

# OCENA POTRESNE VARNOSTI ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL Z MOČNIMI STIKI (2) – NUMERIČNO MODELIRANJE IN DOLOČITEV POTRESNEGA TVEGANJA

## SEISMIC SAFETY EVALUATION OF PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS WITH STRONG CONNECTIONS (2) – NUMERICAL MODELLING AND SEISMIC RISK ASSESSMENT

prof. dr. Matej Fischinger, univ. dipl. inž. grad.

dr. Miha Kramar, univ. dipl. inž. grad.

izr. prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

IKPIR, Jamova 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK: 519.61/.64:624.012.45:624.042.7

**Povzetek** | S tem prispevkom nadaljujemo serijo člankov, ki obravnavajo potresno ogroženost armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki. Obnašanje takih konstrukcij med potresno obtežbo je odvisno predvsem od obnašanja stebrov, katerih glavna značilnost je velika vitkost.

Za numerični model stebra smo uporabili poseben histerezni model, ki upošteva padanje nosilnosti znotraj posameznega cikla in pri ponovitvah ciklov z enakimi pomiki. Modeliranje padanja nosilnosti lahko pomembno vpliva na oceno potresne varnosti. Potresno varnost smo ocenili z verjetnostno analizo, v kateri smo upoštevali nepredvidljivost potresne obtežbe in druge vire nezanesljivosti. Predlagali smo, da se uporabi metoda, pri kateri kapaciteto konstrukcije izrazimo z intenziteto potresne obtežbe. Z izbrano metodo smo ocenili potresno tveganje za eksperimentalno preizkušeno konstrukcijo in za vse možne variante enoetažnih montažnih hal obravnavanega tipa, ki se lahko pojavijo v praksi.

**Summary** | This contribution is a continuation of a group of papers related to the seismic risk for precast industrial buildings with strong connections. Seismic response of such structures depends mainly on the response of the columns, which are characteristically very slim. A special hysteretic model was employed for the column that is capable of simulating the strength deterioration within a single cycle and the deterioration due to the repetition of cycles with the same amplitude. The modelling of the strength deterioration phenomena can be essential for the seismic risk assessment. Seismic risk was evaluated by means of probabilistic analysis taking into account the randomness in seismic excitations and other sources of uncertainty. A solution strategy, which is based on the intensity measure, has been suggested. A verified probabilistic method was used to assess the seismic risk of the tested structure and of the whole range of the analyzed precast structures, as built in practice.

## 1 • UVOD

V sklopu treh povezanih člankov obravnavamo potresno varnost armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki. V prvem članku (Fischinger, 2008a) smo objavili eksperimentalne rezultate psevdodinamičnih

in cikličnih testov za preizkušane št. 2 (slika 3 v (Fischinger, 2008a)). Odziv vitkih stebrov je bil specifičen, z opaznim padanjem nosilnosti. Če torej želimo verodostojno oceniti tveganje, da se konstrukcija poruši

(kar je končni cilj te raziskave), potrebujemo eksperimentalno preverjen numerični model, ki je sposoben modelirati padanje nosilnosti. Poleg tega mora biti model kar se da enostaven, saj študije potresnega tveganja temeljijo na velikem številu nelinearnih analiz, s katerimi simuliramo razpršenost potresnih zahtev in karakteristik numeričnega modela.

## 2 • MODELIRANJE MONTAŽNIH INDUSTRIJSKIH HAL Z MOČNIMI STIKI

Numerični model montažne industrijske hale smo umerili na podlagi eksperimentalnih rezultatov. Pri tem smo predpostavili, da so stiki v obravnavanem konstrukcijskem sistemu – enako kot v preizkušanih konstrukcijah – dovolj močni, da je zagotovljena togost strešne konstrukcije v vodoravni ravnini. Numerični model takšne enoetažne montažne hale lahko sestavimo iz stebrov, povezanih s togo diafragmo (slika 1). Kot je prikazano na sliki, se posamezni stebri konstrukcije nekoliko razlikujejo v velikosti navpične sile, ki deluje na vrhu stebrov, posledično pa tudi v nosilnosti in deformabilnosti. Ker pa je nivo osnih sil v stebrih montažnih industrijskih hal običajno majhen (pri preizkušanih konstrukcijah  $v_d = 1,2-2,1\%$ ), je razlika v kapaciteti stebrov minimalna, zato lahko konstrukcijo brez večje napake nadomestimo z ekvivalentnim stebrom, s povprečnim nivojem osne sile in povprečno navpično silo (slika 1). Za model ekvivalentnega stebra smo uporabili element s koncentrirano plastičnostjo ob vpetju in predpostavili neskončno upogibno togost stebra nad plastičnim členkom (slika 1). Zasuk v plastičnem členku je tako enak  $\Delta/L$ , kjer je  $\Delta$  premik na vrhu kon-

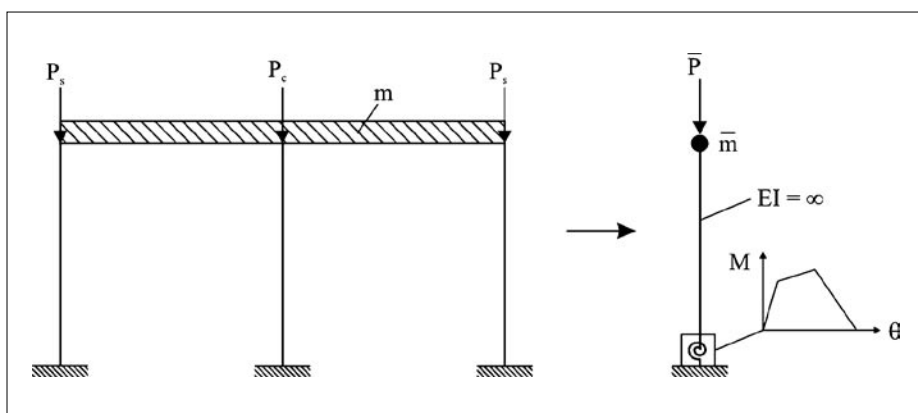
strukcije in  $L$  višina stebra (v nadaljevanju uporabljamo oznako  $\theta = \Delta/L$ ). Modeliranje montažne industrijske hale z močnimi stiki se tako prevede na problem določitve histereznega odziva moment ( $M$ ) – zasuk ( $\theta$ ) v plastičnem členku povprečnega stebra.

