě nekontrolovaného průsaku tělesem hráze, popř. jejím podložím. Tento druh poruchy představuje cca 40 % všech poruch sypaných hrází. Mechanismem vedoucím k poruše může jít o:
 - sufozi (vnitřní, kontaktní, vnější), tj. vyplavování jemnozrnných částecek materiálu hráze, resp. podloží a tím zvýšení propustnosti materiálů a narušení jejich struktury, resp. vznik dutin a průsakových kanálů v tělese hráze,
 - prolomení těsnicího prvku, popř. podloží v důsledku zvýšených hydraulických gradientů. V některých případech může být tento stav iniciován oslabením těsnicího prvku kontaktní sufozí, činností zvířat jako jsou hraboši nebo bobři. Tyto okolnosti následně způsobují vznik privilegované cesty (piping) v tělese nebo podloží hráze, zejména podél styku zemin různé zrnitosti a propustnosti. Důvodem vzniku privilegované cesty mohou být i odumírající kořeny stromů v tělese hráze (zejména po jejich vykácení),
 - ztrátu stability vzdušního nebo návodního (při náhlém poklesu hladiny vody v nádrži) svahu v důsledku zvýšených proudových tlaků.
 3. Ztráta stability může mít formu sesuvu vzdušní nebo návodní části svahu, resp. podobu trhlin v tělese hráze.
 4. Důvodem dalších poruch může být vzrostlá vegetace zasahující svými kořeny do tělesa hráze. Kořeny stromů mohou vést k porušení hráze filtrační deformací, vývraty stromů mohou vytvořit nátrže jak na vzdušním, tak na návodním svahu hráze. Na druhé straně může kořenový systém působit do jisté míry jako „armatura“ zeminy a zvýšit její odolnost při přelití hráze.

Výše uvedené typy poruch v praxi vzájemně souvisejí a mnohdy se projevují současně, popř. vyvolávají jedna druhou. Například nekontrolovaný průsak může způsobit změnu struktury materiálu hráze a vést ke ztrátě stability. Místní sesuvy mohou naopak zkrátit průsakovou dráhu, zvýšit hydraulické gradienty, vést ke vzniku privilegované cesty a následně k hydraulickému prolomení. Povrchová eroze může vést ke ztrátě stability.

2.1 MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ HRÁZE

V současné době je k dispozici řada programových prostředků umožňujících modelování porušení hrází, a to zejména v důsledku přelití a v důsledku vnitřní eroze. Využívají se:

- empirické rovnice, vycházející z dat reálného prolomení hrází
- nebo programy, které obsahují hydraulické a transportní moduly.

Následující tři kapitoly se zabývají odolností vzdušního svahu a transportem splavenin při přelití sypané hráze, tlakovými poměry v privilegované cestě při filtrační deformaci a odhadem pravděpodobnosti ztráty globální stability svahu sypané hráze.

3 PORUŠENÍ PŘI PŘELITÍ

Problém porušení sypané hráze přelitím je zjednodušen z obecného počátečního a okrajového trojrozměrného problému na problém jednorozměrný. Důvody pro přijetí tohoto zjednodušení jsou zejména v extrémní teoretické a praktické náročnosti řešení. Jedná se o problém silně turbulentního trojrozměrného proudění směsi vody, vzduchu a zeminy o proměnné hustotě. Oblast řešení by měla prostorově i časově měnící se hranici (volná hladina, pohybující se dno a stěny průlomového otvoru vlivem eroze).

Používané jednodimenzionální matematické modely lze rozdělit do dvou skupin podle způsobu výpočtu průtoku průlomovým otvorem, který se stanoví jedním z následujících způsobů:

- z rovnice pro přepad přes širokou korunu, kdy je úloha formulována jako 1D počáteční problém v neznámé funkci $Q_b(t)$ – průtok průlomovým otvorem,
- řešením 2 rovnic (spojitosti a pohybové) při 1D aproximaci. Problém je formulován jako 1D počáteční a okrajový v neznámých funkcích $A_b(x,t)$ a $Q_b(x,t)$ – průtočná plocha průlomového otvoru a průtok průlomovým otvorem.

V obou variantách se poloha hladiny v nádrži a tvar a velikost nátrže v čase mění. Průtočný průřez nátrže A_b se aproximuje obdélníkem, lichoběžníkem, trojúhelníkem, paraboloidem, atd.

Většina dostupných programů využívá pro modelové určení průběhu porušení hrází jejich přelitím numerické metody řešení. Ve většině případů je použito různých modifikací metody konečných rozdílů (diferenční metody) s využitím iteračních procedur.

3.1 FYZIKÁLNÍ MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ PŘI PŘELITÍ

Hlavním cílem fyzikálního modelování vnitřní a povrchové eroze sypaných hrází je verifikovat předpoklady přijímané při analýze průběhu porušení. Fyzikální modely porušení sypaných hrází je možné rozdělit na:

- modely v laboratorním měřítku,
- velkorozměrové polní zkoušky,
- modely odplavitelných hrázek,
- zkoušky filtrační stability materiálů sypaných hrází,
- testy odolnosti jednotlivých typů hrází a jejich materiálů proti erozi.

Při fyzikálním modelovém je nutné se vypořádat s řadou problémů, mezi které patří zejména:

- modelová podobnost,
- záznam hydrogramu při porušení hráze,
- odolnost vzdušního svahu,
- záznam průtoku splavenin,
- záznam vývoje průlomového otvoru atd.

Významným jevem ovlivňujícím průběh porušení a hydrogram průtoku pod nádrží je eroze koruny a vzdušního svahu hráze. Popis odolnosti a následného transportu materiálů koruny hráze a vzdušního svahu je nezbytným předpokladem vystižení průběhu poruchy hráze při jejím přelití. Výzkum odolnosti a následného transportu materiálů koruny hráze a vzdušního svahu probíhal na Fakultě stavební VUT jak na vnějším žlabu, tak v Laboratoři vodohospodářského výzkumu Ústavu vodních staveb.

3.2 POČÁTEK EROZE

Eroze a transport částic nastane v okamžiku, kdy tečné napětí vyvolané proudem vody přepadající přes hráz překročí odolnost materiálu hráze, která je charakterizovaná *kritickým tečným napětím*, resp. *nevymílací rychlostí* vody, která je ekvivalentem kritického tečného napětí. Jde o rychlost proudění v okamžiku, kdy nastane rovnováha sil způsobujících pohyb částic a sil, které pohybu brání.

Odolnost vzdušního svahu sypaných hrází patří mezi klíčové vlastnosti, jež ovlivňují jejich celkovou stabilitu. Jevům spojeným s odolností a transportem materiálu hrází je věnována široká pozornost již od počátků 20. století. Důvodem je prostý fakt, že více než třetina poruch všech hrází připadá právě na přelíty.

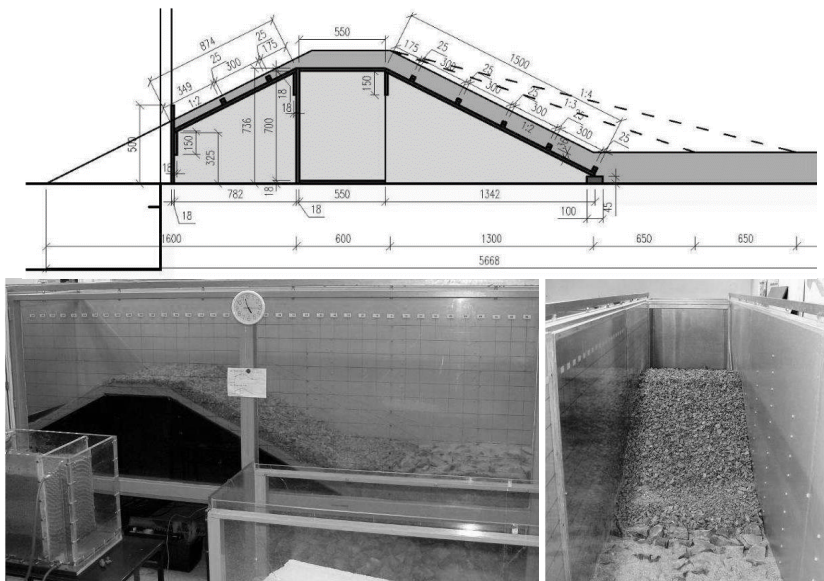
Výzkum na fyzikálním modelu (obr. 3.1) byl zvolen zejména s ohledem na komplexnost zkoumaného jevu. Pro účely stanovení mezí porušení byly zkoumány tři sklony vzdušního svahu hráže, konkrétně 1:2, 1:3 a 1:4 v kombinaci se třemi směsi kameniva, které se lišily svojí zrnitostí:

- G1 (malé): $d_{\min} < 0,003 \text{ m}$, $d_{\text{ef}} = 0,018 \text{ m}$,
- G2 (střední): $d_{\min} = 0,040 \text{ m}$, $d_{\text{ef}} = 0,058 \text{ m}$,
- G3 (velké): $d_{\min} = 0,060 \text{ m}$, $d_{\text{ef}} = 0,088 \text{ m}$,

