

VĚDECKÉ SPISY VYSOKÉHO UČENÍ TECHNICKÉHO V BRNĚ

Edice Habilitační a inaugurační spisy, sv. 261

ISSN 1213-418X

Jan Jandora

KATASTROFICKÉ PORUCHY SYPANÝCH HRÁZÍ

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

Fakulta stavební

Ústav vodních staveb

Ing. Jan Jandora, Ph.D.

Katastrofické poruchy sypaných hrází

Failures of embankment dam

ZKRÁCENÁ VERZE HABILITAČNÍ PRÁCE



BRNO 2008

KLÍČOVÁ SLOVA

Porušení sypané hráze, prolomení hráze, přehrada, přelítí, statistika poruch hrází, příčiny poruch, modelování porušení, zvláštní povodeň, odhad spolehlivosti, index spolehlivosti, modelování proudění.

KEY WORDS

Failure of embankment dam, dam breach, dam, overtopping, failure statistics for dams, types of failures, modelling of dam breach, dam break flow, index reliability, dam break flow modelling.

MÍSTO ULOŽENÍ HABILITAČNÍ PRÁCE

Originál habilitační práce je uložen v archivu Oddělení pro vědu a výzkum FAST VUT v Brně.

© Jan Jandora, 2008

ISBN 978-80-214-3625-1

ISSN 1213-418X

OBSAH

1	ÚVOD	5
1.1	<i>CÍLE PRÁCE</i>	5
1.2	<i>SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY</i>	5
2	ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKY PORUŠENÍ	5
2.1	<i>ČASOVÉ CHARAKTERISTIKY</i>	5
2.2	<i>GEOMETRICKÉ CHARAKTERISTIKY PRŮLOMOVÉHO OTVORU</i>	6
2.3	<i>PRŮTOKOVÉ CHARAKTERISTIKY</i>	6
3	STATISTIKA KATASTROFICKÝCH PORUCH PŘEHRAD	6
3.1	<i>PŘEHLED O VÝSTAVBĚ PŘEHRAD</i>	7
3.2	<i>KATASTROFICKÉ PORUCHY PŘEHRAD</i>	7
3.3	<i>SOUHRN POZNATKŮ ZE ZAZNAMENANÝCH KATASTROFICKÝCH PORUCH</i>	11
4	PŘÍČINY KATASTROFICKÝCH PORUCH SYPANÝCH PŘEHRAD	11
5	MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ	12
5.1	<i>MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ V DŮSLEDKU PŘELITÍ</i>	12
5.1.1	Deterministické modelování porušení	12
5.1.2	Statistické modelování porušení	12
5.1.3	Empirické vztahy	12
5.1.4	Zjednodušený model porušení hráze	14
5.1.5	Program NATRZ	16
5.2	<i>POZNÁMKY K FYZIKÁLNÍMU MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ</i>	16
5.3	<i>ODHAD PRAVDĚPODOBNOTI ZTRÁTY GLOBÁLNÍ STABILITY SYPANÉ HRÁZE</i>	17
5.3.1	Teoretické řešení	18
5.3.2	Vyjádření indexu spolehlivosti β při řešení spolehlivosti hráze	19
6	PŘÍPADOVÁ STUDIE	21
6.1	<i>VODNÍ DÍLO KORYČANY</i>	21
6.2	<i>ODHAD PRAVDĚPODOBNOTI VZNIKU MEZNÍHO STAVU GLOBÁLNÍ STABILITY POLOHY HOMOGENNÍ HRÁZE</i>	24
7	ZÁVĚR	28
8	POUŽITÁ LITERATURA	29
9	ABSTRACT	31

Ing. Jan Jandora, Ph.D. (* 1970, Havlíčkův Brod)



Autor je absolventem Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně oboru „*Vodní hospodářství a vodní stavby*“. V letech 1994 až 1997 absolvoval vědeckou přípravu na FAST VUT v Brně a v roce 1997 složil doktorskou zkoušku. Studium úspěšně zakončil obhajobou doktorské práce v prosinci 2000 na téma „*Numerické modelování porušení sypané hráze přelitím*“.

Trvale působí na Ústavu vodních staveb Fakulty stavební VUT v Brně od roku 1997 jako akademický pracovník, nejprve se zařazením asistent a od roku 2000 jako odborný asistent v oboru Vodní hospodářství a vodní stavby.

Na Fakultě stavební VUT v Brně přednáší předměty „*Hydraulika a hydrologie*“, „*AIÚ - hydraulika říčních koryt*“, „*Proudění v systémech říčních koryt*“ a „*Hydraulika*“. Dále je školitelem studentů doktorského studia, v současné době školí dva doktorandy. Témata jejich doktorských prací jsou zaměřena na rizikovou analýzu přehrad. V rámci své činnosti vypracoval řadu skript, odborných příruček, jednu učebnici a jeden výukový program, které jsou využívány studenty FAST, zejména studenty oboru Vodní hospodářství a vodní stavby a odbornou veřejností.

Jeho vědeckovýzkumná činnost je zaměřena na matematické modelování hydrodynamických jevů. Od roku 1994 se zabýval šířením znečištění ve vodních tocích. Následně se věnoval problémům spojených s bezpečností a spolehlivostí vzdouvacích objektů. V této oblasti získal postdoktorandský grant „*Matematické modelování porušení hráze při extrémních hydrologických situacích*“. V současné době řeší problémy spojené s porušením hrází přelitím a vnitřní erozí, a dále pak otázky hydrodynamiky průlomových vln (zvláštních povodní) v podhráží, při rizikovém hodnocení záplavových území. Jako spoluautor se také podílel na několika monografiích.

Výsledky své vědeckovýzkumné činnosti průběžně prezentuje v časopisech a na zahraničních a domácích konferencích. Je spoluautorem 4 monografií, dvou článků a autorem nebo spoluautorem více jak 50 odborných příspěvků.

Autor se pravidelně účastní zasedání Českého přehradního výboru. Od roku 2007 je členem výboru „*České vědeckotechnické vodohospodářské společnosti*“, kde má na starosti otázky týkající se vzdělání a propojení škol s vodohospodářskou praxí.

1 ÚVOD

Vytvořením vzdouvací stavby a jejím provozem vzniká riziko její poruchy. Při katastrofickém 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.

1.1 CÍLE PRÁCE

Cílem práce je:

- sestavení přehledu katastrofických poruch přehradních hrází;
- definování základních příčin katastrofických poruch sypaných přehrad;
- modelování porušení sypaných hrází v důsledku přelití;
- odhad pravděpodobnosti ztráty globální stability sypané hráze.

1.2 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY

Bezpečnost vzdouvacích staveb je trvale předmětem zájmu odborníků zabývajících se jejich návrhem, výstavbou a provozem. V odborné literatuře je této problematice věnována řada monografií, příruček, článků ve specializovaných časopisech a sbornících z konferencí a kongresů (zejména Mezinárodního přehradního výboru - ICOLD), např. [ICOLD 1973], [ICOLD 1974], [ICOLD 1995], [ICOLD 1998a], [ICOLD 2003a], [ICOLD 2005], [Votruba a kol. 1993] a další.

Příčiny katastrofických poruch přehrad a ochranných hrází i okolnosti jejich vzniku byly s použitím historických záznamů a zkušeností zpracovávány řadou odborníků. Největší pozornost je přitom logicky věnována problematice přehrad, které obvykle znamenají největší hrozbu pro území pod hrází, a to zejména vzhledem ke značnému množství akumulované vody v přehradní nádrži [Jandora, Říha 2002]. Avšak stále větší důraz se začíná klást na rybniční a ochranné hráze.

Vždy je proto zapotřebí mít na vědomí, že žádné technické dílo, tedy ani hráze vzdouvacích staveb nebudou být absolutně bezpečné, vždy existuje určité, byť velmi malé, riziko jejich porušení.

2 ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKY PORUŠENÍ

Na základě zkušeností získaných studiem poruch hrází [Jandora, Říha 2002] byly stanoveny následující charakteristiky porušení hráze:

- časové charakteristiky;
- geometrické charakteristiky;
- průtokové charakteristiky.

Uvedené charakteristiky závisí na mnoha faktorech, zejména na odolnosti materiálu hráze a podloží proti povrchové erozi a vnitřní erozi (nestabilitě), na smykové pevnosti, na přetvárných vlastnostech, na průběhu konsolidace, na technologii hutnění, dále na objemu vody v nádrži, na výšce hráze, na průtočné kapacitě koryta (údolí) pod hrází, atd.

2.1 ČASOVÉ CHARAKTERISTIKY

Průběh porušení lze popsat následujícími časovými parametry:

- **Čas začátku prolomení** je okamžik, kdy množství prosakující vody nebo vody proudící přes korunu hráze způsobuje její prolomení. Pro stanovení tohoto okamžiku není uspokojivě

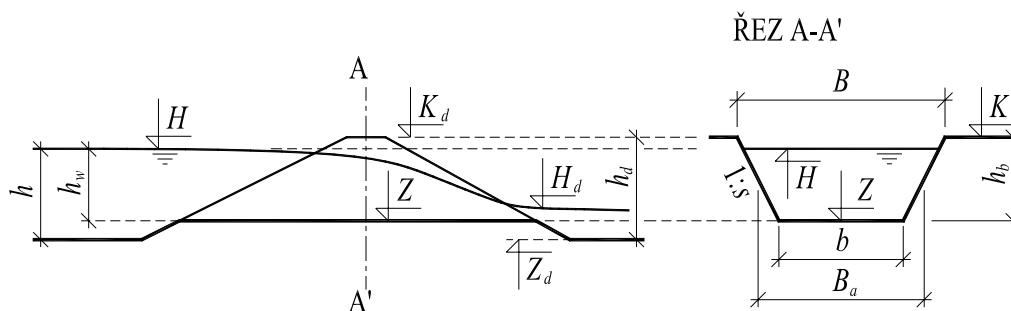
zpracována metodika. Jeho definice se liší podle jednotlivých autorů a výsledků parametrických studií a také díky rozdílným interpretacím popisu poruchy podle očitých svědků.

- **Doba trvání poruchy** t_f je časový úsek od začátku prolomení až po dosažení maximálních rozměrů průlomového otvoru.
- **Čas dosažení kulminace průtoku** t_k je okamžik, kdy protéká profilem porušené hráze (průlomovým otvorem) kulminační (maximální) průtok Q_{bmax} . V případě velkého objemu nádrže odpovídá tento okamžik obvykle času, kdy je dosaženo maximálních rozměrů průlomového otvoru.

2.2 GEOMETRICKÉ CHARAKTERISTIKY PRŮLOMOVÉHO OTVORU

Dalšími významnými parametry porušení jsou rozměrové charakteristiky idealizovaného tvaru průlomového otvoru (obr. 2.1):

- **hloubka průlomového otvoru** h_b je svislá vzdálenost dna průlomového otvoru v ose hráze od koruny hráze;
- **hydraulická hloubka průlomového otvoru** h_w je svislá vzdálenost nejvyššího dna průlomového otvoru od hladiny vody v nádrži;
- **průměrná šířka průlomového otvoru** B_a ;
- **šířka průlomového otvoru v koruně hráze** B ;
- **šířka dna průlomového otvoru** b ;
- **průměrný sklon svahů průlomového otvoru** s ;
- **průtočný průřez průlomového otvoru** A_b je plošný obsah řezu proudem v místě nejvyššího dna průlomového otvoru plochou kolmou v každém bodě k vektoru rychlosti.



Obr. 2.1 Příčný řez hrázi a idealizovaný tvar průlomového otvoru

2.3 PRŮTOKOVÉ CHARAKTERISTIKY

Mezi průtokové charakteristiky patří:

- **průtok vody** Q_b **průlomovým otvorem**, který je uvažován jako objem vody proteklý průlomovým otvorem za jednotku času;
- **kulminační průtok** Q_{bmax} - maximální průtok průlomovým otvorem;
- **přítok do nádrže** Q_{in} .

3 STATISTIKA KATASTROFICKÝCH PORUCH PŘEHRAD

Údaje o historických poruchách přehrad jsou důležitým poučením a upozorněním na skutečnost, že žádná přehrada není absolutně bezpečná, že s její existencí a provozem je spojeno určité riziko, které je zapotřebí udržovat na přijatelné úrovni. Kvantifikátorem rizika je pak pravděpodobnost, že dojde k porušení hráze. Analýza historických katastrofických poruch přehrad je důležitá z několika důvodů:

- ukazuje na chyby a omyly stavitelů přehrad;
- analýza poruch je zdrojem poučení;
- analýzou katastrofické poruchy je možné zjistit její příčiny. Tato znalost pak může sloužit k návrhu metod na zvýšení bezpečnosti existujících a nově budovaných přehrad;
- pomocí matematické statistiky a hodnocení potenciálních škod lze určit míru rizika, které přehrady příslušné konstrukce a parametrů představují;
- poskytuje data pro kalibraci a verifikaci matematických modelů porušení přehrad, které umožňují predikovat možný průběh a parametry porušení. Ty jsou základním vstupním údajem pro sestavení povodňových a evakuačních plánů pro území v podhrází.

