

Primljen / Received: 6.3.2018.

Ispravljen / Corrected: 17.6.2019.

Prihvaćen / Accepted: 1.8.2019.

Dostupno online / Available online: 23.9.2019.

Simulacija starenja betona brana na primjeru numeričke analize brane HE Jablanica

Autori:



Doc.dr.sc. **Goran Šunjić**, dipl.ing.građ.
Sveučilište u Mostaru
Građevinski fakultet
goran.sunjic@gf.sum.ba



Izv.prof.dr.sc. **Maja Prskalo**, dipl.ing.građ.
Sveučilište u Mostaru
Građevinski fakultet
maja.prskalo@gf.sum.ba



Prof.dr.sc. **Zoran Milašinović**, dipl.ing.građ.
Sveučilište u Sarajevu
Građevinski fakultet
zoran_milasnovic@gf.unsa.ba



Prof.dr.sc. **Alen Harapin**, dipl.ing.građ.
Sveučilište u Splitu
Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije
alen.harapin@gradst.hr

Pregledni rad

Goran Šunjić, Maja Prskalo, Zoran Milašinović, Alen Harapin

Simulacija starenja betona brana na primjeru numeričke analize brane HE Jablanica

Rad prikazuje model za numeričku simulaciju međudjelovanja tekućine i armiranobetonske konstrukcije pod seizmičkim opterećenjem za prostorne 3D probleme, posebice betonske brane. Model je zasnovan na tzv. shemi odvojenih rješenja za probleme vezanih (višepoljnih) zadaća. Model posebice uključuje efekte starenja betona što se pokazalo vrlo bitnim kod analize starijih građevina. Prvo je vrlo kratko dan opis numeričkog modela, a zatim je detaljnije opisan model starenja betona i analiza brane HE Jablanica na kojoj je testirana valjanost modela i razvijenog softvera.

Ključne riječi:

betonska gravitacijska brana, numerički model, međudjelovanje tekućina-konstrukcija, proračun na potres, starenje betona

Subject review

Goran Šunjić, Maja Prskalo, Zoran Milašinović, Alen Harapin

Simulation of concrete ageing on dams as illustrated by numerical analysis of Jablanica HPP

The paper presents a model for numerical simulation of interaction between the fluid and the reinforced-concrete structure under seismic load for spatial 3D problems, with an emphasis of concrete dams. The model is based on the so called partition scheme for coupled (multi-field) problems. The model especially focuses on the concrete ageing effects, which has proven to be highly significant in the analysis of older structures. The paper starts with a brief description of the numerical model, which is followed by a more detailed description of the concrete ageing model, and by analysis of Jablanica hydropower plant (HPP) on which the validity of the model and related software was checked.

Key words:

concrete gravity dam, numerical model, fluid-structure interaction, seismic analysis, concrete ageing

Übersichtsarbeit

Goran Šunjić, Maja Prskalo, Zoran Milašinović, Alen Harapin

Simulation der Alterung von Betonstaudämmen am Beispiel der numerischen Analyse des Staudamms des Wasserkraftwerks Jablanica

Die Arbeit zeigt ein Modell zur numerischen Simulation der Wechselwirkung von flüssigen und bewehrten Betonstrukturen unter seismischer Belastung für räumliche 3D-Probleme, insbesondere für Betonstaudämme. Das Modell basiert auf dem sog. Schema separater Lösungen für Probleme im Zusammenhang mit (mehrfeldigen) Aufgaben. Das Modell berücksichtigt insbesondere die Auswirkungen der Alterung von Beton, die sich bei der Analyse älterer Gebäude als sehr wichtig erwiesen hat. Zunächst werden eine sehr kurze Beschreibung des numerischen Modells gegeben, gefolgt von einer detaillierteren Beschreibung des Alterungsmodells des Betons und der Analyse des Staudamms des Wasserkraftwerks Jablanica, bei der die Gültigkeit des Modells und der entwickelten Software getestet wurde.

Schlüsselwörter:

Schwerkraftdamm aus Beton, numerisches Modell, Wechselwirkung Flüssigkeit-Struktur, Erdbebenberechnung, Betonalterung

1. Uvod

Radi iskorištavanja vodene mase, preko riječnih dolina ili korita grade se hidrotehničke građevine koje nazivamo branama [1]. Stvaranjem umjetnog akumulacijskog jezera ili privremenog zadržavanja vode nastoje se ostvariti osnovne namjene brana: regulacija vodnih tokova, vodoopskrba, natapanje, proizvodnja električne energije, plovidba, rekreacija i sl.

Posebnu grupu brana [1], kojoj pripada brana HE Jablanica, čine lučne gravitacijske brane čija osnovica u temeljima ima odnos $(0,33 - 0,65) H$, gdje je H visina brane. Zbog velike debljine tih brana one jedan veći dio opterećenja prenose na dno doline, a manji dio na bokove [1].

Pri projektiranju i izgradnji prvih betonskih brana relativno malo se vodilo računa o samom gradivu i njegovom ponašanju tijekom vremena, premda je već tada postojala svijest inženjera o određenim nedostacima takvoga pristupa. Radovi Abramsa [2] iz 1918. godine, na recepturama betona i određivanju vodocementnog faktora, kao i poticanje boljeg razumijevanja procesa koji nastaju hidratacijom cementa 20-ih godina prošlog stoljeća rezultirali su većom brigom inženjera o gradivu i njegovu ponašanju, napose najviše zbog stvaranja neželjenih pukotina koje pospješuju i ubrzavaju degradaciju brana.

Projekt i izgradnja Hooverove brane, tada najveće brane na svijetu, 1930-ih, s iznimno velikom količinom ugrađenog betona, doveo je do napretka u projektiranju betonske mješavine, transporta, načina ugradnje i hlađenja ugrađenog betona.

Analiza brana zahtijeva uzimanje u obzir i utjecaja akumulacije. U početku se utjecaj akumulacije uzimao isključivo kao hidrostatičko opterećenje. Ali brane su tada bile masivne nasute konstrukcije, često s masom daleko većom nego što je konstrukcijski potrebna. Doba druge industrijske revolucije koja je potaknula gradnju brana jest doba i velikih znanstvenih otkrića.

Prvu strogo znanstvenu analizu ponašanja sustava brana-akumulacija napravio je Harold Malcolm Westergaard [3], 1933. U svom, sada već legendarnom članku, on je pretpostavio beskonačno dugački spremnik i nestlačivu tekućinu, te predložio analitički izraz za raspodjelu hidrodinamičkih tlakova na krutu branu od horizontalnog harmoničnog titranja, koji se, uz sitne izmjene, koristi i danas.

Istraživanje problematike interakcije tekućina-konstrukcija (eng. *Fluid Structure Interaction* - FSI) poseban uzlet doživljava 60-ih i 70-ih godina 20. stoljeća, kada su se brojni istraživači počeli intenzivno baviti ovom problematikom.

U zadnjih 30-tak godina istraživanja FSI problema razvila su se u dva smjera: prvi s većim naglaskom na opis ponašanja tekućine razvojem bezmrežnih metoda (eng. *meshfree methods*) od kojih je najpoznatija SPH metoda (eng. *Smoothed Particle Hydrodynamics* - SPH); drugi s većim naglaskom na opis ponašanja konstrukcije.

Oba smjera istraživanja rezultirala su vrlo dobrim opisom problema kod kojih dolazi do značajne distorzije mreže tijekom

simulacije, a što je izrazito pogodno za probleme tečenja tekućine. Osim tekućine, dosegnuo se do vrlo uspješnih simulacija raznih problema plastičnog tečenja materijala kod mehanike kontinuuma. No pojavili su se i prateći problemi, od kojih je najveći potreba za moćnim računalima i izrazito dugo vrijeme trajanja proračuna.

Kod realnih problema, kao primjerice analiza gravitacijske brane s akumulacijom, češće se koriste "starije metode" koje se zasnivaju na Eulerovom opisu gibanja tekućine u kojem se ona promatra kroz volumen koji zauzima, bez uvida u ponašanje svake njezine čestice. Dva su osnovna razloga za to. Prvi, što nas kod proračuna brana generalno ne zanima ponašanje tekućine, osim njezini efekti na konstrukciju, a oni se mogu dovoljno precizno izračunati i jednostavnijim modelom. Drugi, što bi za opisivanje lokalnih efekata tekućine, kao primjerice zapljuskivanje, valovi, itd. bila potrebna vrlo gusta mreža čestica, što znatno povećava/produžuje/poskupljuje proračun, a ukupni efekti na branu su mali. Stoga se modeli zasnovani na Eulerovom pristupu još uvijek intenzivno razvijaju.

U zadnjih desetak godina publicirano je niz radova u ovom području: razvijen je numerički model rubnih i konačnih elemenata za analizu sustava brana-akumulacija [4]; intenzivno istraživanje tzv. Endurance Time (ET) metode pri potresnoj analizi betonskih gravitacijskih brana [5]; razmatranje ponašanja lučnih brana pri potresu s obzirom na topologiju akumulacije [6], itd.

2. Kratak prikaz numeričkog modela

Kako je već naglašeno, numerički model za realnu simulaciju konstrukcija u direktnom doticaju s tekućinom mora uključivati simulaciju interakcije tekućine i konstrukcije ako se želi dobiti njihov realan odgovor. Ovaj problem je posebno naglašen kod dinamičkih/seizmičkih opterećenja i obično se u literaturi može naći pod pojmom vezana zadaća (eng. *coupled problem*) ili višepoljni (eng. *multi field*) problem.

Vezana zadaća uključuje dva ili više polja koja se dotiču ili prožimaju, primjerice brana s akumulacijom. Polja su obično vremenski ovisna. Stanje jednog polja je kontinuirano vezano sa stanjem drugog, pa se nijedno ne smije promatrati odvojeno. Veza se ostvaruje preko jednadžbi stanja koje opisuju određene fizikalne fenomene. Dva su osnovna pristupa rješavanju (simulaciji) problema vezanih zadaća, odnosno problema interakcije tekućina-konstrukcija:

- monolitni (eng. *Monolithic approach*): zahtjeva razvoj matematičkog modela za svaki fizikalni problem posebno, pri čemu se jednadžbe koje opisuju stanje tlakova u tekućini i pomake konstrukcije rješavaju jedinstvenim modelom/solverom,
- razdvojeni (eng. *Partitioned approach*): omogućuje modularnost modela, pri čemu se jednadžbe koje opisuju stanje tlakova u tekućini i pomake konstrukcije rješavaju zasebno te se vezuju preko granice interakcije.

U nastavku je kratko opisan model i razvijeni računalni program za numeričko modeliranje problema interakcije tekućina-konstrukcija. Baziran je na razdvojenom pristupu, s prijenosom sila interakcije u svakoj fazi rješavanja. Pogodan je za probleme kod kojih tekućina ima ograničene pomake, kao što su upravo problemi ponašanja brane i akumulacije pod potresnim opterećenjem.

Razvijeni model i softver je baziran na metodi konačnih elemenata (MKE) za prostornu diskretizaciju i na metodi konačnih diferencija (MKD) za vremensku diskretizaciju sustava [7-11]. Za konstrukciju i tlo korištena je formulacija pomaka, a za tekućinu formulacija potencijala pomaka [9-11]. Korišteni nelinearni model analize konstrukcija prikazan je u radovima [12-14], a model za proračun problema vlastite zadaće prikazan je u [10].

2.1. Numerički model za tekućinu

Tekućina je materija (kapljevinna ili plin) koja se kontinuirano deformira pod djelovanjem vanjskih sila. Tekućina može biti viskozna s trenjem među česticama, ili neviskozna bez trenja. Svaka stvarna tekućina posjeduje neku viskoznost, ali se često ta viskoznost može zanemariti. U ovom radu tekućina (voda) se smatra neviskoznom i primijenjena je tzv. Eulerova formulacija [9-11].

Ako se konstrukcija i tekućina diskretiziraju mrežom konačnih elemenata i odaberu prikladne oblikovne (bazne) funkcije za potencijal pomaka u tekućini \mathbf{N}_ψ i pomake konstrukcije \mathbf{N}_r , koristeći standardnu Galerkinovu formulaciju, izraz (1):

$$\begin{aligned} \Psi &= \mathbf{N}_\psi \bar{\Psi} \\ u &= \mathbf{N}_r \bar{u} \end{aligned} \quad (1)$$

pri čemu su Ψ potencijal pomaka čvorova mreže konačnih elemenata tekućine, u pomaci čvorova mreže konačnih elemenata konstrukcije, dolazi se do diferencijalne jednadžbe dinamičke ravnoteže sustava, izraz (2):

$$\mathbf{M}_f \ddot{\Psi} + \mathbf{C}_f \dot{\Psi} + \mathbf{K}_f \Psi = \mathbf{f}_f - \rho \mathbf{Q}_t (u + d) \quad (2)$$

gdje su: \mathbf{M}_f matrica masa tekućine; \mathbf{C}_f matrica radijacijskog prigušenja; \mathbf{K}_f matrica krutosti tekućine; \mathbf{f}_f vektor vanjskih čvornih sila; \mathbf{Q}_t matrica interakcije sustava tekućina-konstrukcija; ψ vektor potencijala pomaka; r_f gustoća tekućine; u relativni vektor pomaka pomične granice u odnosu na bazu i d vektor pomaka baze.