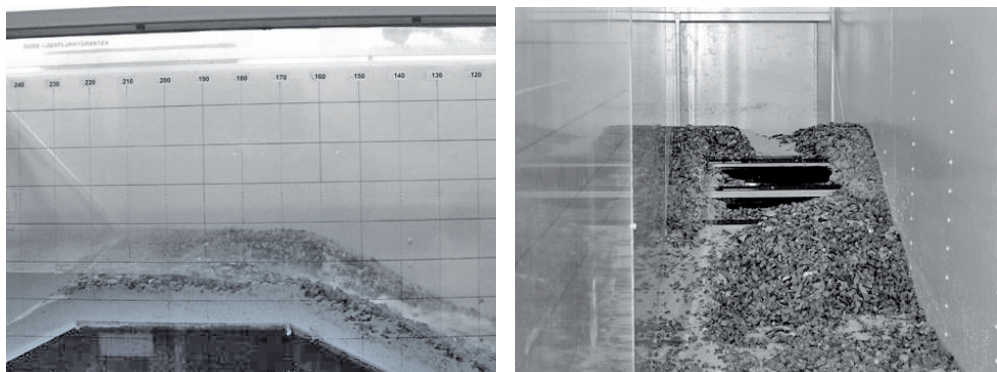
Hráz byla postupně zatěžována průtokem vody, jež byl postupně po 5 minutách zvyšován, dokud nebylo dosaženo úplné destrukce svahu.

V průběhu zatěžování byly pozorovány jevy spojené s pohybem zrn. Kvalitativně byly definovány následující meze, jejichž dosažení bylo zaznamenáno:

- **dosazení zrn** – je pozorováno již při relativně malých průtocích, kdy dochází pouze k ojedinělému pohybu jednotlivých zrn, která se do sebe zaklíňují, dosazení je spojeno zejména s postupem výstavby, kdy při volném sypání nedochází ke stoprocentnímu zkompaktnění svahu,
- **pootočení zrn** – je pozorováno při vyšších průtocích, kdy se ojedinělá zrna kameniva dávají do pohybu a v rámci svahu změni svou polohu, tento jev se týká zrn na povrchu svahu, jejichž stabilita je snížena v důsledku proudící vody, ojediněle jsou zrna transportována mimo svah,
- **pohyb zrn** – je pozorován při dalším zvýšení průtoku, kdy se do pohybu dávají zrna z povrchové vrstvy, některá zrna změni polohu v rámci svahu, jiná jsou již mimo svah,
- **destrukce** – je pozorována při dalším zvýšení průtoku, ne zřídka v poměrně těsné návaznosti na pohyb zrn, při destrukci dochází k uvolnění většího množství kamenů a následnému rozplavení svahu.



Obr. 3.1 Hydraulický model přelévavé hráže



Obr. 3.2 Boční pohled na hráz při rozplavení a protiproudni pohled na hráz (sklon svahu 1:2)

Průtoky, při nichž byla pozorována některá z výše definovaných mezí, jsou uvedeny v tabulce 3.1.

Tab. 3.1 Průtoky pozorované pro jednotlivé meze v m^2/s

Dosazení zrn		Sklon svahu		
		1:2	1:3	1:4
Zrnitost	G1	-	-	0,0087
	G2	-	0,0317	0,0310
	G3	0,0501	0,0641	0,0612
Pootočení zrn		Sklon svahu		
		1:2	1:3	1:4
Zrnitost	G1	0,0065	0,0101	0,0109
	G2	0,0260	0,0439	0,0540
	G3	0,0573	0,0703	0,0821
Pohyb zrn		Sklon svahu		
		1:2	1:3	1:4
Zrnitost	G1	0,0065	0,0101	0,0109
	G2	0,0260	0,0553	0,0749
	G3	0,0740	0,0835	0,1412
Destrukce		Sklon svahu		
		1:2	1:3	1:4
Zrnitost	G1	0,0074	0,0101	0,0135
	G2	0,0317	0,0749	0,0854
	G3	0,0997	0,1039	0,1509

Z výsledků výzkumu vyplývá poměrně silná rozkolísanost jednotlivých měření, která poukazuje na celkovou komplexnost jevu. Vedle samotného průtoku, rozměrů zrn a sklonu svahu se na výsledné odolnosti svahu podílí i další faktory, jako počáteční ulehlost, stupeň provzdušnění proudů, rychlost zatěžování a další.

Pro tři výše uvedené meze (první pootočení zrna, pohyb zrn, destrukce) jsou na obr. 3.3 vyznačeny příslušné průměry kritického Froudova kritéria Fr_{cr} :

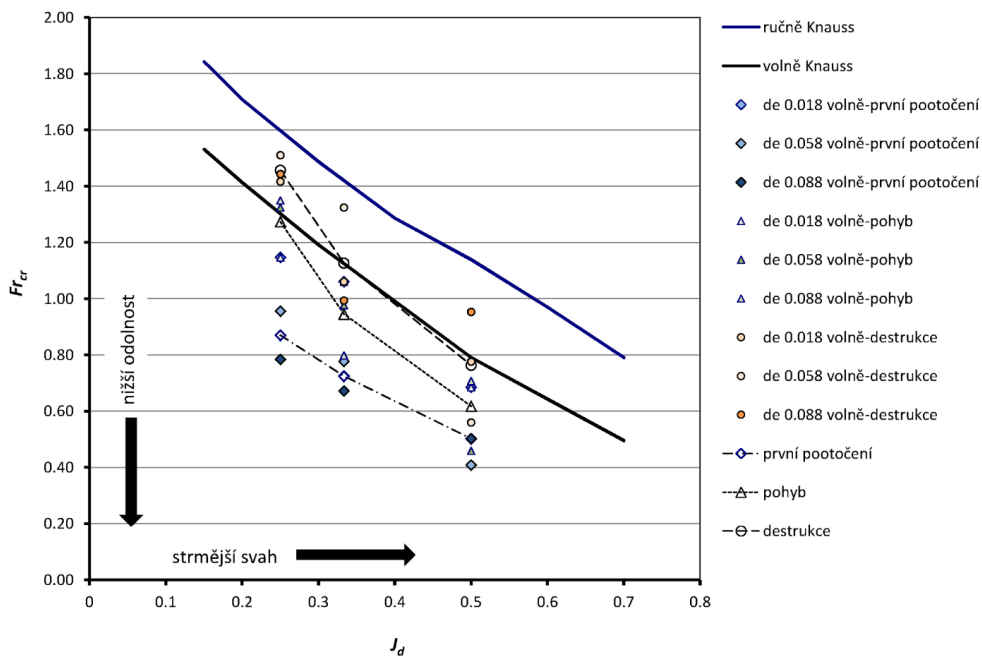
$$Fr_{cr} = \frac{q_{cr}}{\left[g \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) d_e^3 \right]^{0,5}},$$

kde q_{cr} je kritický specifický průtok [m^2/s].

Vzhledem k tomu, že u zrnitosti G1 (nejmenší zrna) definované meze stability pro první pootočení a pohyb zrn splývají, nebyly tyto u meze pootočení zrna uvažovány.

Ze srovnání výsledků jasně vyplývá celkem logický růst odolnosti svahu s jeho klesajícím podélným sklonem. Dále je možné pozorovat strmější nárůst odolnosti pro svah sklonu $J_d = 0,25$ (odpovídá 1:4). Výjimkou je mez první pootočení zrna, kde dominantní roli pravděpodobně hraje počáteční ulehlost a zaklínění zrn, jež je primárně ovlivněna výstavbou.

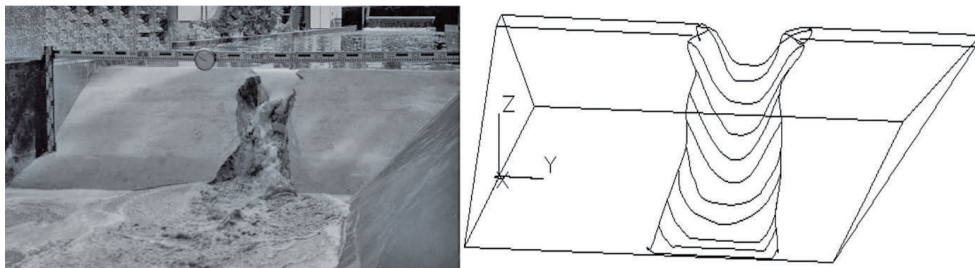
V porovnání s výsledky Knausse (1979) se kritická hodnoty Froudova čísla nejvíce shoduje na mezi destrukce. Je však možné, že určení této meze je zatíženo chybou plynoucí z uspořádání modelu.



