

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra hydrotechniky



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

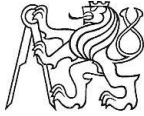
Zabezpečení vodního díla Slapy před účinky velkých vod

Flood safety analysis for the Slapy Dam

Vedoucí bakalářské práce: doc. Ing. Ladislav Satrapa, CSc.

leden 2018

Tomáš PROCHÁZKA


**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

 Fakulta stavební  
 Thákurova 7, 166 29 Praha 6

**ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE**
**I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE**

Příjmení: <u>Procházka</u>	Jméno: <u>Tomáš</u>	Osobní číslo: <u>410176</u>
Zadávající katedra: <u>142</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Vodní hospodářství a vodní stavby</u>		

**II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI**

Název bakalářské práce: <u>Zabezpečení vodního díla Slapy před účinky velkých vod</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Flood safety analysis for the Slapy Dam</u>	
Pokyny pro vypracování: Vyhodnocení bezpečnosti vodního díla Slapy při povodňových manipulacích po výstavbě nového bezpečnostního přelivu na vodním díle Orlík.	
Popis VD, zpracování a zhodnocení vodohospodářských a legislativních podkladů, analýza možných přístupů k řešení z mezinárodního hlediska, diskuse k postupu dle ČSN 75 2935 Zhodnocení míry ochrany VD při povodních, stanovení MBH, zhodnocení specifík vltavské kaskády, posouzení okolností ovlivňujících bezpečnost VD za povodní. Předpoklady a podmínky pro převedení povodňových průtoků profilem VD Slapy, ověření základních parametrů VD a konsumpčních křivek objektů, které jsou využívány pro převádění povodňových průtoků. Vyhodnocení bezpečnosti VD při povodních, návrh opatření k zajištění potřebné míry bezpečnosti VD. Práce bude mít formu variantní studie proveditelnosti.	
Seznam doporučené literatury: příslušné ČSN a vyhlášky, vodní zákon, materiály ICOLD	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>doc.Ing. Ladislav Satrapa, CSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>13.října 2017</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>14.ledna 2018</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

**III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ**

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
<u>13. 10. 2017</u> Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

### **Prohlášení**

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s metodickým pokynem ČVUT 1/2009 "O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací".

.....

místo zpracování, celé datum

.....

Tomáš Procházka

## **Poděkování**

Chtěl bych tímto poděkovat panu doc. Ing. Ladislavu Satrapovi, CSc., vedoucímu mé bakalářské práce, za jeho cenné rady, podporu a připomínky během konzultací. Velké poděkování patří panu Ing. Janu Střešíkovi ze státního podniku Povodí Vltavy za poskytnutí podkladů, konzultace a za doprovázení při prohlídce VD Slapy. Za možnost konzultace děkuji také panu Ing. Martinu Králíkovi, Ph.D. a panu Ing. Miroslavu Broučkovi, Ph.D.

## ABSTRAKT

Bakalářská práce se zabývá vyhodnocením bezpečnosti vodního díla Slapy při povodňových manipulacích po výstavbě nového bezpečnostního přelivu na vodním díle Orlík. Jelikož nejsou k dispozici aktuální hydrologické podklady po VD Slapy (kontrolní povodňová vlna s dobou opakování  $N = 10\,000$  let), je součástí bakalářské práce vytvoření této kontrolní povodňové vlny. A to na základě odtoku z VD Orlík po transformaci KPV 10 000. Dále je určena mezní bezpečná hladina (MBH) a podle předpokladů a podmínek převádění KPV přes vodní dílo je stanovena kontrolní maximální hladina v nádrži (KMH). Dle vztahu mezi úrovněmi MBH a KMH je navrženo nápravné opatření. Při posuzování stability je použito dvou přístupů. První přístup je dle normy ČSN 73 1208, která je platná v České republice, a druhý přístup je dle manuálu US Bureau of Reclamation, který je užíván ve Spojených státech amerických.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Kontrolní povodňová vlna, mezní bezpečná hladina, kontrolní maximální hladina, posouzení stability,

## ABSTRACT

Bachelor thesis is about the safety assessment of the Slapy Dam during floods after construction of the new spillway of the Orlík Dam. Flood hydrograph for flood flow  $Q_{10\,000}$  wasn't made yet. Making of it is part of this bachelor thesis. Basic data for setting flood flow  $Q_{10\,000}$  are taken from datas of outflow of the Orlík Dam during floods. A part of this thesis is establishing a limit of safe water level in the dam reservoir. Maximum flood water level will be assessed after solving the flood transformation. On the result of comparison of the limit of safe water level and maximum flood water level will be made proposal to increase the flood safety. Stability of the Slapy Dam was checked by czech standard ČSN 73 1208 and by US manual which was published by US Bureau of Reclamation.

## KEYWORDS

Flood hydrograph, limit of safe water level, maximum flood water level, stability assessment

# OBSAH

1	ÚVOD .....	4
2	CÍLE BAKALÁŘSKÉ PRÁCE .....	5
3	ÚČEL A POPIS VODNÍHO DÍLA .....	6
3.1	Úvod .....	6
3.2	Účel a využití vodního díla .....	7
3.3	Popis vodního díla .....	7
3.3.1	Vzdouvací objekt – hráz .....	7
3.3.2	Spodní výpusti .....	9
3.3.3	Bezpečnostní přeliv .....	10
3.3.4	Špičková vodní elektrárna .....	12
3.3.5	Plavební zařízení .....	14
3.3.6	Nádrž .....	16
3.4	Technické parametry .....	16
4	ZÁKLADNÍ ÚDAJE A PODKLADY .....	18
4.1	Požadovaná míra bezpečnosti vodního díla při povodni .....	18
4.2	Hydrologické podklady .....	18
4.2.1	Kontrolní povodňová vlna .....	20
4.3	Hydraulické výpočty .....	22
5	STANOVENÍ MEZNÍ BEZPEČNÉ HLADINY .....	25
5.1	Posouzení stability dle ČSN 73 1208 .....	26
5.1.1	Hodnocení stability .....	27
5.1.2	Stabilita proti posunutí .....	28
5.1.3	Stabilita proti nadzvednutí vztlakem .....	28
5.1.4	Stabilita proti překlopení .....	28

5.2	Výpočet Stability při úrovni MBH.....	29
5.2.1	Zatěžovací stavy .....	29
5.2.2	Posouzení stability proti posunutí .....	35
5.2.3	Posouzení stability proti překlopení .....	36
5.3	Interpretace výsledku výpočtu stability .....	37
5.4	Výpočet stability VD při letní plánované hladině.....	38
5.4.1	Zatěžovací stavy .....	38
5.4.2	Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců .....	39
5.4.3	Posouzení stability proti posunutí .....	40
5.4.4	Posouzení stability proti překlopení .....	41
5.4.5	Interpretace výsledků výpočtu stability.....	42
6	STANOVENÍ KONTROLNÍ MAXIMÁLNÍ HLADINY .....	43
6.1	Podklady .....	43
6.1.1	Čára zatopených objemů .....	43
6.1.2	Zásady manipulace.....	44
6.1.3	Dostupná zařízení pro převádění povodně .....	45
6.2	Výpočet transformace povodňové vlny .....	50
6.3	Stanovení KMH.....	53
7	ZÁVĚREČNÉ POSOUZENÍ .....	54
7.1	Posouzení stability při úrovni KMH dle ČSN 73 1208.....	54
7.1.1	Zatěžovací stavy .....	54
7.1.2	Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců .....	56
7.1.3	Posouzení stability proti posunutí .....	56
7.1.4	Posouzení stability proti překlopení .....	57
7.1.5	Výsledek výpočtu stability .....	57
7.2	Posouzení stability podle manuálu US – Bureau of Reclamation .....	57

7.2.1	Posouzení na posunutí.....	58
7.2.2	Posouzení hodnot napětí.....	59
7.2.3	Výsledek výpočtu stability dle US – Bureau of Reclamation .....	62
8	NÁPRAVNÁ OPATŘENÍ .....	63
9	ZÁVĚR.....	65
	Podklady.....	66
	Seznam obrázků.....	68
	Seznam příloh .....	70



# 1 ÚVOD

Ochrana životů a majetků je v dnešní době stále důležitější. Následkem toho je zpřísnění kritérií a požadavků na vodní díla. Velká vodní díla byla v době své výstavby projektována na návrhové průtoky odpovídající povodňovým průtokům  $Q_{1000}$ . Na konci roku 2002 vyšla v platnost vyhláška č. 590/2002 Sb. o technických požadavcích pro vodní díla, podle které je pro stavby I. kategorie hodnota návrhového povodňového průtoku  $Q_{10\,000}$ . Tato práce je sice zaměřena na VD Slapy, ale musíme brát v úvahu ovlivnění vodním dílem Orlík.

V srpnu 2005 si nechalo Povodí Vltavy, s.p. vypracovat od Českého hydrometeorologického ústavu studii: *„Průběhy teoretických povodňových vln s kulminačním průtokem s pravděpodobností překročení  $pQ = 0,0001$  a s podmíněnými pravděpodobnostmi překročení objemu“*, ze které vzešla hodnota návrhového povodňového průtoku  $Q_{10\,000}$  a průběh teoretických povodňových vln pro tento kulminační průtok. Tyto údaje byly použity v posudku bezpečnosti VD Orlík: *„VD Orlík – Posouzení bezpečnosti vodního díla při povodních,“* který byl pro Povodí Vltavy, s.p. zpracován společností VODNÍ DÍLA – TBD a.s. v prosinci 2005. Výsledkem posudku bylo, že VD Orlík nevyhoví požadavkům na bezpečnost při povodních. Posudek byl proveden podle normy TNV 75 2935 (dnes ČSN 75 2935). [1] [2]

Jako vhodné řešení bylo zvoleno navýšení souhrnné kapacity funkčních objektů, a to za pomoci vybudování nového hrazeného přelivu se skluzem v pravém zavázání mimo těleso hráze. Ze studie proveditelnosti byla vybrána perspektivní varianta, jejíž funkce byla prověřena na matematickém 3D modelu proudění a následně na fyzikálním hydrodynamickém modelu. Výsledky byly zpracovány firmou AQUATIS a.s. a vydány v červenci 2017 v dokumentu: *„VD Orlík – zabezpečení VD před účinky velkých vod, Interpretace výsledků modelového výzkumu.“* [3]

Na základě tohoto dokumentu byl vybrán konkrétní návrh nového bezpečnostního přelivu, který je pro tuto bakalářskou práci stěžejní. Vyhodnocení bezpečnosti VD Slapy za povodní, zpracované v této práci, je již po jeho výstavbě.

## 2 CÍLE BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Hlavním cílem bakalářské práce je vyhodnocení bezpečnosti VD Slapy při povodňových manipulacích po výstavbě nového bezpečnostního přelivu na VD Orlík. Posouzení je provedeno dle normy ČSN 75 2935, jejímž výsledkem je vztah mezi mezní bezpečnou hladinou (MBH) a kontrolní maximální hladinou v nádrži (KMH). Celá bakalářská práce má formu variantní studie, není tak samostatně zpracovaným posudkem ve smyslu normy ČSN 75 2935, což se projevuje členěním do kapitol dle autora.

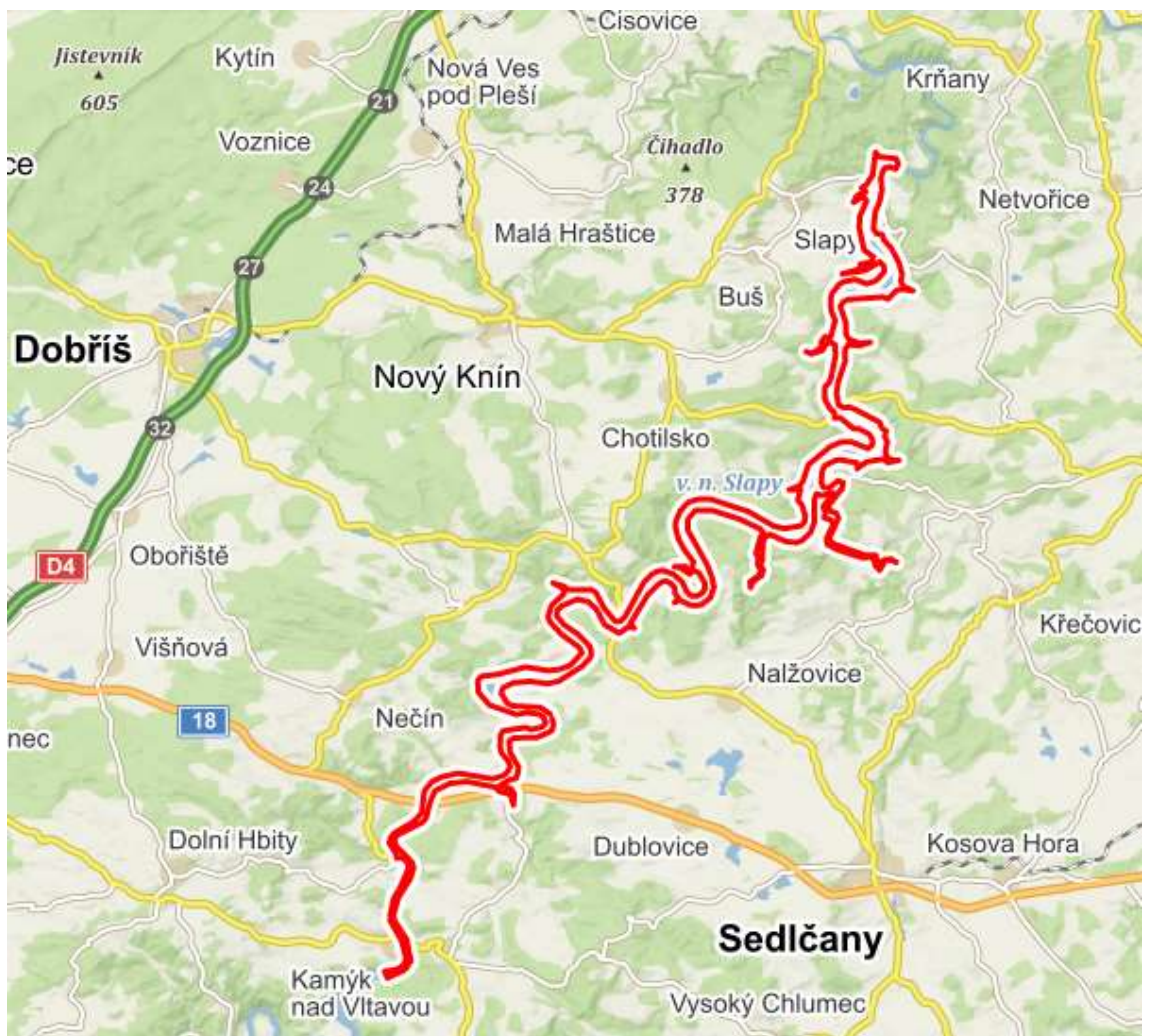
Mezi další cíle patří:

- Seznámit se s vodním dílem a s potřebnými podklady.
- Určit MBH.
- Vytvořit kontrolní povodňovou vlnu (KPV) s dobou opakování  $N = 10\,000$  let.
- Stanovit KMH dle podmínek převádění KPV přes vodní dílo.
- Posoudit stabilitu vodního díla při výšce hladiny odpovídající KMH dle normy ČSN 73 1208.
- Posoudit stabilitu vodního díla při výšce hladiny odpovídající KMH dle manuálu USA-Bureau of Reclamation, který je používán ve Spojených státech amerických.
- Navrhnout případná opatření pro zvýšení bezpečnosti vodního díla.

## 3 ÚČEL A POPIS VODNÍHO DÍLA

### 3.1 Úvod

Vodní dílo Slapy bylo vybudováno na řece Vltavě (ř. km 91,694) mezi lety 1949 a 1955 v místě bývalých Svatojánských proudů. Je v pořadí třetím postaveným stupněm Vltavské kaskády. Nachází se ve Středočeském kraji mezi okresy Praha-západ, Příbram a Benešov. Těleso hráze je v blízkosti obce Třeбенice a navazuje na konec vzdutí VD Štěchovice. Přehradní jezero má délku 43 km a rozlohu 1162,6 ha. Vzhledem ke krátké dojezdové vzdálenosti z Prahy je často navštěvovaným rekreačním místem. VD Slapy bylo ale budováno hlavně za účelem výroby elektřiny. [4]



Obr. 3.1 Mapa zobrazující polohu VD Slapy [5]

## 3.2 Účel a využití vodního díla

Účely a využití vodního díla Slapy jsou dle důležitosti uvedeny v manipulačním řádu takto:

- Zajistit ve spolupráci s vodními díly Lipno I. a Orlická a v součinnosti s ostatními vodními díly Vltavské kaskády minimální průtok  $40\text{m}^3\text{s}^{-1}$  ve vodním toku Vltava v profilu Vrané.
- Částečně snížit povodňové průtoky za účelem ochrany území pod vodním dílem před účinky povodní.
- Využít odtoku z vodní nádrže k výrobě elektrické energie ve špičkové vodní elektrárně, která je součástí vodního díla.
- Vytvářet podmínky pro povolená nakládání s vodami.
- Pro zlepšení plavebních podmínek nadlepšit průtoky v řece Vltavě, případně v řece Labe.
- Nadlepšit průtoky pod vodním dílem za účelem zlepšení jakosti vody ve vodním toku Vltava.
- Ovlivňovat zimní průtokový režim pod vodním dílem a omezit nežádoucí ledové jevy.
- Zajistit plavbu v nádrži (vodní cesta využívaná pro plavidla do nosnosti 300 tun).
- Zajistit rekreaci a provozování vodních sportů.
- Zajistit možnost rybního hospodářství. [6]

## 3.3 Popis vodního díla

V této podkapitole jsou postupně popsány jednotlivé objekty a části vodního díla. Všechny hodnoty výškových kót uvedené v celé práci jsou ve výškovém systému Balt (Bpv). Původní dokumentace k vodnímu dílu užívala výškového systému Jadran.

### 3.3.1 Vzdouvací objekt – hráz

Přehradní hráz vodního díla je tížná, betonová, přímá. Koruna hráze (vozovka) je na kótě 279,20 m n. m. Maximální výška hráze nad základy je 67,5 m a nad terénem 60 m. Celková délka koruny hráze je 260 m a šířka 9,4 m. Celá hráz je rozdělena svislými dilatačními spárami na 22 rozdílně širokých bloků. Hrází probíhá pět revizních štol a

jedna injekční štola, která je v úrovni 210,95 m n. m. u návodní paty hráze. Čtyři z pěti revizních štol jsou umístěny v různých úrovních nad sebou v blízkosti osy hráze. Pátá štola je pak blíže vzdušnému líci. Rozmístění štol je možno vidět na Obr. 3.7. a 3.8. [6]

### 3.3.1.1 Podloží hráze

Podloží hráze je tvořeno vyvřelinami jílovského pásma, mezi kterými převažují amfibolitické horniny. Založení bylo provedeno do zdravé skály. Vlastní základová spára byla před výstavbou očištěna tlakovou vodou a tlakovým vzduchem. Utěsnění skalního podloží bylo provedeno nejprve fortifikačními vrty, které byly použity pro připojení betonových bloků. Poté z úrovně injekční chodby byla vytvořena injekční clona, která zasahuje až do hloubky 30 m. [7]



Obr. 3.2 Injekční chodba

### 3.3.1.2 Jeřáb

Bloky hráze na návodní straně jsou pochozí po plošině na úrovni 272,60 m n. m. je tak možné dostat se na všechny pilíře přelivu. Na této plošině je konstrukce jeřábové dráhy,

na které je v úrovni koruny portálový jeřáb s nosností 50 tun. Tento jeřáb slouží k osazování provizorního hrazení vtoků do spodních výpustí, k turbínám a k provizornímu zahrazení přelivů. [6]



Obr. 3.3 Pochozí návodní strana s jeřábem

### 3.3.2 Spodní výpusti

Slapská přehrada má dvě spodní výpusti o jmenovité světlosti 4 000 mm. Jsou umístěny v krajních blocích střední části přehrady, pod skluzy přelivu. Osa výpustí je na úrovni 214,60 m n. m. a kóta prahu vtoku do výpustí 222,60 m n. m.

#### Hrazení spodních výpustí:

- Provozní uzávěr - jehlový typu Johnson
- návodní - tabulový rychlouzávěr 10,75 x 5,5 m
- provizorní -hradidlové tabule osazované jeřábem na vtoku

Provozní uzávěry jsou ovládány pomocí elektromechanického pohonu a návodní uzávěry mají hydraulický pohon. Uzávěry se ovládají z místa, z prostorů ve funkčních blocích. [6]



Obr. 3.4 Umístění spodních výpustí [8]



Obr. 3.5 Detail potrubí spodní výpusti

### 3.3.3 Bezpečnostní přeliv

Hráz Slapské přehrady má čtyři přelivná pole korunového přelivu, která jsou umístěna v její střední části dle Obr. 3.4. Kóta koruny pevného přelivu je na úrovni 262,60 m n. m. Světlá délka jednoho přelivného pole je 15 m. K hrazení jsou použity ocelové

segmentové uzávěr s hradící výškou 8 m které jsou na Obr. 3.6. Manipulace s uzávěrem je prováděna ze strojovny za pomoci mechanického elektromotoru a Gallových řetězů. Provizorní hrazení se provádí za pomoci portálového jeřábu, a to třemi skříňovými hradidly o výšce 225 cm. Při přepadu se voda převádí přes hráz po skluzech zakončených rozražeči do vývaru. Skluzy zároveň tvoří střechu vodní elektrárny, která je umístěna pod nimi. [6]



Obr. 3.6 Segmentový uzávěr

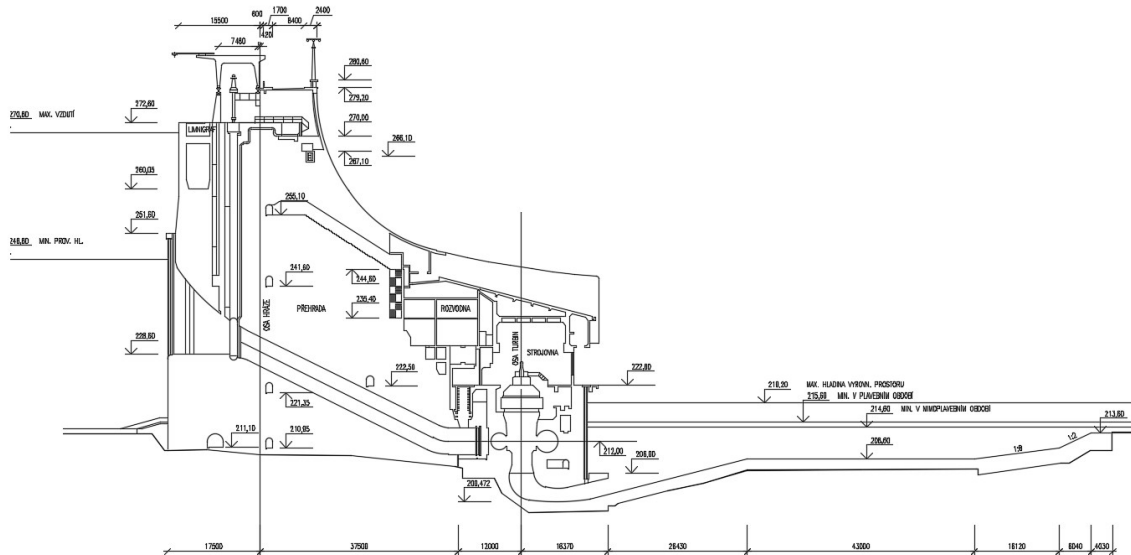
### 3.3.3.1 Vývar

Pod přelivy je již zmíněný vývar, který je společný i pro vodní elektrárnu a spodní výpusti.

Parametry vývaru jsou:

- Délka: 95 m
- Hloubka: 5,0 m
- Kóta dna vývaru: 208,60 m n. m.
- Kóta šikmému prahu dna vývaru: 213,60 m n. m. [6]





Obr. 3.7 Řez turbínou + vývar [9]

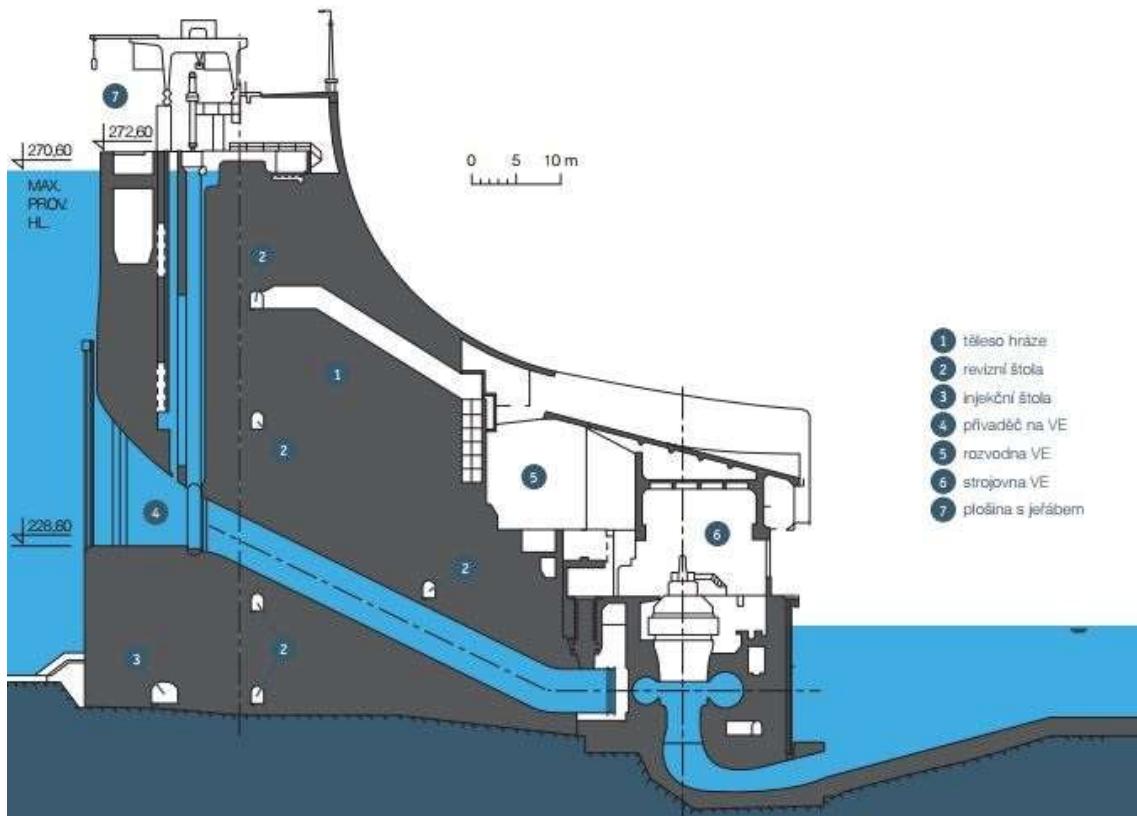
### 3.3.4 Špičková vodní elektrárna

Umístění vodní elektrárny na VD Slapy je vyřešeno ojedinělým způsobem. Celá elektrárna je umístěna uvnitř tělesa hráze. Skluzy bezpečnostního přelivu jí tak tvoří „střechu.“ Jak již bylo zmíněno, jedná se o ojedinělé řešení, a to i v rámci celé Evropy. Vodní elektrárna, dále VE, je proto označována jako přelévaná. Elektrárnská část je od hráze oddělena dilatací.

