

asist. dr. Antonio Janevski, mag. inž. grad.
antonio.janevski@fgg.uni-lj.si



prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.
tatjana.isakovic@fgg.uni-lj.si
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Jamova 2, 1000 Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC: 699.841.517.9

POTRESNO ODPORNO PROJEKTIRANJE AB STEN, POVEZANIH S PLOŠČAMI Z UPORABO NELINEARNE POTISNE ANALIZE SEISMIC DESIGN OF RC WALLS COUPLED BY SLABS USING NONLINEAR PUSHOVER ANALYSIS

Povzetek

Protipotresno projektiranje armiranobetonskih (AB) konstrukcij kljub določenim omejitvam še vedno temelji večinoma na rezultatih linearne elastične analize. Pri oceni potresnega odziva se AB stene, povezane zgolj s ploščami, običajno obravnavajo kot konzolne stene, pri čemer se plošče upoštevajo le kot horizontalne diafragme toge v svoji ravnini, njihov upogibni odziv pa se običajno zanemari. Pretekle raziskave so pokazale, da lahko upogibne lastnosti plošče pomembno vplivajo na odziv sten, še zlasti, če so te visoke in vitke. Plošče lahko povežejo stene v okvirom podoben sistem. V tako povezanih stenah lahko potresni vplivi bistveno vplivajo na njihove osne sile, kar lahko spremeni njihovo togost in nosilnost ter povzroči, da se v nelinearnem območju potresne zahteve med njimi močno prerazporedijo. Te učinke je z elastičnimi metodami težko zanesljivo upoštevati. Zato smo predlagali razmeroma preprost postopek projektiranja, ki temelji na nelinearni potisni analizi. Predlagana metoda združuje N2-metodo in principe načrtovanja nosilnosti. Njeno učinkovitost smo ovrednotili na širšem naboru stavb z AB stenami, z uporabo nelinearne analize časovnega odziva. V primerjavi z običajnimi postopki projektiranja, ki temeljijo na elastični analizi, predlagana metoda omogoča zanesljivejšo oceno potresnih zahtev, učinkovitejšo in varnejšo protipotresno projektiranje AB sten ter zmanjšanje njihovih poškodb.

Ključne besede: AB stene, AB plošče, stopnja povezanosti, nelinearna analiza, zasnova na osnovi potisne analize, potresni odziv

Summary

Linear elastic analysis remains a cornerstone of seismic design, despite its limitations in capturing the nonlinear behaviour of reinforced concrete (RC) structures. RC walls connected only by slabs are typically modelled as assemblies of cantilever walls, where slabs are considered to act solely as rigid diaphragms. However, recent studies have shown that in configurations such as elevator shafts with closely spaced slender walls, slabs can provide significant coupling between the walls. In such cases, considerable axial forces can be induced in the wall piers, altering their stiffness and strength and causing notable redistributions of seismic demand in the nonlinear range—effects that cannot be accurately captured using elastic methods. To address this issue, a simple and efficient pushover-based design method for RC walls coupled only by slabs, without coupling beams, is proposed. The method integrates the N2 method and the capacity design principles. Its effectiveness was verified on various RC wall buildings using nonlinear response history analyses. Comparisons with structures designed using traditional force-based methods demonstrate that the proposed approach predicts seismic response more accurately, improves overall performance, and reduces structural damage.

Key words: RC walls, RC slabs, coupling level, nonlinear analysis, pushover-based design, seismic response

1 UVOD

Potresnoodporno projektiranje armiranobetonskih (AB) sten, povezanih s ploščami, običajno temelji na elastičnih metodah analize. Pri takšnih analizah togost konstrukcijskih elementov ocenimo približno in tako ocenjene vrednosti ne spreminjamo. To lahko vpliva na natančnost ocene potresnega odziva, saj se lahko togost AB konstrukcijskih elementov, izpostavljenih močnim potresnim vplivom, pomembno spreminja, še zlasti v nelinearnem območju. V takšnih primerih je lahko ocena potresnega odziva z elastičnimi metodami analize zelo pomanjkljiva.

Običajno AB stene, ki so povezane le s ploščami brez gred, obravnavamo kot sistem konzolnih sten, pri čemer plošče učinkujejo kot toge šipe v svoji ravnini. Njihovo upogibno in strižno togost prečno na to ravnino običajno zanemarimo pod predpostavko, da je ta majhna v primerjavi s togostjo sten. Čeprav to poenostavi analizo, lahko spregleda kompleksno interakcijo med ploščami in stenami, zaradi katere je lahko odziv bistveno drugačen od odziva konzolnih sten.

To so pokazale tudi zadnje raziskave na UL FGG [Janevski, 2025a, 2025b]. Na upogibno togost plošč med drugim pomembno vpliva širina odprtin med stenami, na togost sten pa njihova višina. Togost plošče je obratno sorazmerna s tretjo potenco širine odprtine, togost sten pa je obratno sorazmerna s tretjo potenco njihove višine. Ko so stene vitke in razmeroma blizu druga drugi, je širina odprtin med njimi bistveno manjša od njihove višine. Zato je lahko upogibna togost plošč v primerjavi s togostjo sten mnogo večja, kot to običajno predpostavimo pri projektiranju, in je ne moremo zanemariti. Upogibno togost plošč dodatno povečuje tudi njihova sodelujoča širina, za katero najnovejše raziskave kažejo, da je pri nelinearnem potresnem odzivu lahko bistveno večja, kot to običajno predpostavljamo na osnovi opazovanj odziva pri navpičnih vplivih.

Če upogibni odziv plošč pomembno vpliva na povezavo med stenami, se potresni odziv teh sten bistveno razlikuje od odziva konzolnih sten, saj so stene medsebojno povezane v sistem, podoben okvirom. Zato lahko potresni vpliv bistveno vpliva na osne sile v stenah, kar lahko pomembno spremeni njihovo togost in nosilnost. Zaradi spremenjene nosilnosti in togosti se lahko vplivi med stenami močno prerazporedijo. Odziv lahko postane bistveno drugačen, kot je načrtovano. Zato se lahko pri močnih potresih stene močno in nenadzorovano krhko poškodujejo zaradi nepričakovano velikih strižnih ali tlačnih obremenitev. V takšnih primerih z elastičnimi metodami analize težko dovolj natančno ocenimo potresni odziv, tudi če stene modeliramo s kompleksnimi ploskovnimi ali 3D-elementi. Rešitev predstavlja projektiranje na osnovi nelinearne analize.

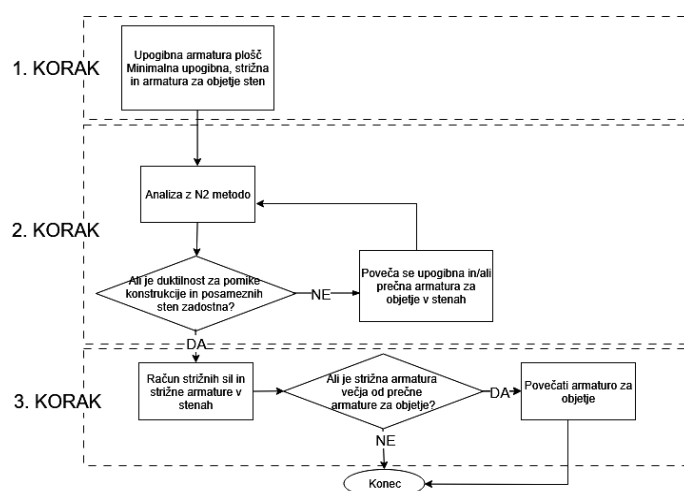
Tudi sodobni predpisi to prepoznajo. Tako npr. druga generacija Evrokoda 8 [CEN/TC 250/SC 8, 2021] omogoča projektiranje na osnovi poenostavljenih nelinearnih potisnih analiz (N2 metoda – [Fajfar, 2000]).

V članku predstavljamo razmeroma preprosto in učinkovito metodologijo za projektiranje povezanih sten na osnovi N2-metode z upoštevanjem principov načrtovanja nosilnosti. Metoda je predstavljena v drugem poglavju. Tretje poglavje prikazuje njeno uporabo na reprezentativnem primeru stavbe, četrto poglavje pa njeno verifikacijo na širšem naboru stavb

z AB stenami, povezanimi zgolj s ploščami. Vse ključne ugotovitve in zaključke študije smo povzeli v petem, zaključnem poglavju.