U eksplicitnom obliku, matrice iz izraza (1) mogu se izraziti kao:

$$(\mathbf{K}_f)_{ij} = \int_{V_f} \left[\left(\frac{\partial \mathbf{N}_{\psi i}}{\partial x} \frac{\partial \mathbf{N}_{\psi j}}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial \mathbf{N}_{\psi i}}{\partial y} \frac{\partial \mathbf{N}_{\psi j}}{\partial y} \right) + \left(\frac{\partial \mathbf{N}_{\psi i}}{\partial z} \frac{\partial \mathbf{N}_{\psi j}}{\partial z} \right) \right] dV$$

$$(\mathbf{C}_f)_{ij} = (1/c) \int_{\Omega_f} \mathbf{N}_{\psi i}^T \mathbf{N}_{\psi j} d\Omega \quad (3)$$

$$(\mathbf{M}_f)_{ij} = (1/g) \int_{\Omega_i} \mathbf{N}_{\psi i}^T \mathbf{N}_{\psi j} d\Omega + (1/c^2) \int_{V_f} \mathbf{N}_{\psi i}^T \mathbf{N}_{\psi j} dV$$

$$(\mathbf{Q}_t)_{ij} = \int_{\Omega_i} \mathbf{N}_{\psi i}^T \bar{\mathbf{n}} \mathbf{N}_{\psi j} d\Omega$$

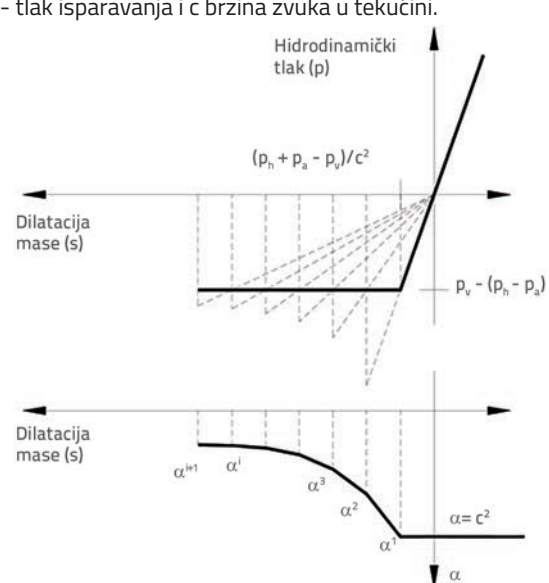
gdje su: V_f domena (volumen) tekućine; W_r ploha/granica radijacije; W_f ploha/granica slobodnog lica tekućine; W_r ploha/granica interakcije, tj. ploha spoja tekućine i konstrukcije.

Kod rješavanja problema interakcije tekućina-konstrukcija, nelinearnosti su obično povezane s ponašanjem konstrukcije, a tekućina se smatra linearnom, što pretpostavlja neograničene negativne tlakove u tekućini. U stvarnosti, ako apsolutni tlak u nekom području padne ispod vrijednosti tlaka para tekućine, formiraju se mjehurići zraka. Ta pojava naziva se kavitacija, a može uzrokovati značajna oštećenja konstrukcije. Jednostavan model ponašanja tekućine zasnovan na bilinearnom odnosu tlaka i dilatacije mase, prikazan je na slici 1. [9, 10]. Kavitacija se, dakle, pojavljuje kada je zadovoljen izraz (4):

$$s \geq (p_h + p_a - p_v) / c^2 \quad (4)$$

pri čemu je:

- s - dilatacija mase
- p_h - hidrostatski tlak
- p_a - atmosferski tlak
- p_v - tlak isparavanja i c brzina zvuka u tekućini.



Slika 1. Odnos dilatacije mase i hidrodinamičkog tlaka u tekućini

2.2. Numerički model za konstrukciju

Prostornom diskretizacijom konstrukcije i primjenom MKE, jednadžba dinamičke ravnoteže s nepoznatim čvornim pomacima u može se napisati u poznatom matricnom obliku [7-10]:

$$\mathbf{M}_s \ddot{u}_i + \mathbf{C}_s \dot{u}_i + \mathbf{K}_s u_i = \mathbf{f}_s \quad (5)$$

pri čemu je: \mathbf{M}_s matrica masa konstrukcije; \mathbf{C}_s matrica prigušenja konstrukcije; \mathbf{K}_s matrica krutosti konstrukcije; \mathbf{f}_s vektor vanjskih čvornih sila. Te matrice i vektori su definirani izrazima:

$$\begin{aligned}
 (\mathbf{M}_s)_{kj} &= \int_{\Omega_s} \mathbf{N}_{sk}^T \rho_s \mathbf{N}_{sj} d\Omega \\
 (\mathbf{C}_s)_{kj} &= \int_{\Omega_s} \mathbf{N}_{sk}^T \mu \mathbf{N}_{sj} d\Omega \\
 (\mathbf{K}_s)_{kj} &= \int_{\Omega_s} \mathbf{B}^T(\mathbf{u}_i) \sigma_i d\Omega \\
 (\mathbf{f}_s)_i &= \int_{\Omega_s} \mathbf{N}_{sk}^T \mathbf{b}_i d\Omega + \int_{\Gamma_t} \mathbf{N}_{sk}^T \mathbf{t}_i d\Gamma
 \end{aligned}
 \tag{6}$$

U izrazima (6), \mathbf{N}_i su bazne (oblikovne) funkcije pomaka, a \mathbf{B} je matrica veze pomaka i deformacija [8, 14].

Za realne konstrukcije veza deformacija-pomak je općenito nelinearna, tj.:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B}\mathbf{u} \quad \mathbf{B} = \mathbf{B}(\mathbf{u})
 \tag{7}$$

što predstavlja tzv. geometrijsku nelinearnost. Naime, matrica \mathbf{B} ovisi o pomacima sustava, odnosno nije linearna. Veza $\boldsymbol{\varepsilon}$ -u poznata je i pod nazivom model geometrije.

Veza naprezanje-deformacija $\boldsymbol{\sigma}$ - $\boldsymbol{\varepsilon}$ je tako jer općenito nelinearna i predstavlja tzv. materijalnu nelinearnost. Veza $\boldsymbol{\sigma}$ - $\boldsymbol{\varepsilon}$ se može napisati i u obliku:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad \mathbf{D} = \mathbf{D}(\mathbf{u})
 \tag{8}$$

gdje je \mathbf{D} matrica veze naprezanje-deformacija i u slučaju elastičnog materijala predstavlja dobro poznatu matricu elastičnih konstanti [8, 14]. Veza $\boldsymbol{\sigma}$ - $\boldsymbol{\varepsilon}$ poznata je pod nazivom konstitutivni zakon ili model materijala.

Simulacija ponašanja materijala, posebice elastokrtnih kao što je beton, u stanju potpunog prostornog naprezanja, još uvijek nije dovoljno matematički razrađena. Dodatna je komplikacija ako se u model uvedu i dodatni efekti ponašanja materijala kao što su: skupljanje, temperaturne deformacije, puzanje, starenje i sl.

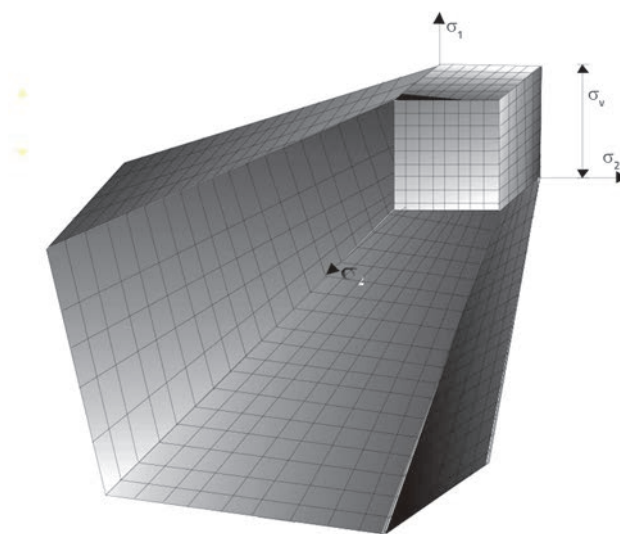
2.3. Numerički 3D model ponašanja betona

U ovom radu usvojen je jednostavan model, baziran na malom broju lako mjerljivih fizikalnih parametara, prethodno razvijen na Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije Sveučilišta u Splitu [12-14]. Modelom se mogu opisati sve dominantne nelinearnosti ponašanja armiranog betona: tečenje u tlaku, otvaranje i propagacija pukotina u vlaklu, te nelinearno ponašanje armature: omekšavanje nakon dosizanja granice tečenja.

Numerički model betona je opisan elastoplastičnim modelom materijala zasnovanim na Mohr-Coulombovom zakonu ponašanja za dominantno tlačno stanje i Rankinovom zakonu ponašanja za dominantno vlačno stanje. Model je zasnovan na osnovnim parametrima materijala: jednoosnoj tlačnoj i vlačnoj čvrstoći, modulu elastičnosti i Poissonovom koeficijentu, a može se prezentirati više-plošnom (multi-surface) plohom

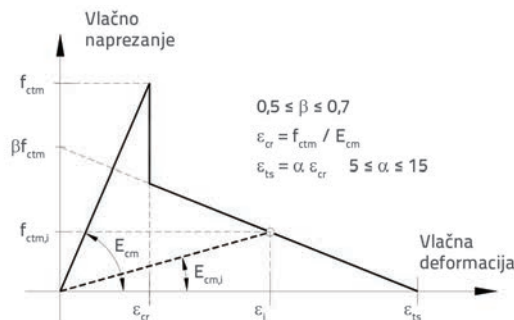
(slika 2.). Implementacija višeplošne plohe tečenja zahtijeva, za dominantno tlačno stanje, izračunavanje matrice krutosti za svaki sekstant odvojeno, ali sa druge strane omogućava brzu konvergenciju matematičkog postupka.

U dominantno tlačnom stanju, nakon prekoračenja granice tečenja, računa se nova ploha tečenja, te korigira matrica materijala \mathbf{D} . S novom matricom materijala postupak se ponavlja do postizanja konvergencije.



Slika 2. Troosna prezentacija kombiniranog modela Mohr-Coulombovog i Rankinovog zakona ponašanja materijala [12, 14]

Za modeliranje betona u vlaklu, model koristi klasični Rankinov model. U vlaklu se svaki vlačni smjer promatra odvojeno. Beton ostaje homogen i linearno elastičan do doseganja vlačne čvrstoće f_t' . U trenutku prekoračenja vlačne čvrstoće pojavljuje se prva pukotina okomito na smjer glavnog naprezanja, a krutost se reducira. Promjena krutosti neraspucanog betona između pukotina (Gaussovih točaka) simulirana je postupnim smanjivanjem komponente vlačnog naprezanja okomito na ravninu pukotine (slika 3.).

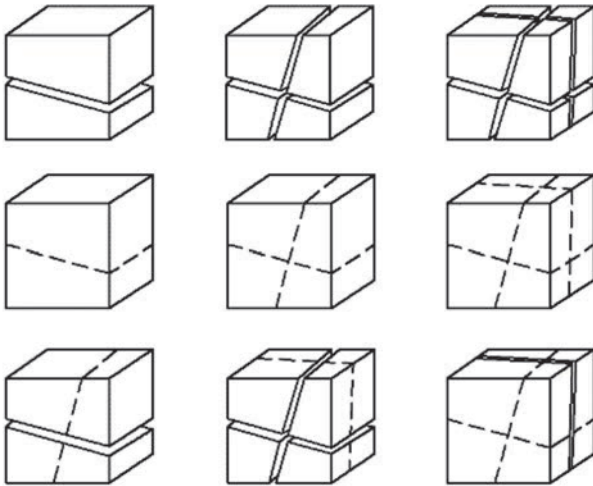


Slika 3. Grafička prezentacija ponašanja betona u vlaklu

I nakon pojave pukotine, beton se promatra kao kontinuum s reduciranom krutošću. Za pojavu i razvoj pukotina koristi se

model fiksnih ortogonalnih razmazanih pukotina (eng. *fixed orthogonal smeared cracks model*). Taj model pretpostavlja da se nakon pojave prve pukotine njena pozicija i smjer ne mijenjaju s promjenom opterećenja. Eventualne nove pukotine se mogu pojaviti samo okomito na njih.

Pojavom pukotine beton postaje anizotropan, a smjerovi pukotina definiraju glavne osi anizotropije. Tijekom djelovanja dinamičkog/promjenjivog opterećenja ili rasterećenja pukotine se mogu otvarati i zatvarati, što se također može pratiti modelom. Moguće sheme uzorka pojave i razvoja pukotina prikazane su na slici 4.



Slika 4. Shematski prikaz mogućeg uzorka pojave i razvoja pukotina

2.4. Numerički model međudjelovanja

Numerički model za problem interakcije tekućina-konstrukcija zasnovan je na tzv. razdvojenoj shemi rješenja. Pod pojmom "konstrukcija" podrazumijeva se sama konstrukcija i okolno tlo. Ovaj model se može opisati s dvije diferencijalne jednačbe drugog reda [9-11]. Ako se kao nepoznate vrijednosti za tekućinu odabere potencijal pomaka, a za konstrukciju pomaci u čvorovima, tada se ove dvije jednačbe ravnoteže mogu iskazati u obliku:

$$M_s \ddot{u} + C_s \dot{u} + Ru = f_s - M_s \ddot{d} + f_{cs} \tag{9}$$

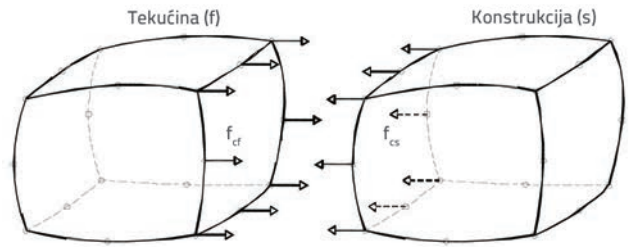
$$M_r \ddot{p} + C_r \dot{p} + K_r p = f_r + f_{cr}$$

gdje je

$$f_{cs} = Qp \quad f_{cr} = -p_r Q^T (\dot{u} + \ddot{d}) \tag{10}$$

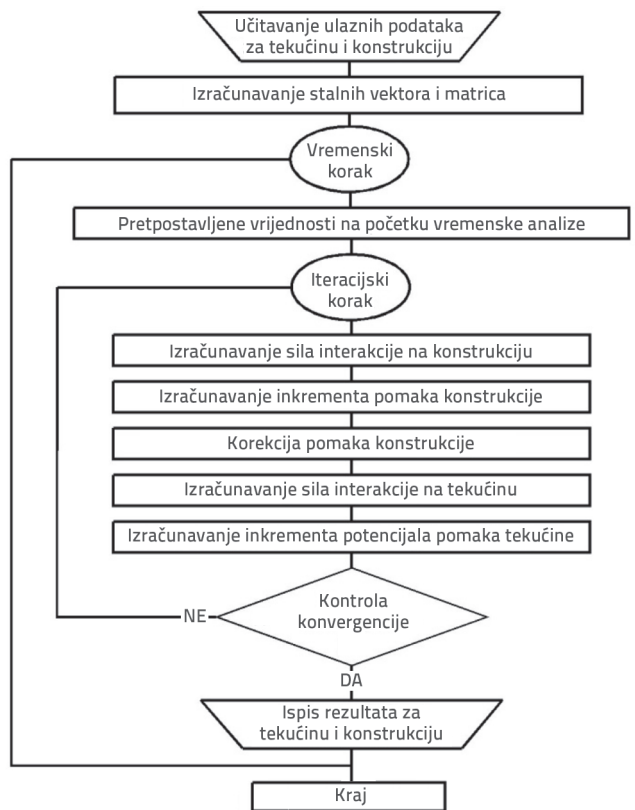
Matrica **Q** koja predstavlja matricu interakcije između tekućine i konstrukcije (slika 5.), a koja se dobiva integriranjem preko plohe interakcije u smjeru normale na plohu (\vec{n}).

$$(Q)_{ij} = \int_{\Gamma_i} N_{ui}^T \vec{n} N_{pj} d\Gamma \tag{11}$$



Slika 5. Interakcijska ploha tekućine i konstrukcije

U razdvojenom pristupu u svakom inkrementu zadanog opterećenja i u svakoj iteraciji, svako polje se rješava zasebno uz uključene sile interakcije (11) na kontaktnoj plohi tekućine i konstrukcije. Prikaz dijagrama toka ove sheme dan je na slici 6. U ovom radu za rješavanje je korišten standardni "predictor-corrector" postupak.