Problémem údajů o poruchách přehrad je jejich neúplnost a nepřesnost. Informace jsou mnohdy neúplné a nespolehlivé a příčiny poruch bývají často zamlčovány (zvláště v zemích s totalitním politickým režimem). Nepřesnost dále tkví například v kvantifikaci průtoků průlomovým otvorem, který se provádí odhadem na základě pozorovaného nebo mnohdy pouze odvozeného okamžitého tvaru a rozměrů průlomového otvoru s přihlédnutím k odhadnutým průtokům v jednotlivých profilech v prostoru pod přehradou. Stanovení příčin poruch se provádí expertízou prováděnou určitou dobu po hodnocené události, kdy průběh poruch není mnohdy monitorován nebo fotograficky zachycen.

3.1 PŘEHLED O VÝSTAVBĚ PŘEHRAD

Pro statistické vyhodnocení poruch přehrad ve světě je potřeba znát počet existujících přehrad.

- daného typu; - dané výšky hráze;
- daného objemu nádrže; - daného stáří, atd.

Přehled o přehradní výstavbě sestavuje Mezinárodní přehradní komise (ICOLD). První edice se objevila v roce 1933 a obsahovala data o 102 přehradách. Edice Světového soupisu přehrad (World Register of Dams - WRD) z roku 1998 už obsahuje 25 410 záznamů o přehradách ze 140 států [ICOLD 1998b]. Podmínky pro zařazení do WRD jsou následující:

- přehrady výšky větší než 15 m (měřeno od charakteristické základové spáry);
- přehrady s výškou hráze 5 až 15 m a s objemem nádrže nad 3,0 mil. m³.

Pro další hodnocení byla vyřazena data o přehradách nesplňujících podmínky zařazení do WRD, data o přehradách z Číny (nekonzistentní databáze poruch) a Ruska (neúplný vzorek existujících přehrad). V tab. 3.1 je uvedeno rozdělení přehrad podle typů a výšky (bez přehrad v Číně a v Rusku).

Ve Světovém soupisu přehrad [ICOLD 1998b] však nejsou zahrnuty všechny přehrady. Podle [Votruba, Heřman a kol. 1993] je jen v USA 50 000 přehrad a v celosvětovém měřítku se odhaduje na 150 000 přehrad, u nichž přichází v úvahu otázka bezpečnosti.

Tab. 3.1 Počet přehrad daného typu přehrady a výšky hráze h_d ve světě do roku 2000 podle WRD (bez přehrad v Číně a v Rusku)

typ	zemní	kamenité	gravitační	klenbové	pilířové	různé	neudáno	celkem
počet	13 433	1 829	4 132	826	324	311	696	21 551
výška h_d [m]	0-14	15-29	30-59	60-99	100-149	≥ 150	celkem	
počet	853	13 192	5 391	1 565	427	123	21 551	

3.2 KATASTROFICKÉ PORUCHY PŘEHRAD

Projektanti a stavitelé přehrad ve spolupráci s geology, hydrology a dalšími specialisty se snaží budovat přehrady stále spolehlivější. Přes veškerou snahu však dochází k poruchám přehrad, které

mohou vést ke kritickým situacím a k prolomení přehrad. Při sestavování soupisu prolomených přehrad bylo čerpáno z následujících podkladů: [Justin 1932], [ICOLD 1974], [Serafim, Rodrigues 1989], [ICOLD 1995], [Singh 1996], [Wahl 1998], [Šimek 2000] a dále ze zdrojů na internetu.

Statistické hodnocení poruch přehrad je provedeno pro prolomené a existující přehrady do roku 2000, a to bez uvažování přehrad Číny a Ruska. Ve statistice tedy nejsou zahrnuty prolomené přehrady po roce 2000, tedy např. Lake Cumberland (Libérie), Taum Sauk (USA), Koloko (Havaj).

Ze soupisu prolomených přehrad lze vyvodit následující závěry:

- podíl počtu prolomených přehrad ku počtu přehrad v provozu v čase klesá, jak ukazuje relativní četnost p_p prolomených přehrad:

$$p_p = \frac{\text{počet prolomených přehrad}}{\text{počet přehrad v provozu}} \cdot 100 [\%]$$

v tabulce 3.2. Podle této tabulky lze usoudit, že relativní četnost prolomených sypaných přehrad (1,54%) je větší než relativní četnost prolomených gravitačních přehrad (0,90%);

- do roku 1950 bylo postaveno podle WRD 4 181 a prolomeno 168 přehrad postavených v tomto období. Po roce 1950 bylo postaveno 16 085 a prolomeno bylo 92 přehrad postavených v tomto období. Datum výstavby není známo u 27 prolomených přehrad;
- nejvíce prolomení se vyskytlo u přehrad postavených v letech 1910 až 1920 (obr. 3.1), což bylo nejpravděpodobněji způsobeno nízkou znalostí mechaniky zemin, málo důkladným průzkumem, nedokonalou technologií výstavby a nižší úrovní monitorování;
- nejvíce případů přehrad je u přehrad nových. Obrázek 3.2 ukazuje, že nejvíce přehrad se prolomilo v prvních 10 letech provozu;
- ačkoliv nejvíce prolomených přehrad je výšky 15-30 m (přehrad s touto výškou je však v provozu nejvíce), relativní četnost p_{hd} prolomených přehrad s výškou hráze h_d :

$$p_{hd} = \frac{\text{počet prolomených přehrad výšky } h_d}{\text{počet přehrad v provozu výšky } h_d} \cdot 100 [\%]$$

se příliš neliší pro různou výšku přehrad (tab. 3.3). Disproporcí u přehrad do výšky 15 m je možné vysvětlit jejich nedostatečným podchycením ve WRD;

- nejvíce prolomených přehrad je v kategorii přehrady sypané. Ale poměr:

$$\frac{\text{počtu prolomených přehrad daného typu}}{\text{celkovému počtu prolomených přehrad}}$$

je přibližně stejný jako poměr:

$$\frac{\text{počtu existujících přehrad daného typu}}{\text{celkovému počtu existujících přehrad}}$$

První poměr oproti druhému je větší pro sypané přehrady a menší pro piliřové přehrady (obr. 3.3);

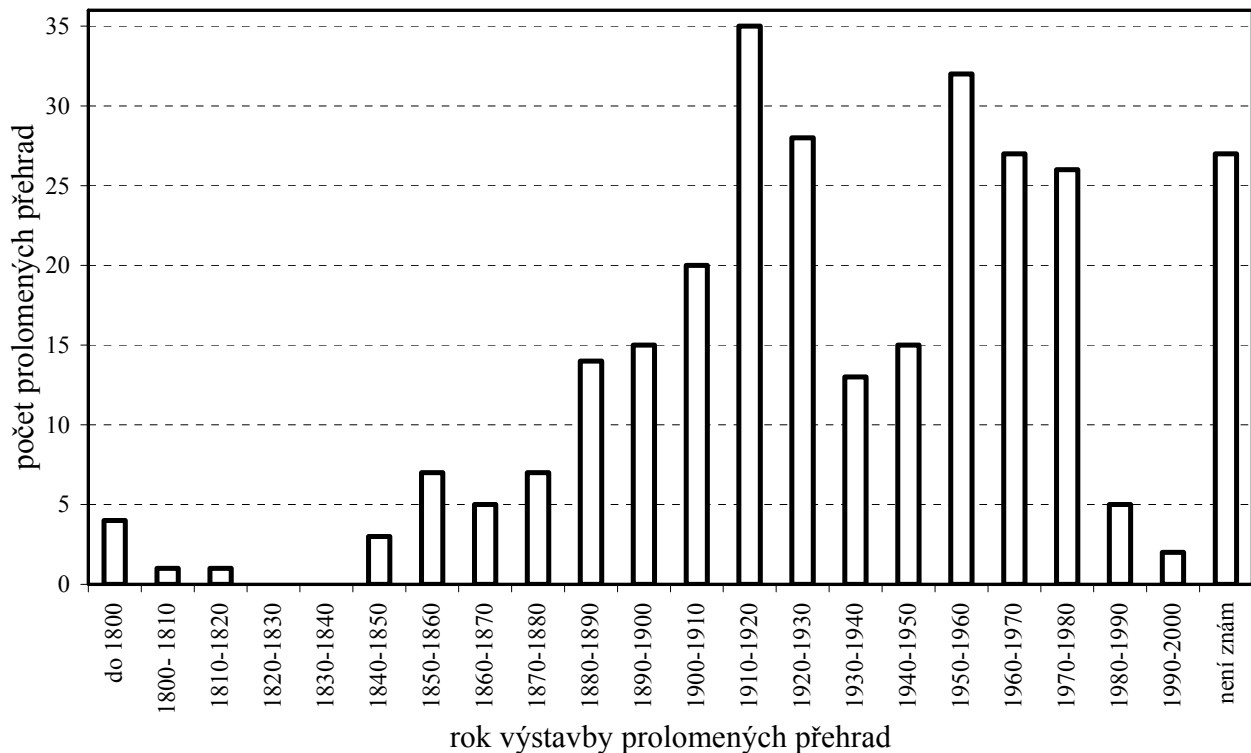
- **sypané přehrady** – vyhodnocením prolomených sypaných přehrad (tab. 3.4) bylo zjištěno, že nejvíce katastrofických poruch je způsobeno **vnitřní erozí (nestabilitou)** (40,0%) a **povrchovou erozí** (38,7%). V případě povrchové eroze je nejčastější příčinou přelítí. Přelítí při povodni je pak dominantní příčinou prolomení v době výstavby, což vypovídá o nedostatečné kapacitě zařízení k převedení vody během stavby;
- **gravitační, klenbové a piliřové přehrady**. V tabulce 3.5 jsou uvedeny počty případů prolomení v závislosti na příčině. Z této tabulky vyplývá, že nejčastější příčinou katastrofické poruchy je porušení vyvolané ztrátou stability (prolomení, posunutí a překlopení). Ke ztrátě stability dochází nejčastěji:
 - při přelítí přehrady (tlakem, dynamickým účinkem přepadající vody, podemletím způsobeným erozí podloží přepadající vodou za vzdušní patou, atd.);

- účinkem zvýšeného vztlaku v trhlinách ve zdivu, v základové spáře, v pracovních spárách a v podloží.

V případě porušení vnitřní erozí je velice obtížné rozpoznat, zda byla prvotní příčinou erozivní činnost prosakující vody nebo vzrůstající vztlak v průsakových cestách a postupné zvyšování hydraulického gradientu nad kritickou úroveň.

Jiné příčiny katastrofických porušení souvisejí zejména s válečnou činností. Může jít o:

- bombardování při leteckém náletu;
- odstřel nálože uložené ve štole přehrady.



Obr. 3.1 Prolomení přehrad podle roku výstavby

Tab. 3.2 Podíl prolomených přehrad a přehrad v provozu ($p_p = \frac{\text{prolomené}}{\text{v provozu}}$)