2 PREDLAGANA METODA ZA PROJEKTIRANJE NA OSNOVI POTISNE ANALIZE

Predstavljena je razmeroma preprosta metoda za potresno odporno projektiranje AB sten, povezanih le s ploščami brez gred. Predlagana metoda temelji na analizi z N2-metodo [Fajfar, 2000] in principih načrtovanja nosilnosti. Zasnovali smo jo, upoštevajoč določila standarda Evrokod 8 [CEN, 2004], vendar jo je možno preprosto prilagoditi zahtevam drugih standardov. Metoda je sestavljena iz treh glavnih korakov, ki so prikazani na sliki 1 in podrobneje predstavljeni v nadaljevanju.



Slika 1. Koraki predlagane metode za projektiranje na osnovi potisne analize.

2.1 1. korak: Upogibna armatura v plošči in začetna vzdolžna in prečna armatura sten

V prvem koraku najprej določimo armaturo plošč in sten. Upogibno armaturo v ploščah določimo na osnovi merodajnih kombinacij navpičnih vplivov. V stenah najprej predpostavimo, da zadošča minimalna upogibna, strižna in prečna armatura za objetje betonskih prereзов. V analizah, prikazanih v nadaljevanju, smo minimalno armaturo določili, upoštevajoč določila standarda Evrokod 8 [CEN, 2004].

2.2 2. korak: Nelinearna statična potisna analiza in korekcija upogibne armature v stenah

V drugem koraku konstrukcijo analiziramo z N2-metodo in ugotovimo, ali je upogibna armatura v stenah ustrezna. Pri potisni analizi model konstrukcije obremenimo z vztrajnostnimi silami, proporcionalnimi najbolj pomembni nihajni obliki. Rezultat potisne analize je potisna krivulja, ki predsta-

vija razmerje med skupno prečno silo ob vpetju konstrukcije in opazovanim pomikom (običajno spremljamo pomik na vrhu konstrukcije).

Na osnovi potisne krivulje določimo efektivno togost konstrukcije in druge lastnosti (nihajni čas, efektivno maso) ustreznega ekvivalentnega modela konstrukcije z eno prostostno stopnjo SDOF (angl. single degree of freedom), s pomočjo katerega na osnovi ustreznega nelinearnega spektra pospeškov ocenimo ciljni maksimalni pomik konstrukcije v skladu z N2-metodo [Fajfar, 2000].

Potem ocenimo potrebno duktilnost za pomike (razmerje med ciljnimi in pomikom na meji elastičnosti) za celotno konstrukcijo in zahtevano duktilnost za pomike v posameznih stenah, ter jih primerjamo s kapaciteto. Pri tem kontroliramo mejno stanje velikih poškodb SD (angl. significant damage). Največje možne pomike, ki jih konstrukcija ali posamezne stene lahko prenesejo v tem stanju določimo z enačbo:

$$\delta_{SD} = \frac{1}{\gamma_{RD}} (\delta_y + 0,5\delta_u^{pl})$$

kjer je δ_{SD} maksimalni pomik, ki ga konstrukcija ali stena lahko prenese v SD mejnem stanju, $\gamma_{RD} = 1,35$ je varnostni faktor, δ_y je pomik na meji elastičnosti $\delta_u^{pl} = d_u - \delta_y$, in d_u je maksimalni pomik, ki ga lahko konstrukcija ali stena prenese preden se poruši NC (angl. near collapse).

Če je zahtevana duktilnost manjša od kapacitete, nadaljujemo s tretjim korakom in dimenzioniranjem strižne armature. V nasprotnem primeru, ko je zahtevana duktilnost za pomike le nekoliko večja od razpoložljive kapacitete, je smiselno povečati le prečno armaturo za objetje sten, saj ta ugodno vpliva na razpoložljivo duktilnost. Če so razlike večje, pa je treba povečati upogibno armaturo sten. Potem ko spremenimo armaturo, ponovimo analizo z N2-metodo.

2.3 3. korak: Ocena maksimalnih strižnih sil in določitev strižne armature

V zadnjem koraku strižne sile, dobljene s potisno analizo, korigiramo, tako da upoštevamo vpliv višjih nihajnih oblik, in nato izračunamo potrebno strižno armaturo. Tak postopek zagotavlja skladnost z načeli metode načrtovanja nosilnosti.

Eden glavnih ciljev metode načrtovanja nosilnosti je preprečitev neželjenih krhkih poškodb. Da bi preprečili krhko strižno porušitev, moramo najprej dovolj natančno oceniti največje možne vrednosti strižnih sil. Te so lahko bistveno večje od računskih. Odvisne so od upogibne nosilnosti sten, v nelinearnem področju pa se lahko občutno povečajo zaradi vpliva višjih nihajnih oblik. Po trenutno veljavnem standardu Evrokod 8 [CEN, 2004] v primeru DCM-stopnje duktilnosti določimo maksimalne možne vrednosti prečnih sil tako, da računske sile pomnožimo s korekcijskim faktorjem 1,5.

Vendar rezultati iz literature (npr. [Rejec, 2012]) kažejo na to, da so lahko tako določene sile občutno premajhne. To je prepoznano tudi v novem Evrokodu 8 [CEN/TC 250/SC 8, 2021], kjer so definirani različni korekcijski faktorji vzdolž sten, njihove vrednosti pa so lahko tudi več kot podvojene v primerjavi s trenutnim korekcijskim faktorjem. Na novo predpisani korekcijski faktorji se lahko uporabijo le pri elastični analizi.

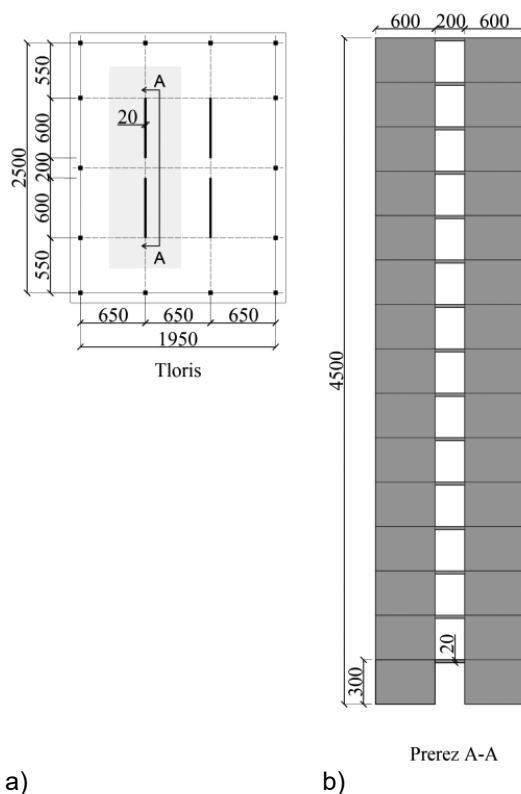
Če projektiranje temelji na nelinearnih metodah analize (kot to predlagamo v tem članku), ne moremo upoštevati enakih korekcijskih faktorjev kot pri elastični analizi, pač pa takšne, ki ustrezajo nelinearni analizi. Te smo nedavno določili na UL FGG [Janevski, 2025a, 2025b]. Ko so strižne zahteve v stenah ustrezno popravljene, izračunamo še potrebno strižno armaturo.

3 PRIMER UPORABE PREDLAGANE METODE

Kot primer uporabe predlagane metode smo projektirali 15-etažno stavbo, prikazano na sliki 2. Upoštevali smo enostavno pravokotno tlorisno zasnovo s štirimi AB stenami, stebri in obodnimi nosilci. Analizirali smo dve steni in pri tem upoštevali pripadajočo maso (osenčeno območje na sliki 2).

Analiza je bila osredotočena na stavbo s stenami višine, dolžine in debeline 45 m, 6 m, 20 cm, deležem sten 1,5 % glede na tlorisno površino in pospeškom temeljnih tal 0,29 g. Razdalje med stenami so znašale 2 m. Predpostavili smo, da znaša sodelujoča širina plošče 6,5, debelina 20 cm. Upoštevali smo enako količino spodnje in zgornje armature v ploščah, in sicer 3,85 cm²/m.

Upoštevali smo beton razreda C 30/37 in jeklo za armiranje B 500, razreda duktilnosti B. Projektna vertikalna obtežba je znašala 7 kN/m², kar vključuje lastno težo plošče in 2 kN/m² stalne obremenitve. Upoštevali smo, da znaša koristna obtežba 3 kN/m², kolikor je značilno za poslovne prostore.



