

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: 624.041.6:624.012.45

POTRESNI ODZIV ARMIRANOBETONSKIH STEN, POVEZANIH S PLOŠČAMI BREZ POVEZOVALNIH GRED

SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE WALLS COUPLED BY SLABS WITHOUT COUPLING BEAMS

Povzetek

V članku je predstavljena analiza potresnega odziva armiranobetonskih (AB) sten, povezanih le s ploščami brez gred, ki jih običajno obravnavamo kot konzolne stene. Raziskali smo, kdaj lahko plošče močno povežejo stene in kako to vpliva na njihov potresni odziv. Nelinearne potisne in analize časovnega odziva so pokazale, da je lahko stopnja povezanosti (CL – Coupling Level) do 50 %, zlasti pri konfiguracijah z vitkimi stenami (razmerje višina/širina > 4), kjer se lahko aktivira velika sodelujoča širina plošče. Zaradi močne povezanosti se v slopih razvijejo znatne osne sile (tudi do 80 % osnih sil zaradi navpične obtežbe), kar vodi do spremembe togosti in nosilnosti ter prerazporeditev vplivov. Strižne sile so se v posameznih slopih povečale tudi do 50 %. Na povečanje strižnih sil vplivajo tudi višje nihajne oblike. Povečanje strižnih sil zaradi okvirnega učinka narašča z večanjem CL, medtem ko vpliv višjih nihajnih oblik upada. Raziskali smo tudi, kdaj je treba korigirati strižne sile, določene z nelinearno potisno analizo, saj slednja ne zajema vpliva višjih nihajnih oblik, ter predlagali enostavne izraze za korekcijo. Odstopanje je bilo v večini primerov manj kot 20 %.

Ključne besede: AB-stene, potresni odziv, stopnja povezanosti, okvirni učinek, vpliv višjih nihajnih oblik, povečanje strižnih sil, nelinearna analiza

Summary

The article investigates the seismic response of reinforced concrete (RC) walls coupled only by slabs, without coupling beams, a configuration often considered as cantilever walls. The study investigates when slabs significantly couple walls to a significant extent and how this affects their overall seismic behaviour. Non-linear pushover and response history analyses revealed coupling level (CL) of up to 50 %, particularly in buildings featuring slender walls (aspect ratio > 4), where a significant effective slab width can be activated. A significant CL caused axial forces in the wall piers to vary by up to 80 % of the gravity loads, altering changing stiffness and strength, causing pronounced redistributions of seismic demand among wall piers and amplifying shear forces in individual piers by up to 50 %. Additionally, the study highlights that, shear demand can also increase due to higher modes of vibration. While the amplification of shear forces due to frame action increased with increasing CL, it was found that shear force amplification due to higher modes was found to decreased. To address the limitations of non-linear pushover analysis in capturing higher-mode effects, simple correction expressions are proposed, with deviations in most cases under below 20 %.

Key words: RC walls, seismic response, coupling level, frame action, higher mode effects, shear amplification, non-linear analysis

1 UVOD

AB-stene sodijo med najučinkovitejše in najpogostejše konstrukcijske sisteme različnih vrst stavb. Evrokod 8 [CEN, 2004a] jih razvršča v dve skupini: konzolne in povezane stene, in sicer glede na vrsto njihovega potresnega odziva. V splošnem prevladuje mnenje, da se stene, ki so povezane le s ploščami brez povezovalnih gred, obnašajo kot konzole oziroma da plošče zaradi svoje relativno majhne upogibne nosilnosti stene povezujejo le kot toge šipe, ne morejo pa ustvariti omembe vrednega okvirnega učinka.

Takšno mnenje postavlja pod vprašaj vedno več analitičnih in eksperimentalnih študij, ki so na voljo v novejši literaturi. Npr. v študijah ([Aktan, 1984], [Encina, 2017], [Ramos, 2020], [Ramos, 2021]; [Rojas, 2024]) so opazili, da lahko plošče pomembno vplivajo na stopnjo povezanosti sten in da lahko spremenijo mehanizem njihovega odziva. Opazili so, da lahko plošče povzročajo znatno stopnjo interakcije med slopi sten, ki se povečuje s količino armature plošče, kar lahko v določenih primerih povzroči pomembno povečanje potresnih zahtev v stenah. V študiji [Rojas, 2024] so ugotovili, da lahko potresni vpliv v stenah, povezanih le s ploščami, povzroči znatne osne obremenitve, ki vplivajo na mejo elastičnosti sten in dolžino njihovih plastičnih členkov.

Omenjene študije so podale zanimive ugotovitve, vendar so bile narejene na majhnem številu stavb, za njihovo analizo pa so uporabili le elastične in poenostavljene nelinearne metode, ki ravno v kritičnih primerih ne moreta dati celostnega vpogleda v njihov potresni odziv. V članku predstavljamo pomanjkljivosti takšnih analiz in potrebne korekcije njihovih rezultatov.

Eksperimentalne raziskave ([Panagiotou, 2011], [Nagae, 2011]) in pretekli potresi potrjujejo, da potresnega odziva sten, ki so povezane le s ploščami, ne poznamo dovolj. To se je pokazalo tudi v nedavnih potresih v Čilu leta 2010 ([Massone, 2013], [Boroschek, 2014]) in na Novi Zelandiji leta 2011 ([Kam, 2010], [Elwood, 2014]), kjer so bile opažene številne nepričakovane krhke strižne poškodbe sten ali poškodbe zaradi uklona vzdolžne armature in presežene tlačne trdnosti betona v robnih območjih prečnih prereзов, še zlasti v visokih stavbah. To pomanjkljivo znanje se odraža tudi v sodobnih standardih, kot so Evrokod 8 [CEN, 2004a], ACI 318-19 [ACI 318-19, 2019] in NZS 3101 [NZS 3101, 2006], katerih določila je treba revidirati.

Za boljše razumevanje interakcije med stenami in medetažnim sistemom se že nekaj časa tudi na UL FGG ukvarjamo s sistematičnimi eksperimentalnimi in analitičnimi študijami. V podporo analitičnim študijam smo naredili dva nabora eksperimentov na potresni mizi v velikem merilu. V prvih eksperimentih, s katerimi smo analizirali določila prve generacije standarda Evrokod 8, smo testirali povezane stene s prirobnicami (prečni prerez je bil T-oblike) [Fischinger, 2017]. V teh testih so bile stene povezane s ploščami in gredami. V drugem naboru eksperimentov smo testirali potresni odziv trietažnega preizkušanca, sestavljenega iz štirih pravokotnih sten, povezanih le s ploščami [Isaković, 2020].

Z analizo obeh testov ([Fischinger, 2017], [Isaković, 2024]) smo ugotovili, da: a) tudi razmeroma tanka plošča brez povezovalnih gred lahko ustvari znatno povezavo med stenami, b) dodatna nosilnost stropnega sistema je lahko velika zaradi

sodelovanja gred in plošč, c) interakcija med stenami in ploščami je zelo odvisna od upogibne nosilnosti plošč in njihove sodelujoče širine, d) stopnja interakcije narašča sorazmerno z večanjem intenzitete potresne obtežbe in zasukom, e) mehanizem potresnega odziva vitkih sten, povezanih le s ploščami, je lahko bistveno različen od tistega, ki je značilen za konzolne stene, f) zaradi okvirnega učinka se lahko v njih znatno povečajo potresne zahteve, pri tem je še posebno kritično povečanje strižnih in osnih sil, g) potresni odziv sten s prirobnicami je lahko v določenih primerih drugačen od odziva pravokotnih sten.

Glede na ugotovitve lastnih in tujih eksperimentalnih in analitičnih študij smo se odločili za sistematično analitično študijo potresnega odziva sten, povezanih le s ploščami. Namen te študije je bil, da sistematično analiziramo pomen povezave, ki jo zagotavljajo zgolj plošče brez gred, vpliv interakcije med stenami in ploščami na globalni potresni odziv, ter da določimo kriterije, s katerimi lahko identificiramo stavbe, pri katerih je ta interakcija pomembna.

Nabor analiziranih stavb smo izbrali glede na najnovejšo gradbeno prakso v Sloveniji, kjer je uporaba standardov Evrokod obvezna od leta 2008. Vse stavbe smo sprojektirali, upoštevajoč trenutno veljavni standard Evrokod 8 [CEN, 2004a]. Obravnavali smo več kot 400 stavb, ki so omogočile analizo širokega nabora parametrov, ki lahko vplivajo na stopnjo povezanosti sten. Vse stavbe smo analizirali s poenostavljenimi nelinearnimi analizami in nelinearnimi analizami časovnega odziva in primerjali rezultate teh analiz.

V študiji smo upoštevali in spreminjali naslednje parametre, ki lahko vplivajo na potresni odziv, analiziranega tipa sten: dimenzije, armaturo in obliko prečnih prereзов sten (analizirali smo pravokotne in stene s prirobnicami), razmerje med površino sten in pripadajočo površino tlora etaže, število etaž, ter parametre, ki vplivajo na upogibno nosilnost plošč, kot je njihova sodelujoča širina – EW (angl. effective width) in upogibna armatura.

Upoštevali smo dve intenziteti potresnega vpliva, ki ustrežata območjem zmerne in visoke seizmičnosti. V obeh primerih smo analizirali dve mejni stanji – stanje velikih poškodb – SD (angl. significant damage) in stanje blizu porušitve – NC (angl. near collapse). S tem smo dobili vpogled v to, kako se stopnja povezanosti spreminja v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe. Celotna študija je obsegala približno 20.000 analiz.

Parametrična študija je podrobno opisana v poglavju 2. Rezultati obsežnih nelinearnih statičnih analiz in analiz časovnega odziva so predstavljeni v poglavju 3. Učinek povezanosti na osnovni mehanizem odziva je na primeru značilne stavbe podrobno prikazan v poglavju 3.1. Pomembni parametri, ki vplivajo na CL, so analizirani v poglavju 3.2. Poglavje 3.3 prikazuje učinke povezanosti na različne odzivne parametre stavb z različnimi lastnostmi.

Predhodne raziskave, ki smo jih naredili na UL FGG ([Fischinger, 2012], [Rejec, 2012]), so pokazale, da okvirni učinek ni edini razlog, zaradi katerega se lahko povečajo strižne sile v stenah. Slednje se lahko v nelinearnem območju povečajo tudi zaradi vpliva višjih nihajnih oblik. To so ugotavljali tudi drugi raziskovalci ([Blakeley, 1975], [Keintzel, 1990], [Pennucci, 2015], [Rivard, 2022]). Večina teh študij je bila osredotočena na pot-

rebne korekcije strižnih sil, določenih z elastičnimi potresnimi analizami, v primerjavi z nelinearnimi analizami časovnega odziva.

Doslej je v Evrokodu 8 bilo dovoljeno le projektiranje na osnovi elastičnih metod analize. Druga generacija Evrokoda 8 [CEN/TC 250/SC 8, 2021] dovoljuje tudi projektiranje na osnovi poenostavljenih nelinearnih potisnih analiz (N2-metoda [Fajfar, 2000]). Vendar so tudi pri takšnih analizah potrebne določene korekcije strižnih sil, saj s potisno analizo lahko dobro ocenimo okvirne učinke, ne moremo pa upoštevati povečanja potresnih zahtev zaradi višjih nihajnih oblik v nelinearnem območju. Slednje analiziramo v 4. poglavju.

Vpliv povezanosti sten in okvirnega učinka ter vpliv višjih nihajnih oblik na povečanje strižnih sil v nelinearnem območju podrobno obravnavamo v poglavjih 4.1 in 4.2. V poglavju 4.3 predlagamo enostavne izraze za korekcijo strižnih sil v stenah, določenih s približno nelinearno potisno analizo, ki smo jih določili s primerjavo nelinearne potisne analize in nelinearne analize časovnega odziva. Vse ključne ugotovitve in zaključki študije o potresnem obnašanju AB-sten, povezanih s ploščami brez gred, smo povzeli v 5., zaključnem poglavju.

