

MODELIRANJE EFEKTIVNE ŠIRINE PASNICE GREDE ZA NELINEARNO ANALIZO ARMIRANOBETONSKE OKVIRNE STAVBE

MODELLING OF EFFECTIVE FLANGE WIDTH OF BEAM FOR NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAME BUILDING

Jure Žižmond, univ. dipl. inž. grad.

jure.zizmond@fgg.uni-lj.si

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.

matjaz.dolsek@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR)

Jamova 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 519.6:624.012.45

Povzetek | Simulacija nelinearnega odziva konstrukcij na potresno obtežbo je negotova zaradi pomanjkljivih podatkov o potresni obtežbi in nepopolnosti nelinearnih modelov konstrukcij. Eden izmed negotovih parametrov modelov je tudi efektivna širina pasnice grede. V prvem delu predstavljamo različne izraze za določanje efektivne širine pasnice grede, ki jih kasneje analiziramo na primerih gred štirietažnega objekta. Sledi simulacija potresnega odziva obravnavanega objekta za štiri izbrane modele z različnimi širinami pasnic in primerjava z rezultati psevdodinamičnega eksperimenta. Izkaže se, da ima modeliranje efektivne širine pasnice grede lahko precejšen vpliv na nosilnost in duktilnost konstrukcije. Iz primerjav z eksperimentalnimi rezultati, ki smo jih pridobili iz laboratorija ELSA, zato sklepamo, da je modeliranje grede s pravokotnim prerezom neprimerno za nelinearno analizo potresne odpornosti konstrukcij.

Ključne besede: nosilec, efektivna širina pasnice, nelinearna analiza, armirani beton, okvir, stavba

Summary | The simulation of the nonlinear seismic response of structures is uncertain due to the lack of data regarding the future earthquakes and the imperfection of nonlinear models. One of the uncertain parameter of the structural model is the effective width of the beam flange, which is addressed in this paper. First, several approaches for determination of the beam effective width are presented and analyzed by means of assessing the effective width of beams of the four-storey reinforced concrete frame. The simulations of the nonlinear response of the structure are then presented by taking into account four different values for the beam effective width. The results of simulations are compared with the results of the pseudo-dynamic test. It is shown that the beam effective width could have great impact on the building's strength and ductility. Based on the simulations and results obtained from ELSA laboratory it is shown that the use of the rectangular section of the beam is inappropriate for the seismic performance assessment of such buildings.

Keywords: beam, effective flange width, nonlinear analysis, reinforced concrete, frame, building

1 • UVOD

Obstaja veliko komercialnih programov za analizo in dimenzioniranje konstrukcij, ki omogočajo oceno potresnih zahtev na osnovi linearno-elastične analize. S temi programi je mogoče skoraj poljubno natančno modelirati togost nepoškodovane konstrukcije. Problem se pojavi, če želimo simulirati poškodovanost konstrukcije pri določeni potresni obtežbi. V takem primeru moramo izdelati nelinearen model konstrukcije. Prehod z elastične na nelinearno analizo ni enostaven. Izdelava nelinearnih modelov je namreč bistveno bolj kompleksna in povezana s številnimi negotovostmi, ki so posledica negotovih vhodnih parametrov in kvalitete modelov, s katerimi poskušamo opisati kompleksen nelinearni odziv konstrukcij med potresi. Poleg tega so nelinearne analize časovno zelo potratne, pogosto pa se pojavijo tudi problemi s konvergenco. Posledično je uporaba nelinearne analize večkrat omejena na izbran konstrukcijski detajl. Takšnega pristopa ne moremo uporabiti za oceno potresne odpornosti objektov, saj je uporaba modela celotne konstrukcije pogoj za določitev potresnih zahtev na konstrukcijskih elementih objekta. Zato so se v potresnem inženirstvu uveljavili poenostavljeni nelinearni modeli, ki omogočajo simulacijo odziva celotne konstrukcije vendar vpeljejo dodatne negotovosti. Eden izmed negotovih vhodnih podatkov poenostavljenega nelinearnega modela izhaja iz modela sodelujoče širine plošče, na osnovi katerega v nelinearnem modelu definiramo širino pasnice grede. Ta problem obravnavamo v prispevku na primeru

štrietražne stavbe, ki je bila preizkušena v naravnem merilu v laboratoriju ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) (Negro, 1996), (Fardis, 1996).

Zaradi poenostavljene obravnave problema se v literaturi pojavljajo različni pristopi za določitev sodelujoče širine plošče (npr. (Paulay, 1992), (Pantazopoulou, 1988), (Banchik, 1987), (Hwang, 2000)). Veliko različnih priporočil je podanih tudi v standardih in smernicah za potresno odporno projektiranje konstrukcij ((CEN, 2005a), (CEN, 2005b), (ACI, 2005), (FEMA, 2000), (TSI, 2000), (NZS, 2006)), ki predpisujejo določitev efektivne širine grede na osnovi enostavnih pravil, ki se nanašajo na modeliranje togosti in/ali nosilnosti konstrukcijskega elementa. V splošnem na efektivno širino grede vpliva več dejavnikov, kot so dimenzija stojine grede, debelina plošče, razpetina grede, armatura v plošči in gredi, vrsta obtežbe in velikosti deformacij (jakost obtežbe), vpetost grede in prisotnost gred, ki so postavljene prečno (pravokotno) na obravnavano gredo. Priporočila za določitev efektivne širine pasnice grede (v nadaljevanju efektivna širina) so odvisna od večine naštetih dejavnikov, vendar posamezna priporočila običajno ne upoštevajo vpliva vseh dejavnikov, ki vplivajo na efektivno širino grede. Obsežen pregled modelov za določitev širine pasnice grede je v (Stratan, 2005), kjer je bilo na primeru izbrane stavbe ugotovljeno, da Evrokod 8 in NZS 3101 dajeja podobne rezultate za efektivne širine gred in da so ocenjene efektivne širine pasnic gred največje

po modelu FEMA 356 (FEMA, 2000) in modelu Paulaya in Priestleyja (Paulay, 1992). Na pomembnost upoštevanja primerne širine pasnice vezne grede v stenah z odprtinami so opozorili tudi v (Fischinger, 2006) in (Rejcek, 2011), kjer je za obravnavani primer stenaste konstrukcije pokazano, da mora biti širina pasnice vezne grede najmanj enaka širini prirobne stene. V primeru kratkih gred, kakršne so značilne pri povezovanju sten, se vzpostavi mehanizem tlačene diagonale v stojini in natezne sile v plošči. Nosilnost take grede je lahko precej visoka, kar posledično vpliva tudi na načrtovanje stene (metoda načrtovanja nosilnosti).

V tem članku na kratko analiziramo nekatere modele za določitev širine pasnice grede v okvirnih stavbah. Nato na primeru gred štrietražne stavbe prikažemo razliko v širini pasnic gred, ki smo jih ocenili glede na različna priporočila. V zadnjem delu prispevka vrednotimo vpliv modeliranja širine pasnice grede na potresne zahteve štrietražne armiranobetonске okvirne stavbe, za katero so na voljo eksperimentalni rezultati ((Pinto, 1995), (Negro, 1997a), (Drobnič, 1996)). V ta namen smo izdelali štiri nelinearne modele obravnavane stavbe, pri čemer smo prečni prerez gred, poleg pravokotnega, definirali še glede na priporočila Evrokoda 2, Evrokoda 8 ter na osnovi maksimalnih efektivnih širin pasnic gred, kot so bile izmerjene v eksperimentu. Poudariti velja, da se v prispevku osredotočimo na modeliranje efektivne širine pasnice grede za nelinearno analizo in ne za projektiranje konstrukcij, kot je obravnavano v Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod (Fajfar, 2009).

2 • PREGLED PRIPOROČIL ZA DOLOČITEV EFEKTIVNE ŠIRINE PASNICE GREDE

Običajno se vpliv efektivne širine grede b_{eff} povezuje s pravilno določitvijo povesov ali upogibne nosilnosti prerezov zaradi lastne in stalne obtežbe. V primeru potresne obtežbe s širino pasnice grede vplivamo tako na velikost potresnih zahtev na konstrukciji kot tudi na obliko plastičnega mehanizma. Na voljo je precej priporočil za določitev efektivne širine gred, ki jih v strnjeni obliki predstavimo v preglednici 1, kjer primerjamo priporočila standarda SIST EN 1992-1-1:2005 (v nadaljevanju Evrokod 2) (CEN, 2005a), standarda SIST EN 1998-1:2005 (v nadaljevanju Evrokod 8) (CEN,

2005b), ameriškega standarda ACI 318 (ACI, 2005), agencije FEMA (The Federal Emergency Management Agency) (FEMA, 2000), Paulaya in Priestleyja (Paulay, 1992), novozelandskega standarda NZS 3101 (NZS, 2006) in turškega standarda TS 500 (TSI, 2000). Pomena nekaterih oznak iz preglednice 1 ne podajamo opisno, saj so te oznake razvidne s slik 1 in 2. Za bolj natančen opis modelov je bralec napoten k originalnim dokumentom. Analiza naštetih priporočil za oceno efektivne širine grede pokaže, da so ključni parametri, ki vplivajo na rezultat, višina grede h_b , širine

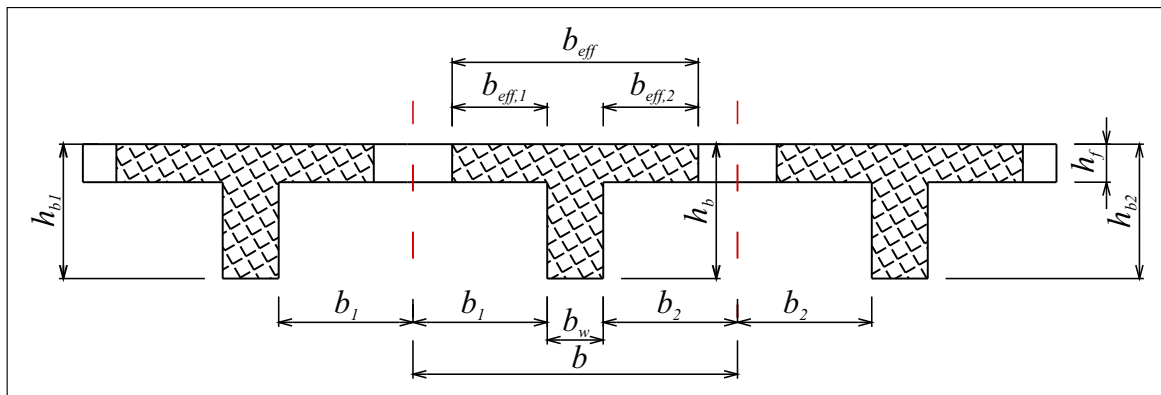
stojine grede b_w , dolžina grede l , razdalja med dvema vzporednima gredama (svetli razpon plošče) $2b_r$, debelina plošče h_r , in lokacija grede v konstrukciji. Standarda Evrokod 2 in TS 500 vključujeta tudi razdaljo l_0 med ničelnima momentnima točkama (slika 2), ki pa jo podata glede na vpliv lastne in stalne teže. Potek momentov v gredah okvira zaradi močne potresne obtežbe je precej drugačen, zato smatramo, da je takšna definicija l_0 neprimerna za potresno analizo konstrukcije, saj se pri močni potresni obtežbi pojavi »žagasta« oblika momentne linije. Zaradi tega je običajno dovolj natančno, da se za l_0 predpostavi polovična dolžina grede $l/2$.