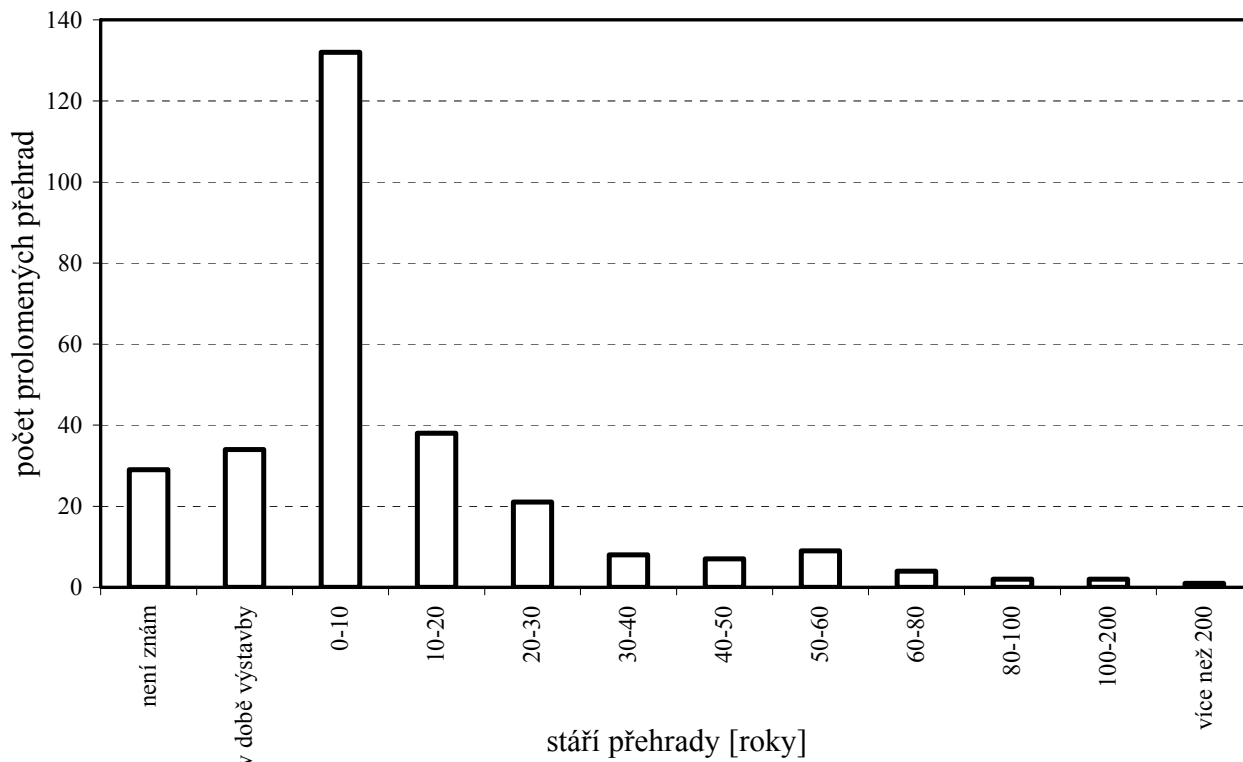
ostatní přehrady a přehrady, jejichž typ není znám jsou uvedeny ve sloupci celkem (všechny typy)

	sypané			gravitační			klenbové			pilířové			celkem		
	počet přehrad v provozu	počet prolom. přehrad	p_p [%]	počet přehrad v provozu	počet prolom. přehrad	p_p [%]	počet přehrad v provozu	počet prolom. přehrad	p_p [%]	počet přehrad v provozu	počet prolom. přehrad	p_p [%]	počet přehrad v provozu	počet prolom. přehrad	p_p [%]
do 1900	465	33	7,10	117	9	7,69	10	0		2	0		600	42	7,00
1900 -1950	2203	75	3,40	1457	18	1,24	252	3	1,19	94	6	6,38	4181	102	2,44
1950 -2000	14464	124	0,86	4043	9	0,22	814	3	0,37	323	2	0,62	20266	138	0,68
neudáno	798	3		89	1		12	1		1	0		1285	5	
celkem	15262	235	1,54	4132	37	0,90	826	7	0,85	324	8	2,47	21551	287	1,33

Tab. 3.3 Počet prolomených přehrad a přehrad v provozu v závislosti na výšce přehrady

$$(p_{hd} = \frac{\text{počet prolomených přehrad výšky } h_d}{\text{počet přehrad v provozu výšky } h_d})$$

h_d [m]	0-15	15-30	30-60	60-100	100-150	≥ 150	není známa	celkem
počet přehrad v provozu	853	13192	5391	1565	427	123	0	21551
počet prolomených přehrad	31	181	57	17	0	0	1	287
p_{hd} [%]	3,63	1,37	1,06	1,09	0,00	0,00	-	1,33



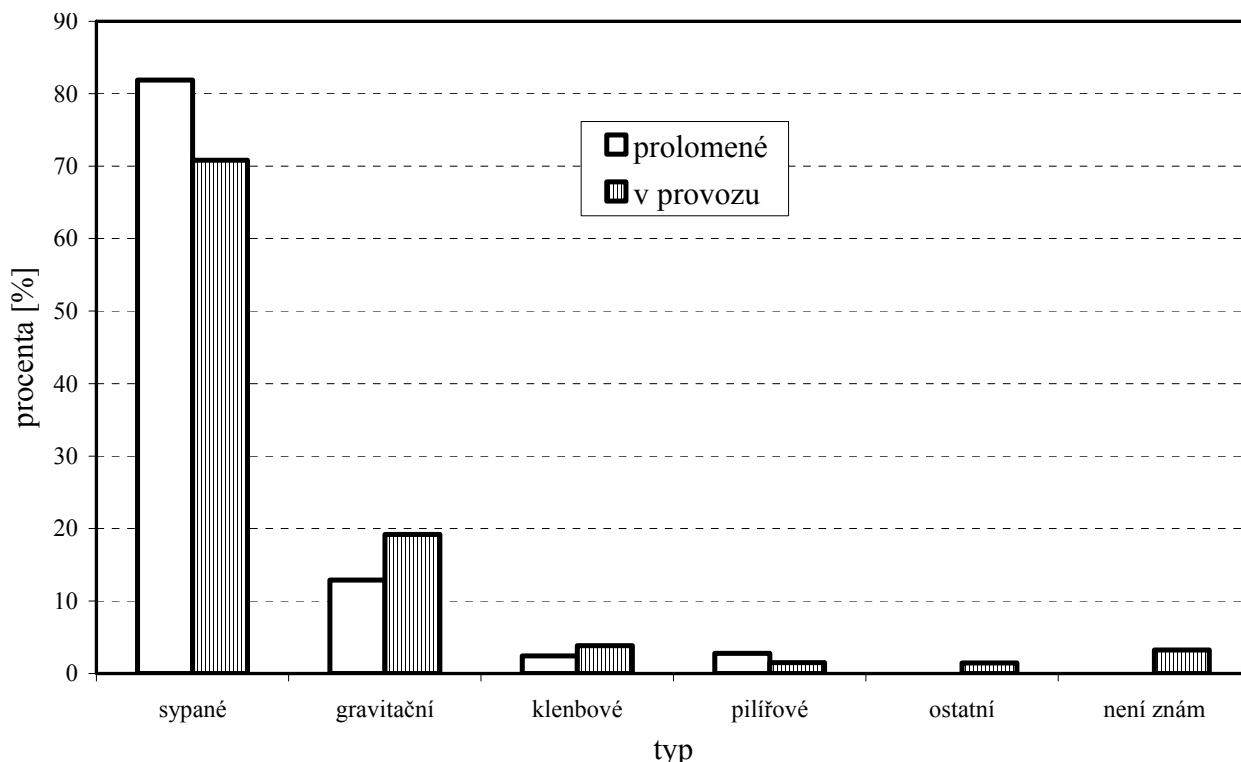
Obr. 3.2 Prolomení přehrad podle stáří

Tab. 3.4 Příčiny prolomení sypaných přehrad

příčina poruchy	povrchová eroze	vnitřní nestabilita	globální ztráta stability	jinak	není známo	celkem
počet prolomení	91	94	17	6	27	235
[%]	38,7	40,0	7,2	2,6	11,5	

Tab. 3.5 Počet prolomení gravitačních, klenbových a pilířových přehrad podle příčiny

příčina katastrofické poruchy		ztráta stability	vnitřní nestabilita	sesuv podloží	jinak	není známo	celkem
gravitační	počet prolomení	20	4	1	5	7	37
	[%]	54,1	10,8	2,7	13,5	18,9	
klenbové	počet prolomení	3,0	4	0	0	0	7
	[%]	42,9	57,1				
pilířové	počet prolomení	4	4	0	0	0	8
	[%]	50,0	50,0	0,0	0,0	0,0	
celkem	počet prolomení	27	12	1	5	7	52
	[%]	51,9	23,1	1,9	9,6	13,5	



Obr. 3.3 Porovnání poměrů

$\frac{\text{počtu prolomených přehrad daného typu}}{\text{celkovému počtu prolomených přehrad}}$ a $\frac{\text{počtu existujících přehrad daného typu}}{\text{celkovému počtu existujících přehrad}}$

3.3 SOUHRN POZNATKŮ ZE ZAZNAMENANÝCH KATASTROFICKÝCH PORUCH

Z rozboru statistiky o prolomených přehradách vyplývá nutnost věnovat zvýšenou pozornost zejména:

- účinkům prosakující vody;
- napojení tělesa hráze na funkční objekty a na podloží;
- stanovení návrhových průtoků pro různé fáze výstavby a pro provoz a jim odpovídajících parametrů bezpečnostních a výpustných zařízení;
- odborné obsluze, údržbě a včasné opravě bezpečnostních objektů a výpustných objektů.

I když jsou statistické údaje o poruchách přehrad cenným zdrojem informací o příčinách poruch jednotlivých typů přehrad, je nutné při posuzování bezpečnosti daného vodního díla vycházet vždy z konkrétních podmínek lokality, návrhu, výstavby a provozu.

4 PŘÍČINY KATASTROFICKÝCH PORUCH SYPANÝCH PŘEHRAD

Příčiny katastrofických poruch sypaných přehrad lze určit z analýzy historických poruch přehrad, které jsou uvedeny v kapitole 3, s přihlédnutím ke zprávám o bezpečnosti přehrad a zkušenostem odborníků zabývajících se návrhem, výstavbou a provozem přehrad.

V případě sypaných přehrad, lze definovat následující příčiny kritických poruch:

- **povrchovou erozi hráze**, v případě které je nejčastější příčinou přelítí buď při povodni nebo průlomovou vlnou z výše položené přehrad;
- **vnitřní erozi** hráze a podloží. Mezi projevy vnitřní nestability v přehradách a v jejich podloží patří [Broža, Kratochvíl, Peter, Votruba 1987]:
 - různé druhy sufoze (vynášení jemných částic) - vnitřní, kontaktní, příčná, atd.;
 - ztekucení;
 - hydraulické prolomení podloží, atd.;

- **globální ztrátu stability** způsobenou usmyknutím tělesa a podloží přehrady po smykové ploše (sesuv hráze);
- poruchy hradicích konstrukcí funkčních objektů.

Uvedené příčiny poruch jsou poruchy kritické, které vedou k úplnému narušení (kolapsu, destrukci) vzdouvacího tělesa, k jejímu prolomení a vzniku zvláštní povodně. Poruchy hradicích konstrukcí funkčních objektů mohou vést k nekontrolovatelnému (neřízenému) odtoku vody z nádrže.

5 MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ

Z výše uvedených poruch sypaných hrází se autor v této práci zaměřuje na modelování porušení sypaných hrází **povrchovou erozí**, tedy modelováním porušení sypaných hrází v důsledku přelití. A dále pak na odhad pravděpodobnosti **ztráty globální stability** sypané hráze.

5.1 MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ V DŮSLEDKU PŘELITÍ

5.1.1 Deterministické modelování porušení

K určení parametrů porušení můžeme v případě porušení sypaných hrází v důsledku přelití použít následující postupy:

- **srovnávací analýzu**, kterou lze použít pro odhad parametrů prolomení hráze podobné hrázi, k jejímuž prolomení již v minulosti došlo;
- **empirické rovnice** využívající regresní závislosti z případových studií prolomených hrází a lze je využít pro předběžný odhad parametrů porušení;
- **matematické modely porušení**, které používají k určení časového vývoje průlomového otvoru a výsledného hydrogramu povodně základních principů hydrauliky, transportu sedimentů a mechaniky zemin (např. programy BREACH, DAMBRK, atd.);

Velikost maximálního průtoku průlomovým otvorem závisí na řadě faktorů. Nejvýznamnějšími jsou:

- přítok vody do nádrže;
- výška hráze a poloha hladiny v nádrži;
- objem vody v nádrži;
- časový vývoj rozměrů a tvaru průlomového otvoru.

5.1.2 Statistické modelování porušení

Statistické modelování problému prolomení hráze přelitím umožňuje zahrnout do výpočtu vliv náhodné proměnnosti veličin, které se v řešeném problému vyskytují. Jedná se zejména o vliv koeficientů vyjadřujících erozi proudící vody. Základní prvky statistického modelování jsou:

- deterministický model porušení popisující sledovaný děj;
- aplikace metody Monte-Carlo umožňující spolu s deterministickým modelem vygenerování dostatečného počtu pseudonáhodných realizací a metody matematické statistiky umožňující vyhodnocení výběrového souboru sledované veličiny. Modifikací metody Monte-Carlo je metoda Latin Hypercube Sampling (LHS), která ve srovnání s klasickou metodou Monte-Carlo vyžaduje menší počet simulací při srovnatelné přesnosti výběrových momentů statistických veličin.

5.1.3 Empirické vztahy

Pro předběžný odhad parametrů porušení je možné použít regresních vztahů. Tyto vztahy byly odvozeny na základě statistického zpracování časových a rozměrových charakteristik porušení a velikosti kulminačního průtoku Q_{bmax} historických poruch hrází.

Porušení zemní hráze je však složitým procesem, který lze stěží popsat s dostatečnou přesností jednoduchými vztahy. Níže uvedené rovnice proto slouží zejména k předběžnému odhadu řádové velikosti charakteristik porušení sypané hráze v důsledku přelití. Při použití těchto vztahů je rovněž třeba vzít v úvahu všechny nejistoty ovlivňující jejich odvození. Jsou to zejména nejistoty v odhadu parametrů porušení a kulminačních průtoků katastrofických poruch a vlastní nepřesnost použitého regresního modelu.