2 OPIS PARAMETRIČNE ŠTUDIJE

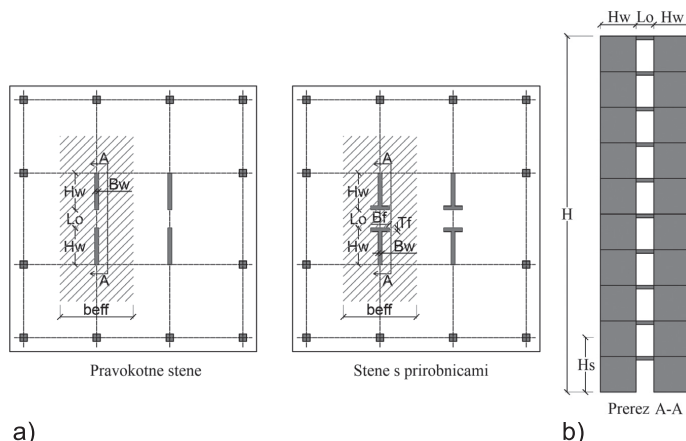
Mehanizme potresnega odziva AB-sten, povezanih s ploščami brez gred, smo analizirali z obsežno parametrično študijo. Izbrali smo enostavno pravokotno tlorisno zasnovo stavbe in pri tem upoštevali tipično novejšo gradbeno prakso v Sloveniji. Vse stavbe smo najprej sprojektirali, upoštevajoč standard Evrokod 8 [CEN, 2004a]. Potem smo njihov odziv ocenili z N2-metodo [Fajfar, 2000] (poenostavljeno nelinearno analizo) in z nelinearno analizo časovnega odziva. To poglavje vsebuje podroben opis analiziranih stavb in postopka njihovega projektiranja (poglavje 2.1). Natančno opisujemo tudi model, ki smo ga uporabili za obe vrsti nelinearnih analiz (poglavje 2.2).

2.1 Lastnosti obravnavanih konstrukcij in potresna obremenitev, upoštevana med projektiranjem

V parametrično študijo smo vključili stavbe z enostavno pravokotno tlorisno zasnovo s štirimi AB-stenami, stebri in obodnimi nosilci (slika 1). Analizirali smo dve steni in pri tem upoštevali pripadajočo maso (osenčeno območje na sliki 1). Pri tem sta bili pripadajoča površina za vertikalno in potresno obtežbo enaki. Največji nivo osnih sil ni presegel 0,4, kar je omejitev standarda EC8 [CEN, 2004a].

Skrbno smo izbrali nabor parametrov (geometrijo stavb, geometrijo in armaturo sten in plošč, intenziteto potresnega vpliva), katerih vrednosti smo spreminjali v mejah, ki so značilne za vsakdanjo prakso, in sicer z namenom, da dobimo celovit vpogled v značilnosti potresnega odziva AB-sten, povezanih s ploščami brez gred. Lastnosti analiziranih stavb in potresnega vpliva so podrobno predstavljene v preglednici 1.

V študiji smo obravnavali pravokotne in stene s prečnim prere-
zom v obliki črke T. Upoštevali smo dve različni višini prečnega prereza sten H_w , in sicer 4 m in 6 m. Predpostavili smo, da znaša debelina sten B_w 200 mm. Pri stenah s prirobnicami je širina



Slika 1. Geometrija obravnavane stavbe: a) značilna tlorisa in b) prerez obravnavanih sten.

Parameter	Vrednost/Razpon
Oblika prečnega prereza	Pravokoten ali T-prerez
Projektni pospešek tal (PGA)	0,29 g in 0,46 g
Intenziteta potresne obtežbe (T_r)	475 (SD) in 2,475 (NC) let
Število etaž (N)	5, 10 in 15
Etažna višina (H_s)	3 m
Višina prečnega prereza sten (H_w)	4 in 6 m
Širina prečnega prereza sten (B_w)	0,2 m
Razmerje med površino sten in pripadajočo površino tlorisa etaže (A_w/A_f)	1,5%, 2,0% in 2,5%
Razdalja odprtine med stenami (L_o)	2 m
Sodelujoča širina plošče (b_{eff})	1,0 m do 6,5 m
Debelina plošče (t)	0,2 m
Armatura plošče ($A_{s,slab}$)	2,75 cm ² /m in 3,85 cm ² /m

Preglednica 1. Glavne lastnosti analiziranih konstrukcij.

prirobnice B_f znašala polovico višine prečnega prereza. Upoštevali smo tri različne vrednosti za število etaž stavb N , in sicer 5, 10 in 15 etaž. Upoštevali smo, da znaša etažna višina $H_s = 3$ m.

Razmerje med površino sten A_w in pripadajočo površino tlorisa etaže A_f smo postopoma povečevali od 1,5% do 2,5%. Upoštevali smo, da znaša razdalja med stenami 2 m, kar je skladno s tipičnimi velikostmi odprtini za vrata.

Sodelujočo širino plošče b_{eff} smo spreminjali od 1 m do 6,5 m. Pri tem smo upoštevali tri možne sodelujoče širine: minimalno sodelujočo širino, predpisano v standardu Evrokod 2 (EWEC; poenotena za vse obravnavane primere), ki večinoma ustreza navpični obtežbi; sodelujočo širino, ki je enaka polovici širine razpona (EWS); maksimalno možno sodelujočo širino, ki sovпада s celotno širino razpona (EWTs), v skladu z ugotovitva-

mi tujih ([Pantazopoulou, 2001], [Kabeyasawa, 2017]) in naših raziskav ([Isaković, 2020], [Isaković, 2024]). Predpostavili smo, da znaša debelina plošče $t = 20$ cm. Upoštevali smo dve različni količini armature v ploščah: minimalno armaturo $A_{s,slab}$, predpisano v EC2 [CEN, 2004b], in 1,5-kratnik minimalne armature.

Obnavljane stavbe smo sprojektirali, upoštevajoč standard Evrokod 8 [CEN, 2004a]. Glede na določila standarda smo vse stene obravnavali kot konzolne. Potresne obremenitve smo določili z elastično analizo, in sicer z modalno analizo s spektri odziva – RSA (angl. response spectrum analysis) in pri tem upoštevali Evrokodov spekter tipa 1 za tla tipa B. Upoštevali smo dve vrednosti maksimalnega pospeška tal – PGA (angl. peak ground acceleration) – 0,29 g in 0,46 g, ki ustrezata območjem zmerne in visoke seizmičnosti. Pri projektiranju sten smo upoštevali srednji razred duktilnosti – DCM (angl. medium ductility class). Potresni vpliv smo zmanjšali s faktorjem obnašanja $q = 3$.

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

Nihajni časi obravnavanih sten, ki ustrezajo prvi nihajni obliki, so bili na intervalu od 0,2 do 3,64 sekunde. Krajši nihajni časi so ustrezali daljšim stenam in večjim razmerjem med površino sten in pripadajočo površino tlorisa etaže A_w/A_f . Kot smo pričakovali, so bili nihajni časi pri stenah s prečnim prežezom T krajši.

Minimalna vzdolžna armatura, predpisana v Evrokodu 8, je zadoščala za večino obravnavanih sten, sprojektiranih, upoštevajoč vrednost PGA 0,29 g. Delež vzdolžne armature je znašal med 0,35 % in 0,43 %. Delež prečne armature je znašal med 0,23 % in 0,28 %. Volumski delež prečne armature v robnih elementih v področju plastičnih členkov je znašal med 0,06 in 0,22.

Za stene, sprojektirane na vrednost PGA 0,46 g, je delež vzdolžne armature znašal med 0,35 % in 1,12 %. Delež prečne armature je bil med 0,23 % in 0,50 %. Volumski delež prečne armature v robnih elementih v področju plastičnih členkov je znašal med 0,06 in 0,31.

2.2 Nelinearna analiza

Numerični model, ki smo ga uporabili v nelinearni analizi, je prikazan na sliki 2a. 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]). Plošče smo modelirali z Gibersonovim modelom s koncentrirano plastičnostjo [Giberson, 1967] in pri tem nelinearno obnašanje opisali s Takedovimi histereznimi pravili [Takeda, 1970]. Upoštevali smo, da je zveza med stenami v ravnini plošče toga, pripadajoče mase smo skoncentrirali v težiščih sten. Vertikalno obtežbo smo modelirali v vsaki etaži s koncentriranimi silami v težiščih sten.

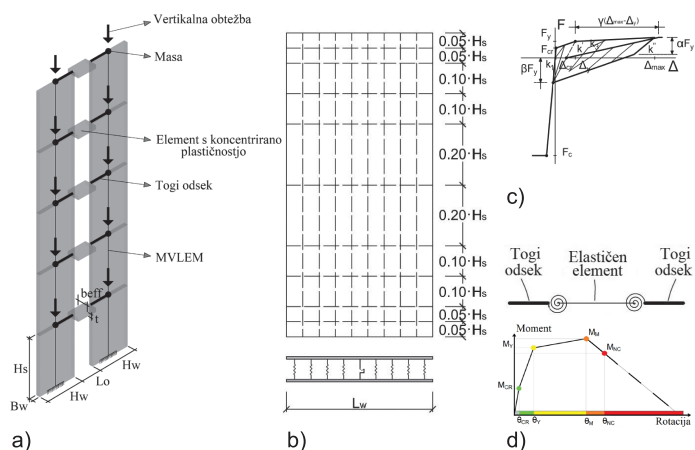
MVLEM se je izkazal za izjemno učinkovitega pri modeliranju nelinearnega odziva sten. Leta 2006 je ekipa na UL FGC pod vodstvom prof. Fischingerja osvojila prvo mesto na mednarodnem tekmovanju v slepi napovedi seizmičnega odziva

sedemnadstropne AB-stavbe [Bachman, 2006] v zelo močni mednarodni konkurenci. Tudi druge slepe napovedi potresnega odziva sten ([Fischinger, 2002], [Janevski, 2024a]) so bile uspešne.

Z MVLEM smo prav tako zelo učinkovito simulirali različne preizkuse na potresnih mizah po zaključenih eksperimentih. Nedavno smo ga uspešno uporabili za simulacijo potresnega odziva desetetažne stavbe, ki je bila eksperimentalno preizkušena v naravnem merilu na največji potresni mizi v centru E-Defense na Japonskem [Janevski, 2023]. Poleg tega je bil MVLEM uspešno uporabljen tudi za simulacijo lastnega preizkusa trietažnega preizkušanca v merilu 1 : 2 na potresni mizi ([Isaković, 2020], kjer smo preizkusili potresni odziv štirih pravokotnih sten, povezanih le s ploščami, in sicer v podporo študiji, prikazani v tem članku.

Stene smo modelirali z več MVLEM elementi različnih dolžin. Krajše elemente smo uporabili za modeliranje potencialnih plastičnih členkov ob vpetju sten in na stikih med stenami in ploščami, medtem ko smo ostale dele sten modelirali z daljšimi elementi (slika 2b). Prečni prežez sten smo razdelili na lamele tako, kot je prikazano na sliki 2b. Vsaki lameli ustreza ena navpična vzmet. Vertikalne vzmeti simulirajo osnovpogibno obnašanje, pri čemer so v vozliščih elementa med sabo toga povezane (s tem se upošteva Bernoullijeva predpostavka o ravnih prerežih). Nelinearni odziv vzmeti je bil definiran tako, kot je prikazano na sliki 2c (uporabili smo material VertSpringType1, tako kot je definiran v programu OpenSees).

Natezni odziv smo opisali s trilinearno zvezo sila-pomik, ki je določena s tremi značilnimi točkami, ki ustrezajo stanjem pri: pojavu prvih razpok (CR), tečenju armature (Y) in blizu porušitve (NC). Tlačni odziv smo določili s tlačno silo in pripadajočim pomikom, ki ustrezata povprečni tlačni trdnosti betona. Ovojnico histereznega odziva smo definirali z upoštevanjem kombiniranih lastnosti betona in upogibne armature. Podrobnosti so predstavljene na sliki 2c. Na tej sliki so prikazani tudi štirje parametri – α , β , γ in δ – ki opredeljujejo obliko histerezne zanke. Upoštevali smo priporočene vrednosti teh parametrov, in sicer $\alpha = 1,0$, $\beta = 1,5$, $\gamma = 1,05$ in $\delta = 0,5$.



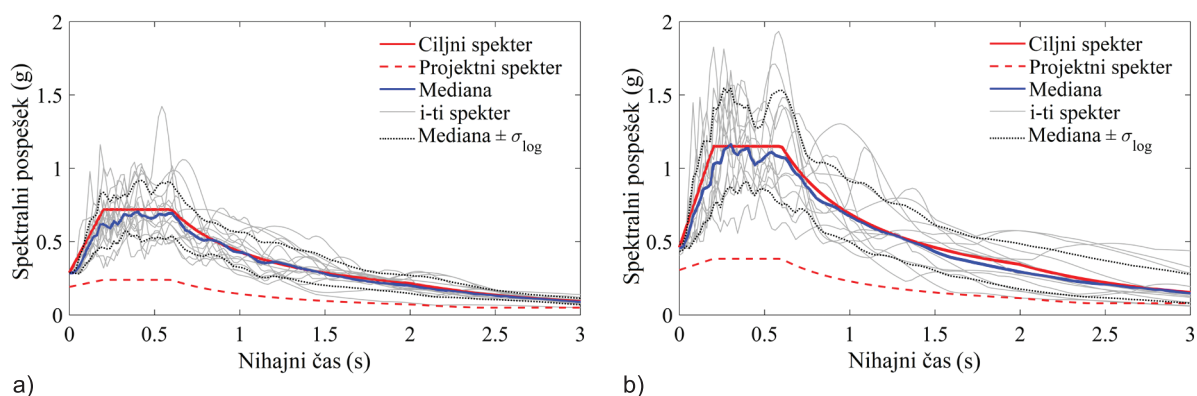
Slika 2. Numerični model AB-sten in plošč: a) konstrukcijski elementi, mase in shema navpične obtežbe, b) etažni segmenti sten, c) ciklični odziv sila–raztezek vertikalnih vzmeti, d) numerični model plošče.