V elektrárně jsou instalovány tři Kaplanovy turbíny pro maximální spád 56 m o celkovém výkonu 3 x 48 MW. Voda je přiváděna na jednotlivé turbíny ocelovými potrubími jmenovité světlosti 5000 mm. Vtoky do potrubí jsou na úrovni 228,60 m n. m. a jsou nálevkovitě rozšířeny. Každý vtok je hrazen provozním tabulovým rychlouzávěrem a provizorním hradidlovým uzávěrem. Savky turbín jsou hrazeny proti dolní vodě provizorními tabulemi. Minimální provozní hladina je na kótě 246,60 m n. m.

Elektrárna pokrývá především špičkové výkony a je dálkově regulována z centrálního dispečinku VE Štěchovice. Je ovšem možné ovládat elektrárnu i místně ze strojovny, nebo dozorny VE. Plného výkonu je elektrárna schopna dosáhnout za 136 s. [10] [6]

VD Slapy – příčný řez MVE



Obr. 3.8 Příčný řez VE s popisem částí [4]



Obr. 3.9 Strojovna VE Slapy

### 3.3.5 Plavební zařízení

I když se plavební zařízení v současné době na vodním díle nenachází, je důležité ho zmínit. Původní stavební projekt s ním počítal, dokonce byla započata jeho stavba. Z důvodu časové tísně a velkých nákladů potřebných na jeho realizaci od něj bylo upuštěno.

Projekt předpokládal výstavbu lodního zdvihadla pro přepravu lodí o nosnosti do 300 tun. Plánováno bylo vertikální zdvihadlo v železobetonovém věžovém objektu u pravého břehu, který měl být zaústěn do obtokového tunelu, sloužícímu během výstavby k převodu průtoků. Z projektu byla částečně realizována plavební komora. [11]



Obr. 3.10 Část plavební komory lodního zdvihadla

V dnešní době však existuje nový projekt, který si nechalo zpracovat Ředitelství vodních cest ČR u firmy Pöyry Environment a.s. Dle projektu by nové lodní zdvihadlo mělo být schopno přepravit plavidla do maximálního rozměru 44 x 5,6 m, s maximálním ponorem 2,2 m a dle aktuální výšky hladiny v nádrži překonat rozdíl hladin v rozmezí 49,9 m až 54,6 m. Doba proplavení jedním směrem by měla trvat 55 minut. [11]

V projektu se počítá s dokončením již stojící části plavební komory. Ta bude zajišťovat stálou výšku hladiny v horní stanici zdvihadla. Na plavební komoru navazuje výhybna, která bude umístěna v tunelu ve skalním masivu. Její hlavní účel je možnost vyhnutí se plavidel. Objekt výhybny propojuje plavební komoru s vanou lodního zdvihadla v horní stanici. Horní a dolní stanice je propojena pomocí šikmé kolejové dráhy po které se pohybuje vana lodního zdvihadla. Nad objektem zdvihadla je navržena strojovna, ve které je i pohybovací mechanismus zdvihadla. Navržený je lanový pohybovací systém, který využívá pohyb protizávaží ve svislých šachtách pod objektem strojovny. [11]

Detailnější popis projektu včetně digitálního modelu a videa je k vidění na internetových stránkách Ředitelství vodních cest ČR.



Obr. 3.11 Plánované lodní zdvihadlo [11]

### 3.3.6 Nádrž

Slapská přehrada má pouze dva prostory, a to prostor stálého nadržení a zásobní prostor. Retenční prostor u VD Slapy není. Maximální vodoprávní úroveň hladiny je 270,60 m n. m

– <b>Prostor stálého nadržení</b>		
Rozmezí kót	212,60 až 246,60	m n. m.
Objem	68,800	mil. m <sup>3</sup>
Zatopená plocha	512,9	ha
– <b>Zásobní prostor</b>		
Rozmezí kót	246,60 až 270,60	m n. m.
Objem	200,500	mil. m <sup>3</sup>
Zatopená plocha	1162,6	ha
– <b>Celkový ovladatelný prostor</b>		
Rozmezí kót	212,60 až 270,60	m n. m.
Objem	263,300	mil. m <sup>3</sup>
Zatopená plocha	1162,6	ha

[6]

## 3.4 Technické parametry

V této podkapitole jsou shrnuty technické parametry jednotlivých částí a objektů VD, které jsou popsány v předchozí podkapitole 3.3.

### Hráz

- Příčná, tížná, betonová
- Kóta koruny hráze: 279,20 m n. m.
- Délka koruny hráze: 260,00 m
- Šířka koruny hráze: 9,40 m
- Max. výška hráze nad terénem: 60,00 m
- Max. Výška hráze nad zákl. spárou: 67,50 m

**Spodní výpusti**

- 2 x DN 4000
- Průtočná kapacita při úrovni hladiny 246,60 m n. m.:  $268 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
- Průtočná kapacita při úrovni hladiny 270,60 m n. m.:  $363 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$

**Bezpečnostní přeliv**

- Kóta koruny pevného přelivu: 262,60 m n. m.
- Počet přelivných polí: 4
- Světlá délka 1 přelivného pole: 15 m
- Celková světlá délka přelivů: 60 m
- Hradící uzávěry: 4 x segment
- Hrazená výška: 8 m
- Kapacita plně vyhrazených čtyř polí přelivu a hladině 269,10 m n. m.:  $2120 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
- Kapacita plně vyhrazených čtyř polí přelivu a hladině 270,60 m n. m.:  $2999 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$

**Vývar**

- Délka: 95 m
- Hloubka: 5,0 m
- Kóta dna vývaru: 208,60 m n. m.
- Kóta šikmému prahu dna vývaru: 213,60 m n. m.

**Vodní elektrárna**

- 3 x Kaplanova turbína
- Maximální hltnost:  $3 \times 108 \text{ m}^3\text{s}^{-1} = 324 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
- Instalovaný výkon 3 x 48 MW [6]

## 4 ZÁKLADNÍ ÚDAJE A PODKLADY

### 4.1 Požadovaná míra bezpečnosti vodního díla při povodni

Kategorie vodního díla <sup>3)</sup>	Pravděpodobné škody při hypotetické havárii vodního díla	Hodnotící hlediska podle potenciálního rozsahu škod při hypotetické havárii vodního díla		Požadovaná míra bezpečnosti VD	
		Potencionální rozsah celkových škod	Uvažované ztráty lidských životů	$p = 1/N$	$N$ (let)
I.	velmi vysoké	mimořádně vysoké ekonomické škody, škody na životním prostředí a sociální dopady v rozsahu státu	ztráty lidských životů se předpokládají	0,0001	10 000
II.	vysoké	vysoké ekonomické škody, škody na životním prostředí a sociální dopady v rozsahu regionu, případně státu	ztráty lidských životů se předpokládají	0,0001	10 000
			ztráty lidských životů jsou nepravděpodobné	0,0005	2 000
III.	střední	značné ekonomické škody, škody na životním prostředí a sociální dopady v rozsahu regionu	ztráty lidských životů se předpokládají	0,001	1 000
			ztráty lidských životů jsou nepravděpodobné	0,005	200
IV.	nízké	nízké ekonomické škody, škody na životním prostředí a sociální dopady lokálního rozsahu	předpokládají se ojedinělé ztráty lidských životů	0,005	200
			ztráty lidských životů jsou nepravděpodobné	0,01	100
		nízké ekonomické škody pouze u vlastníka VD, ostatní škody jsou nevýznamné	ztráty lidských životů jsou nepravděpodobné	0,05	20

Obr. 4.1 Tabulka požadované míry bezpečnosti VD [12]

Dle Vodního zákona 254/2001 Sb. řadíme VD Slapy do I. kategorie. To znamená, že při hypotetické havárii VD se předpokládají ztráty na lidských životech a potenciální rozsah celkových škod se předpokládá mimořádně vysoký. Proto je požadovaná míra bezpečnosti stanovena na 10 000-letý povodňový průtok s pravděpodobností výskytu  $p = 0,0001$ . [12]

### 4.2 Hydrologické podklady

#### Přehradní profil VD Slapy hráz

Číslo hydrologického pořadí	1-08-05-081
Plocha povodí	12 956,8 km <sup>2</sup>
Průměrný roční úhrn srážek	681 mm
Průměrný dlouhodobý roční průtok	85,2 m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup>

M-denní průtoky  $Q_{Md}$ 

M [dny]	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	335	364
$Q_{Md}[m^3s^{-1}]$	184	130	102	82,5	69,4	59,5	51,9	45,3	38,7	32,1	24,5	16,1	11,7

N-leté průtoky  $Q_N$ 

N[let]	1	2	5	10	20	50	100
$Q_N[m^3s^{-1}]$	450	666	1087	1387	1702	2128	2503

Hodnoty těchto M-denních a N-letých průtoků byly poskytnuty ČHMU v roce 1991. Tyto údaje jsou vyhodnoceny pro období 1931-1980. Údaje N-letých vod byly následně doplněny podle evidenčních listů hlásných profilů kategorie „A“ VD Slapy a Praha – Chuchle, kde je zahrnuta i povodeň ze srpna roku 2002. V Manipulačním řádu vodního díla Slapy jsou uvedeny také hydrologické údaje, které byly užity jako podklady pro VD Slapy viz Obr. 4.2.

N-leté průtoky  $Q_N$  se zahrnutou povodní z 08/2002

N[let]	1	5	10	50	100
$Q_N[m^3s^{-1}]$	482	991	1250	1930	2250

[6]

Manipulační řád vodního díla Slapy na významném vodním toku Vltava

Pozn.: Hydrologické údaje pro přehradní profil nádrže Slapy udávané jako podklad pro projektované parametry vodního díla (odvozené z profilu Kamýk za období 1911 - 1960).

## Vltava - přehradní profil VD Slapy hráz

plocha povodí 12 952 km<sup>2</sup>  
průměrný dlouhodobý roční průtok 85,5 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>

M-denní průtoky ( $Q_{Md}$ ) m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>

M	30	90	180	270	5	364
$Q_{Md}$	184,0	102,0	59,5	38,7	16,2	11,7

N-leté průtoky ( $Q_N$ ) m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>

N	1	5	10	20	50	100
$Q_N$	519	1041	1405	1600	2176	2374

Obr. 4.2 Hydrologické údaje použité u stavby VD Slapy [6]



Dle normy „ČSN 75 2935 – Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních“ je výchozím podkladem k vyhotovení posudku kontrolní povodňová vlna, dále KPV, zpravidla uvažovaná jako N-letá povodňová vlna. V případě VD Slapy se tak jedná o  $KPV_{10\,000}$ . Jelikož tento teoretický průběh povodňové vlny není prozatím zpracován, je součástí této práce jeho zpracování na základně transformované  $KPV_{10\,000}$  vodním dílem Orlík, pro který byla KPV zpracován ČHMÚ. [12]

## 4.2.1 Kontrolní povodňová vlna

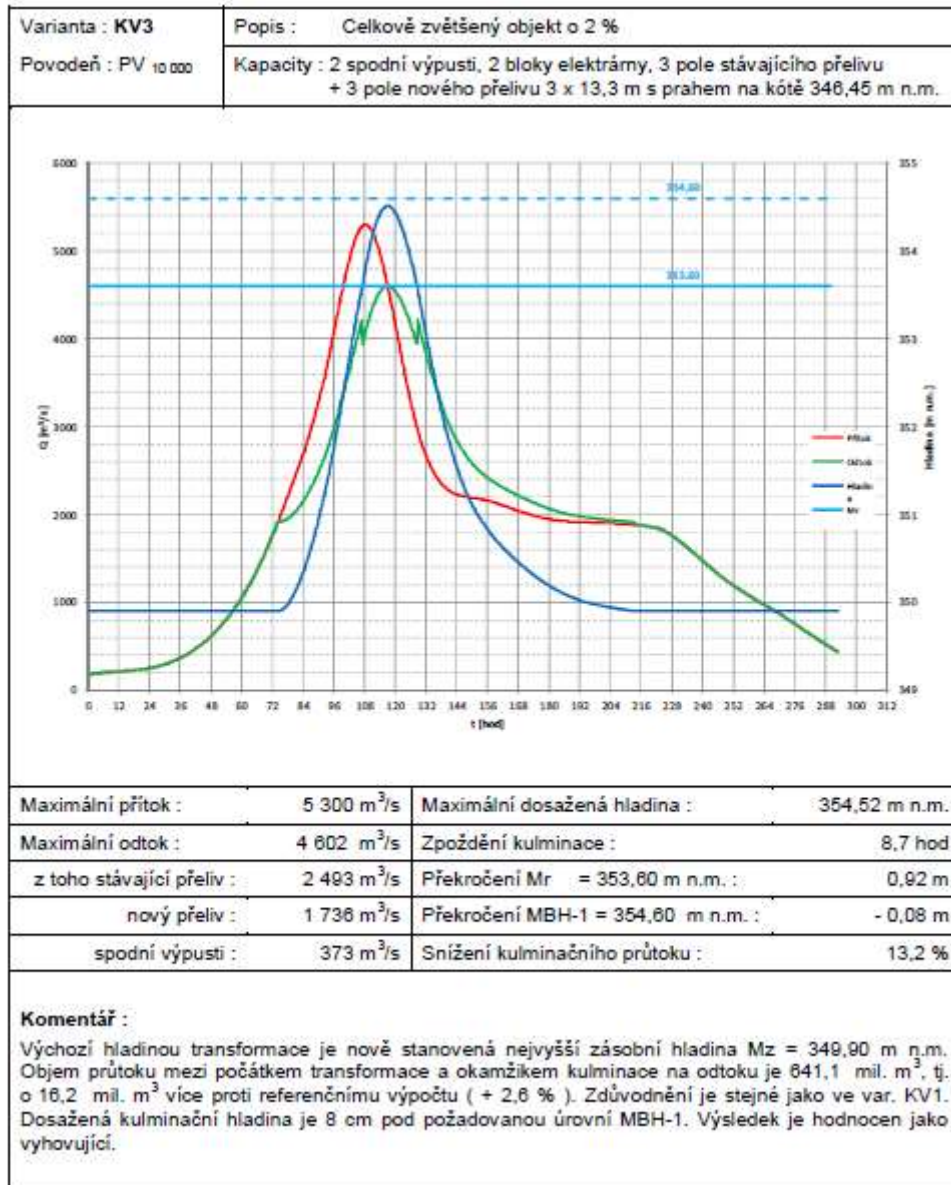
### 4.2.1.1 Podklady pro vytvoření KPV

Jako podklad byl použit průběh odtoku z VD Orlík při transformaci povodňové vlny s využitím již nového bezpečnostního přelivu (Obr. 4.3). Data k této  $KPV_{10\,000}$  byla dodána ČHMÚ a transformace této KPV byla vypočtena firmou AQUATIS a.s. (Obr. 4.4). Pro zjištění  $KPV_{10\,000}$  v profilu VD Slapy byla vytvořena úvaha, že se bude jednat o zvětšený odtok z VD Orlík o poměr mezi plochami povodí VD Slapy a VD Orlík.

Musíme ale počítat s tím, že i takto zvětšený odtok při průtoku  $Q_{10\,000}$  na VD Orlík nemusí odpovídat průtoku  $Q_{10\,000}$  v profilu VD Slapy hráz. Pro účel této práce je to dostačující. K přesnějšímu určení by byly potřebné podklady od ČHMÚ. Za úvahu by stálo, zda počítat pouze s povodím VD Slapy a na základě toho určit  $Q_{10\,000}$ , nebo použít odtok z VD Orlík a zohlednit vliv povodí VD Slapy.



Obr. 4.3 Vizualizace nového bezpečnostního přelivu VD Orlík [3]

Obr. 4.4 Transformace PV<sub>10 000</sub> VD Orlík [3]

#### 4.2.1.2 Výpočet KPV<sub>10 000</sub>

PLOCHA POVODÍ ORLÍK:  $A_{ORLÍK} = 12\,105,96 \text{ km}^2$

PLOCHA POVODÍ SLAPY:  $A_{SLAPY} = 12\,956,80 \text{ km}^2$

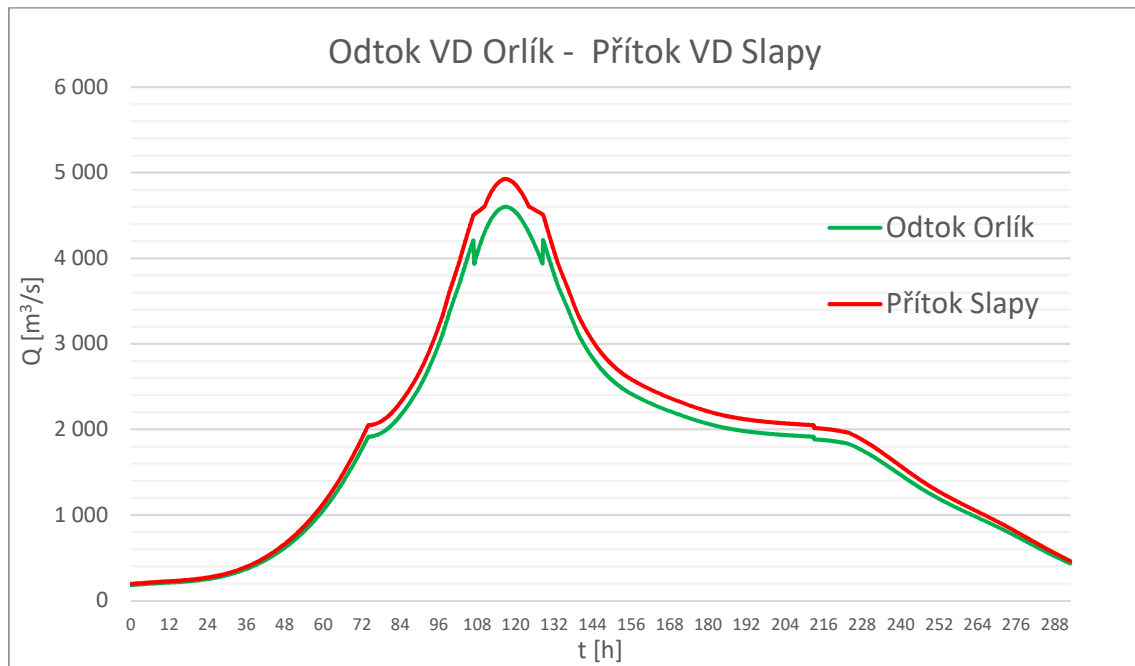
POMĚR MEZI PLOCHAMI POVODÍ:  $A_{SLAPY}/A_{ORLÍK} = \mathbf{1,07}$

KPV<sub>10 000</sub> byla získána tak, že jednotlivé průtoky v určitém čase byly vynásobeny získaným poměrem. Jen oblast, ve které dochází k odstavení VE, byla upravena tak, aby křivka povodňové vlny byla plynulá. Počítáme s tím, že tento výkyv v odtoku by byl na povodí transformován. Tím by se nám lehce zvětšil i objem povodňové vlny, takže jsme více na

straně bezpečnosti. Maximální přítok můžeme tedy označit jako 10 000-letý průtok v profilu VD Slapy hráz.

$$Q_{10\,000} = 4\,926 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$$

Objem této navržené povodňové vlny  $W = 2\,035,586 \text{ mil. m}^3$ .



Obr. 4.5 Vytvoření KPV<sub>10 000</sub> pro VD Slapy

### 4.3 Hydraulické výpočty

V této kapitole je pomocí výpočtu stanovena konsumpční křivka vyhrazeného bezpečnostního přelivu. Důvodem provedení výpočtu je porovnání s konsumpční křivkou, která byla poskytnuta jako podklad k vyhotovení této práce Povodím Vltavy, s.p. Vyhrazený přeliv byl vybrán pro výpočet z toho důvodu, jelikož jeho kapacita je nejdůležitějším parametrem v následných výpočtech transformace KPV<sub>10 000</sub>.

Výpočet byl proveden pomocí rovnice přepadu ve tvaru:

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

- $m$  – součinitel přepadu [-]
- $b_0$  – účinná šířka přelivu [m]
- $g$  – tíhové zrychlení =  $9,81 \text{ ms}^{-2}$
- $h$  – přepadová výška [m]

[20]

Přelivná plocha je uvažována jako tlaková a výpočet součinitele přepadu je proveden podle vzorce pro Smetanovu přelivnou tlakovou plochu.

$$m = 0,5(0,63 + 0,37 \sqrt{\frac{h}{h_n}})$$

- $h$  – příslušná přepadová výška [m]
- $h_n$  – návrhová přepadová výška [m] [20]

Součinitel tvaru pilíře  $\xi$  je ve výpočtu účinné šířky přelivu uvažován 0,1.

$$b_0 = b - 0,1 \cdot \sum \xi \cdot h$$

- $b$  – nezúžená šířka přelivu [m]
- $\xi$  – součinitel tvaru pilíře [-] [20]

Výpočet je proveden pro návrhovou přepadovou výšku 8 m. Vypočtená konsumpční křivka je uvedena jako Obr. 4.6. Vypočtené hodnoty nebyly pro porovnání vyneseny do grafu. K velkému překvapení jsou hodnoty natolik shodné, že by je nebylo možné v grafu rozeznat. Proto byla zvolena interpretace výsledků a porovnání formou tabulky. (Obr.4.6). Hodnoty ve sloupci „1 pole“ jsou vypočtené průtoky odpovídající přepadové výšce  $h$  pro jedno přelivné pole. Sloupec „4 pole“ je průtok přes všechna čtyři pole bezpečnostního přelivu. Hodnoty konsumpční křivky, které byly získány jako podklad, jsou uvedeny ve sloupci  $Q_{4\text{-manipul}}$ . Porovnání těchto hodnot je pod symbolem  $\Delta$ .

Konsumpční křivka poskytnutá Povodím Vltavy, s.p. je považována za správnou a je použita pro výpočty transformace KPV.

kóta	h	h/h <sub>n</sub>	b <sub>0</sub>	m	1 pole	4 pole	Q <sub>4-manipul</sub>	Δ
m n. m.	m	-	m	-	m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup>	m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup>	m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup>	m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup>
262,60	0,00	0,000	15,00	0,315	0,00	0,00	0,00	0,00
262,70	0,10	0,012	15,00	0,336	0,71	2,82	2,84	0,02
262,80	0,20	0,025	15,00	0,344	2,05	8,18	8,25	0,07
262,90	0,30	0,037	14,99	0,351	3,83	15,31	15,44	0,12
263,00	0,40	0,050	14,99	0,356	5,99	23,95	24,14	0,19
263,10	0,50	0,063	14,99	0,361	8,48	33,92	34,19	0,27
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
266,60	4,00	0,500	14,92	0,446	235,70	942,81	950,35	7,54
266,70	4,10	0,512	14,92	0,447	245,45	981,82	989,67	7,85
266,80	4,20	0,525	14,92	0,449	255,37	1021,47	1029,64	8,17
266,90	4,30	0,537	14,91	0,451	265,44	1061,76	1070,26	8,49
267,00	4,40	0,550	14,91	0,452	275,67	1102,69	1111,51	8,82
267,10	4,50	0,562	14,91	0,454	286,06	1144,25	1153,41	9,15
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
269,60	7,00	0,875	14,86	0,488	594,95	2379,80	2398,84	19,04
269,70	7,10	0,887	14,86	0,489	609,20	2436,79	2456,28	19,49
269,80	7,20	0,900	14,86	0,491	623,58	2494,34	2514,29	19,95
269,90	7,30	0,912	14,85	0,492	638,11	2552,44	2572,86	20,42
270,00	7,40	0,925	14,85	0,493	652,78	2611,11	2632,00	20,89
270,10	7,50	0,937	14,85	0,494	667,58	2670,33	2691,69	21,36
270,20	7,60	0,950	14,85	0,495	682,53	2730,11	2751,95	21,84
270,30	7,70	0,962	14,85	0,496	697,61	2790,44	2812,76	22,32
270,40	7,80	0,975	14,84	0,498	712,83	2851,32	2874,13	22,81
270,50	7,90	0,987	14,84	0,499	728,19	2912,75	2936,06	23,30
270,60	8,00	1,000	14,84	0,500	743,68	2974,74	2998,53	23,80

Obr. 4.6 Konsumpční křivka vyhrazeného bezpečnostního přelivu

## 5 STANOVENÍ MEZNÍ BEZPEČNÉ HLADINY

Mezní bezpečnou hladinou, dále MBH, se dle normy ČSN 75 2935 rozumí taková úroveň hladiny v nádrži, při jejímž překročení nastává aktuální nebezpečí poruchy a havárie vodního díla. [12]

Výchozí úroveň MBH byla určena dle konstrukčního řešení hráze. Vzhledem k již zmíněné pochozí plošině na úrovni 272,60 m n. m. (podkapitola 3.3.1.2), která se skládá z horní plochy pilířů přelivného pole a hrany nepřelévaných polí (Obr. 5.1), a na stejné úrovni umístěné podlahy přidružených stavebních objektů na pravé a levé straně VD sloužících jako skladní prostory v nichž je umístěn i záložní dieselagregát (Obr. 5.2), je zvolena výchozí úroveň **MBH 272,60 m n.m.** Tato úroveň hladiny přesahuje maximální projednanou vodoprávní hladinu o 2,0 m. Vzhledem k tomu, že se jedná o mimořádnou úroveň hladiny a ne o běžný stav, tak volba takto vysoké hladiny nevádí.

