

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



Jamova cesta 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

**DRUGG** – Digitalni repozitorij UL FGG  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Vogrinčič, R., 2014. Dinamična analitza betonske težnostne pregrade s programskim orodjem RS-DAM. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Schnabl, S., somentor Kryžanowski, A.): 33 str.

Datum arhiviranja:20-10-2014

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



Jamova cesta 2  
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

**DRUGG** – The Digital Repository  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Vogrinčič, R., 2014. Dinamična analitza betonske težnostne pregrade s programskim orodjem RS-DAM. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Schnabl, S., co-supervisor Kryžanowski, A.): 33 pp.

Archiving Date: 20-10-2014

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



Jamova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM PRVE STOPNJE  
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

**ROK VOGRINČIČ**

**DINAMIČNA ANALITZA BETONSKE TEŽNOSTNE  
PREGRADE S PROGRAMSKIM ORODJEM RS-DAM**

Diplomska naloga št.: 156/B-GR

**DYNAMIC ANALYSIS OF CONCRETE GRAVITY DAM  
WITH RS-DAM**

Graduation thesis No.: 156/B-GR

**Mentor:**

doc. dr. Simon Schnabl

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Somentor:**

doc. dr. Andrej Kryžanowski

Ljubljana, 23. 09. 2014

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVE**

Podpisani Rok Vogrinčič izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Dinamična analiza betonske težnostne pregrade s programskim orodjem RS-DAM«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 4.9.2014

Rok Vogrinčič

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

**UDK:** 627.82:624.042.7(497.4)(043.2)  
**Avtor:** Rok Vogrinčič  
**Mentor:** doc. dr. Simon Schnabl, univ. dipl. inž. grad.  
**Somentor:** doc. dr. Andrej Kryžanowski, univ. dipl. inž. grad.  
**Naslov:** Dinamična analiza betonske težnostne pregrade s programskim orodjem RS-DAM  
**Tip dokumenta:** diplomska naloga  
**Obseg in oprema:** 33 str., 7 pregl., 27 sl., 0 graf., 28 en., 0 pril.  
**Ključne besede:** pregrada, potresi, RS-DAM, dinamična analiza, varnost

### **Izveček:**

V diplomskem delu je narejen kratek povzetek o betonskih pregradah, potresih, njihovih značilnostih ter škodi, ki so jo povzročili na betonskih težnostnih pregradah po svetu. Na kratko je predstavljen računalniški program RS-DAM, ki se uporablja za dinamično analizo razpokanih betonskih težnostnih pregrad. S pomočjo programa je narejena analiza stabilnosti pregrade pri različnih lokacijah in usmerjenostih razpoke ter različnih faktorjih trka. Podobna analiza je nato, za primerjavo nekaterih količin, narejena še v programu CADAM. Za geometrijo pregrade je bila uporabljena pregrada Moste na reki Savi, pospeški tal pa so iz akceleroگرامa potresa, ki se je zgodil leta 2009 v mestu L'Aquila, v Italiji.

**BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 627.82:624.042.7(497.4)(043.2)  
**Author:** Rok Vogrinčič  
**Supervisor:** assist. prof. Simon Schnabl, Ph.D.  
**Co-advisor:** assist. prof. Andrej Kryžanowski, Ph.D.  
**Title:** Dynamic analysis of concrete gravity dam with RS-DAM  
**Document type:** graduation thesis  
**Scope and tools:** 33 p., 7 tab., 27 fig., 0 graph., 28 eq., 0 ann.  
**Keywords:** dam, earthquake, RS-DAM, dynamic analysis, safety

**Abstract:**

In the thesis there is a short summary about concrete gravity dams, earthquakes and the damage they caused on concrete dams around the world. Later on, a computer program RS-DAM, that is designed to evaluate the transient response of a cracked section, is presented. This program is then also used to perform a dynamic analysis of a cracked dam, subjected to base accelerations from L'Aquila earthquake, occurred in 2009 in Italy. The analysis is made for different crack locations and compared with the results of the similar analysis made with computer program CADAM. Geometry used in the analysis is the same as the geometry of the Moste dam, located on river Sava in Slovenia.

## **ZAHVALA**

Zahvalil bi se rad staršema Frideriku in Veri ter bratu Mateju za vso pomoč in podporo.

Iskrena hvala mentorju doc. dr. Simonu Schnablu in somentorju doc. dr. Andreju Kryžanowskemu za pomoč in nasvete pri nastajanju diplomske naloge.

**KAZALO VSEBINE**

STRAN ZA POPRAVKE.....	I
IZJAVE .....	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT .....	IV
ZAHVALA .....	V
KAZALO VSEBINE .....	VI
KAZALO PREGLEDNIC.....	VIII
KAZALO SLIK.....	IX
<b>1 UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2 POTRESI .....</b>	<b>2</b>
2.1 Splošno o potresih .....	2
2.2 Značilnosti potresov .....	2
2.2.1 Magnituda.....	2
2.2.2 Intenziteta .....	2
2.2.3 Žarišče in nadžarišče .....	3
2.2.4 Povratna doba .....	3
2.3 Potresi v Sloveniji .....	3
2.4 Potresi in pregrade .....	4
<b>3 BETONSKE PREGRADE .....</b>	<b>6</b>
3.1 Splošno.....	6
3.2 Težnostne pregrade.....	6
3.3 Stebrske pregrade .....	6
3.4 Ločne pregrade.....	7
3.5 Pregrada HE Moste .....	7
<b>4 OBTEŽBA.....</b>	<b>9</b>
4.1 Sila lastne teže .....	9
4.2 Sila vodnega pritiska.....	10
4.3 Vzgon .....	10
4.4 Obtežba s sedimenti .....	11
4.5 Dinamična obtežba valov .....	11
4.6 Obtežba z ledom.....	11
4.7 Temperaturna obtežba.....	11
4.8 Potresna obtežba.....	11
4.8.1 Hidrodinamični pritiski .....	12
<b>5 STABILNOST TEŽNOSTNIH PREGRAD .....</b>	<b>14</b>
5.1 Prevrnitev pregrade.....	14



5.2 Zdrs pregrade .....	15
<b>6 ANALIZA .....</b>	<b>17</b>
6.1 RS-DAM.....	17
6.2 Model .....	19
6.3 Rezultati.....	21
6.4 Primerjava rezultatov .....	25
6.5 Analiza varnosti pri različnem naklonu razpoke.....	26
6.6 Potek rotacije pri različnih faktorjih trka .....	29
<b>7 ZAKLJUČEK .....</b>	<b>31</b>
<b>VIRI.....</b>	<b>32</b>

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: Koeficient seizmičnega pritiska $C_e$ .....	13
Preglednica 2: Okvirne vrednosti FSF glede na obtežbo.....	16
Preglednica 3: Geometrija pregrade.....	19
Preglednica 4: Rezultati zdrsra po prerezih.....	22
Preglednica 5: Varnostni faktorji zdrsra, izračunani s programom CADAM in RS-DAM.....	25
Preglednica 6: Rezultati zdrsra pri različnih naklonih razpoke .....	26
Preglednica 7: Minimalne vrednosti faktorjev zdrsra in prevrnitve .....	28

## KAZALO SLIK

Slika 1: Potresna karta slovenije z lokacijami vodnih pregrad .....	4
Slika 2: Poškodbe na pregradi Šiš Kang po potresu v Tajvanu leta 1999.....	5
Slika 3: Prenos obtežbe pri težnostni pregradi .....	6
Slika 4: Prenos obtežbe pri stebrski pregradi .....	7
Slika 5: Prenos obtežbe pri ločni pregradi.....	7
Slika 6: Pregrada Moste.....	8
Slika 7: Pregled obtežb, ki delujejo na pregrado .....	9
Slika 8: Smer ugodno in neugodno delujočim momentov pri polni akumulaciji .....	15
Slika 9: Model za račun zdrsa .....	17
Slika 10: Newmark – Beta integracija s konstantnim pospeškom.....	18
Slika 11: Grafični vmesnik za vnos podatkov v programu RS-DAM.....	19
Slika 12: Višina razpoke v pregradi .....	20
Slika 13: Analizirani prerezi z označeno lego razpoke.....	21
Slika 14: Akcelerogram horizontalnih pospeškov potresa L'Aquilla .....	21
Slika 15: Grafični prikaz zdrsa glede na lego razpoke .....	22
Slika 16: Graf pomikov pri različnih legah razpoke.....	23
Slika 17: Prikaz pomikov v času od 2 – 4 sekunde.....	24
Slika 18: Prikaz horizontalnih pospeškov tal v času od 2 – 4 s.....	24
Slika 19: Prikaz vertikalnih pospeškov tal v času od 2 – 4 s.....	25
Slika 20: Primerjava varnostnih faktorjev zdrsa.....	25
Slika 21: Razpoka z naklonom .....	26
Slika 22: Časovni potek zdrsa .....	27
Slika 23: Primerjava varnostnih faktorjev za različne naklone razpok.....	28
Slika 24: Rotacija bloka pri razpokah z negativnim naklonom .....	28
Slika 25: Rotacija bloka pri razpokah s pozitivnim naklonom.....	29
Slika 26: Maksimalne in minimalne vrednosti rotacij glede na faktor trka .....	30
Slika 27: Rotacije pri različnih faktorjih trka .....	30

TA STRAN JE NAMENOMA PRAZNA

## 1 UVOD

Nenadno tresenje tal je pri ljudeh že od nekdaj vzbujalo strah in burilo njihovo domišljijo. Za nastanek tega pojava so najpogosteje krivili mitološke živali in bogove. Danes je letno na Zemlji zabeleženih preko 3 milijone potresov. Od tega je večina takih, ki jih ljudje sploh ne čutimo ali pa se pojavijo na nenaseljenih območjih. Vsaj 900 na leto pa je takšnih, ki so močnejši od magnitude 5 in lahko za sabo pustijo hude posledice, tudi na večjih objektih. Mednje sodijo tudi velike pregrade, od katerih so mnoge locirane na potresno aktivnih območjih ali pa v bližini področij, kjer so se v preteklosti že pojavili močni potresi. Podatki kažejo, da je 74 pregrad na svetu utrpelo poškodbe zaradi potresov, od tega 27 hude ali zelo hude poškodbe. Nam najbližji taki primeri so pregrade v Makedoniji, Romuniji in Veliki Britaniji [2], [14].

Edina zanesljiva obramba pred katastrofalnimi posledicami je potresno varna gradnja. Da bi omogočili takšno gradnjo, je potrebno poznati tako karakteristike pričakovane obtežbe kot tudi značilnosti obnašanja konstrukcije med potresno obtežbo. Naloga inženirjev je tako ustrezno dimenzioniranje konstrukcije z upoštevanjem možnosti, da se lahko v obdobju življenjskega cikla konstrukcije zgodi močnejši potres in ogrozi varnost le te [4].

Pri potresnih obtežbah, v izjemnih primerih dovoljujemo nastanek poškodb, hkrati pa mora pregrada ohraniti svojo primarno funkcijo, to je kontrolirano zadrževanje vode in s tem zagotavljanje varnosti prebivalcev dolvodno. V literaturi lahko najdemo številne računske postopke za dinamično analizo betonskih težnostnih pregrad, ki jih v grobem lahko razdelimo v dve skupini. V prvi skupini so poenostavljeni računski postopki za dinamično analizo. Njihova glavna prednost je relativna matematična preprostost. Glavna slabost pa je velika nenatančnost. Intenzivni razvoj računalništva v zadnjih desetletjih je omogočil razvoj računalniških programov z natančnejšimi računskimi postopki. Ti sestavljajo drugo skupino računskih postopkov za dinamično analizo betonskih težnostnih pregrad. Glavna lastnost teh programov je večja natančnost in posledično matematično zahtevnejši računski postopki, ki so zasnovani na numeričnih matematičnih metodah od katerih je najpogostejša metoda končnih elementov [22].

V diplomski nalogi je narejena dinamična analiza stabilnosti razpokane betonske težnostne pregrade v programu RS-DAM, ki velja za uporabniku prijazen program in je dokaj enostaven za uporabo. Do pojava razpok lahko pride na različnih mestih v konstrukciji, zato je bila narejena primerjava rezultatov pri različnih lokacijah razpoke v telesu pregrade. Za razpoko se lahko smatra tudi delovni stik, ki ni bil ustrezno zainjektiran in se razteza čez celotni prerez pregrade. V drugem delu je analiziran vpliv naklona razpoke na stabilnost pregrade, na koncu pa je narejena še stabilnostna analiza pri različnih vrednostih koeficienta trka razpokanega dela pregrade z ostalim delom pregrade.

Pri analizi je bila uporabljena geometrija pregrade HE Moste na reki Savi, simuliran pa je bil potres iz leta 2009, ki se je zgodil v Italiji, v mestu L'Aquila.

## 2 POTRESI

### 2.1 Splošno o potresih

Potres je naravni pojav, kjer pride do nepričakovane, hipne sprostitve nakopičenih elastičnih napetosti v notranjosti Zemlje. Sproščena energija iz žarišča se nato v obliki seizmičnega valovanja širi v vse smeri, kar čutimo kot tresenje tal. Kadar potres doseže Zemljino površje s tolikšno energijo, da povzroči neželene posledice na ljudi, objekte ali naravo, govorimo o potresu kot o naravni nesreči [1], [5].

Večina potresov, tudi tisti najmočnejši, nastanejo kot posledica dinamike litosferskih plošč globoko pod površjem našega planeta. Litosferske plošče se neprestano počasi premikajo. Pri tem prihaja do medsebojnih trkov, narivanja, podrivanja in s tem kopičenja ogromnih količin energije, ki se občasno, brez predhodnega opozorila sprosti v obliki potresa [1].

Dandanes potresov še ni možno napovedovati in zagotovo še dolgo ne bomo imeli orodij, s katerimi bi lahko določili točen dan, uro in lokacijo nastanka potresa z natančnostjo, ki bi imela uporabno vrednost. Vsaka napaka ob napovedi, bi lahko privedla do nepotrebne panike med ljudmi in pustila, lahko tudi katastrofalne, posledice [1].

Res je, da potresa, kakor tudi mnogo drugih naravnih pojavov, ne moremo nadzorovati, ga pa zato lahko s posebnimi instrumenti (npr. seizmograf) dobro merimo. Razviti so postopki, s katerimi določimo območja pojavljanja potresov. Možna je tudi ocena največje magnitude, ki jo z določeno verjetnostjo pričakujemo ter ocena škode, ki bi jo potres na neki lokaciji lahko povzročil [1].

V Sloveniji in večini drugih držav je zelo pomembno ocenjevanje potresne nevarnosti, ki služi kot podlaga za potresno odporno gradnjo. Nevarnost se oceni na podlagi podatkov o preteklih potresih in geoloških značilnostih za določeno območje. Na osnovi tega se pripravijo karte potresne nevarnosti, iz katerih je razvidno katera območja so potresno bolj oziroma manj nevarna. Karte nam služijo kot pomoč pri ugotavljanju kako močne potrese in kakšne učinke lahko na nekem območju pričakujemo [1].

### 2.2 Značilnosti potresov

#### 2.2.1 Magnituda

Magnituda je številska mera za jakost potresa. Koncept je leta 1935 prvi vpeljal Charles Francis Richter. Po Richtertu je magnituda enaka logaritmu (z osnovo 10) maksimalne amplitude potresnih valov (v mikrometrih) merjenih na standardnem akcelorografu in je navadno podana na desetinko natančno. Obstajajo pa tudi empirične formule, ki povezujejo magnitudo s sproščeno seizmično energijo. Povečanje magnitude za eno enoto pomeni približno 32-krat večjo energijo, ki se je sprostila ob potresu. To pomeni, da se ob potresu z magnitudo 6 sprosti približno toliko energije, kot pri 32 potresih magnitude 5 [4], [5].