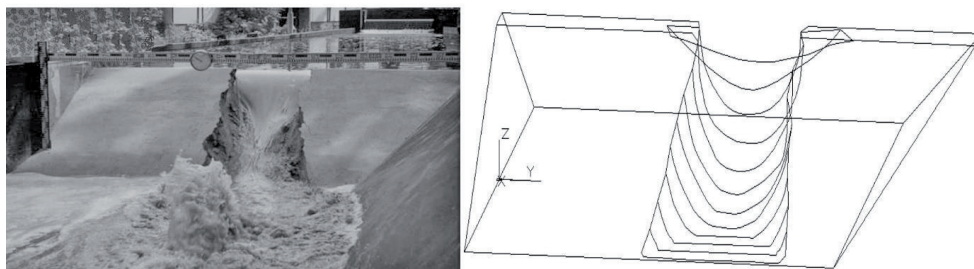
Obr. 3.3 Závislost kritického Froudova čísla na podélném sklonu dna J_d

3.3 SPECIFICKÝ PRŮTOK SPLAVENIN

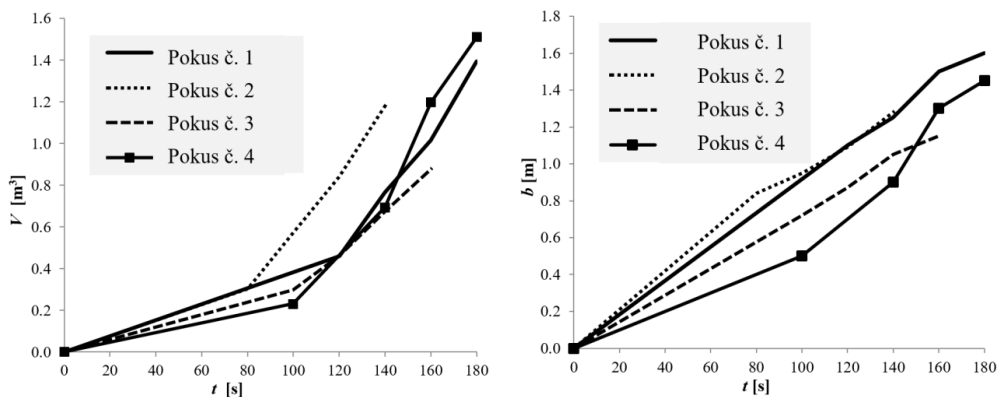
Výzkum probíhal na hrázích, které byly cca 90 cm vysoké se sklony svahů 1:2 (obr. 3.4 a 3.5). Tento výzkum přispěl k určení vhodných transportně-erozních vztahů. Na obr. 3.6 a 3.7 je uvedeno vyhodnocení pokusů č. 1–4 (stejný materiál hráze, stejný tvar hráze).



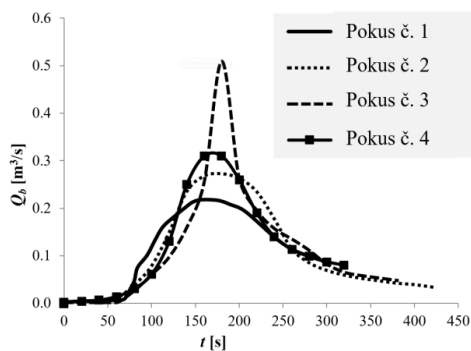
Obr. 3.4 Průlomový otvor (pohled proti vodě) a 3D model – čas 80 s od začátku přelítí hráze (Pokus č. 2)



Obr. 3.5 Průlomový otvor (pohled proti vodě) a 3D model – čas 100 s od začátku přelítí hráze (Pokus č. 2)



Obr. 3.6 Časový průběh odnosu (objemu sedimentů V) a průměrná šířka průlomového otvoru b v čase



Obr. 3.7 Průtok průlomovým otvorem Q_b v čase

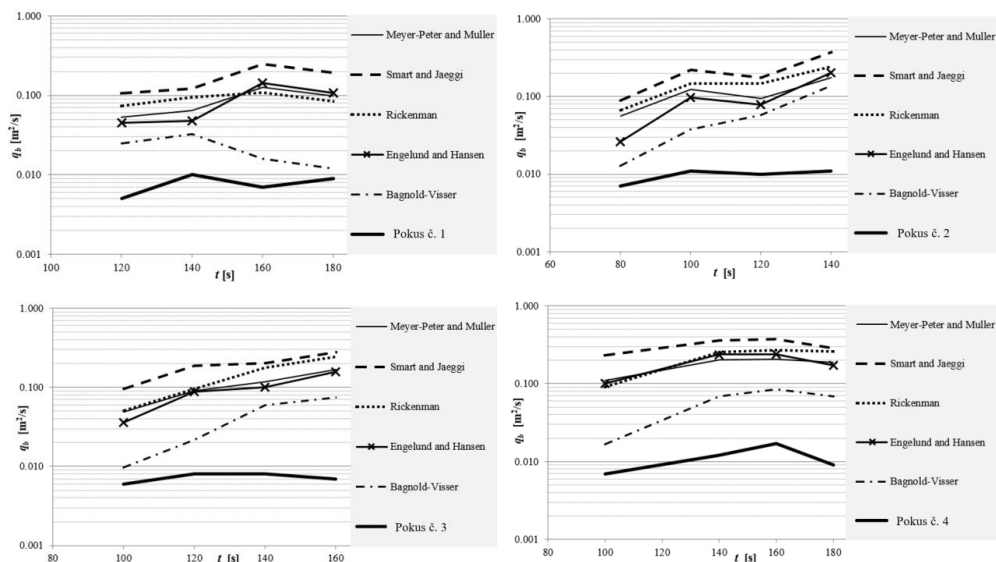
Transport materiálu vzdušního svahu hráze je spolu s hydraulickými parametry proudu přepadající vody nejvýznamnějším jevem ovlivňujícím průběh poruchy. Intenzita odplovování materiálu hráze je ve většině modelů porušení vyjadřována tzv. *průtokem splavenin*, tj. objemem (resp. hmotností) unášeného materiálu za jednotku času. Vybrané vztahy pro výpočet specifického průtoku splavenin jsou uvedeny v tabulce 3.2.

Tab. 3.2 Vztahy pro výpočet specifického průtoku splavenin

Autoři/autor	Vztah	
Meyer-Peter a Müller (1948)	$q_b = 8(g \Delta D^3)^{0.5} [\mu \theta - 0.047]^{1.5}$	(5.1)
Smart a Jaeggi (1983)	$q_b = 4 C^{-0.5} (g \Delta D^3)^{0.5} \left[\frac{D_{90}}{D_{30}} \right]^{0.2} (\tan \beta)^{0.6} \theta^{0.5} [\theta - \theta_{cr}(\beta)]$	(5.2)
Rickenmann (1991)	$q_b = 3.1 \frac{(g \Delta D^3)^{0.5}}{\Delta^{0.5}} \left[\frac{D_{90}}{D_{30}} \right]^{0.2} \theta^{0.5} [\theta - \theta_{cr}(\beta)] Fr^{1.1}$	(5.3)
Engelund a Hansen (1967)	$q_t = 0.05 C^{-1} (g \Delta D_{50}^3)^{0.5} \theta^{2.5}$	(5.4)
	$q_t = q_b + q_s$	(5.5)
Bagnold-Visser (1988)	$q_b = \frac{0.13}{(\tan \varphi - \tan \beta) \cos \beta} \frac{C u^3}{\Delta g}$	(5.6)
	$q_s = \frac{0.01}{(w_s / u) \cdot (\cos \beta)^2} \frac{C u^3}{\Delta g}$	(5.7)

q_t – celkový specifický průtok splavenin, q_b – specifický průtok dnových splavenin, q_s – specifický průtok plavenin, $\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$, ρ_s měrná hmotnost splavenin, ρ hustota vody, D průměr zrna, μ faktor makrodrsnosti dna, θ Shieldsův parametr, Fr Froudeovo číslo, C drsnostní součinitel

Porovnání vypočtených specifických průtoků sedimentů a hodnot z fyzikálního modelování je uvedeno v tabulce 3.3 a na obr. 3.8. Minimální a maximální poměry vypočtených a experimentálních hodnot specifického zatížení lůžka ze čtyř experimentů jsou uvedeny v tabulce 3.4. Průměrné hodnoty poměrů pro každý vzorec jsou rovněž zahrnuty v tabulce 3.4.