Za současného stavu by tak při překročení této hladiny došlo k přelití nepřelévaných polí a zatékání do přidružených objektů a hráze, což není žádoucí. Proto výchozí úroveň MBH byla zvolena na této úrovni hladiny ve vodní nádrži a v dalším kroku jí bylo nutné ověřit výpočtem stability VD.



Obr. 5.2 Skladovací prostory



Obr. 5.1 Hrana nepřelévaného pole

## 5.1 Posouzení stability dle ČSN 73 1208

Norma „ČSN 73 1208 - Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů“ je v platnosti od roku 2010. Stalo se tak po dlouhém období, kdy nebyl k dispozici žádný normový podklad pro posuzování stability, jelikož platnost normy ON 73 6854 skončila dříve předtím. Norma ČSN 73 1208 je harmonizována s Eurokódů a je samostatně nepoužitelná. [13]

ČSN 73 1208 užívá metodu aplikace dílčích součinitelů, které jsou uvedeny Eurokódech a užívá i jejich značení. Norma se musí použít s EC–Zásady navrhování konstrukcí (ČSN EN 1990), EC1–Zatížení konstrukcí (ČSN EN 1991-1-1), EC2–Navrhování betonových konstrukcí (ČSN EN 1992-1-1) a obsahuje odkaz i na EC7–Navrhování geotechnických konstrukcí (ČSN EN 1997-1). [14]

Rozlišení spolehlivosti jednotlivých staveb je provedeno podle rozdělení do tříd významu podle možných následků při kolapsu. Přehrady patří do třídy významu CC3 s hodnota součinitele významu  $\gamma_1 = 1,2$ .

**Tabulka 1 – Třídy následků pro vodohospodářské objekty a hodnoty součinitele významu**

Třída významu	Popis	Příklady betonových vodohospodářských staveb	Hodnota součinitele $\gamma_1$
CC3	Velké následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo <b>velmi významné</b> následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	Přehrady, funkční objekty sypaných hrází, jezy vyšší než 5 m, hlavní štolové přivaděče pitné vody do aglomerací	1,2
CC2	<b>Střední</b> následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo <b>značné</b> následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	Čistímy odpadních vod, úpravní vody, vodojemy, akvadukty, kanalizační stoky a potrubí včetně šachet a čerpacích stanic, vodní elektrárny, jezy nižší než 5 m, plavební objekty	1,1
CC1	<b>Malé</b> následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo <b>zanedbatelné</b> následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	Nábřežní zdi, požární a jiné obsypané nádrže, sportovní a lázeňské bazény, plavební kanály ve výkopu, objekty na odvodňovacích a závlahových stavbách, žumpy, lapoly, nádrže domovních ČOV	1,0

Obr. 5.3 Tabulka tříd významu dle ČSN 73 1208 [14]

Norma ještě rozlišuje návrhové situace trvalé, dočasné, mimořádné a seizmické. Princip posuzování je stejný, ale liší se použitím dílčích součinitelů. Při výpočtu stability se zřejmou maximální úrovní hladiny připouští norma použít dílčí součinitel pro zatížení vodním tlakem  $\gamma_Q = 1,0$ . [14]

### 5.1.1 Hodnocení stability

Mezní stav stability polohy se hodnotí proti posunutí, nadzvednutí vztlakem a překlolení. Posouzení napětí na základové spáře není pro ověření stability normou vyžadováno. Podmínka spolehlivosti stability polohy je dána vztahem:

$$\gamma_1 E_{d,dst} < E_{d,stb}$$

- $E_{d,dst}$  – návrhová hodnota účinku destabilizujících zatížení
- $\gamma_1$  – součinitele významu
- $E_{d,stb}$  – návrhová hodnota účinku stabilizujících zatížení [14]

Dílčí součinitelé zatížení budou mít hodnoty:

- $\gamma_Q = 1,0$  pro zatížení od vody i vztlak (Bude tomu tak na základě předchozí zmínky v podkapitole 5.1.1, jde totiž o zřejmou maximální úroveň hladiny.)
- $\gamma_{G,stb} = 0,9$  pro vlastní tíhu přehradního tělesa (je vždy stabilizující silou) [14]

**Tabulka 2 – Dílčí součinitelé zatížení  $\gamma$**

Zatížení	Značka	Hodnota
Stálé		
Destabilizující	$\gamma_{Q,dst}$	1,1
Stabilizující	$\gamma_{Q,stb}$	0,9
Proměnné		
Destabilizující	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
Stabilizující	$\gamma_{Q,stb}$	0

Obr. 5.4 Tabulka dílčích součinitelů [14]

Při použití dílčích součinitelů záleží ještě na návrhové situaci. V našem případě především na trvalé a mimořádné. Dle ČSN EN 1990 se u výpočtu stability při mimořádné kombinaci zatížení neuplatní součinitel u vlastní tíhy. Jelikož posouzení stability při úrovni MBH je považováno za mimořádnou návrhovou situaci a neuplatní se tak dílčí součinitele, je vypočtená hodnota stability vyšší než při normální poloze hladiny. To bylo dokázáno v podkapitole 5.4 této práce. [15]



### 5.1.2 Stabilita proti posunutí

- $E_{d,dst}$  - návrhová hodnota účinku všech sil od zatížení působících rovnoběžně se spárou ve směru uvažovaného posunutí.
- $E_{d,stab}$  – návrhová hodnota odporu proti posunutí dle ČSN EN 1997-1:2006.

Při posuzování stability objektů třídy významu CC3 se mají použít charakteristiky zemin získané zkouškami a efektivní soudržnost se má zanedbat. [14]

Posouzení stability přehrad proti posunutí lze určit dle vzorce:

$$1,2 \leq \frac{(\Sigma F_{v,z} + G)tg\varphi}{\Sigma F_{v,x}} \quad \text{Pro mimořádné návrhové situace}$$

$$1,2 \leq \frac{(\Sigma F_{v,z} + \gamma_{G,stab}G)tg\varphi_d}{\Sigma F_{v,x}} \quad \text{Pro trvalé a dočasné návrhové situace [13]}$$

- $\Sigma F_{v,z}$  – součet všech svislých sil od vodního tlaku [kN]
- $\Sigma F_{v,x}$  – součet všech vodorovných sil od vodního tlaku [kN]
- $G$  – vlastní tíha posuzované části přehradního tělesa [kN]
- $\gamma_{G,stab}$  – dílčí součinitel pro vlastní tíhu tělesa,  $\gamma_{G,stab} = 0,9$
- $tg\varphi$  – efektivní kritický úhel vnitřního tření
- $tg\varphi_d$  – návrhová hodnota efektivního kritického úhlu vnitřního tření  
dílčí součinitel úhlu vnitřního tření  $\gamma_\varphi = 1,25$  [16]

### 5.1.3 Stabilita proti nadzvednutí vztlakem

- $E_{d,dst}$  - návrhová hodnota výslednice sil od zatížení vztlakem
- $E_{d,stab}$  – návrhová hodnota odporu nadzvednutí vztlakem

Pro vztlak není předepsán žádný konkrétní obrazec. [14]

### 5.1.4 Stabilita proti překlopení

- $E_{d,dst}$  - návrhová hodnota momentu sil od zatížení působící překlopení kolem osy
- $E_{d,stab}$  - návrhová hodnota momentu sil od zatížení působící proti překlopení kolem osy [14]

Posouzení stability přehrad proti překlopení lze určit dle vzorce:

$$1,2 \leq \frac{\Sigma M_{d+}}{\Sigma M_{d-}}$$

- $\Sigma M_{d+}$  je součet návrhových hodnot všech momentů působících proti překlopení okolo paty vzdušného líce
- $\Sigma M_{d-}$  je součet návrhových hodnot všech momentů působících překlopení okolo paty vzdušného líce

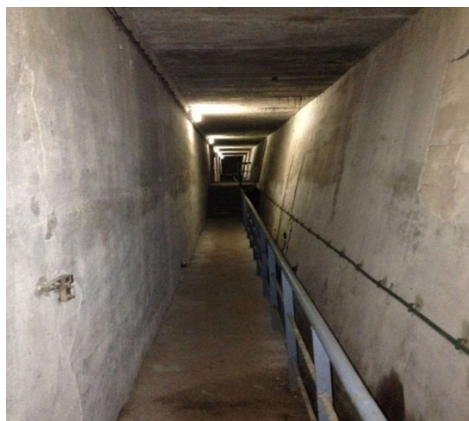
Zde opět platí, že u mimořádné návrhové situace se nepoužívají dílčí součinitele.

## 5.2 Výpočet Stability při úrovni MBH

### 5.2.1 Zatěžovací stavy

Výpočet stability byl proveden pro dva zatěžovací stavy, které byly označeny jako ZS1 a ZS2. Liší se pouze jiným zatěžovacím obrazcem vztlaku. Pro ZS1 byl uvažován navrhnutý vztlakový obrazec a u ZS2 vztlakový obrazec dle měření vztlaků na VD Slapy.

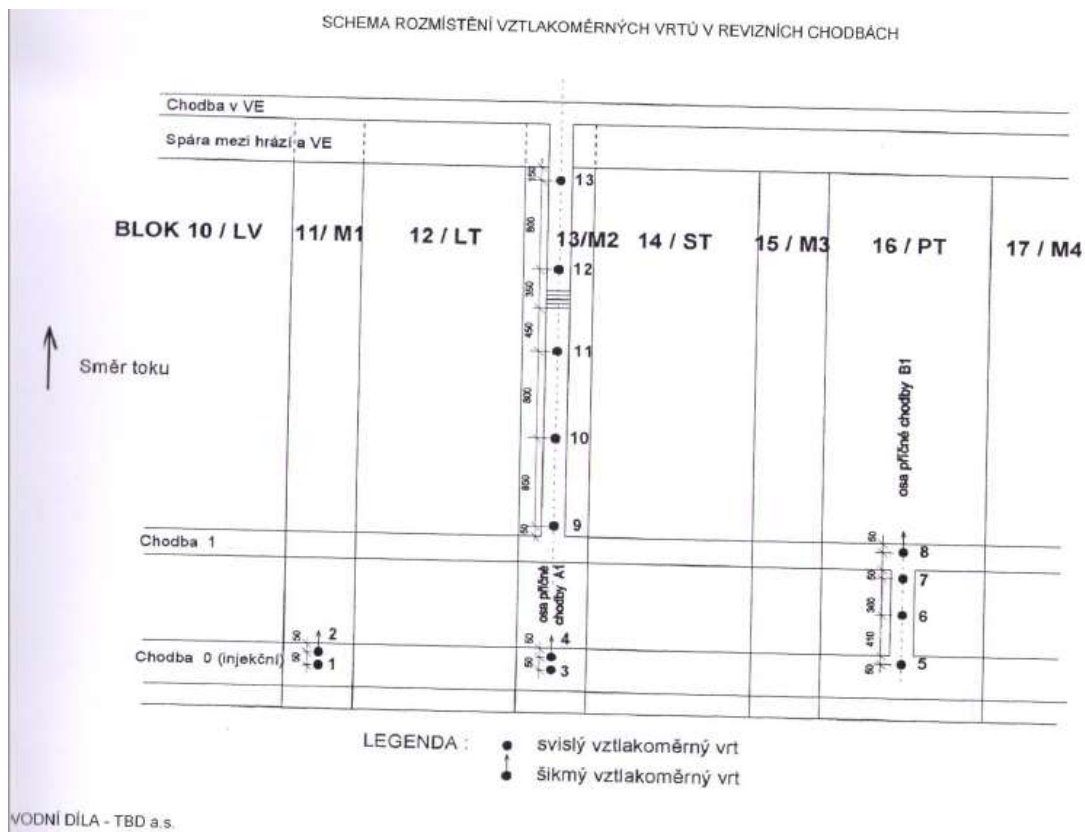
Posuzovanou částí tělesa VD Slapy byl zvolen přelivný blok, a to z důvodu že je nejslabší. Má tak nejnižší stupeň bezpečnosti. Nebyl započten účinek přepadající vody ani účinek spodní vody. Tím jsme se dostali více na stranu bezpečnosti. Započtena byla pouze hráz bez elektrárenské části, jsou odděleny dilatací, a tak nebylo počítáno s přenosem sil. Plochy revizních štol a injekční štoly nebyla do zatěžovacího obrazce vlastní tíhy počítány. Hladina dolní vody byla zvolena na úrovni 220,00 m n. m. Základová spára byla pro potřeby výpočtu vyrovnána na kótě 207,60 m n. m. Použité hodnoty byly získány ze souhrnného elaborátu VD Slapy. Posouzení bylo počítáno na 1 bm.



Obr. 5.5 Oddělení hráze (vpravo) a elektrárenské části (vlevo)

### 5.2.1.1 Hodnoty z měření vztlaků

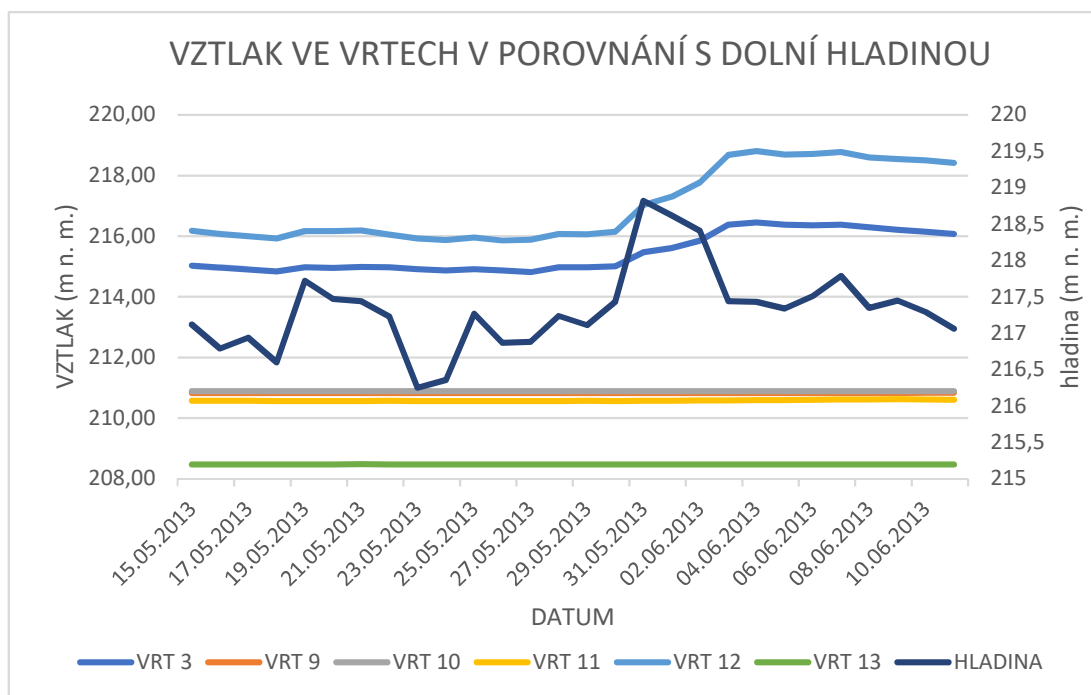
Využity byly hodnoty vztlaku naměřené na základové spáře v období 15.5.2013 až 11.6.2013, které byly poskytnuty Povodím Vltavy. Vztlakoměrné vrty jsou rozmístěny v revizních chodbách dle Obr. 5.6. Vztlaky se měří až za injekční clonou, takže naměřené hodnoty jsou ovlivněny pouze hladinou dolní vody. Naměřené hodnoty v jednotlivých vrtech byly vyneseny do grafu spolu s úrovní hladiny dolní vody a byla pozorována závislost (Obr. 5.7). Celá tabulka naměřených hodnot vztlaků je uvedena jako Příloha č.1.



Obr. 5.6 Rozmístění vztlakoměrných vrtů [7]

Hodnoty vztlaku ve vrtu 3 a 12 byly upraveny přepočtem, aby mohly být zaneseny do grafu ve stejných jednotkách (m n. m.), jelikož jejich hodnoty byly naměřeny v kPa. Měření probíhá tenzometry, umístěnými ve vrtech v injekční chodbě a v revizních chodbách, které jsou v úrovni 210,95 m n. m. Hodnoty vztlaku ve vrtech 9, 10, 11 a 13 byly naměřeny jako poloha hladiny vody ve vrtu, jelikož nedosahovala k tenzometru umístěnému v úrovni 210,95 m n. m. Hodnoty vztlaku v kPa z vrtu 3 a 12 byly vyděleny hodnotou tíhového zrychlení ( $g = 9,81 \text{ ms}^{-2}$ ) a tím byly převedeny na vodní sloupec v metrech. Aby byl vztažený k základové spáře, bylo nutné ještě přičíst hodnotu

vzdálenosti základové spáry od tenzometru, čili vzdálenost injekční štoly od základové spáry. Poté byla takto získaná hodnota vodního sloupec přičtena ke kótě základové spáry a tím byla získána hodnota, která byla použita v grafu (Obr. 5.7). Celý přepočten včetně naměřených hodnot je v Příloze č.1.



Obr. 5.7 Hodnoty naměřených vztlaků ve vrtech

Z grafu bylo vyvozeno, že vztlaky ve vrtech 9, 10, 11 a 13 nejsou ovlivněny změnou hladiny dolní vody, a tak vztlaky budou stejné i při úrovni dolní hladiny 220,00 m n. m.

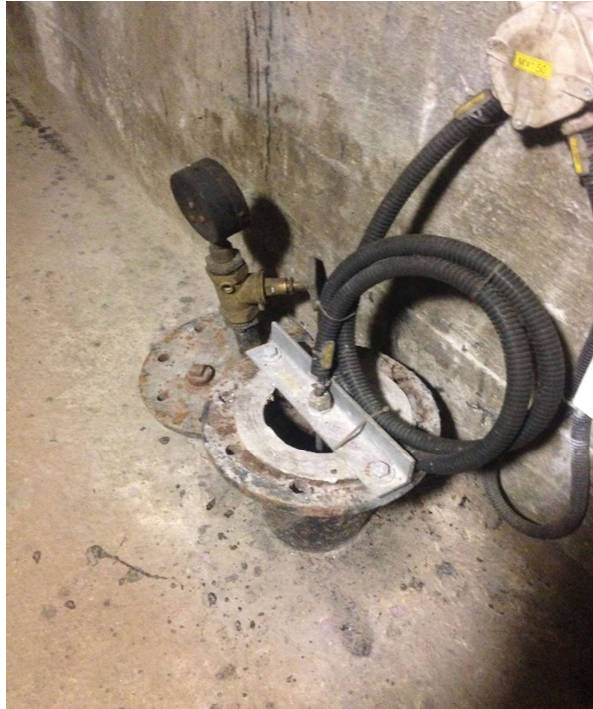
Hodnoty vztlaku ve vrtech 3 a 12 byly pro hladinu dolní vody na úrovni 220,00 m n. m. odvozeny od největšího nárůstu hladiny, a na to se zpožděním navazujícím nárůstem vztlaků.

- 30.5.2013 hladina dolní vody 217,43 m n. m.
- 31.5.2013 hladina dolní vody 218,82 m n. m.

To je zvýšení hladiny o 1,39 m a reakcí na to bylo zvyšování se vztlaku až do 4.6.2013. Vztlak za tu dobu narostl ve vrtu 3 o 1,45 m a ve vrtu 12 o 2,66 m. Dopočet vztlaku pro hladinu 220,00 m n. m. byl proveden úvahou, že ke zvýšení hladiny na tuto hodnotu by bylo potřeba skoro dvojnásobné zvýšení hladiny než v popsaném případě, a tak i zvýšení vztlaků v jednotlivých vrtech by bylo skoro dvojnásobné. Hodnoty jednotlivých vztlaků pro hladinu dolní vody 220,00 m n. m. byly uvedeny do tabulky (Obr. 5.8).

VRT 3	VRT 9	VRT 10	VRT 11	VRT 12	VRT 13
m n.m.	m n.m.	m n.m.	m n.m.	m n.m.	m n.m.
217,80	210,83	210,89	210,58	221,35	208,47
Kpa	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa
100,09	31,69	32,27	29,23	134,88	8,53

Obr. 5.8 Tabulka vztlaku pro hladinu dolní vody 220,00 m n. m.



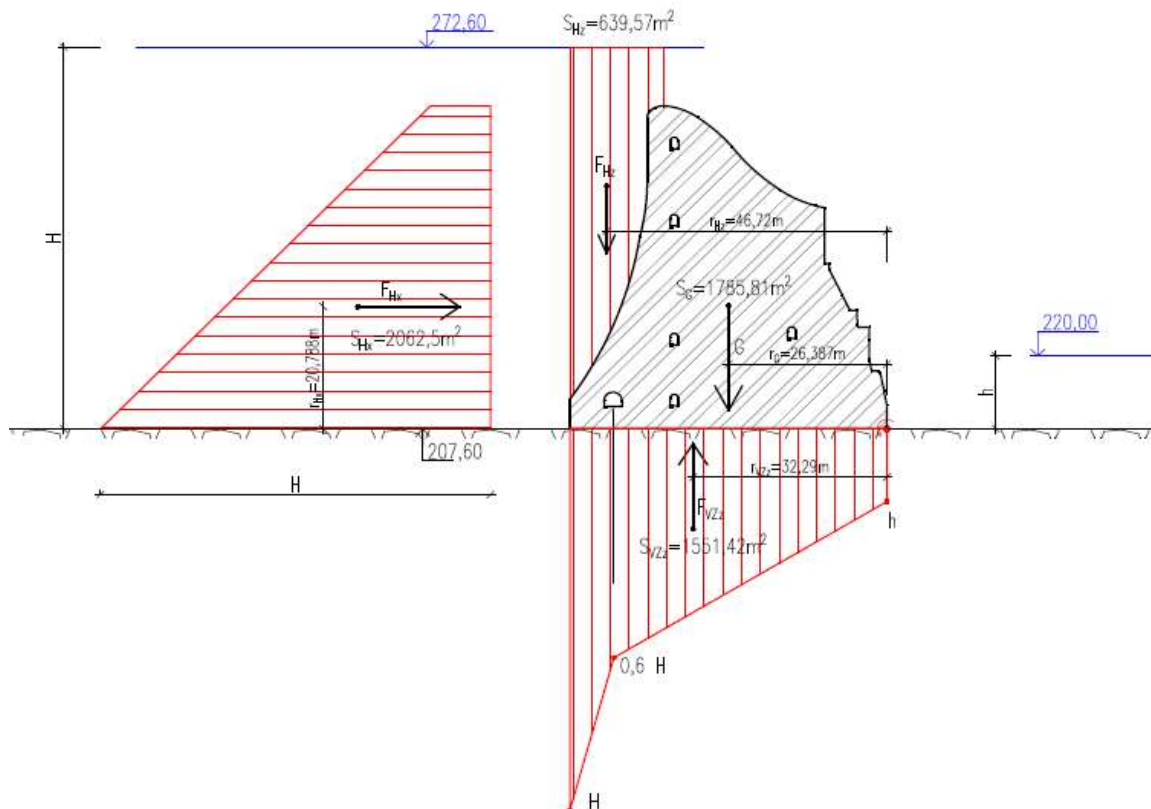
Obr. 5.9 Vrt 9 – měření vztlaku ve vrtu pomocí úrovně hladiny



Obr. 5.10 Vrt 12 – měření vztlaku tenzometrem

### 5.2.1.2 ZS1

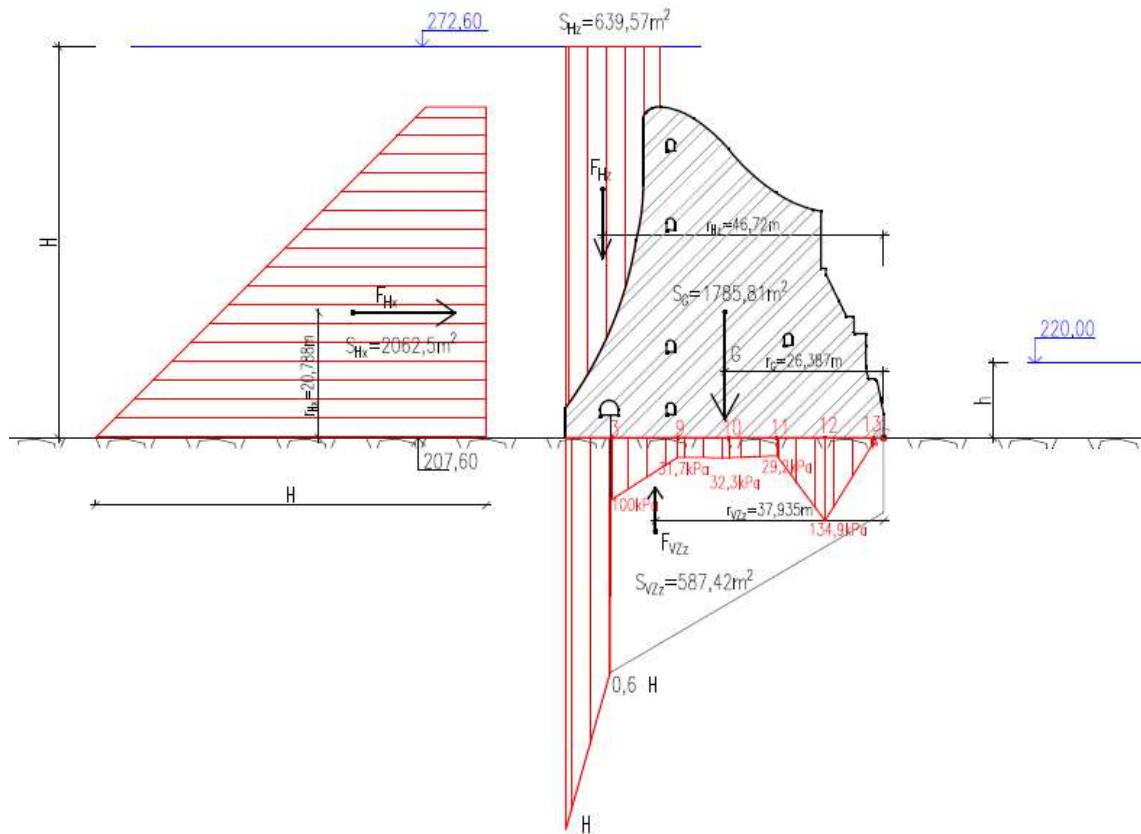
Vztlakový obrazec pro ZS1 byl navrhnut tak, že velikost vztlaku u návodní paty odpovídá výšce hladiny vody v nádrži, (označeno jako  $H$ ). Poté lineárně klesá k injekční cloně, která snižuje vztlak na  $0,6H$  a poté lineárně klesá ke vzdušné patě, kde má hodnotu hladiny dolní vody  $h$ . Zatěžovací obrazce včetně jejich ploch a délek ramen k patě vzdušného líce byly vyneseny do Obr. 5.11. [17]



Obr. 5.11 Zatěžovací obrazce ZS1 s hladinou 272,6 m n. m.