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.

Nelinearni odziv plošč je bil modeliran z uporabo Gibersonovega modela s koncentrirano plastičnostjo, ki je sestavljen iz dveh nelinearnih rotacijskih vzmeti, nameščenih v vozliščih elementa, povezanih z neskončno togim elastičnim elementom (slika 2d). Odziv nelinearnih vzmeti je bil definiran s pril-

rabili dodatni nabor umetnih akceleroگرامov. Te smo generirali na osnovi akceleroگرامov, izbranih v prvi fazi, in pri tem kot ciljni spekter upoštevali elastični EC8-spekter.

Nelinearne dinamične analize smo izvedli za dve intenziteti gibanja tal. Poleg projektne, ki ustreza mejnemu stanju velikih poškodb (SD) in povratni dobi 475 let, smo upoštevali tudi večjo povratno dobo 2475 let, ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve (NC). Pri vseh analizah smo upoštevali 5% viskozno dušenje.



Slika 3. Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov, vključno z medianami spektrov in standardnim odklonom, so predstavljeni skupaj s ciljnimi (elastičnim) in zmanjšanim (projektnim) spektrom po EC8 za vrednosti PGA: a) 0,29 g in b) 0,46 g.

gojenimi Takedinimi histereznimi pravili [Takeda, 1970], ki so vključevala tudi pravila za zmanjšanje nosilnosti. Histereza je bila definirana s pomočjo štirilinerne ovojnice, ki je določena s štirimi značilnimi točkami, ki ustrezajo stanjem pri pojavu prvih razpok (CR), tečenju armature (Y), maksimalni nosilnosti (M) in blizu porušitve (NC).

Zvezo med upogibnimi momenti in zasuki smo določili na podlagi analize moment-ukrivljenost prečnega prereza v Open-Sees [McKenna, 2000]. Analizo moment-ukrivljenost smo naredili ob upoštevanju geometrije prečnega prereza, vzdolžne armature, neobjetega in objetega betona ter pripadajoče osne sile. Prečni prerez nosilcev je vključeval sodelujočo širino plošče, ki smo jo spreminjali v mejah od 1 do 6,5 m (glej preglednico 1 in razlago v poglavju 2.1). Lastnosti objetega betona smo določili z uporabo Manderjevega modela [Mander, 1988], pri čemer smo uporabili material Concrete01 [Mazzoni, 2006]. Armaturo smo modelirali z materialom Steel02 [Mazzoni, 2006], ki sta ga predlagala Menegotto in Pinto [Menegotto, 1973].

Potresni odziv vseh obravnavanih stavb smo najprej ocenili z N2-metodo [Fajfar, 2000]. V drugem delu študije smo vsako stavbo analizirali tudi z nelinearno analizo časovnega odziva. Akceleroگرامe, s katerimi smo modelirali potresni vpliv, smo izbrali v skladu s potresnimi zahtevami, ki smo jih upoštevali pri projektiranju (slika 3). Upoštevali smo dva nabora akceleroگرامov. Nabor 15 akceleroگرامov, ki smo jih uporabili za analizo objektov v območjih zmerne seizmičnosti (PGA = 0,29 g), je prikazan na sliki 3a, nabor 12 akceleroگرامov, ki smo jih uporabili za analizo v območjih visoke seizmičnosti (PGA = 0,46 g), pa na sliki 3b.

Za zmanjšanje razpršenosti in boljše razumevanje dinamičnega odziva AB-sten, povezanih s ploščami brez gred, smo upo-

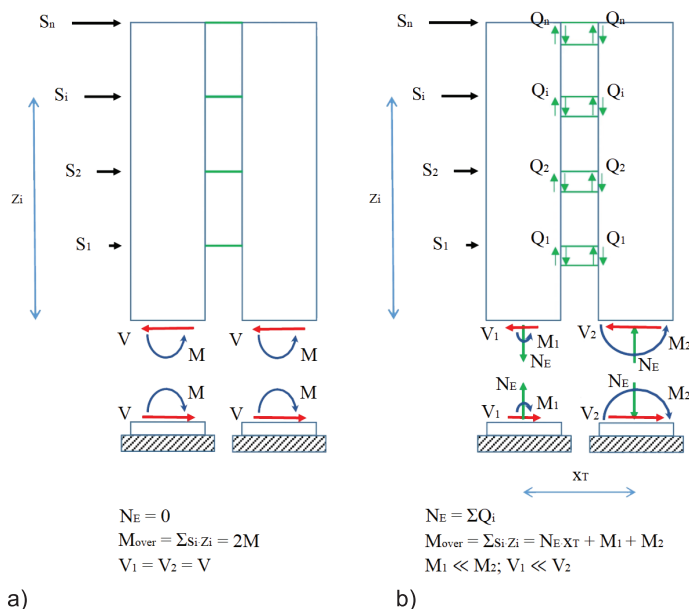
3 Rezultati parametrične študije

3.1 Stopnja povezanosti in njeni učinki na osnovni mehanizem odziva

Čeprav so bile stene povezane samo s ploščami, smo v več primerih opazili, da so stene razmeroma močno povezane in da je odziv bolj podoben tistemu, ki je značilen za povezane stene in ne konzolne. Posledično je bil njihov seizmični odziv bistveno bolj kompleksen. Za ponazoritev tega so na sliki 4 prikazane ključne značilnosti potresnega odziva obeh vrst sten, konzolnih na sliki 4a in povezanih na sliki 4b.

Prevladujoči mehanizem, s katerim konzolne stene prevzamejo prevrtni moment zaradi potresnega vpliva, je njihova upogibna nosilnost. Ko sta med sabo povezani dve enaki steni, je njihov odziv enak. V povezanih stenah se del prevrtnenega momenta prevzame tudi z momentom, ki je posledica okvirnega učinka. V takšnih stenah potresni vpliv povzroča v stenah tudi osne sile N_e (glej sliko 4b), in sicer na eni strani natezno, na drugi tlačno. Pri tem se ustvari moment $N_e \cdot x_T$, s katerim se prevzame del prevrtnenega momenta. Drugi del prevrtnenega momenta tako kot pri konzolnih prevzamejo povezane stene svojo upogibno nosilnostjo.

Bolj so stene povezane med sabo, večji je okvirni učinek, ki ga lahko kvantitativno izrazimo s stopnjo povezanosti – CL (angl. coupling level). CL predstavlja razmerje med momentom M_{Rframe} zaradi osnih sil N_e v stenah, in skupnim prevrtnim momentom M_{over} :



Slika 4. Mehanizem potresnega odziva AB-sten: a) konzolne stene in b) povezane stene.

$$CL = \frac{M_{R,frame}}{M_{over}} = \frac{x_T \cdot N_E}{M_{over}}, \quad (1)$$

kjer je x_T razdalja med osmi sten; N_E osne sile v stenah zaradi potresnega vpliva; in M_{over} prevrnitveni moment.

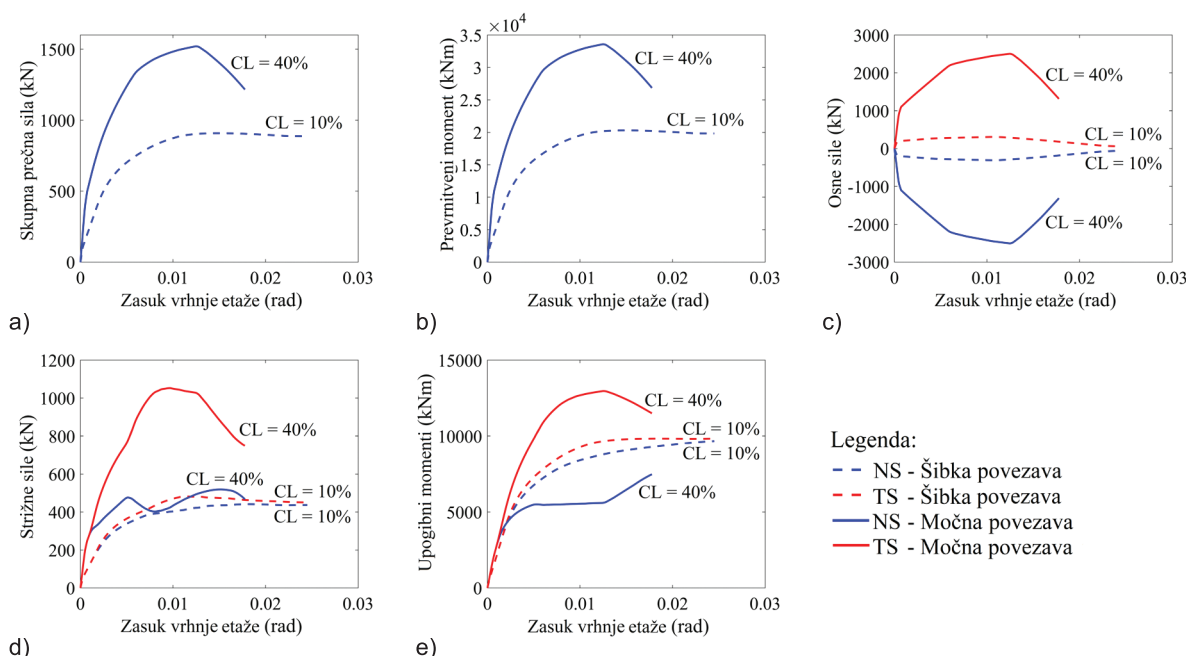
Vpliv CL na potresni odziv sten bomo analizirali v nadaljevanju, in sicer s primerjavo odzivov dveh podobnih stavb (slika 5), ki se razlikujeta le glede velikosti sodelujoče širine plošče. V enem primeru je ta širina minimalna (1,0 m), in sicer takšna, kot je določena s standardom Evrokod 2 (EWEK), kar ustreza pred-

vsem vplivu navpične obtežbe. V drugem je sodelujoča širina maksimalna možna oziroma enaka širini celotnega razpona (EWTS) 5,5 m. CL je bila v prvem primeru 10%, v drugem pa 40%. Pomemben vpliv EW na CL smo opazili že v študiji sten, ki smo jih preizkusili na potresni mizi [Isaković, 2024].

V primeru, kjer so bile stene močno povezane, je bila togost konstrukcije večja. Posledično so bile večje tudi prečne sile. Na primer skupna prečna sila ob vpetju je bila večja za približno 70% (slika 5a). Zaradi večjega okvirnega učinka se je povečal tudi prevrnitveni moment (slika 5b). Hkrati se je zmanjšala duktilnost konstrukcije (primerjaj pomik/zasuk pri NC v primeru šibke in močne povezanosti, prikazano na sliki 5b). Ta ugotovitev je skladna z rezultati iz literature ([Zhang, 2017], [Ramos, 2021], [Rojas, 2024]).

Kot smo že ugotovili, je stopnja CL odvisna od osnih sil, ki jih v stenah povzroča potresni vpliv. Te sile so v funkciji zasuka na vrhu obravnavanih konstrukcij prikazane na sliki 5c. V primeru, ko so bile stene močno povezane, je potresni vpliv v njih ustvaril znatne osne sile N_E . Slednje so znašale približno 70% osnih sil zaradi vertikalne obtežbe. Posledično je bil del prevrnitvenega momenta, ki ga stene prevzamejo z okvirnim učinkom, pomemben. Nasprotno potresni vpliv v šibko povezanih stenah ni povzročil omembe vrednih osnih sil, ki so znašale le približno 10% osnih sil zaradi vertikalne obtežbe. Zato je moment zaradi okvirnega učinka bil zelo majhen in posledično tudi CL.