Eksperimenti so pokazali, da imajo stebri v enoetažnih montažnih halah (vitki stebri) tudi po doseženi maksimalni nosilnosti še veliko deformacijske kapacitete. Ta dodatna kapaciteta lahko pomembno vpliva na potresno varnost konstrukcije. Če želimo torej verodostojno oceniti tveganje, da se konstrukcija poruši, potrebujemo numerični model za stebre, s katerim lahko opišemo njihovo obnašanje vse do porušitve. Obstaja več postopkov, s katerimi lahko določimo karakteristične točke v histezni ovojnici. Najpogosteje se v ta namen uporablja standardna polanalitična metoda, ki temelji na analitičnem izračunu odnosa moment-ukrivljenost v prerezu in idealiziranem poteku ukrivljenosti vzdolž elementa. S to metodo lahko dovolj natančno določimo zasuk na meji tečenja in pa tudi zasuk pri maksimalni nosilnosti, če upoštevamo eksperimentalne ugotovitve, da so dolžine plastičnih členkov

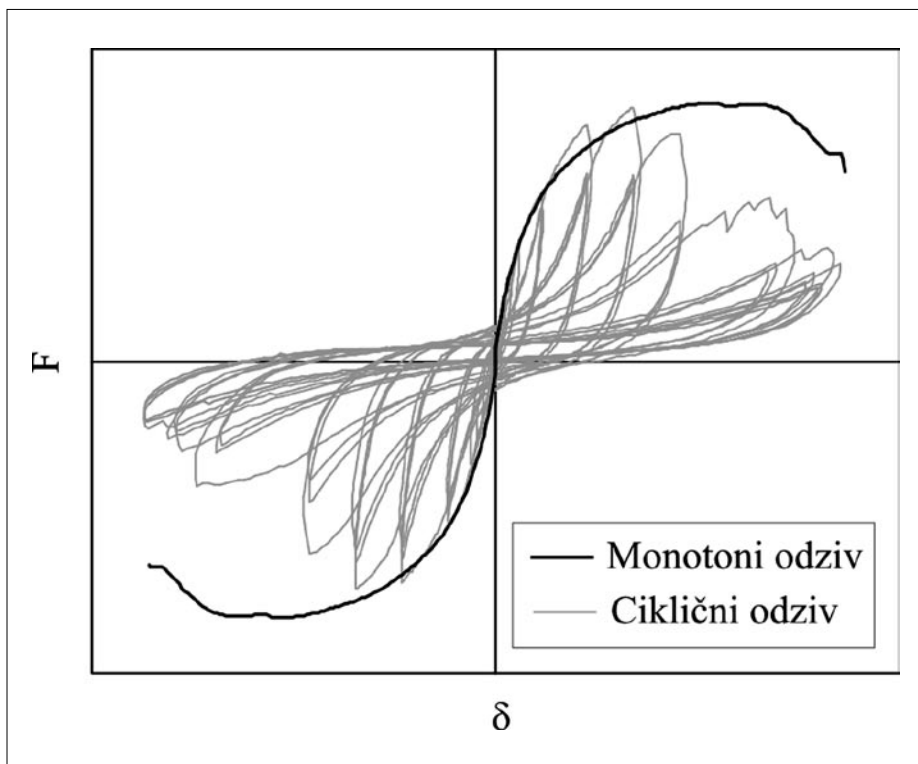
približno enake  $h/2$ , kjer je  $h$  dimenzija stebra v smeri obremenjevanja (Fischinger, 2008a). Vendar pa s standardno metodo običajno ne moremo napovedati odziva v kritičnem območju blizu porušitve, saj takrat osnovne predpostavke o ravnem prerezu (Bernoulli) in popolnem stiku med armaturo in betonom (brez zdrsa) niso izpolnjene. Namesto standardne metode lahko histezni odziv v kritičnem območju določimo z empiričnimi enačbami, ki so dobljene na podlagi rezultatov večjega števila eksperimentalnih preizkusov. V okviru te raziskave smo preizkusili več empiričnih metod in se nazadnje odločili za empirični model, ki ga predlaga Haselton (Haselton, 2006). S tem modelom smo dobili najboljše ujemanje eksperimentalnih in numeričnih rezultatov, poleg tega pa smo lahko modelirali tudi pojav »mehčanja« zaradi ponavljajočih se ciklov, ki smo ga opazili med eksperimenti.

### 2.1 Gredni element, kalibriran za modeliranje globalnih porušitev stebrov

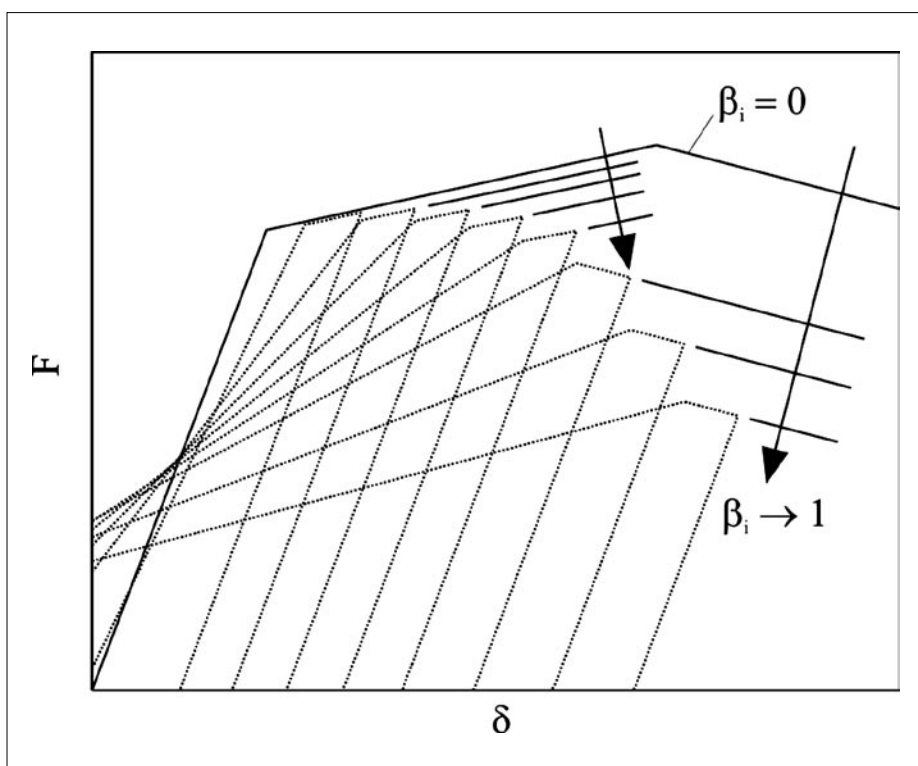
Haseltonov empirični model je osnovan na histeznem modelu, ki ga je razvil Ibarra (Ibarra, 2005). Glavna značilnost Ibarrovega histeznega modela je zmožnost dokaj natančnega modeliranja tako monotonega kot cikličnega odziva z enakimi vhodnimi podatki. Znano je namreč, da je odziv konstrukcije/elementa v splošnem odvisen od poteka obremenjevanja. Na sliki 2 vidimo odziv konstrukcije pri monotoni obtežbi in odziv identične konstrukcije pri statični ciklični obtežbi ( $F$  predstavlja posplošeno silo in  $\delta$  posplošen pomik). Pri monotonom odzivu nosilnost narašča vse do maksimalne nosilnosti, nakar sledi padanje nosilnosti oziroma »mehčanje«. Kot vidimo, pa ciklični odziv ne sledi monotoni ovojnici. Nosilnost v tem primeru pada tudi pri ponovitvah odklonov z enakimi pomiki, kljub temu da maksimalna nosilnost še ni dosežena. Temu pojavu pravimo deterioracija nosilnosti zaradi ponavljajočih se ciklov oziroma ciklična deterioracija nosilnosti.