### 5.2.1.3 ZS2

Zatěžovací obrazec vztlaku pro ZS2 byl navrhnut podle měření, jak bylo uvedeno v podkapitole 5.2.1.1. Hodnota vztlaku před injekční clonou byla uvažována stejná jako u ZS1. Zatěžovací obrazce včetně jejich ploch a délek ramen k patě vzdušného líce byly vyneseny do Obr. 5.12.



Obr. 5.12 Zatěžovací obrazce ZS2 s hladinou 272,60 m n. m.

#### 5.2.1.4 Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců

Výpočet síly jednotlivých zatěžovacích obrazců:  $F = \rho \cdot g \cdot b \cdot S$

- $\rho$  – hustota [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]
- $g$  – tíhové zrychlení [ $\text{m}/\text{s}^2$ ]
- $b$  – délka konstrukce [m]
- $S$  – plocha zatěžovacího obrazce [ $\text{m}^2$ ]

Výpočet momentu okolo paty vzdušného líce:  $M = F \cdot r$

- $F$  – síla od jednotlivých zatěžovacích obrazců [kN]
- $r$  – rameno síly k patě vzdušného líce [m]

$\rho_{\text{vody}} =$	1000	$\text{kg}/\text{m}^3$	hladina horní vody:	272,6	m n. m.
$\rho_{\text{betonu}} =$	2400	$\text{kg}/\text{m}^3$ [18]	hladina dolní vody:	220	m n. m.
$g =$	9,81	$\text{m}/\text{s}^2$			
$b =$	1	m			

I. ZATĚŽOVACÍ STAV							
ZATÍŽENÍ	SÍLA	SMĚR	PLOCHA	F	r	M	SMYSL
-	-	-	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]	[kNm]	+/-
vlastní tíha	G	↓	1785,81	42045,11	26,39	1 109 444,3	+
horní voda	F <sub>Hx</sub>	→	2062,50	20233,13	20,79	420 606,2	-
horní voda	F <sub>H<sub>z</sub></sub>	↓	639,57	6274,15	46,72	293 128,3	+
vztlak	F <sub>Vz<sub>z</sub></sub>	↑	1551,42	15219,43	32,29	491 435,4	-

II. ZATĚŽOVACÍ STAV							
ZATÍŽENÍ	SÍLA	SMĚR	PLOCHA	F	r	M	SMYSL
-	-	-	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]	[kNm]	+/-
vlastní tíha	G	↓	1785,81	42045,11	26,39	1 109 444,3	+
horní voda	F <sub>Hx</sub>	→	2062,50	20233,13	20,79	420 606,2	-
horní voda	F <sub>H<sub>z</sub></sub>	↓	639,57	6274,15	46,72	293 128,3	+
vztlak	F <sub>Vz<sub>z</sub></sub>	↑	587,42	5762,59	37,94	218 603,9	-

Obr. 5.13 Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců pro hladinu 272,60 m n. m.

### 5.2.2 Posouzení stability proti posunutí

Určení stability proti posunutí při úrovni hladiny MBH bylo posouzeno jako mimořádná návrhová situace, jak bylo uvedeno v podkapitole 5.1.2. V použité rovnici tak nebyly uplatněny dílčí součinitelé pro vlastní tíhu a úhel vnitřního tření.

$$1,2 \leq \frac{(\Sigma F_{v,z} + G) \operatorname{tg} \varphi}{\Sigma F_{v,x}} = SF$$

- $\Sigma F_{v,z}$  – součet všech svislých sil od vodního tlaku [kN]
- $\Sigma F_{v,x}$  – součet všech vodorovných sil od vodního tlaku [kN]
- G – vlastní tíha posuzované části přehradního tělesa [kN]
- $\operatorname{tg} \varphi$  – efektivní kritický úhel vnitřního tření
- SF – stupeň bezpečnosti proti posunutí

#### ZATĚŽOVACÍ STAV 1:

↓	$\Sigma F_{v,z} =$	-8945,3	kN
↓	G =	42045,1	kN
→	$\Sigma F_{v,x} =$	20233,1	kN
	$\operatorname{tg} \varphi =$	0,8	[18]



$$SF_{ZS1} = \frac{(\Sigma F_{v,z} + G)tg\varphi}{\Sigma F_{v,x}} = \frac{(-8945,3 + 42045,1) \cdot 0,8}{20233,1} = \mathbf{1,3}$$

$$\geq 1,2 \quad \text{SPLNĚNO}$$

Podmínka stability pro ZS1 byla splněna. Stupeň bezpečnosti proti posunutí byl vyčíslen na 1,3 a požadováno bylo alespoň 1,2.

ZATĚŽOVACÍ STAV 2:

↓	$\Sigma F_{v,z} =$	511,6	kN
↓	G =	42045,1	kN
→	$\Sigma F_{v,x} =$	20233,1	kN
	tg $\varphi =$	0,8	[18]

$$SF_{ZS2} = \frac{(\Sigma F_{v,z} + G)tg\varphi}{\Sigma F_{v,x}} = \frac{(511,6 + 42045,1) \cdot 0,8}{20233,1} = \mathbf{1,7} \geq 1,2 \quad \text{SPLNĚNO}$$

Podmínka stability pro ZS2 byla splněna se značnou rezervou. Stupeň bezpečnosti proti posunutí byl vyčíslen na 1,7 a požadováno bylo alespoň 1,2.

### 5.2.3 Posouzení stability proti překlpení

Určení stability proti překlpení při úrovni hladiny MBH bylo posouzeno jako mimořádná návrhová situace, jak bylo uvedeno v podkapitole 5.1.4. V použité rovnici tak nebyl uplatněn dílčí součinitel pro vlastní tíhu.

$$1,2 \leq \frac{\Sigma M_{d+}}{\Sigma M_{d-}} = SM$$

- $\Sigma M_{d+}$  je součet návrhových hodnot všech momentů působících proti překlpení okolo paty vzdušného líce
- $\Sigma M_{d-}$  je součet návrhových hodnot všech momentů působících překlpení okolo paty vzdušného líce
- SM – stupeň bezpečnosti proti překlpení

## ZATĚŽOVACÍ STAV 1:

$$\cup \Sigma M_{+=} 1\,402\,572,7 \text{ kNm}$$

$$\cup \Sigma M_{=-} 912\,041,6 \text{ kNm}$$

$$SM_{ZS1} = \frac{\Sigma M_{d+}}{\Sigma M_{d-}} = \frac{1402572,7}{912041,6} = \mathbf{1,5} \geq 1,2 \quad \text{SPLNĚNO}$$

Podmínka stability pro ZS1 byla splněna s rezervou. Stupeň bezpečnosti proti překlopení byl vyčíslen na 1,5 a požadováno bylo alespoň 1,2.

## ZATĚŽOVACÍ STAV 2:

$$\cup \Sigma M_{+=} 1\,402\,572,7 \text{ kNm}$$

$$\cup \Sigma M_{=-} 639\,210,1 \text{ kNm}$$

$$SM_{ZS1} = \frac{\Sigma M_{d+}}{\Sigma M_{d-}} = \frac{1402572,7}{639210,1} = \mathbf{2,2} \geq 1,2 \quad \text{SPLNĚNO}$$

Podmínka stability pro ZS2 byla splněna se značnou rezervou. Stupeň bezpečnosti proti překlopení byl vyčíslen na 2,2 a požadováno bylo alespoň 1,2.

Stabilitu proti nadzvednutí vztlakem nebylo třeba ověřovat, jelikož z tabulky (Obr 5.13) bylo patrné, že v obou zatěžovacích stavech je velikost síly vyvolané vlastní tíhou tělesa mnohonásobně větší než síla vztlaková.

### 5.3 Interpretace výsledku výpočtu stability

#### POSOUZENÍ STABILITY VD PŘI ÚROVNI MBH - 272,60 m n. m.

DRUH POSOUZENÍ	POŽADAVEK	ZS1	ZS2
POSUNUTÍ	$\geq 1,2$	<b>1,3</b>	<b>1,7</b>
PŘEKLOPENÍ	$\geq 1,2$	<b>1,5</b>	<b>2,2</b>

Stabilita vodního díla při úrovni vodní hladiny na kótě 272,60 m n. m. byla potvrzena výpočtem, což znamená, že všechny předpoklady pro stanovenou MBH právě na této úrovni byly splněny. S ohledem na stupně bezpečnosti, které byly získány výpočtem, by nebyl problém umístit úroveň MBH ještě výše. Značná rezerva byla prokázána hlavně u druhého zatěžovacího stavu, který počítal s reálnými hodnotami vztlak na základové

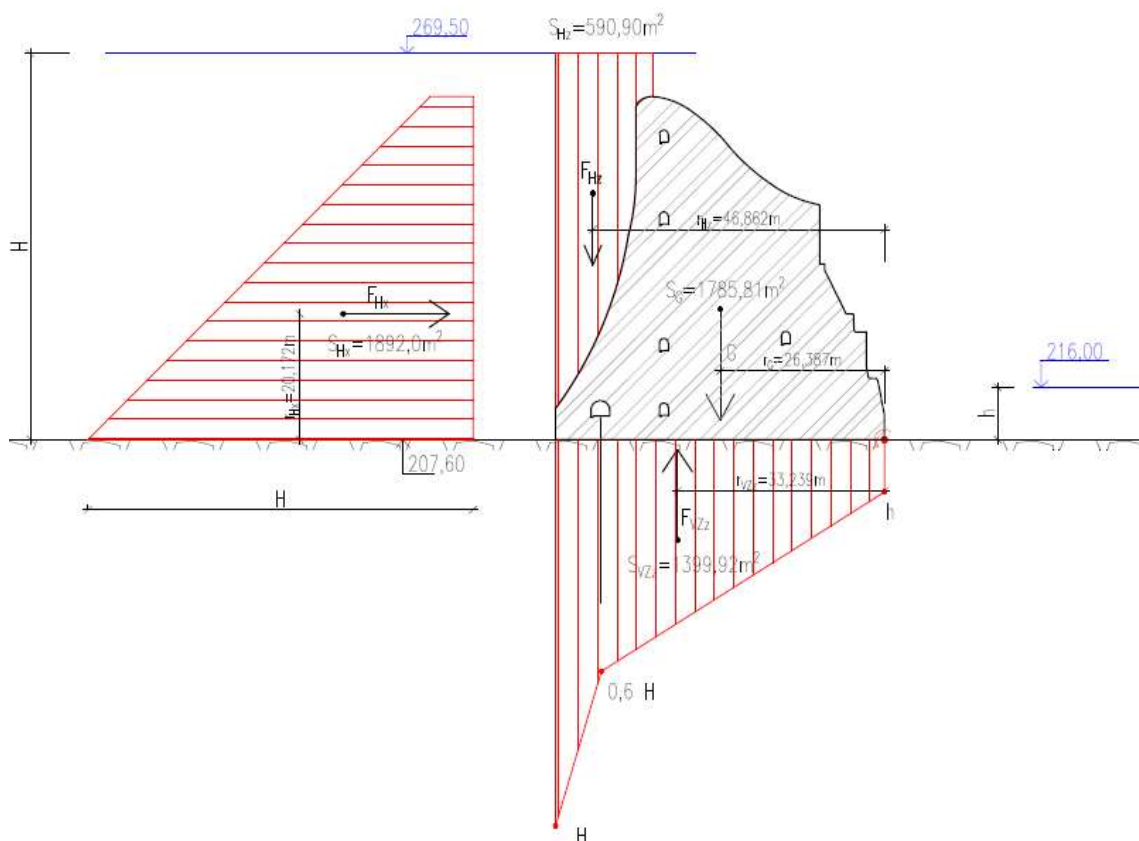
spáře. Ovšem vyšší MBH by byla problémem s ohledem na přelití nepřelévavých polí vodního díla, proto byla zatím MBH zvolena na kótě hladiny 272,60 m n. m.

## 5.4 Výpočet stability VD při letní plánované hladině

Tato kapitola byla zařazena do této práce z důvodu ukázky odlišného použití dílčích součinitelů k výpočtu stability dle ČSN 73 1208 u mimořádného návrhové situace (MBH) a u normální úrovně hladiny. Úroveň letní plánované hladiny je 269,50 m n. m. a dolní voda byla počítána na úrovni 216,00 m n. m., což je o 0,4 m výše než minimální hladina v plavebním období.

### 5.4.1 Zatěžovací stavy

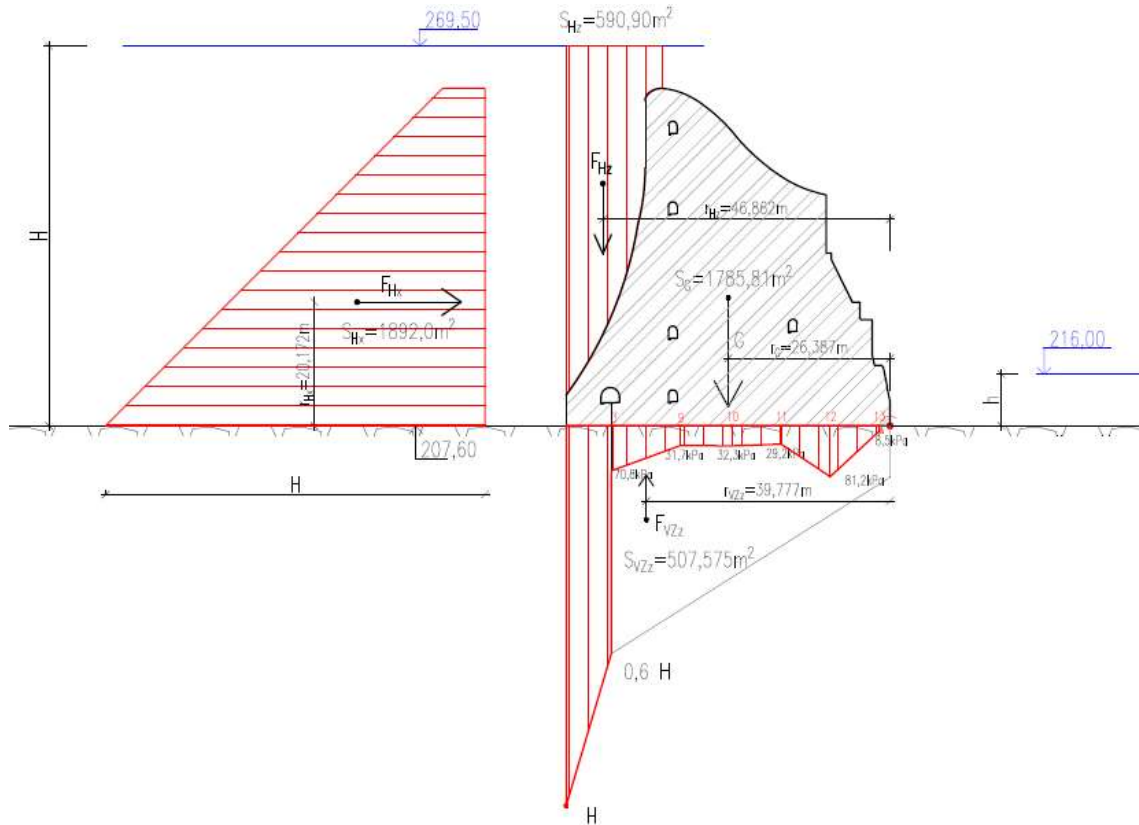
Výpočet byl proveden opět pro dva zatěžovací stavy odlišné pouze zatěžovacím obrazcem pro vztlak. U ZS1 byl obrazec vztlaku navrhnutý a pro ZS2 vytvořen dle měření vztlaků na základové spáře – podkapitola 5.2.1.1.



Obr. 5.14 Zatěžovací obrazce ZS1 s hladinou 269,50 m n. m.

VRT 3	VRT 9	VRT 10	VRT 11	VRT 12	VRT 13
m n.m.	m n.m.	m n.m.	m n.m.	m n.m.	m n.m.
214,81	210,83	210,89	210,58	215,88	208,47
Kpa	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa
70,77	31,69	32,27	29,23	81,21	8,53

Obr. 5.15 Tabulka vztlaku pro hladinu dolní vody 216,00 m n. m.



Obr. 5.16 Zatěžovací obrazce ZS2 s hladinou 269,50 m n. m.

#### 5.4.2 Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců

Výpočet síly jednotlivých zatěžovacích obrazců:  $F = \rho \cdot g \cdot b \cdot S$

- $\rho$  – hustota [ $\text{kg/m}^3$ ]
- $g$  – tíhové zrychlení [ $\text{ms}^{-2}$ ]
- $b$  – délka konstrukce [m]
- $S$  – plocha zatěžovacího obrazce [ $\text{m}^2$ ]

Výpočet momentu okolo paty vzdušného líce:  $M = F \cdot r$

- F – síla od jednotlivých zatěžovacích obrazců [kN]
- r – rameno síly k patě vzdušného líce [m]

$\rho_{\text{vody}} =$	1000	kg/m <sup>3</sup>	hladina horní vody:	272,6	m n. m.
$\rho_{\text{betonu}} =$	2400	kg/m <sup>3</sup> [18]	hladina dolní vody:	220	m n. m.
g =	9,81	m/s <sup>2</sup>			
b =	1	m			

I. ZATĚŽOVACÍ STAV							
ZATÍŽENÍ	SÍLA	SMĚR	PLOCHA	F	r	M	SMYSL
-	-	-	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]	[kNm]	+/-
vlastní tíha	G	↓	1785,81	42045,11	26,39	1 109 444,3	+
horní voda	F <sub>Hx</sub>	→	1892,00	18560,52	20,17	374 402,8	-
horní voda	F <sub>H<sub>z</sub></sub>	↓	590,90	5796,73	46,86	271 646,3	+
vztlak	F <sub>Vz<sub>z</sub></sub>	↑	1399,92	13733,22	33,24	456 478,3	-

II. ZATĚŽOVACÍ STAV							
ZATÍŽENÍ	SÍLA	SMĚR	PLOCHA	F	r	M	SMYSL
-	-	-	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]	[kNm]	+/-
vlastní tíha	G	↓	1785,81	42045,11	26,39	1 109 444,3	+
horní voda	F <sub>Hx</sub>	→	1892,00	18560,52	20,17	374 402,8	-
horní voda	F <sub>H<sub>z</sub></sub>	↓	590,90	5796,73	46,86	271 646,3	+
vztlak	F <sub>Vz<sub>z</sub></sub>	↑	507,58	4979,31	39,78	198 062,0	-

Obr. 5.17 Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců pro hladinu 269,50 m n. m.

### 5.4.3 Posouzení stability proti posunutí

V použité rovnici byly uplatněny dílčí součinitele pro vlastní tíhu a úhel vnitřního tření.

$$1,2 \leq \frac{(\Sigma F_{v,z} + \gamma_{G, stb} G) \operatorname{tg} \varphi_d}{\Sigma F_{v,x}} = SF$$

- $\Sigma F_{v,z}$  – součet všech svislých sil od vodního tlaku [kN]
- $\Sigma F_{v,x}$  – součet všech vodorovných sil od vodního tlaku [kN]
- G – vlastní tíha posuzované části přehradního tělesa [kN]
- $\gamma_{G, stb}$  – dílčí součinitel pro vlastní tíhu tělesa,  $\gamma_{G, stb} = 0,9$
- $\operatorname{tg} \varphi$  – efektivní kritický úhel vnitřního tření
- $\operatorname{tg} \varphi_d$  – návrhová hodnota efektivního kritického úhlu vnitřního tření

dílčí součinitel úhlu vnitřního tření  $\gamma_{\varphi} = 1,25$  [16]

## ZATĚŽOVACÍ STAV 1:

$$\begin{array}{llll}
 \downarrow & \Sigma F_{v,z} = & -7936,5 & \text{kN} & \gamma_{G, \text{stb}} = & 0,9 \\
 \downarrow & G = & 42045,1 & \text{kN} & \gamma_{\varphi} = & 1,25 \\
 \rightarrow & \Sigma F_{v,x} = & 18560,5 & \text{kN} & & \\
 & \text{tg} \varphi = & 0,8 & \rightarrow & \varphi = & 38,66^{\circ} & \varphi_d = \varphi / \gamma_{\varphi} = & 30,93^{\circ} \\
 & \text{tg} \varphi_d = & 0,6 & & & & & 
 \end{array}$$

$$SF_{ZS1} = \frac{(\Sigma F_{v,z} + \gamma_{G, \text{stb}} G) \text{tg} \varphi_d}{\Sigma F_{v,x}} = \frac{(-7936,5 + 0,9 \cdot 42045,1) \cdot 0,6}{18560,5} = 1,0 \geq 1,2 \quad \text{nesplněno}$$

## ZATĚŽOVACÍ STAV 2:

$$\begin{array}{llll}
 \downarrow & \Sigma F_{v,z} = & 817,4 & \text{kN} & \gamma_{G, \text{stb}} = & 0,9 \\
 \downarrow & G = & 42045,1 & \text{kN} & \gamma_{\varphi} = & 1,25 \\
 \rightarrow & \Sigma F_{v,x} = & 18560,5 & \text{kN} & & \\
 & \text{tg} \varphi = & 0,8 & \rightarrow & \varphi = & 38,66^{\circ} & \varphi_d = \varphi / \gamma_{\varphi} = & 30,93^{\circ} \\
 & \text{tg} \varphi_d = & 0,6 & & & & & 
 \end{array}$$

$$SF_{ZS2} = \frac{(\Sigma F_{v,z} + \gamma_{G, \text{stb}} G) \text{tg} \varphi_d}{\Sigma F_{v,x}} = \frac{(817,4 + 0,9 \cdot 42045,1) \cdot 0,6}{18560,5} = 1,2 \geq 1,2 \quad \text{splněno}$$

## 5.4.4 Posouzení stability proti překlpení

V použité rovnici byl uplatněn dílčí součinitel u výpočtu momentu, který vyvolává vlastní tíha tělesa VD.

$$1,2 \leq \frac{\Sigma M_d +}{\Sigma M_d -} = SM$$

- $\Sigma M_{d+}$  je součet návrhových hodnot všech momentů působících proti překlpení okolo paty vzdušného líce
- $\Sigma M_{d-}$  je součet návrhových hodnot všech momentů působících překlpení okolo paty vzdušného líce
- SM – stupeň bezpečnosti proti překlpení

## ZATĚŽOVACÍ STAV 1:

$$\cup \Sigma M_{+=} 1\,270\,146,2 \text{ kNm}$$

$$\cup \Sigma M_{=-} 830\,881,1 \text{ kNm}$$

$$SM_{ZS} = \frac{\Sigma M_{d+}}{\Sigma M_{d-}} = \frac{1270146,2}{830881,1} = 1,5 \geq 1,2 \quad \textit{splněno}$$

## ZATĚŽOVACÍ STAV 2:

$$\cup \Sigma M_{+=} 1\,270\,146,2 \text{ kNm}$$

$$\cup \Sigma M_{=-} 572\,464,9 \text{ kNm}$$

$$SM_{ZS2} = \frac{\Sigma M_{d+}}{\Sigma M_{d-}} = \frac{1270146,2}{572464,9} = 2,2 \geq 1,2 \quad \textit{splněno}$$

## 5.4.5 Interpretace výsledků výpočtu stability

HLADINA m n. m.	POŽADAVEK POSUNUTÍ	POSUNUTÍ		POŽADAVEK PŘEKLOPENÍ	PŘEKLOPENÍ	
		I. ZS	II. ZS		I. ZS	II. ZS
269,50	≥ 1,2	1,0	1,2	≥ 1,2	1,5	2,2
272,60	≥ 1,2	1,3	1,7	≥ 1,2	1,5	2,2

Obr. 5.18 Porovnání stupňů bezpečnosti

Stupně bezpečnosti pro letní plánovanou hladinu vyšly dle výpočtů nižší, než pro mimořádný návrhový stav. Posouzení stability proti posunutí pro první zatěžovací stav dokonce nevyhovělo požadované hodnotě 1,2. Kdyby proběhlo pouze posouzení dle navrhnutého vztakového obrazce a my neměli k dispozici naměřené hodnoty vztaku k základové spáře, mohla by se dle normy ČSN 73 1208 jevit hráz Slapské přehrady jako nevyhovující a my bychom se tak mohli obávat ztráty stability a následného kolapsu. Přitom se jedná o běžnou úroveň hladiny, která je o 3,1 m níže než námi navrhnutá MBH, která posudku vyhověla. V tomto ohledu se jeví norma ČSN 73 1208 značně kontroverzně, jelikož existují stavy, kdy dle výpočtů není splněna podmínka stability, přitom stabilita VD není ohrožena.