Širina pasnice grede je skoraj po vseh modelih odvisna od dolžine grede in debeline plošče.

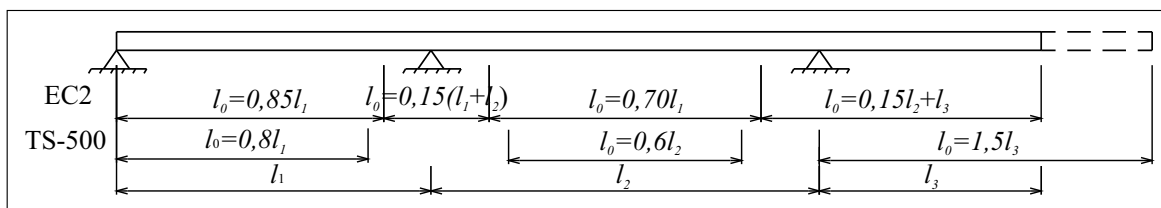
Izjema sta Evrokod 2, ki ne upošteva debelino plošče, in Evrokod 8, ki zanemari tako vpliv dolžine grede kot tudi vpliv razpona plošče pravokotno na obravnavano gredo. Priporočila po Paulayu in Priestleyju ter po novozelandskem standardu NZS 3101 ločeno obravnavajo efektivno širino grede za določitev togosti in upogibne nosilnosti, pri čemer se ločeno obravnava primer, ko je pasnica grede v tlaku ali nategu (pozitivni ali negativni momenti). Model po Paulayu in Priestleyju in model po Evrokodu 8 upošteva tudi vpliv lokacije stebra v florisu, s katerim je greda podprta. Glede na ta dva modela je pomembno, ali je greda podprta z notranjimi oziroma zunanjimi stebri in ali so na stebre priključene tudi grede, ki so postavljene pravokotno na obravnavano gredo. Priporočila za širino pasnice grede po Evrokodu 8 so definirana za določitev upogibne nosilnosti na krajših grede, kar vpliva na prečno armaturo v kritični coni grede in na armaturo stebrov (metoda načrtovanja nosilnosti). Standard tudi definira, da se zgornja armatura v krajnih prerezih primarnih potresnih gred T-ali L-preseka lahko deloma postavi v območju efektivne širine pasnice in ne le v območju širine stojine grede. Turški standard podaja efektivne širine za račun togosti konstrukcije. Priporočila po nekaterih standardih in avtorjih so si podobna. Na primer: standard ACI 318 predpisuje modeliranje enakih širin pasnic gred kot Paulay in Priestley, vendar le za primer ocene upogibne nosilnosti grede, ko je pasnica v tlaku. Novozelandski standard ločeno obravnava primera, ko je pasnica v tlaku ali v nategu, vendar so v primeru določitve efektivne širine grede za račun nosilnosti za tlak in nateg enačbe enake.

Standard	T-prerez	L-prerez
EC2	$b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i} \leq b$ $b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2l_0$ Opomba: Za seizmične analize upoštevamo $l_0 = 0,5 \cdot l$	
EC8	Notranji stebri z gredo, ki je postavljena pravokotno na obravnavano gredo $b_{eff} = \max(b_w; b_c) + 8 \cdot h_f$ Notranji stebri brez grede pravokotno na obravnavano gredo $b_{eff} = \max(b_w; b_c) + 4 \cdot h_f$ Zunanji stebri z gredo, ki je postavljena pravokotno na obravnavano gredo $b_{eff} = \max(b_w; b_c) + \sum b_{eff,i}, \quad b_{eff,i} = 2 \cdot h_f$ Zunanji stebri brez grede pravokotno na obravnavano gredo $b_{eff} = \max(b_w; b_c)$	
ACI 318	$b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i} \leq \frac{l}{4}$ $b_{eff,i} = \min\{8 \cdot h_f; b_i\}$	$b_{eff} = b_w + \min\left\{\frac{l}{12}; 6 \cdot h_f; b_i\right\}$
FEMA 356	$b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i} \leq b$ $b_{eff,i} = \min\left\{8 \cdot h_f; b_i; \frac{l}{5}\right\}$	
Paulay in Priestley	<u>Tlak v pasnici (pozitivni moment)</u> Togost $b_{eff} = b_w + \min\{8 \cdot h_f; (b_1 + b_2)\} \leq \frac{l}{8}$ Nosilnost $b_{eff} = b_w + \min\{16 \cdot h_f; 2 \cdot (b_1 + b_2)\} \leq \frac{l}{4}$ <u>Nateg v pasnici (negativni moment)</u> Za grede ob notranjih stebri $b_{eff} = \min\left\{\frac{l}{2}; b_1 + b_2 + b_w\right\}$ Za grede ob zunanjih stebrih $b_{eff} = \min\left\{\frac{l}{2}; \frac{(b_1 + b_w + b_2)}{2}\right\}$	<u>Tlak v pasnici (pozitivni moment)</u> Togost $b_{eff} = b_w + \min\left\{3 \cdot h_f; b_i; \frac{l}{2}; \frac{l}{24}\right\}$ Nosilnost $b_{eff} = b_w + \min\left\{6 \cdot h_f; b_i; \frac{l}{12}\right\}$ <u>Nateg v pasnici (negativni moment)</u> Za grede ob zunanjih stebrih z gredo pravokotno na obravnavano gredo $b_{eff} = \min\left\{\frac{b_w}{2} + \frac{l}{4}; \frac{b_1}{2} + \frac{3}{4} \cdot b_w\right\}$ Za grede ob zunanjih stebrih brez grede pravokotno na obravnavano gredo $b_{eff} = 2 \cdot b_c$
NZS 3101	<u>Tlak v pasnici (pozitivni moment)</u> Togost $b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i} \quad b_{eff,i} = \min\left\{\frac{l}{16}; 4 \cdot h_f; \frac{h_b}{2}; b_i \cdot \frac{h_b}{h_b + h_{b1(2)}}\right\}$ Nosilnost $b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i} \quad b_{eff,i} = \min\left\{\frac{l}{8}; 8 \cdot h_f; h_b; 2 \cdot b_i \cdot \frac{h_b}{h_b + h_{b1(2)}}\right\}$ <u>Nateg v pasnici (negativni moment)</u> $b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i} \quad b_{eff,i} = \min\left\{\frac{l}{8}; 8 \cdot h_f; h_b; 2 \cdot b_i \cdot \frac{h_b}{h_b + h_{b1(2)}}\right\}$	
TS 500	$b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i}^* \leq b_w + 0,2 \cdot l_0$ $b_{eff,i}^* = \min\{6 \cdot h_f; b_i\}$ Opomba: V potresni analizi upoštevamo $l_0 = 0,5 \cdot l$	$b_{eff} = \max(b_w; b_c) + b_{eff,i}^*$ $b_{eff} \leq \max(b_w; b_c) + 0,1 \cdot l_0$ Opomba: V potresni analizi upoštevamo $l_0 = 0,5 \cdot l$

Preglednica 1 • Formule za določitev širine pasnice gred. Pomen nekaterih oznak je razviden iz slik 1 in 2



Slika 1 • Grafična razlaga pomena nekaterih oznak iz preglednice 1



Slika 2 • Razdalja l_0 med ničelnimi točkami momentov glede na določila standardov Evrokod 2 in TS-500

3 • VREDNOTENJE VPLIVA ŠIRINE PASNICE GREDE NA PRIMERU ŠTIRIETAŽNE ARMIRANOBETONSKE STAVBE

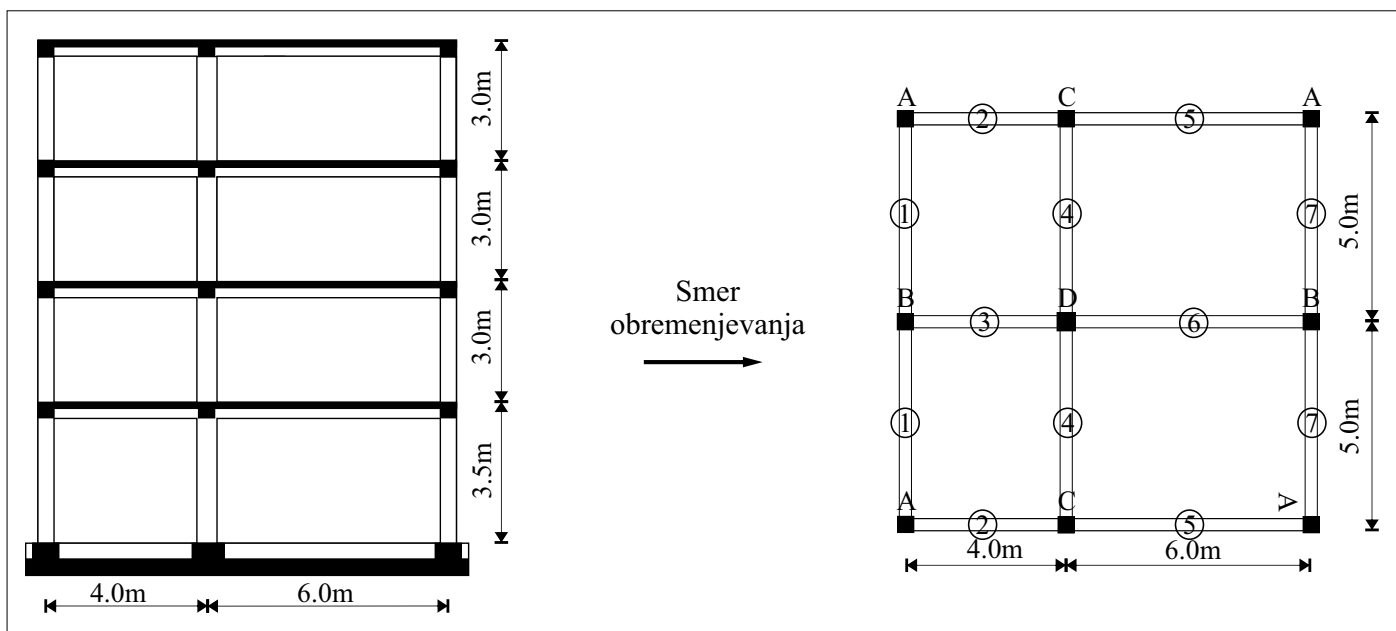
Vpliv efektivne širine grede bomo prikazali na primeru štirietažne armiranobetonske stavbe (slika 3), ki je bila preizkušena v laboratoriju ELSA. Najprej predstavimo obravnavano okvir-

no konstrukcijo in poenostavljen nelinearni model, ki ga bomo kasneje uporabili za potisno analizo in za simulacijo psevdodinamičnega eksperimenta, nato sledi vrednotenje vpliva

efektivne širine pasnice grede glede na različne globalne lastnosti konstrukcije in nekatere parametre potresnih zahtev.