Obr. 3.8 Porovnání vypočítaných a naměřených hodnot průtoku splavenin – pokusy č. 1–4

Tab. 3.3 Porovnání vypočítaného specifického průtoku sedimentů s hodnotami z fyzikálního modelování

Autoři/autor	q_b, q_t [m ² /s]				Autoři/autor	q_b, q_t [m ² /s]			
	Čas od začátku přelítí [s]					Čas od začátku přelítí [s]			
	120	140	160	180		80	100	120	140
Meyer-Peter and Müller (1948)	0,054	0,064	0,126	0,098	Meyer-Peter and Müller (1948)	0,056	0,125	0,094	0,174
Smart and Jaeggi (1983)	0,107	0,121	0,245	0,193	Smart and Jaeggi (1983)	0,088	0,219	0,175	0,369
Rickenmann (1991)	0,074	0,095	0,109	0,084	Rickenmann (1991)	0,067	0,148	0,147	0,242
Engelund and Hansen (1967) ^{*)}	0,045	0,048	0,142	0,107	Engelund and Hansen (1967) ^{*)}	0,026	0,096	0,079	0,201
Bagnold-Visser (1988) ^{*)}	0,025	0,032	0,016	0,012	Bagnold-Visser (1988) ^{*)}	0,013	0,038	0,058	0,136
Pokus č. 1 ^{*)}	0,005	0,010	0,007	0,009	Pokus č. 2 ^{*)}	0,007	0,011	0,010	0,011

Autoři/autor	q_b, q_t [m ² /s]				Autoři/autor	q_b, q_t [m ² /s]			
	Čas od začátku přelítí [s]					Čas od začátku přelítí [s]			
	100	120	140	160		100	140	160	180
Meyer-Peter and Müller (1948)	0,049	0,091	0,118	0,169	Meyer-Peter and Müller (1948)	0,111	0,204	0,207	0,187
Smart and Jaeggi (1983)	0,096	0,187	0,204	0,278	Smart and Jaeggi (1983)	0,232	0,362	0,376	0,289
Rickenmann (1991)	0,051	0,096	0,177	0,243	Rickenmann (1991)	0,091	0,254	0,270	0,261
Engelund and Hansen (1967) ^{*)}	0,036	0,088	0,100	0,156	Engelund and Hansen (1967) ^{*)}	0,102	0,236	0,240	0,172
Bagnold-Visser (1988) ^{*)}	0,010	0,022	0,059	0,074	Bagnold-Visser (1988) ^{*)}	0,017	0,068	0,085	0,068
Pokus č. 3 ^{*)}	0,006	0,008	0,008	0,007	Pokus č. 4 ^{*)}	0,007	0,012	0,017	0,009

^{*)} celkový specifický průtok splavenin q_t

Tab. 3.4 Maximum, minimum a průměrné hodnoty poměrů mezi vypočítaným specifickým průtokem a hodnotou obdrženu z fyzikálního modelování

Autoři/autor	min.	max.	průměr
Meyer-Peter and Müller (1948)	6,6	24,1	13,5
Smart and Jaeggi (1983)	12,5	39,7	24,8
Rickenmann (1991)	8,2	34,7	16,6
Engelund and Hansen (1967) ^{*)}	3,8	22,3	12,8
Bagnold-Visser (1988) ^{*)}	1,3	12,6	4,9

^{*)} celkový specifický průtok splavenin q_t

Z obr. 3.8 a tabulky 3.3 plyne, že vypočítané specifické průtoky splavenin dosahovalo hodnot od 0,005 do 0,017 m²/s a v průběhu pokusu a mezi pokusy se významně nelišilo. Specifický průtok splavenin byl zpravidla o něco menší během počátečního období pokusů, kdy byla rychlost proudění a průtok menší. Odhadovaná chyba v geometrii porušení a přepravovaném objemu je cca 20 % z důvodu nepřesnosti ve stanoveném objemu průlomového otvoru (15 %) a jeho zprůměrování za časové období, nepřesnosti v šířce průlomového otvoru (5 %) a také drobné nepřesnosti ve stanovení pórovitosti.

Specifické průtoky splavenin vypočtené pomocí empirických vzorců byly stanoveny pomocí hodnot získaných z měření půdních a průtokových charakteristik. Jejich přesnost je dána chybou v odečítání hloubky proudění v průlomovém otvoru (10 %), šířky průlomového otvoru (5 %), hustoty zeminy, sklonu dna průlomového otvoru (5 %) a také vlnovým efektem. Vypočtené rychlosti transportu sedimentu uvedené v tabulkách 3.3 jsou průměrné hodnoty během časového intervalu uvedeného v tabulkách 3.3. Celková nejistota v rychlosti transportu sedimentu se odhaduje na asi 20 %.

4 HET

Hole Erosion Test (HET) se používá při studiu eroze zeminy v případě „pipingu“, kdy dochází k soustředěným průsakům erozní trubici. HET umožňuje stanovení charakteristik půdní eroze, jako je kritické smykové napětí podél předem vytvarované průsakové erozní trubice a koeficient eroze.

Hydraulický gradient v HET se určuje z rozdílu mezi piezometrických výšek měřenými v nátokové a výtokové komoře (před a za zemním vzorkem).

4.1 HYDRAULICKÝ GRADIENT V EROZNÍ TRUBICI

Tradičně se počítal sklon tlakové čáry vztahem (Wan a Fell, 2002):

$$I = \frac{h_1 - h_2}{L}, \quad (4.1)$$

kde I je sklon tlakové čáry, h_1 a h_2 piezometrické výšky v nátokové a výtokové komoře a L délka erozní trubice.

Vztah (4.1) však nezohledňuje místní ztráty na vtoku (E_1) a výtoku (E_2) z erozní trubice:

$$E_1 = \xi_1 \cdot \frac{v_h^2}{2g}, \quad (4.2)$$

$$E_2 = \frac{(v_h - v_2)^2}{2g} = \frac{v_h^2}{2g} \left(1 - \left(\frac{d_h}{d_2} \right)^2 \right)^2, \text{ pokud } d_2 \gg d_h \text{ platí } E_2 \approx \frac{\alpha_h v_h^2}{2g}, \quad (4.3)$$

kde ξ_1 je součinitel místní ztráty na vtoku (ξ_1 je mezi 0,05 a 0,80 podle tvaru nátoku (Munson et al., 1998) a (Boor et al., 1968)), v_h průřezová rychlost v erozní trubici, d_h průměr erozní trubice, d_1 a d_2 průměry nátokové komory a výtokové komory (viz obr. 4.1) a v_2 průřezová rychlost ve výtokové komoře.

Ztráta třením po délce erozní trubice (E_h) lze určit vztahem:

$$E_h = \lambda \frac{L}{d_h} \frac{v_h^2}{2g}, \quad (4.4)$$

kde λ je součinitel tření, který je závislý na hodnotě Reynoldsova čísla, drsnosti erozní trubice a jejím průměru d_h .

Použitím Bernoulliho rovnice obdržíme (Boor et al. 1968):

$$\frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + E_1 + E_h + E_2, \quad (4.5)$$

kde α_1 a α_2 jsou Coriolisovy čísla, p_1 a p_2 hydrostatické tlaky v nátokové a výtokové komoře. Předpokládá se, že kinetické energie $\alpha_1 v_1^2/(2g)$ a $\alpha_2 v_2^2/(2g)$ v nátokové a výtokové komoře jsou velmi malé a zanedbávají se:

$$\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \approx 0, \quad \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \approx 0. \quad (4.6)$$

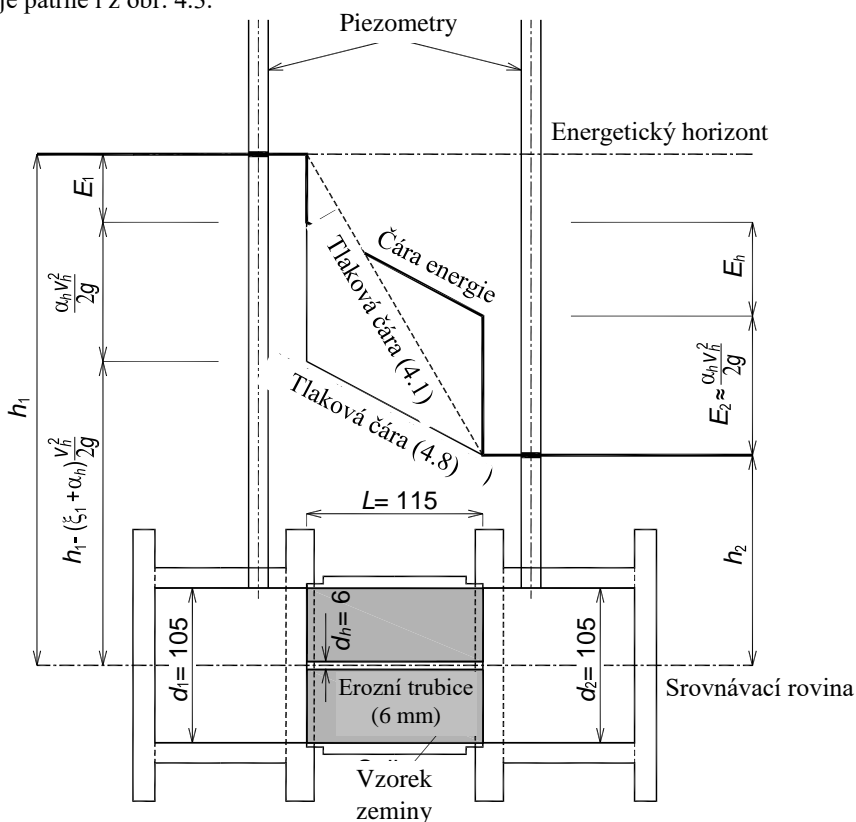
Substitucí:

$$h_1 = \frac{p_1}{\rho g}, \quad h_2 = \frac{p_2}{\rho g}, \quad v_1 = v_h \frac{d_h^2}{d_1^2}, \quad v_2 = v_h \frac{d_h^2}{d_2^2}, \quad d_1 = d_2, \quad (4.7)$$

do (4.5) se obdrží:

$$I = \frac{h_1 - h_2 - (\xi_1 + \alpha_h) \frac{v_h^2}{2g}}{L}, \quad (4.8)$$

kde α_h je Coriolisovo číslo v erozní trubici. Pro velké hodnoty v_h se výraz (4.8) značně liší od výrazu (4.1), což je patrné i z obr. 4.3.