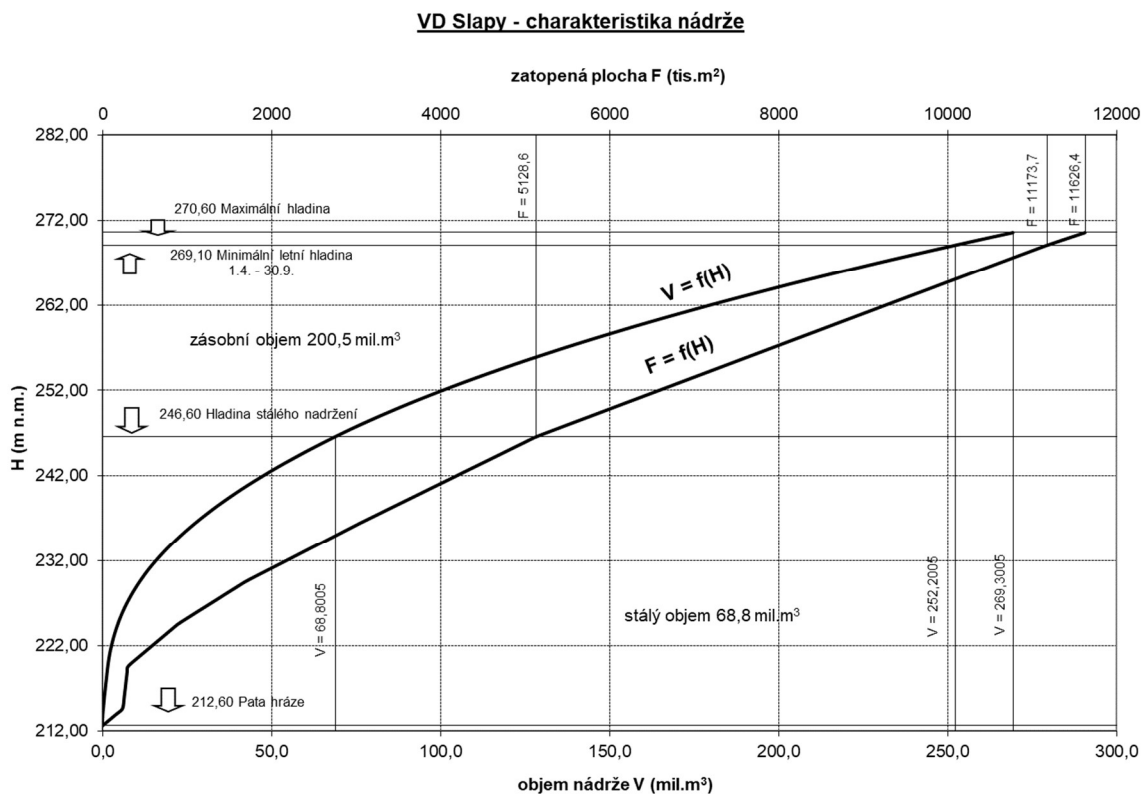
## 6 STANOVENÍ KONTROLNÍ MAXIMÁLNÍ HLADINY

Kontrolní maximální hladina v nádrži byla stanovena řešením úlohy transformace povodňové vlny retenčním účinkem nádrže. K řešení byla použita kontrolní povodňová vlna (KPV<sub>10 000</sub>), čára zatopených objemů, konsumpční křivky všech zařízení využívaných pro převádění povodně a přehled zásad manipulací na vodním díle.

### 6.1 Podklady

KPV<sub>10 000</sub> byla vypočtena v podkapitole 4.2.1. Konzumpční křivky a charakteristiky nádrže byly získány od Povodí Vltavy, s.p. Jedná se o přílohu G.1. z Manipulačního řádu VD Slapy.

#### 6.1.1 Čára zatopených objemů

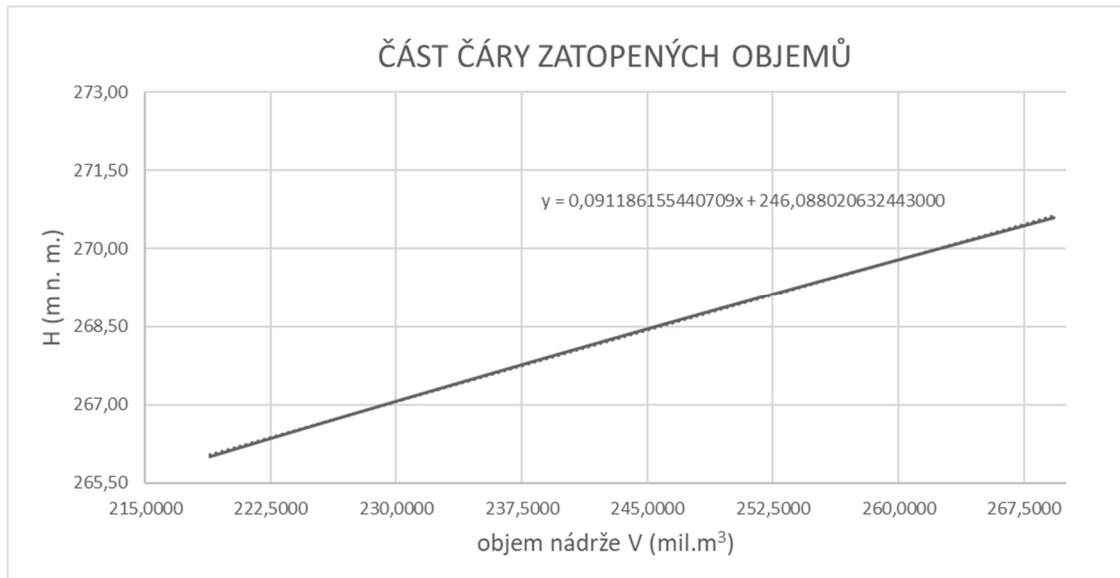


Obr. 6.1 Čára zatopených ploch a objemů [19]

Počátek transformace povodňové vlny byl uvažován na úrovni letní plánované hladiny, tj. 269,50 m n. m. Proto zájmovou částí čáry zatopených objemů bylo zvoleno rozmezí hladin 266,00 m n. m. až 270,6 m n. m. V této oblasti má čára zatopených objemů lineární průběh. Tato oblast hodnot byla vynesena samostatně do grafu a proložena



přímkou. Byl získán předpis přímky, který byl použit k výpočtu transformace povodňové vlny (Obr. 6.2). Zároveň byl předpokládán konstantní růstu čáry zatopených objemů pro výšku hladiny přesahující maximální vodoprávní hladinu 270,60 m n. m.



Obr. 6.2 Část čáry zatopených objemů s rovnicí spojnice trendu

### 6.1.2 Zásady manipulace

Sled manipulací při povodni se na vodních dílech Slapy a Orlík shodují. Jsou rozlišeny na manipulace při  $PV_{1000}$  a  $PV_{10\,000}$ .

#### Časový sled manipulací při $PV_{1000}$ :

- v čase  $t = 0$  hod až  $t = 12$  hod – přítok = odtok
- v čase  $t = 12$  hod až  $t = 24$  hod – odtok =  $300 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
- v čase  $t = 24$  hod až  $t = 36$  hod – odtok =  $500 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
- v čase  $t = 36$  hod – odtok =  $900 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ , než se přítok =  $900 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ , poté se otevírají všechna dostupná zařízení

#### Časový sled manipulací při $PV_{10\,000}$ :

- přítok = odtok od začátku až do dosažení maximální kapacity dostupných zařízení

[3]

Ze zkušeností nemusí být předpověď od ČHMÚ vždy odpovídající, mohlo by se stát, že by původní předpoklad povodně mohl odpovídat pouze  $PV_{1000}$ . Z toho důvodu byla

vypočtena transformace povodňové vlny i pro další manipulace, nejen pro manipulace odpovídající PV<sub>10 000</sub>. Výpočty byly přiloženy jako přílohy.

Počáteční hladina transformace: 269,50 m n. m.

Dostupná zařízení:

- bezpečnostní přeliv – 4 pole
- 2 x spodní výpust
- 1 x turbína VE (ze tří možných) – po překročení hladiny 270,60 m n. m. odstavení

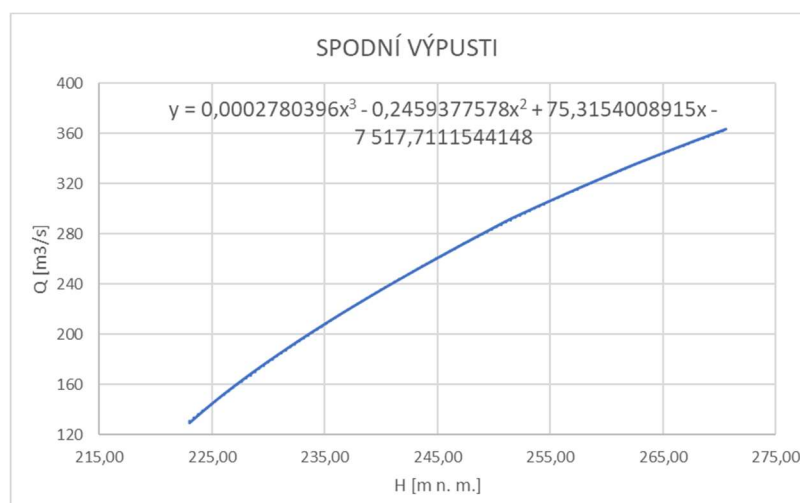
Jako první se k převedení průtoku využívají vodní elektrárny, poté spodní výpusti a jako poslední bezpečnostní přelivy.

### 6.1.3 Dostupná zařízení pro převádění povodně

Pravděpodobná využitelná kapacita pro spodní výpust a bezpečnostní přeliv byla zvolena 100 % a to z důvodu splnění podmínek bodu 9.7 z normy ČSN 75 2935. [12]

#### 6.1.3.1 Spodní výpusti

Maximální kapacita obou spodních výpustí, které jsou naplno otevřeny, je v manipulačním řádu uvedena pro dvě úrovně hladiny. 268 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup> pro 246,60 m n. m. a 363 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup> pro maximální vodoprávně projednanou hladinu 270,60 m n. m. Při hladině v nádrži na kótě MBH 272,60 m n. m. byla předpokládána kapacitu obou výpustí 370 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>. Konsumpční křivka byla proložena spojnicí trendu a její rovnice použita do výpočtu transformace povodňové vlny.



Obr. 6.3 Konsumpční křivka plně otevřených spodních výpustí

### 6.1.3.2 Vodní elektrárna

Vodní elektrárna má tři Kaplanovy turbíny. Ve výpočtu bylo počítáno s jednou turbínou v provozu, která je po překročení úrovně maximální vodopravně projednané hladiny odstavena. (270,60 m n. m.)

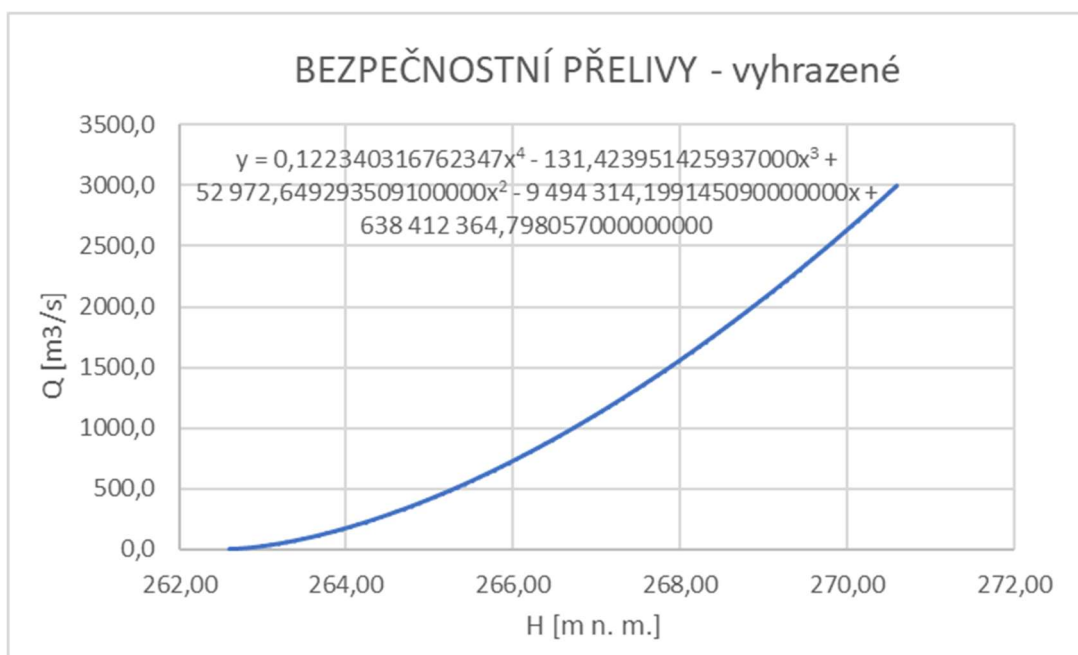
Maximální hltnost jedné turbíny je  $108 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ .

### 6.1.3.3 Bezpečnostní přeliv

Maximální kapacita všech čtyř vyhrazených bezpečnostních přelivů je v manipulačním řádu pro maximální hladinu 270,60 m n. m. uváděna  $2999 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ . Měrné křivky přelivů uvedené v příloze Manipulačního řádu jsou uvedeny pouze do návrhové přepadové výšky  $h = 8 \text{ m}$ . Měrné křivky jsou výsledkem teoretických výpočtů i optimalizace na fyzikálním hydraulickém modelu a obsahují v sobě proměnlivost součinitele přepadu  $m$ .

[6] [7]

Pro stanovení průtoku při hladině v nádrži na kótě navržené MBH 272,60 m n. m. bylo použito proložení konsumpční křivky polynomickou spojnici trendu čtvrtého stupně a následně její vyjádření pomocí rovnice. Takto získaná rovnice byla použita pro výpočet transformace povodňové vlny. Hodnota průtoku přes všechny čtyři vyhrazená pole přelivů při hladině 272,60 m n. m. byla vyčíslena na  $4408 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ .

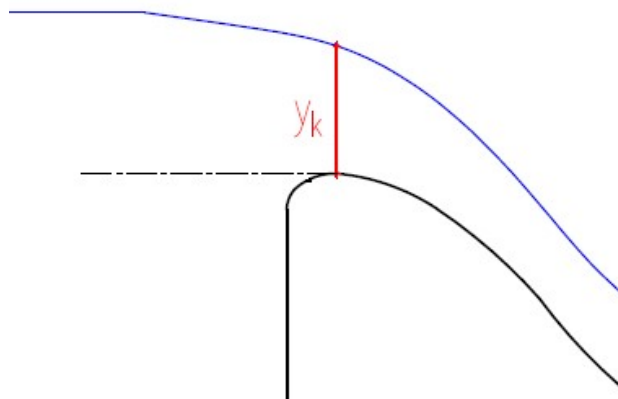


Obr. 6.4 Konsumpční křivka vyhrazených bezpečnostních přelivů

Proložení konsumpční křivky spojnicí trendu pro získání hodnot průtoků pro vyšší úroveň hladiny bylo zvoleno z toho důvodu, že pilíře dosahují až na úroveň 272,60 m n. m, takže jejich návodní zhlaví nebude přeléváno, a proto bylo předpokládáno pokračování stejného trendu konsumpční křivky i pro vyšší úroveň hladiny, než je maximální projednaná vodoprávní hladina 270,60 m n. m. Pro zpřesnění a ověření tohoto výpočtu by bylo nutné sestavit hydraulický model. V této úvaze bylo počítáno rovněž s tím, že ještě při hladině 272,60 m n.m. jde o volný přepad, což znamená, že zdvižený segmentový uzávěr nezasahuje do přepadajícího paprsku vody. Tento předpoklad byl prověřen v následující podkapitole.

#### 6.1.3.3.1 Přepadající paprsek – ověření

Ověření volného přepadu při hladině 270,60 m n. m. bylo provedeno dle předpokladu výskytu kritické hloubky na vrcholu koruny bezpečnostního přelivu viz Obr. 6.5.



Obr. 6.5 Schéma výskytu kritické hloubky

Rovnice kritické hloubky pro obdélníkový průřez koryta je dána rovnicí:

$$y_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}}$$

Kde  $\alpha$  je Coriolisovo číslo, které pro pravidelná koryta bereme  $\alpha=1,0$ ,  $Q$  je průtok,  $g$  tíhové zrychlení a  $b$  šířka koryta, v našem případě jde o šířku přelivného pole. [20]

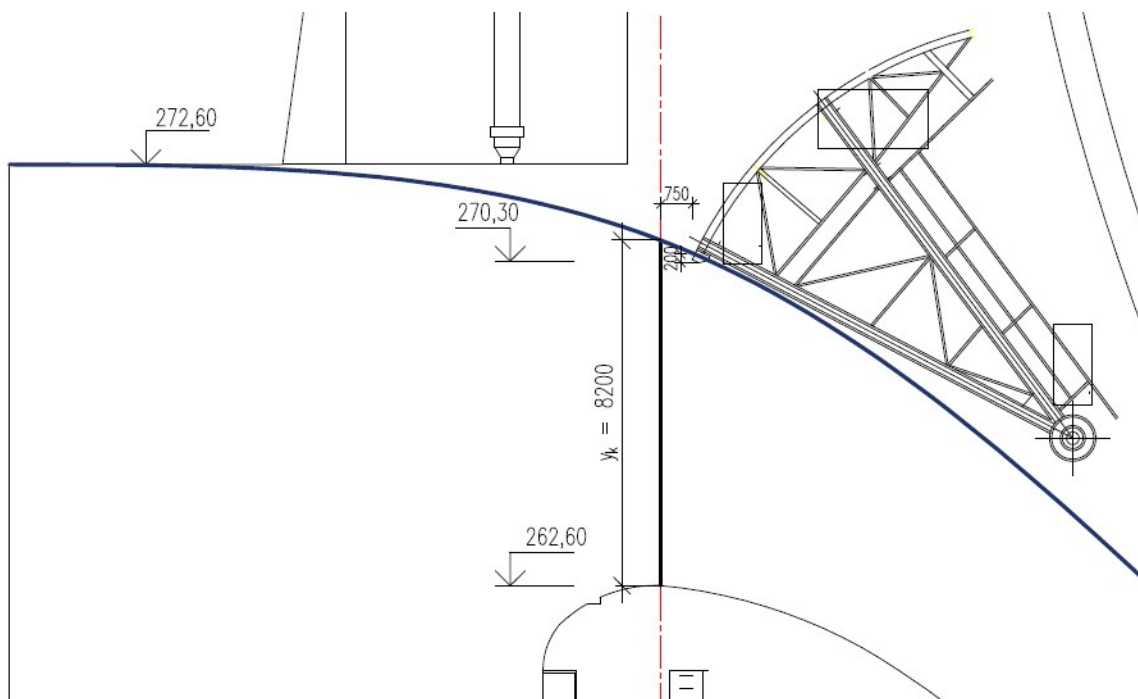
- $Q = 1102 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$  – vypočtený průtok jedním polem přelivu
- $b = 15 \text{ m}$  – šířka přelivného pole
- $g = 9,81 \text{ ms}^{-2}$ ,  $\alpha=1,0$

$$y_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,0 \cdot 1102^2}{9,81 \cdot 15^2}} = 8,2 \text{ m}$$

Kóta koruny pevného přelivu je na úrovni 262,60 m n. m. , po přičtení kritické hloubky byla získána kóta polohy hladiny nad korunou – 270,80 m n. m. Dle Souhrného elaborátu VD Slapy je spodní hrana zdvižené konstrukce na úrovni 270,50 m n. m. , ale tato hodnota je udávána ještě ve výškovém systému Jadran, to odpovídá 270,10 m n.m. v Bpv. [18]

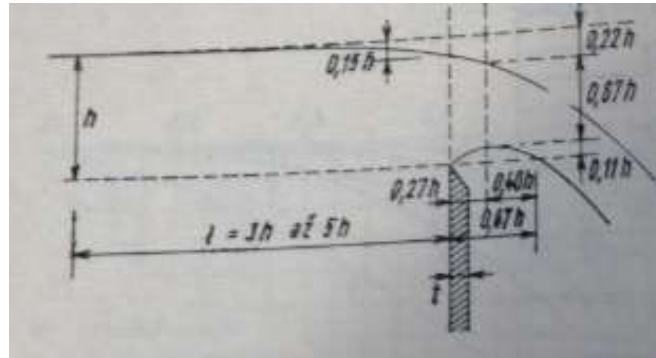
Manipulací s koncovými spínači segmentu přímo na přelivu vodního díla lze celý segment zvednout ještě o 20 cm. Úroveň spodní hrany je tak na kótě 270,30 m n. m.

Po porovnání úrovní bylo zjištěno, že úroveň polohy hladiny nad vrcholem koruny je o 0,5 m výše, než dolní hrana segmentu, ta ale není přímo nad vrcholem koruny přelivu, nýbrž o 0,75 m blíže ke vzdušné straně hráze. Dle předpokládaného pokračování křivky snížení hladiny bude vyhrazený segment v přepadajícím paprsku brodit ještě méně než zmíněných 0,5 m. Kvalifikovaným odhadem 20 cm, což je u 10 m vysokého přepadajícího paprsku zanedbatelné. Celkově bylo předpokládáno, že pokud vyhrazený segment brodí do 10 % přepadové výšky, tak neovlivní průtok a není ho třeba počítat jako výtok velkým otvorem, ale stále jako volný přepad.

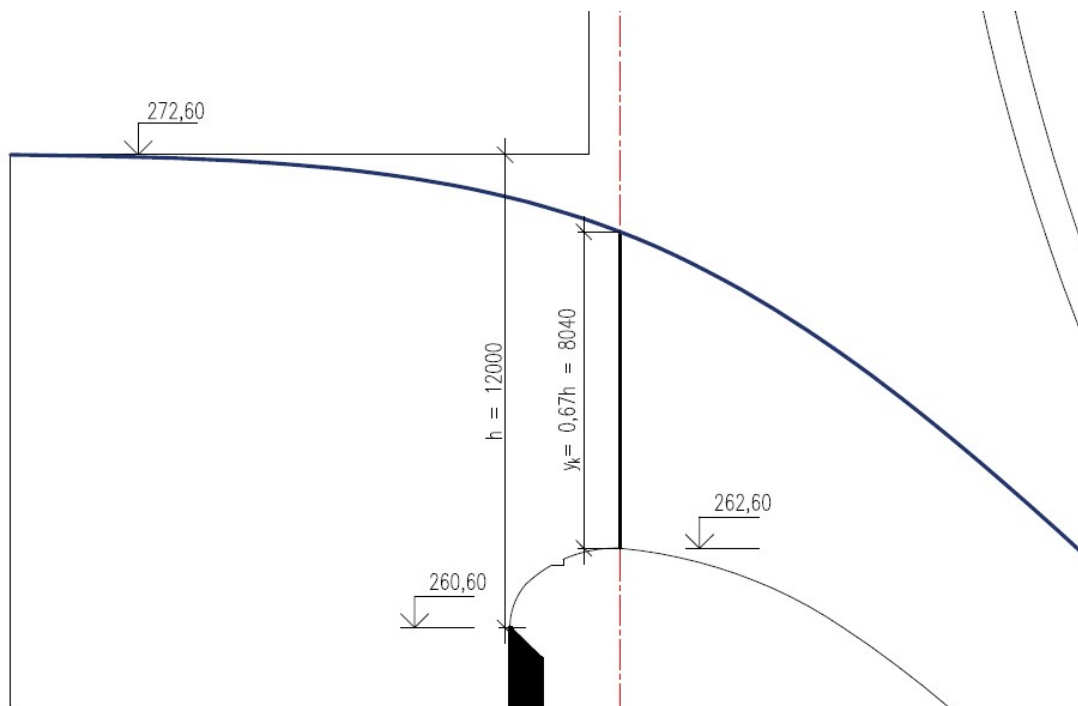


Obr. 6.6 Přepadající paprsek pod segmentem

Jako ověření předpokladu o výskytu kritické hloubky a získané svislé tloušťky paprsku bylo zvoleno využití tvaru přelivné plochy. Ta má proudnicový tvar, který je odvozený od spodní obálky přepadajícího paprsku přes ostrou hranu. Přepadová hrana byla „znovu umístěna“ na návodní část přelivu a pro výpočet svislé tloušťky přepadajícího paprsku byl použit empirický vzorec  $h_c = 0,67 h_0$ . [21]



Obr. 6.7 : Bazinův volný přepadající paprsek [21]



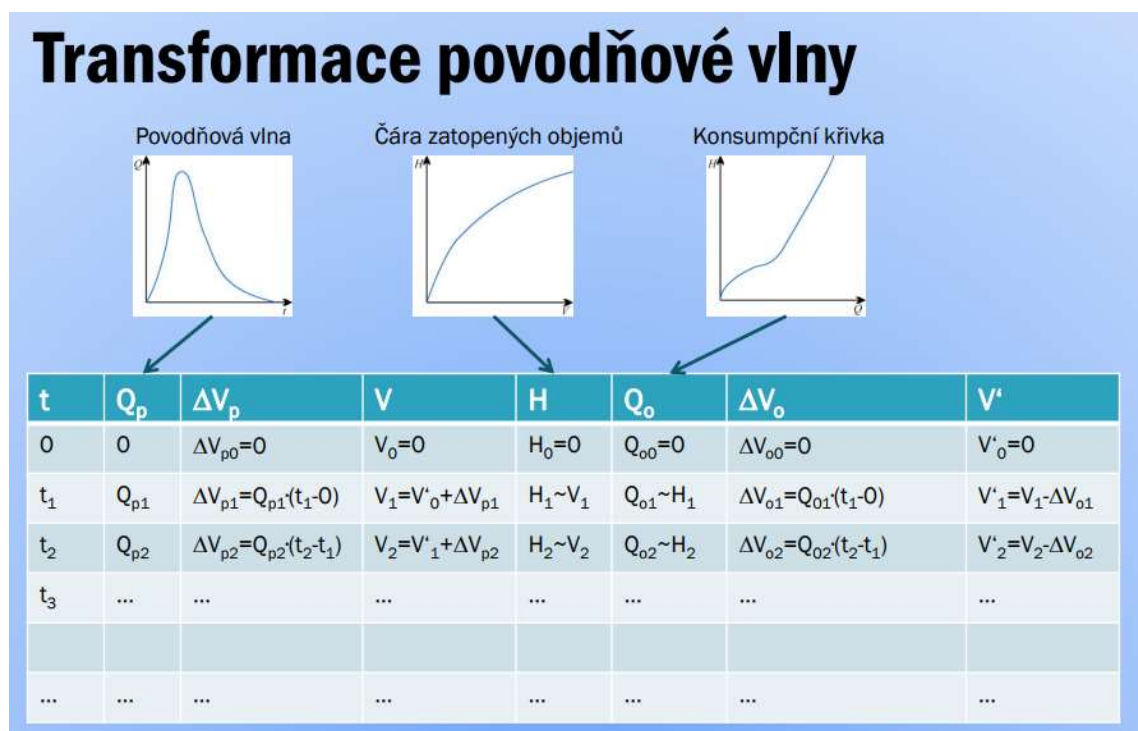
Obr. 6.8 Výpočet paprsku jako přepad přes ostrou hranu

Z důvodu umístění ostré hrany na kótě 260,60 m n. m. bylo počítáno s přepadovou výškou 12 m. Výška hladiny nad vrcholem koruny vyšla 8,04 m, což je o 16 cm níže než výpočtem kritické hloubky. Rozdíl byl způsoben tím, že přelivná plocha na VD Slapy je bezpodtlaková, to znamená, že má menší křivost než paprsek přepadající přes ostrou hranu.