3.1 Opis objekta, psevdodinamičnega eksperimenta in poenostavljenega nelinearnega modela štirietažne stavbe

Armiranobetonska okvirna stavba (slika 3) je bila dimenzionirana v skladu s predstandar-

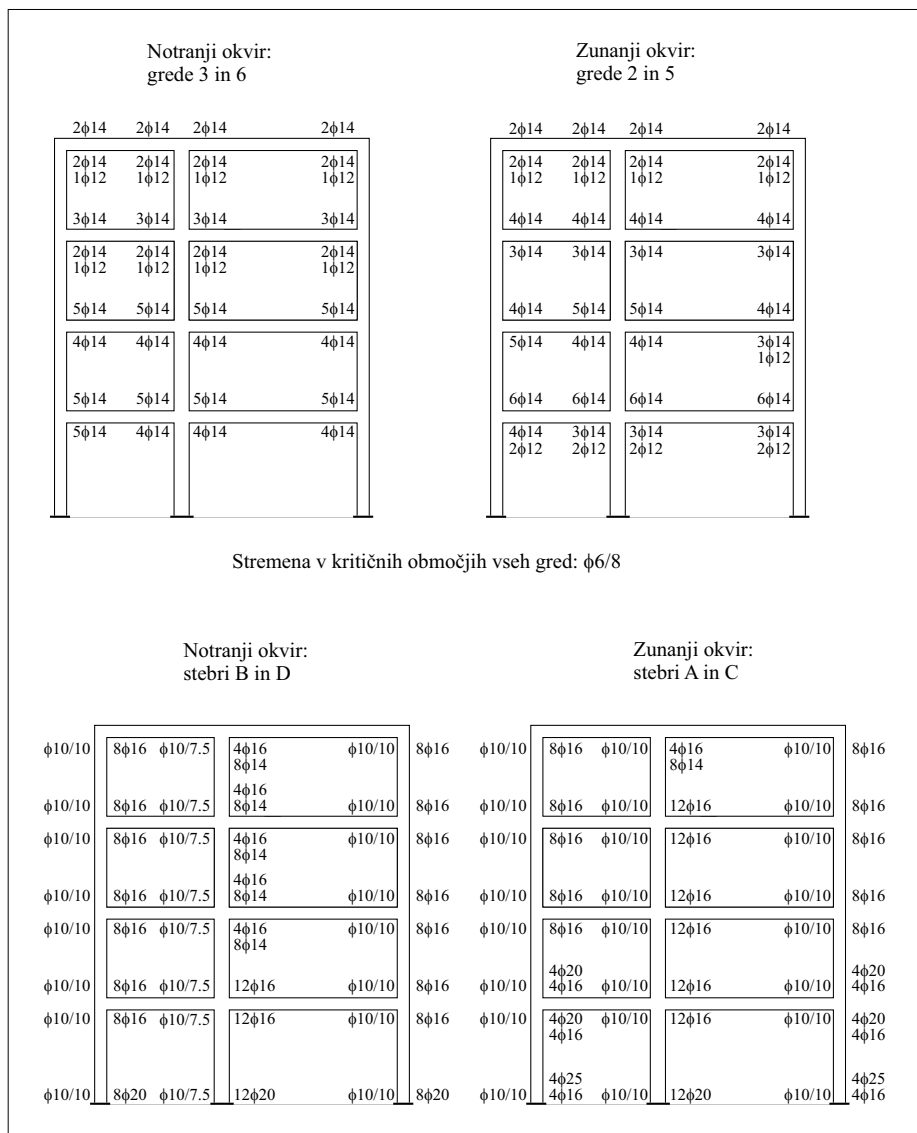


Slika 3 • Prerez in floris ter tipični prerezi gred in stebrov štirietažne stavbe

doma Evrokod 2 (CEN, 1991) in Evrokod 8 (CEN, 1994). Projektni pospešek tal na lokaciji objekta je znašal 0,30 g. Izbrani so bili tla tipa B, visoka stopnja duktilnosti (DCH), faktor obnašanja $q = 5$ in beton kvalitete C25/30 ter armatura S500B. Konstrukcijo sestavljajo trije okviri v vsaki smeri. Zunanji stebri so dimenzij 40/40 cm. Dimenzija notranjega stebra je nekoliko večja zaradi večje osne sile (45/45 cm). Širina in višina gred, pri čemer je všteteta tudi debelina plošče (15 cm), znaša 30/45 cm. Preostala geometrija je razvidna s slike 3. Pri projektiranju sta bili poleg lastne teže nosilne konstrukcije upoštevani še stalna obtežba in koristna obtežba, vsaka vrednosti 2 kN/m². Masa konstrukcije (brez temeljev) je bila ocenjena na 342 ton. Celotna projektna prečna sila je predstavljala približno 16 % teže konstrukcije. Vzdržljiva in prečna armatura v kritičnem območju gred in stebrov za zunanja okvira in notranji okvir, ki so vzporedni smeri obremenjevanja iz eksperimenta, je prikazana na sliki 4.

Za obravnavani primer so na voljo meritve tlačne trdnosti in elastičnega modula betona ter natezne trdnosti jekla. Cilindrična tlačna trdnost betona za posamezne skupine gred je znašala 27,0 MPa do 51,4 MPa. Pripadajoči elastični modul betona je bil v območju med 28,5 GPa (stebri v tretji etaži) in 35,3 GPa (grede v prvi etaži). Trdnost na meji elastičnosti jekla se spreminja v odvisnosti od premera palic, in sicer od 545,5 MPa in 595,7 MPa. Bolj detajlni podatki o konstrukciji in materialu so na voljo drugje ((Drobnič, 1997), (Negro, 1995), (Negro, 1996)).

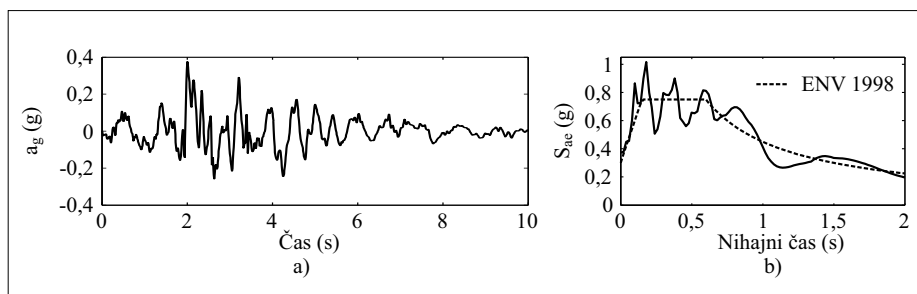
Na konstrukciji je bilo opravljenih več psevdodinamičnih eksperimentov z upoštevanjem akcelorograma (slika 5a), ki je bil generiran na podlagi dejanskega zapisa potresa iz Furlanije (1976), in sicer na način, da se spekter pospeškov približno ujema s spektrom predstandarda Evrokoda 8 za tip tal B (slika 5b). Psevdodinamična eksperimenta na opisani konstrukciji brez polnil sta bila opravljena za maksimalni pospešek tal 0,12 g (test L) in nato še za 0,45 g (test H). Po končanem testu L ni bilo opaziti večjih razpok. Po testu H je bila konstrukcija malo poškodovana. Opaziti je bilo nekaj odprtih razpok v vozliščih gred in stebrov v prvih treh etažah. Med eksperimentom so razpokale prečke v prvih treh etažah in večina stebrov, vendar so se po končanem eksperimentu razpoke zaprle. Maksimalni zamik (etažni pomik) je znašal približno 2,5 % etažne višine. Pred testom in po njem je bil izmerjen tudi nihajni čas konstrukcije. Ta je pred poskusom znašal 0,56 s, po testu H pa



Slika 4 • Vzdržljiva in prečna armatura v kritičnem območju gred in stebrov za okvire, ki so vzporedni smeri analize

1,22 s. Narejenih je bilo še več eksperimentov, ki pa jih tukaj ne obravnavamo. Na primer: v poškodovano konstrukcijo so vgradili opečna polnila po vseh etažah zunanjih okvirov in jo

ponovno obremenili. Sledil je primer variante konstrukcije z »mehko etažo«, saj so odstranili polnila v prvi etaži. Na koncu so vsa polnila odstranili, konstrukcijo delno sanirali in nato

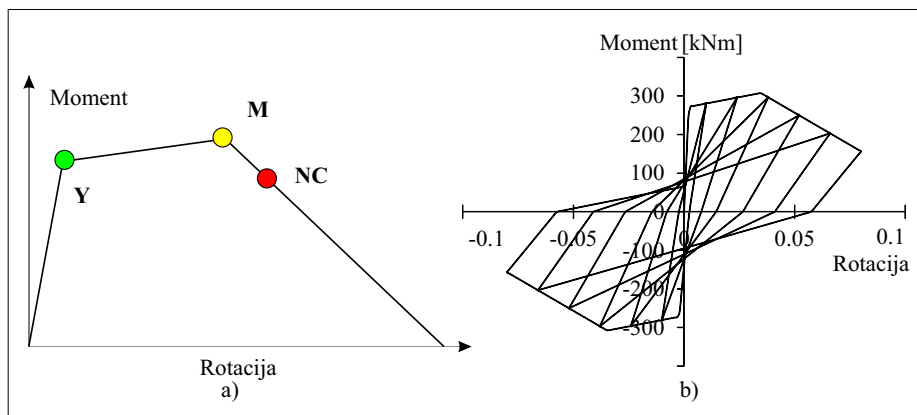


Slika 5 • a) Akcelorogram za psevdodinamični eksperiment in nelinearno dinamično analizo. b) Pripadajoč spekter pospeškov; za primerjavo je prikazan še elastični spekter pospeškov po predstandardu Evrokod 8

ciklično obremenjevali, dokler ni bilo doseženo stanje blizu porušitve (približno 7 % zamika) (Negro 1997b).