#### 2.2.2 Intenziteta

Intenziteta je mera za učinke potresa na ljudi, zgradbe in naravo. To je subjektivna mera, matematično ni definirana. Odvisna je od energije potresa, razdalje od epicentra in geoloških razmer. Ponavadi je največja v nadžarišču oziroma epicentru potresa in se z oddaljenostjo zmanjšuje. Opisuje, kaj se je ob potresu zgodilo. Za prebivalce je pomembnejši podatek kot magnituda, ki opisuje dogajanje v žarišču potresa [5].

Po svetu se uporablja več intenzitetnih lestvic. Najdlje je bila v uporabi 12-stopenjska MCS (Mercallijeva) lestvica, ki je prvič izšla leta 1912. Predlagal jo je G. Mercalli, dopolnila pa sta

jo A. Cancani in A. H. Sieberg. Leta 1964 so novo 12-stopenjsko lestvico MSK predstavili S. Medvedev, W. Sponheuer in V. Karnik. Kasneje je bila večkrat dopolnjena in je do nedavnega veljala tudi pri nas. Izkušnje in razvoj znanosti so v zadnjem času pripeljale do nastanka nove 12-stopenjske EMS (Evropska makroseizmična lestvica) lestvice. Osnutek je nastal leta 1992 na evropski seizmološki komisiji, kasneje pa so jo dopolnjevali strokovnjaki. V Sloveniji je v uporabi od leta 1995 [5].

### **2.2.3 Žarišče in nadžarišče**

Žarišče ali hipocenter je točka v zemeljski skorji, kjer se je potres zgodil in je izvor potresnega valovanja. Seizmologi hipocenter potresa imenujejo točka, ponavadi pa gre za premik na nekaj kilometrov ali celo več deset kilometrov dolgem odseku preloma. Nadžarišče ali epicenter pa je točka na površini, navpično nad hipocentrom [1], [21].

### **2.2.4 Povratna doba**

Povratna doba potresa je povprečen čas med dvema potresoma, ki povzročita prekoračitev izbrane vrednosti obravnavane količine (npr. pospešek tal) na dani lokaciji [1].

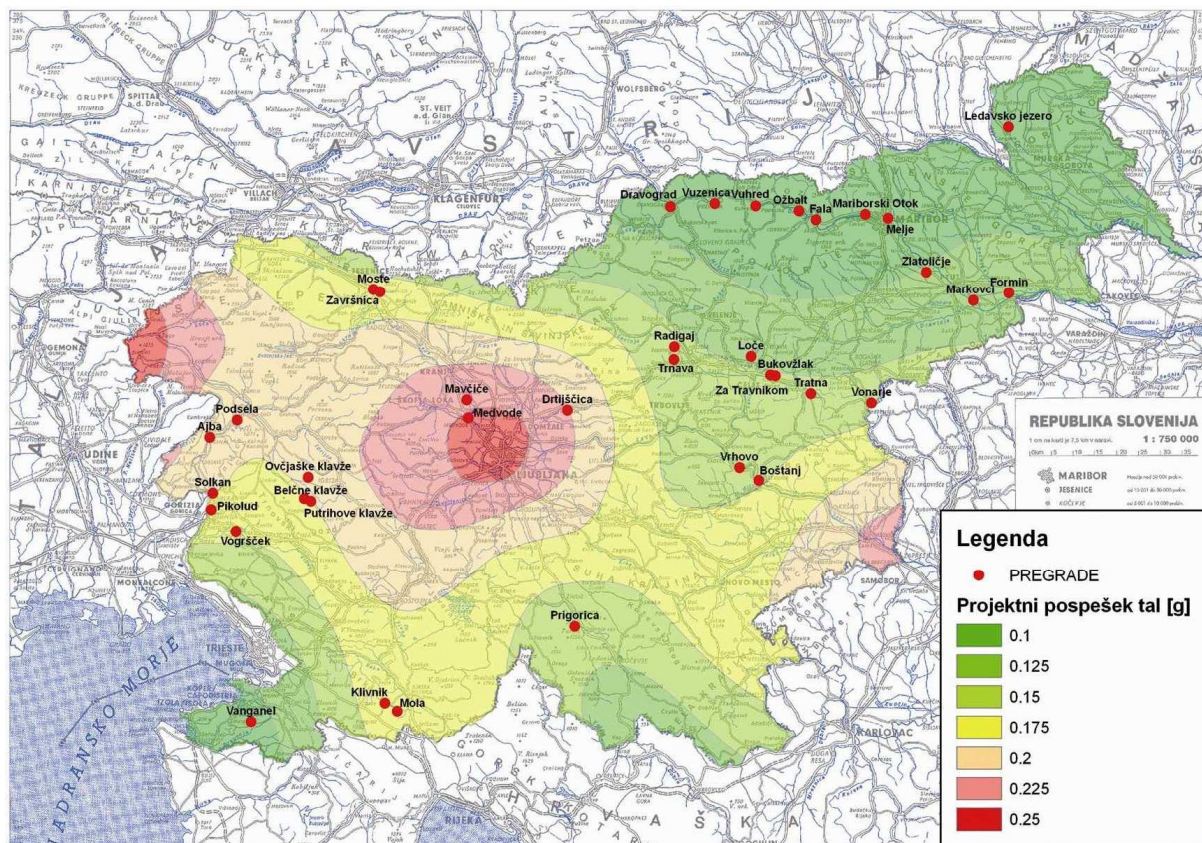
Temeljna karta potresne nevarnosti Slovenije je karta projektnega pospeška tal s povratno dobo 475 let (slika 1). Izdelana je v skladu z zahtevami evropskega standarda Eurocode 8 – Standard za projektiranje potresno odpornih konstrukcij. Projektni pospešek tal, določen za povratno dobo 475 let, ustreza 90% verjetnosti, da vrednost na karti ne bo presežena v 50 letih (to je predvidena življenjska doba običajnih objektov) [5].

## **2.3 Potresi v Sloveniji**

Ozemlje Slovenije leži ob stiku večih litosferskih plošč in spada po številu in moči potresov med dejavnejša območja na svetu. Leži na južnem robu Evrazijske tektonske plošče in na severozahodnem robu sredozemsko-himalajskega seizmičnega pasu, ki velja za enega potresno najaktivnejših na Zemlji. Nastajanje številnih potresov je posledica zapletene geološke in tektonske zgradbe našega ozemlja, kjer je manjša Jadranska plošča stisnjena med Afriško na jugu in Evrazijsko na severu. Premikanje plošč v različnih smereh ustvarja na ozemlju Slovenije napetosti v smeri sever-jug. Te napetosti se nato sproščajo v potresih ob prelomih v smeri severozahod-jugovzhod in severovzhod-jugozahod [9].

Seizmološke karte pravijo, da lahko pride v časovnem obdobju 500 let do potresa z intenziteto 7 ali več na celotnem ozemlju Slovenije. To pomeni, da obstaja 10 % verjetnost, da se bo tak potres zgodil v 50 letih, kar je tudi življenjska doba navadnih gradbenih objektov [5]. Na sliki 1 je potresna karta Slovenije s projektnim pospeškom tal in lokacijami vodnih pregrad.

Zgodovinski viri in beleženja potresnih pojavov pričajo o več kot 80 potresih, ki so povzročili gmotno škodo na naših tleh. Potresna žarišča nastajajo na celotnem ozemlju Slovenije, pri čemer jih je najmanj na severovzhodnem delu. Za najbolj nevarna pa veljajo ljubljansko, idrijsko in krško-brežiško območje ter Zgornje Posočje. V Zgornjem Posočju se je leta 1998 zgodil tudi eden najmočnejših potresov 20. stoletja na območju Slovenije. Največja magnituda je dosegla vrednost 5.7, največji učinki pa so bili med VII. in VIII. stopnjo po EMS. Poškodovanih je bilo več kot 4000 objektov, na srečo pa ni bilo smrtnih žrtev [9].



Slika 1: Potresna karta Slovenije z lokacijami velikih pregrad

## 2.4 Potresi in pregrade

Zgodovinski pregled pokaže, da so potresi po svetu v preteklosti poškodovali že večje število pregrad. Po znanih podatkih je poškodbe zaradi potresov po svetu utrpelo 74 pregrad. Od tega je bilo 27 pregrad z hudimi ali zelo hudimi poškodbami. V večini teh primerov je šlo za objekte, ki se nahajajo na potresno zelo dejavnih območjih Kitajske, Japonske, Tajvana (slika 2), Čila ter zahodnega dela ZDA. Poznana pa sta tudi primera pregrade Ealsburn na Škotskem (1839) in pregrade Koyna v Indiji (1967), ki opozarjata na to, da lahko tudi potresi na manj aktivnih tleh predstavljajo resno nevarnost za objekte in njihovo okolico. Vzrok za nastanek potresa na pregradi Koyna v Indiji naj bi bila inducirana seizmičnost, ki se pojavi zaradi polnitve vodnega zajetja. Prišlo je do potresa magnitude 6.5, pregrada je bila močno poškodovana, vendar se ni porušila. Veliko škodo je utrpelo tudi dolvodno ležeče mesto Koynanagar, kjer je 180 ljudi izgubilo življenje, okrog 2000 pa je bilo ranjenih. Sloveniji najbližja taka primera sta se zgodila v Italiji, v Piave de Cadore in Vajontu, kjer je prišlo do potresa magnitude okoli 3 [9], [16].

Konya je dober primer, ki kaže na to, da obstaja resna nevarnost za izgubo življenj in gospodarsko škodo tudi v primeru, ko se pregrada ne poruši. International Commission on Large Dams (ICOLD) zato svetuje, da naj se s primernimi ukrepi zagotovi, da največji pričakovani potres ne bi povzročil poškodb pregrad, še posebno na območjih, kjer bi lahko to pomenilo veliko nevarnost za prebivalce, ki živijo dolvodno [16].





Slika 2: Poškodbe na pregradi Šiš Kang po potresu v Tajvanu leta 1999

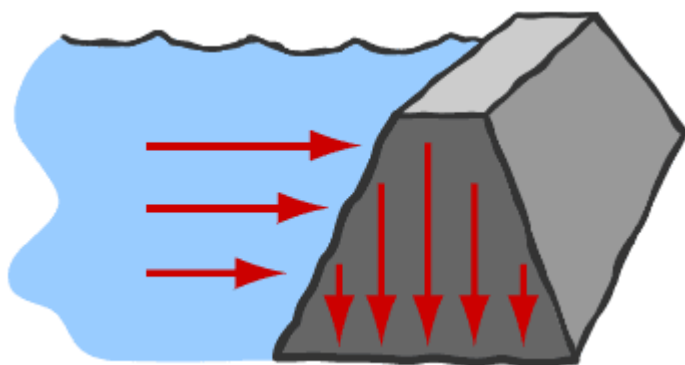
### 3 BETONSKE PREGRADE

#### 3.1 Splošno

Betonske pregrade so hidrotehnični objekti, katerih naloga je zadrževanje vode na vodotokih. Posledica je nastanek akumulacijskega jezera. Z zadrževanjem vode se preprečuje poplavljanje, obenem pa se voda iz akumulacije lahko uporabi za proizvodnjo električne energije v hidroelektrarnah in namakanje v sušnih obdobjih. Bolj primerne so za ožje doline, saj bi gradnja v širokih rečnih dolinah, zaradi velike porabe betona, bila neekonomična. Zasnovane morajo biti tako, da je zagotovljena: varnost, ekonomičnost, funkcionalnost, trajnost in enostavnost pri vzdrževanju. Glede na način prevzema vodnih pritiskov jih delimo na težnostne, stebrske in ločne pregrade [8].

#### 3.2 Težnostne pregrade

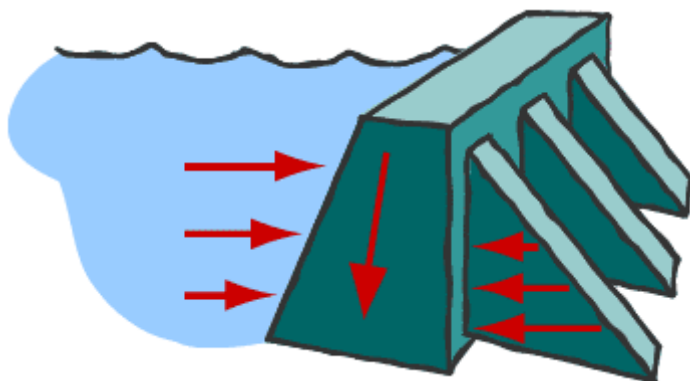
Težnostne pregrade so konstrukcije, ki se upirajo delujočim silam le na podlagi lastne teže (slika 3). Teža konstrukcije mora biti dovolj velika, da ne pride do zdrsa oziroma prevrnitve pregrade. V osnovi so trikotnega prereza. Dolvodno lice je običajno v enakomernem naklonu, gorvodno pa je praviloma vertikalno, oziroma, zaradi povečanja protipotresne odpornosti, v blagem naklonu proti akumulaciji. Iz estetskega razloga imajo lahko zakrivljeno os ali pa se na ta način prenaša tudi del obtežbe. V tem primeru govorimo o ločno-težnostni pregradi in take vrste je tudi pregrada HE Moste [8].



Slika 3: Prenos obtežbe pri težnostni pregradi

#### 3.3 Stebske pregrade

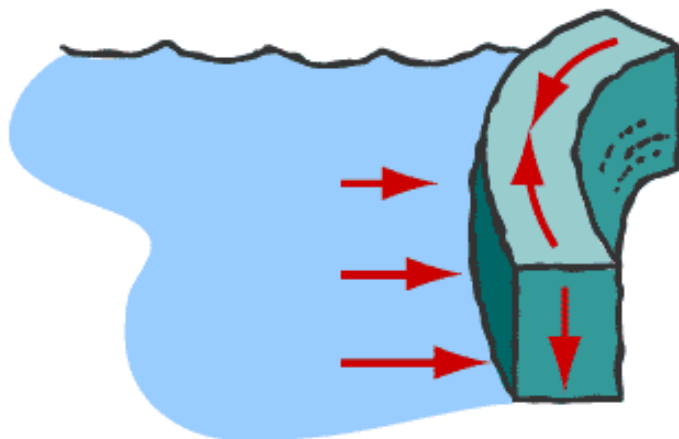
Zgrajene so na način, da se vodni pritiski preko kontinuirne čelne stene prenesejo na stebre, ki jo podpirajo na enakomernih razmakih (slika 4). Čelna stena je lahko ravna ali zaobljena, kot del stebra ali samostojni element. Gre za nekakšno »lažjo« vrsto težnostne pregrade, kjer se porabi manj materiala, prihaja pa zato do pojavljanja večjih lokalnih pritiskov na temeljna tla [8].



Slika 4: Prenos obtežbe pri stebrski pregradi

### 3.4 Ločne pregrade

Predstavljajo le približno 4 % vseh pregrad na svetu [20]. Njihova os je gorvodno zakrivljena. Delujejo na enak princip, kot ločni mostovi in oboki. Horizontalni pritiski vode se preko loka prenesejo na brežine, kjer je pregrada podprta (slika 5). Primerne so predvsem za ozke soteske z močnimi brežinami, ki so bistvenega pomena za prenos obtežbe. Prednost ločnih pregrad je bistveno manjša poraba materiala za zadostitev varnostnih kriterijev, hitrejša gradnja in posledično hitrejša vključitev v obratovanje. Ločimo enojno zakrivljene, enakokotne in dvojno zakrivljene ločne pregrade [8].