Odhad rozměrových charakteristik

Metody ke stanovení velikosti průlomového otvoru uvádí např. Šimek [1988]:

- velikost průlomového otvoru uvažovaná jako rozhodující při kategorizaci vodohospodářských děl v ČSR od roku 1973, kde se předpokládá, že:

$$b = h_d \quad \text{a} \quad B = 4 h_d, \quad (5.1)$$

kde b je šířka dna průlomového otvoru, B šířka průlomového otvoru v koruně hráze a h_d výška hráze (obr. 2.1);

- studie pracovníků university v Sheffieldu z roku 1976, kde se předpokládá, že:

$$B = 3 h_d \text{ až } 4 h_d; \quad (5.2)$$

- v doporučení USACE z roku 1980 se předpokládá, že:

$$b = 3 h_d \quad \text{a} \quad B = 5 h_d; \quad (5.3)$$

- ve statistické studii ICOLDu [1974] jsou průměrné rozměry průlomového otvoru charakterizovány vztahy:

$$b = 1,6 h_d \quad \text{a} \quad B = 3,6 h_d; \quad (5.4)$$

- ve statistické studii pracovníků VRV-TBD pro nízké sypané hráze ČSR se uvádí vztah:

$$b = 1,2 h_d \quad \text{a} \quad B = 3,2 h_d; \quad (5.5)$$

- v doporučení Šimka [1988] je:

$$b = 1,4 h_d \quad \text{a} \quad B = 3,4 h_d. \quad (5.6)$$

Odhad kulminačního průtoku

Jednou z metod odhadu kulminačního průtoku je postup podle Singha [1996], který byl navržen na základě statistického zpracování 52 hrází porušených přelitím. Podle něj lze kulminační průtok Q_{bmax} odhadnout pomocí vztahu [Vischer, Hager 1998]:

$$Q_{bmax} = 1,25 \cdot 10^{-2} \frac{H_a}{h_d} \sqrt{g B_a^2 h_d^3}, \quad (5.7)$$

kde H_a je charakteristický rozměr nádrže, h_d je výška hráze, g je gravitační zrychlení a B_a je průměrná šířka průlomového otvoru.

Další vztahy jsou uvedeny v [Dam Break and Flood Analysis 1998]. Jsou to například vztah Costy [1985]:

$$Q_{bmax} = 325 \left(\frac{h_d V_{max}}{10^6} \right)^{0,42} \quad (5.8)$$

nebo vztah odvozený na základě rozměrové analýzy [Molinaro, Fenaroli 1990]:

$$Q_{bmax} = 0,116 (g h_d)^{0,5} h_d^3 \left(\frac{V_{max}}{h_d^3} \right)^{0,22}, \quad (5.9)$$

kde h_d je výška hráze, V_{max} je maximální objem nádrže a g je gravitační zrychlení.

Froehlich uvádí kulminační průtok v exponenciální závislosti na hydraulické hloubce průlomového otvoru h_w a objemu vody v nádrži nad nejvyšším místem dna průlomového otvoru v čase začátku porušení, a to na základě 22 evidovaných katastrofických poruch [Froehlich 1995b]:

$$Q_{bmax} = 0,607 V_A^{0,295} h_w^{1,24} . \quad (5.10)$$

Webby [1996] užil pro Froehlichova data poruch hrází a na základě rozměrové analýzy odvodil vztah:

$$Q_{bmax} = 0,0443 g^{0,5} V_A^{0,367} h_w^{1,40} . \quad (5.11)$$

Lempérière uvádí pro stanovení kulminačního průtoku u sypkých, snadno erodovatelných materiálů hráze vztah ve tvaru [Dam Break and Flood Analysis 1998]:

$$Q_{bmax} = 0,07 (g h_d)^{0,5} h_d^2 \left(\frac{V_b}{h_d^3} \right)^{0,5} , \quad (5.12)$$

kde V_b je objem nádrže. Pro kohezní materiály, které lépe odolávají erozi, se doporučuje snížit 2 až 3krát vypočtené hodnoty kulminačního průtoku ze vztahu (5.12).

Holomek a Říha [2000] uvádějí vztah vycházející z rovnice pro přepad přes širokou korunu při lichoběžníkovém tvaru průlomového otvoru. Přitom doporučují stanovit kulminační průtok pomocí rovnice (5.13) variantně pro různé tvary průlomového otvoru uváděné jednotlivými prameny.

$$Q_{bmax} = m \sqrt{2g} \left[b H_k^{3/2} + 0,4 \frac{B-b}{h_d} H_k^{5/2} \right] , \quad (5.13)$$

kde b je šířka dna průlomového otvoru, B šířka průlomového otvoru v koruně hráze, H_k hloubka vody v nádrži v okamžiku průchodu kulminačního průtoku, h_d výška hráze a m součinitel přepadu.

5.1.4 Zjednodušený model porušení hráze

Model porušení sypané hráze přelitím je formulován v neznámých funkcích času t :

- průtok vody průlomovým otvorem $Q_b(t)$;
- poloha dna průlomového otvoru $Z(t)$;
- šířka dna průlomového otvoru $b(t)$;
- poloha hladiny vody v nádrži $H(t)$.

Tvar průlomového otvoru je uvažován jako lichoběžníkový se sklonem svahů 1:s.

První rovnicí matematického modelu porušení hráze je rovnice vyjadřující okamžitou změnu objemu $V(t)$ nádrže jako funkci zadaného přítoku vody do nádrže Q_{in} , odtoku vody z nádrže průlomovým otvorem Q_b a zadaného odtoku vody z nádrže funkčními objekty Q_f :

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q_b - Q_f . \quad (5.14)$$

Pro elementární objem vody v nádrži platí:

$$dV(t) = A_s dH(t),$$

kde A_s je plošný obsah hladiny vody v nádrži ve výšce H stanovený z čáry zatopených ploch nádrže. Rovnice (5.14) pak nabývá tvaru:

$$A_s \frac{dH}{dt} = Q_{in} - Q_b - Q_f . \quad (5.15)$$

Dalšími rovnicemi jsou empirické vztahy vyjadřující erozní schopnost proudu vody. Zjednodušeně je možné vyjádřit časovou změnu polohy dna průlomového otvoru $Z(t)$ a šířky dna průlomového otvoru $b(t)$ jako funkci průřezové rychlosti vody v průlomovém otvoru $v(t)$. Rovnice lze napsat formálně ve tvaru:

$$\frac{dZ}{dt} = -\alpha_1 v^{\beta_1}, \quad (5.16)$$

$$\frac{db}{dt} = \alpha_2 v^{\beta_2}. \quad (5.17)$$

V rovnicích (5.16) a (5.17) značí v průměrnou rychlost proudění vody v průlomovém otvoru, $\alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2$ jsou empirické koeficienty vyjadřující účinek eroze proudící vody na materiál hráze. Výrazná neurčitost těchto koeficientů činí spolehlivost řešení konkrétního problému krajně problematickým. Jisté informace o jejich hodnotách lze získat analýzou evidovaných poruch skutečných hrází, resp. fyzikálním modelováním, jehož spolehlivost je mnohdy problematická s ohledem na splnění podmínek podobnosti.

Soustava rovnic (5.15) až (5.17) je doplněna rovnicí vyjadřující průtok vody Q_b průlomovým otvorem. Průtok vody Q_b průlomovým otvorem je možné určit z rovnice pro přepad vody přes širokou korunu:

$$Q_b = m b \sqrt{2g} (H - Z)^{3/2} + m_t s \sqrt{2g} (H - Z)^{5/2}, \quad (5.18)$$

kde m je součinitel přepadu pro obdélníkový přeliv, m_t součinitel přepadu pro trojúhelníkový přeliv a s sklon svahů průlomového otvoru. Součinitel přepadu je funkcí tvaru přelivné plochy, polohy hladiny v toku pod hrází, šířky přelivné hrany a vzdálenosti koruny přelivu nade dnem nádrže. Pro průtok vody Q_b průlomovým otvorem platí:

$$Q_b = v A_b, \quad A_b = b (H - Z) + s (H - Z)^2, \quad (5.19)$$

kde v je průřezová rychlost vody v průlomovém otvoru a A_b průtočný průřez průlomového otvoru.

Počáteční podmínky jsou následující:

$$H(t=0) = H_0; \quad Z(t=0) = Z_0; \quad b(t=0) = b_0, \quad (5.20)$$

kde H_0, Z_0 a b_0 jsou hloubka vody v nádrži, kóta dna průlomového otvoru na počátku porušení a šířka dna průlomového otvoru (v čase $t=0$).

Numerické řešení

Pro přibližné numerické řešení rovnic (5.15) až (5.17) byla zvolena jedнокroková metoda. Nechť Δt je časový krok a diskrétní čas $t_n = t_0 + n \Delta t$, $n = 1, 2, \dots$ Pro $n = i$ platí:

$$H(t_i) = \frac{\Delta t}{A_s(H(t_{i-1}))} [Q_{in}(t_{i-1}) - Q_b(t_{i-1}) - Q_f(t_{i-1})] + H(t_{i-1}),$$

kde $Q_b(t_{i-1}) = m b(t_{i-1}) \sqrt{2g} [H(t_{i-1}) - Z(t_{i-1})]^{3/2} + m_t s(t_{i-1}) \sqrt{2g} [H(t_{i-1}) - Z(t_{i-1})]^{5/2}$.

Pro průřezovou rychlost v průlomovém otvoru platí:

$$v(t_{i-1}) = \frac{Q_b(t_{i-1})}{A_b(t_{i-1})}, \quad A_b(t_{i-1}) = b(t_{i-1}) [H(t_{i-1}) - Z(t_{i-1})] + s(t_{i-1}) [H(t_{i-1}) - Z(t_{i-1})]^2.$$

Diskretizací rovnic (5.16) a (5.17) se po úpravě obdrží:

$$Z(t_i) = -\Delta t \alpha_2 v(t_{i-1})^{\beta_2} + Z(t_{i-1}), \quad b(t_i) = \Delta t \alpha_3 v(t_{i-1})^{\beta_3} + b(t_{i-1}),$$

kde Z_d je kóta dna průlomového otvoru.

5.1.5 Program NATRZ

Programový produkt "NATRZ" [Jandora 2000] řeší problematiku deterministické a statistické analýzy prolomení hráze přelitím. Je vytvořený na základě numerického řešení zjednodušeného modelu porušení hráze (kapitola 5.1.4) a modifikované metody Monte-Carlo Latin Hypercube Sampling. Pro následující vstupní veličiny:

- počáteční šířku průlomového otvoru b_0 ;
- sklon svahů průlomového otvoru s_0 ;
- koeficienty $\alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2$;
- přítok do nádrže a jeho časovou závislost;

je možné volit hustoty pravděpodobnosti a odpovídající distribuční funkce pro rovnoměrné nebo normální rozdělení. Počet intervalů pro Latin Hypercube Sampling je maximálně 30.

Při tvorbě programu byl použit programový prostředek Delphi. Program obsahuje interaktivní editaci vstupních dat a vlastní výpočet. Zadávání vstupních dat je řešeno vestavěným editorem. Výsledkem výpočtu jsou:

- v případě deterministického modelu časové řady:
 - hladiny v nádrži;
 - polohy dna průlomového otvoru;
 - průtoku průlomovým otvorem;
 - velikosti průlomového otvoru;
 - šířky ve dně průlomového otvoru;
 - sklonů svahů průlomového otvoru;
- v případě statistického modelu, s vygenerovanou množinou vstupních parametrů, výběrové soubory:
 - kulminačního průtoku průlomovým otvorem;
 - doby trvání poruchy;
 - polohy hladiny v nádrži při kulminačním průtoku průlomovým otvorem;
 - polohy dna průlomového otvoru při kulminačním průtoku;
 - celkového objemu povodně.

Statistickou analýzou výběrových souborů se obdrží bodové odhady výběrových charakteristik (např. výběrového průměru, výběrové směrodatné odchylky, minimum a maximum, atd.) parametrů porušení (kulminačního průtoku, času kulminačního průtoku, atd.). Extrémy (minimum a maximum) a výběrové charakteristiky (výběrový průměr, výběrová směrodatná odchylka, atd.) modelovaných parametrů porušení ukazují na rozptyl a spolehlivost vypočítaného parametru porušení.

5.2 POZNÁMKY K FYZIKÁLNÍMU MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ

Hlavním cílem fyzikálního modelování vnitřní a povrchové eroze sypaných hrází je verifikovat předpoklady přijímané při analýze průběhu porušení. V této kapitole jsou velmi stručně zmíněny otázky, a to zejména otázky modelové podobnosti, spojené s fyzikálním modelováním povrchové eroze při přelití sypaných hrází.