Obr. 4.1 Schéma zařízení HET podle Wan (2004)

4.2 NUMERICKÉ ŘEŠENÍ

Tlakové podmínky v HET byly také řešeny pomocí CFD, kdy bylo použito k - ε modelu. Reynoldsovy rovnice pro pro nestlačitelnou kapalinu mají tvar (Fletcher 1991):

$$\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_i} = 0, \quad (4.9)$$

$$\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{v}_j \bar{v}_i)}{\partial x_j} = f_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\mu_e \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \right), \quad (4.10)$$

kde \bar{v}_i je časově průměrovaná hodnota složek vektorů rychlosti, ρ hustota kapaliny, p tlak, f_i složky vektoru objemového zatížení vztaženého na jednotku hmotnosti a μ_e efektivní viskozita:

$$\mu_e = \mu + \mu_t. \quad (4.11)$$

Turbulentní viskozita μ_t byla modelována použitím k - ε modelu turbulence:

$$\mu_t = c_\mu \rho \frac{k^2}{\varepsilon}, \quad (4.12)$$

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{v}_j k)}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\mu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + \frac{1}{\rho} \mu_t \Phi - \varepsilon, \quad (4.13)$$

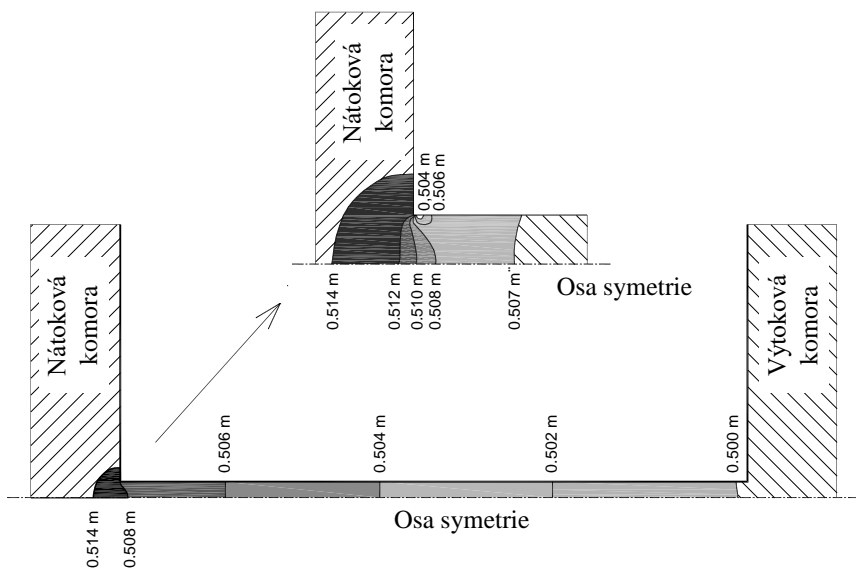
$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{v}_j \varepsilon)}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + c_{\varepsilon 1} \mu_t \frac{\varepsilon}{k \rho} \Phi - c_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k}, \quad (4.14)$$

$$\Phi = \mu \left(\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j}, \quad (4.15)$$

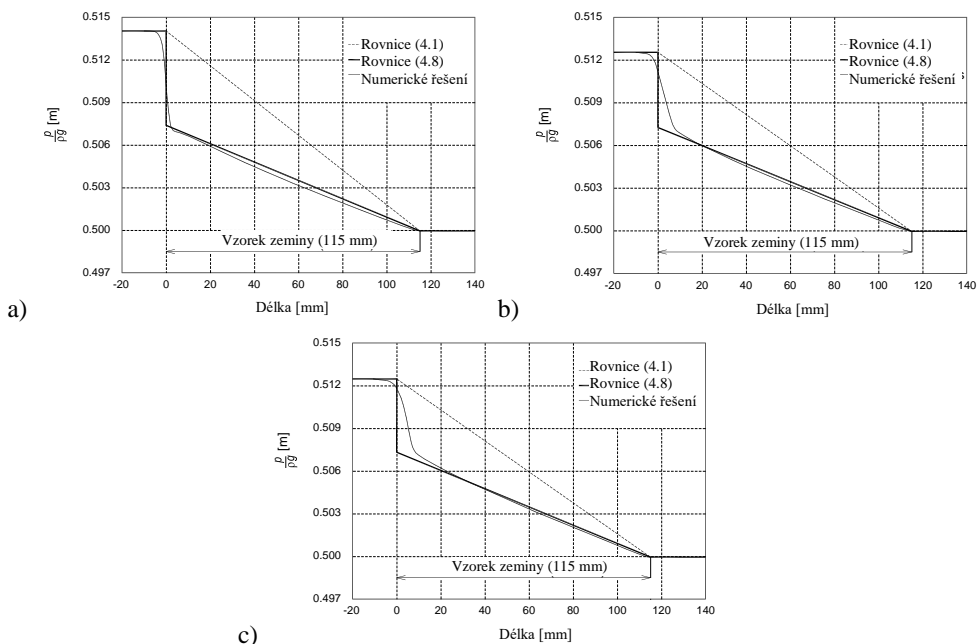
kde k je turbulentní kinetická energie, ε rychlost její disipace, c_μ , σ_k , σ_ε , $c_{\varepsilon 1}$ a $c_{\varepsilon 2}$ konstanty k - ε modelu ($c_\mu = 0,09$, $\sigma_k = 1,0$, $\sigma_\varepsilon = 1,3$, $c_{\varepsilon 1} = 1,44$, $c_{\varepsilon 2} = 1,92$).

Okrajové podmínky byly předepsány na vtoku a na výtoku. K řešení byl použitý komerční ANSYS (FLOTTRAN CFD) program. Úloha byla řešena jako symetrická a počet elementů byl cca 100 000.

Numerického řešení bylo provedeno pro variantní zkosení nátoky do erozní trubice a pro různé průtoky (0,0078 to 0,018 l/s), vybrané výsledky řešení jsou uvedeny na obr. 4.2 a 4.3.



Obr. 4.2 Rozdělení tlakové výšky pro ostrohranný nátok ($Q = 0,0078$ l/s)



Obr. 4.3 Tlaková čára: a) ostrohranný nátok ($\gamma = 90^\circ$), b) zkosný nátok (80°), c) zkosný nátok (60°)

Porovnání výsledků numerického modelování se vztahy (4.1) a (4.8) ukazují relativně dobrou shodu výsledků numerického modelování se vztahem (4.8) a nikoliv se vztahem (4.1). Provedená analýza ukazuje, že zanedbáním ztráty zejména na vtoku do erozní trubice způsobuje nadhodnocení sklonu tlakové čáry po délce průsakové trubice.

5 ODHAD PRAVDĚPODOBNOСТИ ZTRÁTY GLOBÁLNÍ STABILITY SVAHU SYPANÉ HRÁZE

Ztráta globální stability je třetí nejčastější příčinou katastrofického porušení sypaných hrází přehrad. Metody řešení problému ztráty globální stability lze rozdělit na deterministické a stochastické. K určení pravděpodobnosti katastrofické poruchy v důsledku globální nestability lze použít několik metod. Jednou z nich je použití teorie náhodných polí (např. Fenton 1990) a využití metody konečných prvků. Aplikace těchto metod řešení založených na teorii náhodných polí je zatížena nejistotami především v zatížení a fyzikálních vlastnostech materiálů. Tyto nejistoty lze minimalizovat, avšak náročnost časová a finanční tuto možnost prakticky nepřipouští. Jednou z jednoduchých a realizovatelných metod k přibližnému určení pravděpodobnosti katastrofické poruchy je metoda založená na aplikaci indexu spolehlivosti β .

Index β vyjadřuje míru rizika porušení hráze a je vyjádřen pomocí středních hodnot a směrodatných odchylek parametrů smykové pevnosti zemin hráze a jejího podloží obsažených v podmínce mezního stavu. Tato metoda umožňuje získat jednoduchým a nenáročným výpočtem přibližnou hodnotu pravděpodobnosti dosažení mezního stavu na dané, resp. zvolené kinematicky přípustné smykové ploše.

Výpočet β vyžaduje:

1. deterministický model (metoda výpočtu sil nebo momentů bránících porušení a sil nebo momentů, které mají tendenci porušení vyvolat),
2. definici funkce mezního stavu,
3. stanovení středních hodnot a směrodatných odchylek náhodných veličin, tj. parametrů smykové pevnosti zeminy.

5.1 INDEX SPOLEHLIVOSTI β PŘI ŘEŠENÍ SPOLEHLIVOSTI HRÁZE

Stupeň bezpečnosti SB je definován vztahem:

$$SB = \frac{M_p}{M_a}, \quad (5.1)$$

kde M_p představuje moment sil (příp. síly) působící na smykové ploše, které brání ztrátě stability a M_a moment sil (příp. síly), které mají tendenci nestabilitu vyvolat.