Slika 1 • Poenostavljeni numerični model enoetažne hale



Slika 2 • Monotoni in ciklični odziv konstrukcije



Slika 3 • Ciklična deterioracija nosilnosti

Običajno ciklično deterioracijo nosilnosti upoštevamo tako, da monotoni in ciklični odziv modeliramo ločeno (uporabimo ločeni

ovojnici za monotoni in ciklični odziv). Nasprotno pa je Ibarra predlagal rešitev, kjer elementu predpišemo osnovno (mono-

tono) ovojnico odziva (predpisana ovojnica je trilinearna, kot je razvidno iz slike 3), ta pa se med obremenjevanjem spreminja (zmanjšuje) glede na disipirano histerezno energijo. Obseg degradacije uravnava energijsko pravilo, ki sta ga razvila Ranhama in Krawinkler (Ranhama, 1993). Pravilo predvideva, da ima vsak element pred obremenitvijo določeno zalogo histerezne energije. Ta zaloga se nato med obremenjevanjem zmanjšuje, kar vpliva na zmanjšanje nosilnosti. Ciklično deterioracijo v odklonu (odklon je polovica cikla)  $i$  opišemo s faktorjem  $\beta_i$ , ki ga izračunamo z enačbo:

$$\beta_i = \frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^i E_j}, \quad (1)$$

kjer je  $E_i$  histerezna energija, disipirana v odklonu  $i$ ,  $\sum E_j$  histerezna energija, disipirana v vseh dosedanjih odklonih (v pozitivni in negativni smeri), in  $E_t$  celotna energijska zaloga elementa.

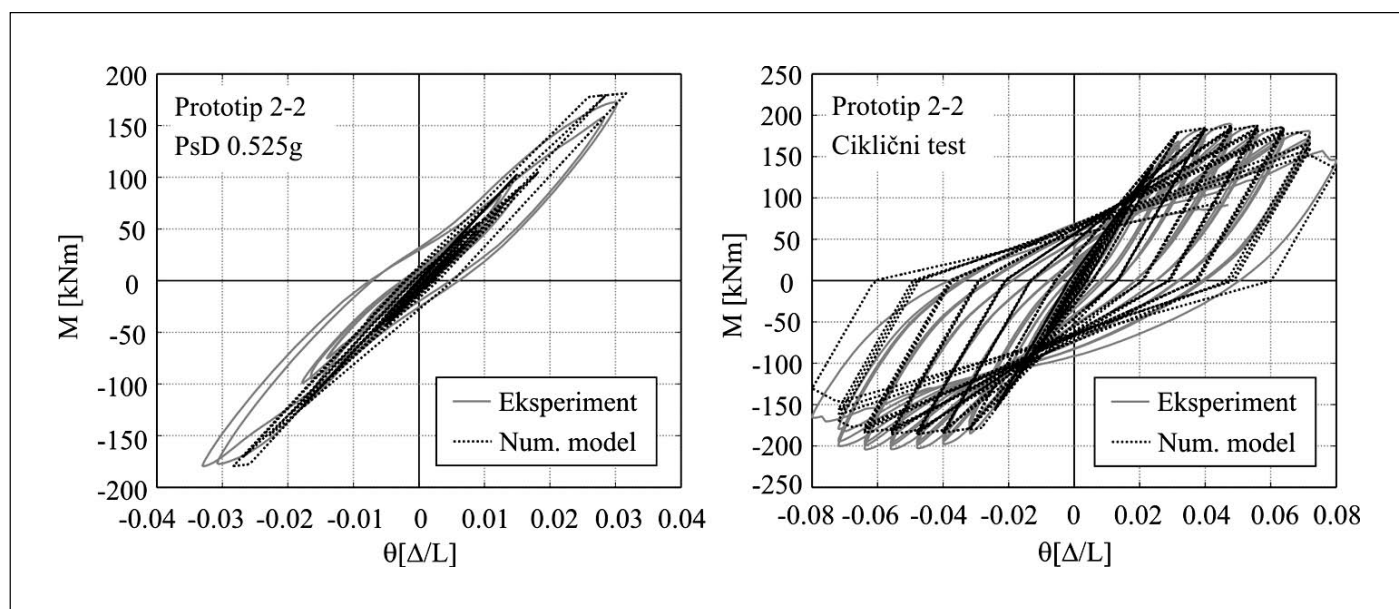
Predstavljajmo si, da nek element (npr. steber) obremenjujemo z enakomerno naraščajočo ciklično obtežbo. V vsakem odklonu  $i$  se zaloga energije v elementu zmanjša za količino  $E_i$ , kar pomeni, da se koeficient  $\beta_i$  nekoliko poveča. Sorazmerno s povečanjem koeficienta  $\beta_i$  se zmanjša ovojnica, ki jo na svoji poti cilja histerezna krivulja (slika 3). V začetku obremenjevanja je vrednost koeficienta  $\beta_i$  enaka 0 (histerezna krivulja cilja nespremenjeno monotono ovojnico), z vsakim novim odklonom pa se zaloga energije manjša, vse dokler koeficient  $\beta_i$  ne doseže vrednosti 1. V tem trenutku je izčrpana vsa zaloga energije, in element se poruši. Na opisani način se zmanjšuje nosilnost tako na območju utrjevanja kakor tudi na območju mehčanja predpisane ovojnice (slika 3).