Slika 6. Dijagram toka rješenja problema interakcije tekućine i konstrukcije

3. Modeliranje starenja betona kod brana

3.1. Uzroci promjena materijalnih svojstava betona tijekom vremena

Promjena materijalnih svojstava betona kad je u dodiru s tekućinom nastaje iz dva osnovna razloga:

- beton očvršćuje i mijenja mu se struktura (hidratacija se i dalje odvija);

- drugi kemijski procesi uništavaju (degradiraju) unutarnju kemijsku strukturu betona i uzrokuju tzv. degradaciju (koroziju) betona.

Ovaj fenomen obično se događa na uzvodnoj strani brane, dok na nizvodnoj strani, bar na onom dijelu koji nije u doticaju s vodom, on nije toliko izražen. Općenito, tri su osnovna tipa degradacije betona u konstrukcijama, prema [15]:

- djelovanje sulfata (sulfatna korozija) koja za posljedicu ima kemijsku i fizikalnu degradaciju betona, a uzrokuje ih voda bogata sulfatima;
- alkalijsko-agregatna (alkalijsko-silikatna) reakcija koja za posljedicu također ima kemijsku i fizikalnu degradaciju betona, a uzrokuje ih pojedine vrste agregata bogate silicijem. Ona pak, u kombinaciji s nekim tvarima iz cementnog gela, uzrokuje stvaranje tzv. bujajućeg silikatnog gela koji fizički uništava beton;
- degradacija smrzanjem i otapanjem, koja je načelno fizikalne prirode, ali također mijenja materijalna svojstva betona.

Četvrti mehanizam degradacije je korozija armaturnog (konstrukcijskog) čelika. Taj se mehanizam ponajprije odnosi na konstrukcije kod kojih je armatura bitna za mehaničku otpornost i stabilnost, a napravljene su s nedostatnim zaštitnim slojem betona. U svakom slučaju, kada ostali mehanizmi degradacije načnu zaštitni sloj, tada korozija armature može predstavljati ozbiljnu prijetnju mehaničkoj otpornosti i stabilnosti građevine.

3.2. Promjena materijalnih svojstava betona i sigurnost brana

Jedan od najvećih izazova koji se postavlja pred inženjere jest procijeniti sigurnost neke brane i njezino trajanje. Posebno je to zahtjevno za već izgrađene brane kod kojih je uočen proces degradacije materijala, pojava pukotina ili slična stanja koja upozoravaju na promjenu njihove nosivosti.

Ako su proces degradacije ili pojava pukotina uočeni, vjerojatnost loma se povećava, sve do točke u kojoj rizik više nije prihvatljiv. Ako nema procesa degradacije, tada rizik ostaje isti, dakle projektirani. Može se dogoditi da se zbog pozitivnih učinaka starenja betona (povećanje tlačne čvrstoće i modula elastičnosti), on čak malo i smanji. Ovo, naravno, vrijedi samo za normalna stanja brane koja nije izložena nekim izvanrednim događajima/utjecajima, kao što je primjerice potres.

Praćenje ponašanja već izgrađenih brana, posebice promjena materijalnih svojstava ugrađenih materijala mogu nam dati dobru sliku o njezinom stvarnom stanju. Ujedno, numerički modeli s kvalitetno i optimalno kreiranom mrežom konačnih elemenata, dobrom simulacijom ponašanja materijala i precizno zadanim opterećenjem mogu biti moćan alat u predviđanju budućeg ponašanja brane te stupnja njezine sigurnosti.

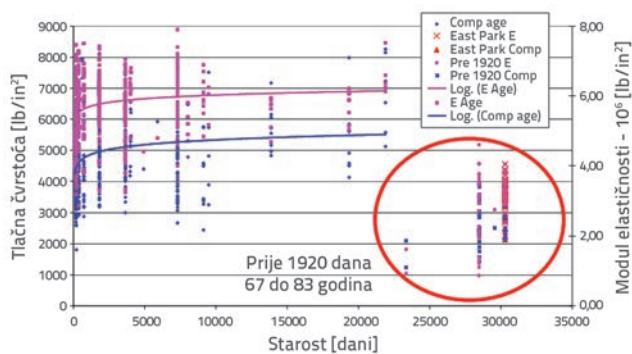
3.3. Rezultati ispitivanja promjena materijalnih svojstava betona na branama u SAD-u

Razvijeni model, koji je ugrađen u računalni program, zasniva se na istraživanjima provedenim na branama u SAD-u od strane U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation Technical Service Center, Denver, Colorado, SAD. Ovi rezultati mogu se naći u literaturi [2, 16]. Premda su predmetna istraživanja iz navedene literature više zasnovana na iznalaženju kemijskog sastava betona, a manje na fizikalno-mehaničkim svojstvima, ipak daju dobru sliku ponašanja betona tijekom vremena. Ta istraživanja u ovom su radu uzeta kao osnova za predviđanje vrijednosti tlačne čvrstoće i modula elastičnosti tijekom vremena.

3.4. Razvoj tlačne čvrstoće i modula elastičnosti betona tijekom vremena

Tlačna čvrstoća i modul elastičnosti betona koji nisu degradirani korozijom, određivani su eksperimentalno u studiji [3] na više brana (slika 7.). Ispitivanja su obavljena uzimanjem uzoraka bušenjem *in situ*, te njihovom laboratorijskom obradom. Plavi markeri i plava linija predstavljaju tendencijsku liniju (trend line) rezultata ispitivanja tlačne čvrstoće, a ljubičasti markeri i ružičasta linija predstavljaju tendencijsku liniju rezultata ispitivanja modula elastičnosti.

Rezultati istraživanja se prilično dobro slažu za sve brane, osim anomalije označene crvenim krugom, slika 7. Ta anomalija potječe od istraživanja na brani East Park, izgrađenoj 1910. Beton iz tog razdoblja imao je znatno veći vodocementni faktor i očekivano je da mu je čvrstoća znatno manja od betona brana građenih kasnije.



Slika 7. Razvoj tlačne čvrstoće (plava linija) i modula elastičnosti (ružičasta linija) betona koji nisu degradirali [17]; 1,0 lb/in² = 0,006895 N/mm² (MPa); 1,0 MPa = 145,04 lb/in²

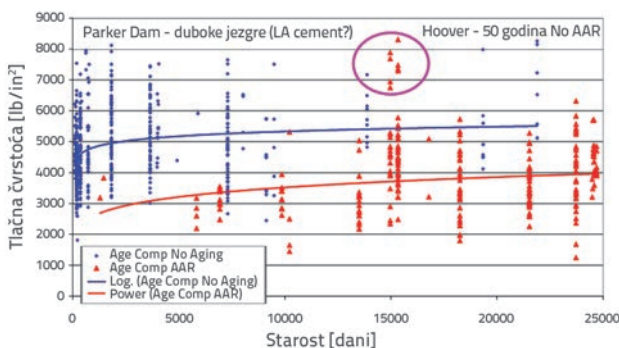
Od promatranih brana (ukupno oko 140) na tri je primijećena znatna degradacija betona zbog korozije. Brana Parker (slika 8.), izgrađena 1937./1938. na rijeci Colorado oko 250 km nizvodno od brane Hoover, jedna je od prvih brana na kojoj je uočena znatna alkalno-silikatna korozija betona [18]. Brana Seminoe (slika 8., North Platte River, Wyoming, SAD), izgrađena 1938.,



Slika 8. Brana Parker (lijevo) [3] i brana Seminole (desno) [31] - sadašnje stanje

također je pokazala znatnu degradaciju betona zbog korozije [19]. Možda najekstremniji primjer je brana American Falls, izgrađena 1927., koja je pokazivala velike znakove degradacije, te je 1977. morala biti zamijenjena.

Agregat iz rijeke Colorado, koji je korišten za izgradnju brane Hoover načelno je nereaktivan, a agregat iz rijeke Bill Williams River, korišten za izgradnju brane Parker, vrlo je reaktivan. Usporedbom rezultata ispitivanja jasno se utvrdilo da beton ugrađen u branu Parker tijekom vremena ne pokazuje ista svojstva kao i beton ugrađen u branu Hoover, iako se za obje brane koristila ista betonska mješavina i isti cement klase IV. Beton brane Parker postigao je tek oko 60 % tlačne čvrstoće i modula elastičnosti u odnosu na beton brane Hoover, a također pokazuje i znatno manji rast čvrstoće tijekom vremena.

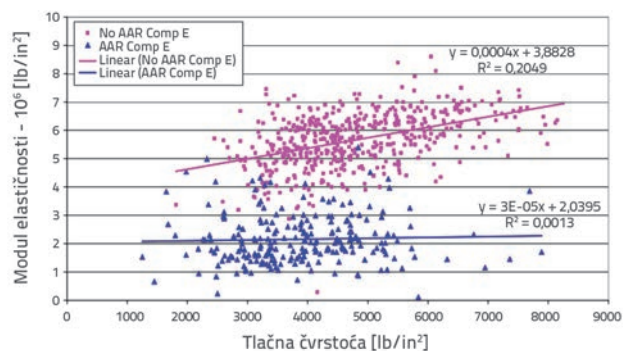


Slika 9. Usporedba razvoja tlačne čvrstoće betona koji nisu degradirali (plava linija) i betona degradiranih korozijom (crvena linija) [17]; $1,0 \text{ lb/in}^2 = 0,006895 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$; $1,0 \text{ MPa} = 145,04 \text{ lb/in}^2$

Na slici 9. prikazan je razvoj tlačne čvrstoće betona bez korozije i betona zahvaćenog korozijom. Zanimljivo je primijetiti rezultate velike tlačne čvrstoće koje su ustanovljene na brani Parker 42 godine (15330 dana) nakon izgradnje, koje se mogu pripisati uzorcima uzetim iz donjih dijelova brane (podaci u ljubičastom krugu).

Četiri različite vrste cementa su nasumično korištene pri izgradnji brane Parker, pri čemu je jedna vrsta cementa bila nisko alkalična. Rezultati visokih tlačnih čvrstoća (od 47,0 do 57,0 MPa) vjerojatno potječu s mjesta gdje je ugrađen upravo taj cement. Ovi rezultati upravo pokazuju čvrstoću koju bi brana imala da se za cijelo tijelo brane upotrijebio ovaj tip cementa. Neki drugi uzorci pokazuju znatno manje čvrstoće i vjerojatno su posljedica upotrebe drugih tipova cementa.

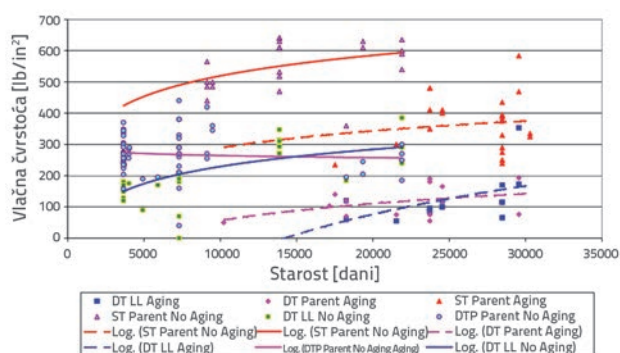
Slika 10. prikazuje odnos tlačne čvrstoće i modula elastičnosti uzoraka nezahvaćenih i zahvaćenih korozijom betona za sve testirane uzorke. Iako je koeficijent korelacije relativno slab, tendencijska krivulja jasno pokazuje razliku tih dvaju tipova betona. Pojedinačne usporedbe (tendencijske krivulje) tlačnih čvrstoća i modula elastičnosti su znatno bolje kada se promatraju samo pojedine brane, koje imaju isti ugrađeni tip agregata, samo jednu ili nekoliko vrsta cementa i sl. Tendencijske krivulje mogu biti dobar indikator da li je pojedina brana zahvaćena korozijom, koliko je korozija duboka i kakve su moguće posljedice za sigurnost brane.



Slika 10. Odnos tlačne čvrstoće i modula elastičnosti nedegradiranih betona (ljubičasti markeri i linija) i betona degradiranih korozijom (plavi markeri i linija) [17]; $1,0 \text{ lb/in}^2 = 0,006895 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$; $1,0 \text{ MPa} = 145,04 \text{ lb/in}^2$

Vlačna čvrstoća, u odnosu na tlačnu, često je kritičnija stavka pri proračunu konstrukcija, posebno kod dinamičkih (potresnih) analiza. Ispitivanja vlačne čvrstoće u početku su često bivala zanemarena jer se smatralo da je vlačna čvrstoća nula. Slična situacija je vrijedila i za brane, te je za one građene prije 1970-ih inicijalna vlačna čvrstoća nepoznata.

Rezultati direktnog ispitivanja vlačne čvrstoće razvlačenjem, DT (direct test) i ispitivanja vlačne čvrstoće cijepanjem uzorka, ST (splitting test) betona bez korozije i betona s korozijom prikazani su na slici 11.