„Tvar přepadové plochy je proudnicový, bezpodtlakový, aby přepadový paprsek byl v každém místě alespoň mírně podepřen a vyloučily se podtlaky. Tvar přepadové plochy byl navržen podle Greagera.“ [18]

Skutečná výška hladiny bude tak o něco vyšší, jelikož přelivná plocha přepadající paprsek podpírá. Předpoklad výskytu kritické hloubky a výška hladiny 8,2 m nad korunou byla tímto druhým výpočtem ověřena a zavedený předpoklad o volném přepadu potvrzen.

## 6.2 Výpočet transformace povodňové vlny

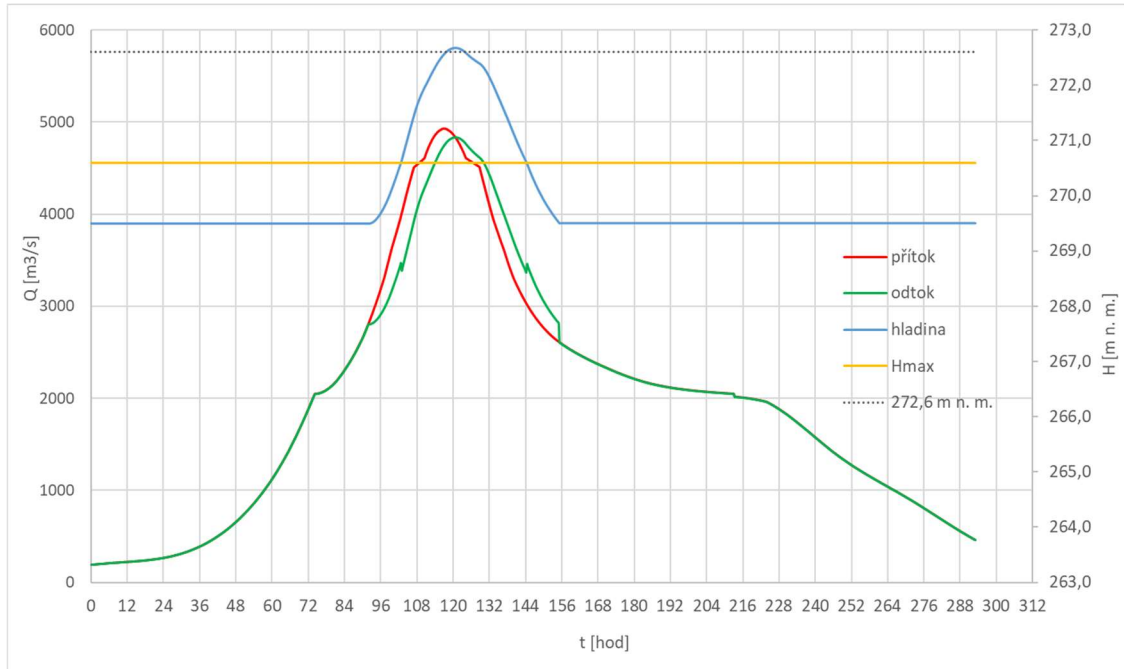


Obr. 6.9 Znázornění postupu výpočtu transformace povodňové vlny [22]

Výpočet byl proveden podle výše uvedeného postupu. V závislosti na zvolených manipulacích se lišil odtok v různém čase t. Bylo prověřeno více variant manipulací, aby byly zjištěny rozdíly v úrovni maximální hladiny během transformace povodňové vlny. Další vypočítané transformace PV, které nebyly uvedeny přímo v práci, byly zařazeny jako přílohy. (Příloha 2-5)

Transformace KPV č.1

Transformace KPV byla provedena dle zásad manipulace při PV<sub>10 000</sub>, odtok z nádrže je stejný jako přítok, a to až do maximální kapacity dostupných zařízení.



<b>MANIPULACE:</b>	t [hod]	odtok [m <sup>3</sup> /s]	<b>H<sub>MAX</sub> = 272,67 m n. m.</b>
	0 ->	=přítok	<b>Q<sub>P</sub>MAX= 4925,82 m<sup>3</sup>/s</b>
	po přesáhnutí 2810m <sup>3</sup> /s na přítoku vše naplno otevřeno		<b>O<sub>MAX</sub>= 4835,84 m<sup>3</sup>/s</b>
			<b>zpoždění kulminace = 3,75 hod</b>

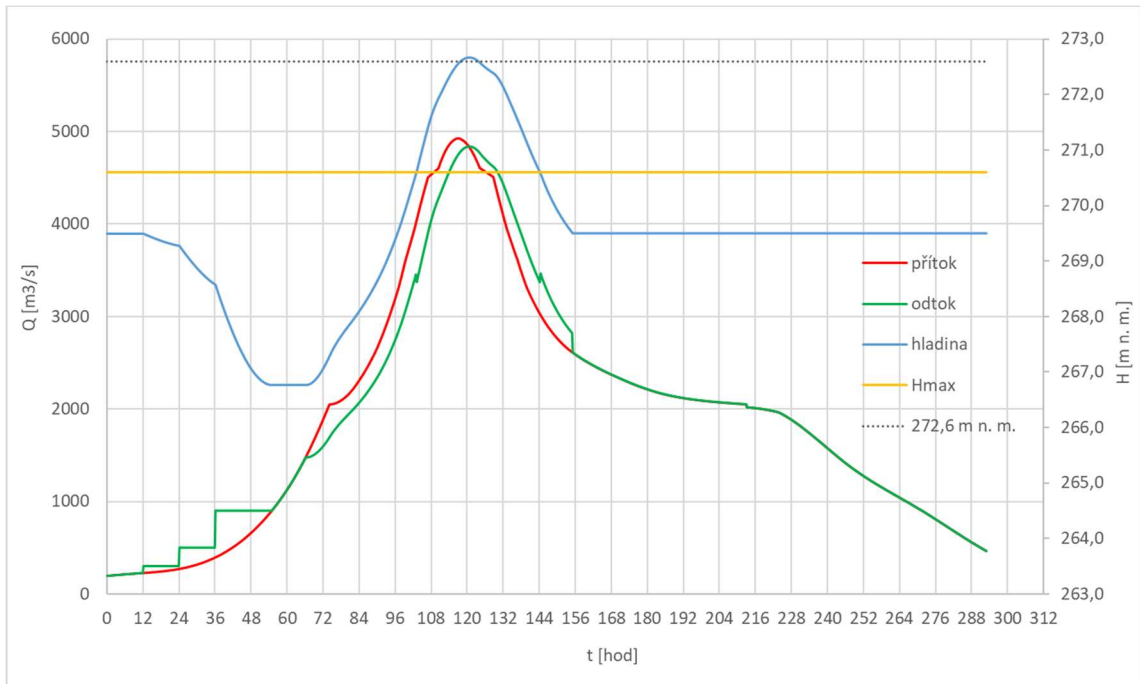
Obr. 6.10 Transformovaná KPV č.1 – přítok=odtok

Výsledná maximální hladina byla vypočtena na 272,67 m n. m. s maximálním odtokem 4835,84 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup> a zpožděním kulminace 3,75 hodin. Zkrácený výpočet byl zařazen mezi přílohy. (Příloha 6)



Transformace KPV č.2

K druhému výpočtu byly použity zásady manipulace pro  $PV_{1000}$ , s tou změnou, že po dosažení  $900\text{m}^3\text{s}^{-1}$  na přítoku do nádrže byl udržován stejný odtok jako přítok až do maximální kapacity zařízení. Tato manipulace byla zvolena jako demonstrace možné nepřesnosti předpovědí ČHMÚ, kdy je zprvu počítáno s  $PV_{1000}$ . (prvních 55 hodin) a až poté s  $PV_{10\,000}$ .



<b>MANIPULACE:</b>	<b>t [hod]</b>	<b>odtok [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>H<sub>MAX</sub> = 272,67 m n. m.</b>
	0 - 12	=přítok	<b>Q<sub>P</sub>MAX= 4925,82 m<sup>3</sup>/s</b>
	12 - 24	<b>300</b>	<b>O<sub>MAX</sub>= 4835,03 m<sup>3</sup>/s</b>
	24 - 36	<b>500</b>	<b>zpoždění kulminace = 3,75 hod</b>
	36 ->	<b>900</b> než se přítok = 900 m <sup>3</sup> /s	
	<b>poté přítok=odtok, než přítok přesáhne 1474 m<sup>3</sup>/s, poté vše otevřeno</b>		

Obr. 6.11 Transformovaná KPV č.2

Získané hodnoty maximální hladiny i zpoždění kulminace se shodují. Stejně tak tomu bylo u dalších vypočtených variant. Zpoždění kulminace vyšlo shodně u všech variant a maximální hladina se lišila u dvou variant o 1 cm. Při výšce hladiny 272,67 m n. m. byl stále uvažován volný přepad, a to s ohledem na tvrzení, že brodění segmentu do 10 % přepadové výšky lze zanedbat.

Další spočtené transformace KPV byly:

- Transformace KPV č. 3 = Příloha 2 – manipulace úplně shodné s těmi pro PV<sub>1000</sub>
- Transformace KPV č. 4 = Příloha 3 – manipulace pro PV<sub>1000</sub>, ale poté držen neškodný odtok 900m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>, než se dostane hladina na 270,60 m n. m.
- Transformace KPV č. 5 = Příloha 4 - neškodný odtok 300m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>, než se dostane hladina na 270,60 m n. m.
- Transformace KPV č. 6 = Příloha 5 – otevření všech dostupných zařízení

### 6.3 Stanovení KMH

Kontrolní maximální hladina v nádrži byla pomocí výpočtu transformace povodňové vlny stanovena na úrovni **272,67 m n. m.**

## 7 ZÁVĚREČNÉ POSOUZENÍ

Závěrečné posouzení vychází z porovnání vztahu mezi KMH a MBH. Obecně se vodní dílo pro převedení KPV pokládá za bezpečné při platnosti relace  $KMH \leq MBH$ . [12]

Pro vodní dílo Slapy byla v práci určena  $MBH = 272,60$  m n. m. a  $KMH = 272,67$  m n. m. Platnosti relace  $KMH \leq MBH$  nebyla dodržena, ale neznamená to, že by VD Slapy nemělo být bezpečné pro převedení  $KPV_{10\,000}$ . Vzhledem k velké rezervě u stupňů bezpečnosti MBH, které byly získány výpočtem v podkapitole 5.2, by mohla být úroveň MBH vyšší, než prozatím navržená 272,60 m n.m. Tato hladina byla navržena za předpokladu, že není žádoucí zatékání vody do prostor hráze a přelévání nepřelévaných polí a bylo počítáno se současným uspořádání VD bez stavebních úprav.

Proto byl zvolen postup ověření stability VD při úrovni KMH a následně navržena nápravná opatření, aby bylo zajištěno bezpečné převedení  $KPV_{10\,000}$  za stejných předpokladů jako bylo navržení původní MBH. Stabilita byla ověřena pomocí již použité ČSN 73 1208, ale také podle manuálu USA-Bureau of Reclamation.

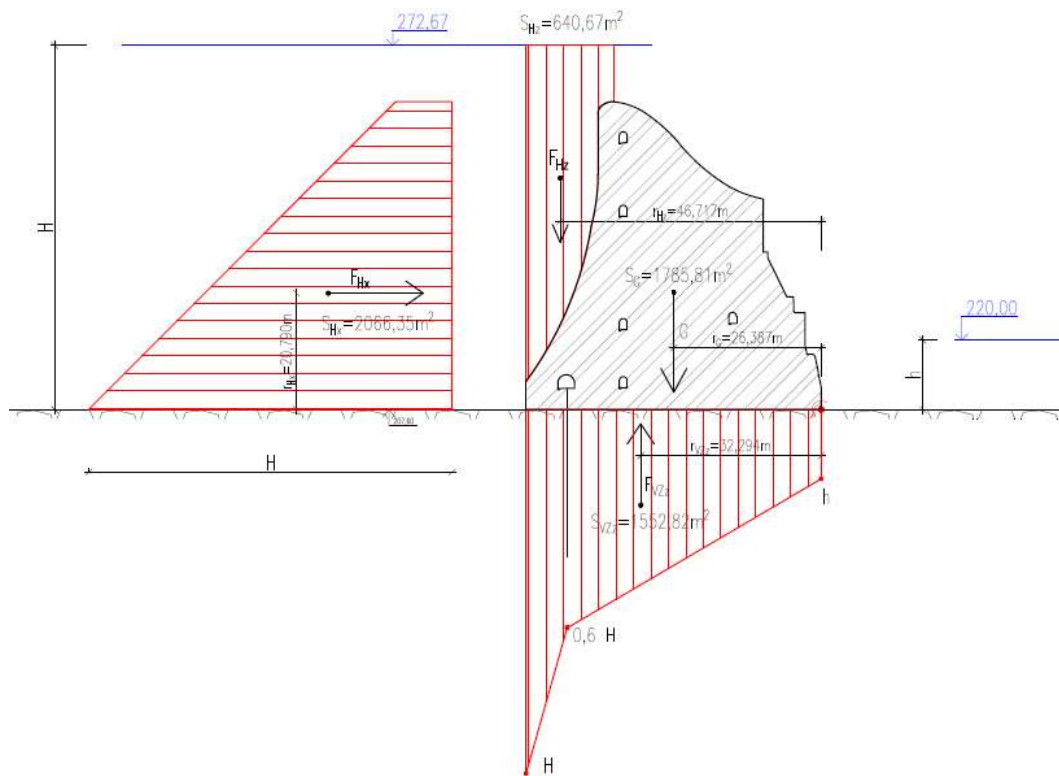
### 7.1 Posouzení stability při úrovni KMH dle ČSN 73 1208

Tento výpočet byl proveden stejným postupem jako výpočet v podkapitole 5.2. Jedná se také o mimořádnou návrhovou situaci. Z toho důvodu nebyl průběh výpočtu tak podrobně komentován.

#### 7.1.1 Zatěžovací stavy

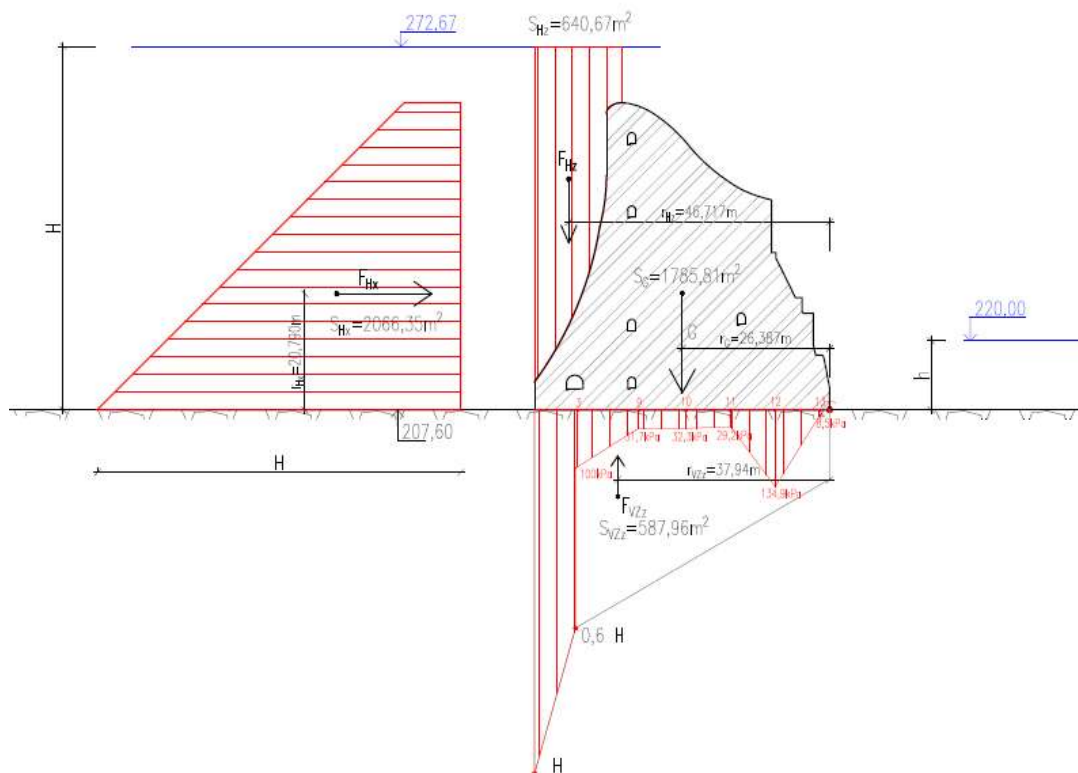
Výpočet byl proveden opět pro dva zatěžovací stavy. ZS1 s navrhnutým obrazcem vztlaku a ZS2 se vztakovým obrazcem dle naměřených hodnot. Velikost vztlaků dle měření je shodná s posudkem MBH, jelikož spodní hladina je 220,00 m n. m.

7.1.1.1 ZS1



Obr. 7.1 Zatěžovací obrazce ZS1 s hladinou 272,67 m n. m.

7.1.1.2 ZS2



Obr. 7.2 Zatěžovací obrazce ZS2 s hladinou 272,67 m n. m.

## 7.1.2 Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců

I. ZATĚŽOVACÍ STAV							
ZATÍŽENÍ	SÍLA	SMĚR	PLOCHA	F	r	M	SMYSL
-	-	-	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]	[kNm]	+/-
vlastní tíha	G	↓	1785,81	42045,11	26,39	1 109 444,3	+
horní voda	F <sub>Hx</sub>	→	2066,35	20270,89	20,79	421 431,9	-
horní voda	F <sub>H<sub>z</sub></sub>	↓	640,67	6284,97	46,72	293 615,1	+
vztlak	F <sub>Vz<sub>z</sub></sub>	↑	1552,82	15233,16	32,29	491 939,8	-

II. ZATĚŽOVACÍ STAV							
ZATÍŽENÍ	SÍLA	SMĚR	PLOCHA	F	r	M	SMYSL
-	-	-	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]	[kNm]	+/-
vlastní tíha	G	↓	1785,81	42045,11	26,39	1 109 444,3	+
horní voda	F <sub>Hx</sub>	→	2066,35	20270,89	20,79	421 431,9	-
horní voda	F <sub>H<sub>z</sub></sub>	↓	640,67	6284,97	46,72	293 615,1	+
vztlak	F <sub>Vz<sub>z</sub></sub>	↑	587,96	5767,89	37,94	218 833,7	-

Obr. 7.3 Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců pro hladinu 276,67 m n. m.

## 7.1.3 Posouzení stability proti posunutí

ZATĚŽOVACÍ STAV 1:

$$\begin{array}{llll}
 \downarrow & \Sigma F_{v,z} = & -8948,2 & \text{kN} \\
 \downarrow & G = & 42045,1 & \text{kN} \\
 \rightarrow & \Sigma F_{v,x} = & 20270,9 & \text{kN} \\
 & \text{tg}\varphi = & 0,8 & [18]
 \end{array}$$

$$SF_{zS1} = \frac{(\Sigma F_{v,z} + G) \text{tg}\varphi}{\Sigma F_{v,x}} = \frac{(-8948,2 + 42045,1) \cdot 0,8}{20270,9} = 1,3 \geq 1,2 \quad \text{SPLNĚNO}$$

ZATĚŽOVACÍ STAV 2:

$$\begin{array}{llll}
 \downarrow & \Sigma F_{v,z} = & 517,1 & \text{kN} \\
 \downarrow & G = & 42045,1 & \text{kN} \\
 \rightarrow & \Sigma F_{v,x} = & 20270,9 & \text{kN} \\
 & \text{tg}\varphi = & 0,8 & [18]
 \end{array}$$

$$SF_{zS2} = \frac{(\Sigma F_{v,z} + G) \text{tg}\varphi}{\Sigma F_{v,x}} = \frac{(517,1 + 42045,1) \cdot 0,8}{20270,9} = 1,7 \geq 1,2 \quad \text{SPLNĚNO}$$

### 7.1.4 Posouzení stability proti překlopení

ZATĚŽOVACÍ STAV 1:

$$\begin{aligned} \cup \quad \Sigma M_{d+} &= 1\,403\,059,4 \quad \text{kNm} \\ \cup \quad \Sigma M_{d-} &= 913\,371,7 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

$$SM_{ZS1} = \frac{\Sigma M_{d+}}{\Sigma M_{d-}} = \frac{1403059,4}{913371,7} = \mathbf{1,5} \geq 1,2 \quad \text{SPLNĚNO}$$

ZATĚŽOVACÍ STAV 2:

$$\begin{aligned} \cup \quad \Sigma M_{d+} &= 1\,403\,059,4 \quad \text{kNm} \\ \cup \quad \Sigma M_{d-} &= 640\,265,5 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

$$SM_{ZS1} = \frac{\Sigma M_{d+}}{\Sigma M_{d-}} = \frac{1403059,4}{664040,1} = \mathbf{2,2} \geq 1,2 \quad \text{SPLNĚNO}$$

### 7.1.5 Výsledek výpočtu stability

Výpočtem stability bylo prokázáno, že dosažením hladiny 272,67 m n. m. nedojde ke ztrátě stability VD. Stabilita tak není omezujícím faktorem pro bezpečné převedení KPV<sub>10 000</sub>. Po návrhu vhodných opatření tak dojde k bezpečnému převedení KPV<sub>10 000</sub> za současného dodržení kladených požadavků.

## 7.2 Posouzení stability podle manuálu US – Bureau of Reclamation

Manuál vydal U.S. Department of the Interior; Bureau of Reclamation, jde o dva manuály, které se odlišují rozsahem působení. První manuál, Design of Gravity Dams vydaný v roce 1976, je platný pro všechny tížné betonové hráze vyšší než 50 stop (15,2 m). Druhý manuál, Design of Small Dams vydaný v roce 1987, je platný pro všechny tížné, sypané i kamenité hráze nižší než 50 stop (15,2 m). Manuály jsou platné pro přehrady, které jsou v současné či budoucí správě ministerstva. [13]

Oba manuály mají shodné postupy i nároky na stupně stability. Rozlišují tři kombinace zatěžovacích stavů – trvalá, dočasná a mimořádná. Rozdíl od ČSN 73 1208 ohledně zatěžovacích stavů spočívá v tom, že zatížení od maximální hladiny patří mezi dočasné a nikoli mimořádné návrhové situace. [13]

Manuál vyžaduje, aby parametry podloží byly získány zkouškami všech zastoupených hornin. „Celková stabilita přehrady se dle manuálů hodnotí posouzením proti posunutí dále s ohledem na maximální dovolené namáhání betonu hráze a materiálu podloží, což v manuálech pokrývá i rotační stabilitu.“ [13]

### 7.2.1 Posouzení na posunutí

Lze vyjádřit vzorcem: 
$$FS \leq \frac{(\Sigma F_{v,z} + G) \cdot \tan \varphi + c \cdot S}{\Sigma F_{v,x}}$$

- $\Sigma F_{v,z}$  – součet všech vnějších sil kolmých k rovině posunu
- $\Sigma F_{v,x}$  – součet všech aktivních vnějších sil působících rovnoběžně s rovinou spáry
- $G$  – vlastní tíha posuzované části přehradního tělesa
- $\tan \varphi$  – úhel vnitřního tření materiálu podloží, nebo spáry
- $c$  – soudržnost materiálu na smykové ploše
- $S$  – plocha spáry
- $FS$  – stupeň bezpečnosti proti usmýknutí

Umístění posuzované smykové plochy	Kombinace zatěžovacích stavů		
	Trvalá	Dočasná	Mimořádná
Beton nebo kontaktní plocha	3,0	2,0	1,0
Podloží	4,0	2,7	1,3

Obr. 7.4 Tabulka požadovaných hodnot stupně bezpečnosti proti usmýknutí [13]

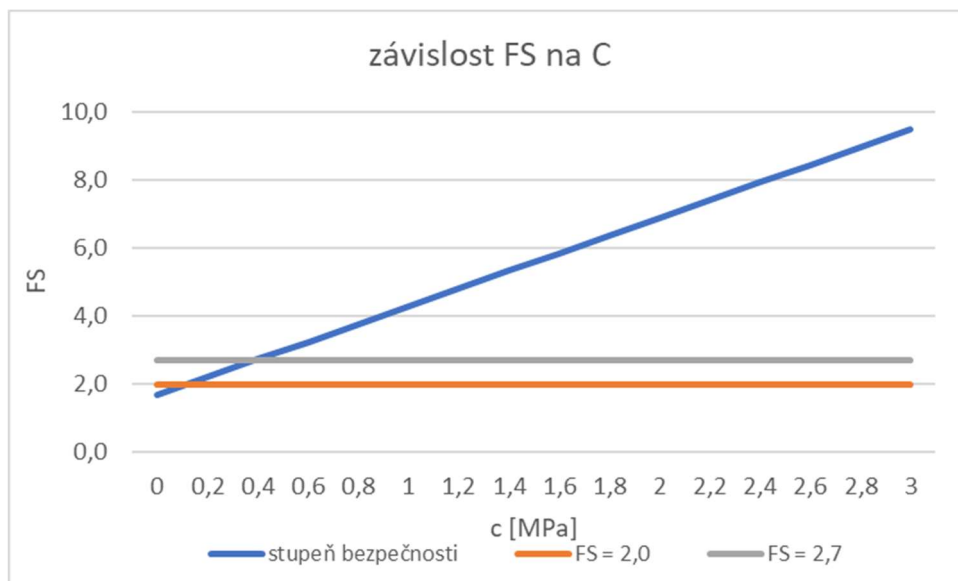
Posouzení bylo počítáno na 1 bm, plocha základové spáry tak byla získána vynásobením její délky  $L$  touto hodnotou. Posudek byl proveden pouze pro ZS2, který je vytvořen dle naměřených vztlaků, jelikož mezi požadavky manuálu patří znalost prostředí a jeho parametry odvozené zkouškami. Hodnota soudržnosti materiálu 3 MPa byla převzata ze Souhrnného elaborátu VD Slapy. Ta se jeví jako velmi vysoká a ovlivnění výpočtu její hodnotou bylo značné, proto byl výsledek vyjádřen kromě výpočtu také grafem závislosti velikosti soudržnosti  $c$  na výsledném stupni bezpečnosti. Hodnoty zatěžovacích obrazců jsou shodné s hodnotami pro posouzení dle ČSN 73 1208 viz Obr. 7.4. Požadovaný stupeň bezpečnosti je 2,0 pro beton, respektive 2,7 pro usmýknutí v hornině.