Ibarrov histerezni model je za osnovo uporabil Haselton (Haselton, 2006) in z njim umeril rezultate 255 preizkusov armirano-betonskih stebrov iz PEER-ove podatkovne baze. Za vsak test je vhodne parametre histereznega modela izbral tako, da se rezultati numerične analize kar se da dobro ujemajo z eksperimentalnimi rezultati. Vhodne parametre in lastnosti stebrov je nato povezal s parametrično regresijsko analizo. Končni rezultat so enačbe, s katerimi izračunamo vhodne podatke za Ibarrov histerezni model (osnovna ovojnica odziva, zaloga histerezne energije) v odvisnosti od lastnosti stebra (indeks strižnega razpona, nivo osne sile, delež vzdolžne in prečne armature, trdnost jekla in betona ...).

Predlagane enačbe v splošnem dobro napovejo odziv vseh treh preizkušancev, izjema je zasuk na meji tečenja. Izmerjeni zasuk na meji tečenja je namreč v vseh stebrih precej večji od empirične ocene, ki jo predlaga Haselton. Napoved je napačna zato, ker empirične ocene temeljijo na preizkusih stebrov z majhnimi indeksi strižnega razpona. Pri teh stebrih je zasuk na meji tečenja praktično neodvisen od višine stebra, kar pa ne velja za vitke stebre, kjer prevladujejo upogibne deformacije, in se zato zasuk na

meji tečenja znatno povečuje z višino stebra. Na podlagi eksperimentalnih rezultatov vseh treh preizkušancev smo zato Haseltonove empirične enačbe, ki se nanašajo na zasuk na meji tečenja, priredili za vitke stebre. Prilagojen postopek modeliranja je podrobno opisan v doktorski nalogi Mihe Kramarja (Kramar, 2008). Na sliki 4 so prikazani numerični in eksperimentalni rezultati prototipa 2-2 pri psevdodinamičnem preizkusu s pospeškom 0,525 g in statičnem cikličnem preiz-

ksu. Prikazan je histerezni odziv  $M-\theta$  v plastičnem členku; v eksperimentalnih rezultatih in numerični analizi smo upoštevali vpliv P-delta. Na sliki 4 vidimo, da numerični model zelo dobro napove globalni odziv konstrukcije in tudi padanje nosilnosti v ponavljajočih se ciklih (ciklični test). Podobno dobro ujemanje smo ugotovili tudi pri ostalih preizkušancih, s čimer smo upravičili uporabo numeričnega modela za parametrično analizo montažnih industrijskih hal (poglavje 4).



Slika 4 • Primerjava numeričnih in eksperimentalnih rezultatov za prototip 2-2

### 3 • METODA ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA

Z dobrim numeričnim modelom lahko dokaj natančno ocenimo kapaciteto konstrukcije pri vnaprej predpisani obtežbi. Vemo pa, da je potresna obtežba slučajna in nepredvidljiva, poleg tega so slučajne tudi ostale spremenljivke, ki se nanašajo na kvaliteto materialov in lastnosti računskega modela. Če torej želimo verodostojno oceniti potresno tveganje za konstrukcije, moramo uporabiti metode verjetnostne analize. V ta namen smo v raziskavi uporabili trenutno zelo razširjeno metodologijo PEER, ki temelji na izreku o popolni verjetnosti dogodka (Cornell in Krawinkler, 2000). Končni rezultat metodologije je verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcije v določenem časovnem obdobju. Glede na cilj raziskave

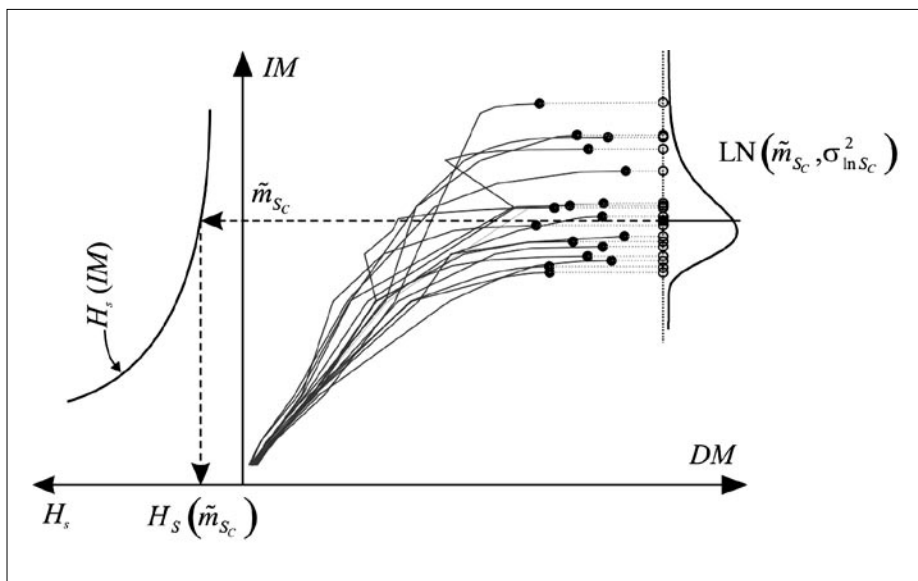
lahko mejno stanje konstrukcije poljubno definiramo. Običajno dinamični odziv konstrukcije računamo z modeli, ki ne zaznajo padanja nosilnosti. V takem primeru mejno stanje napovemo tako, da predpišemo maksimalno vrednost odziva, s katerim merimo poškodovanost konstrukcije. Mera za poškodovanost (angl. Damage Measure/ $DM$ ) je lahko v splošnem poljubna: maksimalni pomik, rotacija, ukrivljenost, deformacija v betonu, jeklu itd. To metodo imenujemo »metoda na osnovi pomikov«. Če pa odziv konstrukcije računamo z modelom, ki vključuje padanje nosilnosti (numerični model enoetažne montažne hale), pa kapaciteto konstrukcije raje izrazimo z mero za intenziteto potresne obtežbe (angl. Intensity

Measure/ $IM$ ; npr. maksimalni pospešek tal, elastični spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času itd.). V tem primeru verjetnost prekoračitve mejnega stanja izračunamo z »metodo na osnovi intenzitete«, ki je opisana v nadaljevanju.