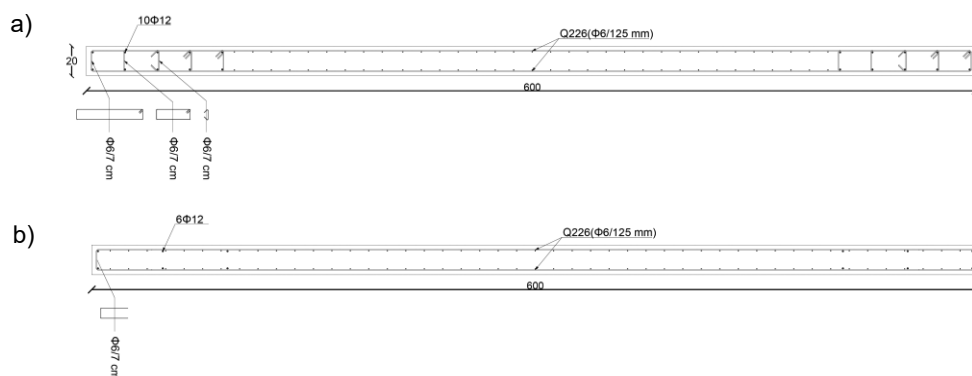
Slika 2. Stavba študije primera: a) značilen tloris etaže in b) prerez obravnavanih sten.

3.1 Minimalna upogibna, strižna in prečna armatura za objetje betonskega jedra v stenah

Najprej smo določili minimalno upogibno, strižno in prečno armaturo za objetje sten. Pri tem smo upoštevali zahteve standarda Evrokod 8 [CEN, 2004]. Povzetek armature v stenah je podan v preglednici 1 in na sliki 3.

Vse stene smo armirali z dvema mrežama, in sicer po eno mrežo vzdolž vsake stranice (slika 3). Delež vzdolžne armature se je spreminjal od 0,33 % v zgornjih etažah do 0,35 % ob vpetju sten. Delež strižne armature je znašal 0,23 % in je bil konstanten po celotni višini sten.

Za zagotovitev duktilnosti smo predvideli ustrezno prečno armaturo v kritičnem območju ob vpetju sten, do višine 6 m (kritična višina). Robni elementi so bili dolžine 90 cm. V kri-



Slika 3. Minimalna armatura v stenah: a) kritično območje in b) izven kritičnega območja.

Nad-strop-je	Minimalna armatura			Armatura, korigirana v 2. koraku			Končna armatura		
	ρ_l (%)	ω_{wd}	ρ_w (%)	ρ_l (%)	ω_{wd}	ρ_w (%)	ρ_l (%)	ω_{wd}	ρ_w (%)
15	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
14	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
13	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
12	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
11	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
10	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
9	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
8	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
7	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
6	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
5	0.33	0.04	0.23	0.33	0.04	0.23	0.33	0.10	0.63
4	0.33	0.04	0.23	0.38	0.05	0.23	0.38	0.13	0.63
3	0.33	0.04	0.23	0.49	0.08	0.23	0.49	0.22	0.63
2	0.35	0.10	0.23	0.50	0.18	0.23	0.50	0.82	0.75
1	0.35	0.10	0.23	0.54	0.18	0.23	0.54	0.82	0.75

Legenda: ρ_l -delež vzdolžne armature, ω_{wd} -volumski delež prečne armature za objetje sten, ρ_w -delež prečne armature.

Preglednica 1. Povzetek načrtovanja stavbe študije primera.

tičnem območju smo uporabili zaprta stremena, izven tega območja pa U-zanke (glej sliko 3b). Volumski delež prečne armature v robnih elementih se je spreminjal od 0,04 do 0,10.

3.2 Nelinearna potisna analiza in korekcija upogibne armature v stenah

3.2.1 Numerični model stavbe in povzetek analize z N2-metodo

Stavbo smo modelirali z dvodimenzionalnim makromodelom, prikazanim na sliki 4a. Nelinearno obnašanje sten smo modelirali z dvodimenzionalno verzijo makroelementa z več navpičnimi vzmeti - MVLEM (angl. multiple-vertical-line-element model), razvitega na UL FGC ([Fischinger, 2004; Kante, 2005]). Stene smo modelirali z več MVLEM-elementi različnih dolžin, kot to prikazuje slika 4b. Krajše elemente smo uporabili za modeliranje potencialnih plastičnih členkov ob vpetju sten in na stikih med stenami in ploščami, medtem ko smo preostale dele sten modelirali z daljšimi elementi (slika 4b).

Prečni prerez sten smo razdelili na lamele, kot je to prikazano na sliki 4b. Vsaki lameli ustreza ena navpična vzmet, ki simulira osno-upogibno obnašanje ob upoštevanju Bernoullijeve predpostavke o ravnih prerezihih. Nelinearni odziv navpičnih vzmeti smo opisali z zvezo sila-raztezek, ki smo jo opisali z ustreznimi histereznimi pravili VertSpringType1 (slika 4c). Za parametre, ki opredeljujejo obliko histerezne zanke, smo upoštevali priporočene vrednosti [Fischinger, 2004; Kante, 2005].

Strižni odziv v dvodimenzionalnem MVLEM-elementu je predstavljen z vodoravno vzmetjo, nameščeno v težišču prečnega prereza elementa. Pri modeliranju smo predpostavili, da je strižni odziv elastičen.

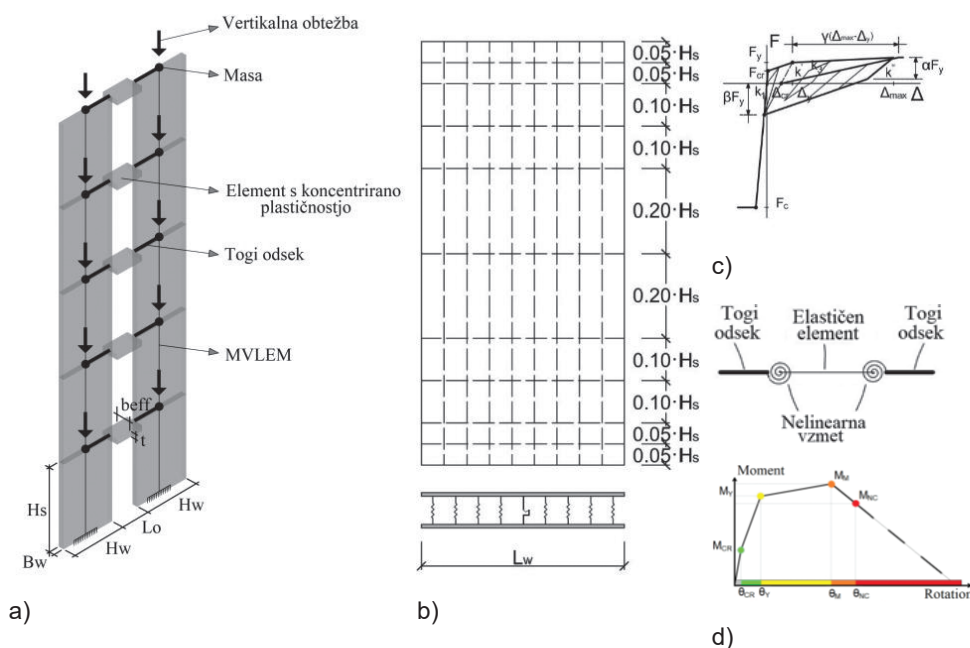
Plošče smo modelirali z Gibersonovim modelom s koncentrirano plastičnostjo [Giberson, 1967], ki je sestavljen iz dveh nelinearnih rotacijskih vzmeti, nameščenih v vozliščih elementa, povezanih z neskončno togim elastičnim elementom (slika 4d). Odziv nelinearnih vzmeti smo opisali s prilagojenimi Takedovimi histereznimi pravili [Takeda, 1970], dopolnjenimi s pravili za območje mehčanja. Zvezo med upogibnimi momenti in zasuki smo določili na podlagi analize moment-ukrivljenost prečnega prereza v OpenSees [McKenna, 2000]. Analizo moment-ukrivljenost smo naredili ob upoštevanju geometrije prečnega prereza in vzdolžne armature. Upoštevali smo pravokotni prečni prerez, določen na podlagi debeline plošče in predpostavljene sodelujoče širine plošče. Beton smo obravnavali kot neobjeti.

V ravnini posameznih etaž smo upoštevali toge diafragme, pripadajoče mase pa smo modelirali kot koncentrirane mase v težiščih etaž. Vertikalno obtežbo smo modelirali v vsaki etaži s koncentriranimi silami v težiščih sten.