Slika 11. Vlačna čvrstoća betona koji nisu degradirali zbog korozije betona (pune linije) i betona degradiranih korozijom (isprekidane linije) [17]; $1,0 \text{ lb/in}^2 = 0,006895 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$; $1,0 \text{ MPa} = 145,04 \text{ lb/in}^2$

Vrijednosti vlačne čvrstoće dane su kao srednja vrijednost rezultata svake mješavine betona. U svakom slučaju vidljivo je da vlačna čvrstoća uzoraka zahvaćenih degradacijom iznosi oko 50 % vrijednosti neporemećenih uzoraka kod direktnog testa (DT), dok je kod testa cijepanjem (ST) ta vrijednost oko 60 %. Također, treba napomenuti, da se kod degradiranih betona ta vrijednost može izmjeriti samo na nekim uzorcima, jer se na nekim uzorcima uopće ne može ispitati.

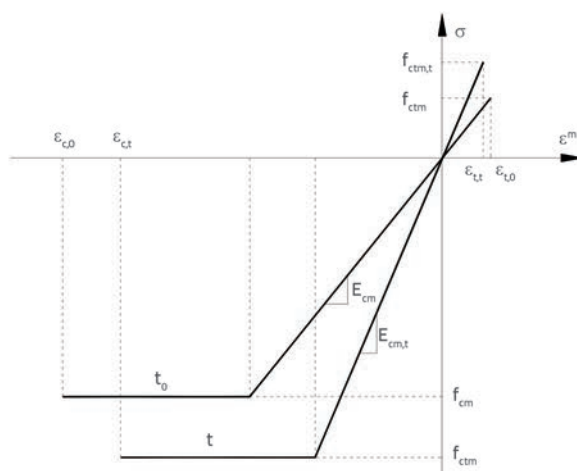
3.5. Prijedlog krivulja zakonitosti promjene materijalnih svojstava betona u vremenu

Kako je vidljivo iz priloženih istraživanja [15-19] beton tijekom vremena mijenja svoja svojstva: tlačnu i vlačnu čvrstoću, te modul elastičnosti. Očito je da ti parametri svakako ovise o sastavu betona (betonske mješavine) i kemijskom sastavu vode koja djeluje na branu. Analiza brana, pogotovo starijih, svakako mora uključiti i ove činjenice. Na osnovi prikazanih istraživanja izveden je prijedlog zakonitosti promjene ovih svojstava u vremenu.

3.5.1. Zakonitost promjene mehaničkih svojstava betona u vremenu

Zakonitošću promjene mehaničkih svojstava betona u vremenu bavilo se mnogo autora. Uglavnom su radovi vezani za skupljanje i puzanje, kao npr. radovi [20, 21].

Deformacija starenja betona u ovom radu uzima se na neizravan način, tj. tijekom vremena povećava se početni modul elastičnosti i čvrstoće betona. Naime, pri odabiru veze $\sigma-\epsilon_m$ u promatranom vremenu t uzimaju se u obzir tekuća mehanička svojstva betona, odnosno odgovarajući vremenski "promijenjeni" materijal (ojačan ili oslabljen). Obuhvaćanje starenja betona za jednoosnu elasto-plastičnu vezu $\sigma-\epsilon_m$ shematski je prikazano na slici 12, gdje je t tekuće promatrano vrijeme, t_0 početno vrijeme, f_{cm} početna računski tlačna čvrstoća betona (obično pri starosti betona $t = 28$ dana), $f_{cm,t}$ početna računski vlačna čvrstoća betona, E_{cm} jedinstveni početni modul elastičnosti betona u tlaku i vlatku, $\epsilon_{c,0}$ početna računski deformacija drobljenja betona u tlaku, a $\epsilon_{t,0}$ je početna računski deformacija loma betona u vlatku.



Slika 12. Shematski prikaz obuhvaćanja starenja betona za jednoosnu elasto-plastičnu vezu [22]

Porast čvrstoće uzrokovan starenjem betona obrađen je nizom propisa, pa tako CEB propisi [23] predlažu:

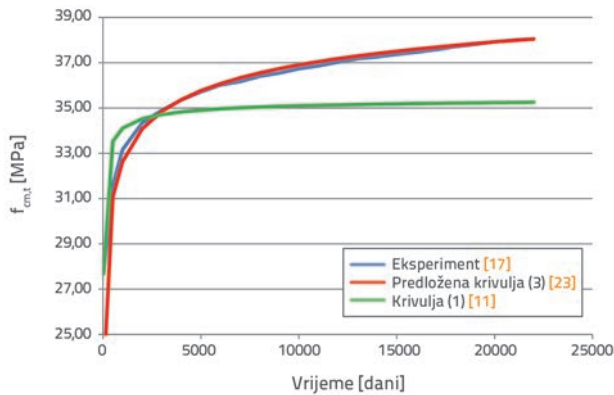
$$f_{cm,t} = f_{cm} e^{[s(1-5,3t^{-0,6})]} \quad (12)$$

U gornjem izrazu (12) i na slici 12., $f_{cm,t}$ je srednja tlačna čvrstoća betona u promatranom vremenu t (u danima), a s je koeficijent koji ovisi o vrsti cementa i predložen je u iznosima: 0,30 za brzovežuće visokovrijedne cimente; 0,25 za normalne i brzovežuće cimente; 0,20 za sporovežuće cimente. Kako je prikazano na slikama 13. i 14., ove krivulje ne opisuju dobro razvoj tlačne čvrstoće u vremenu. Zato su u ovom radu iskorišteni prethodno prikazani rezultati za formiranje novih krivulja odnosa tlačnih čvrstoća i modula elastičnosti betona u vremenu.

Eksperimentalni rezultati sa slike 7. koji opisuju promjene tlačne čvrstoće betona u vremenu očitani su, pretvoreni u MPa i iscrtani na slici 13. Vidljivo je da se krivulja predložena literaturom [23], tj. krivulja označena zelenom bojom, ne uklapa dobro u stvarne eksperimentalne rezultate i podcjenjuje porast čvrstoće tijekom vremena. Zato je ta krivulja modificirana (slika 13. - crvena krivulja):

$$f_{cm,t} = 1.28 \cdot f_{cm} e^{[s(1-5.3t^{-0.2})]} \quad (13)$$

Vidljivo je da modificirana krivulja (3) gotovo idealno prati eksperiment. Povećanje eksponenta vremena s -0,5 na -0,2 omogućava brži rast krivulje u vremenu, a empirijski koeficijent 1,28 omogućava bolju prilagodbu stvarnim rezultatima.



Slika 13. Usporedba eksperimentalnih ispitivanja tlačne čvrstoće iz [17], krivulje predložene u propisima [23] i krivulje predložene radom [11]

Za modul elastičnosti betona u promatranom vremenu t , prema EC-2 [24] predložen je sljedeći izraz:

$$E_{cm,t} = 22 \left[f_{cm,t} / 10 \right]^{0.3} \text{ uz } f_{cm,t} = f_{ck,t} + 8 \quad (14)$$

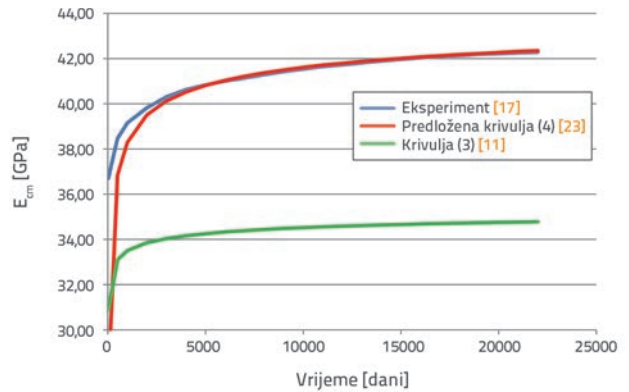
gdje $E_{cm,t}$ označava srednju vrijednost tzv. sekantnog modula elastičnosti (GPa), a $f_{ck,t}$ karakterističnu tlačnu čvrstoću valjka (MPa) u vremenu t .

Eksperimentalni rezultati sa slike 7. koji opisuju promjenu modula elastičnosti betona u vremenu također su očitani, pretvoreni u MPa i iscrtani su na slici 15. (plava krivulja). Ako se prikazani rezultati tlačne čvrstoće u vremenu iskoriste za proračun modula elastičnosti, preko izraza (14), vidljivo je da ni modul elastičnosti nije dobro aproksimiran predloženim izrazom (zeleno krivulja). Stoga je i krivulja promjene modula elastičnosti u vremenu također modificirana i predložena u obliku:

$$E_{cm,t} = 1.14 \cdot E_{cm} e^{[s(1-5.3t^{-0.3})]}, E_{cm} = 22 \left[f_{cm} / 10 \right]^{0.3} \quad (15)$$

Na slici 14. ucrtane su sve navedene krivulje. Vidljivo je da predložena krivulja (4) u početnim danima nešto podbacuje, ali se s vremenom vrlo dobro približava eksperimentu. Povećanje eksponenta vremena s -0,5 na -0,3, omogućava brži rast krivulje u vremenu, a empirijski koeficijent 1,14 omogućava bolju prilagodbu stvarnim rezultatima.

Kod proračuna tlačne čvrstoće i proračuna modula elastičnosti koeficijent "s" je odabran 0,25, kako je predloženo literaturom [23].



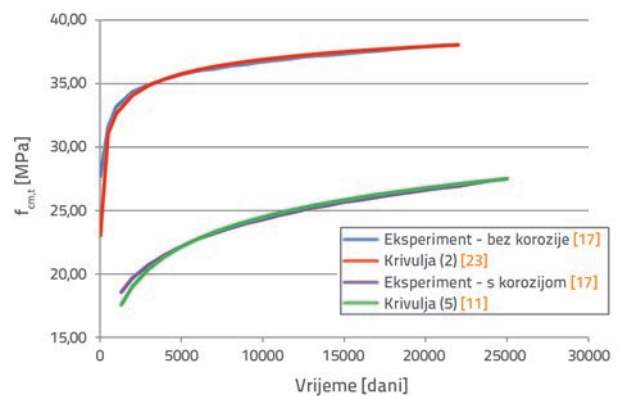
Slika 14. Usporedba eksperimentalnih ispitivanja modula elastičnosti iz [17], krivulje predložene u propisima [23] i krivulje predložene radom [11]

3.5.2. Zakonitost promjene mehaničkih svojstava degradiranih betona zahvaćenih korozijom u vremenu

Tlačne čvrstoće betona nezahvaćenog degradacijom zbog korozije i betona zahvaćenog korozijom prikazane su na slici 9. Eksperimentalni rezultati s te slike su očitani, pretvoreni u MPa i iscrtani na slici 15. Na slici su usporedno dani eksperimentalni rezultati za beton koji nije degradirao i za beton degradiran korozijom. Krivulja degradiranog betona uzeta je u sličnom obliku kao i krivulja nedegradiranog betona. Ova krivulja ima oblik dan izrazom (16), a za vrijednost koeficijena "s" uzeto je 0,55.

$$f_{cm,t} = 1.14 \cdot f_{cm} e^{[s(1-7.0t^{-0.17})]} \quad (16)$$

Vidljivo je da ova krivulja, iako je na početku "malo odmaknuta", kasnije vrlo dobro prati eksperiment. Kao i kod krivulje prikazane izrazom (2), povećanje eksponenta vremena s -0,5 na -0,17 omogućava brži rast krivulje u vremenu, a empirijski koeficijent 1,14 omogućava bolju prilagodbu stvarnim rezultatima.



Slika 15. Usporedba eksperimentalnih rezultata tlačne čvrstoće betona koji nisu degradirani korozijom i betona degradiranih korozijom [17] i krivulja predloženih radom [11]

Eksperimentalno određena promjena vlačne čvrstoće betona tijekom vremena prikazana je na slici 11. Kao i za tlačne čvrstoće, eksperimentalni rezultati sa te slike su očitani, pretvoreni u MPa i iscrtani na slici 16, na kojoj su usporedno dani eksperimentalni rezultati čvrstoća betona koji nije degradirao i betona koji je degradirao korozijom. Za mjerodavnu vlačnu čvrstoću korišteni su rezultati testa cijepanjem, ST (splitting test).

Za srednju vlačnu čvrstoću betona, prema [24], predložen je izraz (17):

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad (17)$$

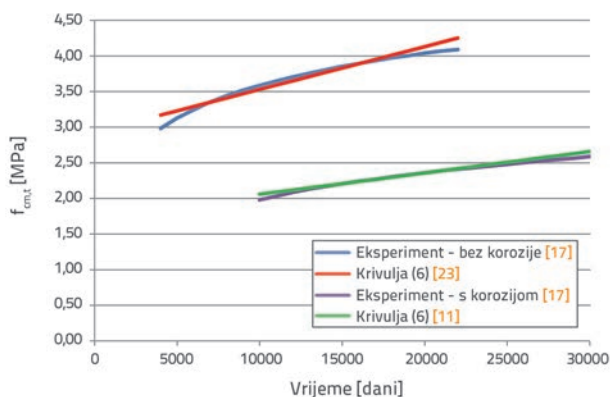
Kako promjena vlačne čvrstoće ima gotovo linearni trend, za interpolacijske krivulje su odabrani pravci. Za interpolaciju nedegradiranog betona predlaže se izraz:

$$f_{ctm,t} = 6 \cdot 10^{-5} \cdot t + f_{ctm} \quad (18)$$

a za interpolaciju degradiranog betona izraz:

$$f_{ctm,t} = 3 \cdot 10^{-5} \cdot t + \alpha \cdot f_{ctm} \quad (19)$$

pri čemu je t vrijeme u danima, a koeficijent "a" degradacije betona, koji je u gornjem izrazu uzet u vrijednosti 0,6 kako je približno predloženo u [17].



Slika 16. Usporedba eksperimentalnih rezultata vlačne čvrstoće betona koji nisu degradirani korozijom i betona degradiranih korozijom [17] i krivulja predloženih radom [11]

Izvedeni izrazi su uključeni u razvijen program, te se za zadani broj dana tlačna čvrstoća, vlačna čvrstoća i modul elastičnosti određuju prema njima.

4. Primjer: brana Jablanica

Za primjer i kontrolu razvijenog modela analizirana je brana HE Jablanica. Ta brana je lučno-gravitacijskog tipa, izgrađena je 1954. godine, a služi za potrebe sezonske regulacije rijeke Neretve. Brana je sastavljena od 14 blokova koji su povezani širokim kontaktnim površinama (cca 1 m), koje su bile izvedene za potrebe disipacije temperature betona.

