

EKSPERIMENTALNE RAZISKAVE INTERAKCIJE MED ARMIRANOBETONSKIMI PLOŠČAMI IN STENAMI NA POTRESNI MIZI

SHAKE TABLE EXPERIMENT OF RC SLAB-TO-WALL PIERS INTERACTION

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

tatjana.isakovic@fgg.uni-lj.si

Antonio Janevski, mag. grad.

antonio.janevski@fgg.uni-lj.si

doc. dr. Matija Gams, univ. dipl. inž. grad.

matija.gams@fgg.uni-lj.si

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

matej.fischinger@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo

in geodezijo,

Jamova 2, Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 624.012.45+624.042.7(047.31)

Povzetek | Na potresni mizi smo v okviru projekta HORIZONT 2020 SERA-TA na preizkušancu v velikem merilu testirali interakcijo med armiranobetonskimi ploščami in armiranobetonskimi stenami pri različnih nivojih potresne obtežbe. Preizkusili smo trietažno konstrukcijo v merilu 1 : 2. Bila je sestavljena iz štirih sten pravokotnega prečnega prereza, ki so bile v višini etaž povezane z gladkimi armiranobetonskimi ploščami. Preizkušane smo obremenjevali s potresno obtežbo, katere intenziteto smo postopno povečevali. Pri zadnjih treh testih so se plošče in stene vidno poškodovale.

Testi so pokazali, da sta v obravnavnem primeru upogibna nosilnost in togost plošč pomembno vplivali na mehanizem odziva konstrukcije. Po končanih testih so bile vse plošče vidno poškodovane, še zlasti v prvih dveh etažah, kjer je prišlo do plastifikacije zgornje in spodnje armature. Razpoke so se razširile po celi širini plošč. Poškodbe plošč so bile pretežno upogibne. Sodelujoča širina plošč je bila približno enaka celotni širini plošč. Zato je bila upogibna kapaciteta plastičnega členka, ki se je ustvaril v plošči na stiku s stenami, dokaj velika. Posledično so bile prečne sile v plošči dokaj velike, kar je povzročilo tudi velike spremembe osnih sil v stenah.

Potresni odziv preizkušene konstrukcije bi lahko glede na določila standarda Evrokod 8 (SIST, 2005) računali kot odziv štirih konzolnih sten, saj običajno ne pričakujemo, da bodo plošče brez gred stene med sabo močno povezale v okvir. Vendar se je izkazalo, da sta bili zaradi razmeroma velike togosti plošč in razmeroma velike kapacitete plastičnega členka v ploščah leva in desna stena v posamezni osi razmeroma močno povezani. Posledično se je ustvaril dokaj močan okvir, sestavljen iz sten in plošč, ki je prevzel velik del (približno 50 %) prevrnitvenega momenta, ki ga je v konstrukciji povzročil potresni vpliv. To je potrdilo posamezne indice iz literature, da lahko že samo plošče brez gred slope stene močno upogibno povežejo (ne le v horizontalni ravnini).

Glede na razmeroma močno povezanost sten lahko rečemo, da je bil preizkušanec sestavljen iz dveh povezanih sten, sestavljenih iz dveh slopov sten in ene vrste odprtin. Pri močnejšem potresnem vzbujanju je bil v enem časovnem koraku v obeh stenah en slop obremenjen z močnimi nateznimi osnimi silami. Istočasno je bil drugi slop na nasprotni strani odprtine močno tlačno obremenjen. Zibanje natezno obremenjenega slopa okoli notranjega vogala (na strani odprtine) je bilo vidno s prostim očesom. Na zunanjem voga-

Izračun obremenjenega slopa se je navpična armatura uklonila. Razpoke v posameznih slopih sten so bile nesimetrične in bistveno drugače razporejene od križno razporejenih razpok, ki so tipične za konzolne stene. Pri zadnjem testu je bil dosežen povprečni 1,1% zasuk sten. Nihajni čas osnovne nihajne oblike preizkušanca je od začetnih 0,14 s narasel na 0,32 s.

Odziv je bil drugačen, kot ga običajno ocenimo z elastičnimi linearnimi postopki analize, in kaže na potrebo po reviziji postopkov projektiranja.

Ključne besede: armiranobetonske stene, eksperiment v velikem merilu, potresna miza, interakcija med ploščo in stenami

Summary | A shake table test of a half-scale three-story specimen subjected to different intensity levels was conducted to study the slab-to-wall piers interaction within HORIZON 2020 SERA-TA project. The specimen consisted of four rectangular walls linked by three slabs. It was subjected to a series of seismic excitations of increasing intensity. In the last three tests the non-linear response of the slabs and wall piers was observed. Flexural strength and stiffness of slabs considerably influenced the response mechanism in wall piers. All slabs were fully activated. They were significantly damaged, particularly in the first two floors, where the yielding of the top and bottom reinforcements was observed. Cracks were observed at their top and bottom surfaces over the entire width of the slabs. Their damage was predominantly flexural. The effective width of the slabs was equal to their total width. Therefore, the flexural capacity of the plastic hinge formed in the slabs near the joints with walls was considerable. The shear forces in the slabs were consequently quite large, resulting in considerable variations of axial forces in walls.