V průběhu vytváření průlomového otvoru v tělese hráze jsou hybnými silami proudění zejména síly gravitační a setvačné. Modelová měřítko proto musí vyhovovat Froudeovu zákonu modelové podobnosti. Transport splavenin způsobují smykové síly vyvozené proudící vodou působící na povrchu zrn. Při volbě materiálu modelu musí být proto zohledněna zrnitost splavenin v modelovém měřítku:

$$\lambda_d = \lambda_t, \tag{5.21}$$

kde λ_d je měřítko průměru zrna a λ_l je měřítko délek. Modelové měřítko je definované jako poměr hodnoty dané veličiny ve skutečnosti a na modelu. Rovnice (5.21) platí pro modelové hodnocení počátku pohybu splavenin při hodnotě Reynoldsova čísla splavenin:

$$\text{Re}_d = \frac{v_* d_e}{\nu} > 400 ,$$

kde v_* je třecí rychlost, d_e efektivní průměr zrna a ν kinematická viskozita vody, ve skutečnosti i na nepřevýšeném modelu [Čábelka, Gabriel 1987].

Při modelování průtoku splavenin je současně třeba zohlednit měřítka pro objemový průtok splavenin:

$$\lambda_{qs} = \lambda_l^{5/2}$$

a pro sedimentační rychlost:

$$\lambda_w = \lambda_l^{1/2} .$$

Splnění uvedených požadavků v praxi naráží na určité potíže spočívající v podobnosti tvaru zrn, kdy větší zrna mají v důsledku obrušování spíše tvar kulovitý, menší zrna tvar destiček a šupin [Boor, Kunštátský, Patočka 1968]. Zrna splavenin navíc ztrácí při značném zmenšení své základní vlastnosti, kdy z požadovaného průměru zrn na modelu vychází mnohdy soudrzný materiál, který má ovšem zcela jiné chování a odolnost proti působení proudu vody.

V případě přelévání hrází ze soudrzných materiálů je modelování ztíženo skutečností, že se měřítko koheze λ_c rovná měřítku délek:

$$\lambda_c = \lambda_l .$$

5.3 ODHAD PRAVDĚPODOBNOСТИ ZTRÁTY GLOBÁLNÍ STABILITY SYPANÉ HRÁZE

Ztráta globální stability je třetí nejčastější příčinou katastrofického porušení sypaných hrází. Metody řešení uvedeného problému 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 . Metoda výpočtu indexu β je přibližnou metodou, která je pro praxi pro svoji jednoduchost a nenáročnost účelná a vhodná. Poskytuje informaci o bezpečnosti sypané hráze a riziku možného porušení v důsledku ztráty stability tělesa hráze a jejího podloží.

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 kinematically přípustné smykové ploše.

Výpočet β vyžaduje:

1. deterministický model, resp. metodu 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.

5.3.1 Teoretické řešení

Index β je vyjádřen pomocí středních hodnot a směrodatných odchylek parametrů smykové pevnosti zeminy. Podmínka mezního stavu v obecném tvaru:

$$g(\mathbf{x}) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (5.22)$$

dělí n -dimenzionální prostor realizací x_i náhodných proměnných $X_i (i = 1, 2, \dots, n)$ na dva podprostory:

1. podprostor $S = \{\mathbf{x} \mid g(\mathbf{x}) \geq 0\}$, který se nazývá oblastí spolehlivosti;
2. a podprostor $N = \{\mathbf{x} \mid g(\mathbf{x}) < 0\}$, který se nazývá oblastí nespolehlivosti.

Pravděpodobnost P_S , že nedojde k poruše, můžeme vyjádřit následovně:

$$P_S = \iint_{\{\mathbf{x} \mid g(\mathbf{x}) \geq 0\}} \dots \int f_{\mathbf{X}}(x_1, x_2, \dots, x_n) \, dx_1 \, dx_2 \dots \, dx_n .$$

Opačný stav, tj. že dojde k poruše a $g(\mathbf{x}) < 0$, vyjádříme pravděpodobností P_N :

$$P_N = \iint_{\{\mathbf{x} \mid g(\mathbf{x}) < 0\}} \dots \int f_{\mathbf{X}}(x_1, x_2, \dots, x_n) \, dx_1 \, dx_2 \dots \, dx_n .$$

Obecné řešení problému určení pravděpodobností P_N a P_S naráží na značné potíže, takže řešení se omezuje na jednoduché případy, kdy např. náhodné proměnné jsou nezávislé, mají normální rozdělení a podmínka mezního stavu je lineární:

$$g(\mathbf{x}) = c_0 + c_1 x_1 + c_2 x_2 + \dots + c_n x_n = c_0 + \sum_{i=1}^n c_i x_i = 0, \quad (5.23)$$

kde c_0 a $c_i (i = 1, 2, \dots, n)$ jsou deterministické koeficienty a x_i náhodné proměnné.

Úloha se podstatně zjednoduší, přejde-li se z prostoru realizací náhodných proměnných X_i do prostoru realizací normovaných proměnných Y_i :

$$Y_i = \frac{X_i - E[X_i]}{\sigma_{X_i}}, \quad (5.24)$$

Vztah (5.23) lze vzhledem k (5.24) zapsat v prostoru realizací \mathbf{y} náhodného vektoru \mathbf{Y} ve tvaru:

$$h(\mathbf{y}) = c_0 + \sum_{i=1}^n c_i E[X_i] + \sum_{i=1}^n c_i \sigma_{X_i} y_i = 0. \quad (5.25)$$

Rovnice mezního stavu (5.25) je lineární a představuje v prostoru \mathbf{y} nadrovinu. Převeďte-li se do Hesseova normálního tvaru [Spaethe 1987], obdržíme:

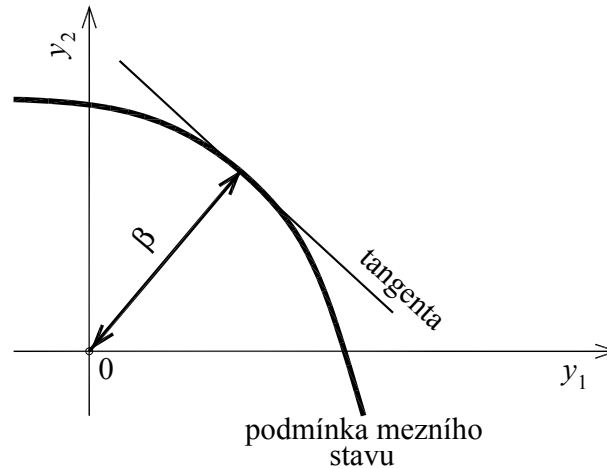
$$\tilde{h}(\mathbf{y}) = \sum_{i=1}^n \alpha_i y_i + \beta = 0,$$

kde

$$\alpha_i = \frac{c_i \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (c_i \sigma_{X_i})^2}}, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (5.26)$$

a

$$\beta = \frac{c_0 + \sum_{i=1}^n (c_i E[X_i])}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (c_i \sigma_{X_i})^2}}. \quad (5.27)$$



Obr. 5.1 Oblast spolehlivosti a nespolehlivosti

Součinitel α_i definovaný vztahem (5.26) ukazuje vliv rozptylu σ_{x_i} náhodné veličiny x_i na spolehlivost P_S , resp. nespolehlivost P_N . Veličina β je tzv. index spolehlivosti (Obr. 5.1). Nabývá kladné hodnoty, pokud počátek souřadnic leží v oblasti spolehlivosti $h(\mathbf{0}) \geq 0$ a záporné hodnoty, jestliže počátek souřadnic je v oblasti nespolehlivosti, tj. $h(\mathbf{0}) < 0$.

Lze dokázat, že v případě lineární funkce mezního stavu platí pro výpočet P_N (tj. nespolehlivosti, resp. pravděpodobnosti vzniku poruchy konstrukce) vztah [Spaethe 1987]:

$$P_N = \Phi(-\beta),$$

kde Φ je distribuční funkce normovaného normálního rozdělení [Spaethe 1987].

5.3.2 Vyjádření indexu spolehlivosti β při řešení spolehlivosti hráze

Funkci mezního stavu $g(x)$ vyjádřenou rovnicí (5.23) lze v úloze bezpečnosti a spolehlivosti hráze vyjádřit mnoha způsoby. Necht' je SB stupeň bezpečnosti, který je funkcí nezávislých náhodných veličin M_p a M_a s lognormálními hustotami pravděpodobnosti, definován vztahem:

$$SB = \frac{M_p}{M_a}, \quad (5.28)$$

kde M_p představuje moment sil působících na válcové smykové ploše, které brání pootočení části zemního tělesa hráze a M_a moment sil, které mají tendenci toto pootočení vyvolat. Platí, že $\ln SB$ má normální rozdělení. Podmínka mezního stavu má v případě lognormálního rozdělení tvar:

$$\ln SB = 0.$$

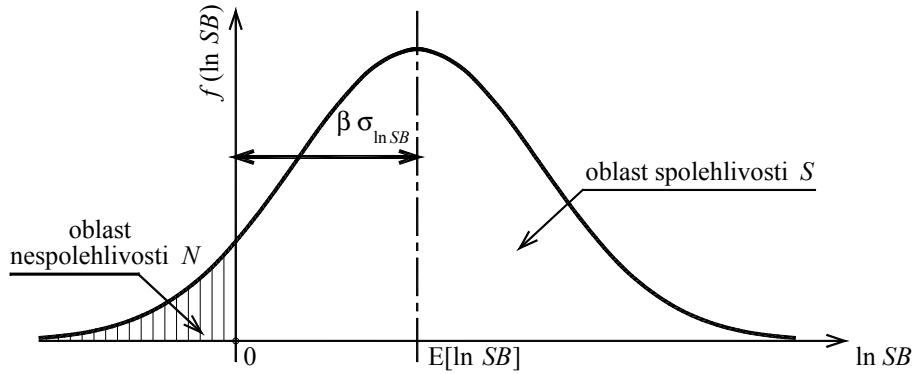
Index β vyjádřený vztahem (5.27) má tvar:

$$\beta = \frac{E[\ln SB]}{\sigma_{\ln SB}}. \quad (5.29)$$

Význam vztahu (5.29) je patrný z obrázku 5.2. Pro členy ve vztahu (5.29) platí:

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

kde $V_{SB} = \sigma_{SB} / E[SB]$ je variační koeficient SB .



Obr. 5.2 Oblast spolehlivosti a nespolehlivosti

Pokud bychom znali hustotu pravděpodobnosti $f(SB)$, a tudíž $E[SB]$ a σ_{SB} , byl by problém vyřešen. Ze vztahu (5.29) bychom vypočetli hodnotu indexu β a pomocí ní pak hodnotu $P_N = \Phi(-\beta)$, resp. $P_S = 1 - P_N = 1 - \Phi(-\beta) = \Phi(\beta)$.

Problém je v tom, že tuto informaci nemáme a musíme proto hodnoty $E[SB]$ a $\sigma_{SB}^2 = \text{Var}[SB]$ vypočítat některou z přibližných metod. Buď statistickým zpracováním výběrového souboru hodnot SB získaných metodou Monte Carlo anebo použitím rozvoje SB v Taylorovu řadu kolem střední hodnoty $E[SB]$. Pro nekorelované náhodné proměnné platí:

$$E[SB] \approx SB(E[\varphi_1], E[c_1], \dots),$$

$$\text{Var}[SB] \approx \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial SB}{\partial X_i} \right)^2 \text{Var} X_i \right], \quad (5.30)$$

kde $X_i = \text{tg } \varphi_i, c_i, \dots$ pro $i = 1, \dots, n$.

Člen $\partial SB / \partial X_i$ v rovnici (5.30) lze vyjádřit následovně:

$$\frac{\partial SB}{\partial X_i} \approx \frac{SB(E[X_i] + \sigma_{X_i}) - SB(E[X_i] - \sigma_{X_i})}{2 \sigma_{X_i}}.$$

Výraz pro β lze vyjádřit následovně:

$$\beta = \frac{E[\ln SB]}{\sigma_{\ln SB}} = \frac{\ln\left(\frac{E[SB]}{\sqrt{1 + V_{SB}^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1 + V_{SB}^2)}}, \quad (5.31)$$

kde

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

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

Pro ilustraci je uvedena tabulka 5.1, která udává vztah mezi kvalitativním hodnocením spolehlivosti, indexem β a pravděpodobností poruchy.

Tab. 5.1 Spolehlivost, index spolehlivosti β a pravděpodobnost poruchy

spolehlivost	index spolehlivosti β	pravděpodobnost poruchy
vysoká	5	$2,9 \cdot 10^{-7}$
dobrá	4	$3,2 \cdot 10^{-5}$
nadprůměrná	3	$1,3 \cdot 10^{-3}$
nízká	2,0	$2,3 \cdot 10^{-2}$
nedostatečná	1,5	$6,7 \cdot 10^{-2}$
nebezpečná	1,0	$1,6 \cdot 10^{-1}$

6 PŘÍPADOVÁ STUDIE

6.1 VODNÍ DÍLO KORYČANY

Údaje o vodním díle

Vodní dílo Koryčany se nachází na toku Kyjovka v říčním km 74,500. Do provozu bylo vodní dílo uvedeno v roce 1959. V současné době plní nádrž následující funkce [Matějčík 1996]:

- akumulace vody pro:
- vodárenský odběr pro skupinový vodovod Kyjov;
- trvalé zajištění minimálního průtoku $MQ = 0,013 \text{ m}^3/\text{s}$ pod hrází;
- snížení kulminací povodňových průtoků;
- výroba elektrické energie ve vodní elektrárně.