Znatna sprememba osnih sil zaradi potresnega vpliva ni edina pomembna posledica okvirnega učinka. V močno povezanih stenah (glej sliko 4b) potresni vpliv na eni strani močno zmanjša na drugi pa močno poveča osne sile. Ker so osne sile v posameznih slopih sten različne, bo različna tudi njihova nosilnost in togost. V steni, kjer potresni vpliv povzroča tlačne sile, se bo skupna osna sila povečala. Posledično se bosta povečali njena

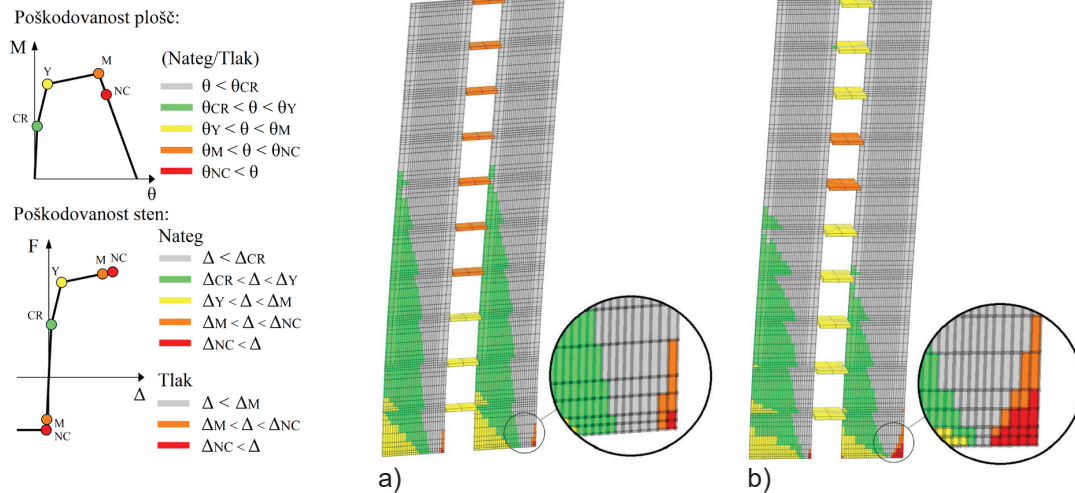


Slika 5. Zveza med a) skupno prečno silo, b) prevrnitvenim momentom, c) osnimi silami v stenah ki so posledica potresne obtežbe, d) prečnimi silami v stenah ter e) upogibnimi momenti v stenah in zasukom vrhnje etaže.

nosilnost in togost. V steni, kjer potresni vpliv povzroča natezne osne sile, pa se nosilnost in togost zmanjšata. Zaradi različnih osnih sil in posledično različne togosti in nosilnosti bo odziv dveh sten različni tudi, če imata povsem enako geometrijo in armaturo. Posledično se med njima vplivi prerazporedijo. Te ugotovitve so prikazane na slikah 5d in 5e. Prikazane so prečne sile in upogibni momenti v slopih sten v odvisnosti od zasuka na vrhu konstrukcij v močno ($CL = 40\%$) in šibko ($CL = 10\%$)

prečno armaturo za objetje, lahko pride do uklona vzdolžne armature ali krhko porušitev betona zaradi preseženih tlačnih napetosti.

Treba je tudi omeniti, da so bile v primeru šibko povezanih sten plošče bolj poškodovane v primerjavi z močno povezanimi stenami. To je posledica manjše upogibne nosilnosti plošč v primeru šibke povezave.



Slika 6. Vzorec poškodb značilne 10-etažne konfiguracije, ki ustreza a) šibki povezanosti in b) močni povezanosti pri 1,25% zasukom vrhnje etaže.

povezanih stenah. V prvem primeru so znašale prečne sile v slopu, kjer je potres povzročal tlačne sile N_e , 70% skupne prečne sile, v natezno obremenjenem slopu pa 30%. V drugem primeru, ko sta steni bili šibko povezani, razlika v prečnih silah obeh slopov ni bila omembe vredna. Ko stene projektiramo kot konzolne, v močno povezanih stenah podcenimo prečne sile iz dveh razlogov: a) podcenimo skupno prečno silo in b) ne upoštevamo prerazporeditev vplivov med posameznimi slopi. To lahko povzroči njihovo krhko strižno porušitev.

Tudi ko v analizah stene med sabo povežemo in upoštevamo povečanje skupne prečne sile in okvirni učinek, vendar izvedemo elastično potresno analizo, še vedno lahko prečne sile v posameznih slopih močno podcenimo, saj s takšno vrsto analize ne moremo zajeti spremembe togosti in nosilnosti posameznih sklopov zaradi sprememb osnih sil.

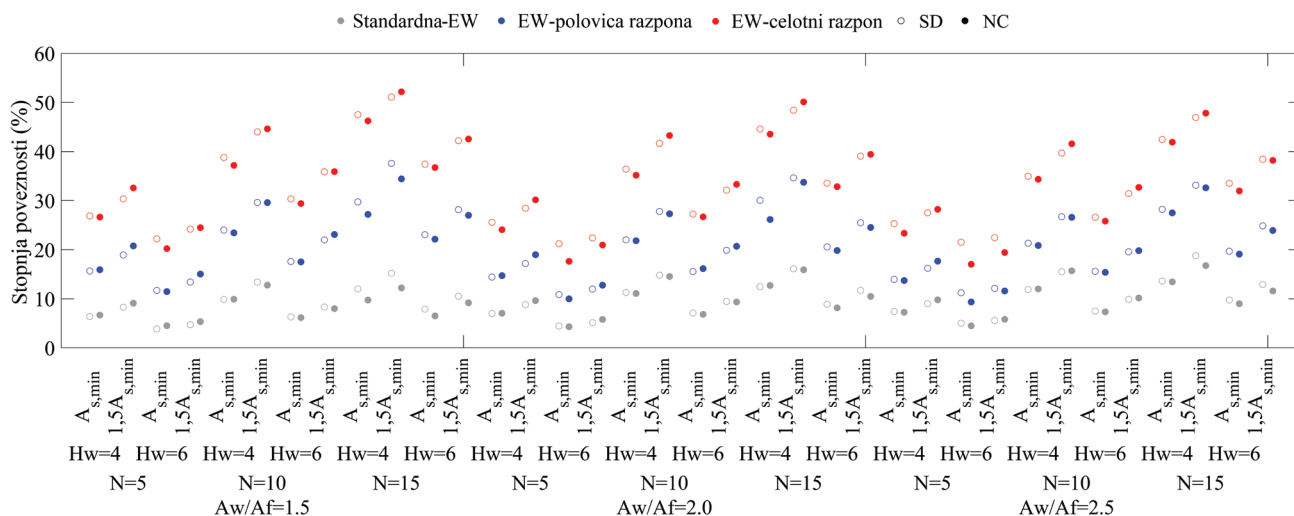
Ugotovitve glede upogibnih momentov so podobne tistim, ki se nanašajo na prečne sile (slika 5e). V močno povezanih stenah se lahko tudi upogibni momenti pomembno prerazporedijo. Ta ugotovitev se ujema z rezultati iz literature ([Aktan, 1984], [Ramos, 2021]).

Posledično se tudi upogibne poškodbe močno in šibko povezanih sten vidno razlikujejo (glej sliko 6). V primeru, ko sta bili steni šibko povezani, so bile njune poškodbe podobne (slika 6a). V nasprotnem primeru pa sta steni bili različno poškodovani. V steni, kjer je potres povzročal tlačne sile, so bile tlačne deformacije izrazito večje in približno štirikrat večje kot v šibko povezanih stenah (glej rdeče obarvana področja na slikah 6a in 6b). Posledično, če stena ni primerno armirana s primerno

3.2 Pomembni parametri, ki vplivajo na CL

Rezultati nelinearnih analiz so potrdili, da lahko plošča brez povezovalnih gred ustvari znatno povezavo med stenami. V nekaterih primerih je bila stopnja povezanosti nepričakovano visoka (CL do 50%). Slednja je bila odvisna od aktivirane sodelujoče širine plošče (EW), ki pomembno vpliva na nosilnost in togost plošč ter njuno razmerje v primerjavi s stenami. To je prikazano na sliki 7, kjer siva, modra in rdeča barva označujejo CL , ki ustreza plošči EWEC, EWHS in EWTS. Na sliki 7 je CL prikazana glede na različne dolžine sten H_w , število nadstropij N , razmerjem med površino sten in pripadajočo površino tlorisa etaže A_w/A_f ter različne količine armature v ploščah A_{slab} . Zaradi omejenega prostora so v nadaljevanju predstavljeni rezultati za izbran nabor stavb, in sicer za pravokotne stene, projektirane za PGA 0,29 g. Diskusija in ugotovitve pa veljajo tudi za ostale stavbe, analizirane v okviru parametrične študije. Podrobni rezultati, ki jih ne prikazujemo v članku, so na voljo v [Janevski, 2024b].

Sodelujoča širina plošče (EW) je najbolj pomemben parameter, ki vpliva na stopnjo povezanosti (CL). V vseh obravnavanih primerih je standardni EW plošče ustrezala CL , ki je bila manjša od 25%. Upogibna nosilnost plošč je bila bistveno večja pri večjih EW ploščah. Posledično so bile osne sile v slopih sten in CL bistveno večje. V primerih, ko je bil EW plošče enak EWHS, je CL znašala tudi do 35%. Pri še večji sodelujoči širini EWTS, enaki celotni širini razpona, pa se je CL povečala tudi do 50%. Upogibna armatura plošče je imela nekoliko manjši vpliv na CL kot EW plošče. Ko smo minimalno upogibno armaturo plošče povečali za 50%, se je CL povečala za 30%.



Slika 7. Stopnja povezanosti, ki ustreza sodelujoči širini plošče, ki jo običajno upoštevamo pri projektiranju (siva), polovici širine razpona (modra) in celotni širini razpona (rdeča).

Na CL je vplivala tudi upogibna nosilnost slopov sten. Z večanjem upogibne nosilnosti sten se je zmanjševal del prevrnitvenega momenta, ki se je prevzel z okvirnim učinkom in se je posledično zmanjšala tudi CL. Na upogibno nosilnost sten so vplivale predvsem dolžina in oblika prečnega prereza sten ter količina armature, ki je bila odvisna tudi od intenzitete potresnega vpliva. Rezultati analiz so pokazali, da je bilo razmerje CL, ki ustreza 6 m stenam, in tiste, ki ustreza 4 m stenam, med 50 in 70 %. V stenah s prirobnicami je bila CL manjša zaradi njihove nekoliko večje upogibne nosilnosti. Znašala je približno 70 % vrednosti, ki ustreza pravokotnim stenam. Tudi intenziteta potresnega vpliva je vplivala na CL. V stavbah, projektiranih za območja visoke seizmičnosti, je CL znašala približno 80 % tiste, ki ustreza srednje seizmičnim območjem.

Na CL je pomembno vplivala tudi višina sten oziroma število nadstropij. CL je bila večja pri višjih stavbah. V 10- in 15-etažnih stavbah je CL imela vrednosti tudi do 50 %. V 5-etažnih stavbah je bila v večini primerov manjša od 25 %. V 5-etažnih stavbah je bila CL med 10 % in 30 %, odvisno od sodelujoče širine plošče. V 10- je bila med 18 % in 45 %, v 15-etažnih pa med 20 in 50 %. V splošnem v višjih stavbah potresni vpliv ob vpetju sten povzroča večje osne sile, saj so te enake vsoti prečnih sil v ploščah, ki se povečuje s številom etaž. Posledično se poveča delež prevrnitvenega momenta, ki se prevzame z okvirnim učinkom, kar povzroči večjo CL.

Razmerje med površino stene in pripadajočo površino tlorisa etaže ni bistveno vplivalo na CL.

Na podlagi prejšnjih analiz smo opredelili dva ključna parametra, ki pomembno vplivata na CL: 1) razmerje med upogibno nosilnostjo plošče in stene – SWS (angl. slab-to-wall-strength ratio) ter 2) togost sistema, določena s parametrom A, podobno kot v [Rosman, 1964].

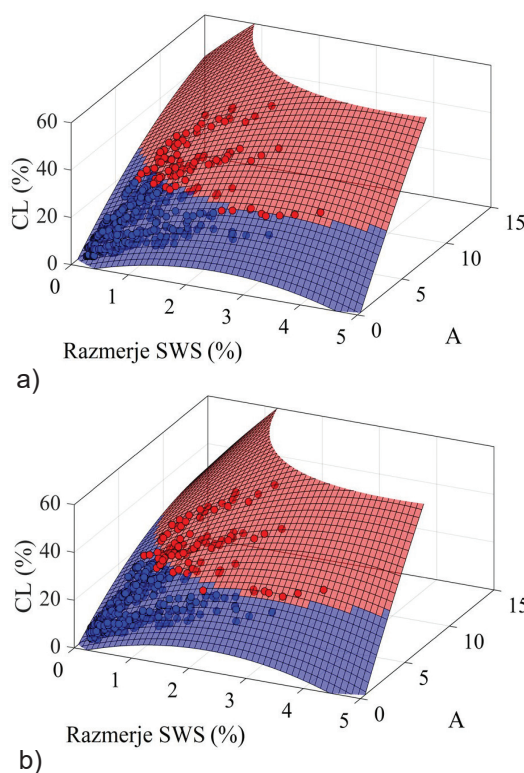
$$A = H\sqrt{a \cdot S} \quad (2)$$

kjer je H višina sten, a in S sta togost sten in plošč:

$$a = \frac{I^2}{K} + \frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2}, S = \frac{E_p \cdot b_p \cdot h_p^3}{1 + 2.88 \left(\frac{h_p}{l_p}\right)^2 h_e \cdot l_p^3} \quad (3)$$

kjer je $K = \sum E_s J_s$ vsota upogibne togosti sten; D_1 in D_2 osna togost slopov sten; L razdalja med osmi slopov stene; b_p in h_p efektivna širina in debelina plošč; h_e višina etaže; in l_p dolžina odprtine med stenami.