#### 3.1 Metoda na osnovi intenzitete – teoretične osnove

Metoda na osnovi intenzitete je shematično prikazana na sliki 5. Metoda temelji na inkrementalni dinamični analizi (IDA). IDA je serija dinamičnih analiz, s katerimi izračunamo odziv konstrukcije pri različnih nivojih intenzitete potresne obtežbe. Rezultat je krivulja IDA, ki prikazuje odnos med intenziteto ( $IM$ ) in odzivom ( $DM$ ) konstrukcije. Krivulja IDA v splošnem ni monotono naraščajoča, saj lahko pri večji intenziteti potresne obtežbe izračunamo tudi manjšo vrednost odziva konstrukcije. Če za račun IDA uporabljamo





Slika 5 • Shematski prikaz metode na osnovi intenzitete

numerični model, ki ne zazna padanja nosilnosti in ne upošteva geometrijske nelinearnosti (P-delta učinki), je krivulja IDA navzgor neomejena. Nasprotno pa v primeru, ko numerični model upošteva enega izmed obeh pojavov, v krivulji IDA nastopi intenziteta, pri kateri se odziv konstrukcije izrazito poveča na zelo majhnem prirastku intenzitete. Ta pojav predstavlja porušitev konstrukcije in je označen s črno piko na sliki 5.

Posamezna krivulja IDA predstavlja odziv konstrukcije pri izbranem akcelerogramu, bistvo verjetnostne analize pa je v tem, da upoštevamo različne možnosti potresne

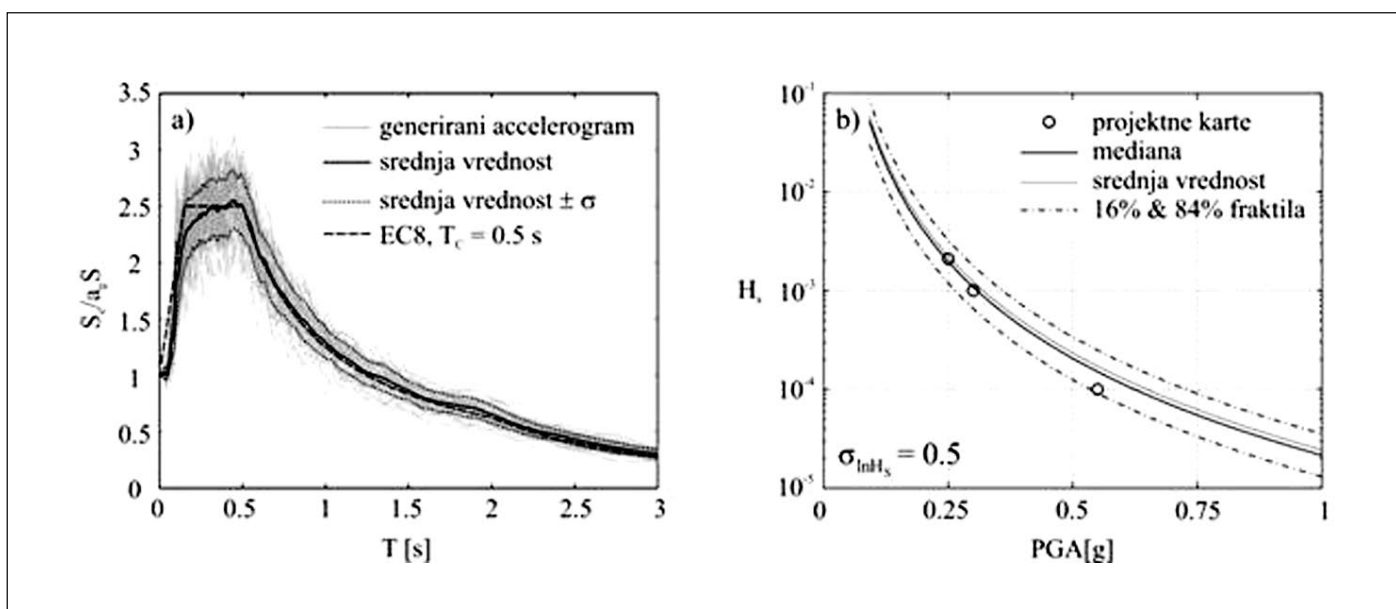
obtežbe in tudi variacijo numeričnega modela v okviru natančnosti modeliranja konstrukcije. Če torej naredimo IDA za različne posnetke akcelerogramov in za različne izpeljanke numeričnega modela, potem za rezultat dobimo večje število krivulj IDA in prav toliko intenzitet, pri katerih se konstrukcija poruši ( $S_c$ ). Slučajnost mejnih intenzitet  $S_c$  zaradi obeh virov nezanesljivosti je ponazorjena z verjetnostno funkcijo na sliki 5. Neodvisno od analize konstrukcije je treba izdelati analizo potresne nevarnosti območja, kjer se konstrukcija nahaja. Slednjo običajno naredijo seizmologi, in sicer ob upoštevanju

tektonskih prelomnic in zgodovine potresov na obravnavanem območju. Rezultat analize potresne nevarnosti je funkcija potresne nevarnosti  $H_s$ , ki pove, kolikšna je verjetnost pojava potresa, s pospeškom, ki je večji ali enak izbrani vrednosti v nekem časovnem obdobju (običajno eno leto).

Verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcije izračunamo tako, da funkcijo potresne nevarnosti pomnožimo z verjetnostno funkcijo ter produkt integriramo po vseh vrednostih intenzitete. Če predpostavimo, da je porazdelitev  $S_c$  logaritemsko normalna,  $H_s$  pa zapišemo v eksponentni obliki, lahko izraz za verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcije analitično izpeljemo (Jalayer, 2003). Dodatno lahko v izpeljavi upoštevamo tudi nezanesljivost funkcije potresne nevarnosti (Jalayer, 2003).