Podaci o brani i akumulaciji HE Jablanica (slika 17.) preuzeti su iz [25]. Građevinska visina brane je 85,0 m, duljina brane u kruni je 210,0 m, a zapremnina brane je 130.000,0 m³. Instalirani protok je 180,0 m³/s, a maksimalni protok svih evakuacijskih preljeva je 2915,0 m³/s. Instalirana snaga je 150,00 MW, a srednja godišnja proizvodnja 792,0 GWh.



Slika 17. Brana HE Jablanica

4.2. Opis svojstava tla i usvojeni parametri

Duljina Jablaničkog jezera je 27 km zračne linije. Njegova najveća dubina je oko 70 metara u blizini brane HE Jablanica. Akvatorij zauzima površinu otprilike 14,3 km², dok je obujam akumulacije oko 290.000.000 m³ vodene mase. Jezero je uzdužnog oblika, orijentacije pružanja istok-zapad. Ima brojne zaljeve, posebice u središnjem i donjem dijelu. Prosječna širina akumulacije varira između 250 i 400 metara [1-3]. Akvatorij Jablaničkog jezera nalazi se na 270 m n.m. Najveći vodotok koji se ulijeva u akumulaciju je Neretva, sa srednjim godišnjim protokom od 53,0 m³/s. Po krajobraznim i ambijentalnim svojstvima priobalje jezera bogato je bjelogoričnim šumama.

4.2.1. Seizmička svojstva

Područje akvatorija Jablaničkog jezera, prema starim podjelama, ubraja se u zonu 6°MCS, a epicentralno područje nalazi se u Konjicu s potresima jačine 4°MCS. Jugoistočno uz dolinu rijeke Neretve su dvije epicentralne lokacije s potresima jačine 6°MCS, odnosno 7°MCS [1-3].

Lokalnu seizmičku aktivnost čine svi potresi u okolici brane HE Jablanica (43.692° N 17.732° E) unutar kruga od 75 km. Za razdoblje 1386.-2011. nalaze se podaci o 5.472 potresa za ovo područje. S obzirom na važnost potresa u blizini ove lokacije, posebna pozornost je posvećena potresima u krugu do 25 km od brane HE Jablanica. U tom krugu, za razdoblje 1386.-2011. postoje podaci o 430 potresa.

Maksimalna horizontalna ubrzanja i intenziteti potresa na lokaciji brane prikazani su u tablici 1.

Tablica 1. Maksimalna ubrzanja i intenziteti potresa na lokaciji brane [1, 2]

Povratno razdoblje u godinama	a_{max} (= a_{gR} u Eurokodu 8)	I_{max}
95	0,12 g	7,0 °MCS
200	0,16 g	7,3 °MCS
475	0,23 g	7,6 °MCS
2.000	0,33 g	8,1 °MCS
5.000	0,46 g	8,3 °MCS
10.000	0,54 g	8,5 °MCS

Tablica 2. Usvojeni parametri stijenskog masiva

Naziv parametra	Oznaka	Jedinica mjere	Vrijednost
Modul elastičnosti	E_s	GN/m ²	4,40
Modul posmika	G_s	GN/m ²	1,79
Poissonov koeficijent	ν_s	- - -	0,23
Gustoća	ρ_s	kN/m ³	28,5
Termalni koeficijent	α_t	- - -	0,00
Tlačna čvrstoća	$f_{s,ck}$	MN/m ²	44,0
Vlačna čvrstoća	$F_{s,tk}$	MN/m ²	8,00
Koeficijent korekcije za vlak	α	- - -	0,50
Maksimalna deformacija za tlak	$\epsilon_{c,max}$	‰	0,035
Maksimalna deformacija za vlak	$\epsilon_{t,max}$	‰	0,00
Maksimalna deformacija za posmik	$\epsilon_{g,max}$	‰	0,00

Tablica 3. Usvojeni parametri betona

Naziv parametra	Oznaka	Jedinica mjere	Vrijednost
Statički modul elastičnosti	E_{cm}	GN/m ²	42,4
Dinamički modul elastičnosti	$E_{cm,D}$	GN/m ²	58,0
Modul posmika	G_{cm}	GN/m ²	16,8
Poisson-ov koeficijent	ν	- - -	0,25
Gustoća	ρ	kN/m ³	24,0
Termalni koeficijent	α_t	- - -	0,00
Tlačna čvrstoća	f_{cm}	MN/m ²	41,0
Vlačna čvrstoća	f_{ctm}	MN/m ²	4,3
Koeficijent korekcije za vlak	α	- - -	0,50
Maksimalna deformacija za tlak	$\epsilon_{c,max}$	‰	0,035
Maksimalna deformacija za vlak	$\epsilon_{t,max}$	‰	0,00
Maksimalna deformacija za posmik	$\epsilon_{g,max}$	‰	0,00

4.2.2. Geološka svojstva terena

Do danas je izvedena respektabilna lepeza geoloških istraživanja i ispitivanja terena u okolici i u samoj blizini brane. Opća geološka slika terena područja brane podrazumijeva masiv gabra, koji je ispresijecan različitim žičnim ekvivalentima, a pukotine i manje šupljine različitim mineralnim paragenezama [29].

4.2.3. Usvojeni parametri stijenskog masiva

U tablici 2 prikazani su parametri tla, odnosno stijenskog masiva koji su korišteni u simulaciji međudjelovanja tekućine i konstrukcije na primjeru brane [29]. Parametri stijenskog masiva po zonama određeni su statističkom obradom podataka geofizičkih istraživanja koja je proveo IGH Zagreb.

4.3. Opis svojstava i usvojeni parametri konstrukcije

Prema [29], srednja vrijednost statičkog modula elastičnosti betona iznosi: $E_{cm} = 31000$ MPa. Također, prema [29], preporuča se za dinamičku analizu koristiti vrijednost dinamičkog modula betona koji se može dobiti iz empirijskog obrasca:

$$E_{cm,D} = \frac{E_{cm} + 19000}{1,25} \quad (20)$$

Izračun popravljenih modula elastičnosti urađen je prema (4), pa je za beton star 60 godina dobiveno:

- statički modul elastičnosti u iznosu $E_{cm} = 42\,400,0$ MPa,
- dinamički modul elastičnosti u iznosu $E_{cm,D} = 58\,000,0$ MPa.

Oba dobivena rezultata se vrlo dobro slažu s izmjerenim vrijednostima [29]. Prema [29], srednja vrijednost tlačne čvrstoće betona koja se uzima u proračunima iznosi $f_{cm} = 30,0$ MPa. Izračun popravljene tlačne čvrstoće betona izrađen je prema (2), pa je za beton star 60 godina dobivena tlačna čvrstoća u iznosu $f_{cm} = 41$ MPa. Prema [29] srednja vrijednost vlačne čvrstoće betona brane iznosi: $f_{ctm} = 3,0$ MPa. U ovom radu korištena je popravljena vlačna čvrstoća betona, prema izrazu (7). Za beton star 60 godina dobivena je vlačna čvrstoća u iznosu $f_{ctm} = 4,3$ MPa. Poissonov koeficijent betona varira između 0,15 i 0,22. Stoga se, prema [29], za statičke proračune koristi njegova srednja vrijednost dobivena laboratorijskim ispitivanjem: $\nu_c = 0,19$.

Kod dinamičke analize prema [29] vrijednost ovog koeficijenta treba povećati za 30 %, dakle na vrijednost: $\eta_c = 0,25$. U tablici 3. prikazani su parametri betona koji su korišteni u simulaciji međudjelovanja tekućine i konstrukcije na primjeru brane.

4.4. Usvojeni parametri tekućine

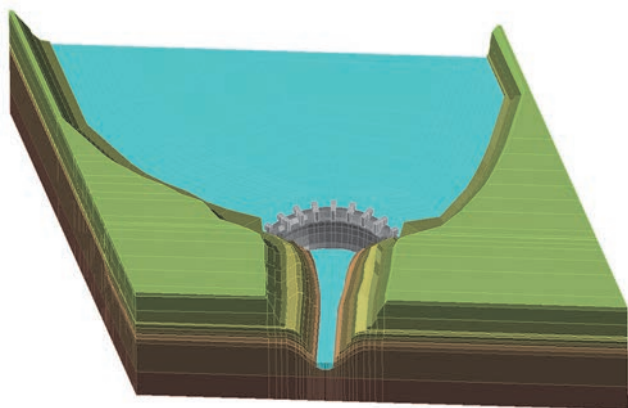
U tablici 4. prikazani su parametri vode koji su korišteni u simulaciji međudjelovanja tekućine i konstrukcije na primjeru brane.

Tablica 4. Usvojeni parametri tekućine (vode)

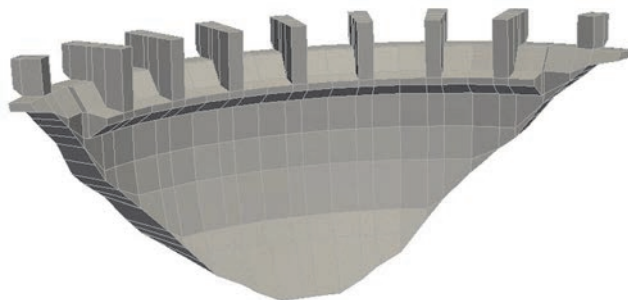
Naziv parametra	Oznaka	Jedinica mjere	Vrijednost
Brzina zvuka	c_w	m/s	1430
Gustoća	ρ_w	kN/m ³	10,00

4.5. Model

Za potrebe analize ponašanja brane za statičke i dinamičke analize, napravljen je model, mreža konačnih elemenata, koja se sastoji od elemenata same brane, elemenata okolnog tla i elemenata vode (uzvodna i nizvodna akumulacija). Mreža konačnih elemenata ukupnog sustava prikazana je na slici 18, a mreža konačnih elemenata za samo tijelo brane prikazana je na slici 19.



Slika 18. Prostorni model sustava brana-tlo-akumulacija [11]



Slika 19. Prostorni model brane [11]

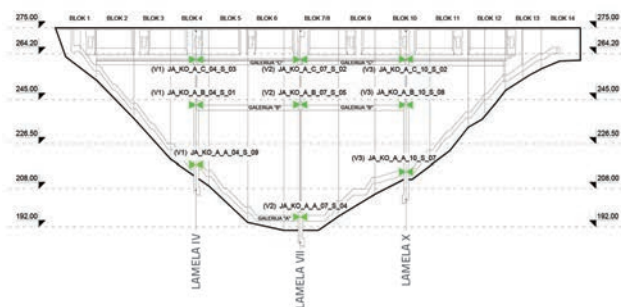
Brana je diskretizirana sa 240, tekućina s 2300, a tlo s 6920 globalnih konačnih elemenata, koji se tijekom analize, po potrebi, dodatno dijele na manje elemente. Treba naglasiti da pri analizama nisu razmatrani temperaturni utjecaji, koji nekad mogu znatno promijeniti sliku naprezanja i ponašanja konstrukcije.

4.6. Rezultati numeričke analize

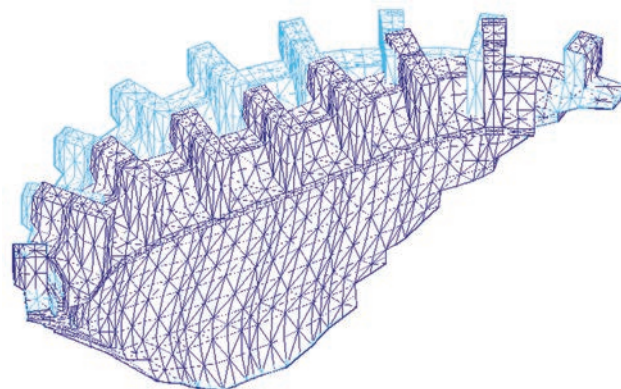
4.6.1. Statička analiza

U statičkoj analizi brana je opterećena vlastitom težinom i hidrostatičkim tlakom. Utjecaj temperature na branu u ovom radu nije razmatran. Na numeričkom modelu brane razina vode je postavljena na visinu preljeva. Rezultati ove analize uspoređivani su s rezultatima promatranja brane, odnosno s rezultatima iz "Izvještaja o rezultatima tehničkog promatranja brane, objekata i tla u području brane i akumulacije u 2014. godini" [25].

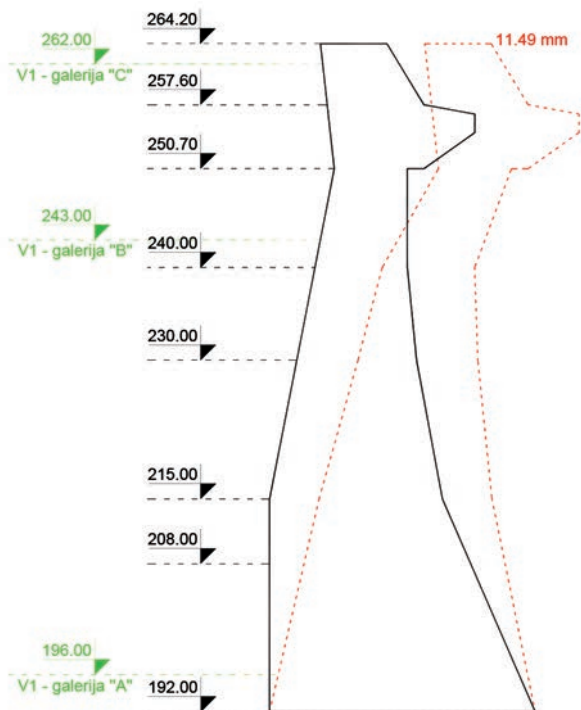
Ustanovljenim monitoringom brane njezino pomicanje prati se metodom inverznih viskova. Pomaci brane praćeni tom metodom izvođe se u tri mjerna profila u lamelama: IV, VII i X, na po tri mjerna mjesta. Na slici 20. prikazana su mjesta na kojima su u tijelo brane postavljeni automatski koordimetri [25].