Ko je togost plošče bistveno manjša od togosti sten, se steni obnašata kot dve samostojni konzoli. Takrat je parameter $A = 0$. Z naraščanjem togosti plošč vrednost A narašča in do-



Slika 8. Zveza med CL, razmerjem SWS in parametrom A za mejni stanji a) SD in b) NC. Modra in rdeča sta bili uporabljene za razlikovanje med primeri, kjer je bil CL manjši oziroma večji od 25 %.

seže neskončno vrednost, ko so plošče bistveno bolj toge od steni jih povežejo v močen okvir.

Torej v splošnem lahko rečemo, da je potresni odziv sten predvsem odvisen od razmerja med nosilnostjo in togostjo plošč in sten. Osnova predpostavka, da plošče ne morejo ustvariti pomembne povezave med stenami, je bila potrjena v vseh primerih, kjer je bil parameter A manjši od 3 in razmerje SWS manjše od 3,0%.

S povečevanjem vrednosti parametra A je bila meja 25%, pri kateri Evrokod 8 loči konzolne od povezanih sten, presežena pri razmerju SWS 1,0%, ko je bil A med 3 in 5, in pri razmerju SWS 0,5% za vrednosti A večjo od 5. To je prikazano na sliki 8, kjer so prikazana razmerja med SWS, CL in parametrom A.

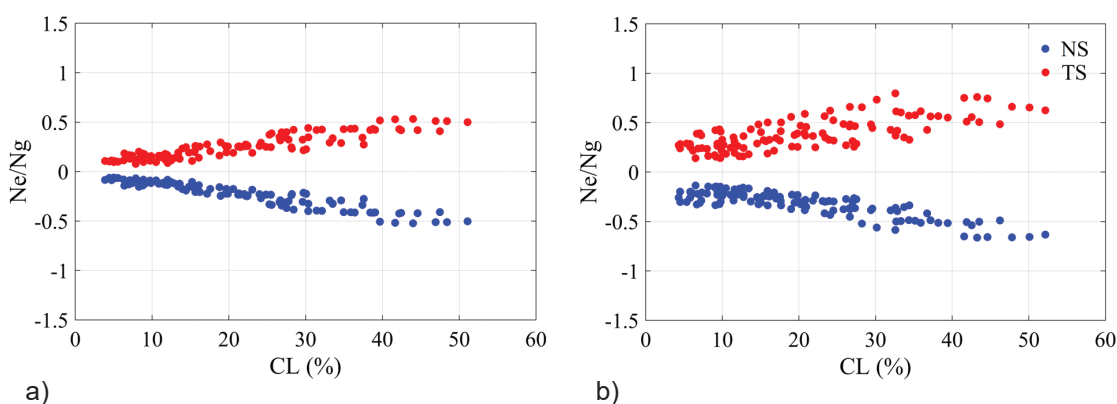
3.3 Vpliv CL na različne parametre odziva

V poglavju 3.1 smo pokazali, da lahko potresni vpliv povzroči v posameznih slopih sten znatne osne sile N_e , ki vplivajo na njihovo nosilnost in togost. V močno povezanih stenah je nosilnost in togost slopa, ki je izpostavljen natezni sili N_e , lahko bistveno manjša od tiste, v slopu izpostavljenem tlačni sili N_e . Zaradi različne togosti in nosilnosti slopov lahko pride med njimi do pomembne prerazporeditve obremenitev. Zaradi tega se lahko pomembno povečajo strižne sile v slopih sten, izpostavljenih

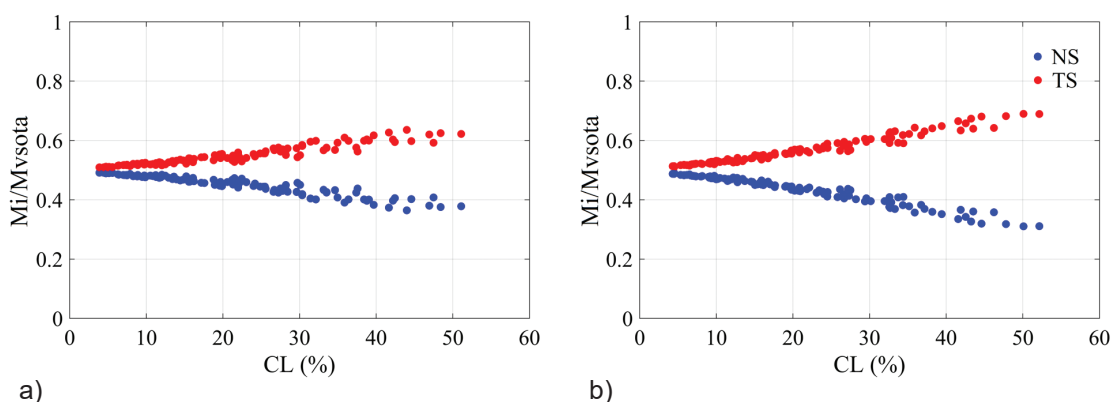
tlačnim silam N_e . V tem poglavju predstavljamo vpliv interakcije med stenami in ploščami na prerazporeditev potresnih vplivov med slopi sten.

Vpliv CL na razmerje med osnimi silami N_e in osnimi silami zaradi navpične obtežbe N_g je prikazano na sliki 9. Razmerja v stenah, izpostavljenih nateznim silam (NS), so prikazana z modro, v stenah, izpostavljenih tlačnim osnim silam (TS), pa z rdečo barvo. V šibko povezanih stenah (kjer je CL manjši od 25%) je bilo razmerje osnih sil zaradi potresne obtežbe in vertikalne obtežbe manjše od 50%. Pri CL, večjem od 25%, se je razmerje povečalo tudi na 80%. Pri mejnem stanju NC so bila razmerja N_e/N_g večja kot pri SD-stanju.

Prerazporeditve vplivov v posameznih slopih sten zaradi okvirnega učinka so za različne CL dokumentirane na slikah 10 in 11. Na sliki 10 je prikazano razmerje upogibnih momentov ob vpetju posameznih slopov sten v primerjavi z njuno vsoto. Razmerje v nateznih slopih je prikazano z modro, v tlačnih pa z rdečo barvo. Pri majhnih CL sta obe razmerji približno enaki, kar pomeni, da sta upogibna momenta v obeh stenah približno enaka. To je značilno za enake konzolne stene. Z večanjem CL se razlika upogibnih momentov v posameznih stenah povečuje. Pri CL = 50% je upogibni moment v tlačnem slopu 70%, v nateznem pa 30% skupnega upogibnega momenta. To pomeni, da je upogibni moment v tlačnem slopu več kot



Slika 9. Razmerje med osnimi silami zaradi potresne obtežbe N_e in osnimi silami zaradi gravitacijske obtežbe N_g pri različnih stopnjah povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.



Slika 10. Razmerje upogibnih momentov v stenah M_i z vsoto upogibnih momentov v stenah M_{vsota} pri različnih stopnjah povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.

2-krat večji kot v nateznem in 40% večji kot v konzolnih stenah. Enake ugotovitve veljajo tudi glede strižnih sil ob vpetju posameznih sten (glej sliko 11). Tudi te so lahko v stenah, obremenjenih s tlačnimi N_e , podvojene v primerjavi s stenami, obremenjenimi z nateznimi N_e in 40%, večje kot v konzolnih stenah.

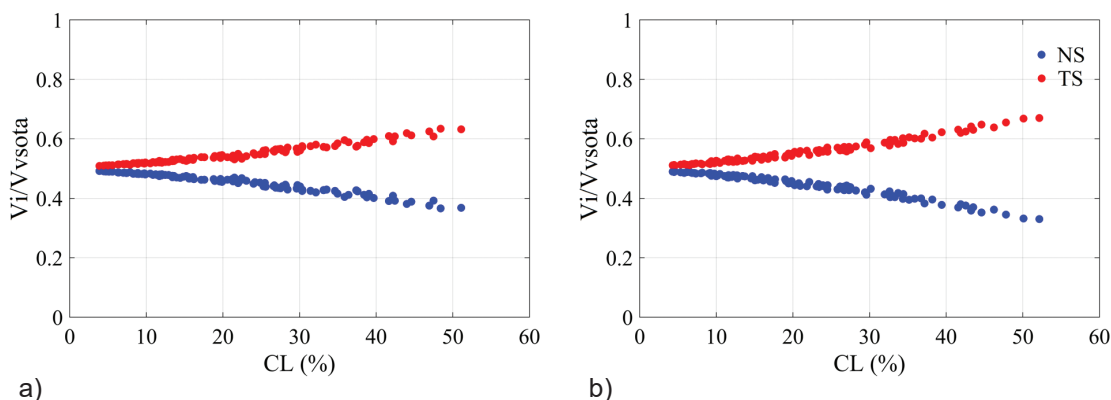
Takšnih prerazporeditev vplivov ni možno upoštevati z nikakršno elastično analizo, tudi ko pri tem uporabimo numerične modele, kjer so stene med sabo upogibno povezane. Pri tem je treba poudariti, da prerazporejanje upogibnih momentov med duktilnimi stenami običajno ni zelo kritično, saj se z naraščanjem osne sile, dokler je ta v mejah, ki jih predpisuje Evrokod 8, povečuje tudi upogibna nosilnost. Vsekakor je bolj kritično prerazporejanje prečnih sil, zaradi katerega lahko pričakujemo v močno povezanih stenah, obremenjenih z močnimi potresi resne poškodbe, oziroma krhko in neduktilno strižno porušitev. Pri tem je treba poudariti, da se strižne sile v stenah ne povečujejo le zaradi okvirnega učinka, pač pa se lahko v nelinearnem območju povečajo tudi zaradi vpliva višjih nihajnih oblik. Oba vpliva sta podrobneje analizirana v naslednjem poglavju.

tudi učinek višjih nihajnih oblik, in sicer s primerjavo rezultatov N2-metode in nelinearne analize časovnega odziva (poglavje 4.2).

4.1 Povečanje strižnih sil zaradi učinka okvirjev

Povečanje strižnih sil zaradi okvirnega učinka smo analizirali s primerjavo odzivov konzolnih in sten, ki so bile tudi upogibno povezane s ploščami. Mehanizem odziva teh dveh sistemov je v primeru močno povezanih sten, kjer je CL velika, bistveno različen (glejte poglavje 3.1). V prejšnjih poglavjih smo pokazali, da se lahko v močno povezanih stenah bistveno poveča tako skupna prečna sila ob njihovem vpetju, v stenah, kjer potresni vpliv povzroča tlačne osne sile, pa se lahko prečne sile še dodatno povečajo zaradi prerazporeditev vplivov med posameznimi sloji sten.

Povečanje skupne prečne sile v povezanih stenah v primerjavi s konzolnimi je odvisno od stopnje CL. S slike 12a, kjer je prikazano razmerje med celotno prečno silo ob vpetju povezanih in konzolnih sten v funkciji CL, je razvidno, da se lahko celotna



Slika 11. Razmerje strižnih sil v stenah V_i in skupne strižne sile V_{vstota} pri različnih stopnjah povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.

4 POVEČANJE STRIŽNIH SIL V AB-STENAH, POVEZANIH S PLOŠČAMI BREZ POVEZOVALNIH GRED V NELINEARNEM OBMOČJU

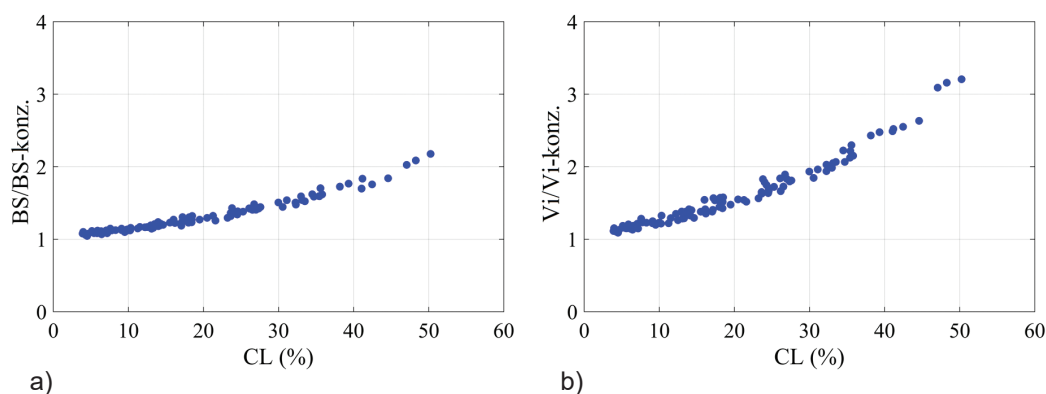
V predhodnem poglavju smo pokazali, da se lahko zaradi okvirnega učinka strižne sile opazno povečajo in prerazporedijo med posameznimi sloji močno povezanih sten. Omenili smo tudi, da to ni edini razlog, zaradi katerega se lahko povečajo prečne sile v posameznih stenah. V določenih primerih se te lahko povečajo tudi zaradi vpliva višjih nihajnih oblik [Rejec, 2012]. V tem poglavju bolj podrobno analiziramo ta dva vpliva.