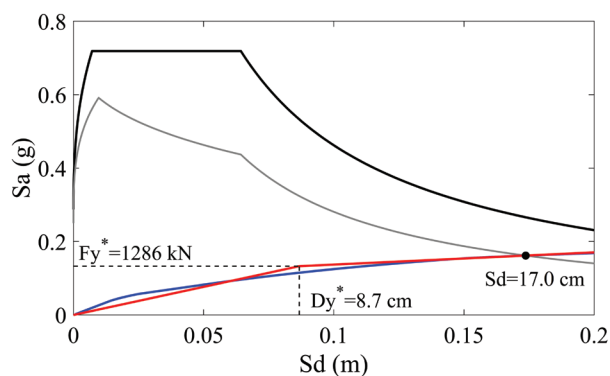
Izvedli smo nelinearno statično potisno analizo, pri čemer smo upoštevali razpored vztrajnostnih sil, ki ustreza prvi nihajni obliki. Ker v analizi uporabljamo spektre odziva, ki so definirani za sisteme z eno prostostno stopnjo, smo sistem z več prostostnih stopenj (MDOF, angl. multiple degree of freedom) prevedli na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). Ekvivalentna masa znaša $m^* = 987$ ton, faktor za transformacijo pa je $\Gamma = 1,46$.

Določili smo idealiziran odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije. Nosilnost in pomik na meji elastičnosti znašata $F_y^* = 1286$ kN in $D_y^* = 8,7$ cm. Nihajni čas idealiziranega sistema znaša $T^* = 1,62$ s.

Krivuljo kapacitete smo določili tako, da smo silo F^* delili z ekvivalentno maso m^* . Ocenili smo, da konstrukcija doseže mejo elastičnosti pri pospešku $S_{ay} = 0,13$ g. Potresne obremenitve SDOF modela smo določili ob upoštevanju pospeška temeljnih tal PGA (angl. peak ground acceleration) 0,29 g za tip



Slika 4. Numerični model AB sten in plošč: a) konstrukcijski elementi, mase in shema navpične obtežbe, b) etažni segmenti sten, c) ciklični odziv sila-raztezek vertikalnih vzmeti, d) numerični model plošče.



Slika 5. Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete za testni primer stavbe.

tal C. Na podlagi izračunanega nihajnega časa idealiziranega sistema smo določili elastični pospešek in pomik, ki znašata $S_{ae} = 0,27$ g in $S_{de} = 17,0$ cm.

Ker je konstrukcija v področju srednjih nihajnih časov, velja, da je pomik neelastičnega sistema približno enak elastičnemu oziroma. $S_d = S_{de} = 17,0$ cm. Ob upoštevanju faktorja transformacije smo pomik SDOF-sistema pretvorili v pomik na vrhu MDOF-sistema, ki znaša $D_r = 24,8$ cm. Primerjava med krivuljo kapacitete in spektri je podana na sliki 5.

3.2.2 Rezultati analize in korekcija armature v stenah

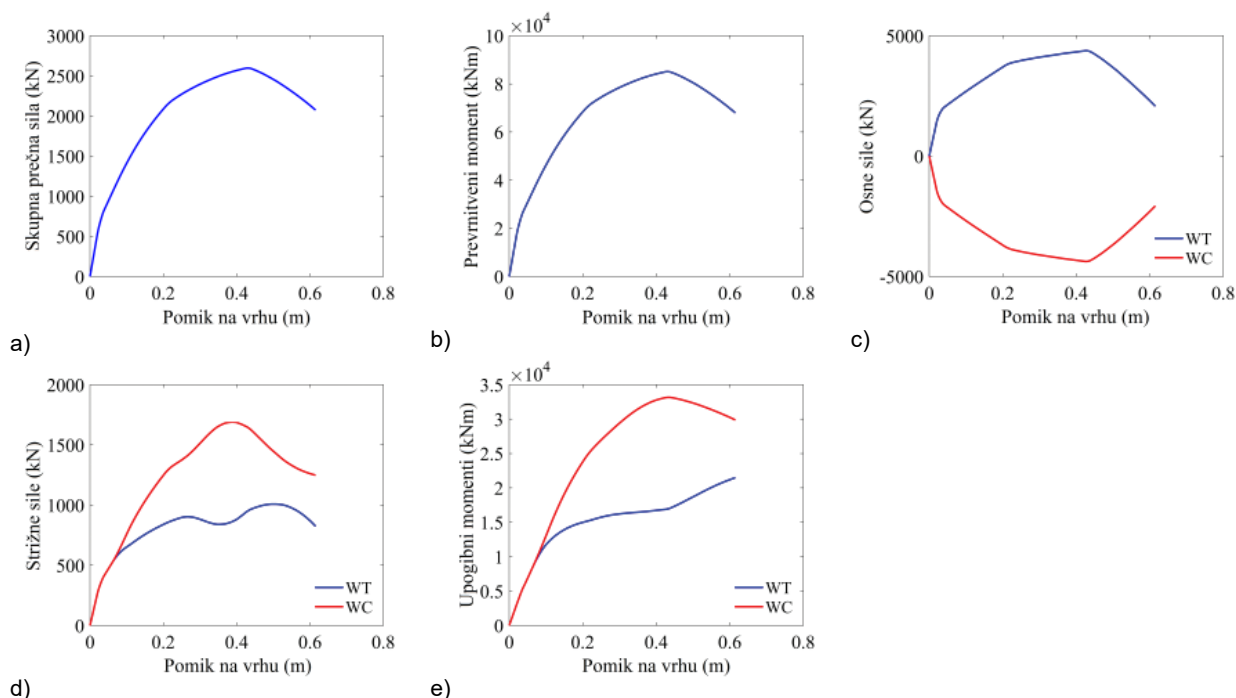
Potresni odziv konstrukcije, ki smo ga ocenili z N2-metodo je prikazan na sliki 6. Zvezi med celotno prečno silo ob vpe-

tju oziroma prevrtnim momentom (vsota momentov, ki jih ob vpetju povzročajo etažne prečne sile) ter pomikom na vrhu konstrukcije sta prikazani na slikah 6a in 6b. Slika 6c prikazuje zvezo med osnimi silami v stenah, ki so posledica potresne obtežbe, in pomikom na vrhu konstrukcije, medtem ko sliki 6d in 6e prikazujeta zvezi med prečnimi silami oziroma upogibnimi momenti v stenah ter pomikom na vrhu konstrukcije.

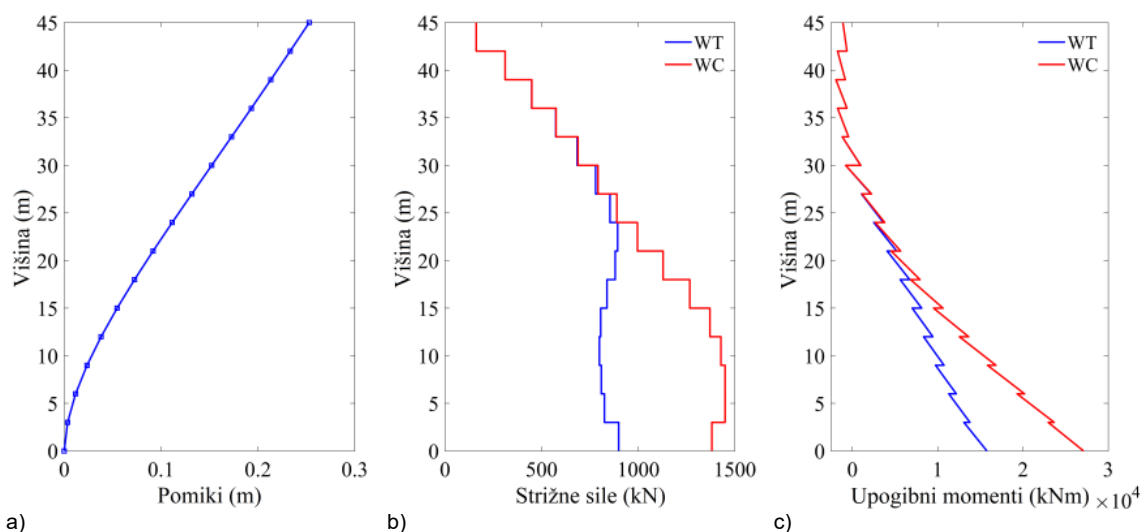
Skupna prečna sila ob vpetju obeh sten je znašala 2600 kN, kar predstavlja približno 15 % lastne teže konstrukcije. Prevrtni moment ob vpetju je znašal 85 000 kNm. Potresni vpliv je v stenah povzročil razmeroma velike osne sile $N_E = 4400$

kN, kar je približno 50 % osnih sil zaradi vertikalne obtežbe N_G . Posledično je bil delež prevrtnega momenta, ki ga stene prevzamejo z okvirnim učinkom (35 000 kNm), pomemben in je znašal 40 % celotnega prevrtnega momenta.