Za simulacijo testov L in H ter za druge analize smo izdelali poenostavljen nelinearni model okvirne stavbe, ki ustreza zahtevam Evrokoda 8 za modeliranje nelinearnega odziva stavb. Grede in stebre smo modelirali z elastičnim linijskim elementom s plastičnimi členki na krajišjih elementa. Odnos moment–rotacija v plastičnih členkih je prikazan na sliki 6a. Karakteristične točke odnosa moment–rotacija približno predstavljajo začetek tečenja armature (Y), upogibno nosilnost prereza (M) in stanje blizu porušitve (NC), ki ustreza 80 % upogibne nosilnosti prereza. Momenta M_Y in M_M smo določili na osnovi analize prereza moment–ukrivljenost, pri čemer smo upoštevali srednje vrednosti trdnosti betona in jekla, mejno deformacijo 10 ‰ za jeklo in –3,5 ‰ za beton, elastoplastični odnos med napetostjo in deformacijo jekla ter diagram napetost–deformacija betona, ki je v Evrokodu 2 (CEN 2005a) predpisan za nelinearno analizo. V gredah smo predpostavili, da je osna sila enaka 0. Upogibno nosilnost v stebrih smo določili z upoštevanjem osne sile, ki izhaja iz vertikalne obtežbe (100 % vpliva iz lastne in stalne teže ter 30 % spremenljivega vpliva). Rotacijo na meji tečenja (Y) smo določili na osnovi predpostavke o linearnem poteku ukrivljenosti po elementu in predpostavke, da je pri velikih deformacijah ničelna točka momenta na sredini stebrov in gred. Rotacija NC ustreza priporočilu po Evrokodu 8–3 (člen A3.2.2 standarda SIST EN 1998-3:2005, (CEN, 2005c)). Upoštevali smo, da je γ_{el} enak 1. Na ta način smo dobili oceno za srednje vrednosti rotacij Θ_{NC} . Upoštevali smo tudi, da je armatura konstruirana po Evrokodu 8, zato redukcija rotacije pri mejnem stanju blizu porušitve ni bila potrebna. Za razmerje med rotacijo Θ_M in rotacijo pri popolni porušitvi prereza smo na podlagi eksperimentalnih podatkov izbrali vrednost 3,5. Pri računu upogibne nosilnosti gred smo upoštevali vpliv mrežne armature plošče. Za dinamično analizo smo predpisali OpenSeesov material *Hysteretic* (OpenSees, 2013a) (slika 6b). Koeficient raztežitvene togosti je znašal 0,8.

Vse analize smo opravili z odprtokodnim programom OpenSees (2013b) v kombinaciji s PBEE toolbox (Dolšek, 2010). PBEE toolbox je knjižnica Matlabovih (MathWorks, 2007) funkcij, ki na podlagi geometrije, armature prerezov in drugih karakteristik konstrukcije in njenih elementov pripravi zgoraj opisani poenostavljeni nelinearni model in omogoča procesiranje rezultatov analiz.



Slika 6 • Primer odnosa moment–rotacija v plastičnih členkih stebrov in gred

Zaradi poenostavljenega nelinearnega odnosa moment–rotacija v plastičnih členkih stebrov in gred je treba upoštevati neko začetno, efektivno togost, ki je manjša od togosti nerazpokanega prereza. Po Evrokodu 8 se za efektivno togost lahko predpostavi kar polovična vrednost togosti nerazpokanih elementov, če se ne uporabi bolj natančna analiza razpokanih elementov. Za obravnavani primer stavbe smo izračunali vztrajnostne momente razpokanih prerezov. Ugotovili smo, da znašajo vztrajnostni momenti razpokanih prerezov, če jih izrazimo na težišče razpokanega prereza, med 15 in 20 % vztrajnostnega momenta pripadajočega nerazpokanega prereza. Na primer: vztrajnostni moment razpokanega prereza stebra D v prvi etaži (slika 3), ki smo ga izračunali glede na moment M_Y , znaša 18 % vztrajnostnega momenta nerazpokanega prereza, pri polovični vrednosti M_Y pa 20 % vztrajnostnega momenta nerazpokanega prereza. Vztrajnostni moment razpokanega prereza grede 4 v prvi etaži (slika 3), za katero smo privzeli širino pasnice 130 cm, znaša približno 15 % vztrajnostnega momenta nerazpokanega prereza ne glede na smer obremenjevanja. Iz te analize sledi, da je upoštevanje polovičnega vztrajnostnega momenta verjetno precenjeno. Zato smo v modelu stavbe privzeli polovične vztrajnostne momente v elastičnem elementu, dodatno pa smo modelirali začetno podajnost v plastičnem členu, kjer smo upoštevali rotacijo $\Theta_Y = M_Y \cdot l_o / (3EI)$. Na ta način je efektivna togost v modelu ustrezala približno 25 % togosti nerazpokane konstrukcije, kar je nekoliko več, kot smo izračunali iz analize razpokanih prerezov. Enotna redukcija togosti je za obravnavani primer verjetno upravičena, saj se deleži med vztrajnostnim momentom razpokanega in nerazpokanega prereza bistveno ne razlikujejo po elementih konstrukcije. Nekoliko nižjo vrednost redukcije togosti v primerjavi s tisto, ki izhaja iz analize

razpokanih prerezov, smo predpostavili zaradi neenakomerne razpokanosti prerezov vzdolž elementa.

3.2 Primerjava širin pasnic gred obravnavane stavbe glede na različna priporočila

Za grede, ki so vzporedne s smerjo potresne obtežbe (slika 3), smo izračunali širine pasnic gred v skladu s priporočili iz preglednice 1 (slika 7). Razlike v rezultatih so precejšnje. Največjo širino grede dobimo po priporočilu Paulaya in Priestleyja v primeru, da efektivno širino računamo za nateg v pasnici – ter po priporočilu FEMA 356. Efektivne širine gred 5 in 6 (slika 3) po teh priporočilih se ujemajo z maksimalnimi izmerjenimi sodelujočimi širinami plošč med eksperimentom. Te so med testom H znašale med 70 in 140 cm za zunanje grede (grede 2 in 5 (slika 3)) in med 140 in 260 cm za notranje grede (grede 3 in 6 (slika 3)) (Pinto, 1995).

Širina pasnic gred, določena po standardu ACI 318, je enaka širini pasnic gred glede na priporočila Paulaya in Priestleyja, če gre za določitev nosilnosti grede v primeru pozitivnega momenta (tlak v pasnici). Novozelandski in turški standard dajeta sorazmerno majhne vrednosti širine pasnic gred, kar velja tudi za priporočila Paulaya in Priestleyja v primeru, da računamo togost grede oziroma nosilnost, če je v pasnici tlak. Za grede 3, 5 in 6 so širine pasnic gred po Paulayu in Priestleyju in po novozelandskem standardu primerljive med seboj, če se nanašajo na oceno togosti, ko je pasnica v tlaku. Po drugi strani pa se širine pasnice gred za omenjena modela močno razlikujejo, če obravnavamo primer, ko je pasnica grede v nategu. Za obravnavani primer se izkaže, da so rezultati po Evrokodih 2 in 8 precej podobni, saj je za model po Evrokodu 2 kritično določilo, da mora $b_{eff,i}$ znašati manj kot 0,2 l_o .

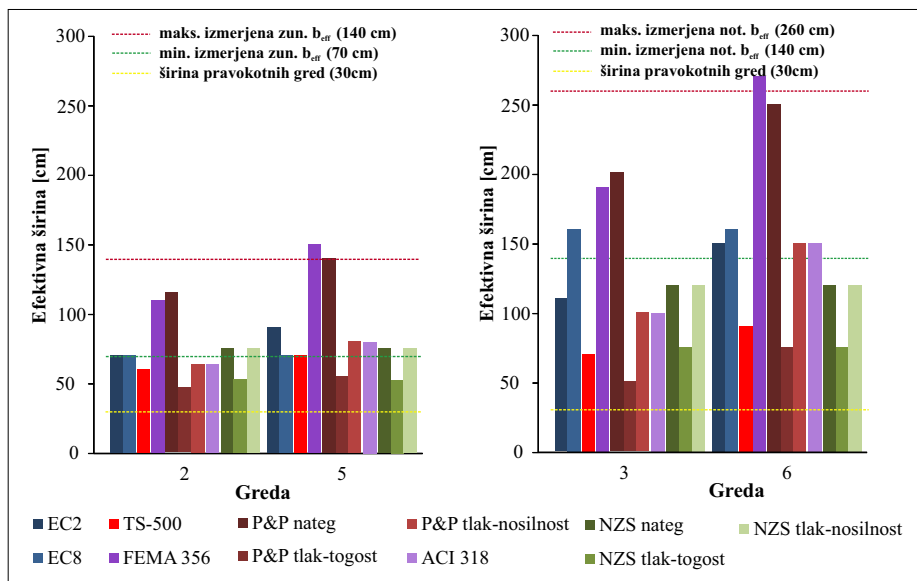
Izmed sedmih priporočil za določitev širine pasnice grede smo izbrali priporočila po Evrokodih 8 (model 1) in 2 (model 2), ki smo jih upoštevali pri izdelavi nelinearnih modelov. Poleg tega smo za primerjavo definirali še dva nelinearna modela, v katerih smo za širino pasnice grede upoštevali maksimalno sodelujočo širino plošče, kot je bilo izmerjeno v eksperimentu (model 3) (Pinto, 1995), ter širino grede (pravokotni prerez grede) (model 4). Na ta način smo definirali štiri nelinearne modele stavb, ki se razlikujejo le po širini pasnic gred. Spisek širin pasnic gred iz nelinearnih modelov je podan v preglednici 2.

3.3 Potisna analiza in poškodovanost konstrukcije za stanje blizu porušitve

Za štiri modele stavbe smo opravili potisno analizo, in sicer za pozitivno in negativno smer obremenjevanja konstrukcije (slika 8), ob predpostavki »modalne« razporeditve vodoravnih sil po višini. Pričakovano smo največjo nosilnost konstrukcije ocenili z modelom 3 (1200 kN), kjer so širine pasnic gred največje (preglednica 2). Z večanjem širine pasnice grede se povečuje tudi nosilnost konstrukcije. Prvenstveno se to zgodi zaradi povečanja nosilnosti grede, saj se upošteva dodatna armatura iz plošče, vendar je lahko večja nosilnost gred izkoriščena le zato, ker so stebri dovolj nosilni. Čeprav je nosilnost stebrov večja od nosilnosti gred, pa je razmerje med nosilnostjo stebrov in gred za model 3 najmanjše, kar posledično vodi do najmanjše globalne duktilnosti konstrukcije.