Amplifikacijo zaradi okvirnega učinka smo raziskali z dodatnimi numeričnimi analizami, v katerih smo primerjali odziv konzolnih sten in sten, ki smo jih povezali s ploščami. Najprej smo za analizo uporabili N2-metodo, saj s to metodo brez ustreznih korekcij ne moremo upoštevati vpliva višjih nihajnih oblik. Tako smo lahko preučili le okvirne učinke brez primesi vplivov višjih nihajnih oblik (poglavje 4.1). Nato smo analizirali

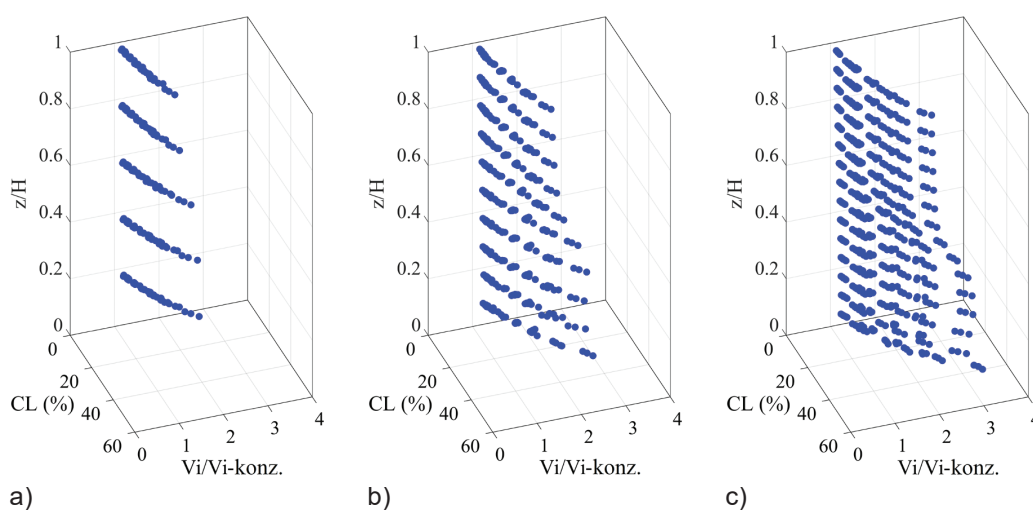
prečna sila ob vpetju pri velikih CL celo podvoji. Kot smo že omenili, se ta sila ne razdeli enako na obe steni navkljub temu, da sta enaki (glej predhodna poglavja). Zato je lahko prečna sila ob vpetju stene, kjer potresni vpliv povzroča tlačne osne sile, še bistveno večja v primerjavi s konzolnimi stenami. Pri velikih CL je lahko večja tudi za več kot trikrat od tiste v konzolnih stenah (glej sliko 12b). V šibko povezanih stenah, kjer je CL manjše od 25%, je razlika med prečnimi silami v povezanih in konzolnih stenah bistveno manjša in ne preseže vrednosti 1,5.

Povečanje strižnih sil zaradi okvirnega učinka je bilo podobno tudi, ko smo analizirali mejno stanje SD in tudi v stenah v območju visoke seizmičnosti ($PGA = 0,46$ g).

Analizirali smo tudi, kako se okvirni učinek odraža na prečne sile vzdolž sten (glejte sliko 13). Ugotovili smo, da je amplifikacija strižnih sil bolj izrazita v spodnjih delih sten. Pri močno povezanih stenah ($CL > 25\%$) je razmerje med etažnimi prečnimi silami povezanih in konzolnih sten doseglo vrednosti do 2,8 v petetažni, 3,0 v desetetažni in 3,2 v petnajsetetažnih stavbah. V zgornjih delih sten to razmerje ni preseglo vrednosti 2,0.



Slika 12. Največja razmerja med a) skupnimi prečnimi silami BS in b) prečnimi silami ob vpetju V_i povezanih in konzolnih sten pri različnih stopnjah povezanosti, pridobljeni iz nelinearnih statičnih analiz, za mejno stanje NC.



Slika 13. Naraščanje strižnih sil zaradi učinka okvirjev za: a) 5-etažne stavbe, b) 10-etažne stavbe, in c) 15-etažne stavbe za mejno stanje NC.

4.2 Povečanje strižnih sil zaradi vpliva višjih nihajnih oblik

V stenah, ki so projektirane po modernih standardih, se v nelinearnem območju ob vpetju tvori plastični členek. Razmerje med prispevkoma višjih nihajnih oblik in prve nihajne oblike se lahko zato bistveno spremeni. Prvi nihajni čas se lahko bistveno podaljša, pri tem pa nihajni časi višjih nihajnih oblik ostanejo praktično enaki. Ker mehčanje stene vpliva samo na prvi nihajni čas, se ustrezni spektralni pospešek zmanjša, medtem ko se spektralni pospeški višjih nihajnih oblik ne spremenijo. Zato se v nelinearnem območju poveča vpliv višjih nihajnih oblik. Za podrobnejšo razlago glejte [Rejec, 2012]. Zato vsi moderni standardi zahtevajo, da se strižne sile, določene z elastično analizo, korigirajo. V trenutno veljavnem EC8 je za razred duktilnosti DCM določen korekcijski faktor 1,5 ne glede na to, ali so stene konzolne ali povezane.

Rezultati nelinearnih dinamičnih analiz so pokazali, da se amplifikacija prečnih sil v konzolnih in močno povezanih stenah bistveno razlikuje. V splošnem se vpliv višjih nihajnih oblik zmanjšuje z naraščanjem CL. To je prikazano na sliki 14, kjer je

prikazano razmerje med povprečno strižno silo iz nelinearne dinamične analize $BS_{povp.}$ (izračunano kot povprečna vrednost na podlagi celotnega nabora akcelerogramov) in strižno silo, določeno z N2-metodo $BS_{poti.}$, v odvisnosti od CL in začetnega nihajnega časa idealiziranega ekvivalentnega SDOF (angl. single degree of freedom) sistema T_{eff} [Fajfar, 2000].

Povečanje strižnih sil zaradi vpliva višjih nihajnih oblik, definirano kot razmerje skupne prečne sile ob vpetju iz nelinearne dinamične in potisne analize, je znašalo od 1 do 3,5, pri čemer je bilo povečanje izrazitejše pri nižji stopnji povezanosti (manjše CL). Povečanje zaradi višjih nihajnih oblik je bilo pričakovano bolj izrazito v višjih stavbah (10- in 15-etažnih stavbah).

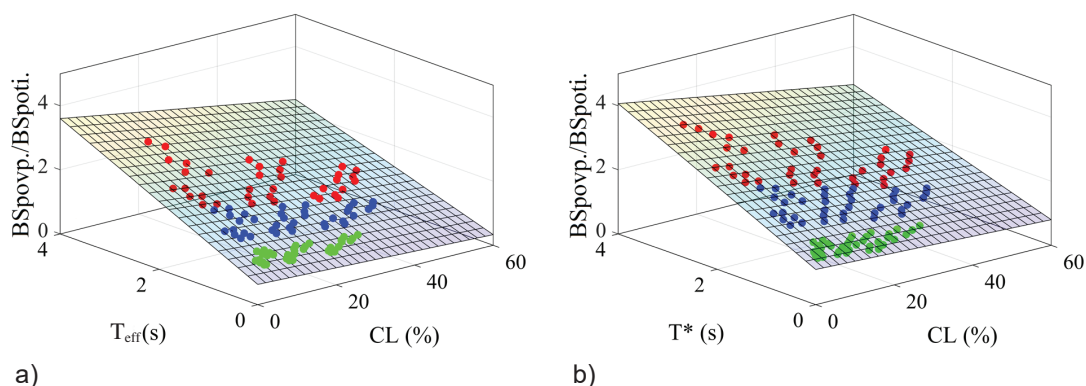
Amplifikacija strižnih sil se je nekoliko razlikovala za NC in SD mejno stanje. Pri NC-stanju je v 5-etažnih stavbah znašalo maksimalno povečanje 1,5 (glejte zelene točke na sliki 14b). V 10- in 15-etažnih stavbah je to povečanje znašalo maksimalno 2,5 oziroma 3,5 (glejte modre in rdeče točke na sliki 14b). Pri SD-stanju je povečanje strižnih sil bilo nekoliko manjše (glejte sliko 14a). Maksimalna vrednost je bila 1,2, 2,0 oziroma 3,0 za 5-, 10- oziroma 15-etažne stavbe. Te ugotovitve so skladne z rezultati iz literature [Fischinger, 2012], [Rivard, 2022].

Poleg povečanja skupne prečne sile ob vpetju smo analizirali tudi, kako se strižne sile povečajo vzdolž sten (glejte sliko 15). Na sliki 15 je prikazana amplifikacija, ki ustreza mejnemu stanju NC. Ugotovili smo, da je ta bolj izrazita v zgornjih delih sten. Pri deset- in petnajstetažnih stavbah je amplifikacija dosegla vrednosti do 3,0 oziroma 5,0, medtem ko je bila pri petetažnih stavbah skoraj konstantna po celotni višini sten z največjo vrednostjo 1,5.

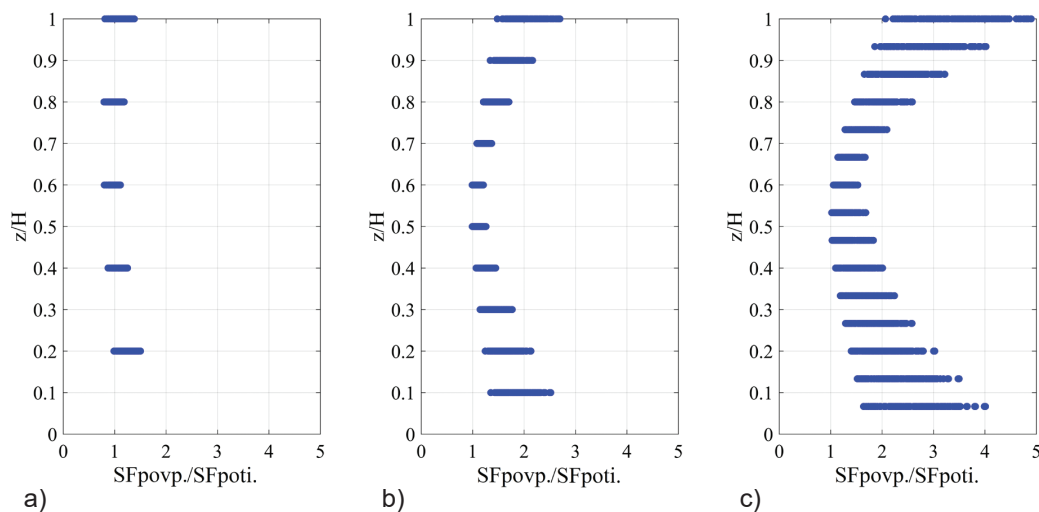
Povečanje strižnih sil, ki ustreza SD mejnemu stanju je bilo nekoliko manjše in je znašalo 1,2, 2,0 in 4,5 v pet-, deset- in petnajstetažnih stavbah. Podobne vrednosti smo dobili tudi v stenah v visokoseizmičnih področjih (PGA = 0,46 g).

nihajnega časa konstrukcije in redukcije potresnih sil. Ti faktorji so različni tudi vzdolž sten. Predpisani korekcijski faktorji se lahko uporabijo pri elastični analizi. Novi Evrokod 8 dopušča tudi projektiranje konstrukcij na osnovi N2-metode [Fajfar, 2000]. Pri takšnem načinu projektiranja predpisani korekcijski faktorji za prečne sile niso ustrezni. Zato smo predlagali postopek, s katerim korigiramo prečne sile v primeru projektiranja na osnovi N2-metode.

Najprej smo določili faktor, s katerim povečamo skupno prečno silo ob vpetju BS_{poti} , določeno z N2-metodo. Z enačbo (4) smo določili koeficient ε_{cw} , s katerim pomnožimo BS_{poti} . Nato smo s pomočjo izrazov (6) in (7) določili etažne strižne sile SF_i .