Slika 20. Uzdužni presjek brane i položaj automatskih koordimetara u tijelu brane [25]



Slika 21. Pomaci brane od vlastite težine i hidrostatičkog opterećenja, uvećano 2000 puta [11]

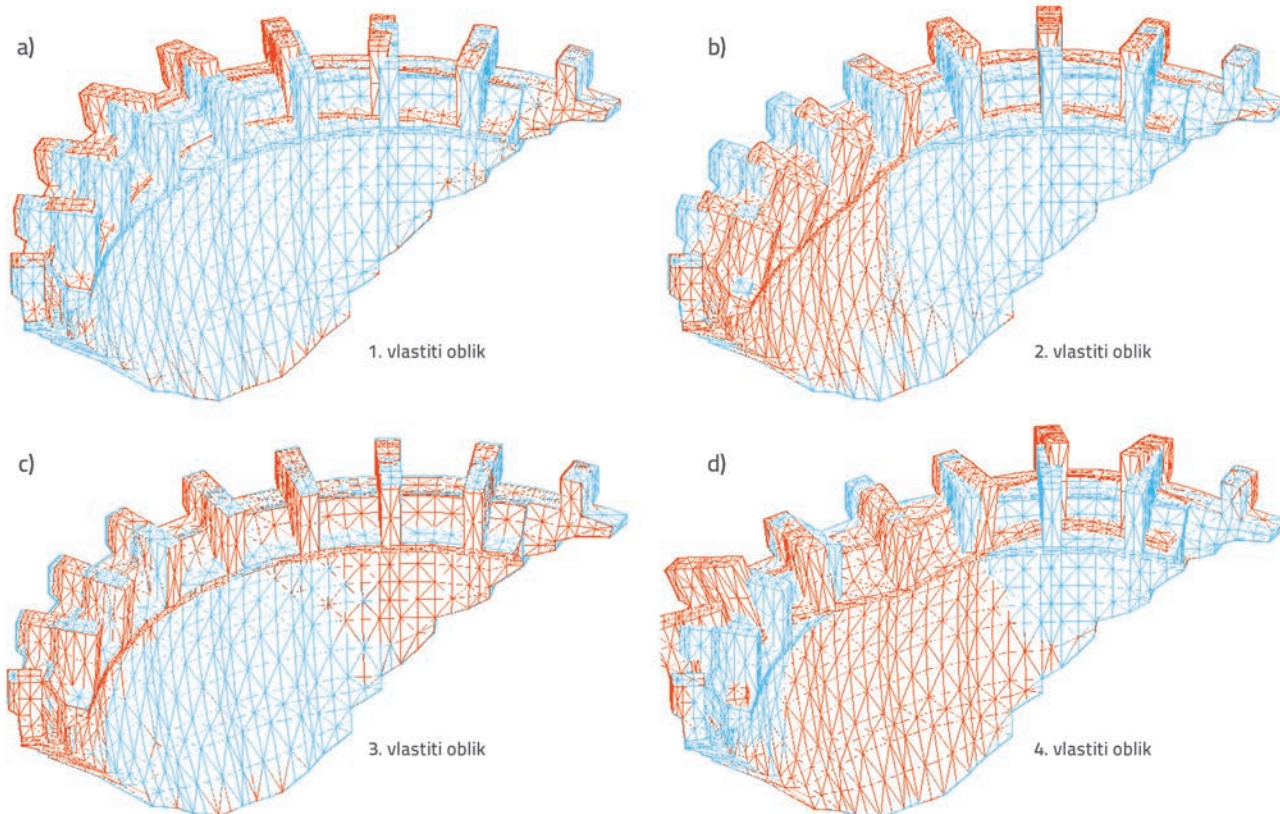


Slika 22. Pomaci brane u kruni – središnja lamela - poprečni presjek, uvećano 2000 puta [11]

Slika 21. prikazuje pomake brane za opterećenje vlastitom težinom i hidrostatičkim opterećenjem, uvećano 2000 puta. Svjetloplavom bojom prikazana je geometrija brane, a tamnoplavom pomak od hidrostatičkog opterećenja pri maksimalnoj koti akumulacije. Na slici 22. prikazani su pomaci brane u središnjoj lameli (lamela VII). Pomaci brane dobiveni preko numeričkog modela (11,49 mm u središnjoj lameli na vrhu) vrlo dobro se slažu s rezultatima pomaka iz "Izveštaja o rezultatima tehničkog osmatranja brane, objekata i tla u području brane i akumulacije u 2014. godini": 11,28 mm [25]. Numerička analiza napravljena s početnim vrijednostima modula elastičnosti, tlačne i vlačne čvrstoće daje nešto veće pomake (15,28 mm, u središnjoj lameli na vrhu), što nije u skladu s izmjerenim vrijednostima. Na ovom jednostavnom primjeru jasno se vidi da je utjecaj starenja, tj. očvršćivanja betona bitan faktor kod analize starijih konstrukcija.

4.6.2. Analiza slobodnih oscilacija brane

Na slici 23., prikazani su oblici slobodnih oscilacija brane, odnosno dana su prva četiri njezina vlastita oblika osciliranja. U tablici 5. dana je usporedba frekvencija prvih pet oblika osciliranja brane dobivenih u ovom radu s onima prikazanim u radu [29]. Plavo je prikazana brana a crveno pomak, tj. modalni oblik.



Slika 23. Dinamička svojstva modela brane - vlastiti oblici osciliranja [11]: a) 1. vlastiti oblik; b) 2. vlastiti oblik; c) 3. vlastiti oblik; d) 4. vlastiti oblik

Tablica 5. Usporedba izračunanih frekvencija brane (ovaj rad) s frekvencijama iz rada [29]

Tonovi osciliranja	Periodi [29]	Frekvencije [29]	Frekvencije (ovaj rad)
1. (prvi)	0,185 Hz	5.409 Hz	5.733 Hz
2. (drugi)	0,180 Hz	5.550 Hz	6.084 Hz
3. (treći)	0,122 Hz	8.188 Hz	7.536 Hz
4. (četvrti)	0,099 Hz	10.123 Hz	7.895 Hz
5. (peti)	0,092 Hz	10.812 Hz	8.885 Hz

Detaljno uspoređujući rezultate u ovom radu i rezultate iz [29] (analizirano programskim paketom DIANA), vidljivo je da se frekvencije nešto razlikuju, što je i očekivano s obzirom na veličinu i složenost modela, te veličinu okolnog tla i akumulacije zahvaćene modelom. Zanimljivo je da se 1. i 2. vlastiti oblici osciliranja slažu u oba rada uz dobro slaganje frekvencija. Ujedno je frekvencija i forma osciliranja 4. oblika u ovom radu, 7.895 Hz, bliska frekvenciji i formi 3. oblika iz [29], 8.188 Hz. Općenito se može zaključiti da su rezultati vrlo dobro usklađeni s rezultatima danim u [29]. Razlike se mogu pripisati gustoći mreže i samom načinu proračuna vlastitih vrijednosti.

4.6.3. Napomena o konstrukcijskom prigušenju

U metodama direktne integracije jednadžbi gibanja, koja je i ovdje korištena, obavezno se koristi Rayleighovo viskozno prigušenje. Kod njega se matrica prigušenja C izražava kao linearna kombinacija matrica M i K .

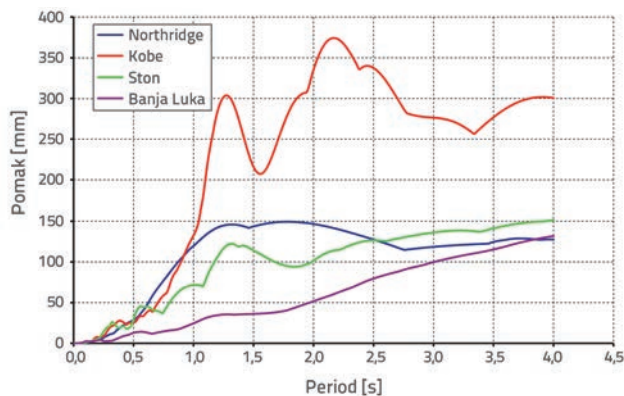
Matrica prigušenja C je uvedena u kontekstu primjene linearnih elastičnih analiza, pa kod provedbe nelinearnih dinamičkih analiza s modelima materijala koji uključuju unutrašnju disipaciju energije, matrica prigušenja C trebala bi obuhvatiti samo onaj dio disipacije energije koji nije obuhvaćen modelima materijala. Ostaje otvoreno pitanje u kojem iznosu treba uključiti viskozno Rayleigh-ovo prigušenje pri uključivanju nelinearnih modela materijala i geometrije. Upravo zbog te činjenice u ovom radu korišteno je viskozno prigušenje od 0,5%, koje simulira "ostale nelinearnosti", jer je nelinearno ponašanje materijala uključeno kroz prethodno izneseni model. Inače, kako je vidljivo iz rezultata, ni pri jakim potresima ne događaju se veće nelinearnosti u brani.

4.7. Dinamička analiza brane HE Jablanica

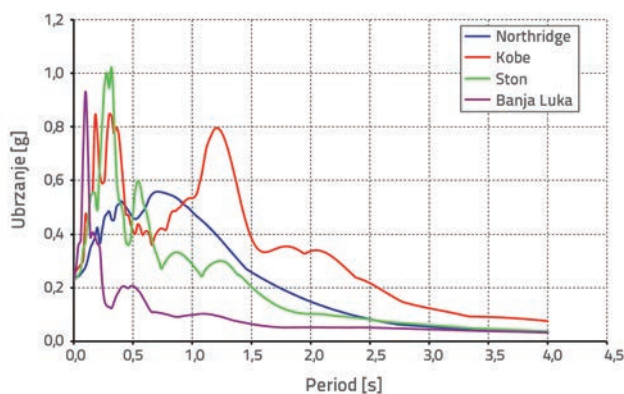
Za određivanje odgovora brane na dinamičku pobudu (potres) izvršena je njezina analiza s četiri potresna zapisa:

- Northridge, California, SAD (1994. godina, magnituda 6.8 Richtera);
- Kobe, Japan (1995. godina, magnituda 6.8 Richtera);
- Ston, Republika Hrvatska (1996. godina, magnituda 5.6 Richtera);
- Banja Luka, Bosna i Hercegovina (1969. godina, magnituda 6.0 Richtera).

Slika 24. prikazuje spektre pomaka, a slika 25. spektre ubrzanja za sve analizirane potrese, uz 0,5-postotno prigušenje. Analiza tih spektara može dati dobru sliku ponašanja konstrukcije i prije provođenja same analize, što će biti komentirano kasnije.



Slika 24. Spektar pomaka za analizirane potrese - 0,5 postotno prigušenje [11]



Slika 25. Spektar ubrzanja za analizirane potrese - 0,5 postotno prigušenje [11]

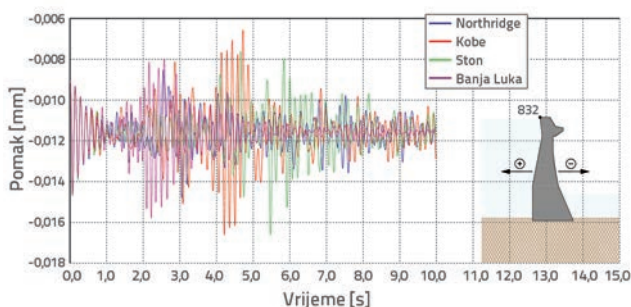
Akcelereogrami svih analiziranih potresa, za potrebe simulacije potresa:

- povratnog perioda od 475 godina skalirani su na 0,23g
- povratnog perioda od 10000 godina skalirani su na 0,54g.

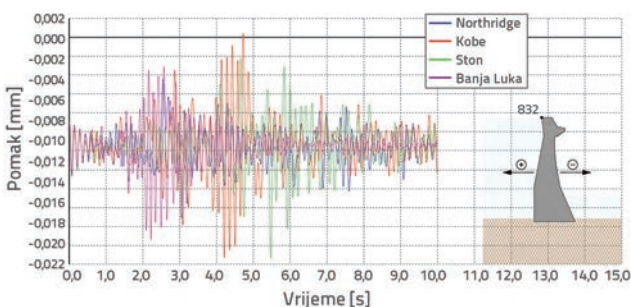
Proračun dinamičkog odgovora brane za sva četiri potresa proveden je za vremenski korak $\Delta t = 0,01$ s, s ukupno tisuću koraka, odnosno praćen je dinamički odgovor brane u trajanju od deset sekundi.

4.7.1. Pomaci i ubrzanja krune brane u vremenu

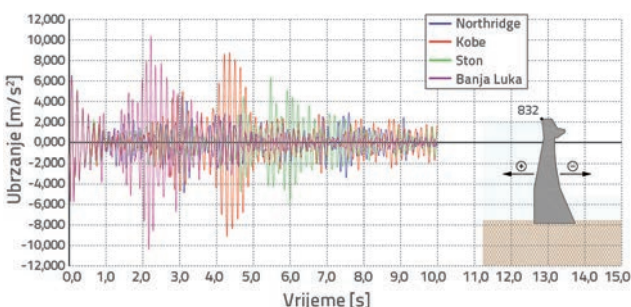
Na slici 26. prikazani su usporedni pomaci krune brane u vremenu, za sve analizirane potrese za maksimalno ubrzanje 0,23g, kad je akumulacija jezera puna, a na slici 27. prikazani su usporedni pomaci krune brane u vremenu, za sve analizirane potrese za maksimalno ubrzanje 0,54g, kad je akumulacija jezera puna. Usporedna ubrzanja krune brane u vremenu, također za punu akumulaciju, prikazana su na slici 28., za sve analizirane potrese za maksimalno ubrzanje 0,23g i na slici 29. za sve analizirane potrese za maksimalno ubrzanje 0,54g.