Slika 5: Prenos obtežbe pri ločni pregradi

### 3.5 Pregrada HE Moste

Hidroelektrarna Moste obratuje od leta 1952 in je najstarejša elektrarna na reki Savi v Sloveniji. Zasnovana in zgrajena je bila kot derivacijska elektrarna, to pomeni da se strojnica ne nahaja v telesu pregrade, do nje pa voda doteka po derivacijskem tunelu. Pregrada je betonska, ločno-težnostna in leži v najožjem delu soteske Kavčke, v bližini Most pri Zirovnici (slika 6). Z višino 60 m je to najvišji tovrstni objekt pri nas. Krona pregrade je dolga 52 m, betonsko telo z prostornino 42.000 m<sup>3</sup> pa z izjemo elementov mostu in obloge preliva ni armirano. Leta 1956 je bila najprej provizorično nadvišana, dokončno pa leta 2004 z vgradnjo regulacijskih zapornic. Z nadvišanjem za 1,75 m se je pridobilo 1 hm<sup>3</sup> koristne akumulacije. Skupna prostornina akumulacije je 6,86 mio m<sup>3</sup>, od tega 4,10 mio m<sup>3</sup> koristne prostornine [6], [15], [17].

Že pri gradnji in tudi kasneje v obratovanju se je izkazalo, da gre za geološko zahteven teren. Pregrada leži na blokih dolomitiziranega apnenca. Na tem območju pa tudi poteka

savski prelom, ki predstavlja mejo med skladi apnenca in terciarno prekonsolidirano glino – sivica. Sivica povzroča, zaradi neugodnih geomehanskih lastnosti, nemalo težav pri spremljajočih objektih. V primeru HE Moste povzroča izrivanje in nagibanje strojnice. Zaradi tega so bile potrebne tudi že večkratne sanacije [6], [15].

Ob levem boku pregrade se nahaja vtočni objekt. Od tu, pa vse do strojnice poteka 840 m dolg dovodni rov. Strojnica je v celoti vkopana, v njej pa je nameščena vsa hidromehanska, strojna in elektro oprema. Odvodni rov s premerom 4 m je dolžine 1,5 km in je speljan do iztoka nazaj v Savo. Za primer vršnih voda in za praznjenje akumulacije je ob desnem boku narejen temeljni izpust [15].

HE Moste je edina akumulacijska elektrarna v Sloveniji. Njena prednost je, da se lahko zažene po potrebi porabnikov in s tem pokriva konice porabe električne energije. Energijo je v konicah težko dobiti, njena vrednost pa lahko dosega tudi 20-kratno vrednost običajne, zato je v takih primerih akumulacijska elektrarna lahko bistvenega pomena. HE Moste danes proizvede 86 % svoje proizvodnje kot vršno energijo v času največjih potreb elektroenergetskega sistema. Z dvema vertikalnima Francisovima turbinama pa znaša njena srednja letna proizvodnja 60 GWh [15], [18].



Slika 6: Pregrada Moste

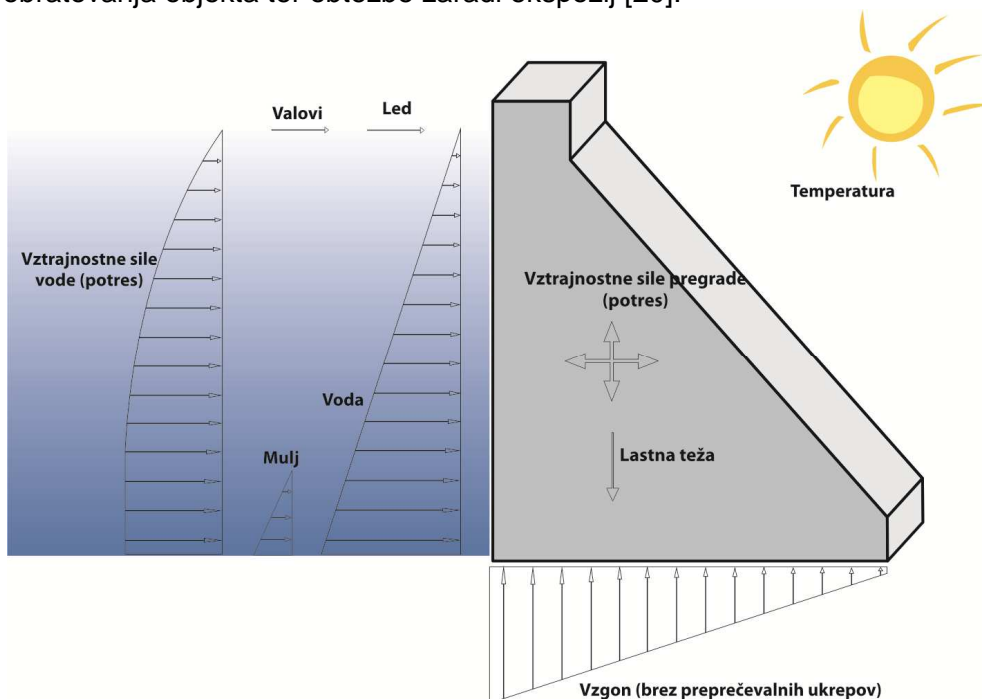
## 4 OBTEŽBA

Obtežbe na pregrado lahko razdelimo na stalne, občasne in dodatne obtežbe. Pregled obtežb je na sliki 7.

Stalne so v obdobju obratovanja neprestano prisotne in se bistveno ne spreminjajo. Stalne obtežbe, ki jih pri analizi običajno upoštevamo so: lastna teža, hidrostatični tlaki, vzgonski tlaki ter zemeljski pritiski in pritiski sedimentov.

Občasne obtežbe se v obratovalnem obdobju pojavljajo občasno. Imajo lahko sezonski značaj ali pa se pojavljajo izjemoma. Pri analizi običajno upoštevamo izjemno obtežbo zaradi potresnih sil, obtežbo zaradi nihanja gladine ter obtežbo zaradi ledu in plavja.

Dodatne obtežbe upoštevamo pri podrobnejših analizah. Posledice pojava lahko dolgoročno vplivajo na strukturno varnost objekta. Sem štejemo obtežbe zaradi temperaturnih obremenitev, obtežbe zaradi deformacij objekta in temeljev, dinamične obremenitve zaradi obratovanja objekta ter obtežbe zaradi ekspozij [20].



Slika 7: Pregled obtežb, ki delujejo na pregrado

### 4.1 Sila lastne teže

Predstavlja celotno težo konstrukcije, vključno z vsemi objekti na pregradi in deluje v težišču prereza pregrade. Majhnih odprtih običajno ne odštevamo od celotne mase, razen v primerih kjer bi lahko imele večji vpliv na stabilnost pregrade [6], [8].

Izračunamo jo na podlagi enačbe:

$$P_m = \rho_{\text{betona}} g A_p \quad (1)$$

$\rho_{\text{betona}}$  ...gostota betona [ $\text{kg/m}^3$ ]  
 $g$  ...gravitacijski pospešek [ $9,81 \text{ m/s}^2$ ]  
 $A_p$  ...ploščina prereza pregrade [ $\text{m}^2$ ]

## 4.2 Sila vodnega pritiska

To je najpomembnejša zunanja obtežba pri vodnih pregradah. Predstavlja rezultanto hidrostatičnega pritiska, ki deluje pravokotno na površino in je odvisna od globine vode. Upoštevati jo moramo na gorvodni in dolvodni strani, deluje pa na razdalji 2/3 globine glede na gladino [8], [11].

*Horizontalna komponenta vodnega pritiska:*

$$P_{wh} = \rho_w g z_1^2 / 2 \quad (2)$$

*Vertikalna komponenta vodnega pritiska:*

$$P_{wv} = \rho_w g A_1 \quad (3)$$

$\rho_w$  ...gostota vode [kg/m<sup>3</sup>]  
 $g$  ...gravitacijski pospešek [9,81 m/s<sup>2</sup>]  
 $z_1$  ...globina vode [m]

## 4.3 Vzgon

Do pojava vzgona pride v telesu pregrade in temeljih, zaradi pronicanja vode skozi stike, razpoke, pore, itd. Vzgonska sila predstavlja vzgonsko silo intersticijske vode v pregradi oziroma v temelju pregrade in je premosorazmerna srednjemu intersticijskemu vodnemu pritisku na interno ali zunanjo efektivno horizontalno površino [8].

*Efektivna horizontalna površina:*

$$A'_h = \eta A_h \quad (4)$$

$A_h$  ...interna ali zunanja horizontalna površina [m<sup>2</sup>]

*Vzgonska sila:*

$$P_u = \eta A_h u_{w sr} \quad (5)$$

$u_{w sr}$  ...srednji intersticijski vodni pritisk [kN/m<sup>2</sup>]

*Vzgonska sila (brez vgrajene razbremenilne drenaže):*

$$P_u = \eta \rho_w g \left( \frac{z_1 + z_2}{2} \right) \quad (6)$$

$\eta$  ...koeficient redukcije površine (običajno vzamemo vrednost  $\eta=1$ )  
 $\rho_w$  ...gostota vode [kg/m<sup>3</sup>]  
 $z_1$  ...višina vode na gorvodni strani [m]  
 $z_2$  ...višina vode na dolvodni strani [m]  
 $g$  ...gravitacijski pospešek [9,81 m/s<sup>2</sup>]

Delovanje vzgona v pregradah lahko omejimo z vgradnjo vertikalnih drenaž ob gorvodni strani. Prav tako na zmanjšanje vzgonskih pritiskov prispeva vgradnja globoke tesnilne zavese, ki preprečuje pronicanje vode. Ta učinek je manj zanesljiv, zato ga pri analizi običajno zanemarimo [8].

#### 4.4 Obtežba s sedimenti

S postavitvijo pregrade prekinemo transport materiala v vodotoku. Material se zato začne usedati in nalagati za pregrado in s tem povzroči dodatno obtežbo na konstrukcijo. Račun obtežbe sedimentov na pregrado je podoben računu obtežbe zemljine na podporni zid, le da upoštevamo zmanjšano težo sedimentov zaradi vzgona [8].

*Rezultanta obtežbe sedimentov:*

$$P_s = K_a(\rho_s - \rho_w)gz_3^2/2 \quad (7)$$

$$K_a \cong \frac{1 - \sin(\varphi_s)}{1 + \sin(\varphi_s)} \quad (8)$$

$K_a$	...koeficient aktivnega zemeljskega pritiska
$\varphi_s$	...strižni kot sedimentov [°]
$z_3$	...višina sloja sedimentov [m]
$\rho_s$	...gostota sedimentov [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_w$	...gostota vode [kg/m <sup>3</sup> ]
$g$	...gravitacijski pospešek [9,81 m/s <sup>2</sup> ]

#### 4.5 Dinamična obtežba valov

Do dinamičnega delovanja obtežbe valov pride pri udarjanju valov v pregrado. Ker ima relativno majhen vpliv na pregrado, v primerjavi z ostalimi obtežbami, jo računamo le v izjemnih primerih. Pojavlja se lokalno in neredno, predvsem pa je odvisna od sovpadanja smeri vetrov in akumulacije. Za upoštevanje v analizi se uporablja približek za dodatno hidrostatično obtežbo na površini rezervoarja [8].

$$P_{\text{valov}} = 2\rho_w g H_s^2 \quad (9)$$

$H_s$  ...višina glavnega vala [m]

#### 4.6 Obtežba z ledom

Ta obtežba ne predstavlja večje nevarnosti za konstrukcijo. Upoštevamo jo lahko kot dodatno obtežbo  $P_{\text{ledu}} = 145 \text{ kN/m}^2$ , v primeru, kadar je debelina ledu večja od 0.6 m [8].

#### 4.7 Temperaturna obtežba

Zaradi temperaturnih sprememb prihaja do krčenja in raztezanja betona, kar lahko privede do nastanka razpok in s tem zmanjšanja varnosti in trajnosti pregrade. Posebej pomembna je faza gradnje, ko temperatura v betonskih blokih zaradi procesa hidratacije hitro naraste. Ker se zunanja stran ohlaja hitreje od jedra, pride do pojava tlakov v jedru in nategov na zunanji površini. V primeru, da je ob tem presežena natezna trdnost betona, beton razpoka [6], [8].

#### 4.8 Potresna obtežba

Pojavlja se zelo redko, vendar pa velja za največjo obtežbo, ki lahko deluje na konstrukcijo. Posebno nevarnost predstavlja za pregrade na potresno aktivnih območjih in v bližini potencialnih tektonskih prelomov. Upoštevamo jo na podlagi stopnje seizmičnosti območja in pomembnosti pregrade [6].

Pri potresu pride do zapletenega vzorca nihanja pospeškov in gibanja tal v vse smeri, kar povzroča, zaradi vztrajnosti telesa pregrade, nenehno spreminjajoče se obremenitve. Ocenjuje se, da je pri večini potresov frekvenca potresnih valov 1 – 10 Hz, kar ne smemo zanemariti pri dimenzioniranju, saj obstaja nevarnost, da pride pregrada v resonančno območje. Lastno frekvenco trikotnega težnostnega profila lahko ocenimo s pomočjo spodnjih dveh enačb [6], [12].

$$f_n \cong 600T/H^2 \quad (10)$$

$$f_n = \sqrt{E_{ef}/0.012H} \quad (11)$$

$f_n$  ...lastna frekvenca trikotnega profila [Hz]  
 $H$  ...višina pregrade [m]  
 $E_{ef}$  ...efektivni elastični modul betona [14 GN/m<sup>2</sup>]  
 $T$  ...osnovna debelina profila [m]

Na podlagi teh enačb vidimo, da je pojav resonance težko verjeten, razen pri velikih pregradah, vendar je tam potrebno upoštevati še ugoden vpliv dušenja [8].

Poleg resonance predstavljajo, v času potresa, veliko nevarnost posamezni izpostavljeni elementi pregrade, kot je npr. cesta po kroni pregrade. V takih in podobnih območjih diskontinuitet lahko pride do pojava visokih lokalnih napetosti in loma dolvodne linije pregrade [8].

Intenziteto potresnih sunkov izražamo s koeficientom  $\alpha$ , kot razmerje med pospeškom tal in težnostnim pospeškom. Upoštevata se dve vrednosti,  $\alpha_h$  kot koeficient horizontalnega in  $\alpha_v$  kot koeficient vertikalnega potresnega pospeška. Okvirne vrednosti  $\alpha_h$  so podane v preglednici 1. Za  $\alpha_v$  pa se navadno upošteva vrednost  $0.5 \alpha_h$  [8].

S pomočjo teh koeficientov izračunamo inercialne sile na pregrado:

$$P_{pmh} = \pm \alpha_h P_m \quad (12)$$

$$P_{pmv} = \pm \alpha_v P_m \quad (13)$$

$P_{pmh}$  ...inercialna sila na pregrado v horizontalni smeri [kN]  
 $P_{pmv}$  ...inercialna sila na pregrado v vertikalni smeri [kN]  
 $P_m$  ...teža pregrade [kN]

#### 4.8.1 Hidrodinamični pritiski

Tresenje tal, v času potresa, spravi v gibanje tudi akumulirano vodo in s tem povzroči dodatne, hidrodinamične pritiske na pregrado. Na podlagi predpostavke, da so parabolično porazdeljeni vzdolž globine jih izračunamo po spodnji enačbi [8].

$$P_{pwh} = C_e \alpha_h \rho_w g z_{max} \quad (14)$$

$C_e$  ...brezdimenzijski koeficient seizmičnega pritiska  
 $\alpha_h$  ...potresni koeficient  
 $g$  ...težnostni pospešek [9,81 m/s<sup>2</sup>]  
 $z_{max}$  ...največja globina na odseku jezu [m]

Skupna hidrodinamična obtežba, ki deluje na višini 0.4 kote poplav  $z_1$ , pa je podana kot:



$$P_{pwh} = 0.66 C_e \alpha_h \rho_w z_1 g \sqrt{z_1 z_{max}} \quad (15)$$

Koeficient seizmičnega pritiska  $C_e$  je odvisen od razmerja  $z_1/z_{max}$  in naklonskega kota vodne strani pregrade  $\theta$ . Vrednosti  $C_e$  so podane v preglednici 1.