Základní hydrologické údaje jsou následující:

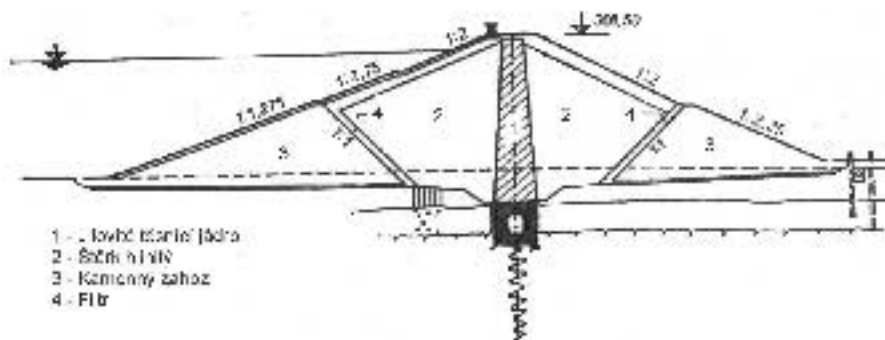
- číslo hydrologického pořadí: 4 - 17 - 01 - 065;
- plocha povodí: $27,28 \text{ km}^2$;
- průměrný dlouhodobý roční průtok: $0,134 \text{ m}^3/\text{s}$;
- N -leté pŕůtoky: tab. 6.1.

Tab. 6.1 N -leté pŕůtoky [m^3/s]

Q_1	Q_2	Q_5	Q_{10}	Q_{20}	Q_{50}	Q_{100}	Q_{200}	Q_{500}	Q_{1000}	Q_{10000}
4,8	7,5	12,0	16,0	20,5	27,0	33,0	39,5	49,0	58,0	95,0

Hráz je vybudována jako zemní, sypaná, nehomogenní se středním hlinitým těsněním (obr. 6.1). V podloží hráze v údolní části je 1,5 až 3,0 m mocná vrstva písčitých hlín se silnou příměsí humózních látek. Geologickým průzkumem se prokázala nutnost hlubšího založení. Pod aluviálními náplavy jsou v hloubce 10 až 12 m čížkovické pískovce, jejichž horní část mocnosti 1,5 m je značně zvětralá. Injektáž těsnicí clony v rozpukaných pískovcích byla v údolní části provedena z revizní chodby.

Spodní výpusť tvoří potrubí o průměru 800 mm. Potrubí je umístěno ve spodní části odběrné věže, za ním následuje štola o průměru 1 750 mm, která při volné hladině provede průtok $8,15 \text{ m}^3/\text{s}$. K převedení povodňových průtoků slouží nehrazený boční bezpečnostní přeliv, který je situovaný na pravém břehu. Přelivná hrana se nachází na kótě 306,95 m, její délka je 25,7 m. Při maximální hladině (307,60 m n.m.) má přeliv kapacitu $26,1 \text{ m}^3/\text{s}$.



Obr. 6.1 Příčný řez hrází

Analýza možné příčiny porušení hráze vodního díla Koryčany

Na základě odhadu 10 000-leté povodně ($Q_{10\,000}$) a kapacity přelivu je oprávněně předpokládat prolomení hráze v důsledku jejího přelití. Místo přelití a pravděpodobného situování průlomového otvoru je v nejnižším místě koruny hráze. Vystává zde však problém simulace prolomení vlnolamu. Proto se koruna hráze uvažuje bez vlnolamu. Při řešení se uvažuje situace, kdy dno průlomového otvoru dosáhne kóty 290,00 m n.m, tedy přibližně nejnižší úroveň u paty vzdušního svahu.

Výsledky řešení

Předběžný odhad vychází z empirických vztahů pro stanovení maximálních rozměrů průlomového otvoru. V případě porušení hráze vodního díla Koryčany bylo pro výpočet kulminačního průtoku použito rovnice (5.13), a to za předpokladu, že v průběhu porušení dojde k povypřázdnění nádrže odpovídajícímu cca 20 % maximální hloubky vody v nádrži. Tabelárně (tab. 6.3) bylo provedeno srovnání kulminačních průtoků podle jednotlivých metodik a autorů uvedených v Kap. 5.

Numerické řešení v programu BREACH [Fread 1991] bylo provedeno za předpokladu, že hrázové těleso je nehomogenní (stabilizační části a vnitřní těsnicí jádro). Maximální přítok do nádrže je uvažován jako $Q_{10\,000}$. Počáteční hladina je v úrovni přelivné hrany bezpečnostního přelivu (306,95 m n.m.). K převedení povodňové vlny je využito bočního přelivu a spodní vypusti. Hodnota kulminačního průtoku je $Q_{bmax} = 3\,001 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pro statistické modelování v programu NATRZ [Jandora 2000] jsou koeficienty vyjadřující účinek eroze proudící vody α_1 a α_2 pro hráze s obdobnými parametry jako hráz vodního díla Koryčany v rozmezí od 0,005 do 0,008 [Singh 1996]. Tyto hodnoty byly stanoveny kalibrací modelu pro porušené hráze přehrad Mammoth, Schaeffer a Hatch Town. Tyto hodnoty byly zadány jako parametry rovnoměrného rozdělení pro α_1 a α_2 . Koeficienty β_1 a β_2 byly položeny rovny jedné. Dále vzhledem k neurčitosti počáteční šířky průlomového otvoru, byl tento uvažován s rovnoměrným rozdělením. Tabulka 6.2 pak uvádí výběrové momenty a extrém Q_{bmax} .

Tab. 6.2 Výběrové momenty a extrém kulminačního průtoku Q_{bmax} [m^3/s]

max. Q_{bmax} [m^3/s]	3 663
min. Q_{bmax} [m^3/s]	2 442
výběrový průměr Q_{bmax} [m^3/s]	3 029
výběrová směrodatná odchylka Q_{bmax} [m^3/s]	242,2

Diskuze výsledků

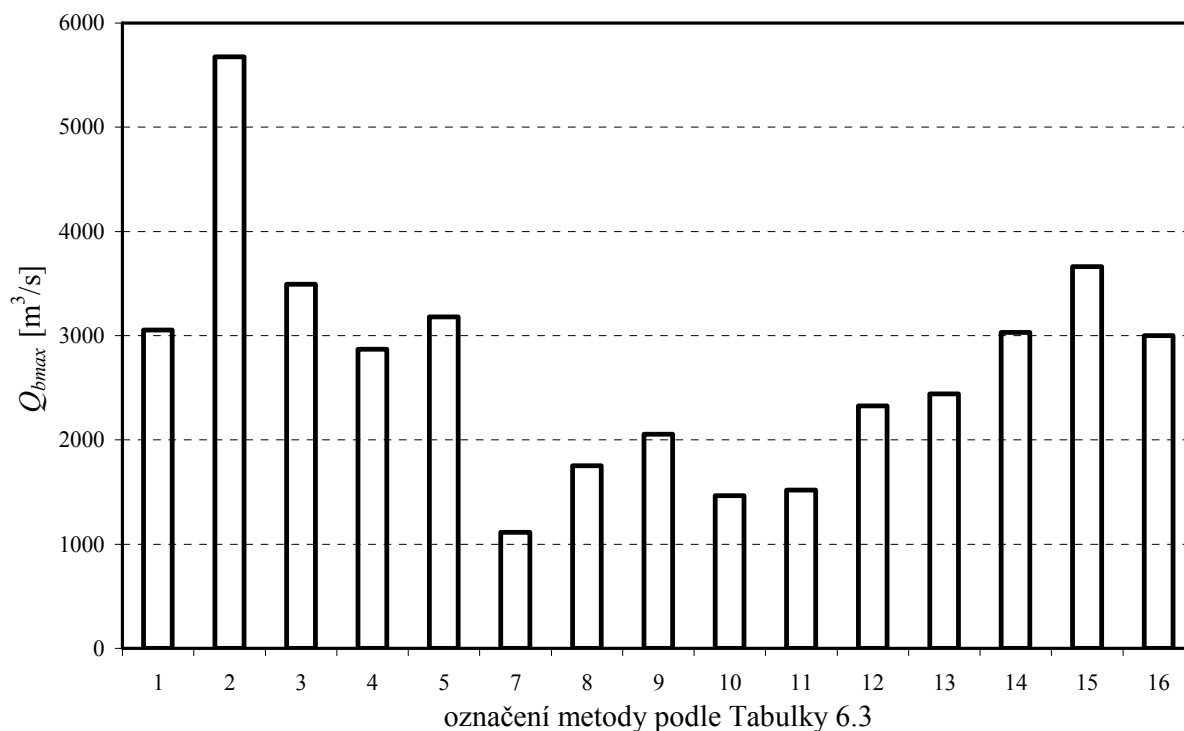
Výsledkem řešení průběhu porušení vodního díla Koryčany byly kulminační průtok, doba trvání poruchy, časový průběh průtoku průlomovým otvorem (hydrogram průlomového průtoku) a časový průběh polohy hladiny v nádrži a geometrických parametrů průlomového otvoru během porušení. Výsledkem statistického modelování byly kritické hydrogramy vyjadřující reálně možné extrémní hodnoty (minimum a maximum) parametrů porušení. Řešení bylo provedeno srovnáním následujících postupů:

- předběžného odhadu kulminačního průtoku;
- numerickým programem BREACH;
- numerickým programem NATRZ.

Výsledky řešení jednotlivými metodami ukazují rozpětí vypočtených hodnot průlomových průtoků od 1114 m³/s do 5674 m³/s, a to podle použité metodiky a přijatých předpokladů. Názorný obrázek o výsledcích řešení poskytuje sloupcový graf na obr. 6.2. Na základě výsledků statistického modelování lze kulminační průlomový průtok odhadnout v mezích 2440 m³/s až 3360 m³/s. S přihlédnutím k výsledkům dalších modelových postupů se lze přiklonit k pravděpodobnému kulminačnímu průtoku v rozmezí $Q_{bmax} = 2\,900$ až $3\,100$ m³/s.

Tab. 6.3 Souhrnný přehled kulminačních průtoků při porušení vodního díla Koryčany

metoda		č. met.	Q_{bmax} [m ³ /s]
empirické vztahy	Kategorizace VH děl v ČSR do roku 1973 (5.1)	1	3 055
	U.S. Army Corps of Engineers (5.3)	2	5 674
	Statistická studie ICOLD [1974] (5.4)	3	3 492
	Statistická studie VRV-TBD (5.5)	4	2 868
	Doporučení dle Šimka [1988] (5.6)	5	3 180
	Vischer, Hager (5.7)	7	1 114
	Costa (5.8)	8	1 751
	Molinaro (5.9)	9	2 053
	Froehlich (5.10)	10	1 466
	Webby (5.11)	11	1 519
	Lemperiere (5.12)	12	2 327
	numerické řešení – program „NATRZ“	min.	13
průměr		14	3 029
max.		15	3 663
numerické řešení – program „BREACH“		16	3 001



Obr. 6.2 Srovnání hodnot kulminačních průtoků vypočtených různými postupy (tab. 6.3)

6.2 ODHAD PRAVDĚPODOBNOTI VZNIKU MEZÍHO STAVU GLOBÁLNÍ STABILITY POLOHY HOMOGENNÍ HRÁZE

Jako příklad je uveden výpočet odhadu pravděpodobnosti vzniku mezního stavu stability polohy homogenní hráze na nepropustném podloží variantně řešené bez patního drénu a s patním drénem. Výška hráze byla zvolena 3 m a šířka v koruně hráze 3 m. Pro řešení je uvažováno s ustálenou hladinou s hloubkou vody v nádrži 2,5; 1,5 a 0,5 m (obr. 6.3) a náhlým poklesem hladiny z hloubky vody v nádrži 2,5 na 0,5 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. Parametry smykové pevnosti tohoto materiálu jsou podle ČSN 75 2410 následující:

- koheze: $c = 3,0$ kPa;
- úhel vnitřního tření: $\varphi = 35,0^\circ$.

Směrodatné odchylky jsou uvažovány $\sigma_\varphi = 1,7^\circ$ u úhlu vnitřního tření a $\sigma_c = 1,17$ kPa u koheze.

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;
- neuvažuje interakci mezi jednotlivými proužky;
- nejnebezpečnější smyková plocha se určuje zkusmo, postupnou volbou středů otáčení a poloměrů smykové plochy;
- stupeň bezpečnosti SB je definován explicitně.