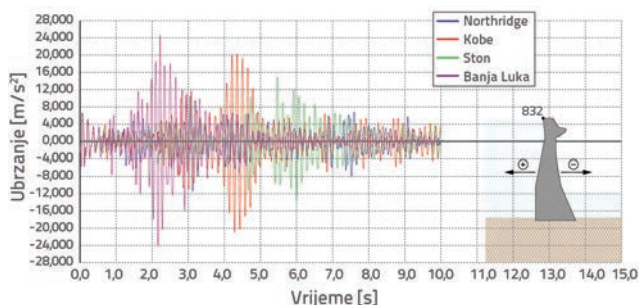
Slika 26. Usporedni dijagram pomaka krune brane u vremenu (čvor 832) za sve analizirane potrese (0,23g) – akumulacija jezera puna [11]



Slika 27. Usporedni dijagram pomaka krune brane u vremenu (čvor 832) za sve analizirane potrese (0,54g) – akumulacija jezera puna [11]



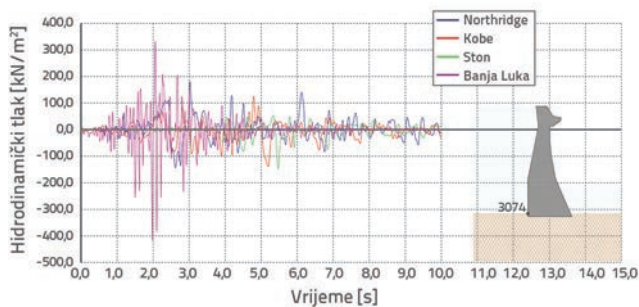
Slika 28. Usporedni dijagram ubrzanja krune brane u vremenu (čvor 832) za sve analizirane potrese (0,23g) – akumulacija jezera puna [11]



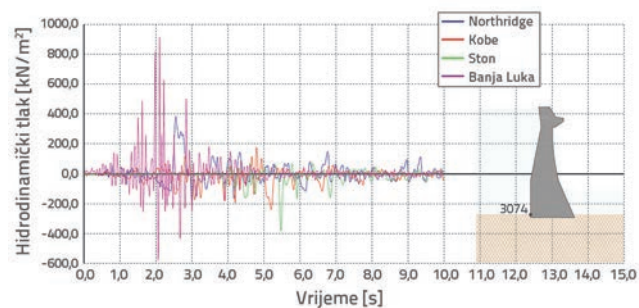
Slika 29. Usporedni dijagram ubrzanja krune brane u vremenu (čvor 832) za sve analizirane potrese (0,54g) – akumulacija jezera puna [11]

4.7.2. Hidrodinamički tlakovi u dnu brane u vremenu

Na slici 30. prikazani su usporedni hidrodinamički tlakovi u dnu brane u vremenu, za sve analizirane potrese za maksimalno ubrzanje 0,23g, kad je akumulacija jezera puna, a na slici 31. prikazani su usporedni hidrodinamički tlakovi u dnu brane u vremenu, za sve analizirane potrese za maksimalno ubrzanje 0,54g, također za punu akumulaciju.



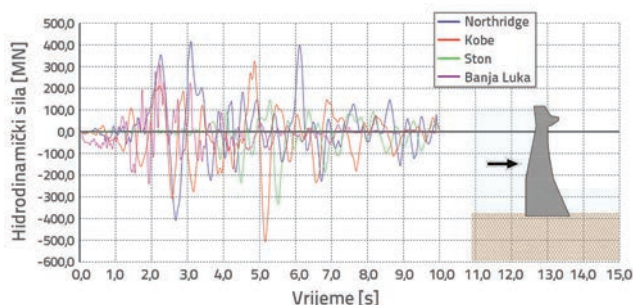
Slika 30. Usporedni dijagram hidrodinamičkih tlakova u dnu brane u vremenu (čvor 3074) za sve analizirane potrese (0,23g) – akumulacija jezera puna [11]



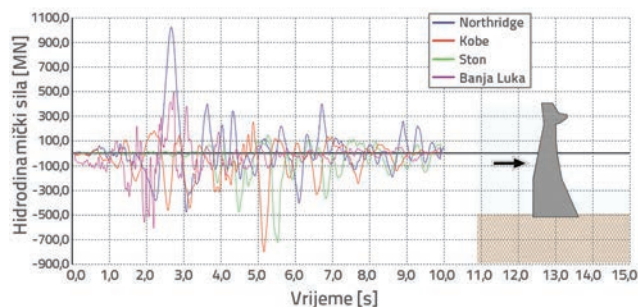
Slika 31. Usporedni dijagram hidrodinamičkih tlakova u dnu brane u vremenu (čvor 3074) za sve analizirane potrese (0,54g) – akumulacija jezera puna [11]

4.7.3. Hidrodinamičke sile na branu u vremenu

Na slici 32. prikazane su usporedne ukupne hidrodinamičke sile na tijelo brane u vremenu, za sve analizirane potrese za maksimalno ubrzanje 0,23g, kad je akumulacija jezera puna, a na slici 33. prikazane su ukupne hidrodinamičke sile na tijelo brane u vremenu, za sve analizirane potrese za maksimalno ubrzanje 0,54g, također za punu akumulaciju.



Slika 32. Usporedni dijagram hidrodinamičkih sila na branu u vremenu za sve analizirane potrese (0,23g) – akumulacija jezera puna [11]



Slika 33. Usporedni dijagram hidrodinamičkih sila na branu u vremenu za sve analizirane potrese (0,54g) – akumulacija jezera puna [11]

4.7.4. Analiza rezultata

Iz akcelorograma, spektara i dobivenih rezultata vidljivo je kako su potresi izabrani za analizu vrlo različiti po periodima, načinu djelovanja i ukupnom efektu koji proizvode na branu. Banja Luka je udarni potres čiji dominantni udar traje oko tri sekunde, zatim se potres naglo smiruje sljedeće dvije sekunde, te slijedi blago podrhtavanje do kraja zapisa potresa. Ovo ima za posljedicu da su hidrodinamički tlakovi za taj potres vrlo skokoviti i trenutačno (u pojedinim točkama brane) dosežu vrlo veliku vrijednost, ali zbrojeno gledajući hidrodinamička sila na branu nije najveća. Potres Northridge, koji je više oscilatoran u odnosu na potres Banja Luka, ima značajno manje pomake i ubrzanja od ostalih potresa, ali daje najveću hidrodinamičku silu. Vidljivo je kako akcelorogram potresa Northridge između 2,5 i 3,0 sekunde vrlo dobro pogađa slobodni period

akumulacije, jer tada proizvodi najveću ukupnu hidrodinamičku silu na branu. No, kako je vidljivo iz dijagrama pomaka, brana to relativno dobro podnosi s maksimalnim relativnim pomakom (mjereno od hidrostatskog stanja) od približno 6,5 mm (za potres skaliran na 0,54g). Potresi Kobe i Ston su negdje između ova dva potresa, što se vidi i po spektru odziva i po rezultatima. Vrlo su zanimljivi rezultati ponašanja brane za opterećenje potresom Banja Luka. Iako se za taj potres dobivaju manje ukupne hidrodinamičke sile na branu, potres za povratni period 475 godina (0,23g) daje pomak od približno 7,0 mm (što je oko 60 % hidrostatskog, uz ubrzanje krune brane nešto veće od g (9,81 m/s²). Potres za povratni period 10000 godina (0,54g) daje pomak od oko 12,4 mm (što je čak malo veće od hidrostatskog, uz ubrzanje krune brane od približno 24,6 m/s², što je gotovo 2,5g. Ovaj potres, uz potres Kobe, daje najveće utjecaje na branu. Zanimljivo je da potres Northridge daje dvostruko manje vrijednosti ubrzanja krune brane za isti nivo amplitude akceleracija.

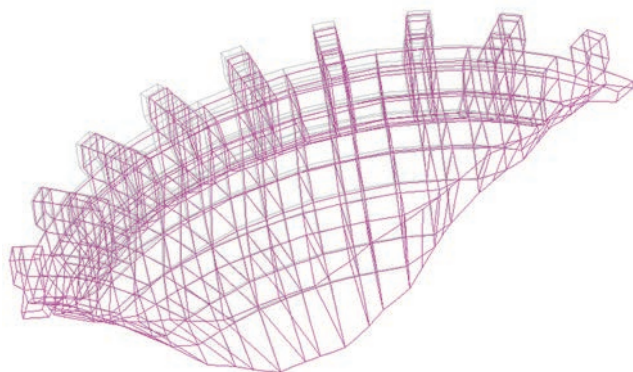
Potres Kobe daje, za povratni period 10000 godina (0,54g), pomak od približno 12,0 mm uz nešto manja ubrzanja krune od približno 20,0 m/s², ali potres Kobe daje najveće pomake krune brane.

Očevidno je da je brana, zbog svoje velike krutosti osjetljivija na brze udarne potrese, dok potresi većih perioda, iako izazivaju veće hidrodinamičke tlakove i hidrodinamičke sile, imaju manji utjecaj na branu.

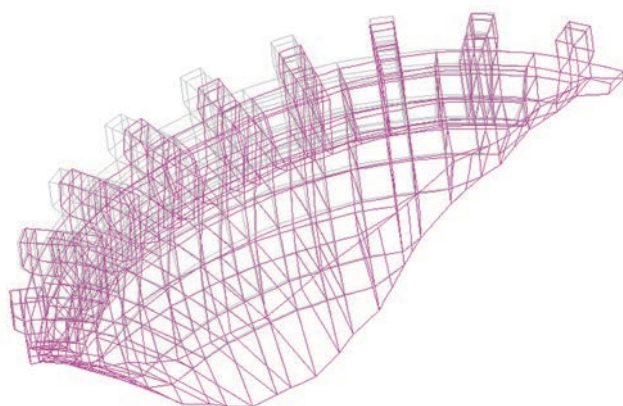
Na dnu brane se javljaju relativno veliki hidrodinamički tlakovi, te je tako za potres Banja Luka, za povratni period 10000 godina (0,54g) tlak gotovo 1000 kPa uz vlak od približno 600 kPa. Hidrostatski tlak na dnu brane je oko 760 kPa, te se ne pojavljuje kavitacija. Prema rezultatima numeričkog proračuna, kavitacija se pojavila u nekoliko točaka na 2/3 visine brane, ali u sasvim malom iznosu i vrlo ograničenom području, pa se to može više pripisati numeričkoj pogreški nego stvarnoj fizikalnoj pojavi. Također važno je uočiti da su ovi iznosi tlaka tzv. vrhovi, a da je srednji iznos tlaka znatno manji, negdje oko ± 200 kPa.

Kako je potres Banja Luka, moglo bi se reći 'domaći potres', tj. potres koji je najvjerojatniji za šire područje brane, u nastavku se koncentriralo na njega te su prikazani odabrani rezultati ponašanja brane u diskretnim vremenskim trenucima.

Slika 34. prikazuje pomake brane opterećene potresom Banja Luka (0,23g), kad je akumulacija jezera puna, u 2,25 sekundi djelovanja potresa, kad je zabilježen najveći pomak od 0,68 cm u negativnom smjeru, tj. nizvodno (pozitivan smjer koordinatnog sustava je postavljen prema akumulaciji). Slika 35 prikazuje pomake brane opterećene potresom Banja Luka (0,54g), također za punu akumulaciju, u 2,25 sekundi djelovanja potresa, kad je zabilježen najveći pomak od 1,24 cm u negativnom smjeru, dakle prema Neretvi tj. nizvodno. Na slici je sivom bojom naznačena osnovna geometrija brane, a ljubičastom pomaknuta brana. Pomaci su uvećani koeficijentom 2000.

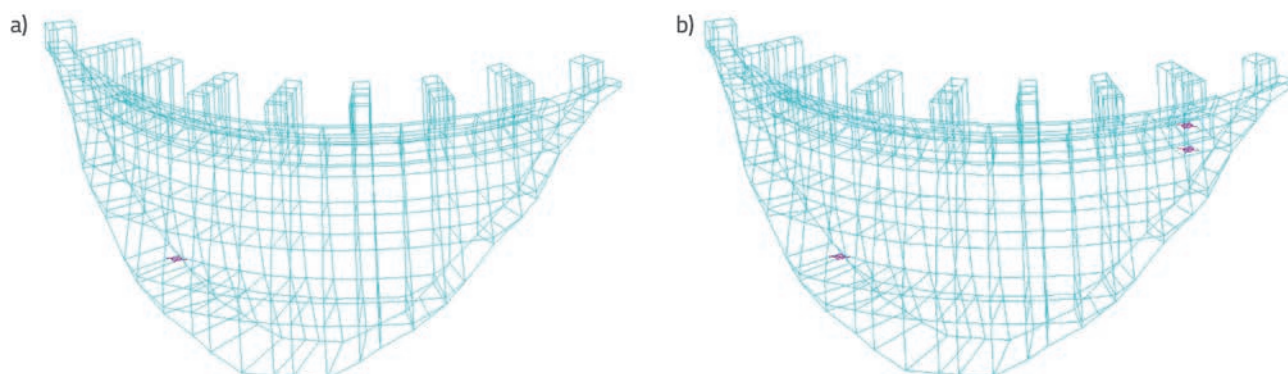


Slika 34. Globalna slika pomaka brane za potres Banja Luka (0,23g) u vremenskom trenutku 2,25 s [11]



Slika 35. Globalna slika pomaka brane za potres Banja Luka (0,54g) u vremenskom trenutku 2,25 s [11]

Na slici 36. prikazan je tijek nastanka pukotina na brani opterećenoj potresom Banja Luka (0,23g), kad je akumulacija jezera puna. Prva pukotina na ekstradosu brane nastala je u 0,02 sekundi djelovanja potresa (slika 36.a). Stanje se nije mijenjalo sve do 2,18 sekunde djelovanja potresa, kad se otvaraju nove dvije pukotine, jedna na ekstradosu i jedna na intradosu brane (slika 36.b). Dakle, ukupno su nastale tri pukotine, dvije na ekstradosu i jedna na intradosu brane.