Ovojnice etažnih pomikov, prečnih sil in upogibnih momentov, dobljene pri doseženem ciljnem pomiku, so prikazane na sliki 7. Potek pomikov po višini konstrukcije jasno kaže na izrazito povezanost sten s ploščami. Pretežno linearna deformacijska linija po višini konstrukcije je po obliki med deformacijsko linijo upogibne konzole in strižnega nosilca (okvira). Zaradi močne povezanosti se na eni strani močno zmanjša, na drugi pa močno poveča osna sila (slika 6c).



Slika 6. Zveza med a) celotno prečno silo, b) prevrtnim momentom, c) osnimi silami v stenah, ki so posledica potresne obtežbe, d) prečnimi silami v stenah, e) upogibnimi momenti v stenah in pomikom na vrhu testne stavbe.

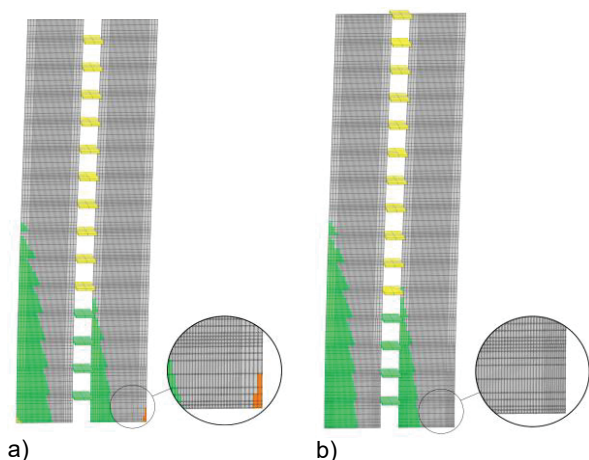


Slika 7. Ovojnice a) pomikov, b) prečnih sil in c) upogibnih momentov za testni primer stavbe.

Ker so osne sile v posameznih slopih sten različne, sta različni tudi njihova nosilnost in togost. V steni, kjer potresni vpliv povzroča tlačne sile, se celotna osna sila zaradi potresa in navpične obtežbe poveča. Posledično se povečata njeni nosilnost in togost. V steni, kjer potresni vpliv povzroča natezne osne sile, se nosilnost in togost zmanjšata. Posledično se med stenama vplivi prerazporedijo (glej potek strižnih sil in upogibnih momentov v posameznih stenah na sliki 7b in 7c). Do prerazporeditve notranjih sil prihaja predvsem v spodnjem delu konstrukcije, kjer so ti učinki najbolj izraziti.

Slika 8a prikazuje vzorec poškodb sten pri doseženem ciljnim pomiku ob upoštevanju minimalne upogibne, strižne in prečne armature za objetje prereza. Barvni prikaz označuje stopnjo poškodovanosti posameznih elementov: zelena barva označuje razpoke v betonu, rumena označuje plastifikacijo armature, oranžna označuje mejno stanje velikih poškodb. V steni, kjer potres povzroča tlačne sile (desna stena), so poškodbe znatne (glej označena področja na sliki 8a). Doseženo je bilo mejno stanje velikih poškodb. Zahtevana duktilnost za pomik tlačno obremenjene stene je presegla razpoložljivo kapaciteto. Ugotovili smo, da minimalna količina armature ne zadošča. Upogibno armaturo smo nato povečali.

Povzetek zahtevane upogibne armature in prečne armature za objetje v stenah je podan v preglednici 1. Delež vzdolžne armature se je v spodnjih etažah povečal na 0,54 %, volumski delež prečne armature v robnih elementih pa na 0,18. Potrebno strižno armaturo smo določili v zadnjem koraku projektiranja (glej shemo na sliki 1). Za konstrukcijo s spremenjeno armaturo smo ponovili analizo z N2-metodo. Pripadajoči vzorec poškodb je prikazan na sliki 8b. Razvidno je, da neželenih krhkih poškodb pri velikih osnih silah v tlačno obremenjeni steni ni več.



Slika 8. Vzorec poškodb pri ciljnem pomiku, ki ustreza povratni dobi 475 let, za testni primer stavbe pri a) minimalni upogibni in prečni armaturi ter b) pri korigirani upogibni in prečni armaturi. Legenda: zelena barva označuje razpoke v betonu, rumena označuje plastifikacijo armature, oranžna označuje mejno stanje velikih poškodb.

3.3 Ocena maksimalnih strižnih sil in določitev strižne armature

V zadnjem koraku smo strižne sile, izračunane z metodo N2, korigirali, saj so te bistveno večje od računskih zaradi vpliva višjih nihajnih oblik. Pri tem smo upoštevali korekcijske faktorje, ki smo jih nedavno določili na UL FGG [Janevski, 2025a, 2025b]. Najprej smo določili faktor za povečanje skupne prečne sile ob vpetju. Ta je znašal 1,9. Nato smo določili ustrezne etažne strižne sile oziroma strižne sile v posameznih stenah. Povzetek zahtevane strižne armature v stenah je podan v preglednici 1. Delež prečne armature se je v zgornjih etažah povečal na 0,63 %, v spodnjih pa na 0,75 %.

3.4 Verifikacija predlagane metode

Potresni odziv stavbe, ki smo jo projektirali s predlagano metodo, smo ocenili tudi z nelinearno analizo časovnega odziva in ga primerjali z odzivom stavbe, ki je bila projektirana na tradicionalni način, upoštevajoč, da so stene konzolne, in na osnovi elastičnih metod analize. Pri tem smo upoštevali določila standarda Evrokod 8 [CEN, 2004] za DCM-razred duktilnosti. Ustrezno temu smo pri projektiranju upoštevali faktor obnašanja $q = 3$. Akceleroگرامe, s katerimi smo modelirali potresni vpliv, smo izbrali v skladu s potresnimi zahtevami, ki smo jih upoštevali pri projektiranju (slika 9).

Nelinearne dinamične analize smo naredili ob upoštevanju dveh intenzitet gibanja tal, ki ustrezata povratnim dobam 475 (ustreza SD-mejnemu stanju) in 2475 let (ustreza NC-mejnemu stanju). Pri vseh analizah smo upoštevali 5-odstotno viskozno dušenje. Upoštevali smo tudi vpliv teorije drugega reda (t. i. P-delta efekt).

Najpomembnejši rezultati nelinearnih dinamičnih analiz časovnega odziva so prikazani na slikah 10 do 13, kjer smo primerjali strižne sile in upogibne momente, upoštevane pri projektiranju, z vrednostmi, dobljenimi iz nelinearne dinamične analize. Svetlo modra barva prikazuje ovojnice prečnih sil oziroma upogibnih momentov iz nelinearne analize časovnega odziva za posamezen akceleroگرام. Povprečna vrednost, izračunana iz odziva vseh 15 akceleroگرامov, je prikazana s temno modro barvo. Projektne vrednosti pa prikazujemo z rdečo barvo.

Slika 10 prikazuje primerjavo strižnih sil iz nelinearne dinamične analize za intenziteto gibanja tal, ki ustreza povratni dobi 475 let (stanje SD) in projektčnih strižnih sil. Na sliki 10a so prikazani rezultati za stavbo, projektirano na osnovi tradicionalnega pristopa, ki temelji na elastični analizi. Povprečne strižne sile, dobljene iz nelinearne analize, so bile v tem primeru do 1,65-krat večje od pripadajočih projektčnih vrednosti. Na sliki 10b so prikazani rezultati za stavbo, projektirano na osnovi predlagane metode. V tem primeru so bile povprečne strižne sile iz nelinearne analize manjše od projektčnih vrednosti, pri čemer je bilo največje razmerje med izračunano in projektno vrednostjo enako 0,85.