### 3.2 Aplikacija metode na industrijske montažne hale

Metodo na osnovi intenzitete smo uporabili za določitev potresnega tveganja preizkušene montažne konstrukcije in kasneje za vse realno možne enoetažne montažne industrijske hale z močnimi stiki. Za mero intenzitete smo izbrali maksimalni pospešek temeljnih tal (PGA), ki omogoča dobro predstavno o kapaciteti konstrukcije. Variacijo v potresni obtežbi smo simulirali s 50 umetno generiranimi akcelerogrami, ki smo jih generirali tako, da se povprečni elastični spekter odziva vseh akcelerogramov približno ujema z elastičnim spektrom, ki ga za tla B predpisuje EC8 (slika 6a; op.: enak spekter smo



Slika 6 • Normirani elastični spekter umetno generiranih akcelerogramov (a) in funkcija potresne nevarnosti (b)

upoštevali tudi pri dimenzioniranju konstrukcij). Zaradi pomanjkanja natančnejših študij potresne nevarnosti na območju Ljubljane smo funkcijo potresne nevarnosti izdelali na podlagi kart potresne nevarnosti Slovenije. Funkcijo eksponentne oblike smo speljali skozi tri točke projektnega pospeška s povratnimi dobami 475 let (0,25 g), 1000 let (0,3 g) in 10.000 let (0,55 g) za območje Ljubljane (slika 6b).

Poleg slučajnosti, ki izhaja iz zapisov akcelrogramov, smo v analizi upoštevali tudi nezanesljivost numeričnega modeliranja. Rezervno varianco smo izračunali s približno metodo 1. reda, tako da smo vhodne podatke

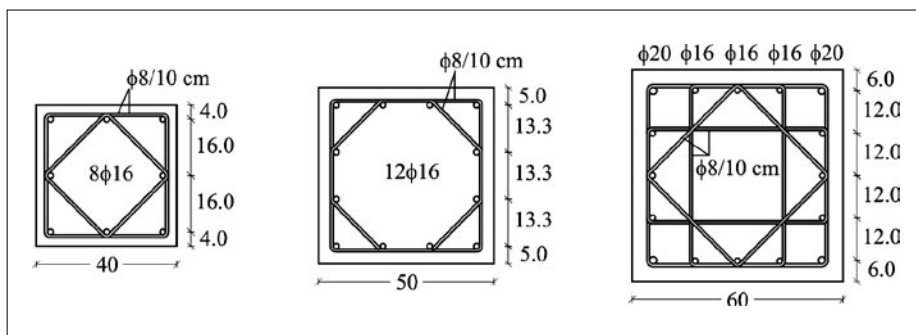
za numerični model (ovojnica histereznega odziva, normalizirana histerezna energija) upoštevali kot slučajne spremenljivke, z raztrosom, ki izhaja iz PEER-ove podatkovne baze (Haselton, 2006). Prednost približne metode 1. reda v primerjavi z metodo Monte Carlo je razmeroma majhno število simulacij, ki so potrebne za oceno variance. To nam je omogočilo, da smo varianco izračunali ne le za preizkušeno konstrukcijo, temveč tudi za vse konstrukcije, ki smo jih obravnavali v parametrični študiji (poglavje 4). Podrobnejši opis metode za oceno variance in rezultati so zbrani v doktorski nalogi Mihe Kramarja (Kramar, 2008).

Verjetnost porušitve, ki smo jo na podlagi opisane procedure izračunali za eksperimentalno preizkušeno konstrukcijo, znaša 0,13 % v 50 letih, kar je razmeroma majhna vrednost. Razlog za precej majhno verjetnost porušitve je majhna masa preizkušancev (9,65 t pri prototipu 2), ki je manjša od običajnih vrednosti v podobnih konstrukcijah, in velika dodatna nosilnost, ki izhaja iz minimalne vzdolžne armature (Fischinger, 2008a). V nadaljevanju smo zato študijo potresnega tveganja razširili na vse realno možne enoetažne montažne industrijske hale s celim nizom možnih mas in pripadajočo armaturo po EC8.