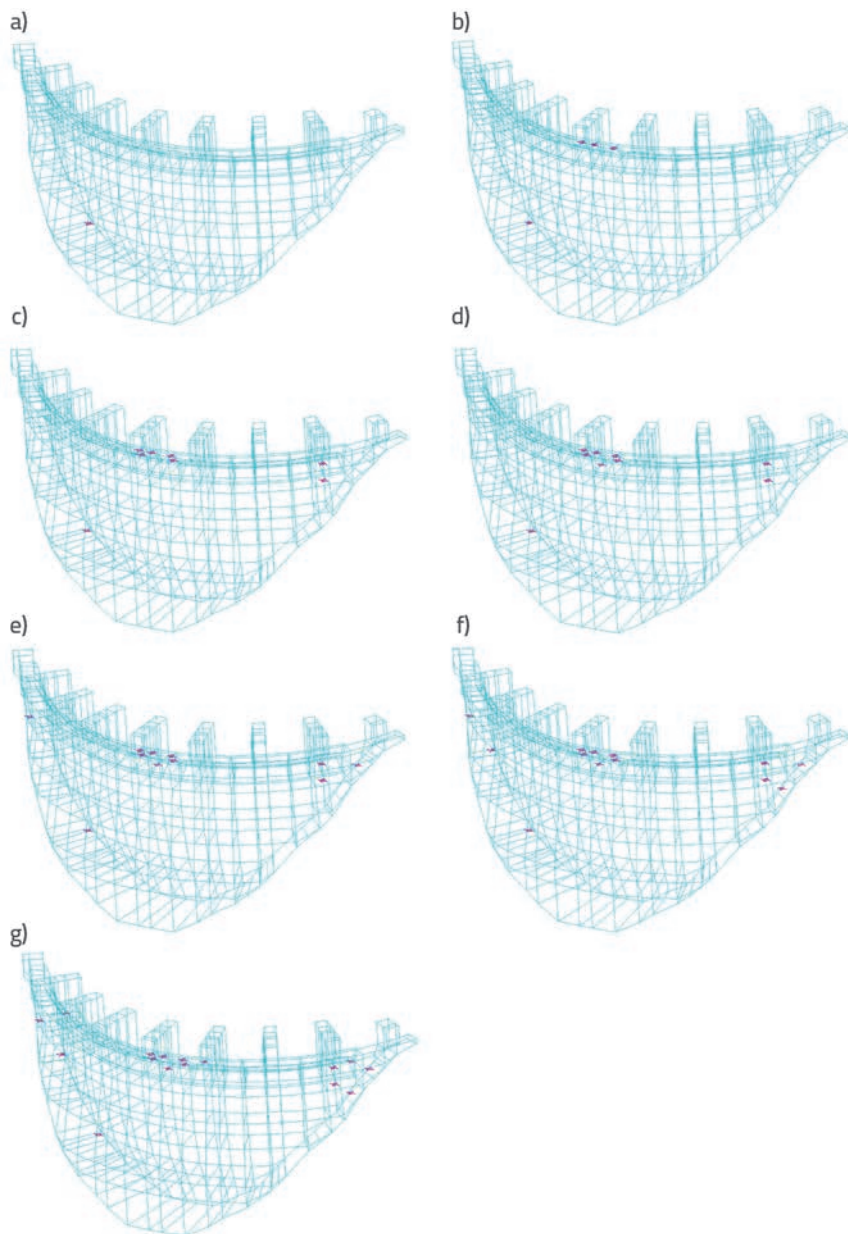
Slika 36. Propagacija pukotina u tijelu brane u vremenu za potres Banja Luka (0,23g) [11]: a) od 0,02 s do 2,17 s; b) 2,18 s - konačno stanje pukotina

Na slici 37. prikazan je tijek nastanka pukotina na brani opterećenoj potresom Banja Luka (0,54g), u slučaju pune akumulacije. Prva pukotina na ekstradosu brane nastala je u 0,02 sekundi djelovanja potresa (slika 37.a). Stanje se nije mijenjalo sve do 2,16 sekunde djelovanja potresa, kad se otvaraju nove tri pukotine na kruni brane (slika 37.b). U 2,17 sekundi djelovanja potresa otvaraju se nove četiri pukotine, dvije na ekstradosu neznatno ispod krune brane i dvije na ekstradosu brane bočno (slika 37.c). U 2,23 sekundi djelovanja potresa otvaraju se jedna nova pukotina na ekstradosu neznatno ispod krune brane (slika 37.d). U 2,42 sekundi djelovanja potresa otvaraju se dvije nove pukotine na ekstradosu na oba boka brane (slika 37.e). U 2,43 sekundi djelovanja potresa otvaraju se dvije nove pukotine, jedna na ekstradosu brane bočno, druga na intradosu brane bočno (slika 37.f). U 2,63 sekundi djelovanja potresa otvaraju se tri nove pukotine, jedna na ekstradosu brane bočno, druge dvije na intradosu na oba boka brane (slika 37.g). Nakon 2,63 sekunde djelovanja potresa nije došlo do otvaranja novih pukotina. Dakle, ukupno je nastalo šesnaest pukotina, deset na ekstradosu, tri na intradosu i tri na kruni brane.

Zanimljivo je da u konačnom stanju (nakon djelovanja potresa) broj pukotina je relativno mali. Ovo se može objasniti s nekoliko činjenica. Ponajprije, iako se po nekim podjelama ova brana svrstava u lučne, njezina relativno mala visina i dimenzije poprečnih presjeka mogu je svrstati u gravitacijsko-lučne brane. Nadalje, početna naprezanja u brani, za hidrostatičko stanje, relativno su mala, tako da potres, čak i onaj za povratni period od 10000 godina, općenito ne uzrokuje ekstremna naprezanja i pukotine.

4.7.5. Neki zaključci vezani za provedenu analizu brane

Analizirajući prethodno provedene numeričke simulacije može se zaključiti da je brana Jablanica općenito sigurna i stabilna građevina i nakon 60 godina intenzivnog korištenja. Određene pukotine koje se javljaju u inspeksijskim galerijama i drugim mjestima na brani više su posljedica lokalnih koncentracija naprezanja oko otvora/proboja, promjena temperature i skupljanja nego opće nestabilnosti brane. Dakako, bolji



Slika 37. Propagacija pukotina u tijelu brane u vremenu za potres Banja Luka (0,54g) [11]: a) od 0,02 s do 2,15 s; b) 2,16 s; c) 2,17 s; d) 2,23 s; e) 2,42 s; f) 2,43 s; g) 2,63 s - konačno stanje

model, koji se planira razraditi u budućnosti, a koji bi uključio usporedbu koda i mogućnost analiziranja znatno većeg broja konačnih elemenata, mogao bi simulirati i inspeksijske galerije i okna, kao i veći broj elemenata po debljini brane, trebao bi dati još precizniji odgovor kakvo je stvarno stanje naprezanja u brani. U svakom slučaju, branu bi po debljini trebalo simulirati bar sa po tri elementa, a veličina konačnog elementa ne bi smjela prijeći 1,0 m.

Ono što bi svakako trebalo uključiti u nekim idućim fazama analize ove građevine jest i bolja simulacija okolnog tla,

ponajprije sa stajališta mogućih rasjeda, spojeva različitih litoloških sredina, i sl. Nadalje, u program bi svakako trebalo uključiti i kontaktne elemente kojima bi se bolje simulirala veza između brane i temeljne stijene.

Rezultati analize, koja je provedena s parametrima betona u kojima je uključeno starenje, vrlo dobro se slažu s rezultatima osmatranja brane [25], kao i s rezultatima studije [29].

Može se reći da je razvijen model "moćan" alat za analizu betonskih brana, a ima izrazitu primjenu kod starijih betonskih brana.

5. Zaključak

Razmatrana problematika simulacije dinamičkog međudjelovanja sustava tekućina-konstrukcija izuzetno je složena, kako je prikazano u radu [11], jer obuhvaća sve aspekte mehanike tekućine i mehanike deformabilnog čvrstog tijela. Problem numeričke simulacije međudjelovanja tekućine i konstrukcije još uvijek predstavlja nedovoljno istraženo područje, koje je još uvijek u intenzivnom razvoju. Ne bez razloga.

Sve veća potreba za pitkom vodom, vodom za navodnjavanje, te potreba za čistom energijom u vidu hidroenergije, intenzivira projektiranje i gradnju novih brana, a također i održavanje postojećih. Intenzivna gradnja brana za hidroenergetske potrebe započela je početkom 20. stoljeća. Brane izgrađene u tom periodu sada su stare više od sto godina. Pitanje njihove sigurnosti je goruća tema u stručnim ali i u političkim i sigurnosnim krugovima.

Model koji je prikazan u radu, a prati razvoj i uključuje zakonitosti

promjene mehaničkih svojstava betona u vremenu (starenje betona), pokazao se vrlo bitan pri analizi upravo starijih građevina (brana). Analizirani primjer simulacije ponašanja stvarne brane u seizmičkim uvjetima potvrdio je valjanost i učinkovitost razvijenog modela i odgovarajućeg proračunskog programa. Praktična primjena ovakvih modela za simulaciju dinamičkog međudjelovanja tekućine i konstrukcije daje značajan doprinos poznavanju stvarnog ponašanja i stvarne sigurnosti kako novih, tako i postojećih brana u dinamičkim/seizmičkim uvjetima.

LITERATURA

- [1] Stojić, P.: Hidrotehničke građevine - Knjiga I., Građevinski fakultet Sveučilišta u Splitu, ISBN 953-6116-09-X, 1997.
- [2] Abrams, D.A.: Design of Concrete Mixtures, Bulletin No. 1 Structural Materials Research Laboratory Lewis Institute, Chicago, pp. 20, 1918.
- [3] Westergaard, H.M.: Water pressures on dams during earthquakes, Transactions, American Society of Civil Engineers (ASCE), 98 (1933) 1835, pp. 418-433
- [4] Seghir, A., Tahakourt, A., Bonnet, G.: Coupling FEM and symmetric BEM for dynamic interaction of dam-reservoir systems, Engineering Analysis with Boundary Elements, 33 (2009), pp. 1201-1210
- [5] Valamanesh, V., Estekanchi, H.E., Vafai, A., Ghaemian, M.: Application of the endurance time method in seismic analysis of concrete gravity dams, Scientia Iranica, 18 (2011) 3, pp. 326-337
- [6] Mircevska, V., Nastev, M., Hristovski, V., Bulajić, I.: Arch Dam-Fluid Interaction Considering Reservoir Topology, Journal of Earthquake Engineering, (2014) 18, pp. 1083-1101
- [7] Bathe, K.J., Hahn, W.F.: On transient analysis of fluid-structure system, Computers and Structures, (1979) 10, pp. 383-391
- [8] Owen, D.R.J., Hinton, E.: Finite Elements in Plasticity, Pineridge Press, Swansea, 1980.
- [9] Zienkiewicz, O.C., Bettess P.: Fluid-Structure Dynamic Interaction and some "Unified" approximation processes, Proceedings of 5th International Symposium on Unification of Finite Element, Finite Difference and Calculus of Variables, University of Connecticut, Connecticut, pp. 119-145, 1980.
- [10] Brzović, D., Šunjić, G., Radnić, J., Harapin, A.: Numerical Model for Fluid-Structure Coupled Problems under Seismic Load, Materials with Complex Behaviour II, Advanced Structured Materials, (2012) 16, pp. 175-198
- [11] Šunjić, G.: Numeričko modeliranje ponašanja betonskih brana pod utjecajem seizmičkih opterećenja, doktorska disertacija, Građevinski fakultet Sveučilišta u Mostaru, Mostar, 2016.
- [12] Galić, M., Marović, P., Nikolić, Ž.: Modified Mohr-Coulomb - Rankine material model for concrete, Engineering computations, 28 (2011) 7, pp. 853-887
- [13] Galić, M., Marović, P., Harapin, A.: Parametric analysis of constant-moment zone length in four point bending of reinforced concrete beams, Materialwissenschaft und Werkstofftechnik, 44 (2013) 5, pp. 449-457
- [14] Galić, M.: Razvoj nelinearnog 3D numeričkog modela armiranih i prednapetih betonskih konstrukcija, Doktorska disertacija, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije u Splitu, Split, 2006.
- [15] Hartwell, J.N.: Alkali-Aggregate Reaction Investigations at Friant Dam, California, Report No. R-90-05, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1990.
- [16] Stanton, T.E.: Expansion of Concrete through Reaction between Cement and Aggregates, Transactions of ASCE, 66 (1940), pp. 1781-1811
- [17] Dolen, T.P.: Materials Properties Model of Aging Concrete, Report DSO-05-05, U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, Technical Service Center Denver, Colorado, 2005.
- [18] Dolen, T.P.: Parker Dam 2005 Concrete Coring - Laboratory Testing Program, Parker-Davis Project, California-Arizona, Lower Colorado Region, Technical Memorandum No. MERL-2005-20, Materials Properties Model of Aging Concrete, 2006.
- [19] Dolen, T.P.: 2005 Concrete Coring - Laboratory Testing Program - Seminole Dam, Kendrick Project, Wyoming, Technical Memorandum No. MERL-2005-3, Bureau of Reclamation Technical Service Center, Denver, 2003.
- [20] Bažant, Z.P., Kim J.K.: Improved prediction model for time - dependent deformations of concrete: Part 1 - Shrinkage, Materials and Structures, 24 (1991), pp. 327-345
- [21] Bažant, Z.P., Kim J.K.: Improved prediction model for time - dependent deformations of concrete: Part 2 - Basic creep, Materials and Structures, 24 (1991), pp. 409-421
- [22] Radnić, J., Matešan, D.: Proračun betonskih ljsaka s uključenjem reoloških svojstava betona, Građevinar, 55 (2003) 1, pp. 1-13
- [23] CEB, Evaluation of the time dependent behaviour of concrete, Bulletin d'Information (1990), pp. 199
- [24] Hrvatski zavod za norme: Eurokod 2, Projektiranje betonskih konstrukcija, dio 1-1, Opća pravila i pravila za zgrade, Zagreb, 2004.
- [25] Javno poduzeće Elektroprivreda Bosne i Hercegovine d.d. Sarajevo, Podružnica "Hidroelektrane na Neretvi": Brana HE Jablanica - Izvještaj o rezultatima tehničkog osmatranja brane, objekata i tla u području brane i akumulacije u 2014. godini, Jablanica, 2015.
- [26] Čerimagić, Đ.: Elaborat o geološkim istraživanjima i ispitivanjima stijenske mase brane Jablanica, Građevinski fakultet Mostar, 2013.
- [27] Univerzitet Džemal Bijedić u Mostaru, Građevinski fakultet: Preliminarna geomehanička ispitivanja uzoraka Jablaničkog gabra, Mostar, 2012.
- [28] Nukić, N.: HE Jablanica - Elaborat o provedenim geološkim istražnim radovima na lokalitetu brane Jablanica, Elektroprivreda BiH, 2009.
- [29] Univerzitet Džemal Bijedić u Mostaru, Građevinski fakultet, Zavod za projektovanje i ispitivanje materijala i konstrukcija: Geofizička ispitivanja bokova i bučnice, provjera stabilnosti brane i nastanka pukotine u C galeriji brane HE Jablanica, Mostar, 2012.
- [30] Travel Bureau of Reclamation's Historic Water Projects, www.nps.gov/nr/travel/ReclamationDamsIrrigationProjectsAndPowerplants/Parker_Dam.html (Aug.8, 2016).
- [31] Reclamation Managing Water in the West, www.usbr.gov/projects/Powerplant.jsp?fac_Name=Seminole+Powerplant, (25 April 2017).