↓	$\Sigma F_{v,z} =$	517,1	kN	
↓	$G =$	42045,1	kN	
→	$\Sigma F_{v,x} =$	20270,9	kN	
	$\text{tg}\varphi =$	0,8		
	$c =$	3,00	MPa	= 3000 kPa [18]
	$L =$	52,85	m	
	$S =$	52,85	m <sup>2</sup>	

$$FS = \frac{(\Sigma F_{v,z} + G)\text{tg}\varphi + c \cdot S}{\Sigma F_{v,x}} = \frac{(517,1 + 42045,1)0,8 + 3000 \cdot 52,85}{20270,9} = 9,5$$

$$\geq 2,0 \text{ (2,7) SPLNĚNO}$$

Pro hodnotu soudržnosti materiálu 3 MPa byl požadavek splněn s velkou rezervou. Hodnota soudržnosti by potřebovala ověřit zkouškou. S ohledem na velikost ovlivnění výsledku hodnotou soudržnosti byl vytvořen graf závislosti stupně bezpečnosti na velikosti soudržnosti materiálu. Už pro hodnotu soudržnosti 0,4 MPa je splněn požadovaný stupeň bezpečnosti proti usmýkání v betonu i v hornině.



Obr. 7.5 Graf závislosti stupně bezpečnosti na velikosti soudržnosti

## 7.2.2 Posouzení hodnot napětí

Musí být splněna podmínka minimálního napětí na základové spáře, které je dáno větší hodnotou z následujících vzorců.



$$\sigma_z = p \cdot \gamma_w \cdot h - \frac{f_t}{FS} \text{ nebo } \sigma_z = 0,0 \text{ kPa}$$

- $p$  – redukční faktor drénů dosahující hodnot 1,0 při absenci drenáže a 0,4 pokud je drenáž instalována a funkční
- $\gamma_w$  – tíha vody;  $\gamma_w = 10 \text{ kN.m}^{-3}$
- $h$  – hloubka základové spáry pod hladinou [m]
- $f_t$  – tahová pevnost betonu [kPa]
- $FS$  – stupeň bezpečnosti dle Obr. 7.4

$$p = 1,0$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kNm}^{-3}$$

$$h = 65,07 \text{ m}$$

$$f_t = 2000 \text{ kPa [18]}$$

$$FS = 2,7$$

$$\sigma_z = p \cdot \gamma_w \cdot h - \frac{f_t}{FS} = 1,0 \cdot 10 \cdot 67,05 - \frac{2000}{2,7} = -94,04 \text{ kPa}$$

Jelikož hodnota napětí  $\sigma_z = 0 \text{ kPa}$  je větší než vypočtené, platí minimální napětí  $\sigma_z = 0 \text{ kPa}$ , což znamená, že je na základové spáře požadován tlak.

$$\sigma_{z_u} = pwh - \frac{f_t}{s}$$

where :

$\sigma_{z_u}$  = minimum allowable compressive stress at the upstream face,

$p$  = a reduction factor to account for drains,

$w$  = unit weight of water,

$h$  = depth below reservoir surface,

$f_t$  = tensile strength of concrete at lift surfaces, and

$s$  = safety factor.

Obr. 7.6 Vzorec pro minimální napětí – originální znění z manuálu [23]

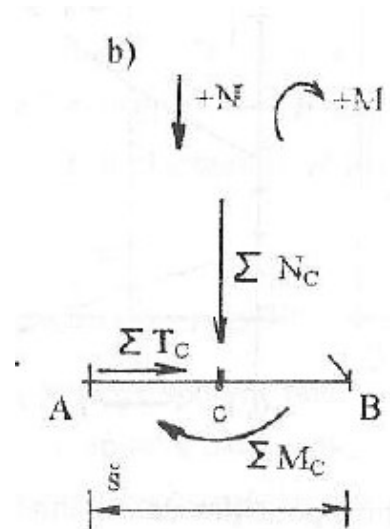
**Výpočet napětí na základové spáře:**

Výpočet napětí v krajních bodech byl proveden podle vzorce:

$$\sigma_{AB} = -\frac{\Sigma N_C}{S} \pm \frac{\Sigma M_C}{W} \quad [17]$$

Kde:

- $\Sigma N_c$  – součet všech sil působících kolmo na základovou spáru [kN]
- $\Sigma M_c$  – součet momentů okolo bodu C, který leží v půlce základové spáry [kNm]
- $S$  – plocha základové spáry [m<sup>2</sup>]
- $W$  – průřezový modul k těžištové ose [m<sup>3</sup>];  $W = \frac{1}{6} bL^2$
- $b$  – šířka základové spáry [m]; počítáme na 1 bm
- $L$  – délka základové spáry [m]



Obr. 7.7 Výpočet napětí

II. ZATĚŽOVACÍ STAV							
ZATÍŽENÍ	SÍLA	SMĚR	PLOCHA	F	r	M	SMYSL
-	-	-	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]	[kNm]	+/-
vlastní tíha	G	↓	1785,81	42045,11	26,39	1 109 444,3	+
horní voda	F <sub>Hx</sub>	→	2066,35	20270,89	20,79	421 431,9	-
horní voda	F <sub>Hx</sub>	↓	640,67	6284,97	46,72	293 615,1	+
vztlak	F <sub>Vz</sub>	↑	587,96	5767,89	37,94	218 833,7	-

Obr. 7.8 Hodnoty potřebné pro výpočet napětí

$$\begin{aligned} L &= 52,85 \quad \text{m} \\ S &= 52,85 \quad \text{m}^2 \\ W &= 465,45 \quad \text{m}^3 \\ \downarrow \Sigma N &= 42562,2 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_C = \Sigma N \cdot e; \quad e = \frac{L}{2} - r_z; \quad r_z = \frac{\Sigma M}{\Sigma N}$$

- $e$  – vzdálenost kolmého průmětu výslednice  $\Sigma N$  od bodu C [m]
- $\Sigma M$  – součet všech momentů okolo paty vzdušného líce [kNm]
- $r_z$  – rameno moment  $\Sigma M$  [m], platí  $\Sigma M = \Sigma N \cdot r_z$

$$\Sigma M = 762793,9 \text{ kNm}$$

$$r_z = 17,92 \text{ m}$$

$$e = 8,50 \text{ m}$$

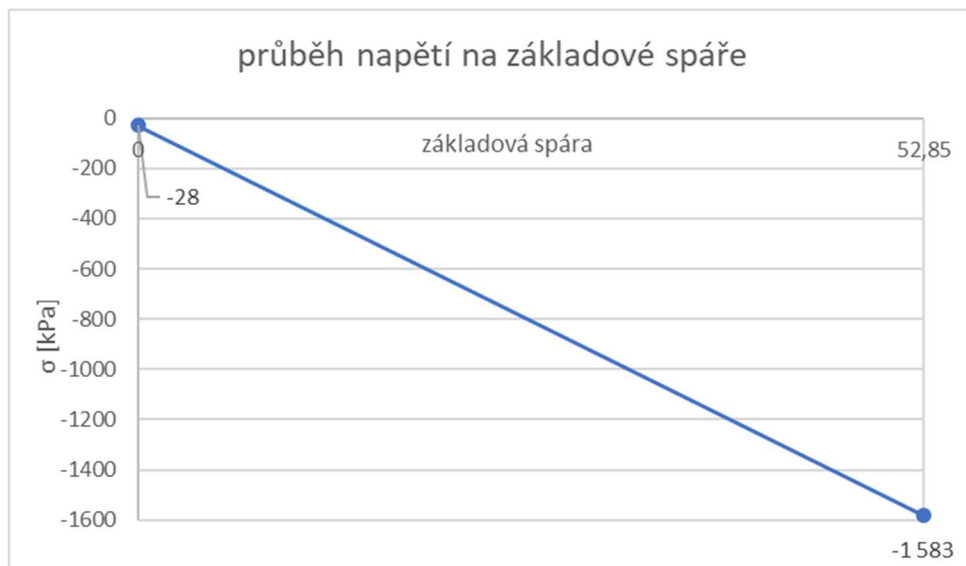
$$\Sigma M_c = 361827,03 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{AB} = -\frac{\Sigma N_c}{S} \pm \frac{\Sigma M_c}{W} = -\frac{42562,2}{52,85} \pm \frac{361827,03}{42562,2}$$

$$\sigma_A = -28,03 \text{ kPa}$$

$$\sigma_B = -1582,77 \text{ kPa}$$

Výpočtem bylo stanoveno, že v obou krajních bodech základové spáry je napětí záporné, tudíž jde o tlak. Průběh napětí roste lineárně po celé délce základové spáry, což znamená, že na celé základové spáře jsou pouze tlakové síly. Tím byl splněn předpoklad minimálního napětí na základové spáře, který byl požadován v druhé části posudku dle US – BuRe.



Obr. 7.9 Průběh napětí na základové spáře

### 7.2.3 Výsledek výpočtu stability dle US – Bureau of Reclamation

Stabilita VD Slapy při hladině 272,67 m n. m. byla ověřena také dle velmi přísného manuálu používaného v USA. To potvrdilo tvrzení, že stabilita není omezujícím faktorem pro bezpečné převedení  $KPV_{10\,000}$  a po návrhu vhodných opatření tak dojde k bezpečnému převedení  $KPV_{10\,000}$  za současného dodržení kladených požadavků.

## 8 NÁPRAVNÁ OPATŘENÍ

Nápravná opatření pro VD Slapy byla navržena na základě snahy dodržet požadavky, které byly v práci uvažovány pro stanovení MBH. Konkrétně tedy:

- Nepřelití nepřeléváných polí.
- Nezatékání do hráze a do přidružených objektů.

Za současného stavu k těmto jevům dochází po překročení hladiny 272,60 m n. m. Jak bylo v práci již několikrát zmíněno, při překročení této hladiny nedochází ke ztrátě stability vodního díla, ale pouze k výše zmíněným problémům, které nejsou žádoucí. Navrženými úpravami bude docíleno převedení KPV<sub>10000</sub> s KMH = 272,67 m n. m při současném dodržení těchto požadavků.

### **Navržená úprava:**

Navržená úprava se týká pochozí plošiny na návodní straně, respektive jejího zábradlí. V současné době je zde použito ocelové zábradlí, které je upevněno k pochozí plošině. Při použití ocelového zábradlí umístěného na betonovém soklu výšky 0,5 m bude zabráněno zalití tohoto návodního plata, tudíž i přelití koruny nepřeléváných polí a zabráněno bude také vniknutí vody do objektů a tělesa hráze. Jedná se o výměnu zábradlí pouze na návodní straně této plošiny, ale včetně zábradlí na zhlaví pilířů. Bude nutné zdvihnout lávky vedoucí mezi jednotlivými pilíři. Jednak kvůli navrženému soklu a také kvůli tomu, že jsou na stejné úrovni jako plato a byly by tak přelévány přepadajícím paprskem vody, což by znemožnilo pohyb po celém návodním platě. Místa umožňující přístup ke kotvicím lodím budou uzpůsobena k umístění provizorního hrazení, stejně tak zakončení plata u pravého břehu, kde se nacházejí schody k části nedokončené plavební komory, jelikož je na nižší úrovni než pochozí plato.

Toto opatření bude méně nákladné než systém mobilního hrazení, který s sebou nese navíc problém se skladováním. Řešení bude také lepší než hrazení pouze nepřeléváných polí a zabezpečování objektů pomocí vodotěsných dveří, jelikož bude umožněn obsluze pohyb po celém návodním platě i při takto vysoké úrovni hladiny.



Obr. 8.1 Zábradlí na pochozí plošině



Obr. 8.2 Přístup ke kotvicím lodím [24]

Další možností, jak docílit nepřelití návodního platu, je úprava retenčního prostoru na VD Orlík. Oněch 7 cm rozdíl mezi platem a KMH je v případě VD Slapy objem odpovídající 0,75 mil. m<sup>3</sup>. Při navýšení retenčního prostoru na úkor zásobního o tuto hodnotu nedojde k omezení účelů VD Orlík.

## 9 ZÁVĚR

Po navrhnutí a realizaci navrhnuté úpravy zábradlí můžeme MBH posunout na úroveň 273,00 m n. m. a to vzhledem k velké rezervě u výpočtu stability. Přesto byl výpočet stability pro tuto hladinu proveden a přiložen jako Příloha č. 7. Poté platí:

$$\mathbf{KMH (272,67 \text{ m n. m.})} \leq \mathbf{MBH (273,00 \text{ m n. m.})}$$

Jak bylo několikrát zmíněno, požadavky na MBH pro tuto práci byly přísnější, tudíž navrhnutá mezní bezpečná hladina neodpovídá plně její definici. A to z toho důvodu, že ani po překročení nově upravené MBH 273,00 m n. m. nenastává aktuální nebezpečí poruchy a havárie vodního díla. Hledání hladiny, při které by došlo k havárii vodního díla, nebylo pro tuto práci žádoucí. Použitý přístup stanovení MBH byl dostačující a zaručil zamezení vzniku škod na VD.

Návrh MBH, který byl provedeno firmou VODNÍ DÍLA – TBD a.s. počítá s mezní bezpečnou hladinou dokonce na úrovni 274,00 m n. m. [7]

Hlavní cíl práce, vyhodnocení bezpečnosti při převádění návrhové povodně s dobou opakování  $N = 10\,000$  let, byl splněn. Po vytvoření  $KPV_{10\,000}$  podle odtoku z vodního díla Orlík byla provedena transformace této povodňové vlny a tak určena kontrolní maximální hladina v nádrži (272,67 m n. m.). Ta při přímém porovnání s určenou MBH dle VODNÍ DÍLA – TBD a.s. splňovala podmínku pro bezpečný převod  $KPV_{10\,000}$ . Navrhnutá MBH byla zvýšena na základě předpokladu provedení navrhnutých úprav, čímž byla také splněna  $KMH \leq MBH$  pro bezpečné převedení návrhové povodně.

## Podklady

- [1] Hydrologická studie pro VD Orlick: Průběhy teoretických povodňových vln s kulminačním průtokem s pravděpodobností překročení  $pQ = 0.0001$  a s podmíněnými pravděpodobnostmi překročení objemu. Praha: ČHMÚ-Oddělení povrchových vod, 2005.
- [2] Vodní dílo Orlick: Posouzení bezpečnosti vodního díla při povodních. Praha: VODNÍ DÍLA–TBD, 2005.
- [3] VD Orlick – zabezpečení VD před účinky velkých vod: Interpretace výsledků modelového výzkumu. Brno: AQUATIS, 2017.
- [4] POVODÍ VLTAVY, s.p. VD Slapy. Dostupné také z: <http://www.pvl.cz/files/download/vodohospodarske-informace/vodni-dila-a-nadrze/slapy.pdf>
- [5] Mapy.cz [online]. [cit. 2018-01-12]. Dostupné z: [www.mapy.cz](http://www.mapy.cz)
- [6] Manipulační řád pro vodní dílo Slapy na významném vodním toku Vltava v ř. km 91,610. Praha: Povodí Vltavy, státní podnik – centrální vodohospodářský dispečink, 2014.
- [7] Vodní dílo Slapy: Stanovení mezní bezpečné hladiny. Praha: VODNÍ DÍLA – TBD, 2011.
- [8] Přehrada Slapy. In: TV-ADams.wz.cz [online]. [cit. 2018-01-12]. Dostupné z: [http://www.tv-adams.wz.cz/prehrada\\_slapy.html](http://www.tv-adams.wz.cz/prehrada_slapy.html)
- [9] Výkresy: Příloha G.2 Manipulačního řádu VD Slapy. Povodí Vltavy, s.p. 2001.
- [10] Vodní elektrárna Slapy. Wikipedie [online]. [cit. 2018-01-11]. Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Vodn%C3%AD\\_elektr%C3%A1rna\\_Slapy](https://cs.wikipedia.org/wiki/Vodn%C3%AD_elektr%C3%A1rna_Slapy)
- [11] Lodní zdvihadlo Slapy. Ředitelství vodních cest České republiky [online]. [cit. 2018-01-11]. Dostupné z: <http://www.rvccr.cz/strategicke-zamery-a-stavby/vltavska-zdvihadla/lodni-zdvihadlo-slapy>
- [12] ČSN 75 2935: Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
- [13] SATRAPA, Ladislav, Brouček a Miroslav BROUČEK. Porovnání zahraničních přístupů při posuzování stability stávajících gravitačních betonových přehrad. Praha, 2014. Studie. Fakulta stavební ČVUT v Praze.
- [14] ČSN 73 1208: Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [15] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Český normalizační institut, 2004.

- [16] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla. Český normalizační institut, 2006.
- [17] BROŽA, Vojtěch a Ladislav SATRAPA. Hydrotechnické stavby 2: Přehrady. 2. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2007.
- [18] Vodní Dílo Slapy: SOUHRNNÝ ELABORÁT – I. TEXTOVÁ ČÁST. Hydroprojekt, 1961.
- [19] Komplexní manipulační řád Vltavské kaskády. VD TBD, 1997; revize Povodí Vltavy, 2009.
- [20] HAVLÍK, Vladimír a Ivana MAREŠOVÁ. Hydraulika 20: příklady. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2001.
- [21] KOLÁŘ, Václav. Hydraulika. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1983.
- [22] In: K143: FSv ČVUT [online]. [cit. 2018-01-11]. Dostupné z: [http://storm.fsv.cvut.cz/data/files/p%C5%99edm%C4%9Bty/PZ01/06\\_cvic\\_LS2016.pdf](http://storm.fsv.cvut.cz/data/files/p%C5%99edm%C4%9Bty/PZ01/06_cvic_LS2016.pdf)
- [23] Design of Gravity Dams. U.S. Department of the Interior; Bureau of Reclamation, 1976. Dostupné také z: <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/GravityDams.pdf>
- [24] Slapy prehrada. Youtube [online]. [cit. 2018-01-11]. Dostupné z: <https://www.youtube.com/watch?v=pCmx9WmBVSA&t=331s>



## Seznam obrázků

Obr. 3.1	Mapa zobrazující polohu VD Slapy [5] .....	6
Obr. 3.2	Injekční chodba .....	8
Obr. 3.3	Pochozí návodní strana s jeřábem .....	9
Obr. 3.4	Umístění spodních výpustí [8] .....	10
Obr. 3.5	Detail potrubí spodní výpusti.....	10
Obr. 3.6	Segmentový uzávěr .....	11
Obr. 3.7	Řez turbínou + vývar [9].....	12
Obr. 3.8	Příčný řez VE s popisem částí [4] .....	13
Obr. 3.9	Strojovna VE Slapy .....	13
Obr. 3.10	Část plavební komory lodního zdvihadla .....	14
Obr. 3.11	Plánované lodní zdvihadlo [11].....	15
Obr. 4.1	Tabulka požadované míry bezpečnosti VD [12] .....	18
Obr. 4.2	Hydrologické údaje použité u stavby VD Slapy [6] .....	19
Obr. 4.3	Vizualizace nového bezpečnostního přelivu VD Orlík [3] .....	20
Obr. 4.4	Transformace $PV_{10\ 000}$ VD Orlík [3] .....	21
Obr. 4.5	Vytvoření $KPV_{10\ 000}$ pro VD Slapy.....	22
Obr. 4.6	Konsumpční křivka vyhrazeného bezpečnostního přelivu .....	24
Obr. 5.1	Hrana nepřelévaného pole .....	25
Obr. 5.2	Skladovací prostory.....	25
Obr. 5.3	Tabulka tříd významu dle ČSN 73 1208 [14] .....	26
Obr. 5.4	Tabulka dílčích součinitelů [14] .....	27
Obr. 5.5	Oddělení hráze (vpravo) a elektrárenské části (vlevo) .....	29
Obr. 5.6	Rozmístění vztlakoměrných vrtů [7] .....	30
Obr. 5.7	Hodnoty naměřených vztlaků ve vrtech .....	31
Obr. 5.8	Tabulka vztlaku pro hladinu dolní vody 220,00 m n. m.....	32
Obr. 5.9	Vrt 9 – měření vztlaku ve vrtu pomocí úrovně hladiny .....	32
Obr. 5.10	Vrt 12 – měření vztlaku tenzometrem.....	32
Obr. 5.11	Zatěžovací obrazce ZS1 s hladinou 272,6 m n. m. ....	33
Obr. 5.12	Zatěžovací obrazce ZS2 s hladinou 272,60 m n. m. ....	34
Obr. 5.13	Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců pro hladinu 272,60 m n. m. ....	35

Obr. 5.14 Zatěžovací obrazce ZS1 s hladinou 269,50 m n. m. ....	38
Obr. 5.15 Tabulka vztlaku pro hladinu dolní vody 216,00 m n. m. ....	39
Obr. 5.16 Zatěžovací obrazce ZS2 s hladinou 269,50 m n. m. ....	39
Obr. 5.17 Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců pro hladinu 269,50 m n. m. ....	40
Obr. 5.18 Porovnání stupňů bezpečnosti .....	42
Obr. 6.1 Čára zatopených ploch a objemů [19] .....	43
Obr. 6.2 Část čáry zatopených objemů s rovnicí spojnice trendu .....	44
Obr. 6.3 Konsumpční křivka plně otevřených spodních výpustí.....	45
Obr. 6.4 Konsumpční křivka vyhrazených bezpečnostních přelivů .....	46
Obr. 6.5 Schéma výskytu kritické hloubky .....	47
Obr. 6.6 Přepadající paprsek pod segmentem .....	48
Obr. 6.7 : Bazinův volný přepadající paprsek [21] .....	49
Obr. 6.8 Výpočet paprsku jako přepad přes ostrou hranu .....	49
Obr. 6.9 Znázornění postupu výpočtu transformace povodňové vlny [22] .....	50
Obr. 6.10 Transformovaná KPV č.1 – přítok=odtok.....	51
Obr. 6.11 Transformovaná KPV č.2.....	52
Obr. 7.1 Zatěžovací obrazce ZS1 s hladinou 272,67 m n. m. ....	55
Obr. 7.2 Zatěžovací obrazce ZS2 s hladinou 272,67 m n. m. ....	55
Obr. 7.3 Výpočet hodnot zatěžovacích obrazců pro hladinu 276,67 m n. m. ....	56
Obr. 7.4 Tabulka požadovaných hodnot stupně bezpečnosti proti usmýknutí [13] .....	58
Obr. 7.5 Graf závislosti stupně bezpečnosti na velikosti soudržnosti .....	59
Obr. 7.6 Vzorec pro minimální napětí – originální znění z manuálu [23] .....	60
Obr. 7.7 Výpočet napětí.....	61
Obr. 7.8 Hodnoty potřebné pro výpočet napětí.....	61
Obr. 7.9 Průběh napětí na základové spáře.....	62
Obr. 8.1 Zábradlí na pochozí plošině .....	64
Obr. 8.2 Přístup ke kotvicím lodím [24] .....	64

## Seznam příloh

Příloha č. 1 – Měření vztlaků

Příloha č. 2 – Transformace KPV č.3

Příloha č. 3 – Transformace KPV č.4

Příloha č. 4 – Transformace KPV č.5

Příloha č. 5 – Transformace KPV č.6

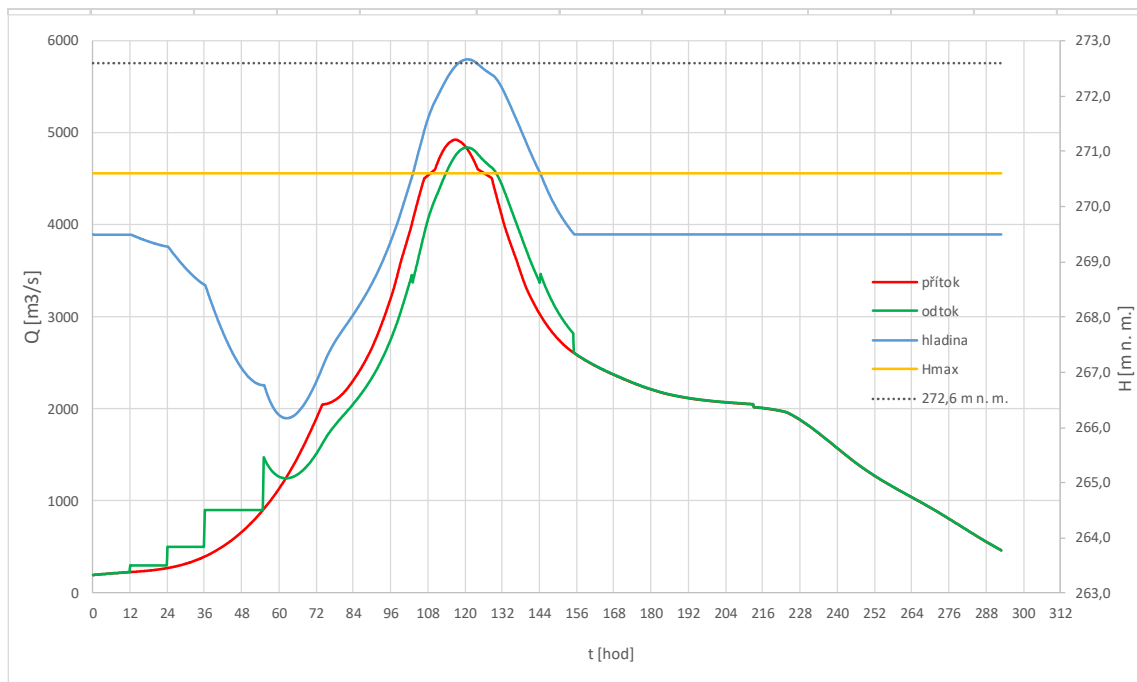
Příloha č. 6 – Výpočet transformace KPV č.1

Příloha č. 7 – Výpočet stability pro hladinu 273,00 m n. m.