Nechť M_p a M_a jsou náhodné veličiny:

- s **lognormální hustotami pravděpodobnosti**. Funkce mezního stavu má lineární tvar:

$$\ln SB = 0. \quad (5.2)$$

Index spolehlivosti β lze vyjádřit ve tvaru:

$$\beta = \frac{E[\ln SB]}{\sigma_{\ln SB}} = \frac{\ln \left(\frac{E[SB]}{\sqrt{1 + V_{SB}^2}} \right)}{\sqrt{\ln(1 + V_{SB}^2)}}, \quad (5.3)$$

kde

$$V_{SB} = \frac{\sigma_{SB}}{E[SB]}, \quad \sigma_{SB} = \sqrt{V[SB]}, \quad V[SB] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{SB^+ - SB^-}{2} \right)^2,$$

$$SB(E[X_i] + \sigma_{X_i}) = SB_i^+, \quad SB(E[X_i] - \sigma_{X_i}) = SB_i^-.$$

- **s normálními hustotami pravděpodobnosti.** Funkce mezního stavu má lineární tvar:

$$M_p - M_a = 0. \quad (5.4)$$

Index spolehlivosti β lze vyjádřit ve tvaru:

$$\beta = \frac{E[M_p] - E[M_a]}{\sqrt{\sigma_{M_p}^2 + \sigma_{M_a}^2}}. \quad (5.5)$$

V případě definice SB vztahem (5.1) a předpokladu, že SB má **normální rozdělení**, má podmínka mezního stavu tvar:

$$SB - 1 = 0. \quad (5.6)$$

Index spolehlivosti β pak lze vyjádřit ve tvaru:

$$\beta = \frac{E[SB] - 1}{\sigma_{SB}} = \frac{E[SB] - 1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{SB^+ - SB^-}{2} \right)^2}}. \quad (5.7)$$

5.2 ODHAD PRAVDĚPODOBNOTI VZNIKU MEZNÍHO STAVU STABILITY NEKONEČNÉHO SVAHU

Pro nekonečný svah a rovinnou smykovou plochu paralelní se svahem, podloží a hladinou podzemní vody je stupeň bezpečnosti SB vyjádřen přibližně vztahem:

$$SB = \frac{M_p}{M_a} = \frac{c' + ((\gamma_n h_v + \gamma_{nn} h_{nn}) \cos^2 \alpha - h_v \gamma_v) \operatorname{tg} \varphi'}{(\gamma_n h_v + \gamma_{nn} h_{nn}) \cos \alpha \sin \alpha}, \quad (5.8)$$

kde $\operatorname{tg} \varphi'$ je tangenta efektivního úhlu vnitřního tření, c' efektivní koheze, α úhel sklonu nekonečného svahu, h celková mocnost pokryvné vrstvy měřená po svislici, h_v mocnost zvodnělé vrstvy, h_{nn} mocnost nasycené vrstvy, γ_v měrná tíha vody, γ_n objemová tíha nasycené zeminy a γ_{nn} objemová tíha nasycené zeminy.

Funkce mezního stavu $SB = 1$ má v případě náhodných veličin c' a $\operatorname{tg} \varphi'$ s normálním rozdělením lineární tvar:

$$-(\gamma_n h_v + \gamma_{nn} h_{nn}) \cos \alpha \sin \alpha + c' + ((\gamma_n h_v + \gamma_{nn} h_{nn}) \cos^2 \alpha - h_v \gamma_v) \operatorname{tg} \varphi' = 0. \quad (5.9)$$

Index spolehlivosti β pak nabývá tvaru:

$$\beta = \frac{a_0 + E[c'] + a_2 E[\operatorname{tg} \varphi']}{\sqrt{\sigma_{c'}^2 + (a_2 \sigma_{\operatorname{tg} \varphi'})^2}}, \quad (5.10)$$

kde

$$a_0 = -(\gamma_{nas} h_v + \gamma_{nenas} h_{nenas}) \cos \alpha \sin \alpha, \quad a_1 = 1,$$

$$a_2 = (\gamma_{nas} h_v + \gamma_{nenas} h_{nenas}) \cos^2 \alpha - h_v \gamma_v.$$

Nechť nekonečný svah s rovinnou smykovou plochu paralelní se svahem, podloží, hladinou podzemní vody má hodnoty parametrů smykové pevnosti:

- koheze: $E[c'] = 5,0 \text{ kPa}, \quad \sigma_{c'} = 1,5 \text{ kPa},$
- úhel vnitřního tření: $E[\operatorname{tg} \varphi'] = 0,675, \quad \sigma_{\operatorname{tg} \varphi'} = 0,035.$

Dále necht' mocnost pokryvné vrstvy je $h = 2 \text{ m}$, sklon svahu $\alpha = 20$ až 30° a hloubky podzemní vody $h_v = 1,0 \text{ m}$.

Výsledky výpočtu indexu spolehlivosti podle vztahů (5.3), (5.5), (5.7) a (5.10) jsou uvedeny v tabulce 5.1. Dále je v této tabulce uveden index spolehlivosti vypočítaný podle vztahu:

$$\beta = \frac{E[SB] - 1}{\sigma_{SB}}, \quad (5.11)$$

kde $E[SB]$ a σ_{SB} bylo určenou metodou Monte-Carlo (60 000 realizací).

Výsledky vypočtených indexů spolehlivosti β v tabulce 5.1 ukazují, že vztah (5.3) – předpoklad, že M_p a M_a jsou náhodné veličiny s lognormální hustotou pravděpodobnosti – dává optimističtější výsledky. Shodu lze nalézt ve výsledcích indexu spolehlivosti β podle vztahů (5.5), (5.7), (5.10) a (5.11), které vychází z předpokladu, že náhodné veličiny jsou s normální hustotou pravděpodobnosti.

Tab. 5.1 Výpočet indexu spolehlivosti β podle vztahů (5.3), (5.5), (5.7), (5.10) a (5.11)

Výpočet $\beta / \alpha [^\circ]$	20°	25°	30°
Podle (5.3)	7,32*	3,75**	0,88***
Podle (5.5)	5,65*	3,27**	0,88***
Podle (5.7)	5,65*	3,27**	0,89***
Podle (5.10)	5,65*	3,27**	0,89***
Podle (5.11)	5,65*	3,27**	0,88***

* spolehlivost vysoká, ** spolehlivost nadprůměrná, *** spolehlivost nebezpečná

5.3 ODHAD PRAVDĚPODOBNOСТИ VZNIKU MEZNIHO STAVU STABILITY HOMOGENNÍ SYPANÉ HRÁZE

Jako příklad je uveden výpočet odhadu pravděpodobnosti vzniku mezního stavu stability polohy homogenní hráze na nepropustném podloží variantně řešené s patním a bez patního drénu. Výška hráze byla zvolena 3 m a šířka v koruně hráze 3 m. Pro řešení je uvažováno s ustálenou hladinou a hloubkou vody 1,5 m, 2,0 m a 2,5 m.

Předpokládáme, že homogenní hráz je vytvořena z hlinitého štěrku (třída G4). Tento materiál je podle ČSN 75 2410 „Malé vodní nádrže“ výborný pro stavbu homogenních hrází. Sklon vzdušního svahu hráze je touto normou doporučen 1:2 a návodního pak 1:3,4. Parametry smykové pevnosti tohoto materiálu jsou podle ČSN 75 2410 následující:

- koheze: $E[c'] = 3,0 \text{ kPa}$, $\sigma_{c'} = 1,37 \text{ kPa}$,
- úhel vnitřního tření: $\varphi' = 35,0^\circ$ ($E[\text{tg } \varphi'] = 0,700$), $\sigma_{\text{tg } \varphi'} = 0,050$.

K určení stupně bezpečnosti byla pro jednoduchost a nenáročnost vytvářeného programu použita Pettersonova metoda, která předpokládá:

- válcovou smykovou plochu,
- mezní rovnováhu na celé smykové ploše,
- zemní těleso, jež je ohraničené částí povrchu hráze a smykovou plochou, se dělí na konečný počet proužků k tak, aby byla tímto dělením dostatečně přesně vystižena struktura hráze,
- neuvazuje interakci mezi jednotlivými proužky,
- nejnebezpečnější smyková plocha se určuje zkusmo, postupnou volbou středů otáčení a poloměrů smykové plochy,
- stupeň bezpečnosti SB je definován explicitně.