Nasproten primer je model 4. V tem modelu so upoštevani pravokotni prerezi gred. Posledično je razmerje med nosilnostjo stebrov in gred veliko, kar povzroči veliko globalno duktilnost stavbe ter majhno nosilnost (970 kN). Rezultati na osnovi modelov 1 in 2, kjer upoštevamo širino pasnic gred po standardih Evrokod 8 in 2, so nekje med rezultati modela 3 in 4. Potisni krivulji za modela 1 in 2 sta skoraj enaki, kar tudi ne preseneča, saj so efektivne širine gred za modela 1 in 2 zelo podobne. Nosilnost konstrukcije z upoštevanjem širine pasnic gred po Evrokodih 8 in 2 znaša približno 1100 kN.

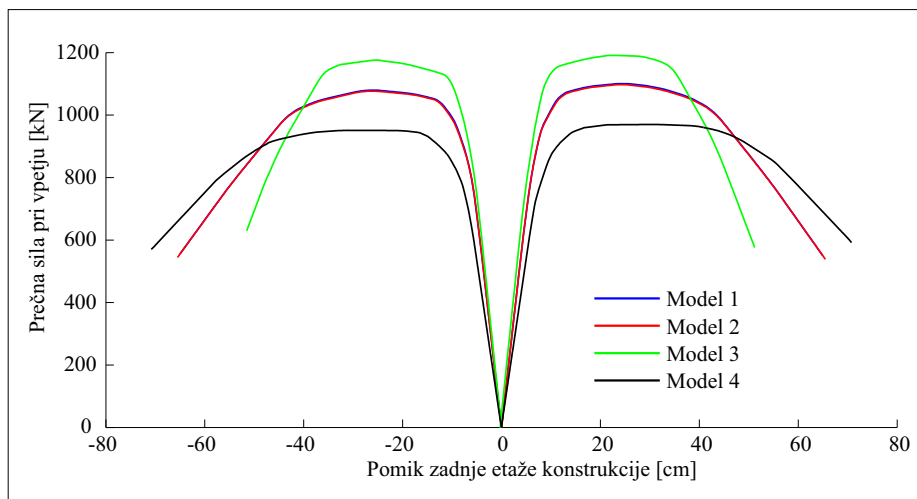
Na sliki 9 je prikazana poškodovanost konstrukcije pri maksimalni sili in pri mejnem stanju blizu porušitve, ki smo ga definirali pri pomiku v postkritičnem območju, ki mu ustreza 80 % maksimalne sile. Vidimo, da so mehanizmi porušitve in posledično poškodovanost za posamezne modele različni. Pričakovano sta poškodovanosti za model 1 in model 2 skoraj identični. Ugoden



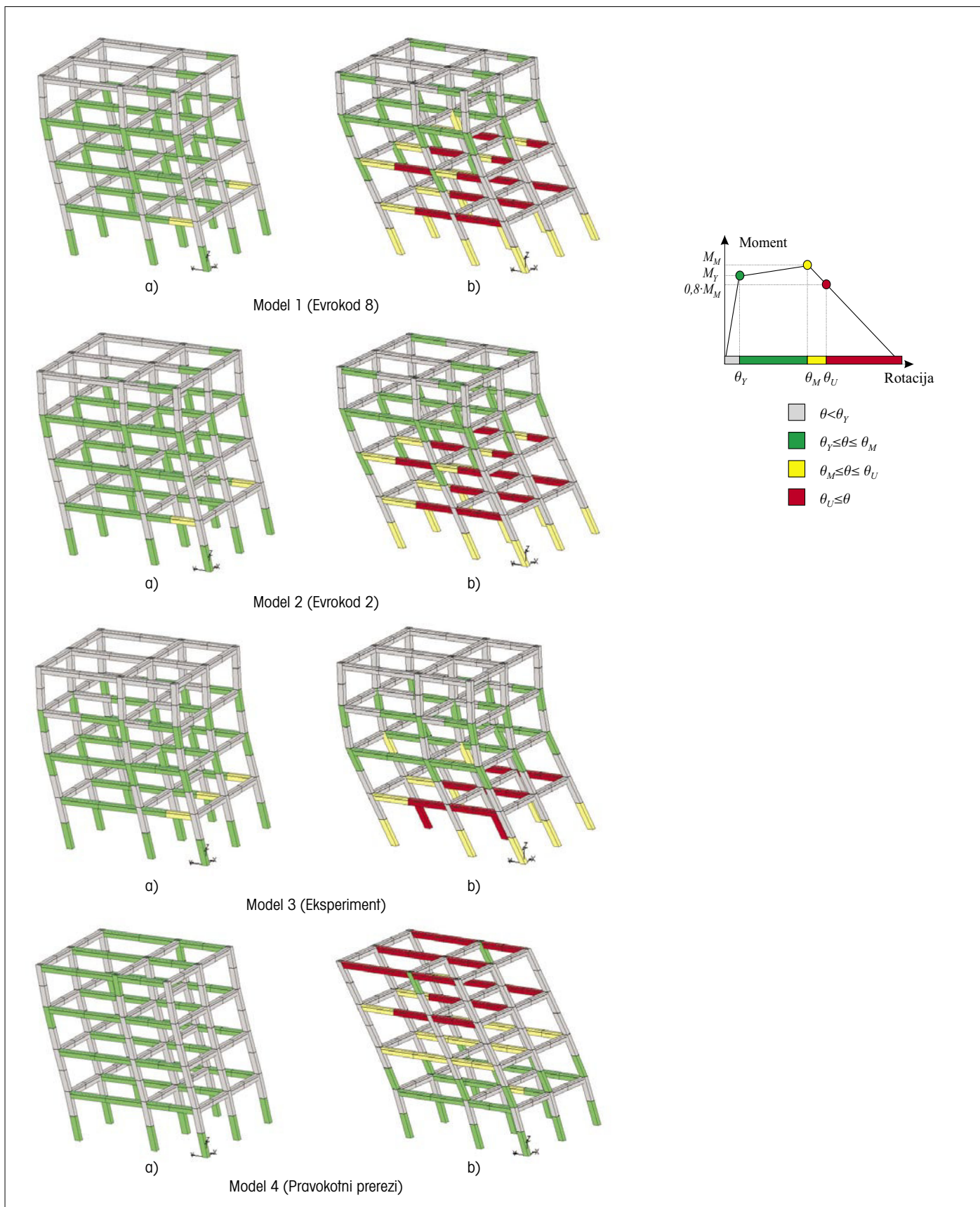
Slika 7 • Primerjava širin pasnic gred 2, 3, 5 in 6 (slika 3) glede na priporočila iz preglednice 1

Greda	Širina pasnic gred b_{eff} (cm)			
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
	Evrokod 8	Evrokod 2	Eksperiment	Pravokotni prerez
1	70	80	140	30
2	70	70	140	30
3	160	110	260	30
4	160	130	260	30
5	70	90	140	30
6	160	150	260	30
7	70	80	260	30

Preglednica 2 • Širina pasnic gred za štiri nelinearne modele obravnavane štirietazne stavbe



Slika 8 • Potisne krivulje za vse variante konstrukcije in za obe smeri obremenjevanja



Slika 9 • Poškodovanost konstrukcije glede na potisno analizo a) pri maksimalni sili in b) pri mejnem stanju blizu porušitve za vse variante konstrukcij.
Opomba: širina pasnic gred zaradi preglednosti ni prikazana

je tudi razpored poškodovanosti, saj se večina gred poškoduje pred stebri. V modelu 3 se plastificira manj gred, saj so v tem primeru grede bolj nosilne. Posledično je deformacijska kapaciteta konstrukcije, ki je ocenjena z modelom 3, najmanjša. Povsem drugačen je mehanizem modela 4. Pri maksimalni sili mejo elastičnosti presežejo praktično vse grede. V nadaljevanju to povzroči veliko duktilnost konstrukcije. Zato razpored poškodovanosti pri stanju blizu porušitve precej odstopa od drugih rezultatov, saj so deformacije v zgornjih etažah celo nekoliko večje kot v spodnjem delu konstrukcije.

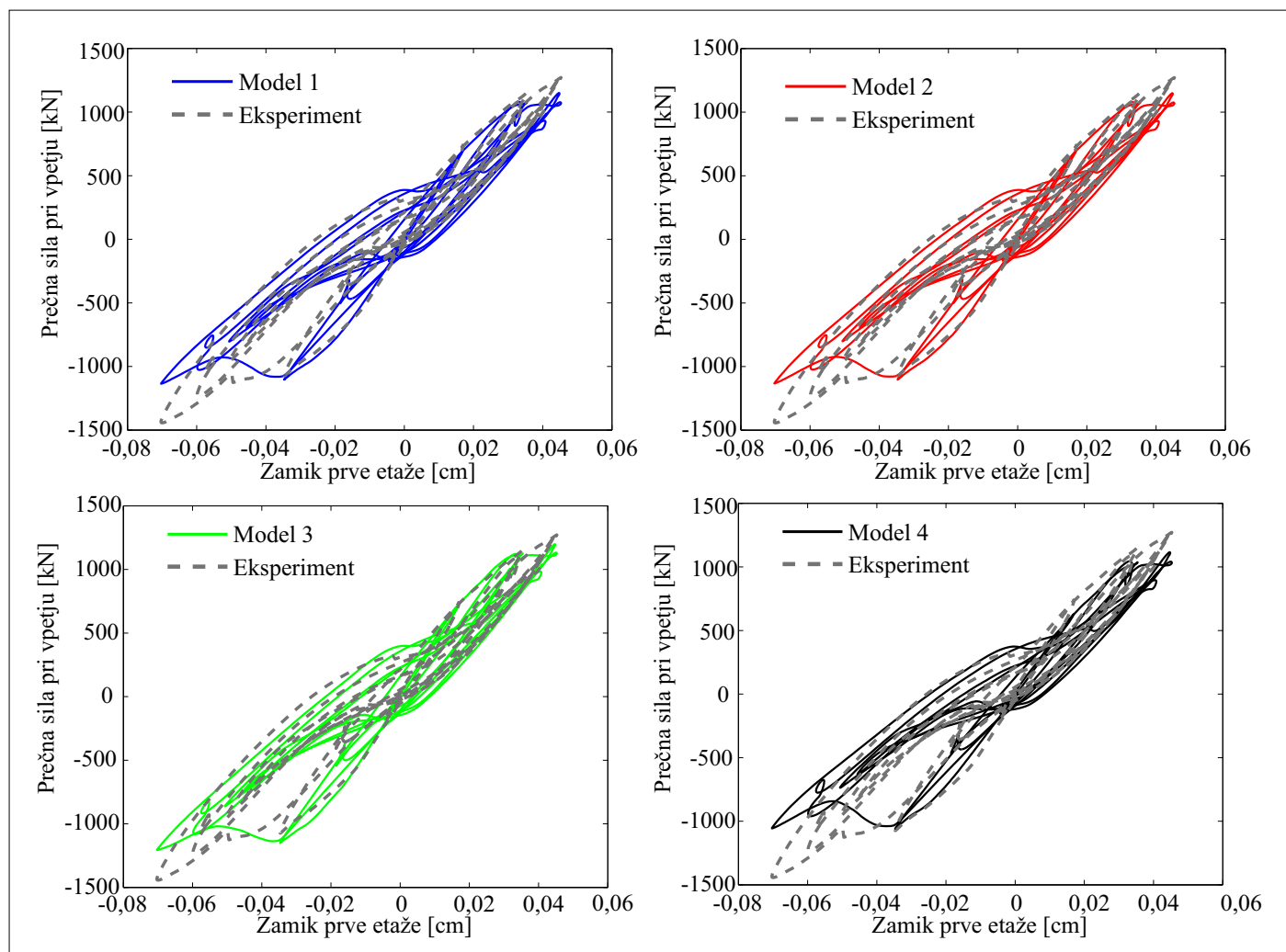
3.4 Simulacija psevdodinamičnih testov L in H