Preglednica 1: Koeficient seizmičnega pritiska  $C_e$  (Steinman, F., Banovec, P. 2008. Hidrotehnika Vodne zgradbe I. Str. 28)

$z_1/z_{max}$	$C_e (\theta=0^\circ)$	$C_e (\theta=15^\circ)$
0,2	0,35	0,29
0,4	0,53	0,45
0,6	0,64	0,55
0,8	0,71	0,61
1,0	0,71	0,63

Vertikalna hidrodinamična obtežba  $P_{pwv}$  deluje v težišču površine  $A_1$  (glej [8], slika 3-29), njena vrednost pa znaša:

$$P_{pwv} = \pm \alpha_h P_{wv} \quad (16)$$

$P_{wv}$  ...vertikalna komponenta vodnega pritiska [kN]

Običajna predpostavka pri vsem tem je, da se vzgonska sila ob delovanju potresnih pospeškov ne spremeni [8].

## 5 STABILNOST TEŽNOSTNIH PREGRAD

Za zagotovitev stabilnosti betonskih težnostnih pregrad moramo dokazati dovolj veliko stopnjo varnosti pred nevarnostmi zdrsa, prevrnitve in porušitve pregrade. Na stabilnost pri težnostnih pregradah, v največji meri vpliva teža pregrade, od tod izvira tudi njihovo ime. Zunanjim obremenitvam, ki skušajo konstrukcijo destabilizirati, nasprotuje velika lastna teža. Obtežba se prenese v tla po principu konzole, zato je zelo pomembno da so temeljna tla dovolj nosilna [12].

Splošni kriteriji stabilnosti, pri vseh možnih kombinacijah obtežb so [13]:

1. Varnost pred prevrnitvijo pregrade, v vseh horizontalnih prerezih znotraj pregrade in v temeljnih tleh.
2. Varnost proti zdrsu, v vseh horizontalnih prerezih pregrade in v temeljnih tleh.
3. Preprečitev nastanka napetosti v konstrukciji, ki lahko povzročijo razpokanost betona.

Kontrola stabilnosti konstrukcije je najpomembnejša na mestih, kjer pride do spremembe prereza, na oslabiljenih območjih z večjimi odprtini in tam, kjer se pojavljajo velike koncentrirane obtežbe [13]. Pri dimenzioniranju je običajno kritičen kriterij zdrsa [8].

Za vzpostavitev globalnega statičnega ravnotežja, da ne pride do zdrsa ali zasuka, je potrebno v vseh pogojih zadostiti enačbam (17), ki zahtevajo, da je vsota vseh horizontalnih in vertikalnih sil ter momentov na pregrado enaka nič [8].

$$\Sigma H = \Sigma V = 0 \quad \text{in} \quad \Sigma M = 0 \quad (17)$$

Pri tem upoštevamo vse nastopajoče (aktivne, pasivne) sile in momente [8].

Sile, ki vplivajo ugodno na stabilnost pregrade [12]:

- Lastna teža pregrade
- Tlak vode na dolvodni strani

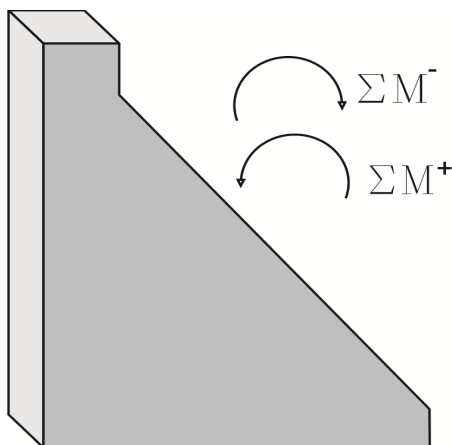
Sile, ki vplivajo neugodno na stabilnost pregrade [12]:

- Tlak vode v akumulaciji
- Vzgon
- Obtežba sedimentov
- Sila valovanja
- Temperaturna obtežba
- Sila ledu
- Sila vetra
- Potresne sile

### 5.1 Prevrnitev pregrade

Varnost proti prevrnitvi lahko enostavno ugotovimo na podlagi koeficienta varnosti proti prevrnitvi  $F_o$ . Izrazimo ga kot razmerje vsot, ugodno delujočih momentov  $\Sigma M_+$ , ki pregrado stabilizirajo in neugodno delujočih momentov  $\Sigma M_-$ , ki pregrado destabilizirajo, na točko katerekoli horizontalne ravnine, na dolvodni strani pregrade (slika 8) [8].

$$F_o = \frac{\Sigma M_+}{\Sigma M_-} \quad (18)$$



Slika 8: Smer ugodno in neugodno delujočim momentov pri polni akumulaciji

Za koeficient varnosti pred prevrnitvijo  $F_o$  so sprejemljive vrednosti  $F_o > 1,25$ , zaželeno pa je  $F_o > 1,5$ . Nevarnost prevrnitve celotnega telesa pregrade je v realnih primerih relativno majhna. Sile, ki povzročajo prevrnitev, povzročajo tudi prekoračitev napetosti v pregradi in s tem nastanek lokalnih razpok. Iz tega sledi, da je merodajnost prevrnitvenega kriterija, kot kriterija za načrtovanje, bolj malo verjetna [8].

## 5.2 Zdrs pregrade

Stabilnost proti zdrs temelji na faktorju zdrs in je funkcija obtežbe ter upora konstrukcije proti translatorsnemu premiku v poljubni ravnini. Izražamo jo kot faktor varnosti proti zdrs  $F_S$ , ki ga določimo na podlagi enega izmed treh koeficientov: koeficient zdrs  $F_{SS}$ , koeficient strižnega trenja  $F_{SF}$  ali koeficient mejnega ravnotežja  $F_{LE}$ . Ti koeficienti se v konceptu pojma stabilnosti proti zdrs razlikujejo, zato jih medsebojno neposredno ne moremo primerjati. Pri izbiri je potrebna kritična presoja za vsak posamezni primer in tehtna odločitev, na podlagi poznavanja lastnosti posameznih koeficientov [8].

Posebno pozornost moramo posvetiti območju diskontinuitet, kjer horizontalni konstrukcijski stiki, stik pregrade s kamnito podlago in stabilnost temeljnih tal proti zdrs predstavljajo najbolj kritična mesta za zdrs. Pri načrtovanju varnosti pregrade proti zdrs je zato tudi zelo pomembno dobro poznavanje geoloških lastnosti tal [8].

### Koeficient zdrs $F_{SS}$

Koeficient zdrs izražamo kot funkcijo enostavnega drsenja, pri čemer privzamemo le trenjski upor, brez upoštevanja strižnega kota in kohezije [8].

$$F_{ss} = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \quad (19)$$

$\Sigma H$  ...vsota horizontalno delujočih sil [kN]

$\Sigma V$  ...vsota vertikalno delujočih sil [kN]

$\Sigma H$  in  $\Sigma V$  predstavljata maksimalne in minimalne vrednosti za najbolj neugoden obtežni primer.

Maksimalne vrednosti  $F_{SS}$  so lahko [8]:

- 0.75 za specificirano redno obtežbo
- 0.9 za ekstremno obtežbo
- 0.5 za primer slabše nosilnih temeljnih tal

### Koeficient strižnega trenja $F_{SF}$

Definiran je kot razmerje med celotno horizontalno obtežbo in maksimalnim strižnim uporom materiala v ravnini zdrsa [8].

$$F_{SF} = \frac{cL + \Sigma V \tan \varphi}{\Sigma H} \quad (20)$$

- $c$  ...kohezija [kPa]  
 $L$  ...dolžina tlačno obremenjenega dela linije zdrsa [m]  
 $\varphi$  ...strižni kot [°]  
 $\Sigma H$  ...vsota horizontalno delujočih sil [kN]  
 $\Sigma V$  ...vsota vertikalno delujočih sil [kN]

Preglednica 2: Okvirne vrednosti  $F_{SF}$  glede na obtežbo (US Bureau of Reclamation, 1987)

Položaj ravnine zdrsa	Kombinacija obtežbe		
	Običajna	Izjemna	Ekstremna
Betonsko telo pregrade, temeljni stik	3.0	2.0	>1.0
Temeljna skala	4.0	2.7	1.3

### Koeficient mejnega ravnotežja $F_{LE}$

$F_{LE}$  predstavlja razmerje med največjo strižno odpornostjo  $\tau_f$  in dejansko strižno napetostjo  $\tau$  v prerezu. Je relativno mlad koncept računanja stabilnosti proti zdrsu in je primernejši za pregrade na manj kompaktnih tleh, kjer se zahteva kontrola večjega števila drsin [8].

$$F_{LE} = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\sigma \tan \varphi + c}{\tau} \quad (21)$$

Priporočene vrednosti faktorja  $F_{LE}$  so [8]:

- $F_{LE} > 2.0$  za običajne obtežne primere
- $F_{LE} > 1.3$  za ekstremne obtežne primere

## 6 ANALIZA

### 6.1 RS-DAM

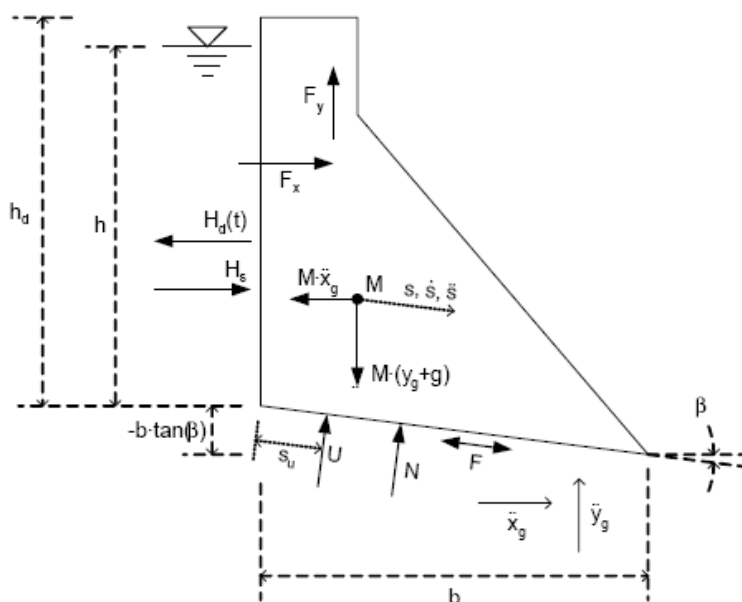
RS-DAM je računalniški program, ki je bil razvit na univerzi Polytechnique v Montrealu. Predstavlja računalniško orodje za račun odziva razpokanega prereza betonske vodne pregrade v času potresa. Nudi nam izbiro analize zdrsa, prevrnitve ter zdrsa in prevrnitve hkrati. Uporablja se kot pomoč pri razvoju in raziskavah obnašanja konstrukcije in varnosti betonskih pregrad. Uporabniku omogoča preverbo seizmične stabilnosti pregrade ter vpliv parametrov (geometrija, vzgon, dodatna masa, pospeški tal, hidrodinamični pritiski) na odziv konstrukcije [19].

Račun temelji na reševanju enačb dinamike togega telesa (del pregrade nad razpoko obravnava kot togo telo), pri tem pa upošteva še nekatere predpostavke [19]:

- Gorvodno lice pregrade je vertikalno
- Obtežba ledu in mulja ni upoštevana
- Hidrostatičnega tlaka na dolvodni strani pregrade ne upošteva
- Vpliv kohezije vzdolž razpoke ne upošteva
- Za račun hidrodinamične obtežbe uporablja Westergaardovo formulacijo

#### Račun zdrsa

Uporabljene enačbe so v osnovi enake tistim, ki sta jih predstavila že Chopra in Zang (1991), v primeru upoštevanja horizontalne razpoke ( $\beta=0$ ). Do zdrsa pride kadar strižna sila  $S$  doseže vrednost statične trenjske odpornosti  $F$ , vzdolž razpokane ravnine [19]. Računski model je prikazan na sliki 9, osnovne enačbe pa z enačbami (22)-(28).



Slika 9: Model za račun zdrsa

$$S = M(\ddot{y}_g + g) \sin \beta + (H_s - H_d - M\ddot{x}_g) \cos \beta \quad (22)$$

$$F = \mu_s N \text{sign} = -\mu_s (U - M(\ddot{y}_g + g) \cos \beta + (H_s - H_d - M\ddot{x}_g) \sin \beta) \text{sign} \quad (23)$$

$$\text{sign} = -\frac{s}{|s|} \quad (24)$$

Za račun hidrodinamične sile  $H_d$  program uporablja Westergaardovo formulacijo, z upoštevanjem dodatne mase  $M_w$ , zaradi delovanja inercialnih sil akumulirane vode na pregrado [19].

$$H_d = -M_w \ddot{x}_g = -(0,543 \rho_w \sqrt{h_r} (h_r - h_0)^{\frac{3}{2}}) \ddot{x}_g \quad (25)$$

$\rho_w$  ...gostota vode [ $\text{kg/m}^3$ ]

$h_r$  ...globina akumulacije [m]

$h_r - h_0$  ...višina vode v kontaktu z razpokanim prerezom [m]

Relativni pospešek razpokanega telesa pregrade je [19]:

$$\ddot{s} = \frac{S+F}{M+M_w} \quad (26)$$

Program računa po metodi Newmark – Beta step by step integracije (slika 10). Pri tem je za vsak časovni korak  $\Delta t$  predpostavljeno, da se parametri (masa, koeficient trenja, obtežba, itd.) ne spreminjajo, torej so konstantni. [19] Koncept enačb je prikazan spodaj, glej enačbe (27) in (28).