Výsledky řešení indexů spolehlivosti β (5.31) a hodnot pravděpodobnosti poruchy pro uvedenou homogenní 3 m vysokou hráz s variantně volenými sklony svahů (obr. 6.3) jsou uvedeny v tabulkách

6.4 (bez drénu) a 6.5 (s drénem). Z těchto tabulek je zřejmé, že spolehlivost ochranné hráze se podstatně zvýší patním drénem.

Pro zaručení vysoké spolehlivosti (tabulka 5.1 - $\beta > 5$) je nutné navrhnout sypanou homogenní hráz z uvedeného materiálu s návodním sklonem 1:3,4 a se sklonem vzdušního líce 1:2 (s patním drénem). Tyto hodnoty doporučuje i zmiňovaná norma ČSN 75 2410. Podle provedeného výpočtu by globální stabilitě vyhověla i hráz bez patního drénu se sklonem vzdušního líce 1:3. Avšak při návrhu hráze bez drénu může docházet k vyplavování jemných částic materiálu hráze, promrzání průsakové vody u vzdušního líce, atd., což je nepřijatelné.

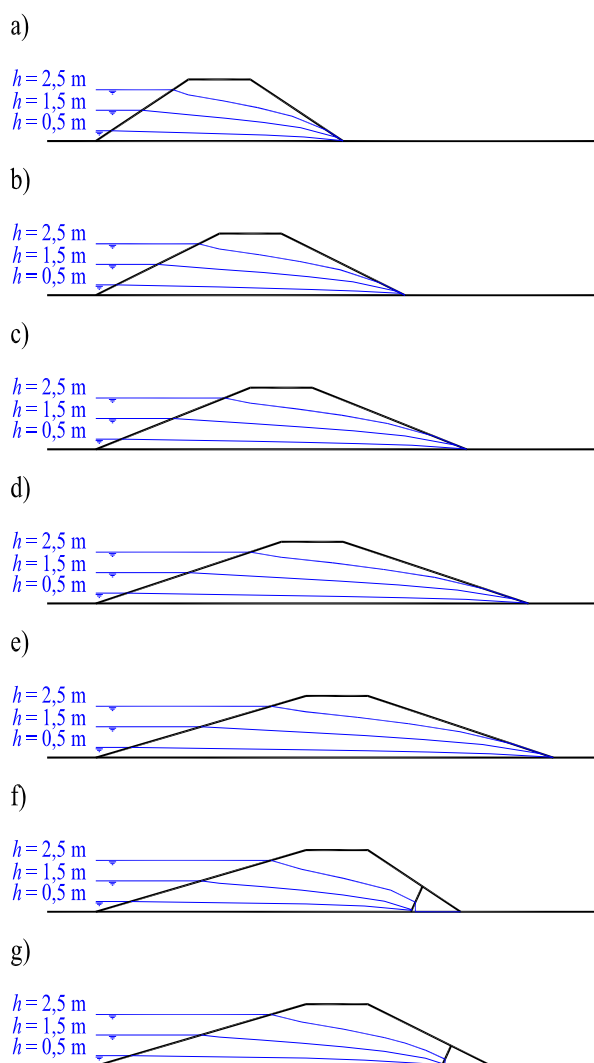
Graf na obrázku 6.4 zobrazuje rozdělní hodnot stupně bezpečnosti SB homogenní hráze bez drénu se sklony vzdušního i návodního líce 1:2 (hloubka vody 2.5 m), graf na obrázku 6.5 zobrazuje rozdělení hodnot indexu spolehlivosti β pro tuto hráz.

Tab. 6.4 Vypočtené hodnoty indexů spolehlivosti pro vybrané sklony svahů hráze (bez drénu) a pro parametry pevnosti zeminy úhly vnitřního tření $\mu_\varphi = 35,0^\circ$, $\sigma_\varphi = 1,7^\circ$ a koheze $\mu_c = 3,0$ kPa, $\sigma_c = 1,17$ kPa

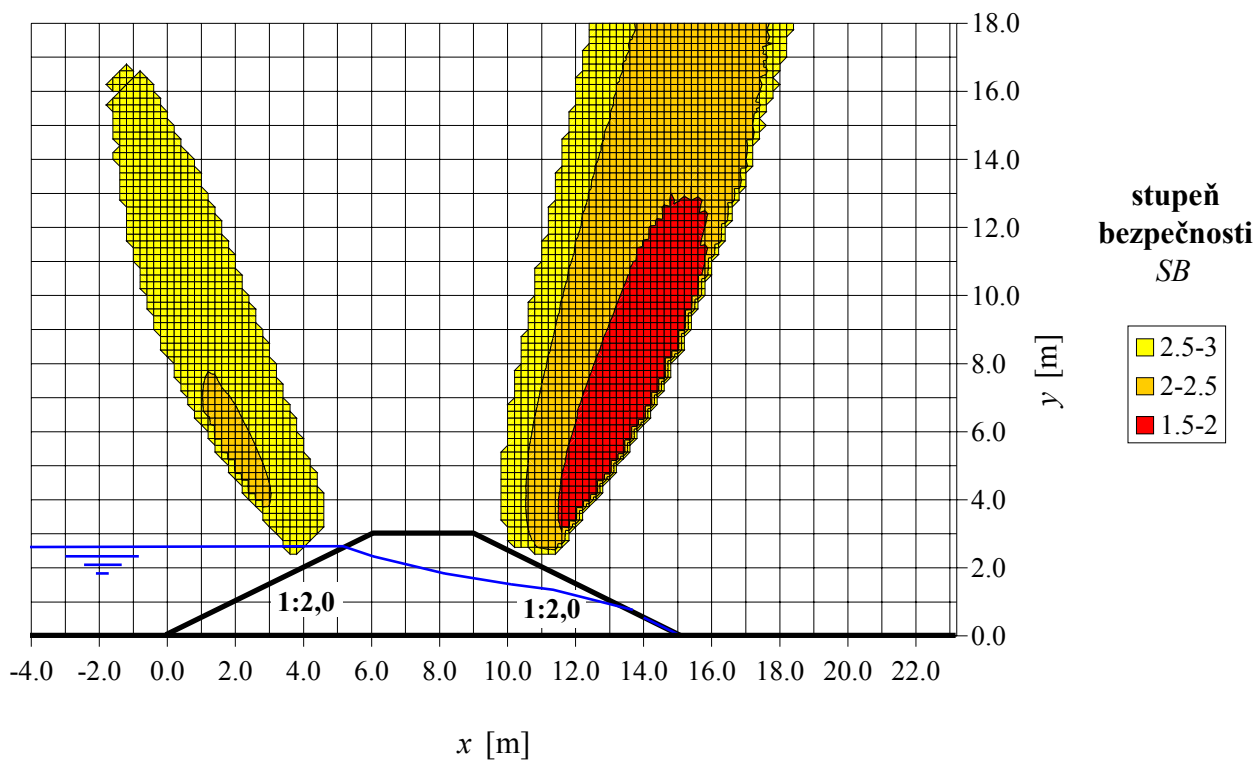
vzdušní líc				návodní líc				obr.
sklon svahu	drén	β	P_N	sklon svahu	hloubka vody [m]	β	P_N	
1:1,5	ne	2,6	$5,2 \cdot 10^{-3}$	1:1,5	2,5	2,6	$5,4 \cdot 10^{-3}$	6.3 a)
1:1,5	ne	3,6	$1,8 \cdot 10^{-4}$	1:1,5	1,5	3,6	$1,9 \cdot 10^{-4}$	
1:1,5	ne	4,0	$3,3 \cdot 10^{-5}$	1:1,5	0,5	3,9	$5,7 \cdot 10^{-5}$	
1:1,5	ne	2,6	$5,2 \cdot 10^{-3}$	1:1,5	pokles z 2,5 na 0,5	0,9	$1,8 \cdot 10^{-1}$	
1:2,0	ne	3,8	$8,7 \cdot 10^{-5}$	1:2,0	2,5	> 5,0	$8,4 \cdot 10^{-9}$	6.3 b)
1:2,0	ne	4,6	$2,0 \cdot 10^{-6}$	1:2,0	1,5	> 5,0	$1,2 \cdot 10^{-7}$	
1:2,0	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:2,0	0,5	> 5,0	$2,6 \cdot 10^{-7}$	
1:2,0	ne	3,8	$8,7 \cdot 10^{-5}$	1:2,0	pokles z 2,5 na 0,5	2,2	$1,4 \cdot 10^{-2}$	
1:2,5	ne	4,7	$1,6 \cdot 10^{-6}$	1:2,5	2,5	> 5,0	$2,2 \cdot 10^{-11}$	6.3 c)
1:2,5	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:2,5	1,5	> 5,0	$8,4 \cdot 10^{-10}$	
1:2,5	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:2,5	0,5	> 5,0	$1,8 \cdot 10^{-9}$	
1:2,5	ne	4,7	$1,6 \cdot 10^{-6}$	1:2,5	pokles z 2,5 na 0,5	3,4	$3,1 \cdot 10^{-4}$	
1:3,0	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:3,0	2,5	> 5,0	$5,3 \cdot 10^{-14}$	6.3 d)
1:3,0	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:3,0	1,5	> 5,0	$8,8 \cdot 10^{-12}$	
1:3,0	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:3,0	0,5	> 5,0	$1,9 \cdot 10^{-11}$	
1:3,0	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:3,0	pokles z 2,5 na 0,5	4,5	$3,3 \cdot 10^{-6}$	
1:3,0	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:3,4	2,5	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	6.3 e)
1:3,0	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:3,4	1,5	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	
1:3,0	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:3,4	0,5	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	
1:3,0	ne	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1:3,4	pokles z 2,5 na 0,5	> 5,0	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	

Tab. 6.5 Vypočtené hodnoty indexů spolehlivosti pro vybrané sklony svahů hráze (s drénem) a pro parametry pevnosti zeminy úhly vnitřního tření $\mu_\varphi = 35,0^\circ$, $\sigma_\varphi = 1,7^\circ$ a koheze $\mu_c = 3,0$ kPa, $\sigma_c = 1,17$ kPa

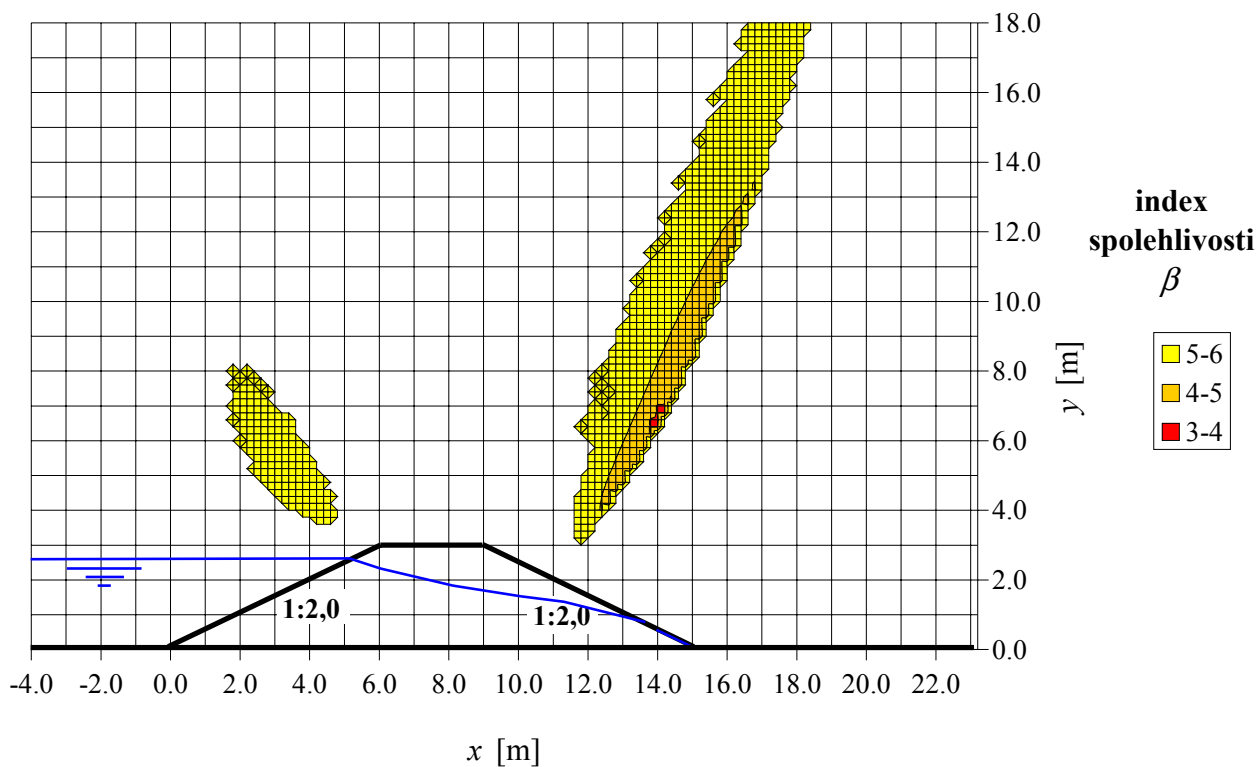
vzdušní líc				návodní líc				obr.
sklon svahu	drén	β	P_N	sklon svahu	hloubka vody [m]	β	P_N	
1:1,5	ano	4,00	$3,2 \cdot 10^{-5}$	1:3,4	2,5	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	6.3 f)
1:1,5	ano	4,00	$3,2 \cdot 10^{-5}$	1: 3,4	1,5	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	
1:1,5	ano	4,00	$3,2 \cdot 10^{-5}$	1: 3,4	0,5	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	
1:1,5	ano	4,00	$3,2 \cdot 10^{-5}$	1: 3,4	pokles z 2,5 na 0,5	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	
1:2,0	ano	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1: 3,4	2,5	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	6.3 g)
1:2,0	ano	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1: 3,4	1,5	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	
1:2,0	ano	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1: 3,4	0,5	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	
1:2,0	ano	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	1: 3,4	pokles z 2,5 na 0,5	$> 5,0$	$> 2,9 \cdot 10^{-7}$	