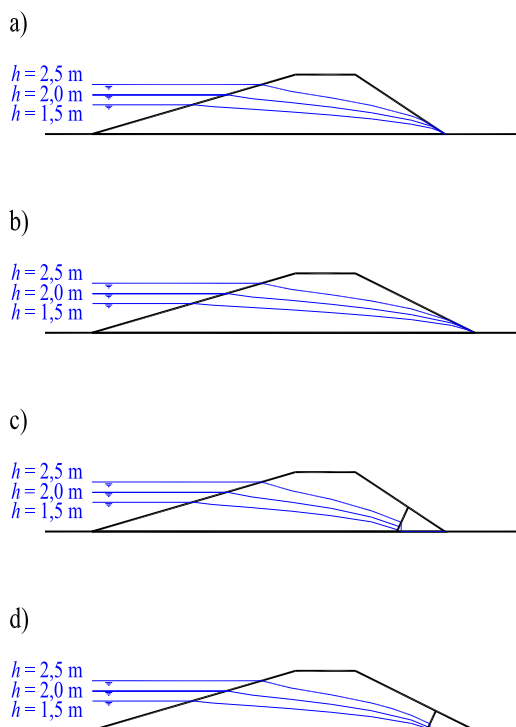
Jako ukázka řešení je uvedeno řešení stability pro vzdušní svah homogenní hráze. Výsledky řešení indexů spolehlivosti β a hodnot pravděpodobnosti poruchy pro normou ČSN 75 2410 doporučený vzdušní sklon svahu 1:2 a dále pro sklon svahu 1:1,5 jsou uvedeny v tabulkách 5.2 a 5.3. Index spolehlivosti je počítán podle vztahu (5.3) – tabulka 5.2 a podle vztahu (5.7) – tabulka 5.3. Z tabulek 5.2 a 5.3 je zřejmé, že spolehlivost ochranné hráze se podstatně zvýší patním drénem.

Tab. 5.2 Vypočtené hodnoty indexů spolehlivosti β podle (5.3) pro vybrané sklony svahů hráze

Sklon vzdušního svahu	Hloubka vody	SB	Index β	Spolehlivost	Pravd. poruchy P_N
1:1,5 (bez drénu), obr. 5.1 a)	2,5 m	1,40	2,56	Nízká	$5,24 \cdot 10^{-3}$
	2,0 m	1,51	3,37	Nadprůměrná	$3,74 \cdot 10^{-4}$
	1,5 m	1,60	3,90	Nadprůměrná	$4,72 \cdot 10^{-5}$
1:2,0 (bez drénu), obr. 5.1 b)	2,5 m	1,59	3,87	Nadprůměrná	$5,52 \cdot 10^{-5}$
	2,0 m	1,71	4,73	Dobrá	$1,14 \cdot 10^{-6}$
	1,5 m	1,82	5,57	Vysoká	$1,31 \cdot 10^{-8}$
1:1,5 (s drénem), obr. 5.1 c)	2,5 m	1,75	5,85	Vysoká	$2,46 \cdot 10^{-9}$
	2,0 m	1,75	6,04	Vysoká	$7,69 \cdot 10^{-10}$
	1,5 m	1,75	6,21	Vysoká	$2,67 \cdot 10^{-10}$
1:2,0 (s drénem), obr. 5.1 d)	2,5 m	1,82	6,05	Vysoká	$7,41 \cdot 10^{-10}$
	2,0 m	1,91	6,46	Vysoká	$5,31 \cdot 10^{-11}$
	1,5 m	2,17	6,98	Vysoká	$1,50 \cdot 10^{-12}$

Tab. 5.3 Vypočtené hodnoty indexů spolehlivosti β podle (5.7) pro vybrané sklony svahů hráze

Sklon vzdušního svahu	Hloubka vody	SB	Index β	Spolehlivost	Pravd. poruchy P_N
1:1,5 (bez drénu), obr. 5.1 a)	2,5 m	1,40	2,22	Nízká	$1,33 \cdot 10^{-2}$
	2,0 m	1,51	2,80	Nízká	$2,54 \cdot 10^{-3}$
	1,5 m	1,60	3,15	Nadprůměrná	$8,13 \cdot 10^{-4}$
1:2,0 (bez drénu), obr. 5.1 b)	2,5 m	1,59	3,13	Nadprůměrná	$8,73 \cdot 10^{-4}$
	2,0 m	1,71	3,69	Nadprůměrná	$1,12 \cdot 10^{-4}$
	1,5 m	1,82	4,22	Dobrá	$1,25 \cdot 10^{-5}$
1:1,5 (s drénem), obr. 5.1 c)	2,5 m	1,75	4,51	Dobrá	$3,30 \cdot 10^{-6}$
	2,0 m	1,75	4,65	Dobrá	$1,65 \cdot 10^{-6}$
	1,5 m	1,75	4,78	Dobrá	$8,79 \cdot 10^{-7}$
1:2,0 (s drénem), obr. 5.1 d)	2,5 m	1,82	4,58	Dobrá	$2,38 \cdot 10^{-6}$
	2,0 m	1,91	4,78	Dobrá	$8,78 \cdot 10^{-7}$
	1,5 m	2,17	5,08	Vysoká	$1,89 \cdot 10^{-7}$



Obr. 5.1 Schémata sypaných homogenních hrází k tabulkám 5.2 a 5.3

6 ZÁVĚR

V předložené práci byly uvedeny ověření a případné opravy vztahů uvedených v programech řešících porušení hrází. Toto bude využito v aktualizaci programu nátrž, který řeší porušení sypaných hrází přelitím a který je připraven na rozšíření o filtrační deformaci sypané hráze.

V praktickém příkladu je uvedené řešení spolehlivosti sypané hráze. Vlastní řešení je provedeno pomocí indexu spolehlivosti β , které má dvě hlavní výhody:

- je poměrně jednoduché;
- umožňuje odhadnout vliv neurčitosti ve stanovení hodnot parametrů smykové pevnosti.

7 KONCEPCE DALŠÍ PEDAGOGICKÉ A VĚDECKÉ ČINNOSTI

Ve své další profesní dráze bych se rád zaměřil na problematiku porušení sypaných hrází užitím CFD. Ve své pedagogické praxi se pak zaměřit na výuku předmětu *Hydraulika* v rámci specializace/oboru *Vodní hospodářství a vodní stavby*, a to o její rozšíření o výukové materiály využívající CFD.

8 POUŽITÁ LITERATURA

- Bonelli S., editor, 2012. *Erosion of Geomaterials*, Wiley 2012, 372 pp.
- Bonelli S., editor, 2013. *Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees*, Wiley 2013, 416 pp.
- Bonelli, S., Benahmed, N., and Brivois, O. 2006. *On Modelling of the Hole Erosion Test*, ICSE, 3rd International Conference on Scour and Erosion, Amsterdam, 1-3 Nov. 2006.
- Boor, B., Kunštátský, J., Patočka, C. 1968. *Hydraulika pro vodohospodářské stavby*. SNTL Praha, 516 p.
- Engelund, F., Hansen, E. 1967. *A monograph on sediment transport in alluvial streams*. Technical Publishers, Copenhagen, Denmark, 65 p.
- Fenton, G., A. 1990. *Simulation and Analysis Of Random Fields*. Thesis presented to Princeton University, New Jersey. In partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, 178 p.
- Fell, R., and Fry, J.J. 2005. *Internal Erosion of Dams and their Foundations*. From Workshop on Internal Erosion and Piping of Dams and Their Foundations, Aussois, France, 25-27 April 2005. EDF.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G. 2005. *Geotechnical engineering of dams*. Taylor & Francis Group, 912 str.
- Fell, R., Fry, J.-J. 2007. *Internal Erosion of Dams and their Foundations*. Taylor & Francis Group, 254 str.
- Fletcher, C. A. J. 1991. *Computational Techniques for Fluid Dynamics (Volume I and II)*, Springer-Verlag, Berlin.
- Floods and Reservoir Safety*. 1996. Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publications.
- Froehlich, D., C. 2016. *Predicting peak discharge from gradually breached embankment dam*. Journal of Hydrologic Engineering, 2016, Volume 21, Issue 11, 15 str.
- Chen, S., Zhong, Q., Shen, G. 2019. *Numerical modelling of earthen dam breach due to piping*. Water Science and Engineering, 12(3), str. 169–178.
- Knauss, J. 1979. *Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams (a comparison of different model test results)*. Proceedings of the 13th ICOLD Congress, New Delhi, Q.50–R.9, p. 143-160.
- Linford, A., Sanders, D. H. 1967. *A Hydraulic Investigation of Through and Overflow Rockfill Dams*. Report RR888, British Hydromechanics Research Association.
- Meyer-Peter, E., Müller, R. 1948. *Formulas for bed-load transport*. Proceedings of the 2nd IAHR Congress, Appendix 2, Stockholm, Sweden, pp. 39-94.
- Morris, M., Courivaud, J. (2021): *Internal erosion breach model review and validation*. In: FLOODrisk 2020, 21-25 June 2021, Online.
- Munson, B. R., Young, D. F., and Okiishi, T. H. 1998. *Fundamentals of Fluid Mechanics* (Third Edition). John Wiley & Sons. New York. 877 pp.
- Rickenmann, D. 1991. *Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117, No. 11, pp. 1419-1439.
- Říha, J, et al. 2005. *Riziková analýza záplavových území*. Brno: Akademické nakladatelství CERM. 286 p. ISBN 80-7204-404-4.
- Siebel, R. 2005. *Design of rockfill protection layers as spillways on overtoppable earthdams*. Proceedings of the 31st IAHR Biennial Congress, Seoul/Korea, p. 5839-5849.
- Siebel, R. 2006. *Experimental investigations on the stability of riprap slope protection layers on overtoppable earthdams*. In: Montemor-o-Novo, MATOS, J., CHAMSÍN, H. (eds) Proceedings of the international junior researcher and engineer workshop on hydraulic