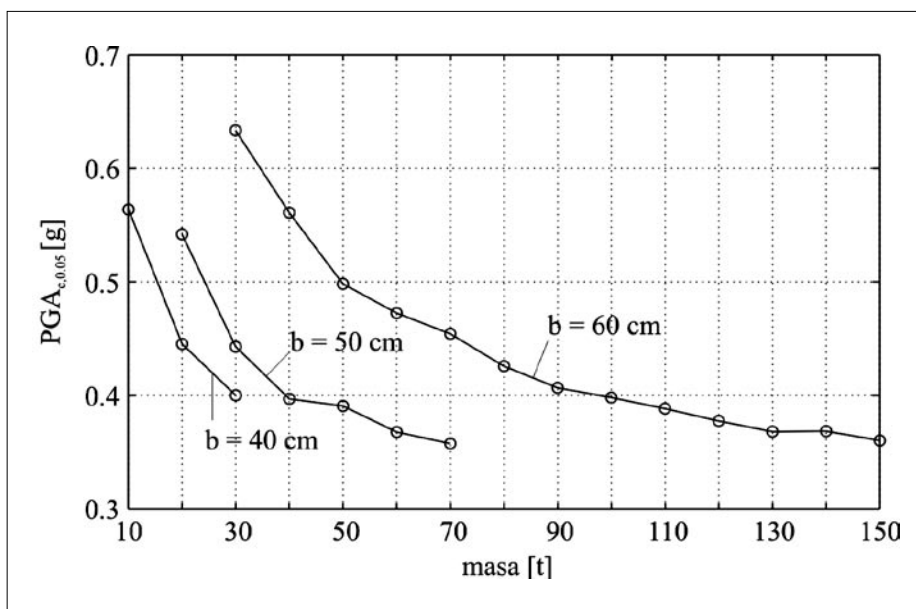
#### 4 • PARAMETRIČNA ŠTUDIJA POTRESNEGA TVEGANJA INDUSTRIJSKIH MONTAŽNIH HAL

Za modeliranje konstrukcij smo uporabili postopek, ki je opisan v poglavju 2. V skladu s tem postopkom smo konstrukcijo modelirali kot ekvivalentni stebler s povprečno maso, ki pripada enemu stebri. Obravnavali smo stebre s pripadajočo maso 10–150 t, s čimer smo zajeli celotni razpon mas v industrijskih montažnih halah, oziroma še nekoliko večji interval (ekvivalentne mase, večje od 100 t niso običajne). Lahko si predstavljamo, da najmanjša masa (10 t) izhaja iz navpične obtežbe 2,5 kN/m<sup>2</sup>, ki deluje na ekvivalentni površini 40 m<sup>2</sup>, največja masa (150 t) pa iz obtežbe 6,5 kN/m<sup>2</sup>, ki deluje na površini 230 m<sup>2</sup>. Obravnavali smo tri simetrično armirane kvadratne prereze s stranicami 40, 50 in 60 cm (slika 7). Razmerje med statično višino in višino prereza je v vseh primerih enako 0,9, višina stebrov pa je enaka kot pri preizkušancih, tj. 5 m. Stebre smo dimenzionirali za potresno obtežno kombinacijo po EC8. Izbrali smo projektni pospešek  $a_{gr} = 0,25$  g in tla kategorije B (trdna zemljina). Potresne sile smo reducirali s faktorjem obnašanja  $q = 4,5$ , ki se originalno nanaša na monolitne okvire z veliko stopnjo duktilnosti (DCH), po najnovejši verziji standarda EC8 (CEN, 2004) pa se pod določenimi pogoji (stebri, povezani v obeh smereh, projektna normirana osna sila v stebrih  $v_d < 0,3$ ) lahko uporabi tudi za enoetažne montažne konstrukcije (EN 1998: 5.1.2).

Izkaže se, da stebri z majhnimi dimenzijami prereza in veliko ekvivalentno maso v skladu z EC8 niso izvedljivi, saj je pri teh stebrih prekoračena zahteva po omejitvi P-delta



Slika 7 • Prečni prerezi stebrov z armaturo po EC8

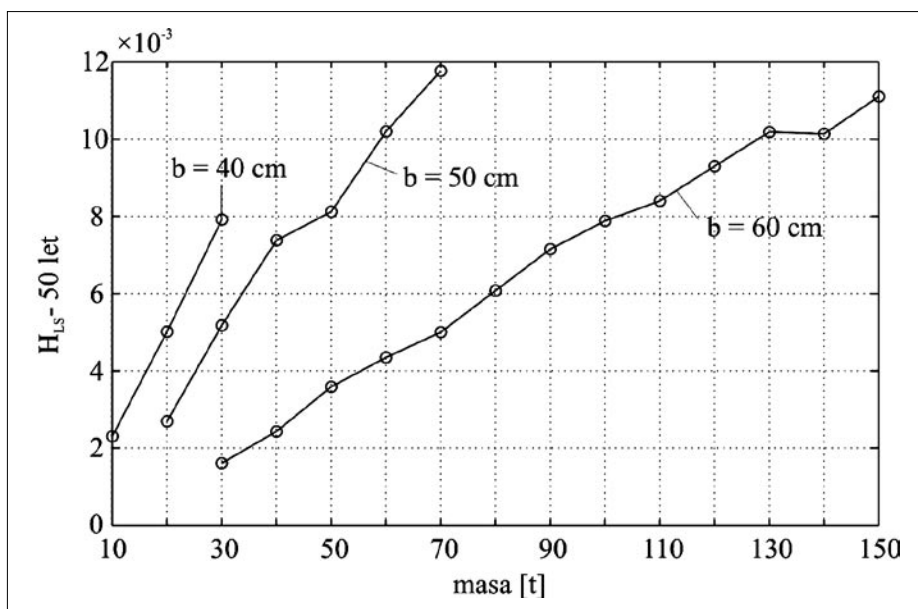


Slika 8 • Mejne intenzitete (5 % fraktila)

učinkov oziroma pomikov (obe zahtevi sta prekoračeni istočasno). Tako lahko stebler s stranico 40 cm obremenimo z maksimalno maso 30 t, stebler dimenzije 50 cm z maso 70 t in stebler dimenzije 60 cm z maso 150 t. Pri stebrih znotraj teh intervalov so ročice notranjih sil glede na obremenitev relativno velike, zato je računsko potrebna vzdolžna armatura v prerezhih majhna. Posledično za prevzem računskega upogibnega momenta v vseh primerih zadošča že minimalni delež skupne vzdolžne armature, ki ga za stebre predpisuje EC8 ( $\rho_{l,min} = 0,01$ ; op.: *minimalni delež vzdolžne armature je bil merodajen tudi pri preizkušanih konstrukcijah*). Zahtevani delež armature smo zagotovili s palicami, ki so prikazane na sliki 7.

Nadalje je zaradi majhne normirane osne sile v stebrih majhen tudi delež računske prečne armature v kritičnih območjih ob vpetju. V tem primeru armaturo določajo konstrukcijska pravila za veliko stopnjo duktilnosti (DCH). Ta pravila so precej rigorozna. Predvsem kritična je zahteva, ki določa maksimalno razdaljo med podprtima vzdolžnima palicama (pri stebrih DCH ta razdalja znaša 15 cm). Zaradi te zahteve je treba v kritičnih območjih stebrov izbrati relativno veliko število stremen. Vsem konstrukcijskim pravilom smo zadostili s stremeni 8/10 cm, razporejenimi v skladu s sliko 7. Po postopku, ki je opisan v poglavju 3.2, smo izračunali potresno tveganje za vse konstrukcije (stebre), projektirane po EC8.

Rezultati – 5 % fraktila mejnih intenzitet ( $PGA_{c,0,05}$ ) in verjetnost porušitve v 50 letih na območju Ljubljane ( $H_{LS,50}$ ) – so prikazani na slikah 8 in 9. Zaradi izbrane minimalne vzdolžne in prečne armature, ki je precej večja od računsko potrebne armature, imajo obravnavane konstrukcije (stebri) veliko rezervno nosilnost. Zato so verjetnosti porušitev – enako kot v primeru preizkušene konstrukcije – relativno majhne. Verjetnost porušitve se povečuje z večanjem mase zato, ker so bili v vseh konstrukcijah stebri enakega prereza armirani z enako (minimalno) armaturo. Zato je bila rezervna nosilnost pri konstrukcijah z večjo maso manjša. Rezultate v diagramih lahko primerjamo s ciljnim vrednostmi zanesljivosti, ki jih predlaga združenje JCSS (Joint Committee on Structural Safety), ki se ukvarja z varnostjo konstrukcij. JCSS loči primere glede na pomembnost objektov in glede na »relativno ceno varnosti«. Pri obtežbah, ki jih ne moremo natančno določiti (nezgodna, potresna obtežba), je namreč cena, ki jo moramo plačati za varnost, veliko višja kot pri običajni obtežbi, kjer so odstopanja majhna (lastna teža). Pri običajni obtežbi si zato lahko »privoščimo« več varnosti kot pri nezgodni oziroma potresni obtežbi. JCSS za srednje pomembne stavbe pri potresni obtežbi priporoča ciljni indeks zanesljivosti 3,3/leto (JCSS, 2001), kar je ekvivalentno verjetnosti 2,5 % v 50 letih. Glede na to, da so verjetnosti porušitev pri vseh obravnavanih primerih veliko manjše od mejne vrednosti, lahko sklepamo, da so konstrukcije (stebri), ki smo jih projektirali po EC8 in pri tem upoštevali vsa minimalna in konstrukcijska pravila za stopnjo duktilnosti DCH, dovolj varne.