Obr. 6.3 Schémata sypaných homogenních hrází k tab. 6.4 a 6.5



Obr. 6.4 Průběh hodnot stupně bezpečnosti SB pro homogenní hráz (bez drénu) se sklony vzdušního a návodního líce 1:2



Obr. 6.5 Průběh hodnot indexu spolehlivosti β pro homogenní hráz (bez drénu) se sklony vzdušního a návodního líce 1:2

7 ZÁVĚR

V předložené habilitační práci byly analyzovány a modelovány katastrofické poruchy sypaných hrází, které je možné následovně rozdělit:

- **vnitřní nestabilitu (erozi)** v případě nekontrolovaného průsaku tělesem hráze, popř. jeho podložím. Mechanismem vedoucím k poruše může být:
 - sufoze (vnitřní, kontaktní, vnější), tj. vyplavování jemnozrnných částeczek 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);
- **povrchovou erozi**, tj. poruchy tělesa hráze způsobené erozivní činností proudu vody. Do této skupiny patří:
 - přelítí hráze v důsledku málo kapacitního přelivu, chybné manipulace, sesuvu v nádrži nebo při překročení návrhového průtoku;
 - působením vln; jde o abrazní proces způsobující porušení nedostatečně opevněného návodního líce 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 líc hrází, zejména při konkávním břehu;
 - povrchovou erozi zapříčiněnou vodou stékající po svazích hráze při intenzivních srážkách;
- **ztrátu stability** projevující se jako:
 - usmyknutí po smykové ploše v tělese hráze nebo podloží;
 - potrhání v důsledku sedání (příčné trhliny) nebo sesuvu (podélné trhliny);
- **sabotáž, válečná akce**, atd.;
- 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 líci hráze. Na druhé straně může kořenový systém působit do jisté míry jako „armatura“ zeminy a zvýšit její odolnost při přelítí hráze.

V případové studii je rozebírán problém výpočtu hydrogramu zvláštní povodně, tj. určení kulminačního průtoku průlomovým otvorem, doby trvání poruchy, tvaru hydrogramu, atd.

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

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

V dalších letech se moje práce zaměří na aplikaci metod výpočtu spolehlivosti a rizika přehrad. Použitím těchto metod lze lokalizovat nejkritičtější místa přehrad z pohledu jejich spolehlivosti. Mezi nástroje rizikové analýzy patří [Kratochvíl 2002] zejména:

- analýza poruch a následků – Failure Modes and Effect Analysis (FMEA), která slouží k vytvoření komplexního soupisu všech možných poruch analyzovaného systému;

- analýza stromů událostí – Event Tree Analysis (ETA). ETA je deduktivní metoda umožňující modelovat a analyzovat všechny možné stavy konstrukce;
- analýza stromů poruch – Fault Tree Analysis (FTA). FTA je induktivní metoda používaná k analýze předem definovaných poruch.

Metody rizikové analýzy jsou účinným a efektivním nástrojem pro stanovení spolehlivosti a rizika. Základním krokem pro uvedené metody je výčet příčin katastrofických poruch přehrad, který byl proveden v této práci. Nutno dodat, že metody rizikové analýzy v přehradním inženýrství jsou metody nestandardní, které se v praxi teprve postupně zavádějí.

8 POUŽITÁ LITERATURA

- ABOELATA, M., BOWLES, DS., MCCLELLAND, DM. 2003. 'A Model for Estimating Dam Failure Life Loss.' In Proceedings of the Australian Committee on Large Dams Risk Workshop, Launceston, Tasmania, Australia.
- BOOR, B., KUNŠTÁTSKÝ, J., PATOČKA, C. 1968. Hydraulika pro vodohospodářské stavby, SNTL/ALFA, Praha 1968, 517 s.
- BROŽA, V., KRATOCHVÍL, J., PETER, P., VOTRUBA, L. 1987. Přehrady. SNTL/ALFA. Praha. 546 stran
- COSTA, JE. 1985. Floods from dam failures. Open-File Report 85-560, U.S.G.S., Denver Colorado.
- ČÁBELKA, J., GABRIEL, P. 1987. Matematické modelování v hydrotechnice (1), Academia Praha 1987, 303 s.
- DAM BREAK and FLOOD ANALYSIS. 1998. Review and recommendation. ICOLD Bulletin No. 111. Paris, France, 301 p.
- DEFRA. 2002. Reservoir safety – floods and reservoir safety integration. Building Research Establishment. England
- FENTON, G.A. 1990. Simulation and Analysis of Random Fields, thesis presented to Princeton University, at Princeton, New Jersey, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, 178 p.
- FLOODS AND RESERVOIR SAFETY. 1996. Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publications.
- FREAD, DL. 1988. Breach: An Erosion Model for Earthen Dam Failures, NWS, Maryland, 30 p.
- FREAD, DL. 1991. Breach - an Erosion Model for Earthen Dam Failures. Hydrological Research Laboratory, US National Water Service.
- FROEHLICH, DC. 1995a. Peak Outflow from Breached Embankment Dam. Journal of Water Resources Planning and Management, vol. 121, No. 1, p. 90-97.
- FROEHLICH, DC. 1995b. Embankment Dam Breach Parameters Revisited, Proceedings of the 1995 ASCE Conference on Water Resources Engineering, San Antonio, Texas, August 14-18, 1995, p. 887-891.
- HOLOMEK, P., ŘÍHA, J. 2000. A comparison of breach modelling methods applied to the Slusovice earth dam. Dam Engineering, Vol. XI, Issue 3.
- ICOLD. 1973. Lessons from Dams Incidents (reduced edition). Paris. 205 p.
- ICOLD. 1974. Lessons from Dams Incidents (complete edition). Paris. 1069 p.
- ICOLD. 1995. Bulletin 99: Dam Failures Statistical Analysis. ICOLD Bulletin No. 99, Paris, 73 p. ISSN 0534-8293
- ICOLD. 1998a. Bulletin 111. Dam Break Flood Analysis. ICOLD Bulletin No. 111, Paris, 301 p.
- ICOLD. 1998b. World Register of Dams. Paris. 319 p.

- ICOLD. 2003a. Bulletin 125: Dams and floods - Guidelines and case histories. ICOLD Bulletin No. 125. Paris.
- ICOLD. 2003b. World Register of Dams. Paris.
- ICOLD. 2005. Bulletin 130: Risk Assessment in Dam Safety Management. A reconnaissance of Benefits. Methods and Current Applications. ICOLD Bulletin No. 130. Paris. 276 pp.
- JANDORA, J. 2000. Numerické modelování porušení sypané hráze přelitím. Doktorská disertační práce. VUT FAST Brno, 86 s.
- JANDORA, J., ŘÍHA, J. 2002. Porušení sypaných hrází v důsledku přelití, VUT v Brně, 2002. ISBN 80-86433-15-5
- JANDORA, J., KRATOCHVÍL, J. 2005. Metody výpočtu spolehlivosti zemních hrází; kap. 8 v Říha, J. a kol. Riziková analýza záplavových území, CERM Brno, 2005
- JUSTIN, J.D. 1932. Earth Dam Projects. Wiley:New York. 345 pp.
- KRATOCHVÍL, J., STARA, V., ŘÍHA, J., JANDORA, J. 2000. Numerical and Experimental Research on Earth dam Breaching Due to Overtopping, The 4th International Conference on Hydroscience and Engineering, Seoul, Korea, p.230-231.
- KRATOCHVÍL, J. 2002. Terminologie používaná v analýze rizika. in: Riziková analýza záplavových území. SEMINÁŘ 2002 – sborník příspěvků. FAST VUT v Brně. pp 17-23. ISBN 80-86433-15-3.
- MacDONALD, TC., LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. 1984. Breaching characteristics of dam failures, Proceedings A.S.C.E., Journal of Hydraulic Engineering, vol. 110, No.5, p. 567-586.
- MATĚJÍČEK, J. 1996. Hospodaření s vodou v povodí. Povodí Moravy, a.s., Brno.
- MOLINARO, P., FENAROLI, PG. 1990. Metodologie utilizzate in diversi paesi per lo studio del crollo delle dighe di ritenuta e suggerimenti per la definizione di una metodologia applicabile in Italia, Rapporto GNDCI, Relazione ENEL-CRIS No. 4025, 51 p.
- RECENT DAM FAILURES 1997. and Lessons Learned. WA State Department of Ecology Dam Safety Program. [Http://www.wa.gov/ecology/shwr/dams/failure.html](http://www.wa.gov/ecology/shwr/dams/failure.html), 5 p.
- ŘÍHA, J., DANĚČEK, J. 1999. Mathematical Modelling of Embankment Dam Failures Due to Overtopping. J. Hydrol. Hydromech. 48, 2, 1999, s. 165-179.
- ŘÍHA, J, et al. Riziková analýza záplavových území. 2005. vyd. Brno: AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM, 2005. 286 s. Práce a studie Ústavu vodních staveb FAST VUT Brno. ISBN 80-7204-404-4.
- SERAFIM, J.L., COUTINHO-RODRIGUES, J.M. 1989. Statistics of dam failures: a preliminary report. Water Power and Dam Constr., 1989. 30-34. 30-34
- SINGH, VP. 1996. Dam Breach Modeling Technology, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 242 p.
- SINGH, VP., SCARLATOS, PD. 1988. Analysis of Gradual Earth-Dam Failure, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.114, No.1, January 1988, p. 21-42.
- SPAETHE, G. Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 1987. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen, 1987. 248 s.
- ŠIMEK, M. 1988. Prověra metod kategorizace vodohospodářských děl v ČR podle faktoru rizika. Závěrečná zpráva úkolu TR-805. VRV Praha.
- ŠIMEK, M. 2000. Rizika kritických situací v provozu přehrad. Studie. VD-TBD Praha (GAČR 103/97/0187). 45 stran, 56 tabelárních příloh.
- USACE. 2006. ETL 1110-2-561. Reliability Analysis and Risk Assessment for Seepage and Slope Stability Failure Modes for Embankment Dams.
- VISCHER, DL., HAGER WH. 1998. Dam Hydraulics, J.Wiley.

- VISSER, PJ. 1995. Application of Sediment Transport Formulae to Sand-dike Breach Erosion. Communication on Hydraulic and Geotechnical Engineering. Report No. 94-7, FCE, Delft University of Technology, 78 p.
- VOTRUBA, L., HEŘMAN, J. a kol. 1993. Spolehlivost vodohospodářských děl, Česká matice technická, Praha, 488 s.
- WAHL, TL. 1998. Prediction of Embankment Dam Breach Parameters. A Literature Review and Needs Assessment. Dam Safety Research Report DSO-98-004, USBR, 61 p.
- WEBBY, MG. 1996. Discussion on "Peak Outflow from Embankment Dam" by Froehlich, 1995a. Journal of Water Resources Planning and Management. Vol. 122. no. 4. p. 316-317.

9 ABSTRACT

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.

It is necessary to take into account the fact that no dam design can ensure the "absolute" protection of potentially endangered areas. This especially applies in the case of levees on rivers where the degree of protection is determined as early as at the design stage. Absolute safety cannot be expected even in large dams, and there is always a risk, even if a very small one, of their overtopping or of another kind of failure (e.g. internal erosion, sabotage, etc.). The presented work deals with the evaluation of the possibilities of occurrence and the progress of embankment dam failures due to overtopping and due to global stability.

The work provides comprehensive database of dam failures all over the world and the statistical analysis of data dealing with dam construction and dam failures.

Also describes several approaches to the deterministic modelling of the dam breaching due to overtopping. For the first estimate of dam breach parameters (peak discharge, time of failure, shape and size of the breach) the empirical formulas derived from real dam failures are mentioned and discussed. Further on, the mathematical model of the dam failure is described. Latin Hypercube Sampling method was used for the estimate of the probable worst possible, but realistic flood hydrograph.

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.