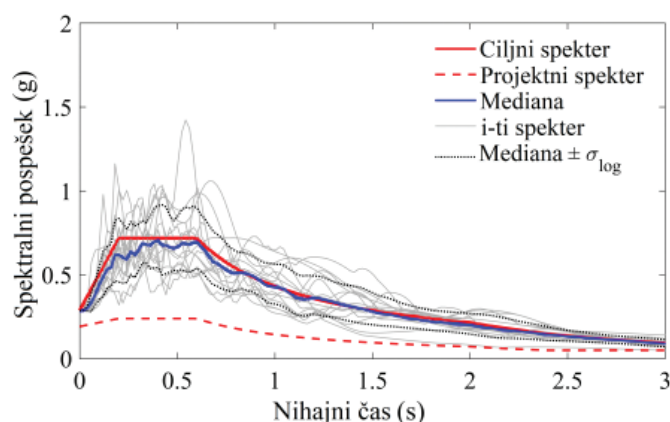
Slika 11 prikazuje primerjavo strižnih sil iz nelinearne dinamične analize za intenziteto gibanja tal, ki ustreza povratni dobi 2475 let (stanje NC), in projektčnih strižnih sil, upoštevanih pri projektiranju na osnovi elastične analize (slika 11a) oziroma predlagane metode (slika 11b). Povprečne strižne sile iz neli-

nearne analize so bile do 2,5-krat večje od strižnih sil v stenah, projektiranih na osnovi elastične analize. Razlika je bila bistveno manjša v stenah, projektiranih na osnovi predlagane metode. Največje razmerje med izračunano in projektno vrednostjo je znašalo 1,30.

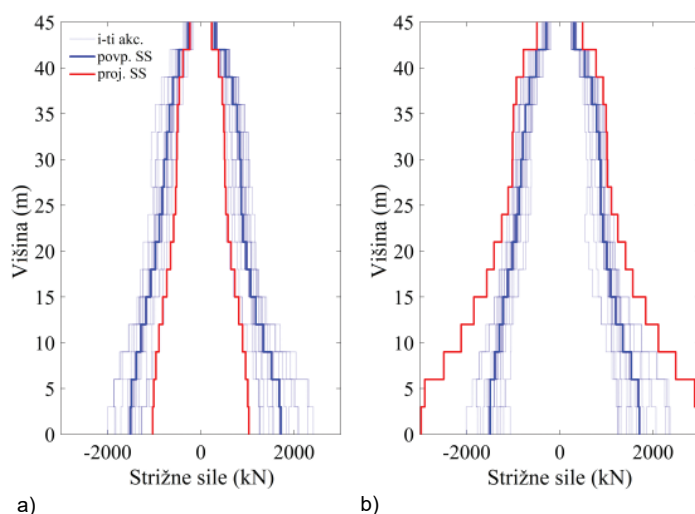
Slika 12 prikazuje primerjavo upogibnih momentov iz nelinearne dinamične analize za stanje SD in projektnih upogibnih momentov. Na sliki 12a so prikazani rezultati za stavbo, projektirano na osnovi tradicionalnega pristopa, ki temelji na elastični analizi. Največje razmerje med upogibnimi momenti iz nelinearne dinamične analize in projektnimi momenti, določenimi z elastično analizo, je znašalo 1,45. Na sliki 12b so prikazani rezultati za stavbo, projektirano na osnovi predlagane metode. V tem primeru so bila razmerja manjša od 1, z največjim razmerjem 0,93.

Slika 13 prikazuje primerjavo upogibnih momentov iz nelinearne dinamične analize za stanje NC in upogibnih momentov, upoštevanih pri projektiranju na osnovi elastične analize (slika 13a) oziroma predlagane metode (slika 13b). Pri stavbi, projektirani na osnovi elastične analize, so bili upogibni momenti iz nelinearne analize do 2,0-krat večji od projektnih upogibnih momentov. Pri stavbi, projektirani na osnovi predlagane metode, pa je bilo največje razmerje med izračunanimi in projektnimi vrednostmi 1,34.

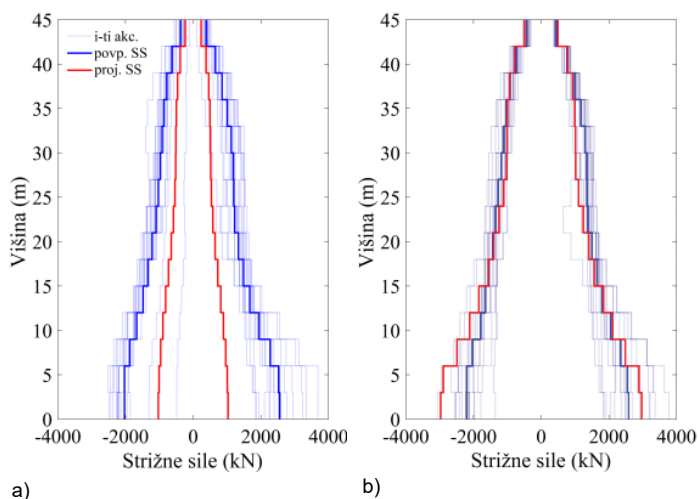
Posledično so tradicionalno zasnovane stavbe utrpale več škode. Globalni mejni stanji SD in NC sta bili doseženi v primeru



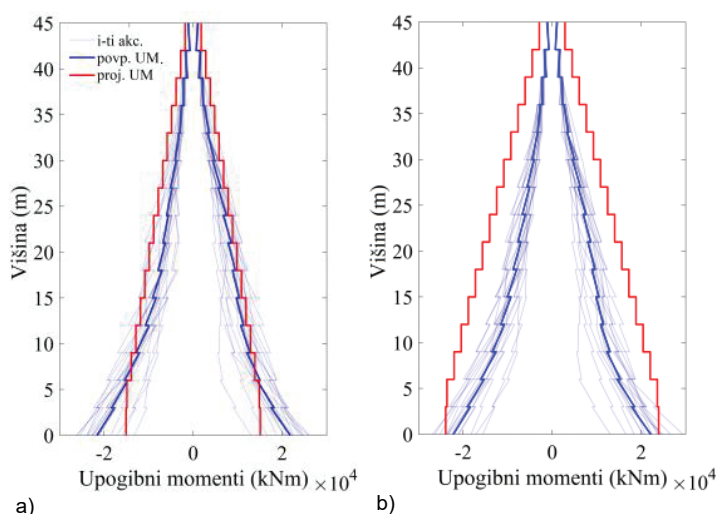
Slika 9. Spektri pospeškov izbranih akcelorogramov, vključno z medianami spektrov in standardnim odklonom, so predstavljeni skupaj s ciljnimi (elastičnim) in zmanjšanim (projektnim) spektrom po EC8 za PGA 0,29 g.



Slika 10. Ovojnice prečnih sil, upoštevanih pri zasnovi, ter pripadajoče vrednosti iz nelinearne analize časovnega odziva za intenziteto gibanja tal, ki ustreza povratni dobi 475 let, za testni primer stavbe, projektirane na osnovi a) elastičnih metod analize in b) predlagane metode, ki temelji na potisni analizi.

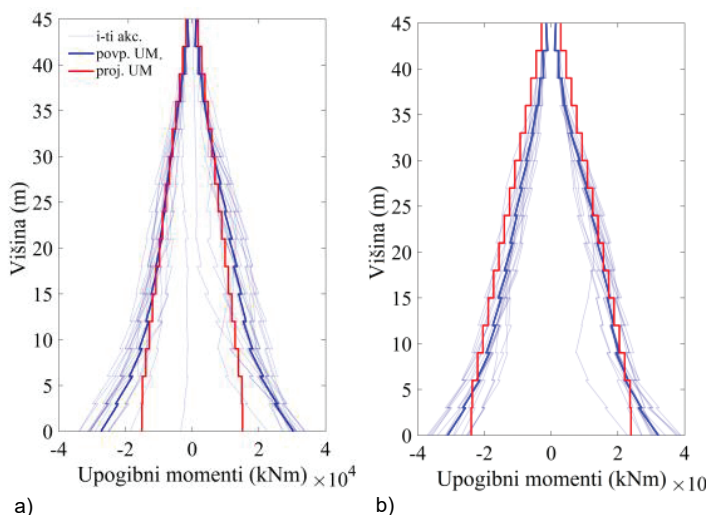


Slika 11. Ovojnice prečnih sil, upoštevanih pri zasnovi, ter pripadajoče vrednosti iz nelinearne analize časovnega odziva za intenziteto gibanja tal, ki ustreza povratni dobi 2475 let, za testni primer stavbe, projektirane na osnovi a) elastičnih metod analize in b) predlagane metode, ki temelji na potisni analizi.



Slika 12. Ovojnice upogibnih momentov, upoštevanih pri zasnovi, ter pripadajoče vrednosti iz nelinearne analize časovnega odziva za intenziteto gibanja tal, ki ustreza povratni dobi 475 let, za testni primer stavbe, projektirane na osnovi a) elastičnih metod analize in b) predlagane metode, ki temelji na potisni analizi.