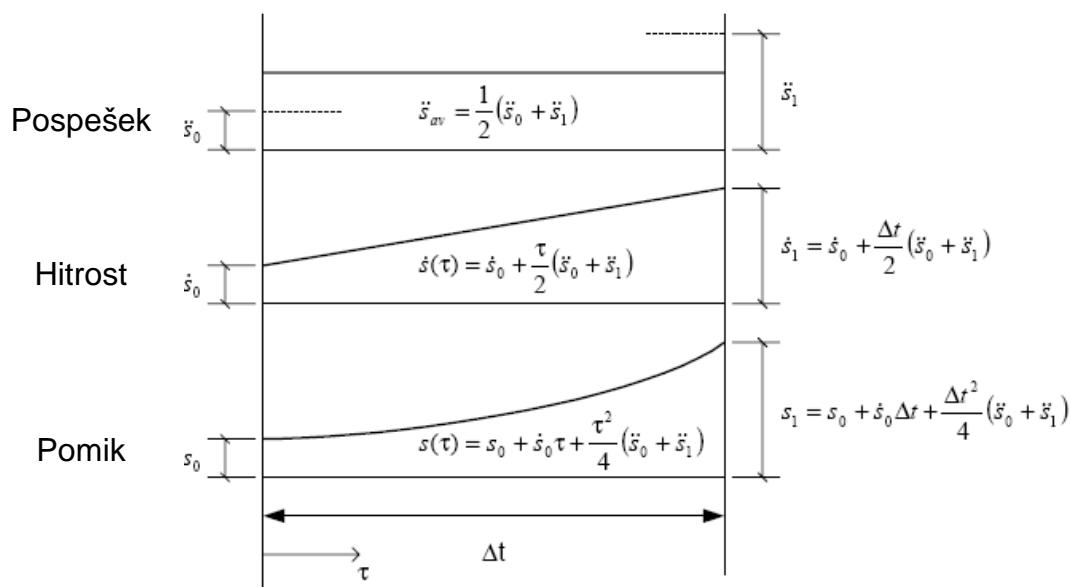
$$\dot{s}_1 = \dot{s}_0 + \int_0^{\Delta t} \ddot{s}(t) dt = \dot{s}_0 + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{s}_0 + \gamma \Delta t \ddot{s}_1 \quad (27)$$

$$s_1 = s_0 + \int_0^{\Delta t} \dot{s}(t) dt = s_0 + \Delta t \dot{s}_0 + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{s}_0 + \beta \Delta t^2 \ddot{s}_1 \quad (28)$$

$\dot{s}_1$  ...hitrost bloka nad razpoko [m/s]

$s_1$  ...pomik bloka nad razpoko [m]

Faktorja  $\gamma$  in  $\beta$  sta odvisna od izbire integracije:



Slika 10: Newmark – Beta integracija s konstantnim pospeškom

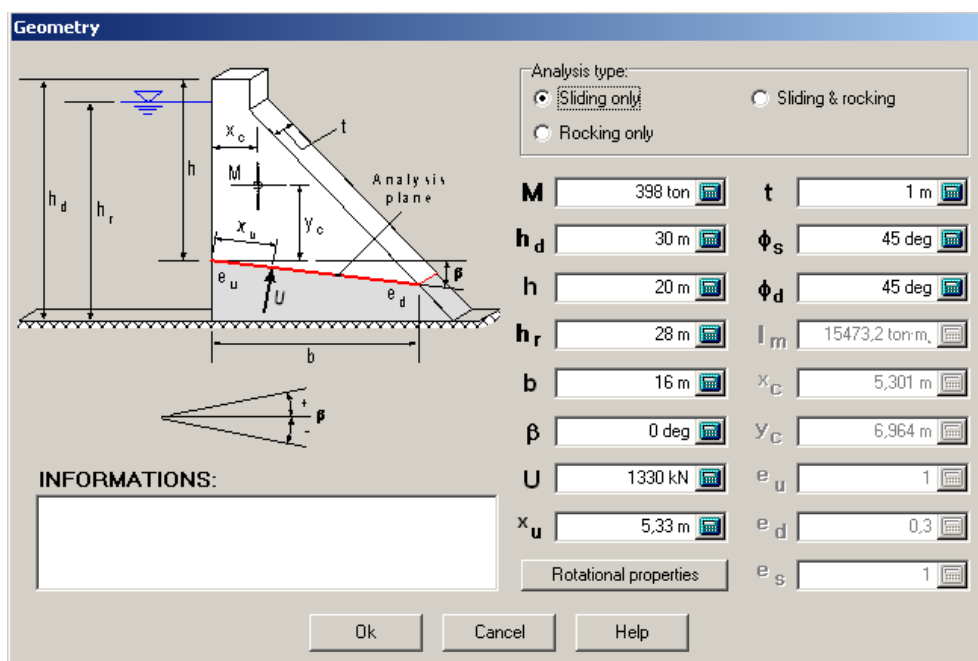
## 6.2 Model

Podatke o geometriji telesa pregrade sem vnesel preko grafičnega vmesnika, kjer izberemo tudi tip analize (slika 11). Na voljo imamo analizo zdrsa, prevrnitve ali možnost zdrsa in prevrnitve hkrati. Ker je merodajnost prevrnitvenega kriterija, kot kriterija za načrtovanje, bolj malo verjetna, sem se odločil za analizo zdrsa, ki je običajno kritičen kriterij pri dimenzioniranju. Poleg geometrije vnesemo še maso razpokanega dela, višino, kjer se razpoka nahaja ter njen naklon, višino vode rezervoarja, silo in prijemališče vzgona ter kot notranjega trenja materiala. Za kot notranjega trenja moramo podati vrhunski kot, ki ga program upošteva preden pride do zdrsa ter rezidualni kot, ki se upošteva v času drsenja bloka.

Pri računu vzgona sem predpostavil linearni potek vzgonskih tlakov vzdolž celotne razpoke. Na vodni strani je vrednost enaka hidrostatičnemu tlaku, ki je odvisen od globine in po celotni dolžini razpoke pada do vrednosti nič na zračni strani pregrade. Prijemališče rezultante vzgonskih tlakov je postavljeno na tretjini dolžine razpoke. Višina vode v akumulaciji je bila postavljena na obratovalni nivo 54 m.

Preglednica 3: Geometrija pregrade

Prerez	z [m]	h [m]	b [m]	p [kN/m <sup>2</sup> ]	U [kN]	x <sub>u</sub> [m]	M [ton]	Φ <sub>s</sub> [°]	Φ <sub>d</sub> [°]
0	0	60	50	540	13500	16,7	3582	55	45
1	10	50	41,6	440	9152	13,9	2488,6	55	45
2	20	40	33,2	340	5644	11,1	1596,7	55	45
3	30	30	24,8	240	2976	8,3	906,5	55	45
4	40	20	16,4	140	1148	5,5	417,8	55	45
5	50	10	8,0	40	160	2,7	130,8	55	45

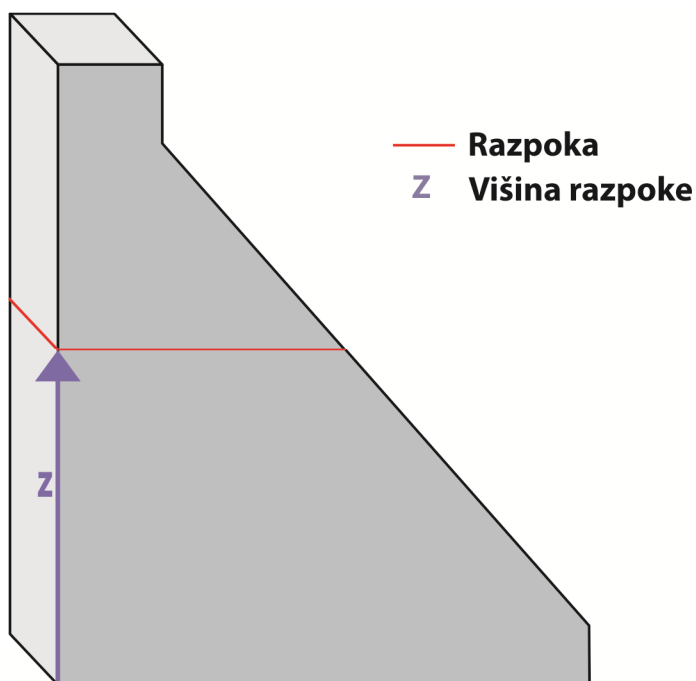


Slika 11: Grafični vmesnik za vnos podatkov v programu RS-DAM

- M ...masa bloka nad razpoko [ton]
- h<sub>d</sub> ...višina pregrade na govodnem licu [m]
- h ...višina bloka nad razpoko [m]

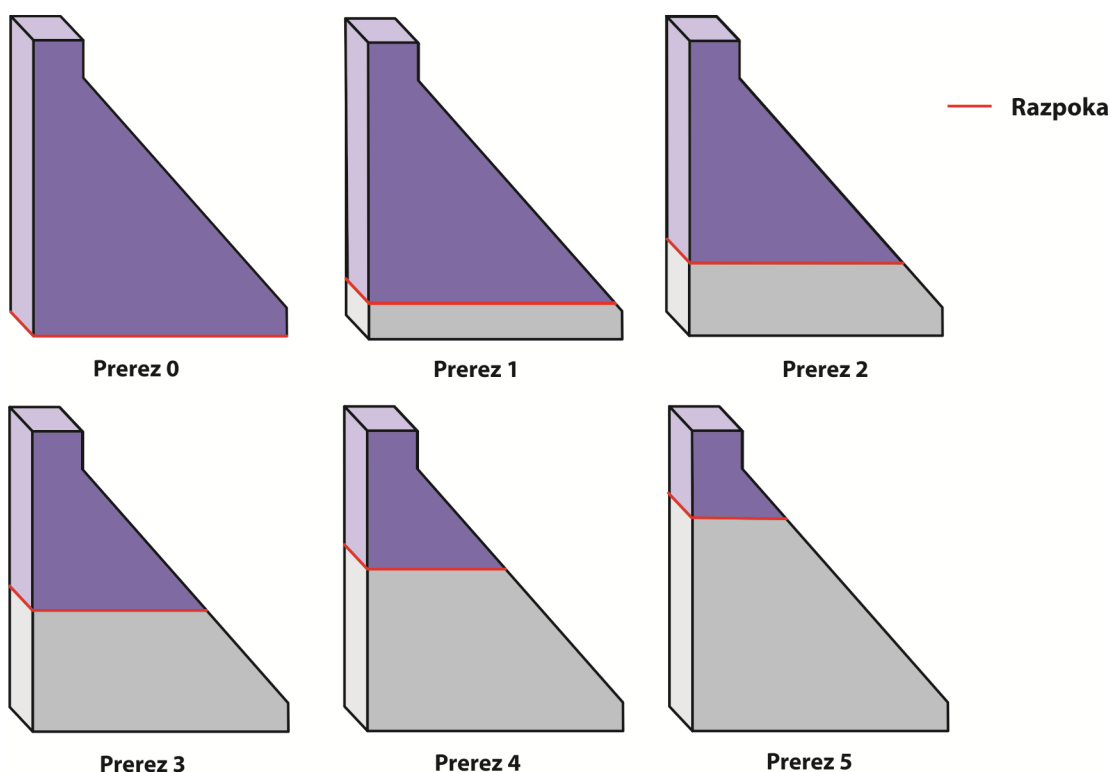
- $z$  ...oddaljenost razpoke od temeljnih tal [m]
- $h_r$  ...višina vode v akumulaciji [m]
- $b$  ...dolžina razpoke [m]
- $p$  ...hidrostatični tlak [ $\text{kN/m}^2$ ]
- $\beta$  ...kot razpoke glede na horizontalo [ $^\circ$ ]
- $U$  ...sila vzgona [kN]
- $x_u$  ...prijemališče sile vzgona glede na gorvodno lice pregrade [m]
- $t$  ...debelina prereza [m]
- $\Phi_s$  ...vrhunski strižni kot [ $^\circ$ ]
- $\Phi_d$  ...rezidualni strižni kot [ $^\circ$ ]

Analiziral sem 6 primerov (slika 13), kjer sem pri vsakem postavil lokacijo razpoke na različno višino (slika 12). Začel sem z razpoko na stiku s tlemi, nadaljeval pa po koraku 10 m, vse do višine 50 m. Tako sem dobil 6 prerezov z oznakami od 0 do 5. Pripadajoča številka prereza predstavlja 1/10 višine razpoke, ki sem jo definiral kot razdaljo od temeljnih tal do razpoke (glej sliko 12). Primer: Prerez 1 pomeni, da je razpoka na višini 10 m od temeljnih tal. Pri poteku razpok sem predpostavil, da so vodoravne ( $\beta=0$ ) in da potekajo čez celotno telo pregrade, od gorvodnega do dolvodnega lica. Namen analize je bil ugotoviti kakšen je vpliv lege razpoke na stabilnost pregrade.



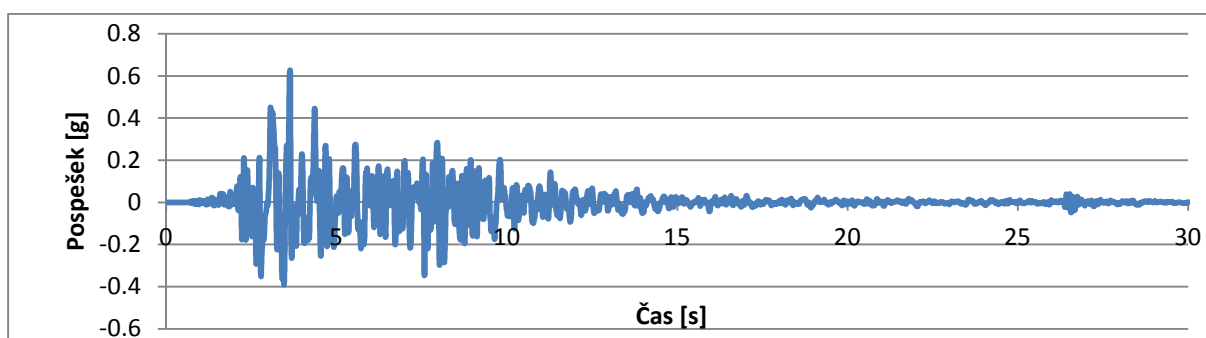
Slika 12: Višina razpoke v pregradi





Slika 13: Analizirani prerezi z označeno lego razpoke

Za pospeške tal sem sprva želel uporabiti podatke dveh akceleroگرامov različnih potresov in narediti primerjavo potresa iz leta 1998 v Zgornjem Posočju ter italijanskega potresa, ki se je leta 2009 zgodil v mestu L'Aquila. Ker mi od Agencije Republike Slovenije za okolje ni uspelo pravočasno dobiti podatkov, sem uporabil le podatke potresa v L'Aquilli. Akceleroگرام tega potresa smo v času študija uporabljali pri predmetu Osnove potresnega inženirstva in je prikazan na sliki 14. Zaradi hitrejšega izračuna sem obravnaval le močnejši del, ki je trajal 30 s. Maksimalni izmerjeni pospešek je bil 0,62 g, povprečna vrednost pa 0,2 g. Program v analizi upošteva oboje, horizontalne in vertikalne pospeške tal. Glede na to, da gre za dokaj velike pospeške in razpoko po celotni dolžini je bilo pričakovati, da bo prišlo do zdrsa bloka nad razpoko.



Slika 14: Akceleroگرام horizontalnih pospeškov potresa L'Aquila

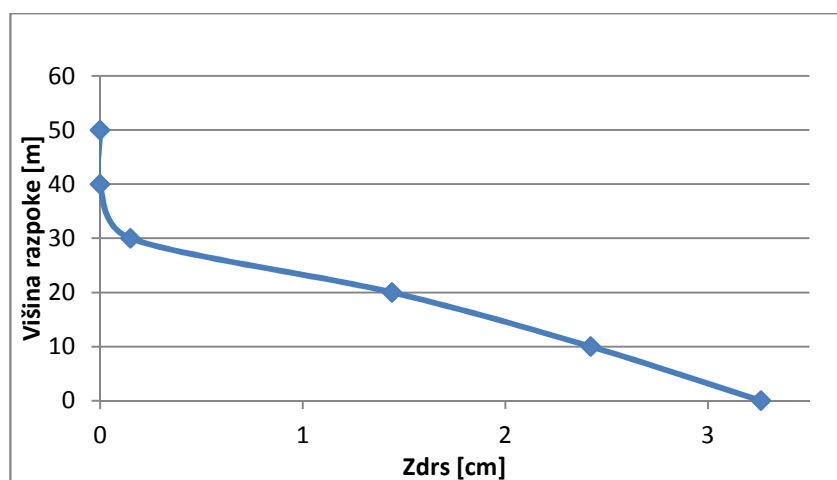
### 6.3 Rezultati

Analiza je pokazala, da varnost pregrade narašča z oddaljenostjo razpoke od temeljnih tal. Do zdrsa je prišlo v prerezih 0, 1, 2 in 3. Največji se je pojavil v prerezu 0, kjer se je blok premaknil za 3,3 cm. Pomiki blokov se z oddaljenostjo razpoke od temeljnih tal zmanjšujejo.