According to Eurocode 8 (SIST, 2005), the seismic response of the tested structure can be estimated by means of the numerical model consisting of four cantilever walls under the assumption that slabs with no beams cannot link the walls into the frame. However, due to the considerable stiffness and considerable flexural capacity of plastic hinges in slabs, the left and right walls in the same axis were considerably coupled. Consequently, walls and slabs formed quite strong frame, which resisted considerable shear of the overturning moment (50%) due to the seismic excitation. This confirmed some indications from the literature that the slabs alone (without beams) can provide considerable coupling (flexural) of wall piers.

In fact, the specimen was made of two coupled walls, consisting of two wall piers and openings between them. When the specimen was subjected to stronger seismic excitations, in both walls one pier was subjected to large tensile axial forces. At the same time, the pier at the opposite side of the opening was subjected to strong compression forces. The rocking of the wall pier subjected to tension around inner corners (near the openings) was visible to the naked eye. In the wall pier subjected to compression the buckling of the longitudinal bars was observed at the outer edge of the wall. The crack pattern in the wall piers was asymmetric and different from the cross-shaped damage pattern typical for cantilever walls. The maximum drift of the wall piers of 1.1 % was observed within the last test. The fundamental period of vibration of the specimen was increased from the initial 0.14 sec to 0.32 sec.

The response of the specimen was considerably different from that which is typically obtained by linear elastic analyses of such structures.

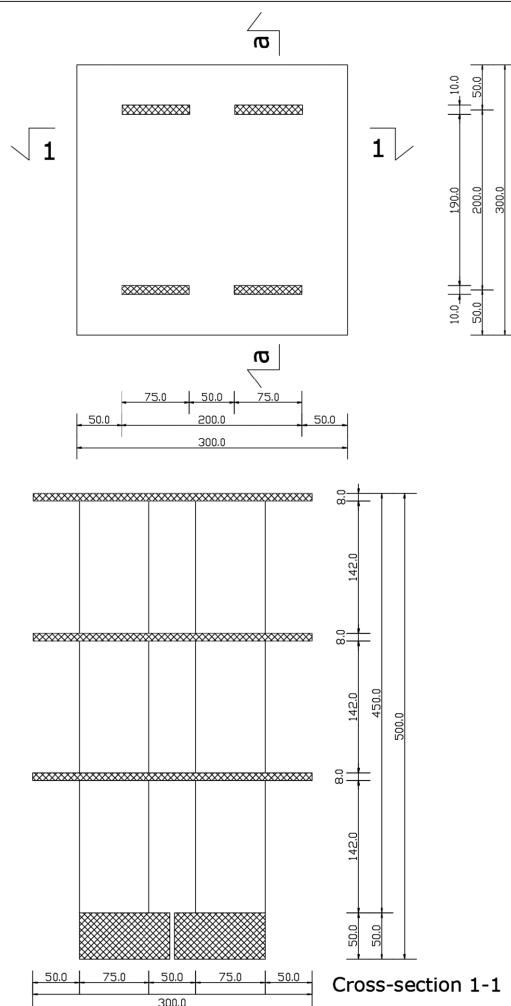
Key words: Reinforced concrete walls, Large-scale experiments, Shaking table, Slab-to-wall interaction

1 • UVOD

V članku je predstavljen test trietažnega preizkušanca, ki je bil sestavljen iz štirih posamičnih sten pravokotnega prereza, ki so bile v vsaki etaži povezane samo s ploščo brez gred (slika 1).

Eden izmed glavnih namenov eksperimenta je bil ugotoviti, kako močno povezavo med stenami lahko ustvari plošča pri različnih intenzitetah potresnega vzburjanja in kako to vpliva na mehanizem odziva sten ter konstrukcije.

Tradicionalno bi projektanti pri horizontalni obtežbi modelirali takšno konstrukcijo kot sestav štirih konzolnih sten. Ploščo bi upoštevali le kot togo šipo v svoji ravnini, njeno upogibno in strižno togost prečno na to ravnino pa bi zanemarili kot majhno v primerjavi s togostjo stene. Res je vztrajnostni moment npr. 1 m širokega pasu 16 cm debele plošče (34.100 cm⁴) zelo majhen v primerjavi z vztrajnostnim



Slika 1 • Preizkušane: videz (levo); tloris in naris (desno).

momentom 20 cm debele stene z dolžino samo 150 cm, ki znaša $5.625.000 \text{ cm}^4$. Zato bi običajno predpostavili členkasto povezavo med steno in ploščo z upoštevanjem momentnega članka v modelu. Mehanizem odziva takšnega modela na horizontalno obtežbo je shematično prikazan na sliki 2a. Enaki steni sta enako upogibno obremenjeni, osne sile zaradi horizontalne obtežbe pa ni.