Slika 14. Razmerje med povprečno skupno prečno silo ob vpetju iz nelinearne analize časovnega odziva $BS_{povp.}$ in statične analize BS_{poti} za mejni stanji a) SD in b) NC.



Slika 15. Naraščanje strižnih sil zaradi vpliva višjih nihajnih oblik za: a) 5-etažne stavbe, b) 10-etažne stavbe in c) 15-etažne stavbe za mejno stanje NC.

4.3 Korekcijski faktorji za prečne sile zaradi vpliva višjih nihajnih oblik

Novi Evrokod 8 [CEN/TC 250/SC 8, 2021], ki je v pripravi, pomembno spreminja projektiranje sten. Med drugim za stopnjo duktilnosti DCM namesto enega samega faktorja 1,5 predpisuje različne korekcijske faktorje, in sicer v funkciji efektivnega

Nazadnje smo s pomočjo izrazov (8) in (9) določili strižne sile posameznih slopov sten V_i .

$$BS = BS_{poti} \cdot \varepsilon_{cw} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{cw} = 1.1/\gamma_I - 0.005 \cdot CL + 0.75 \cdot T_{eff} - 0.004 \cdot CL \cdot T_{eff} - 0.02 \cdot T_{eff}^2 \quad (5)$$

kjer je CL stopnja povezanosti v odstotkih; T_{eff} začetni nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF-sistema v sekundah;

in faktor γ_i , ki je odvisen od intenzitete potresnega vpliva. Pri intenziteti s povratno dobo 2475 let je faktor γ_i enak 1, medtem ko je za povratno dobo 475 let, ki se običajno upošteva pri projektiranju novih stavb, njegova vrednost 1,7. Vrednost ε_{cw} ne sme biti manjša od 1.

$$SF_i = BS \cdot m_z \quad (6)$$

$$m_z = 1 + 0,01 \cdot N + 0,7 \cdot \frac{z}{h_w} - 0,2 \cdot N \cdot \frac{z}{h_w} - 2,14 \cdot \left(\frac{z}{h_w}\right)^2 + 0,23 \cdot N \cdot \left(\frac{z}{h_w}\right)^2 + 1,11 \cdot \left(\frac{z}{h_w}\right)^3 \quad (7)$$

kjer je z razdalja prereza od vpetja stene; h_w višina stene; in N število etaž.

$$V_i = SF_i \cdot m_s \quad (8)$$

$$m_s = \frac{M_{Rd,i}}{\sum M_{Rd,i}} + 0,027 \cdot CL \quad (9)$$

kjer je $M_{Rd,i}$ upogibna nosilnost posameznih slopov sten. Korekcijski faktor m_s je odvisen od upogibne nosilnosti sten in je tako neodvisen od oblike prečnega prereza stene (upogibna nosilnost sten s prečnim prerezom T se razlikuje glede na smer obremenitve).

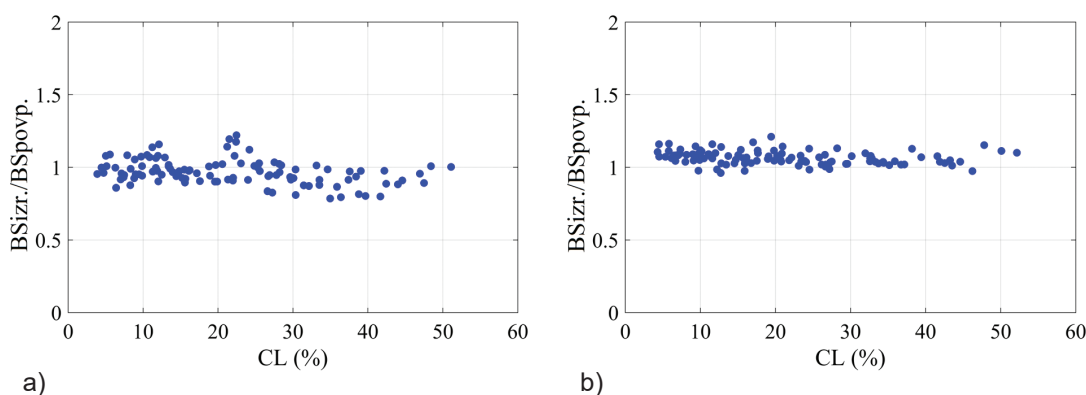
Primernost predlaganih izrazov smo ocenili s primerjavo popravljenih rezultatov N2-metode in rezultatov nelinearne analize časovnega odziva, kot je prikazano na slikah 16 do 18.

Slika 16 prikazuje razmerje med skupno prečno silo ob vpetju $BS_{izr.}$, določeno z N2-metodo $BS_{poti.}$, popravljen s faktorjem ε_{cw} , in povprečno skupno prečno silo ob vpetju $BS_{povp.}$ iz nelinearne

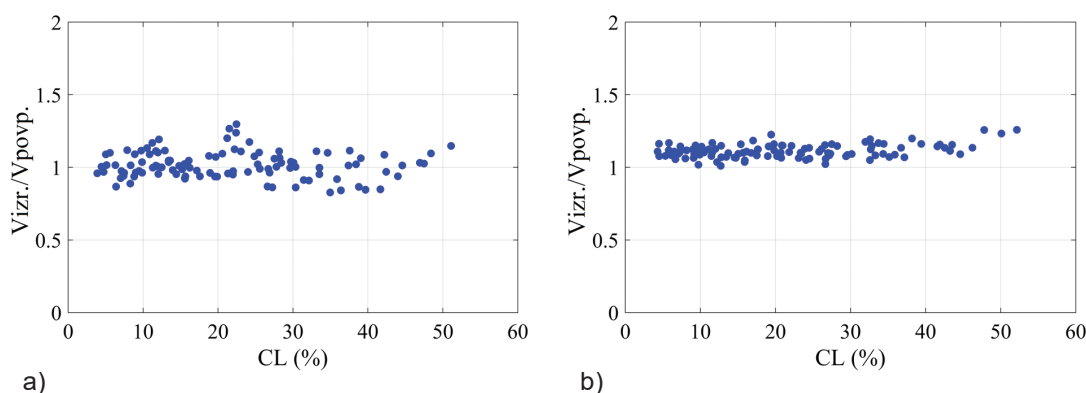
analize časovnega odziva. Dosegli smo zadovoljivo natančnost pri vseh stopnjah povezanosti. Pri mejnem stanju NC so bile vrednosti $BS_{izr.}$ nekoliko večje od $BS_{povp.}$. Največja razlika znaša približno 15 %. Pri mejnem stanju SD so bile razlike med $BS_{izr.}$ in $BS_{povp.}$ nekoliko bolj izrazite. Največja razlika je znašala približno 20 %. Večja odstopanja pri mejnem stanju SD je mogoče pripisati temu, da smo pri izpeljavi faktorja povečanja ε_{cw} upoštevali NC mejno stanje. Za SD-stanje bi lahko določili poseben faktor, vendar tega nismo naredili, ker so bile razlike med $BS_{izr.}$ in $BS_{povp.}$ sprejemljive.

Slika 17 prikazuje razmerje med ocenjenimi prečnimi silami ob vpetju posameznih slopov sten $V_{izr.}$ in ustreznimi vrednostmi iz nelinearne analize časovnega odziva $V_{povp.}$. Največja odstopanja med $V_{izr.}$ in $V_{povp.}$ so znašala 25 % oziroma 20 % za mejni stanji SD in NC. Ta nekoliko večja razlika v primerjavi s skupnimi strižnimi silami je posledica nabiranja napak. Ker se $V_{izr.}$ določa na podlagi $BS_{izr.}$, se morebitna odstopanja v $BS_{izr.}$ prenesejo na $V_{izr.}$, kar vodi do nekoliko večjih razlik.

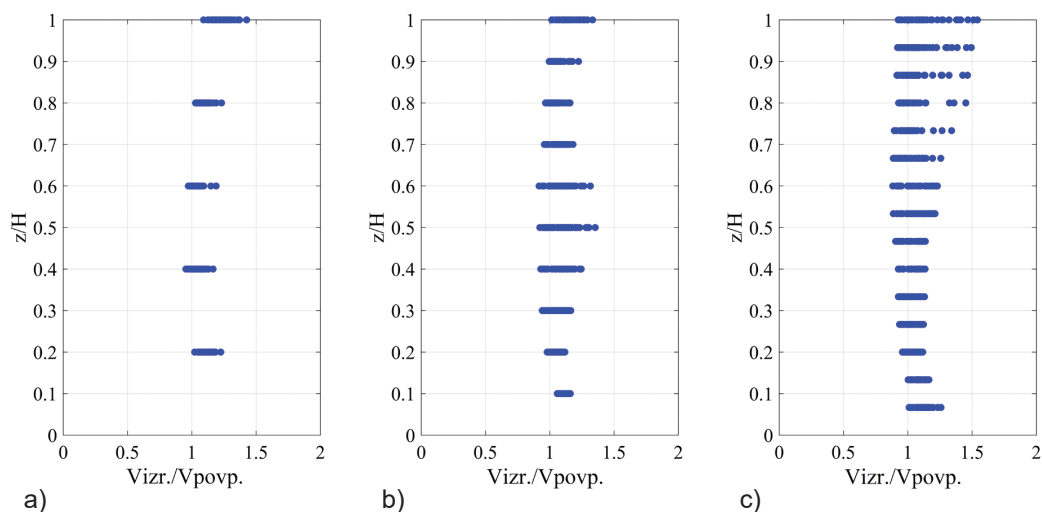
Nazadnje, na sliki 18 primerjamo ocenjene strižne sile vzdolž posameznih sten $V_{izr.}$ s povprečnimi strižnimi silami iz nelinearne analize časovnega odziva $V_{povp.}$. Razlike med ocenjenimi in dejanskimi strižnimi silami so bile bolj izrazite pri višjih stavbah, zlasti v zgornjih etažah. Največja razlika je znašala približno 50 %. Podobno kot pri strižnih silah ob vpetju posameznih sten so manj natančne ocene posledica nabiranja napak, ki izhajajo iz uporabljenega postopka izračuna. Natančnost bi bilo mogoče izboljšati z uvedbo korekcijskih faktorjev, prilagojenih različnim razmerjem vitkosti sten.



Slika 16. Vrednosti $BS_{izr.}/BS_{povp.}$ v odvisnosti od stopnje povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.



Slika 17. Vrednosti $V_{izr.}/V_{povp.}$ ob vpetju sten v odvisnosti od stopnje povezanosti za mejni stanji a) SD in b) NC.



Slika 18. Vrednosti $V_{izr.}/V_{povp.}$ za a) 5-etažne stavbe, b) 10-etažne stavbe in c) 15-etažne stavbe za mejno stanje NC.

5 ZAKLJUČKI

V članku je predstavljena analiza potresnega odziva AB-sten, povezanih s ploščami brez gred. Raziskali smo zelo kompleksen mehanizem odziva AB-sten in njegovo odvisnost od zapletene interakcije med posameznimi stenami in stropnim sistemom. V ta namen smo naredili obsežno in sistematično parametrično študijo sten, povezanih le s ploščami brez povezovalnih gred, ki smo jih analizirali tako z poenostavljeno nelinearno statično kot tudi z bolj sofisticirano nelinearno analizo časovnega odziva.

Analize so potrdile opažanja iz eksperimentov, da je lahko pri določenih konfiguracijah sten povezanost, ki jo zagotavljajo le plošče brez gred, razmeroma velika. V določenih primerih je bila stopnja povezanosti CL definirana kot razmerje med momentom, ki ustreza osnim silam, ki jih v stenah povzroča potresni vpliv, in skupnim prevrnitvenim momentom, razmeroma in nepričakovano visoka (do 50%).

Identificirali smo stavbe, pri katerih je mogoče pričakovati velike CL. To so stavbe z vitkimi stenami z razmerjem med višino in širino, večjim od 4, kjer se lahko aktivira pomembna sodelujoča širina plošče. Stopnja povezanosti sten CL in mehanizem njihovega odziva sta bila predvsem odvisna od razmerja upogibne nosilnosti sten in plošč SWS. Z večanjem upogibne nosilnosti plošč se je povezanost CL oziroma okvirni učinek povečal. Vpliv upogibne nosilnosti sten na CL je bil obratno sorazmeren.

Na upogibno nosilnost plošč sta vplivali predvsem sodelujoča širina plošče – EW in količina armature. V vseh obravnavanih primerih je standardnemu EW plošče ustrezal CL, ki je bil manjši od 25%, kar predstavlja mejo, pri kateri Evrokod 8 loči konzolne od povezanih sten. CL je bil bistveno večji pri večjih EW ploščah. V primerih, ko je bila EW plošče enaka polovici širine razpona in celotni širini razpona, je bila CL bistveno večja in je znašala do 35% v prvem in 50% v drugem primeru. Upogibna armatura plošče je imela manjši vpliv na CL v primerjavi z EW ploščah, vendar je bila pomembna. Ko smo minimalno armaturo plošče povečali za 50%, se je CL povečal za približno 30%.