Najmanjši, različen od nič, je bil izračunan v primeru prereza 3 in je znašal 0,1 cm. Rezultati pomikov blokov, po posameh prerezih, so zbrani v preglednici 4 in prikazani na sliki 15.

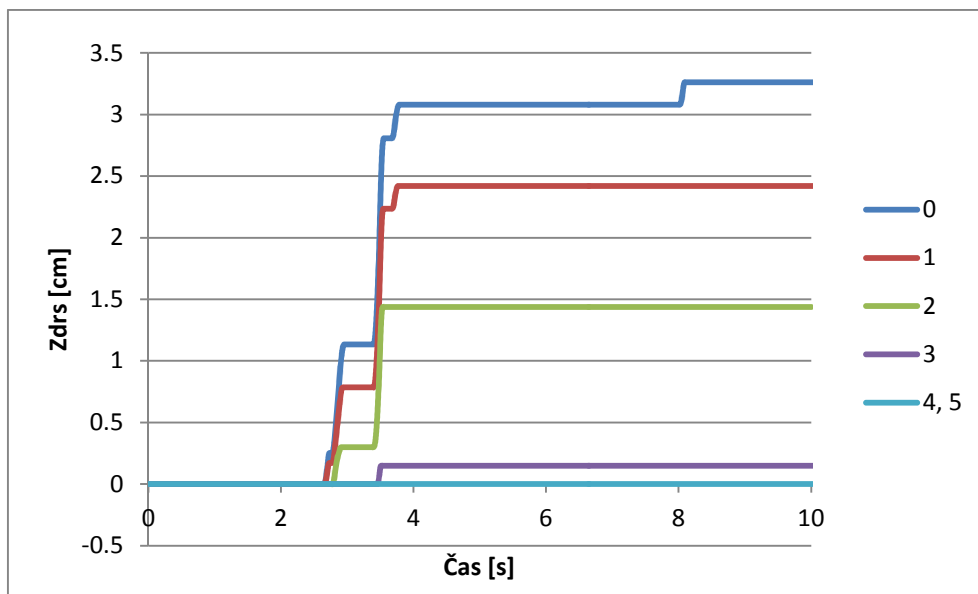
Preglednica 4: Rezultati zdrsa po prerezih

Prerez	Višina razpoke [m]	Zdrs [cm]
0	0	3,3
1	10	2,4
2	20	1,4
3	30	0,1
4	40	0
5	50	0



Slika 15: Grafični prikaz zdrsa glede na lego razpoke

Na sliki 16 je prikazan časovni potek pomikov za vse obravnavane prereze. Rezultati so prikazani le za prvih 10 s potresa, saj se v tem času izvršijo vsi pomiki, s tem je dosežena tudi večja preglednost prikaza.



Slika 16: Graf pomikov pri različnih legah razpoke

- Prerez 0

Pri tem prerezu je razpoka locirana na višini 0 m, na stiku pregrada-temelj. V tem primeru ima blok nad razpoko največjo težo izmed šestih, ki smo jih analizirali. Blok je zdrsnil za 3,3 cm, kar je največji zdrs med obravnavanimi prerezi. Iz slike 17 lahko vidimo, da ta zdrs sestavlja pet manjših zdrsov. Štirje se pojavijo v času od 2 do 4 sekunde, eden pa še v 8 sekundi.

- Prerez 1

Tukaj je bila razpoka postavljena na višino 10 m. Celoten zdrs je bil 2,4 cm, sestavljen je iz štirih manjših zdrsov, ki so se zgodili v času od 2 do 4 sekunde.

- Prerez 2

Tudi v tem primeru je kritično območje od 2 do 4 sekunde, kjer se pojavita dva zdrsa. Razpoka je locirana na višini 20 m, končna vrednost zdrsa pa je 1,4 cm.

- Prerez 3

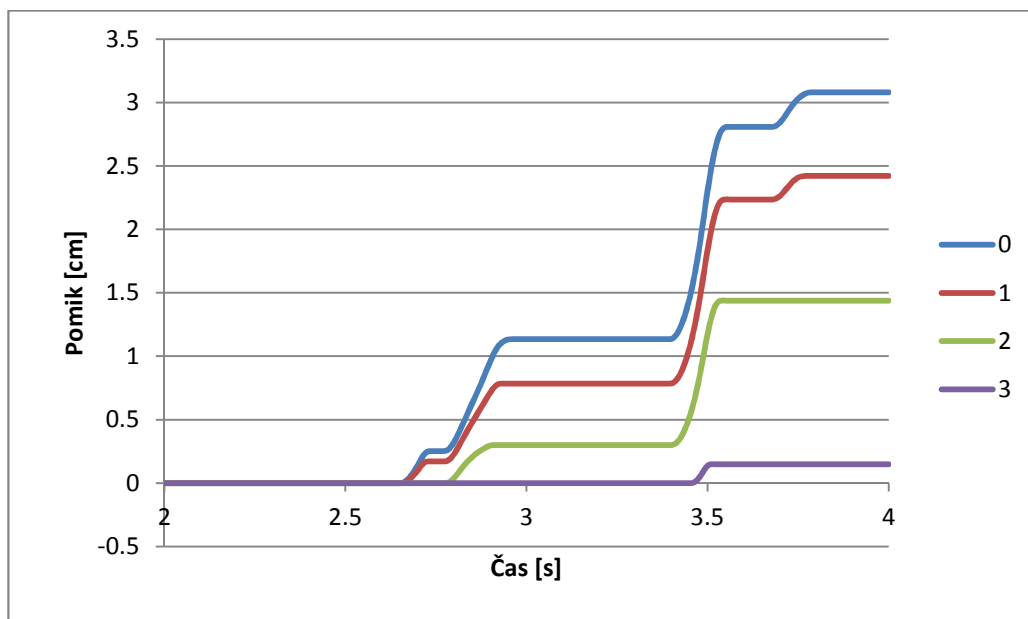
Razpoka se nahaja na višini 30 m. Do kritičnega trenutka pride malo po tretji sekundi, ko pride do zdrsa bloka za 0,2 cm, kar je najmanj med analiziranimi.

- Prerez 4 in 5

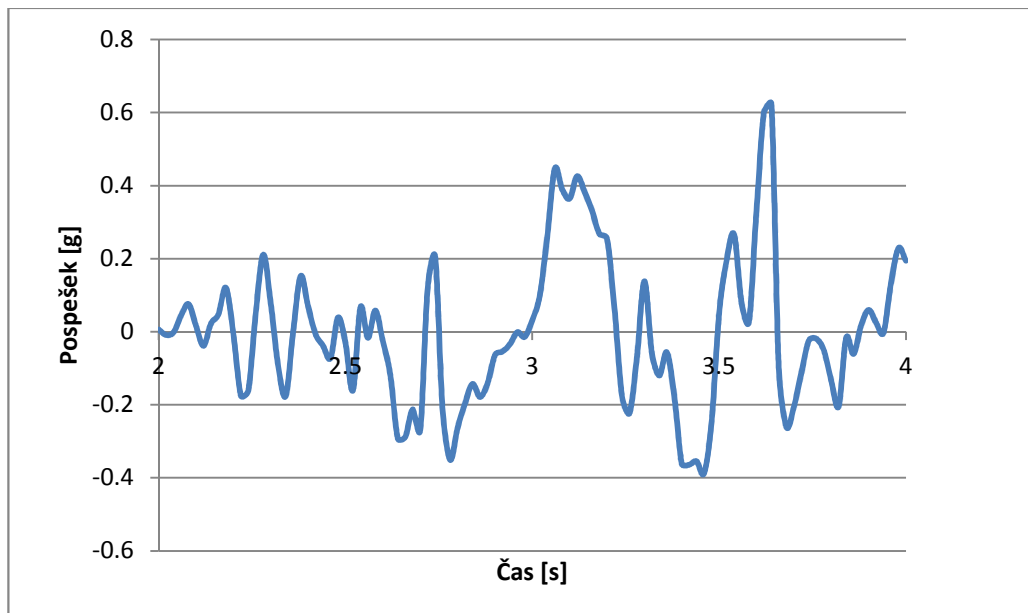
Pri prerezih 4 in 5 se razpoki nahajata na višini 40 in 50 m, do zdrsa bloka pa ne pride v nobenem od primerov.

Vpogled v grafe, ki prikazujejo potek pomikov v času trajanja potresa, nam pove, da je kritično območje med drugo in četrto sekundo, kjer se v vseh primerih zgodi več kot 90 % celotnega pomika. Če to območje primerjamo z grafom horizontalnih pospeškov vidimo, da časi začetka zdrsa sovpadajo z maksimumi pospeškov tal v gorvodni smeri. To pa je, v kombinaciji z hidrostatično obtežbo, vzgonom in vertikalnimi pospeški tal v smeri navzdol, najbolj neugodna situacija.

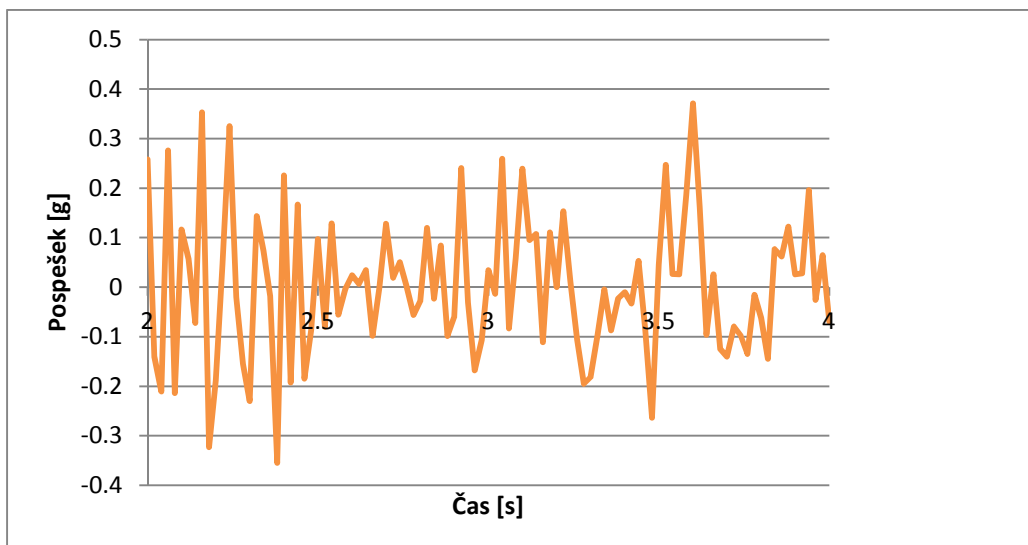
Iz podrobnejše analize slike 17, vidimo, da največji delež k pomikom prispevata dve območji. Prvo traja od 2,78 s do 2,96 s, drugo pa od 3,4 s do 3,56 s. Za obe območji so značilni relativno veliki horizontalni pospeški tal gorvodno, ki dosežejo maksimalno vrednost 0,35 g v prvem območju in 0,39 g v drugem območju (slika 18). To povzroči delovanje vztrajnostnih sil pregrade v smeri dolvodno, kar je v kombinaciji s hidrostatičnimi tlaki lahko idealna situacija za pojav zdrsa. Zanimivo je, da so v trenutku zdrsa, v vseh primerih, vertikalni pospeški tal negativni (slika 19). To pomeni, da delujejo navzdol in tako, skupaj z vzgonom, zmanjšajo težo pregrade ter dodatno prispevajo k nastanku zdrsa.



Slika 17: Prikaz pomikov v času od 2 – 4 sekunde



Slika 18: Prikaz horizontalnih pospeškov tal v času od 2 – 4 s



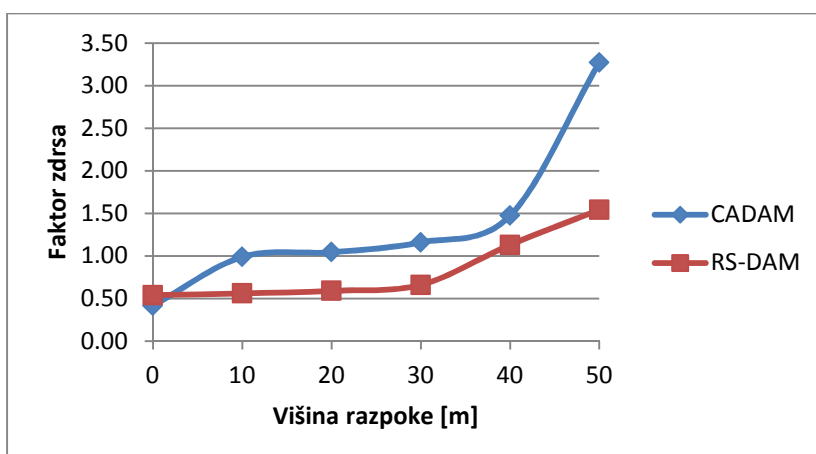
Slika 19: Prikaz vertikalnih pospeškov tal v času od 2 – 4 s

#### 6.4 Primerjava rezultatov

Za primerjavo je bila narejena tudi analiza s programom CADAM, ki uporablja 2D gravitacijsko metodo računa. Pri računu odziva pregrade na potresno obtežbo je bila uporabljena psevdo-statična metoda. Gre za starejšo metodo, ki temelji na principu največjih pospeškov in se uporablja za predhodne analize. Tudi v tem primeru se je izkazalo, da trend varnosti pregrade narašča z višino na kateri se nahaja razpoka (preglednica 5, slika 20).

Preglednica 5: Varnostni faktorji zdrsa, izračunani s programom CADAM in RS-DAM

Višina razpoke [m]	CADAM		RS-DAM
	SSF		SSF
	Peak	Residual	Min
0	0,42	0,72	0,54
10	0,99	0,69	0,56
20	1,04	0,73	0,59
30	1,16	0,81	0,66
40	1,47	1,03	1,13
50	3,27	2,29	1,54

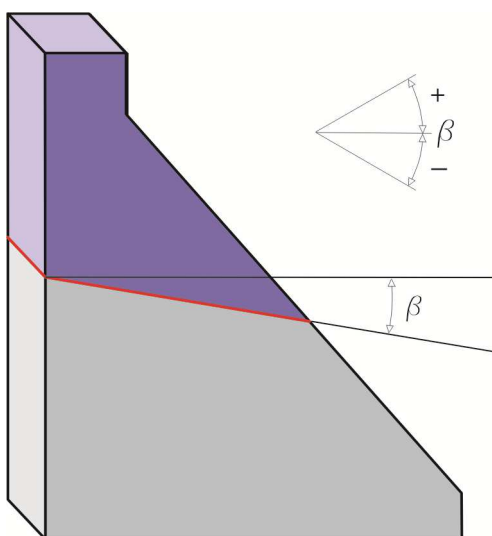


Slika 20: Primerjava varnostnih faktorjev zdrsa

## 6.5 Analiza varnosti pri različnem naklonu razpoke

Z možnostjo spreminjanja naklona razpoke je bila, v programu RS-DAM, narejena analiza pregrade z razpoko pod različnimi koti (slika 21). Razpoka je bila postavljena na fiksno višino 30 m, račun pa je bil narejen za območje naklona od  $-30^\circ$  do  $+30^\circ$ , na vsakih  $10^\circ$ . Uporabljen je bil tip analize, ki poleg zdrsa dopušča tudi rotacijo pregrade.