- structures (IJREWHS'06), Report CH61/06, Div. of Civil Engineering, The University of Queensland, Brisbane, Australia, Dec., pp 81–90, ISBN 1864998687.
- Siebel, R. 2007. *Experimental investigations on the stability of riprap layers on overtoppable earthdams*. Environmental Fluid Mechanics. Issue Volume 7, Number 6 / December, 2007. pp. 455-467. ISSN 1567-7419 (Print) 1573-1510 (Online).
- Smart, G. 1984. *Sediment transport formula for steep channels*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 3, pp. 267–276.
- Smart, G., Jaeggi, M. 1983. *Sediment Transport on Steep Slopes*. Mitteilungen der Versuchsanhalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, No. 64. Eidgenossischen Technischen Hochschule, Zurich, Switzerland.
- Spaethe, G. 1987. *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen. 248 p.
- Tingsanchali, T., Chinnarasri, C. 2001. *Numerical modelling of dam failure due to flow overtopping*. Hydrological Sciences Journal, Vol. 46, No. 1, pp. 113-130.
- Tsakiris, G., Spiliotis, M. 2012. *Dam-Breach Hydrograph Modelling: An Innovative Semi-Analytical Approach*. Water Resources Management, 27 (6).
- Vaskinn, K., A., Lovoll, A., Morris, M., Hassan M., A., A., M. 2004. *Physical modelling of Breach formation: Large scale field test*. IMPACT project, (www.floodsite.net).
- Vischer, D., Hager, W., H. 1998. *Dam hydraulics*. Wiley, Chichester, New York, 314 str.
- Visser, P. 1988. *A model for breach growth in a dike-burst*. Proceedings of the 21st Conference on Coastal Engineering, Torremolinos, Spain, pp. 1897-1910.
- Visser, P. 1994. *A model for breach growth in sand-dikes*. Proceedings of the 24th Conference on Coastal Engineering, Kobe, Japan, pp. 2755-2769.
- Visser, P. 1995. *Application of Sediment Transport Formulae to Sand-Dike Breach Erosion*. Communication on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report No. 94-7, Delft University of Technology, the Netherlands, 78 p.
- Visser, P. 1998a. *Breach growth in sand-dikes*. Communication on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report No. 98-1, Delft University of Technology, the Netherlands. D. U. o.
- Visser, P. 1998b. *Breach growth in sand dikes*. Ph.D. dissertation, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands.
- VOTRUBA, L., HEŘMAN, J. a kol. 1993. *Spolehlivost vodohospodářských děl*. Praha: Česká matice technická. 488 s.
- WAHL, T. L. 1998. *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters. A Literature Review and Needs Assessment*. Dam Safety Research Report DSO-98-004, USBR, 61 p.
- Wahl, T. L. 2007. *Laboratory investigations of embankment dam erosion and breach processes*. Rep. T032700-0207A, CEA Technologies, Inc. (CEATI), Montréal. 60 str.
- Wahl, T. L., Regazzoni, P. L., and Ergodan, Z. 2009. *Practical Improvement of the Hole Erosion Test*. 33rd IAHR Congress, Vancouver, BC, August 2009, 8 p.
- Wahl, T. L. 2019. *Erosion Testing of Zoned Rockfill Embankments*. REP. HL-2019-01, U.S. Department of the Interior, Denver, Colorado, USA. 124 str.
- Wan, C. F., and Fell, R. 2002. *Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test*. UNICIV Report No R-412, University of New South Wales, Sydney, ISSN 0077 880X.
- Wan, C. F., and Fell, R. 2004. *Laboratory Tests on the Rate of Piping Erosion of Soils in Embankment Dams*. In Geotechnical Testing Journal, Vol. 27. No. 3. pp. 295–303.

9 ABSTRAKT

Otázka bezpečnosti hrází přehrad, rybníků a ochranných hrází byla, je a stále bude aktuální. Odborné veřejnosti jsou známy katastrofy spojené s poruchami velkých přehrad, jako jsou např. Malpasset (Francie 1959), Vajont (Itálie 1963), Teton (USA 1976), Machhu II (Indie 1979) a další. Současně každoročně dochází k prolomení řady hrází malých vodních nádrží.

Vytvořením vzdouvací stavby a jejím provozem vzniká riziko její poruchy. Při prolomení hráze vznikne zvláštní povodeň, která může vyvolat ztráty na lidských životech, ztráty na majetku a poškození životního prostředí. Způsobené finanční škody obvykle mnohonásobně převyšují cenu samotné vzdouvací stavby. Znalost o rozsahu území ohroženého zvláštní povodní slouží jako podklad pro vypracování evakuačních plánů s cílem redukovat výši povodňových škod.

Významným jevem ovlivňujícím průběh porušení a hydrogram průtoku pod nádrží je eroze koruny a vzdušního svahu hráze. Popis odolnosti a následného transportu materiálů koruny hráze a vzdušního svahu je nezbytným předpokladem vystižení průběhu poruchy hráze při jejím přelítí. Eroze a transport částic nastane v okamžiku, kdy tečné napětí vyvolané proudem vody přepadající přes hráz překročí odolnost materiálu hráze, která je charakterizovaná kritickým tečným napětím, resp. nevymílací rychlostí vody, která je ekvivalentem kritického tečného napětí. Jde o rychlost proudění v okamžiku, kdy nastane rovnováha sil způsobujících pohyb částic a sil, které pohybu brání.

Hole Erosion Test (HET) se používá při studiu eroze zeminy v případě „piping“, kdy dochází k soustředěným průsakům erozní trubcí. HET umožňuje stanovení charakteristik půdní eroze, jako je kritické smykové napětí podél předem vytvarované průsakové erozní trubice a koeficient eroze.

Hydraulický gradient v HET se obvykle určuje z rozdílu mezi piezometrických výšek měřenými v nátokové a výtokové komoře (před a za zemním vzorkem) a zanedbávají se tak ztráty na vtoku a výtku z erozní trubice. V práci jsou uvedeny výsledky numerické studie tlakových poměrů v zařízení HET. Turbulentní proudění v přístroji HET bylo vypočteno pomocí komerčního softwaru CFD ANSYS.

Ztráta globální stability je třetí nejčastější příčinou katastrofického porušení sypaných hrází přehrad. Tradičně se pro takovou analýzu obvykle používá deterministický přístup. Stanovení proměnných, jako jsou parametry pevnosti zeminy, však zahrnuje nejistoty, které nelze zvládnout tradičními deterministickými metodami. Pro provedení analýzy spolehlivosti svahu je navržena metoda indexu spolehlivosti β . Metoda je mimořádně užitečná především proto, že rozdělení pravděpodobnosti vlastností půdy obvykle nejsou k dispozici.

10 ABSTRACT

The issue of the safety of dams, dikes and levees is one which is still topical. Disasters that occurred in the 20th century which were connected with the failures of large dams, such as e.g. those of Malpasset (France, 1959), Vajont (Italy, 1963), Teton (USA, 1976), Machhu II (India, 1979) and others, are well known among specialists. A number of small embankment dams fail every year.

The existence of the dams retaining water either permanently or occasionally, is always connected with the risk of their failure. The failure of a dam gives rise to a flood wave that advances in the area behind the dam or through the valley below the dam. The effects of a dam break wave originated in this way may be disastrous and may cause numerous fatalities as well as financial losses exceeding many times the price of the hydraulic structure itself.

Dam crest and downstream face erosion is a significant phenomenon affecting the failure process and the discharge hydrograph below the reservoir. A pertinent description of the resistance and subsequent transport of the dam crest and downstream face materials represents an indispensable prerequisite for the description of the process of the dam failure at its overtopping.

Erosion and the transport of particles occur at the moment when the shear stress induced by the water overflowing the dam exceeds the resistance of the dam material. This is characterised by critical shear stress or by the non-scouring (non-eroding) velocity of water, which is a kind of equivalent to the critical shear stress.

The Hole Erosion Test (HET) is used in the study of soil erosion in the case of what is known as „piping“, when concentrated leaks occur. The HET enables the determination of soil erosion characteristics such as the critical shear stress along the pre-formed hole (pipe) and the coefficient of soil erosion.

Normally, the pressure gradient is determined from the difference of pressures measured at the inflow and outflow chambers (upstream and downstream of the soil specimen). Hydraulic analysis shows that such measurements ignore losses at the entrance and exit of the hole, causing the overestimation of the pressure gradient along the length of the hole and thus the calculated shear stress.

In the theses the results of a numerical study of the pressure conditions in the HET apparatus are shown. The turbulent flow in the HET apparatus was calculated using CFD ANSYS commercial software.

The other of the possible dam failure is slope stability failure. Traditionally, a deterministic approach is usually used for such analysis. However, the determination of variables such as soil strength parameters involves uncertainties, which cannot be handled in the traditional deterministic methods. To perform the reliability analysis of a slope, method of reliability index β is proposed. The method is extremely useful mainly because the probability distributions of the soil properties are usually not available.