Odziv konstrukcije med testoma smo simulirali na dva načina. Prvi način predstavlja analizo z vsiljenimi pomiki, kot so bili izmerjeni med testoma, kar omogoča odkrivanje pomanjkljivosti

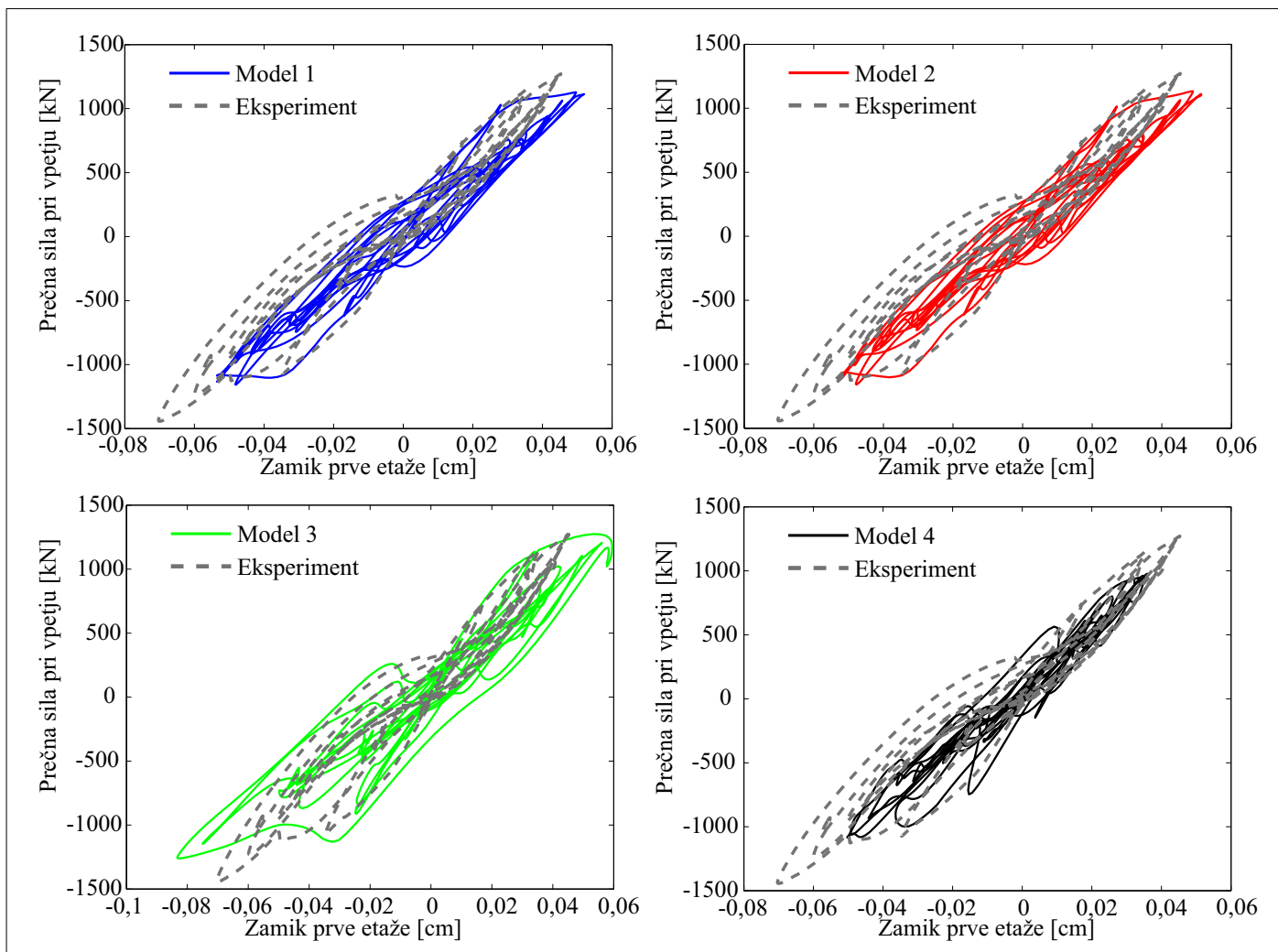
modela v smislu etažnih sil in histerezne energije (Dolšek, 2002). Po drugem načinu pa smo eksperiment simulirali z nelinearno dinamično analizo, ki se običajno opravlja za simulacijo takšnih eksperimentov. Vpliv dušenja smo zanemarili, ker ni bil upoštevan v psevdodinamičnem eksperimentu (Arede, 1997).

Primerjava odnosov med zamikom prve etaže in etažno prečno silo glede na analizo z vsiljenimi pomiki za štiri nelinearne modele in eksperiment je prikazana na sliki 10. Natančnost simulacij lahko s slike ocenimo na osnovi sil, togosti ali oblike histereznih zank, saj so v tem primeru zamiki analize usklajeni z zamiki eksperimenta. Opazimo, da se rezultati glede na prve tri modele nekoliko bolje ujemajo z rezultati eksperimenta, čeprav je nosilnost v vseh primerih nekoliko podcenjena. Podobne pomanjkljivosti modelov so ugotovili tudi nekateri drugi raziskovalci ((Ne-

gro, 1997a), (Arede, 1997)). Nekoliko slabše je ujemanje rezultatov za primer, ko so grede modelirane s pravokotnimi prerezi. V tem primeru je nosilnost še nekoliko manjša, prav tako pa se lahko opazi podcenjenost togosti modela v smeri pozitivnih vrednosti pomikov. V nelinearni dinamični analizi se zgoraj omenjene pomanjkljivosti modelov izražajo drugače. Konstrukcija se odzove glede na akceleroگرامom, ki je bil upoštevan v psevdodinamičnem eksperimentu. Ujemanje rezultatov dinamične analize z eksperimentalnimi rezultati je prikazano na sliki 11. Eksperimentalnim rezultatom se najmanj približamo s simulacijo na osnovi modela 4 (pravokotni prerezi gred). S tem modelom smo zamike precej podcenili. Model 4 je namreč najbolj podajen, kar posledično pomeni manjše potresne sile zaradi lastnosti uporabljenega akceleroگرامa. Soliden odziv v pozitivni smeri zamikov smo dobili iz modelov 1 in 2. V teh



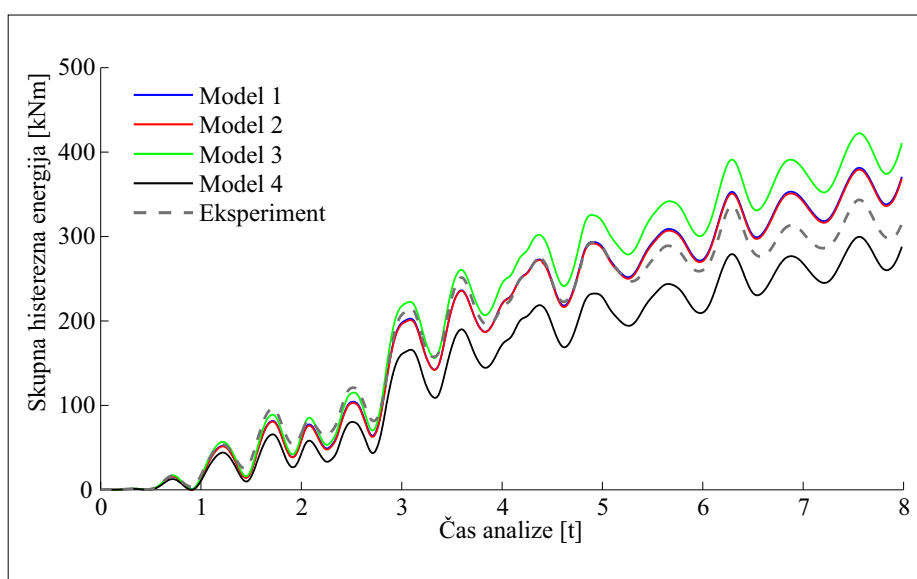
Slika 10 • Odnos med etažno prečno silo in zamikom prve etaže na osnovi eksperimenta in simulacije z vsiljenimi pomiki iz eksperimenta. Prikazani so rezultati za vse štiri modele konstrukcije



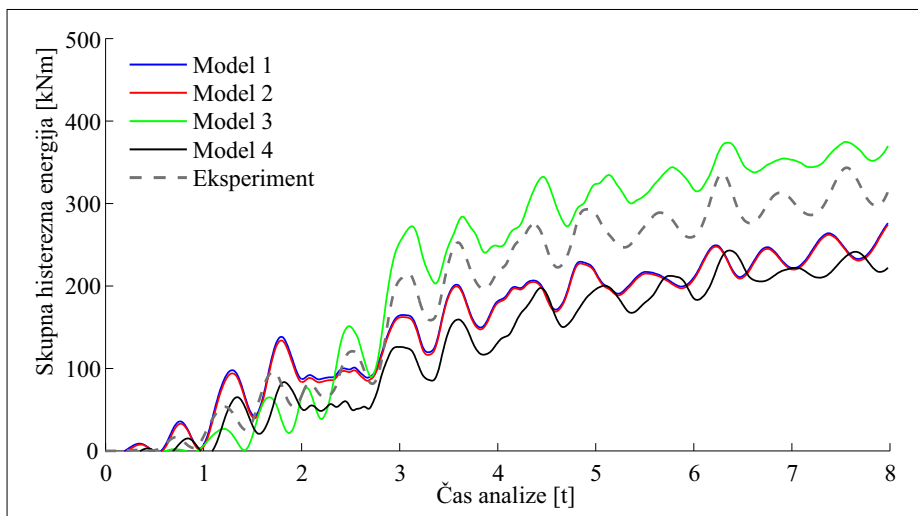
Slika 11 • Odnos med etažno prečno silo in zamikom prve etaže na osnovi eksperimenta in nelinearne dinamične analize. Prikazani so rezultati za vse štiri modele konstrukcije

dveh primerih so zamiki v negativni smeri nekoliko podcenjeni. Precej večje zamike smo izračunali na osnovi modela 3. V tem primeru lahko že iz oblike histerezni zank opazimo, da je količina histerezne energije iz modela precenjena.