Račun je pokazal, da so bolj kritične konveksne razpoke ( $\beta < 0$ ). Tam pride do zdrsa v dolvodni smeri, kar je tudi pričakovano, saj poleg komponente lastne teže, ki deluje vzdolž razpoke, k zdrsu prispevajo še hidrostatični tlaki. V nasprotnem primeru, pri razpokah s protinaklonom ( $\beta > 0$ ), pa hidrostatični tlaki vplivajo ugodno na varnost proti zdrsu, saj nasprotujejo komponenti lastne teže vzdolž razpoke, zato tam do zdrsov ni prišlo ali pa so bili zelo majhni. Končne vrednosti zdrsov za posamezne primere so zbrane v preglednici 6. Negativen predznak pomeni, da je bil zdrs v smeri gorvodno.



Slika 21: Razpoka z naklonom

Preglednica 6: Rezultati zdrsa pri različnih naklonih razpoke

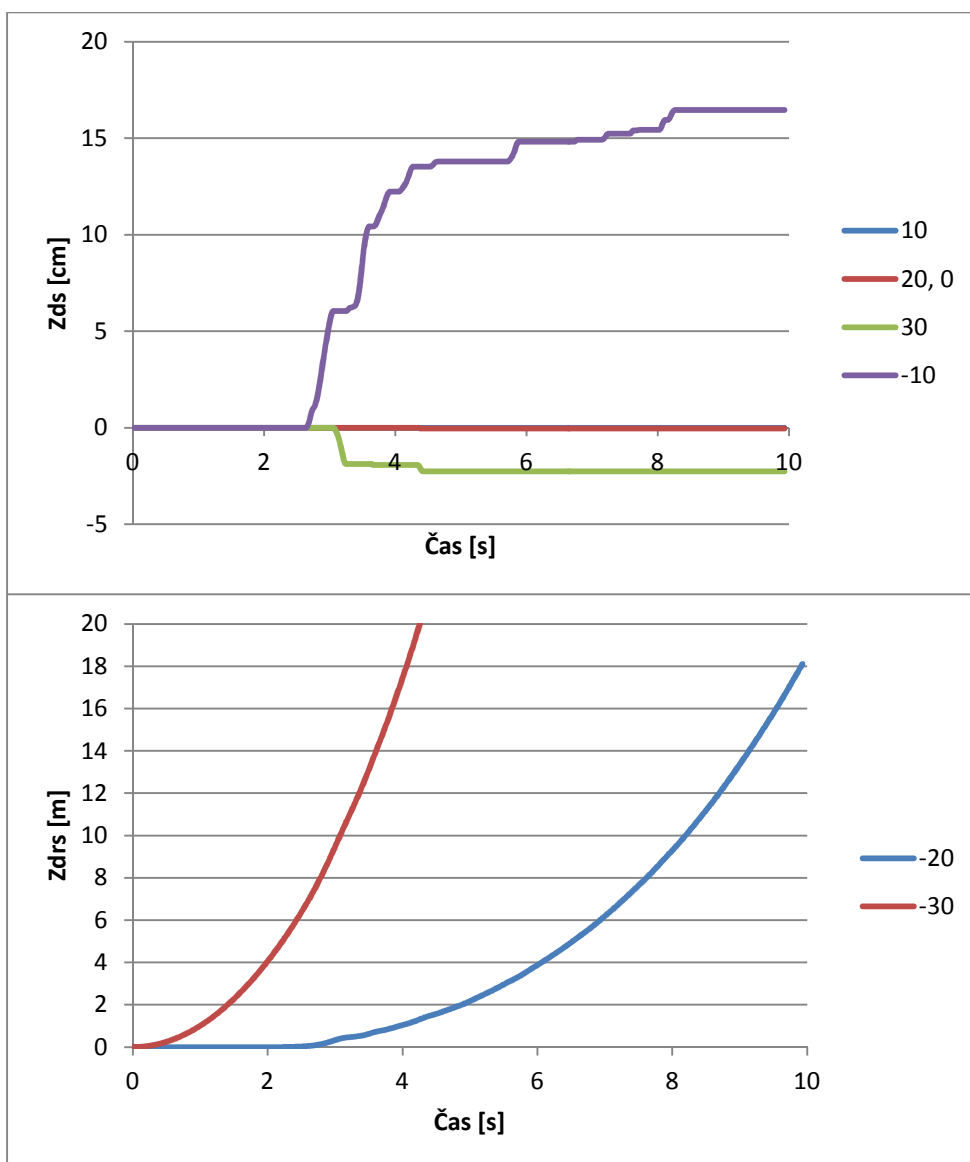
$\beta$ [°]	Zdrs [cm]
30	- 2,3
20	0,0
10	0,0
0	0,1
- 10	16,5
- 20	Blok v celoti zdrsne
- 30	Blok v celoti zdrsne

Iz slike 22 je razvidno, da je, podobno kot pri prejšnji analizi, kritično območje od druge do četrte sekunde, kjer se pojavijo največji horizontalni pospeški tal. Pri razpoki z naklonom  $-10^\circ$  je to v časovnem intervalu med 2,64 in 3,26 s, ko se pojavita pospeška tal, 0,29 g in 0,22 g, in sicer v gorvodni smeri. Pri razpokah s pozitivnim  $\beta$  pa je to v času 3,62 s, ko nastopi pospešek 0,62 g v dolvodni smeri. Kljub temu, da gre za največji pospešek tal v akcelerogramu, pride do zdrsa le pri razpoki pod kotom  $30^\circ$ . Vzrok za to so najverjetneje hidrostatični tlaki, ki zdrsu gorvodno nasprotujejo. Izjemi sta razpoki z naklonom  $-20^\circ$  in  $-30^\circ$ , kjer celoten blok, zaradi prevelikega naklona razpoke, zdrsne iz pregrade. Po 3 oziroma 8 s

je velikost zdrsa že 10 m (slika 22). Blok z naklonom razpoke  $\beta = -30^\circ$  izgubi stik s podlago okrog 4 s, blok z naklonom  $\beta = -20^\circ$  pa malo po 10 s.

Pri vseh primerih, z izjemo vodoravne razpoke ( $\beta = 0$ ), pride tudi do rotacij (slika 24 in 25). Vrednosti so zelo majhne in se gibljejo med  $-4 \cdot 10^{-4}$  in  $7 \cdot 10^{-4}$  rad. Na sliki 25 vidimo, da je kritičen trenutek pri 3,4 s, ko se pojavi največji pospešek tal gorvodno (0,38 g) in pride do rotacije bloka v sourni smeri. Malo pred časom 3,6 s pospešek tal zamenja smer (slika 18) in povzroči, da rotacija bloka preide v protiurno smer.

Ponovno sta izjemi razpoki z naklonom  $-20$  in  $-30^\circ$ , kjer vidimo, da pride do velike rasti rotacije (slika 24), kar je, predvidevam, posledica že prej omenjenega zdrsa, kjer blok v celoti zdrsne iz pregrade, in velikega naklona razpoke.



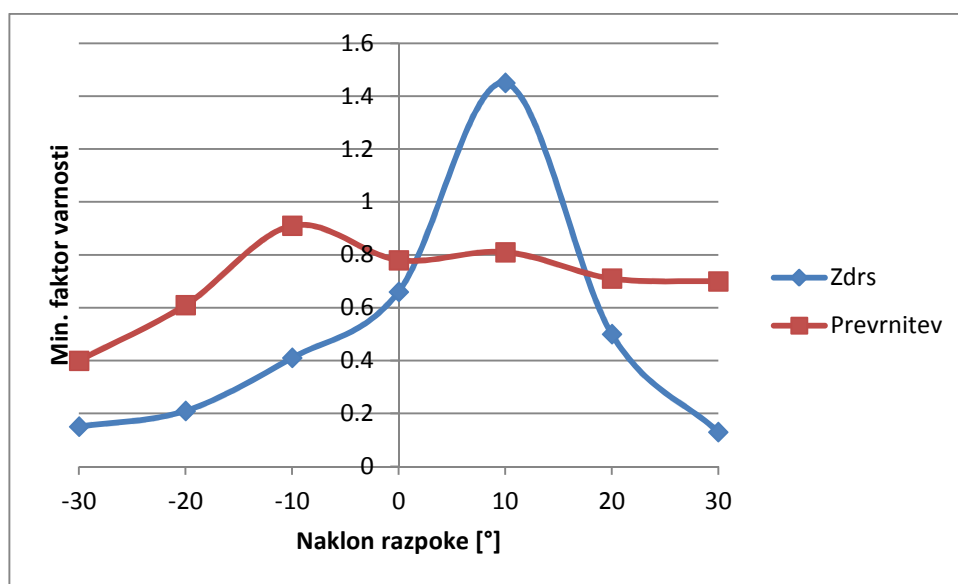
Slika 22: Časovni potek zdrsa

V preglednici 7 in na sliki 23 so prikazane minimalne vrednosti faktorjev prevrnitve OTSF in zdrsa SSF pri različnih naklonih razpoke. Iz slike 23 je lepo razvidno, da je faktor varnosti zdrsa največji pri naklonu razpoke  $10^\circ$ , nato pa z večanjem oziroma manjšanjem naklona razpoke pada. Pri faktorju varnosti proti prevrnitvi to ni tako izrazito. Največja vrednost faktorja je pri naklonu razpoke  $-10^\circ$  in prav tako pada z večanjem oziroma manjšanjem

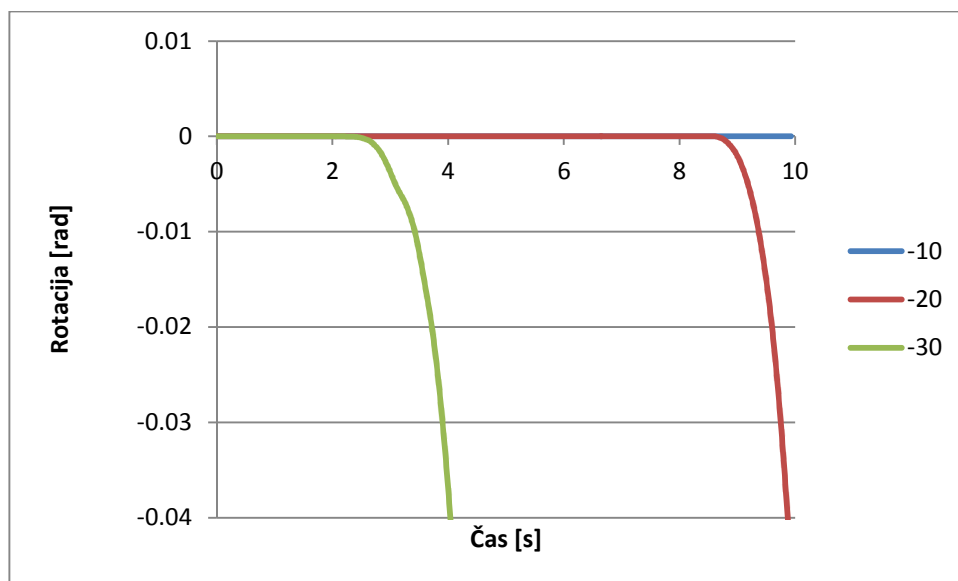
naklona razpoke. Potrebno je poudariti, da so to minimalne vrednosti le v določenem trenutku in ne pomenijo nujno, da bi v primeru manjše vrednosti faktorja prišlo do večjega končnega zdrsa ali rotacije.

Preglednica 7: Minimalne vrednosti faktorjev zdrsa in prevrnitve

$\beta$ [°]	SSF	OTSF
30	0,13	0,70
20	0,5	0,71
10	1,45	0,81
0	0,66	0,78
-10	0,41	0,91
-20	0,21	0,61
-30	0,15	0,4