štirih oziroma dvanajstih akceleroگرامov od petnajstih. Vendar nobeno od mejnih stanj SD ali NC ni bilo doseženo, ko je bila stavba projektirana na osnovi predlagane metode. Zato lahko sklepamo, da je bil odziv konstrukcije, projektirane na osnovi predlagane metode, izboljššan v primerjavi s konstrukcijo, projektirano na osnovi elastične analize.



Slika 13. Ovojnice upogibnih momentov, upoštevanih pri zasnovi, ter pripadajoče vrednosti iz nelinearne analize časovnega odziva za intenziteto gibanja tal, ki ustreza povratni dobi 2475 let, za testni primer stavbe, projektirane na osnovi a) elastičnih metod analize in b) predlagane metode, ki temelji na potisni analizi.

4 VERIFIKACIJA PREDLAGANE METODE NA ŠIRŠEM NABORU STAVB Z AB STENAMI, POVEZANIMI ZGOLJ S PLOŠČAMI

4.1 Opis nabora stavb

Predlagano metodo smo ovrednotili na širokem naboru stavb z armiranobetonskimi stenami, ki so bile povezane zgolj s ploščami. Tlorisna zasnova stavb je bila enaka kot pri testnem

primeru, prikazanem na sliki 2, spreminjali pa smo posamezne lastnosti stavb, ki so povzete v preglednici 2. Stavbe smo projektirali tako s predlagano metodo, ki temelji na potisni analizi, kot na tradicionalen način kot konzolne stene na podlagi elastičnih analiz.

Za oceno njihovega odziva smo naredili obsežne nelinearne analize časovnega odziva. Obravnavane stavbe smo analizirali pri dveh intenzitetah potresnega vpliva, ki ustrezata povratnim dobam 475 (SD-mejno stanje) in 2475 let (NC-mejno stanje). V analizah smo upoštevali akceleroگرامe, predstavljene v poglavju 3.4.

4.2 Primerjalna analiza

Povprečne strižne sile v stenah iz nelinearne dinamične analize smo za različne stopnje povezanosti sten CL (angl. coupling level) primerjali s projektnimi strižnimi silami. CL predstavlja kvantitativno mero medsebojne povezanosti sten in je definiran kot razmerje med upogibnim momentom, ki se razvije v okvirnem sistemu sten in plošč, ter celotnim prevrnitvenim momentom v konstrukciji zaradi potresne obtežbe.

Na slikah 14 in 15 prikazujemo največja razmerja med strižnimi silami iz nelinearne dinamične analize za SD- oziroma NC-stanje in pripadajočimi projektnimi vrednostmi, pri čemer je upoštevano največje razmerje vzdolž celotne višine sten.

Strižne sile, upoštevane pri projektiranju, ki temelji na elastični analizi, so bile presežene tako za SD- kot za NC-mejno stanje (glej sliki 14a in 15a). Pri SD-stanju so bile strižne sile iz nelinearne dinamične analize do 2-krat večje, pri NC-stanju pa do 2,5-krat večje od strižnih sil, upoštevanih pri projektiranju.

Ko so bile analizirane stavbe projektirane na osnovi predlagane metode, so bile strižne sile iz nelinearne dinamične analize v SD-stanju v večini primerov manjše od strižnih sil, upoštevanih pri projektiranju (glej sliko 14b). V SD-stanju je bilo to razmerje največ 1,2, vendar smo vrednosti, večje od 1,0, opazili le v štirih stavbah. V NC-stanju je bila maksimalna vrednost tega razmerja 1,6 (slika 15b).

Podobne rezultate smo dobili, tudi ko smo primerjali povprečne upogibne momente iz nelinearne dinamične analize

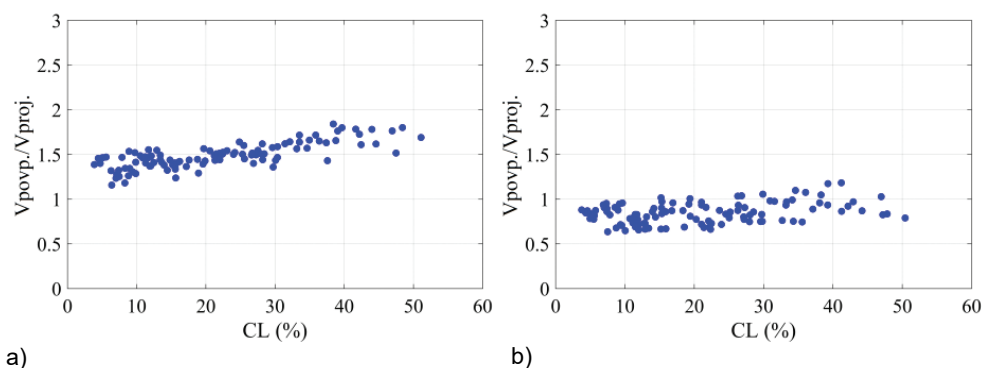
A_w/A_f (%)	N (m)	H_s (m)	H_w (m)	B_w (m)	a_g (g)	L_o (m)	b_{eff} (m)	t (m)	A_{slab} (cm ² /m)
1.5	5, 10 in 15	3	4 6	0.2	0.29	2	1.0, 2.75 in 5.5 1.0, 3.25 in 6.5	0.2	2.57 in 3.85
2	5, 10 in 15	3	4 6	0.2	0.29	2	1.0, 2.25 in 4.5 1.0, 2.5 in 5.0	0.2	2.57 in 3.85
2.5	5, 10 in 15	3	4 6	0.2	0.29	2	1.0, 2.0 in 4.0 1.0, 2.25 in 4.5	0.2	2.57 in 3.85

Legenda: a_g – pospešek temeljnih tal, N – število etaž, H_s – etažna višina, H_w – višina prečnega prereza sten, B_w – širina prečnega prereza sten, A_w/A_f – razmerje med površino sten in pripadajočo površino tlorisa etaže, L_o – razdalja odprtine med stenami, b_{eff} – sodelujoča širina plošče, t – debelina plošče, A_{slab} – armatura plošče.

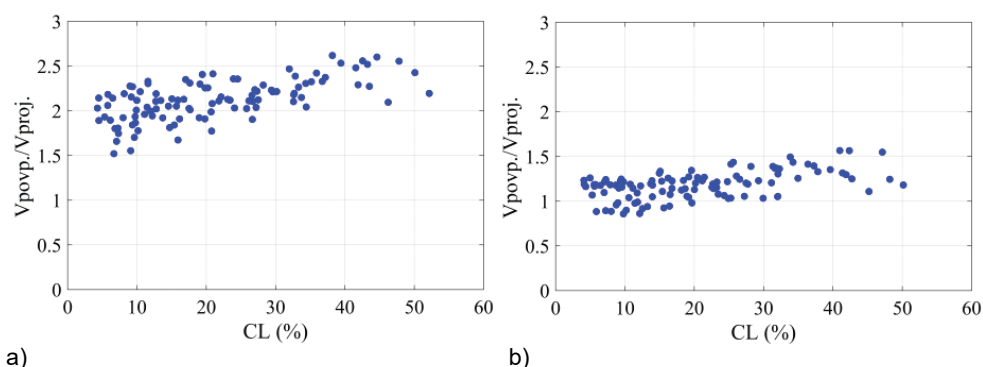
Preglednica 2. Lastnosti izbranih stavb.

in upogibne momente, upoštevane pri projektiranju (glej sliki 16 in 17). Upogibni momenti, upoštevani pri projektiranju, ki temelji na elastični analizi, so bile preseženi za največ 1,8 oziroma 2,7 za mejni stanji SD in NC (glej sliki 16a in 17a). Za stavbe, zasnovane ob upoštevanju predlagane metode, so bila ta razmerja nižja, in sicer do 1,2 oziroma 1,5 za mejni stanji SD in NC

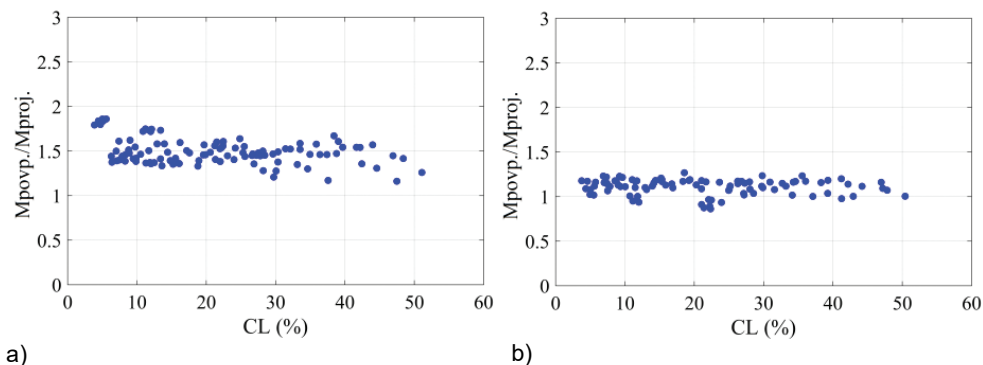
(glej sliki 16b in 17b). Na slikah so prikazana največja razmerja vzdolž celotne višine sten. Pri tem opažamo, da razmerja ob vpetju sten niso bila tako izrazita; največja odstopanja so se pojavila v višjih etažah, kar je pomembno upoštevati pri interpretaciji rezultatov.