## Příloha č. 1 – Měření vztlaků

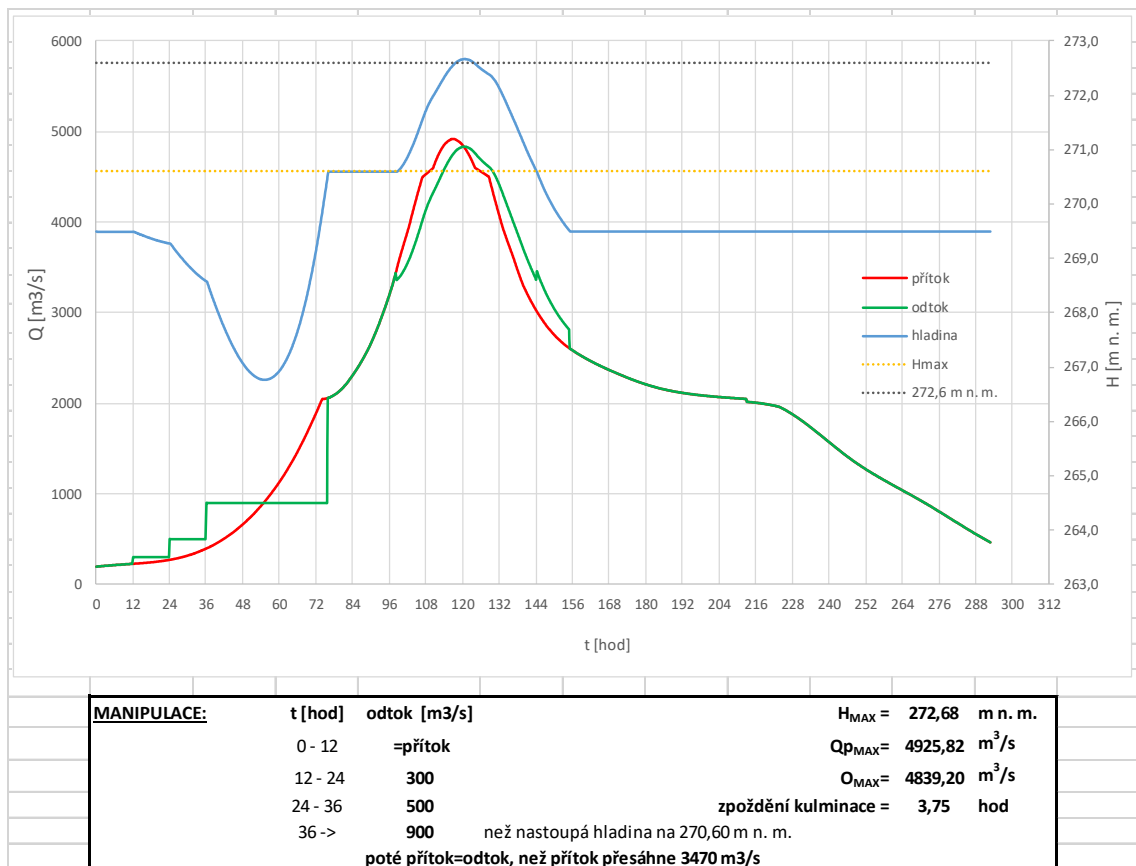
ČAS	HLADINA horní	HLADINA dolní	VRT 3	VRT 3	VRT 3	VRT 9	VRT 10	VRT 11	VRT 12	VRT 12	VRT 12	VRT 13
	m n. m.	m n. m.	kPa	mH <sub>2</sub> O	m n.m.	m n.m.	m n.m.	m n.m.	kPa	mH <sub>2</sub> O	m n.m.	m n.m.
7:00	270,04	217,12	39,98	4,08	215,03	210,83	210,89	210,57	51,34	5,23	216,18	208,47
7:00	269,72	216,79	39,38	4,01	214,96	210,83	210,89	210,57	50,25	5,12	216,07	208,47
7:00	269,42	216,94	38,76	3,95	214,90	210,83	210,89	210,57	49,49	5,04	215,99	208,47
7:00	269,38	216,6	38,19	3,89	214,84	210,83	210,89	210,56	48,85	4,98	215,93	208,47
7:00	269,45	217,72	39,45	4,02	214,97	210,83	210,89	210,56	51,15	5,21	216,16	208,47
7:00	269,43	217,47	39,29	4,01	214,96	210,83	210,89	210,56	51,2	5,22	216,17	208,47
7:00	269,43	217,44	39,64	4,04	214,99	210,83	210,89	210,56	51,39	5,24	216,19	208,48
7:00	269,41	217,23	39,51	4,03	214,98	210,83	210,89	210,57	50,1	5,11	216,06	208,47
7:00	269,51	216,25	38,84	3,96	214,91	210,83	210,89	210,56	48,84	4,98	215,93	208,47
7:00	269,38	216,36	38,49	3,92	214,87	210,83	210,89	210,56	48,35	4,93	215,88	208,47
7:00	269,24	217,27	38,89	3,96	214,91	210,83	210,89	210,56	49,14	5,01	215,96	208,47
7:00	269,3	216,87	38,41	3,92	214,87	210,83	210,89	210,56	48,15	4,91	215,86	208,47
7:00	269,29	216,88	37,91	3,86	214,81	210,83	210,89	210,56	48,36	4,93	215,88	208,47
7:00	269,35	217,24	39,48	4,02	214,97	210,83	210,89	210,56	50,27	5,12	216,07	208,47
7:00	269,5	217,11	39,48	4,02	214,97	210,83	210,89	210,57	50,13	5,11	216,06	208,47
7:00	269,55	217,43	39,76	4,05	215,00	210,83	210,89	210,56	51	5,20	216,15	208,47
7:00	269,86	218,82	44,39	4,52	215,47	210,83	210,89	210,57	59,63	6,08	217,03	208,47
7:00	269,99	218,62	45,7	4,66	215,61	210,83	210,89	210,57	62,29	6,35	217,30	208,47
7:00	270,39	218,41	48,14	4,91	215,86	210,83	210,89	210,58	66,97	6,83	217,78	208,47
7:00	270,77	217,44	53,26	5,43	216,38	210,83	210,89	210,58	75,85	7,73	218,68	208,47
7:00	270,76	217,43	53,99	5,50	216,45	210,83	210,89	210,59	77,09	7,86	218,81	208,47
7:00	270,24	217,34	53,29	5,43	216,38	210,83	210,89	210,6	75,92	7,74	218,69	208,47
7:00	269,98	217,51	53,11	5,41	216,36	210,83	210,89	210,61	76,21	7,77	218,72	208,47
7:00	269,82	217,79	53,3	5,43	216,38	210,83	210,89	210,62	76,76	7,82	218,77	208,47
7:00	269,2	217,35	52,4	5,34	216,29	210,83	210,89	210,62	75,03	7,65	218,60	208,47
7:00	268,31	217,45	51,59	5,26	216,21	210,83	210,89	210,63	74,49	7,59	218,54	208,47
7:00	268	217,29	51,01	5,20	216,15	210,84	210,89	210,62	74,13	7,56	218,51	208,47
7:00	268,1	217,06	50,26	5,12	216,07	210,84	210,89	210,61	73,28	7,47	218,42	208,47
nárůst dolní hladiny:	1,39		m		1,45	210,83	210,89	210,58			2,66	208,47
tlivy po hladinu 220 m n.m.:	2,57		m		217,80	m n. m.	<- předpokládány vztlak 220,0 m n.m. ->				221,35	m n.m.
injekční štola:	210,95		m n. m.									
základová spára:	207,6		m n. m.									
rozdíl:	3,35		m				U tenzometru č. 3 a 12 je třeba přičíst (tam kde je hodnota v kPa a ne m. n. m.)					

## Příloha č. 2 – Transformace KPV č.3

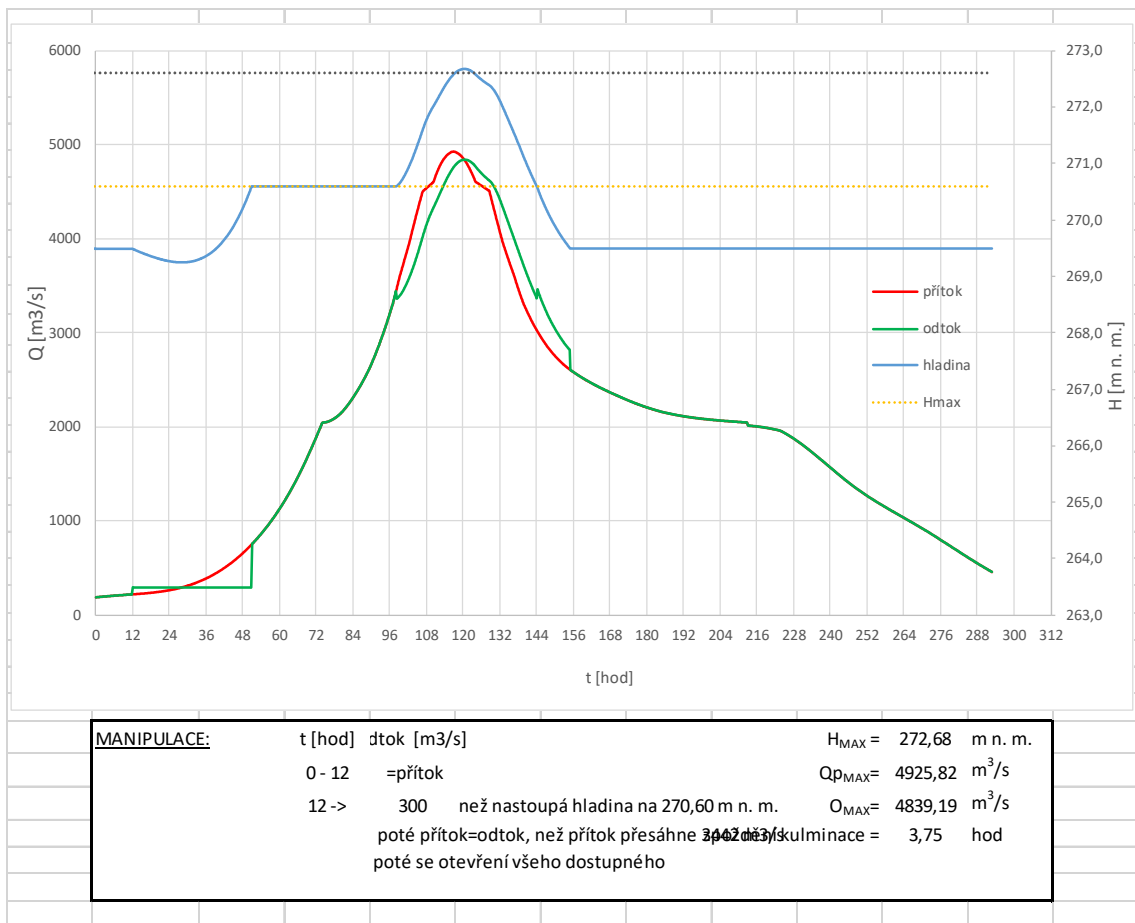


<u>MANIPULACE:</u>	t [hod]	odtok [m <sup>3</sup> /s]		$H_{MAX} = 272,67$ m n. m.
	0 - 12	=přítok		$Q_{pMAX} = 4925,82$ m <sup>3</sup> /s
	12 - 24	300		$O_{MAX} = 4835,02$ m <sup>3</sup> /s
	24 - 36	500		zpoždění kulminace = 3,75 hod
	36 ->	900	než se přítok = 900 m <sup>3</sup> /s	
			<b>poté vše otevřeno</b>	

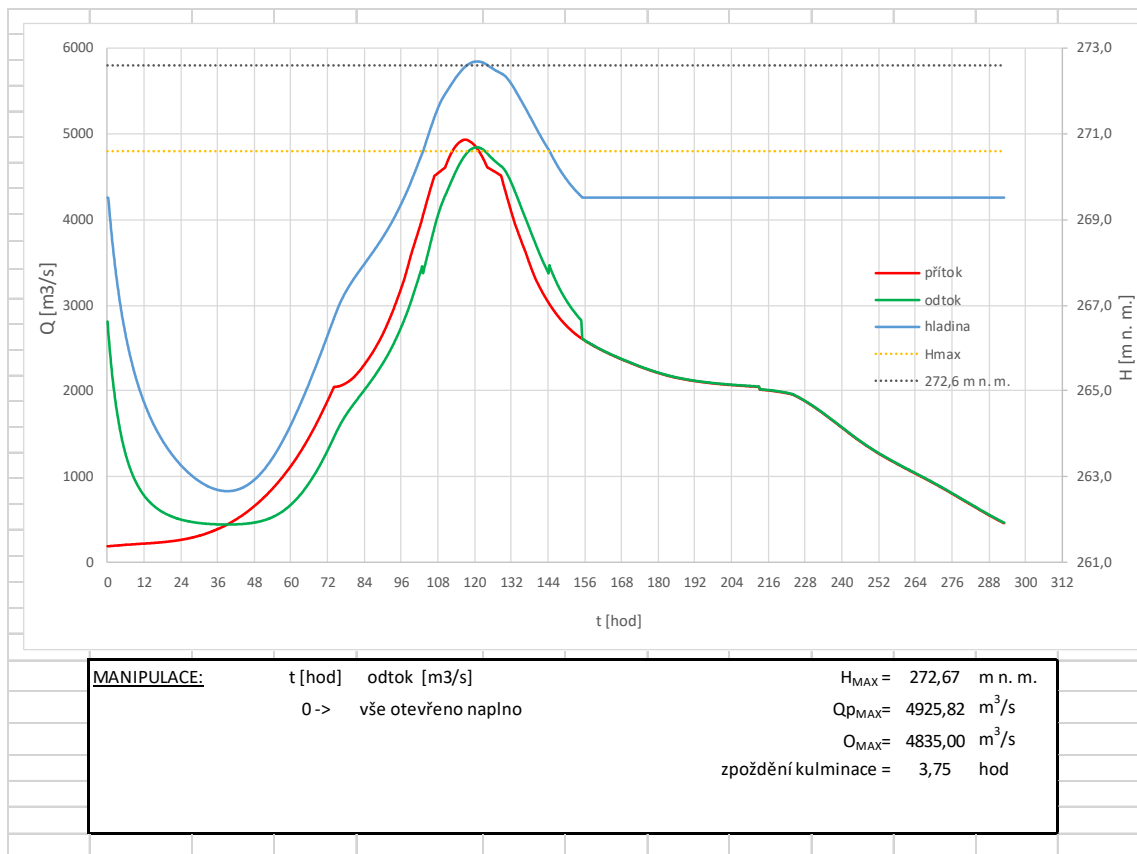
Příloha č. 3 – Transformace KPV č.4



Příloha č. 4 – Transformace KPV č.5



## Příloha č. 5 – Transformace KPV č.6

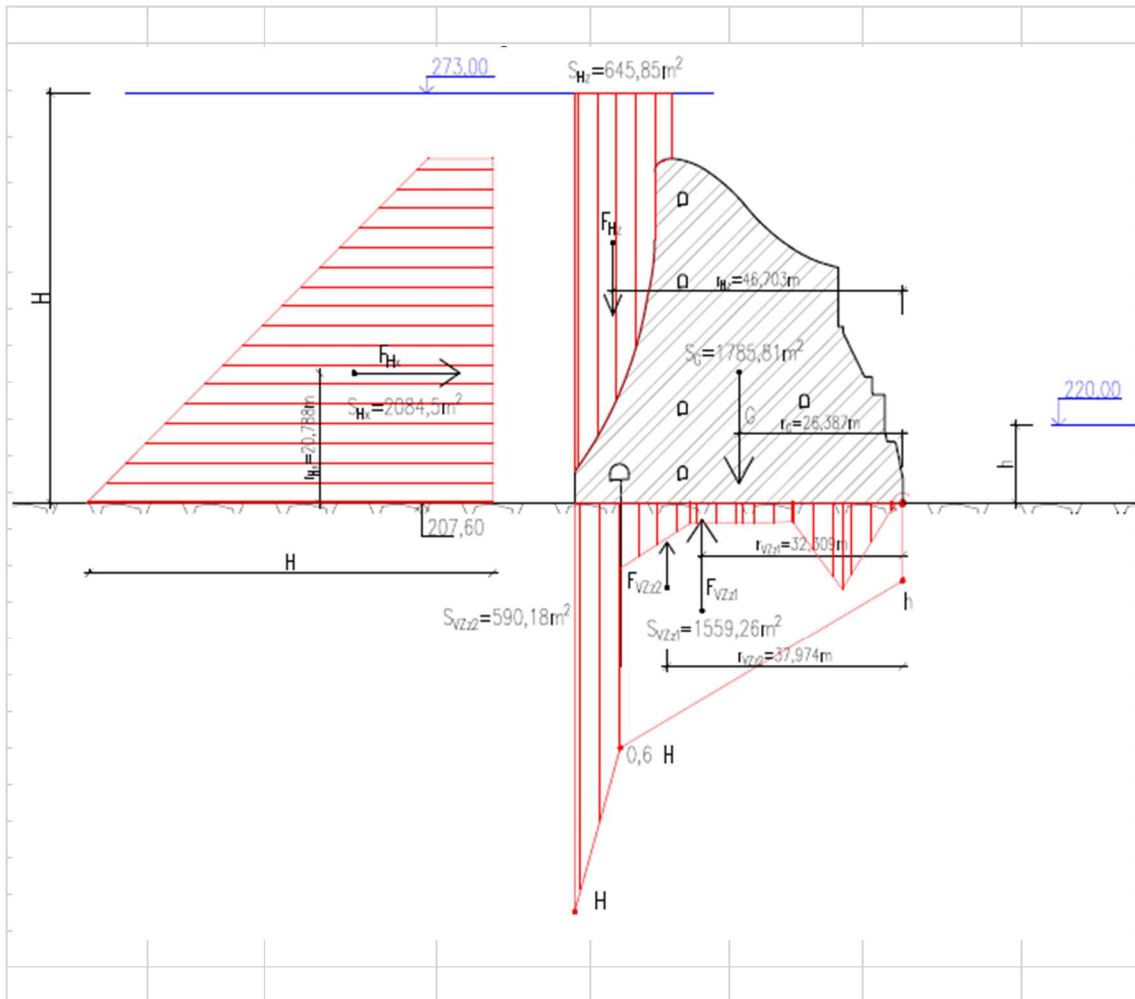




## Příloha č. 6 – Výpočet transformace KPV č.1

$h_{MAX}$	270,6	m n. m.								
$h_{POČ}$	269,5	m n. m.	letní "plánovaná" hladina							
<b>VE:</b>	1 x turbína -v provoz do 270,6 m n. m. poté odstavení				$O_{VE\_max}$	108	$m^3/s$			
<b>SV:</b>	2 x spodní výpust				$O_{SV\_max}$	363	$m^3/s$	270,6 m n. m.		
					$O_{SV}$	360	$m^3/s$	269,5 m n. m.		
<b>PŘ:</b>	4 x přepad				$O_{PŘ\_max}$	2999	$m^3/s$	270,6 m n. m. a vyhrazeno		
<b>MANIPULACE:</b>										
	t [hod]	odtok [m <sup>3</sup> /s]						$H_{MAX}$	272,67	m n. m.
	0 ->	=přítok						$Q_{P_{MAX}}$	4925,82	$m^3/s$
	po přesáhnutí 2810m <sup>3</sup> /s na přítoku vše naplno otevřeno							$O_{MAX}$	4835,84	$m^3/s$
								zpoždění kulminace = 3,75 hod		
<b>t</b>	<b>Q<sub>p10000</sub></b>	<b>ΔV<sub>p</sub></b>	<b>V</b>	<b>kóta H</b>	<b>O<sub>VE</sub></b>	<b>O<sub>SV</sub></b>	<b>O<sub>PŘ</sub></b>	<b>ΣO</b>	<b>ΔVo</b>	<b>V'</b>
[hod]	[m <sup>3</sup> /s]	[mil. m <sup>3</sup> ]	[mil. m <sup>3</sup> ]	[m n. m.]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[mil. m <sup>3</sup> ]	[mil. m <sup>3</sup> ]
0	0	0	256,694	269,50	0	0	0	0	0	256,694
0,25	194,52	0,175	256,869	269,50	108,00	86,52	0,00	194,52	0,175	256,694
0,50	195,33	0,176	256,870	269,50	108,00	87,33	0,00	195,33	0,176	256,694
0,75	196,13	0,177	256,871	269,50	108,00	88,13	0,00	196,13	0,177	256,694
1,00	196,93	0,177	256,871	269,50	108,00	88,93	0,00	196,93	0,177	256,694
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
91,50	2770,14	2,493	259,187	269,50	108,00	359,56	2338,24	2770,14	2,493	256,694
91,75	2790,63	2,512	259,206	269,50	108,00	359,56	2338,24	2790,63	2,512	256,694
<b>92,00</b>	<b>2811,41</b>	<b>2,530</b>	<b>259,224</b>	<b>269,50</b>	<b>108,00</b>	<b>359,56</b>	<b>2338,24</b>	<b>2805,80</b>	<b>2,525</b>	<b>256,699</b>
92,25	2832,47	2,549	259,248	269,50	108,00	359,56	2338,50	2806,06	2,525	256,723
92,50	2853,81	2,568	259,291	269,50	108,00	359,57	2339,73	2807,29	2,527	256,765
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
116,50	4923,71	4,431	294,375	272,53	0,00	369,49	4351,33	4720,82	4,249	290,126
116,75	4925,22	4,433	294,559	272,54	0,00	369,54	4364,23	4733,77	4,260	290,299
117,00	<b>4925,82</b>	4,433	294,732	272,56	0,00	369,59	4376,41	4746,01	4,271	290,461
117,25	4925,53	4,433	294,894	272,57	0,00	369,64	4387,88	4757,52	4,282	290,612
117,50	4924,34	4,432	295,044	272,59	0,00	369,69	4398,61	4768,29	4,291	290,752
117,75	4922,28	4,430	295,182	272,60	0,00	369,73	4408,58	4778,31	4,300	290,882
118,00	4916,99	4,425	295,307	272,61	0,00	369,77	4417,80	4787,57	4,309	290,998
118,25	4911,73	4,421	295,419	272,62	0,00	369,80	4426,10	4795,90	4,316	291,103
118,50	4907,27	4,417	295,519	272,63	0,00	369,83	4433,53	4803,36	4,323	291,196
118,75	4902,01	4,412	295,608	272,64	0,00	369,86	4440,21	4810,06	4,329	291,279
119,00	4895,95	4,406	295,685	272,65	0,00	369,88	4446,12	4816,00	4,334	291,351
119,25	4889,06	4,400	295,751	272,66	0,00	369,90	4451,26	4821,16	4,339	291,412
119,50	4881,41	4,393	295,805	272,66	0,00	369,92	4455,63	4825,55	4,343	291,462
119,75	4872,95	4,386	295,848	<b>272,67</b>	0,00	369,94	4459,23	4829,16	4,346	291,502
120,00	4863,77	4,377	295,879	<b>272,67</b>	0,00	369,95	4462,05	4832,00	4,349	291,530
120,25	4853,82	4,368	295,899	<b>272,67</b>	0,00	369,96	4464,10	4834,05	4,351	291,548
120,50	4843,17	4,359	295,907	<b>272,67</b>	0,00	369,96	4465,37	4835,33	4,352	291,555
120,75	4831,77	4,349	295,904	<b>272,67</b>	0,00	369,96	4465,88	<b>4835,84</b>	4,352	291,551
121,00	4819,67	4,338	295,889	<b>272,67</b>	0,00	369,96	4465,62	4835,58	4,352	291,537
121,25	4806,88	4,326	295,863	<b>272,67</b>	0,00	369,96	4464,59	4834,55	4,351	291,512
121,50	4793,44	4,314	295,826	<b>272,67</b>	0,00	369,95	4462,81	4832,76	4,349	291,477
121,75	4779,33	4,301	295,778	<b>272,67</b>	0,00	369,94	4460,27	4830,21	4,347	291,431
122,00	4764,60	4,288	295,719	272,66	0,00	369,93	4457,00	4826,92	4,344	291,375
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
154,75	2620,39	2,358	259,496	269,54	108,00	359,69	2361,17	2828,86	2,546	256,950
155,00	2614,30	2,353	259,303	269,52	108,00	359,64	2351,47	2819,10	2,537	256,766
155,25	2608,30	2,347	259,113	269,50	108,00	359,58	2140,72	2608,30	2,347	256,766
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
292,50	472,46	0,425	257,191	269,50	108,00	359,58	4,88	472,46	0,425	256,766
292,75	467,94	0,421	257,187	269,50	108,00	359,58	0,36	467,94	0,421	256,766

## Příloha č. 7 – Výpočet stability pro hladinu 273,00 m n. m



I. ZATĚŽOVACÍ STAV							
ZATĚŽENÍ	SÍLA	SMĚR	PLOCHA	F	r	M	SMYSL
-	-	-	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]	[kNm]	+/-
vlastní tíha	G	↓	1785,81	42045,11	26,39	1 109 444,3	+
horní voda	F <sub>Hx</sub>	→	2084,50	20448,95	20,79	425 092,7	-
horní voda	F <sub>Hz</sub>	↓	645,85	6335,79	46,70	295 900,3	+
vztlak	F <sub>VZz</sub>	↑	1559,26	15296,34	32,31	494 209,5	-
II. ZATĚŽOVACÍ STAV							
ZATĚŽENÍ	SÍLA	SMĚR	PLOCHA	F	r	M	SMYSL
-	-	-	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]	[kNm]	+/-
vlastní tíha	G	↓	1785,81	42045,11	26,39	1 109 444,3	+
horní voda	F <sub>Hx</sub>	→	2084,50	20448,95	20,79	425 092,7	-
horní voda	F <sub>Hz</sub>	↓	645,85	6335,79	46,70	295 900,3	+
vztlak	F <sub>VZz</sub>	↑	590,18	5789,67	37,97	219 856,8	-

POSOUZENÍ NA POSUNUTÍ

$$\frac{(\Sigma F_{v,z} + G) \operatorname{tg} \varphi}{\Sigma F_{v,x}} > 1,2$$

**ZS1**

↓	$\Sigma F_{v,z} =$	-8960,6	kN
↓	G =	42045,1	kN
→	$\Sigma F_{v,x} =$	20448,9	kN
	$\operatorname{tg} \varphi =$	0,8	

$$\mathbf{SF = 1,3} > 1,2$$

**VYHOVUJE****ZS2**

↓	$\Sigma F_{v,z} =$	546,1	kN
↓	G =	42045,1	kN
→	$\Sigma F_{v,x} =$	20448,9	kN
	$\operatorname{tg} \varphi =$	0,8	[18]

$$\mathbf{SF = 1,7} > 1,2$$

**VYHOVUJE**POSOUZENÍ NA PŘEKLOPENÍ

$$\frac{M^+}{M^-} > 1,2$$

<b>ZS1</b>	$M^+ =$	1 405 344,7	kNm
	$M^- =$	919 302,1	kNm

$$\mathbf{SM = 1,5} > 1,2$$

**VYHOVUJE**

<b>ZS2</b>	$M^+ =$	1 405 344,7	kNm
	$M^- =$	644 949,4	kNm

$$\mathbf{SM = 2,2} > 1,2$$

**VYHOVUJE**