Natančnost simulacij smo ocenili tudi na osnovi histerezne energije na nivoju konstrukcije. Za analizo z vsiljenimi pomiki namreč velja, da je model točen le tedaj, ko je količina energije iz modela enaka energiji, ki je bila določena z eksperimentom. Kot je bilo pričakovati iz rezultatov etažnih histerezni zank, je sipanje energije za test H najboljšše simulirano z modeloma 1 in 2, medtem ko je histerezna energija po modelu 3 precenjena, po modelu 4 pa podcenjena (slika 12). Izkaže se, da vsi modeli sipajo premalo energije v začetnem delu eksperimenta, ko so deformacije sorazmerno majhne. Takšen rezultat je za poenostavljene modele pričakovano, saj je



Slika 12 • Histerezna energija na nivoju konstrukcije za test H iz eksperimenta in pripadajoči rezultati analize z vsiljenimi pomiki za vse štiri nelinearne modele

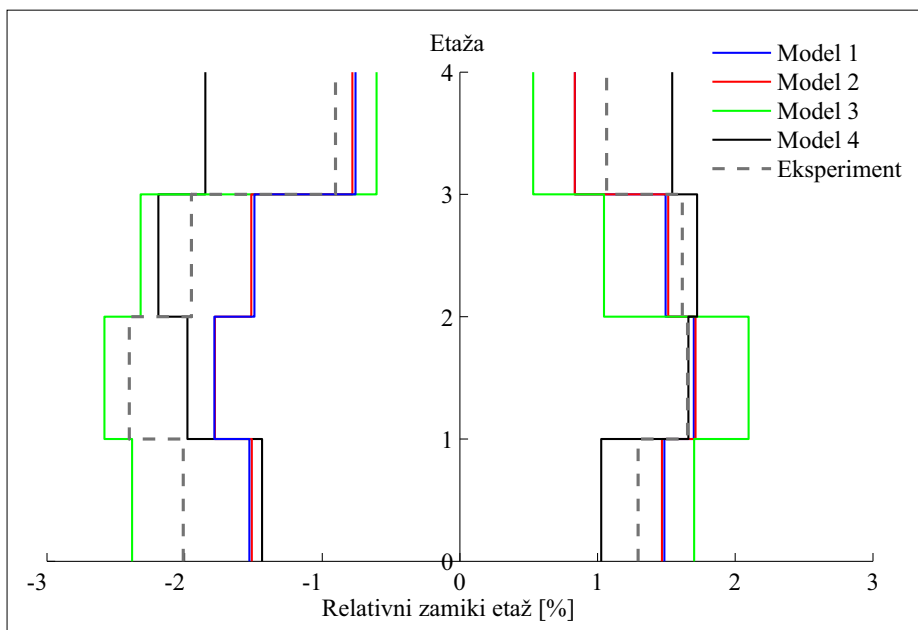


Slika 13 • Histerzna energija na nivoju konstrukcije za test H iz eksperimenta in pripadajoči rezultati nelinearne dinamične analize za vse štiri nelinearne modele

odnos moment–rotacija do tečenja armature elastičen.

Histerzna energija, ki smo jo izračunali na osnovi nelinearne dinamične analize (slika 13), kar precej odstopa od eksperimentalno določenih vrednosti. Razlike v rezultatih glede na prvi način analize so opazne predvsem za modela 1 in 2. Tudi v tem primeru je količina histerzne energije za ta dva modela zelo podobna, vendar je manjša od energije, ki se je sipala v eksperimentu, in kar precej odstopa od tiste, ki smo jo določili z analizo vsiljenih pomikov. Natančen vzrok za takšen odziv je težko določiti, saj so potresne zahteve odvisne

od točnosti modela in zgodovine odziva. Eden izmed vzrokov je lahko premalo natančen model (modela 1 in 2) za simulacijo odziva v prvi fazi testa H, ko je bila konstrukcija še sorazmerno nepoškodovana. Modela 1 in 2 sipata preveč energije v prvih nekaj ciklih (slika 13), kar pomeni, da so tako določene potresne zahteve v simulaciji prve faze testa H nekoliko precenjene. Posledično je to verjetno vplivalo na nekoliko manjše potresne zahteve (predvsem v smeri pozitivnih pomikov) v drugi fazi testa H (slika 11). Podani zaključek seveda ni splošen, saj se za nekatere akceleroگرامe lahko zgodi, da večanje poškodb v



Slika 14 • Primerjava med maksimalnimi zamiki etaž po testu H in pripadajočimi zamiki iz nelinearne dinamične analize za vse štiri modele konstrukcije

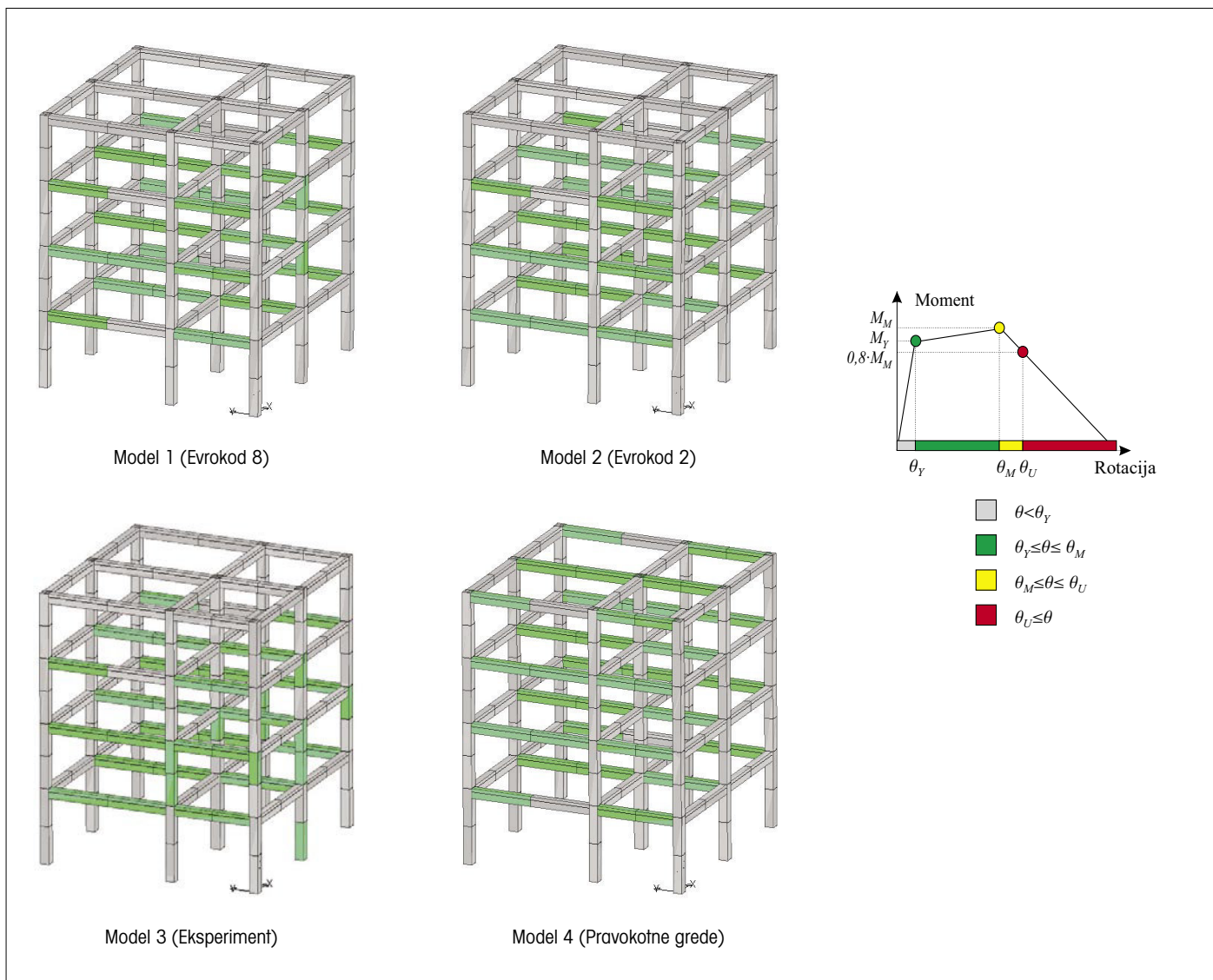
drugi fazi potresa vodi do večjih obremenitev konstrukcije.

Dober pokazatelj poškodovanosti konstrukcije so maksimalni zamiki etaž, ki jih za pozitivno in negativno smer prikazujemo na sliki 14. Z modeloma 1 in 2 smo najbolje simulirali maksimalni zamik v pozitivni smeri, v negativni smeri pa z modelom 3, ki ima največje širine pasnic gred. Pomembna je tudi oblika ovojnice zamikov po višini. Izkaže se, da so maksimalni zamiki po obliki najbolje simulirani z modeloma 1 in 2 (čeprav podcenjeni v pozitivni smeri). Najslabše je simulirana oblika zamikov za model 4 in model 3 (pozitivna smer).

Na sliki 15 prikazujemo simulacijo poškodovanosti konstrukcije za test H, ki smo jo izračunali na osnovi nelinearne dinamične analize. Pričakovano se poškodovanost med modeli razlikuje. Iz simulacije na osnovi modelov 2 in 4 sledi, da se poškodujejo le grede, medtem ko je iz poškodovanosti na osnovi modelov 1 in 3 razvidno, da so poškodovani tudi nekateri stebri. Za vse primere velja, da je konstrukcija le malo poškodovana, čeprav je bila analizirana za 50 % večjo potresno obtežbo, kot je bila projektirana. Konstrukcija je torej sposobna prenesti še bistveno močnejši potres, kot je bil simuliran potres v testu H. To je tudi pravilno, saj moramo v fazi projektiranja zagotoviti dovolj veliko zanesljivost konstrukcije proti porušitvi zaradi potresov.