Na upogibno nosilnost sten so vplivale predvsem višina in oblika prečnega prereza sten ter količina upogibne armature, ki je bila odvisna od intenzitete potresnega vpliva. V 6 m stenah je bila CL med 50 in 70% tiste 4 m stenah (odvisno od sodelujoče širine plošče). V stenah s prirobnicami je CL znašala približno 70% tiste v pravokotnih stenah. CL so bile manjše pri stavbah na močno potresno ogroženih področjih (PGA = 0,46g). Vrednosti CL so znašale 80% tistih v stavbah v zmerno potresno ogroženimi območji (PGA = 0,29 g).

Z višino sten (številom etaž) se povečuje njihova stopnja povezanosti. Pri večjem številu etaž je število plošč večje in vsota njihovih prečnih sil je večja. To povečuje osne sile, ki jih v stenah povzroča potresni vpliv, na ta način pa se povečuje okvirni učinek in stopnja povezanosti sten CL. V večini petetažnih stavb je bila CL manjša od 25%, v deset- in 15-etažnih stavbah pa je dosegala tudi vrednosti 50%.

Ugotovili smo, katera sta najbolj pomembna parametra, ki vplivata na potresni odziv obravnavanih stavb. To sta razmerje nosilnosti plošč in sten SWS in togost sistema A. Slednja se približuje 0, ko je togost plošč bistveno manjša od togosti sten, in neskončnosti, ko je togost plošč bistveno večja od togosti sten. Osnova predpostavka, ki jo običajno upoštevamo pri projektiranju, da plošče brez gred, ne morejo ustvariti pomembne povezave med stenami – ne velja v primerih, ko je parameter A večji od 3 in razmerje SWS večje od 3,0%; pri vrednostih parametra A med 3 in 5, kadar je razmerje SWS večje od 1,0%; ter pri A večjem od 5, kadar je razmerje SWS večje od 0,5%.

Rezultati nelinearni analiz so potrdili, da lahko potresni vpliv v močno povezanih stenah povzroči znatne osne sile. Na eni strani povzroča natezne, na drugi tlačne osne sile. Zaradi tega se lahko bistveno spremeni razmerje togosti in nosilnosti posameznih sten, kar nadalje lahko povzroči, da se vplivi med posameznimi stenami močno prerazporedijo. Teh prerazporeditev ne moremo upoštevati z elastičnimi metodami za analizo.

Pri velikih CL so znašale osne sile, ki jih je v stenah povzročal potresni vpliv tudi do 80% osnih sil zaradi navpične obtežbe. V močno povezanih stenah so bili upogibni momenti in prečne sile v stenah, kjer je potresni vpliv povzročal tlačne sile, tudi do dvakrat večji od tistih, kjer je potres povzročal natege.

Prerazporeditve vplivov med posameznimi slopi sten so torej posledica okvirnega učinka. Vendar ta učinek ne vpliva le na prerazporeditve vplivov med stenami, pač pa tudi na skupno vrednost obremenitev v stavbi. Ko je okvirni učinek pomemben (večje vrednosti CL), je celoten nosilni sistem bolj tog. Zato se povečajo skupne obremenitve vseh sten. Tako so npr. pri močno povezanih stenah ($CL > 25\%$) bile prečne sile ob vpetju tudi do 2,5-krat večje od tistih v konzolnih stenah. V šibko povezanih stenah ($CL < 25\%$) to razmerje ni preseglo vrednosti 1,5-krat. Amplifikacija strižnih sil zaradi okvirnega učinka je bila bolj izrazita v spodnjih delih sten.

Analize so potrdile ugotovitve iz literature, da na amplifikacijo prečnih sil lahko v nelinearnem območju poleg okvirnega učinka vplivajo tudi višje nihajne oblike. Ugotovili smo, da se lahko zaradi višjih nihajnih oblik strižne sile povečajo tudi do 3,5-krat. Vpliv višjih nihajnih oblik je bil pričakovano večji v zgornjih delih stavb. Njihov vpliv se je zmanjševal z naraščanjem CL.

Druga generacija Evrokoda [CEN/TC 250/SC 8, 2021], ki je v zaključni fazi razvoja, pomembno spreminja projektiranje sten. Med drugim za stopnjo duktilnosti DCM namesto enega samega faktorja 1,5, s katerim upoštevamo povečanje prečnih sil zaradi višjih nihajnih oblik, predpisuje različne korekcijske faktorje, in sicer v funkciji efektivnega nihajnega časa konstrukcije in redukcije potresnih sil. Slednji se spreminjajo vzdolž stene. Predpisani korekcijski faktorji se lahko uporabijo pri elastični analizi.

Novi Evrokod 8 dopušča tudi projektiranje konstrukcij na osnovi rezultatov nelinearne N2-metode. Pri takšnem načinu projektiranja predpisani korekcijski faktorji za prečne sile niso ustrezni. Zato smo predlagali postopek, s katerim korigiramo prečne sile, ko stene projektiramo z N2-metodo. Izraze smo izvednotili z rezultati nelinearne analize časovnega odziva. Odstopanja niso bila večja od 20%.

Rezultati predstavljene študije so podali odgovore na številna vprašanja glede potresnega odziva sten, povezanih le s ploščami. Vendar je še vedno nekaj odprtih vprašanj, na katera je treba odgovoriti. Izpostavili smo sodelujočo širino plošče kot enega med najpomembnejšimi parametri, ki vplivajo na stopnjo povezanosti sten oziroma na okvirni učinek. V prihodnjih študijah bi bilo smiselno sistematično raziskati ta parameter, vključno z eksperimenti v velikem merilu. Poleg tega je treba dodatno raziskati vpliv plošč na potresni odziv AB-sten, povezanih z gredami in ploščami. Pokazali smo, da so za projektiranje močno povezanih sten potrebni postopki za projektiranje, ki temeljijo na nelinearnih metodah analize, kar dopušča tudi novi standard Evrokod 8. Te postopke je treba podrobno opredeliti, kar je ena izmed osrednjih nalog, s katerimi se trenutno ukvarjamo na UL FGG.

6 ZAHVALA

Predstavljeno raziskavo je podprla Javna agencija za znanstveno-raziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije.

7 LITERATURA

ACI 318-19 (2019) Building Code Requirements for Structural Concrete

Aktan AE, Bertero V V. (1984) Seismic Response of R/C Frame-Wall Structures. *Journal of Structural Engineering* 110:1803–1821. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:8\(1803\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:8(1803))

Bachman R (2006) UCSD, PCA & NEES BLIND PREDICTION CONTEST. PowerPoint slides. REBachman Consulting Structural Engineers. https://slideplayer.com/slide/1614213/#google_vignette

Blakeley R, Cooney R, Megger L (1975) Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures. *BULLETIN OF THE NEW ZEALAND NATIONAL SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING* 8:278–290

Boroschek R, Bonelli P, Restrepo JI, et al (2014) Lessons from the 2010 Chile Earthquake for Performance Based Design and Code Development. In: Fischinger M (ed) *Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society*. Springer Netherlands, Dordrecht, pp 143–157

CEN (2004) EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels

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

Elwood KJ, Pampanin S, Kam WY, Priestley N (2014) Performance-Based Issues from the 22 February 2011 Christchurch Earthquake. In: *Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society*. pp 159–175

Encina ER, Henry RS (2017) Wall-to-floor interaction in RC buildings: Modelling case study. In: 16th World Conference on Earthquake Engineering. Santiago, Chile

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

Fischinger M, Isakovic T, Kante P (2004) 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>

Fischinger M, Isaković T, Kante P (2002) Inelastic response of the "Camus 3" structural wall-prediction and post-experiment calibration. In: *The twelfth European conference on earthquake engineering: 9-3 September 2002, London*. Amsterdam Elsevier, pp 1–10. pp 1–10

Fischinger M, Kante P, Isakovic T (2017) Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers. *Journal of Structural Engineering* 143:04017004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001718](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001718)

Fischinger M, Morariu E (2012) Inelastic shear force in RC coupled walls. Unpublished manuscript

Giberson M (1967) The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation. Dissertation (Ph.D.). California Institute of Technology. Pasadena, California <https://thesis.library.caltech.edu/3604/>

Isaković T, Gams M, Janevski A, et al (2020) Large scale shake table test of slab-to-piers interaction in RC coupled walls. In:

Proceedings of the 17th WCEE, September 13th to 18th 2020, Sendai, Japan

Isaković T, Janevski A (2024) Analysis of interaction between reinforced concrete walls and slabs tested on a shaking table. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01862-8>

Janevski A, Isaković T (2024a) Blind prediction and post experimental analysis of RC core wall's cyclic flexural response using MVLEM-FD. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/s10518-024-02006-8>

Janevski A (2024b) Potresni odziv armiranobetonskih povezanih sten. Doktorska disertacija. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=164383>

Janevski A, Kang J-D, Isaković T (2023) Simulation of the E-Defense 2015 test on a 10-storey building using macro-models. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-023-01734-7>

Kabeyasawa T, Kabeyasawa T, Fukuyama H (2017) Effects of floor slabs on the flexural strength of beams in reinforced concrete buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 50:517-526. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.50.4.517-526>

Kam WY, Pampanin S, Dhakal R, et al (2010) Seismic performance of reinforced concrete buildings in the September 2010 Darfield (Canterbury) earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 43:340-350. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.43.4.340-350>

Kante P (2005) Potresna ranljivost armiranobetonskih sten. Doktorska disertacija. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=1461>

Keintzel E (1990) Seismic Design Shear Forces in Reinforced Concrete Cantilever Shear Wall Structures. *Eur J Earthq Eng* 3:7-16

Mander JB, Priestley MJN, Park R (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering* 114:1804-1826. [https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

Massone LM (2013) Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010. *Eng Struct* 56:1335-1345. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.013>

Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL (2006) OpenSees Command Language Manual. In: University of California, Berkeley. Accessed 8 Apr 2024 <https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManualJune2006.pdf>

McKenna F, Fenves GL, Scott MH (2000) Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). In: University of California, Berkeley. Accessed 8 Apr 2024 <https://opensees.berkeley.edu/>

Menegotto M, Pinto PE (1973) Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending. proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads 15-22. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.5169/seals-13741>

Nagae T, Tahara K, Matsumori T, et al (2011) Design and instrumentation of the 2010 e-defense four story reinforced concrete and post-tensioned concrete buildings NZS 3101 (2006) Concrete structures standard - Part 1 (Code) and Part 2 (Commentary)

Panagiotou M, Restrepo JI, Conte JP (2011) Shake-Table Test of a Full-Scale 7-Story Building Slice. Phase I: Rectangular Wall. *Journal of Structural Engineering* 137:691-704. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000332](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000332)

Pantazopoulou SJ, French CW (2001) Slab Participation in Practical Earthquake Design of Reinforced Concrete Frames. *ACI Struct J* 98:. <https://doi.org/10.14359/10291>

Pennucci D, Sullivan TJ, Calvi GM (2015) Inelastic Higher-Mode Response in Reinforced Concrete Wall Structures. *Earthquake Spectra* 31:1493-1514. <https://doi.org/10.1193/051213EQS123M>

Ramos L, Hube M (2020) Contribution of coupling elements to the seismic demand of walls in reinforced concrete buildings. *Latin American Journal of Solids and Structures* 17:. <https://doi.org/10.1590/1679-78255931>

Ramos L, Hube MA (2021) Seismic response of reinforced concrete wall buildings with nonlinear coupling slabs. *Eng Struct* 234:111888. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111888>

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

Rivard G, Ambroise S, Paultre P (2022) Inelastic seismic shear amplification due to higher mode effects in reinforced concrete coupled walls. *Earthquake Spectra* 38:1357-1381. <https://doi.org/10.1177/87552930211053347>

Rojas F, Suquillo B, Segura N, et al (2024) Experimental and Numerical Study of the Response of Rectangular Wall Systems Coupled with Reinforced Concrete Beams and Slabs, 18th World Conference on Earthquake Engineering

Rosman R (1964) Approximate Analysis of Shear Walls Subject to Lateral Loads. *ACI Journal Proceedings* 61:717-733. <https://doi.org/10.14359/7804>

Takeda T, Sozen MA, Nielsen NN (1970) Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division* 96:2557-2573

Zhang P, Restrepo JI, Conte JP, Ou J (2017) Nonlinear finite element modeling and response analysis of the collapsed Alto Rio building in the 2010 Chile Maule earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 26:. <https://doi.org/10.1002/tal.1364>