Slika 9 • Verjetnost porušitve v 50 letih

## 5 • SKLEP

Izkušnje iz eksperimentalnih raziskav (Fischinger, 2008a) smo uporabili pri izdelavi numeričnega modela za montažne armiranobetonске industrijske hale. Prva ugotovitev, ki smo jo upoštevali, je predpostavka o togosti strešne konstrukcije v svoji ravnini. S tem se numerični model hale reducira na sistem povezanih konzol, v večini primerov (če so stebri v konstrukciji enaki) pa lahko model brez večje napake še dodatno poenostavimo, tako da sistem konzol nadomestimo z ekvivalentnim konzolnim stebrom. Tega

smo modelirali z linijskim elementom, s koncentrirano plastičnostjo ob vpetju, histerezni odziv v plastičnem členu pa smo določili z Ibarrovim histereznim modelom in vhodnimi podatki, ki jih predlaga Haselton. S predlaganim postopkom (Ibarra in Haselton), ki smo ga nekoliko prilagodili za vitke stebre, smo uspeli zelo dobro opisati odziv preizkušanih konstrukcij vse do porušitve. Zelo dobro je opisan globalni odziv in tudi padanje nosilnosti v posameznih ciklih. Umerjeni numerični model smo zato upo-

rabili v nadaljnjih študijah potresnega tveganja montažnih industrijskih hal. Te študije so bile tudi glavni motiv za uporabo relativno zahtevnega numeričnega modela. Pri običajnih postopkih projektiranja tako zahtevnega modela ne potrebujemo, saj so v projektnih stanjih pomiki omejeni z vrednostmi, ki so precej manjše od vrednosti, kjer se pojavi značilno zmanjševanje nosilnosti. V teh primerih lahko za določitev histerezne ovojnice uporabimo standardno metodo na osnovi idealiziranega odnosa moment-ukrivljenost in empirično določenih dolžin plastičnih členkov, pri čemer pa moramo upoštevati omejitev za ekvivalentno dolžino plastičnega členu, ki smo jo predlagali na



podlagi eksperimentov:  $l_p < 0.5h$  ( $h$  je dimenzija prereza v smeri obremenjevanja). Poleg tega lahko pri običajnih postopkih projektiranja namesto Ibarriovih histereznih pravil uporabimo enostavnejša histerezna pravila (npr. Takedova histerezna pravila). V nadaljevanju smo predstavili metodologijo PEER za oceno potresnega tveganja, ki upošteva slučajnosti v potresni obtežbi in nezanesljivost numeričnega modeliranja. Pri tem smo upoštevali specifične lastnosti montažnih industrijskih hal in predlagali, da se za oceno potresnega tveganja uporabi posebna izpeljava metode, v kateri kapaciteto konstrukcije izrazimo z intenziteto

potresne obtežbe, in ne s pomikom, kot je to narejeno v osnovni različici metode. V zvezi s to metodo smo predlagali tudi vse pomembne parametre in metodo aplicirali na preizkušeno konstrukcijo. Ugotovili smo, da verjetnost porušitve preizkušene konstrukcije znaša 0,1 % v 50 letih, kar je relativno majhna vrednost. V nadaljevanju smo po enakem postopku izračunali verjetnost porušitve za vse realne montažne industrijske hale z različnimi masami in pripadajočo armaturo. Konstrukcije smo projektirali po standardu EC8 in pri tem upoštevali faktor obnašanja  $q = 4,5$ , ki se originalno nanaša na monolitne okvire z veliko stopnjo duktilnosti (DCH),

po najnovejši verziji standarda EC8 pa se pod določenimi pogoji lahko uporabi tudi za enoetažne montažne konstrukcije. Ugotovili smo, da je v vseh primerih merodajen minimalni delež vzdolžne armature in konstrukcijska pravila za prečno armaturo v kritičnih območjih stebrov (DCH). Rezultati so pokazali, da imajo tako projektirane konstrukcije veliko rezervno nosilnost (enako je veljalo za preizkušance) in so zato dovolj varne. Verjetnost porušitve konstrukcij znaša 0,2–1,2 % v 50 letih in v nobenem primeru ne preseže mejne vrednosti 2,5 % v 50 letih. Podrobnejša analiza učinkovitosti standarda bo narejena v 3. članku (Fischinger, 2008b).

## 6 • LITERATURA

- Cornell, C. A., Krawinkler, H., Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. PEER Center News, 4, 1: 1-3, 2000.
- CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1, European Committee for Standardization, 2004.
- Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T., Ocena potresne varnosti armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki (1), Zasnova študije in eksperimentalni rezultati, Gradbeni vestnik, oktober, 2008a.
- Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T., Ocena potresne varnosti armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki (3), Kritična ocena postopkov projektiranja v EC8 in sklepne ugotovitve, Gradbeni vestnik, december, 2008b.
- Haselton, C. B., Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings, Ph.D. Thesis, Stanford University, 2006.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., Krawinkler, H., Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 34, 12: 1489–1511, 2005.
- Jalayer, F., Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments, Ph.D. Thesis, Stanford University, 2003.
- JCSS, Probabilistic model code, Part 1: Basis of design, 12th draft. Joint Committee on Structural Safety, <http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PMC.html>, 2001.
- Kramar, M., Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, FGG, 176 strani, 2008.
- Rahnama, M., Krawinkler, H., Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands, John A. Blume Earthquake Engineering Center Report, 108, Department of CEE, Stanford University, Stanford, 1993.