3.5 Diskusija

Vsak model konstrukcije temelji na določenih predpostavkah in zato le približno opiše odziv konstrukcije. V potresnem inženirstvu prevladujejo poenostavljeni nelinearni modeli, saj se ne moremo izogniti globalni analizi konstrukcije, ki je potrebna za določitev potresnih zahtev. Običajno se v takšnih modelih materialno nelinearnost simulira v diskretnih točkah na krajiščih elementov. S takšnimi modeli ne moremo natančno simulirati vseh možnih vzrokov porušitve konstrukcije oziroma posameznih elementov konstrukcije. Izvlek armature v vozliščih, uklon armaturnih palic, zdrs armature, odpadanje krovnega sloja betona in podobno lahko upoštevamo le posredno. Te vplive smo v predstavljeni analizi zanemarili. Čeprav smo analizirali problem določitve efektivne širine grede, velja poudariti, da smo problem obravnavali le s stališča, kako čim bolj primerno določiti vhodne podatke za poenostavljen nelinearni model konstrukcije. Efektivna širina pasnice grede se namreč spreminja med nihanjem konstrukcije, v računu pa smo predpostavili



Slika 15 • Simulacija poškodovanosti konstrukcije na osnovi nelinearne dinamične analiza za test H

konstantno vrednost. Vsaka konstantna širina pasnice grede, ki jo upoštevamo v analizi konstrukcije, je zato le neki približek.

V poenostavljenih nelinearnih modelih je treba modelirati efektivne vztrajnostne momente prerezov, kar zahteva tudi Evrokod 8. Po standardu je dovolj natančno, da upoštevamo polovične vztrajnostne momente betonskih prerezov. Podobno kot pri problemu določitve konstantne efektivne širine grede tudi v tem primeru odgovor ni trivialen, saj je redukcija vztrajnostnih momentov prerezov odvisna od potresne obtežbe. Če izhajamo iz predpostavke, da je pravilna redukcija togosti vezana na moment na meji tečenja armature, smo ugotovili, da je redukcija vztrajnostnih momentov po Evrokodu 8 podcenjena. Ugotovili smo, da za obravnavani primer dejanski

vztrajnostni momenti razpokanih betonskih prerezov znašajo med 15 in 25 % (odvisno od tipa prereza, nivoja osne sile) vztrajnostnih momentov nerazpokanega betonskega prereza. To smo približno tudi upoštevali v računu. Takšen način modeliranja kar precej odstopa od predpostavke, ki je vključena v Evrokod 8, vendar so analize za manjšo skupino akcelorogramov pokazale, da ima modeliranje efektivne začetne togosti konstrukcije majhen vpliv na pospešek, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve, ki je ključni parameter za oceno potresnega tveganja.

Še enkrat velja omeniti, da smo v tej študiji preučevali potresni odziv že projektirane konstrukcije in pri tem iskali efektivno širino gred, ki najbolje simulira odziv dejanske konstrukcije. O izbiri efektivne širine grede za pro-

jektiranje konstrukcije je svoje mnenje podal Fischinger (Fajfar, 2009), ki je po daljšem razmisleku zavzel stališče, »da je glede togosti možno grede v računskem modelu modelirati tudi s pravokotnim presekom (brez sodelujoče širine plošče)«. Tezo je med drugim podprel z dejstvom, da med potresom pri negativnem momentu plošča razpoka in beton v območju sodelujoče širine vsaj teoretično ne vpliva na togost. Modeliranje pravokotnih prerezov gred v fazi projektiranja konstrukcije ni nujno napačno, vendar ocenjujemo, da je takšen model neprimeren za analizo potresne odpornosti ali potresnega tveganja objekta. Brez upoštevanja T-prereza grede bi bila nosilnost gred, posledično pa tudi konstrukcije bistveno podcenjena, kar lahko v določenih primerih vpliva na zaključek o primernosti objekta.

4 • SKLEP

V prispevku smo analizirali pravila za določitev efektivne širine grede v okvirnih armirano-betonskih stavbah. Nekatera pravila za določitev efektivne širine gred so precej enostavna (npr. pravila Evrokoda 8), medtem ko nekateri drugi modeli (model Paulaya in Priestleyja ter model NZS) ločijo tudi med efektivno širino grede za račun togosti oziroma nosilnosti, pri čemer je za slednji primer pomembno, ali je pasnica grede v tlaku ali nategu. Za primer smo ocenili efektivne širine gred na primeru štirietažne stavbe, ki je bila preizkušena v naravnem merilu. Na osnovi tega primera smo ugotovili, da je raztros rezultatov sorazmerno velik, saj znaša povprečni koeficient variacije za efektivne širine zunanjih gred 0,32, za notranje

grede pa še nekoliko več (0,40). Primerjava rezultatov modelov z eksperimentalnimi rezultati pokaže, da je povprečna vrednost ocenjene efektivne širine zunanje grede blizu spodnje meje eksperimentalno določenih vrednosti (70 do 140 cm), povprečna vrednost efektivnih širin notranjih gred pa je nekoliko pod rezultati eksperimenta (140 do 260 cm).

Na osnovi potisne analize smo ugotovili, da ima efektivna širina pasnice grede velik vpliv na nosilnost in razpoložljivo duktilnost konstrukcije. Za model štirietažne stavbe, kjer smo grede modelirali s pravokotnim prerezom (model 3), se je izkazalo, da je ocenjena razpoložljiva duktilnost približno za 40 % večja, nosilnost pa za 20 % manjša, če naredimo

primerjavo z rezultati modela, v katerem smo prereze gred modelirali na osnovi zgornjih vrednosti širin pasnic gred, ki so bile izmerjene v eksperimentu (model 4).

Iz primerjave histereznih energij ali zamikov etaž, ki so bili določeni z eksperimentom in nelinearno dinamično analizo, lahko zaključimo, da dejanski odziv konstrukcije najbolje simulirata modela 1 (efektivna širina gred, določena po kriteriju Evrokoda 8) in 2 (efektivna širina gred, določena po kriteriju Evrokoda 2). Z modelom 3 precenimo sipanje energije, z modelom 4 pa podcenimo. Maksimalni zamiki etaž, ki smo jih izračunali na modelu s pravokotnimi gredami, daleč najbolj odstopajo od eksperimentalnih rezultatov. Za obravnavani objekt lahko zato sklenemo, da je neupoštevanje vpliva efektivne širine grede za oceno poškodovanosti in tveganja za izgube zaradi potresov neprimerno.

5 • ZAHVALA

Delo je nastalo s finančno pomočjo Javne agencije za raziskovalno dejavnost Republike

Slovenije, za kar se avtorja agenciji najlepše zahvaljujeta.

6 • LITERATURA

- ACI, Building Code Requirements for Reinforced Concrete Buildings, ACI-318-05, American Concrete Institute, Michigan, 2005.
- Arede, A., Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures with a New Flexibility Based Element, PhD thesis, Universidade do Porto, Faculdade de engenharia, 453 str., 1997.
- Fajfar, P., Fischinger, M., Beg, D., Dolšek, M., Isaković, T., Kreslin, M., Rozman, M., Vidrih, Z., Čermelj, B., Evrokod 8 – projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. V: Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.), Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 8–48, 2009.
- Banchik, C. A., Effective Beam Width Coefficients for Equivalent Frame Analysis of Flat-Plate Structures, ME thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Berkeley, California, 1987.
- CEN, ENV 1992-1-1 – Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, 1991.
- CEN, ENV 1998-1 – Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 1: General rules, 1994.
- CEN, SIST EN 1992-1-1: 2005 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, 2005a.
- CEN, SIST EN 1998-1: 2005 – Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 3. del: Ocena in prenova stavb, 2005b.
- CEN, SIST EN 1998-3: 2005 – Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, 2005c.
- Dolšek, M., Fajfar, P., Mathematical modelling of an infilled RC frame structure based on the results of pseudo-dynamic tests, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 6: 1215–1230, 2002.
- Dolšek, M., Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models, Bulletin of Earthquake Engineering 8, 6: 1309–1329, 2010.
- Drobnič, D., Nelinearna seizmična analiza štirietažne armirano-betonske okvirne stavbe, Magistrska naloga, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 182 str., 1997.
- Fardis, M. N. (ur.), Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions, ECOEST/PREC 8, Rep. No. 6, LNEC, Lisbon, 1996.

- FEMA, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.
- Fischinger, M., Isaković, T., Kante, P., Shaking table response of a thin H-shaped coupled wall, Managing Risk in Earthquake Country : 100th Anniversary Earthquake Conference : Centennial Meeting, Disaster Resistant California Conference : Proceedings CD-ROM. San Francisco, Earthquake Engineering Research Institute, 2006.
- Hwang, S. J., Moehle, J. P., Models for laterally loaded slab-column frames, *ACI structural journal* 97, 39: 345–353, 2000.
- OpenSees, http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Hysteretic_Material, pridobljeno 15. 4. 2013, 2013a.
- OpenSees, <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/user/download.php>, pridobljeno 15. 4. 2013, 2013b.
- Pantazopoulou, S. J., Moehle, J. P., Shahrooz, B. M., Simple Analytical Model for T-Beams in Flexure, *Journal of Structural. Engineering* 114, 7: 1507–1523, 1988.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992.
- Pinto, A. V., Negro, P., Pegon, P., Arede, A., Analysis of the 4 storey R/C building to be tested in the ELSA reactionwall facility, V: Proceedings of the 10th European conference on earthquake engineering, Balkema, Rotterdam, 1995.
- Rjec, K., Neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih sten pri potresnem vplivu, Doktorska disertacija, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 417 str., 2011.
- MathWorks, MATLAB the Language of Technical Computing, <http://www.mathworks.com/>, 2007.
- Negro, P., Verzeletti, G., Magonette, G., Renda, V., Pseudo-dynamic testing on four-storey full-scale reinforced concrete frame building designed in accordance with Eurocodes 2 and 8, V: Proceedings of the 10th European conference on earthquake engineering, Balkema, Rotterdam, 1995.
- Negro, P., Verzeletti, Effects of infills on the global behaviour of R/C frames: Energy considerations from pseudodynamic tests, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25, 8: 753–773, 1996.
- Negro, P., Pinto, A. V., Verzeletti, G., Magonette, G. E., PsD Test on Four-Story R/C Building Designed According to Eurocodes, *Journal of Structural Engineering* 122, 12: 1409–1417, 1996.
- Negro, P., Experimental assessment of the global cyclic damage of framed R/C structures, *Journal of Earthquake Engineering* 1, 3: 543–562, 1997a.
- Negro, P., Colombo, A., Irregularities induced by non-structural masonry panels in framed buildings, *Engineering Structures* 19, 7: 576–585, 1997b.
- NZS, NZS 3101-1: 2006 (English): Concrete structures standard, The design of concrete structures, By Authority of Development Sponsored By the Earthquake Commission (EQC) and Department of Building and Housing (DBH), 2006.
- Stratan, A., Fajfar, P., Influence of modelling assumptions and analysis procedure on the seismic evaluation of reinforced concrete GLD frames, IKPIR report, Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, 131 str., 2002.
- TSI, Building Code Requirements for Reinforced Concrete Structures, TS 500/February 2000, Turkish Standards Institution 2000.