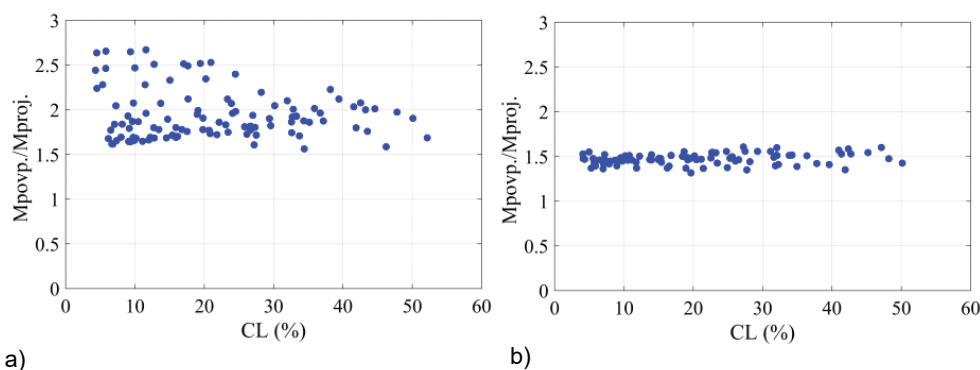
Slika 14. Razmerje med povprečnimi prečnimi silami $V_{povp.}$ iz nelinearne analize časovnega odziva za intenziteto gibanja tal, ki ustreza mejnemu stanju SD, in projektnimi prečnimi silami $V_{proj.}$ za izbran nabor stavb, projektiranih na osnovi a) elastičnih metod analize in b) predlagane metode, ki temelji na potisni analizi.



Slika 15. Razmerje med povprečnimi prečnimi silami $V_{povp.}$ iz nelinearne analize časovnega odziva za intenziteto gibanja tal, ki ustreza mejnemu stanju NC, in projektnimi prečnimi silami $V_{proj.}$ za izbran nabor stavb, projektiranih na osnovi a) elastičnih metod analize in b) predlagane metode, ki temelji na potisni analizi.



Slika 16. Razmerje med povprečnimi upogibnimi momenti $M_{povp.}$ iz nelinearne analize časovnega odziva za intenziteto gibanja tal, ki ustreza mejnemu stanju SD, in projektnimi upogibnimi momenti $M_{proj.}$ za izbran nabor stavb, projektiranih na osnovi a) elastičnih metod analize in b) predlagane metode, ki temelji na potisni analizi.



Slika 17. Razmerje med povprečnimi upogibnimi momenti $M_{povp.}$ iz nelinearne analize časovnega odziva za intenziteto gibanja tal, ki ustreza mejnemu stanju NC, in projektnimi upogibnimi momenti $M_{proj.}$ za izbran nabor stavb, projektiranih na osnovi a) elastičnih metod analize in b) predlagane metode, ki temelji na potisni analizi.

Rezultati analiz so pokazali, da je mogoče odziv AB sten, povezanih s ploščami brez gred, ustrezno oceniti z uporabo potisne analize. Potresne zahteve je mogoče natančno napovedati, odziv stavb pa znatno izboljšati. Poleg tega smo z uporabo predlagane metode znatno zmanjšali poškodbe konstrukcije, kar je še posebno pomembno, saj številne stavbe sicer preživijo potres, vendar utrpijo poškodbe, zaradi katerih popravila niso ekonomsko upravičena.

5 ZAKLJUČKI

V članku je predstavljena razmeroma preprosta in učinkovita metoda za potresno odporno projektiranje AB sten, povezanih s ploščami brez povezovalnih gred. Metoda temelji na nelinearni N2-metodi in principih načrtovanja nosilnosti.

Metoda je sestavljena iz treh glavnih korakov. V prvem koraku določimo minimalno upogibno in prečno armaturo sten. V drugem koraku z N2-metodo ocenimo potresni odziv stavbe z minimalno armaturo. Če duktilnost konstrukcije in posameznih sten ne ustreza potresnim zahtevam, popravimo armaturo. V nasprotnem nadaljujemo s tretjim korakom, kjer določimo maksimalne strižne sile v stenah in določimo potrebno armaturo. Pri tem upoštevamo principe načrtovanja nosilnosti in vplive zaradi višjih nihajnih oblik.

Učinkovitost predlagane metode smo ovrednotili na širšem naboru stavb z AB stenami, z uporabo nelinearne dinamične analize časovnega odziva. Odziv sten, projektiranih po predlaganem postopku, smo tudi primerjali z odzivom sten, ki smo jih projektirali na tradicionalen način kot konzolne stene na podlagi elastičnih analiz.

Pokazali smo, da je mogoče odziv AB sten, povezanih s ploščami brez gred, zanesljivo oceniti z uporabo potisne analize. Predvsem je novi postopek bolj učinkovit pri ocenitvi strižnih sil v stenah. Za razliko od tradicionalno projektiranih sten, v katerih so bile projektne strižne sile v stanju SD tudi do 2,5-krat manjše od tistih, določenih z

nelinearno dinamično analizo, je bilo to razmerje v stenah, projektiranih po predlaganem postopku, največ 1,2. Vrednosti, večje od 1, smo opazili v le štirih od 108 analiziranih stavb. V NC-stanju je razmerje med strižnimi silami iz nelinearne dinamične analize in projektnimi strižnimi silami pri tradicionalno projektiranih stenah doseglo 2,7, medtem ko je bilo pri stenah, projektiranih po predlaganem postopku, največ 1,6. Takšna zmanjšanja potrjujejo, da metoda omogoča učinkovitejše in zanesljivejše dimenzioniranje sten, kar neposredno prispeva k zmanjšanju poškodovanosti konstrukcije in izboljššanemu odzivu stavb.

Učinkovitost predlagane metode smo dokazali na primerih stavb s simetrično postavljenimi stenami. V nadaljnjih raziskavah načrtujemo njeno evalvacijo za bolj splošne primere z nesimetrično zasnovo in nesimetričnimi stenami.

Predlagano metodo smo razvili predvsem za projektiranje stavb, v katerih so stene povezane le s ploščami. Bilo bi pa jo smiselno nadgraditi tudi za bolj kompleksne sisteme sten, ki vključujejo tudi povezovalne grede.

6 ZAHVALA

Predstavljeno raziskavo je podprla Javna agencija za znanstvenoraziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije.

7 LITERATURA

CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Pub. L. No. 1998-1:2004, EN (2004). CEN, Brussels: European Committee for Standardisation, 2004.

CEN/TC 250/SC 8, Eurocode 8: Earthquake resistance design of structures (2021). CEN, 2021.

Fajfar, P., A nonlinear analysis method for performance based seismic design, *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592, 2000.

Fischinger, M., Isakovic, T., Kante, P., Implementation of a macro model to predict seismic response of RC structural walls, *Computers and Concrete*, 1(2), <https://doi.org/10.12989/cac.2004.1.2.211>, 2004.

Giberson, M., The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation. Dissertation (Ph.D.). California Institute of Technology., 1967.

Janevski, A., Isaković, T., (a), Potresni odziv armiranobetonskih sten povezanih s ploščami brez povezovalnih gred, *Gradbeni Vestnik*, 29–44, 2025.

Janevski, A., Isaković, T., (b), Seismic response of RC walls coupled by slabs without coupling beams, *Engineering Structures*, 329, 119861, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.119861>, 2025.

Kante, P., Seismic Vulnerability of RC Walls. Dissertation (Ph.D.) (Dissertation). University of Ljubljana, Ljubljana, 2005.

McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), Retrieved April 8, 2024, from, 2000.

Rejec, K., Isaković, T., Fischinger, M., Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 567–586, <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9294-y>, 2012.

Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N., Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557–2573, Retrieved from <http://cedb.asce.org/cgi/WWWdisplay.cgi?17038>, 1970.