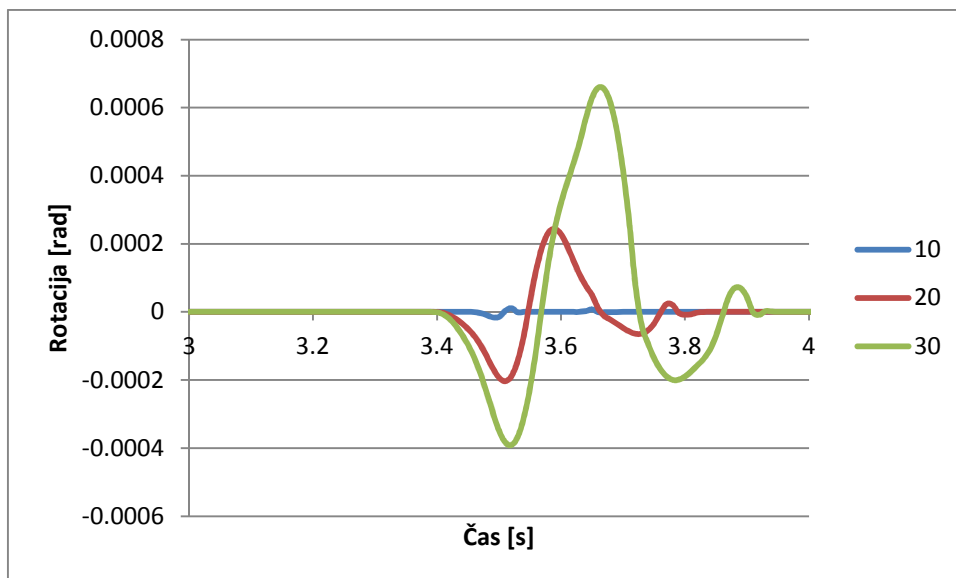


Slika 23: Primerjava varnostnih faktorjev za različne naklone razpok



Slika 24: Rotacija bloka pri razpokah z negativnim naklonom



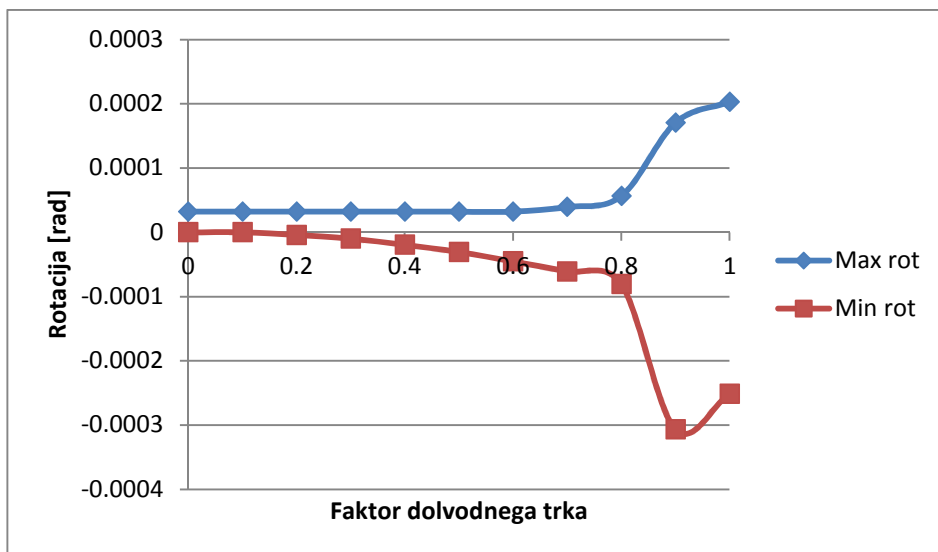


Slika 25: Rotacija bloka pri razpokah s pozitivnim naklonom

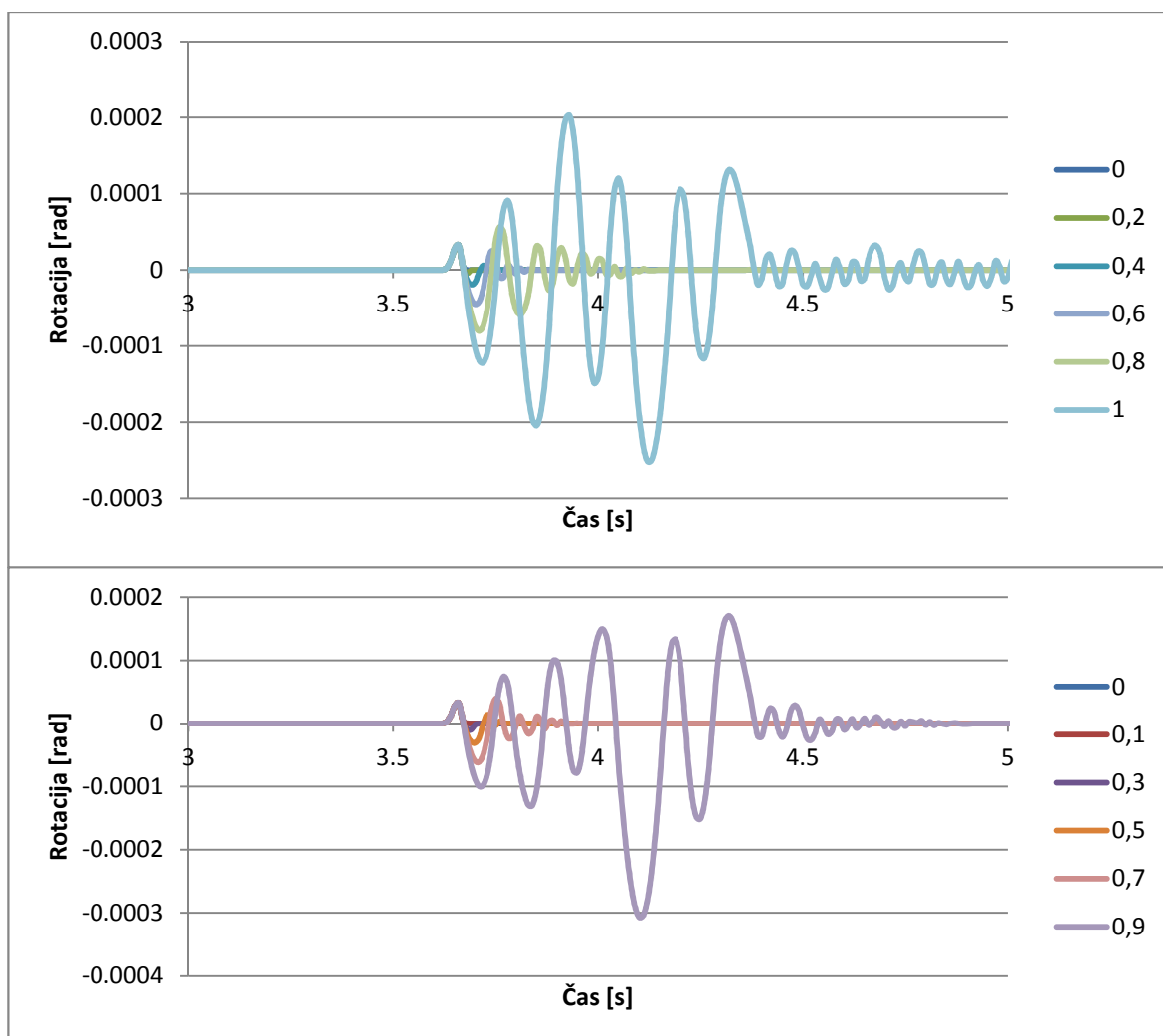
## 6.6 Potek rotacije pri različnih faktorjih trka

RS-DAM nudi možnost spreminjanja faktorja trka posebej za gorvodno in dolvodno rotacijo. Vrednosti faktorja se gibljejo med 0 in 1, pri čemer pomeni vrednost 0, da je trk togega rotirajočega bloka s pregrado popolnoma plastičen, pri vrednosti 1 pa popolnoma elastičen. Navadno so vrednosti teh koeficientov manjše od 1, vseeno pa je, pri izbiri, potrebna previdnost, da po trku ne pride do povečanja kinetične energije bloka. Več o tem v [19], na strani 43. Račun je bil narejen za razpoko na višini 30 m, z naklonom 20°. Koeficient gorvodnega trka je imel konstantno vrednost 1, koeficient dolvodnega trka pa se je spreminjal od 0 do 1, po koraku 0,1.

Iz slike 27 vidimo, da je kritičen trenutek v 3,62 s, ko se pojavi maksimalni horizontalni pospešek v smeri dolvodno (slika 17). Takrat pride do prve rotacije bloka in posledično tudi do trkov s podlago. Omenjena slika, zaradi boljše preglednosti, prikazuje le območje od 3 do 5 s, kjer se zgodi večina rotacij. Z večanjem faktorja trka se povečujejo tudi rotacije, kar se vidi na sliki 26, kjer so zbrani maksimumi in minimumi rotacij za različne vrednosti faktorja trka. To je pričakovano, saj rotirajoči blok po trku, pri večjih faktorjih trka, ohrani več kinetične energije. V primeru, ko je faktor trka 1, rotiranje bloka, od trenutka prve rotacije naprej, sploh ne poneha, saj se vsa kinetična energija po trku ohrani.



Slika 26: Maksimalne in minimalne vrednosti rotacij glede na faktor trka



Slika 27: Rotacije pri različnih faktorjih trka

## 7 ZAKLJUČEK

Program RS-DAM se je izkazal kot koristno orodje za hitro kontrolo varnosti razpokane pregrade pri dinamični obtežbi. Kljub svoji enostavnosti za uporabo, nudi veliko možnosti spreminjanja parametrov in nam, poleg zdrsa, rotacije ter varnostnih faktorjev, poda še veliko drugih rezultatov kot so hitrosti in pospeški bloka pri zdrsu oziroma rotaciji, lega rezultante, itd. Celotno dogajanje pa lahko prikaže tudi kot animacijo z možnostjo poljubne povečave zdrsa in rotacije. Slaba stran programa so težave, ki nastopijo pri izvozu rezultatov v Microsoft Excel, saj nekatera števila, zaradi različnih decimalnih ločil Excel ne zazna. Prav tako so nastopile težave pri izvozu animacije, zato je ogled možen le v programu.

Betonske težnostne pregrade veljajo za potresno dokaj varne konstrukcije. Obstajajo tudi zgodovinski, eksperimentalni in numerični dokazi, da lahko razpokane betonske pregrade zagotavljajo stabilnost tudi pri močnem tresenju tal. Tudi analiza s programom RS-DAM je pokazala podobno. Za zdrs bolj nevarne razpoke so se izkazale tiste, ki se nahajajo nižje v telesu pregrade. V večini analiziranih primerov do zdrsa oziroma rotacije sploh ni prišlo ali pa so bile vrednosti tako majhne, da najverjetneje ne bi bile usodne za konstrukcijo.

Pri različnih naklonih razpoke se je izkazalo, da so za zdrs bolj nevarne konveksne razpoke ( $\beta < 0$ ), kjer pride do zdrsa dolvodno. Večja vrednost naklona je pomenila tudi večji zdrs. Ta je bil v primeru razpoke z naklonom  $-20$  in  $-30^\circ$  tako velik, da je celoten blok zdrsnil iz pregrade. Tudi rotacije se povečujejo z naklonom razpoke, ampak so vrednosti  $10^{-4}$  rad, še zmeraj zelo majhne.

Analiza različnih faktorjev trka je pokazala, da spreminjanje vrednosti trka ne vpliva na zdrs. Lahko pa bistveno spremeni potek rotacije, še posebej pri vrednostih faktorja nad 0,8, zato je pri izbiri faktorja trka potrebna velika previdnost.

RS-DAM v računu ne upošteva spremembe robnih pogojev, ko pride do zdrsa ali rotacije, zato ne moremo vedeti kolikšna je tista, še sprejemljiva vrednost pomika, ki še zagotavlja stabilnost razpokane pregrade, kar je bistveno vprašanje pri takih analizah. Res pa je, da RS-DAM prvotno temu tudi ni namenjen. Za take, bolj natančne, analize se uporabljajo drugi, zahtevnejši programi, ki pa od uporabnika zahtevajo tudi veliko več znanja. RS-DAM pri tem služi bolj kot pomoč pri razvoju in preliminarnih raziskavah obnašanja in varnosti betonskih težnostnih pregrad.

## VIRI

- [1] Ocena potresne ogroženosti Republike Slovenije. 2014. Verzija 2.0. 2013. Ljubljana, Ministrstvo za obrambo, Uprava za zaščito in reševanje: str. 4-13, 26-28.  
[http://www.sos112.si/slo/tdocs/ogrozenost\\_potres.pdf](http://www.sos112.si/slo/tdocs/ogrozenost_potres.pdf) (Pridobljeno 16. 3. 2014.)
- [2] Sinčič, P., Vidrih, R., Godec, M. Opazovanje seizmičnosti na območju velikih pregrad. Revija Ujma 17-18: 208.
- [3] Tasič, I. 2003/2004. Kako merimo potrese. Ujma. 2003/2004, 17-18: 251 – 256.  
<http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2004/meritve.pdf> (Pridobljeno 18. 3. 2014.)
- [4] Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva. II. izdaja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 83 f.
- [5] Arso. 2014. Potresi.  
<http://www.arso.gov.si/potresi/> (Pridobljeno 16. 3. 2014.)  
<http://www.arso.gov.si/potresi/vpra%C5%A1anja%20in%20odgovori/> (Pridobljeno 16. 3. 2014.)
- [6] Klun, M. 2012. Mehanska analiza HE Mosta na reki Savi. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG (samozaložba M. Klun): 41 f.
- [7] Novak, M. 2013. Dinamična analiza betonske težnostne pregrade HE Moste s programskim orodjem CADAM. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG (samozaložba M. Novak): 37 f.
- [8] Steinman, F., Banovec, P. 2008. Hidrotehnika Vodne zgradbe I. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG, Katedra za mehaniko tekočin z laboratorijem  
[http://www.fgg.uni-lj.si/KMTe/documents/academic/skripta/Hidrotehnika\\_sept.2008.pdf](http://www.fgg.uni-lj.si/KMTe/documents/academic/skripta/Hidrotehnika_sept.2008.pdf)  
(Pridobljeno 21. 7. 2014.)
- [9] Vidrih, R. 2003. Potresna dejavnost Slovenije. V: Kryžanowski, A. in Širca, A. (ur.). Zbornik prispevkov 5. posvetovanja SLOCOLD: Aktualne teme v pregradnem inženirstvu - seizmika in velike pregrade. Ljubljana, maj 2003. Ljubljana, SLOCOLD: str 11-29.  
[http://www.slocold.si/zbornik/Z\\_5.pdf](http://www.slocold.si/zbornik/Z_5.pdf) (Pridobljeno 26. 3. 2014.)
- [10] Mihailov, V. Dojčinovski, D. Vidrih, R. Sinčič, P. Godec, M. 2010. Seizmološko opazovanje pregrad. V: Sedej, A. Širca, A. in Ravnikar Turk, M. (ur.). Zbornik prispevkov 12. posvetovanja SLOCOLD: Varnost pregrad v Sloveniji. Krško, marec 2010. Ljubljana, SLOCOLD: str 21-38.  
[http://www.slocold.si/zbornik/Z\\_12.pdf](http://www.slocold.si/zbornik/Z_12.pdf) (Pridobljeno 26. 3. 2014.)
- [11] Hazrad A, et al. 2012. Comparison of design and analysis of concrete gravity dam  
<http://www.scirp.org/journal/PaperInformation.aspx?PaperID=18185#.U9oiqqOUN2A>  
(Pridobljeno 4. 4. 2014.)
- [12] Kaushik, D., Pankaj Kumar, D., Lipika H. Seismic response of concrete gravity dam  
[http://www.altairuniversity.com/wp-content/uploads/2011/10/Acad\\_04\\_Seismic\\_response\\_of\\_concrete\\_gravity\\_dam\\_NITA.pdf](http://www.altairuniversity.com/wp-content/uploads/2011/10/Acad_04_Seismic_response_of_concrete_gravity_dam_NITA.pdf)  
(Pridobljeno 26. 3. 2014.)
- [13] US Army corps of engineers. 1995. Gravity dam design. Engineer manual.  
[http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM\\_1110-2-2200.pdf](http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-2200.pdf) (Pridobljeno 23. 4. 2014.)

- [14] Sinčič, P., Vidrih, R., Godec, M. 2010. Opazovanje seizmičnosti na območju velikih pregrad: str. 53-55.  
[http://www.fgg.uni-lj.si/sugg/referati/2010/SZGG2010\\_Sincic\\_Vidrih\\_Godec.pdf](http://www.fgg.uni-lj.si/sugg/referati/2010/SZGG2010_Sincic_Vidrih_Godec.pdf) (Pridobljeno 17. 7. 2014.)
- [15] Savske elektrarne Ljubljana. 2014. HE Moste.  
<http://www.sel.si/?p=8&s=1> (Pridobljeno 24. 7. 2014.)
- [16] Zadnik, B. 2003. Projektna potresna obtežba ob upoštevanju varnosti pregradnega objekta in ogroženosti dolvodnega področja. V: Kryžanowski, A. in Širca, A. (ur.). Zbornik prispevkov 5. posvetovanja SLOCOLD: Aktualne teme v pregradnem inženirstvu - seizmika in velike pregrade. Ljubljana, maj 2003. Ljubljana, SLOCOLD: str 73-85.  
[http://www.slocold.si/zbornik/Z\\_5.pdf](http://www.slocold.si/zbornik/Z_5.pdf) (Pridobljeno 26. 3. 2014.)
- [17] Zavest. 2011. HE Moste.  
<http://zavest.net/category/brje/he-moste-brje> (Pridobljeno 24. 7. 2014.)
- [18] Obnova HE Moste Modro sožitje.  
<http://www.he-moste.sel.si/index.php?id=6> (Pridobljeno 24. 7. 2014.)
- [19] Leclerc, M., Léger, P., Tinawi, R. 2002. RS-DAM. User's manual. Montreal, École Polytechnique de Montreal, Department of Civil, Geological and Mining Engineering: str: 11, 12, 31-35.
- [20] Kryžanowski, A. 2014. Hidrotehnični objekti – Masivne betonske pregrade. Predavanja.
- [21] Vidrih, R. 2009. Nemirna zemlja. Ljubljana, Tehniška založba Slovenije.
- [22] Planinc I., Gams M., Arnšek G. 2004. Vpliv velikosti in oblike akumulacijskega bazena na dinamični odziv težnostne pregrade. V: Kryžanowski, A. in Sedej, A. (ur.). Zbornik prispevkov 6. posvetovanja SLOCOLD: Aktualne teme v pregradnem inženirstvu – uporaba računalniških orodij pri načrtovanju in upravljanju velikih pregrad. Ljubljana, april 2004. Ljubljana, SLOCOLD: str 15-23.  
[http://www.slocold.si/zbornik/Z\\_6.pdf](http://www.slocold.si/zbornik/Z_6.pdf) (Pridobljeno 26. 3. 2014.)