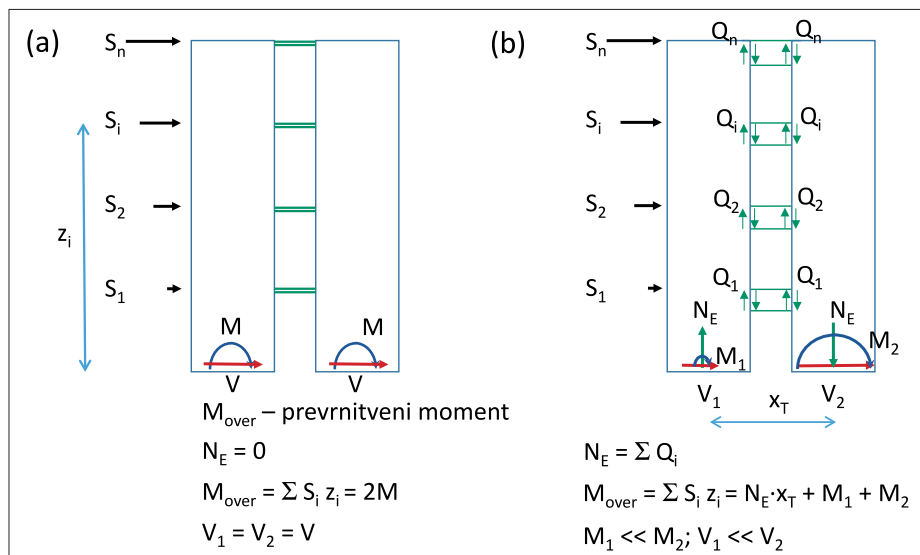
Pri tem je treba pripomniti, da v zgornjem primeru pogosto pozabimo, da na togost plošč in sten vpliva tudi dolžina odprtine med stenami in višina sten. Togost plošče je obratno sorazmerna s tretjo potenco dolžine odprtine, togost sten pa je obratno sorazmerna s tretjo potenco višine stene. Ker je dolžina odprtine v obravnavnem primeru bistveno manjša od višine sten (dolžina odprtine v prototipu znaša 1 m, višina stene pa 9 m), je togost plošče v primerjavi s togostjo stene bistveno večja, kot lahko sklepamo le na osnovi vztrajnostnih momentov. Zato lahko plošča razmeroma

močno poveže vitke stene, še zlasti ko je njena sodelujoča širina velika (v nadaljevanju bomo pokazali, da je lahko večja od 1 m), kar vpliva tako na njeno togost kot tudi na upogibno kapaciteto povezave med ploščo in stenami (kapaciteto plastičnega članka, ki se ustvari v plošči na stiku s stenami), za katero običajno tudi predpostavimo, da je majhna in da jo lahko zanemarimo (stik sten in plošč modeliramo s fizičnimi upogibnimi členki, kjer so momenti nič).

Pri povezavi sten z upogibno razmeroma močno medetažno konstrukcijo je odziv bistveno drugačen (slika 2b) kot odziv sistema konzolnih sten. Preko prečnih sil v povezavah se vnesejo v stene dodatne osne sile, ki spremenijo togost in nosilnost sten in s tem razporeditev notranjih sil v stenah. Če tega ustrezno ne upoštevamo, lahko v primeru močnih potresov nastanejo resne poškodbe in celo porušitve armiranobetonskih povezanih sten.

Problem tradicionalnega pristopa pri projektiranju povezanih sten je že v tem, da kot ključni parameter upošteva le elastično togost in celo samo vztrajnostni moment povezave. Povezanost pa je pri močnih potresih še v veliko večji meri odvisna od nosilnosti povezave in tudi sprememb togosti in nosilnosti sten. Eksperimenti ((Fischinger, 2017), (Santhakumar, 1974), (Alvarez, 2019)) so na primer pokazali, da se lahko zaradi takih prerazporeditev v nelinearnem področju upogibni momenti in strižne sile v tlačno obremenjenih stenah celo podvojijo v primerjavi z rezultati linearnih modelov. Tako tega problema ne rešijo niti modeli iz elastičnih lupinastih elementov ali linijski modeli povezanih sten, ki se uporabljajo v sodobnem projektiranju.

To ugotovitev podpirajo opazovanja poškodb sodobnih stenastih stavb po zadnjih potresih v Čilu (2010) in na Novi Zelandiji (2010, 2011) ((Massone, 2013), (Boroschek, 2014), (Elwood, 2014)). Še zlasti so bile močno



Slika 2 • Mehanizem potresnega odziva: a) konzolne stene (šibka povezava med posameznimi stenami), b) povezane stene (močna povezava med posameznimi stenami).

poškodovane višje stavbe, v katerih so bile zabeležene močne strižne poškodbe in močne poškodbe robov sten, kjer se je upogibna armatura zaradi močnih tlačnih obremenitev najprej uklonila in nato pogosto tudi pretrgala. Med vzroki za te poškodbe je pomembna tudi nezmožnost elastičnih modelov, da upoštevajo spremenljiv vpliv interakcije med medetažnimi konstrukcijami in stenami.

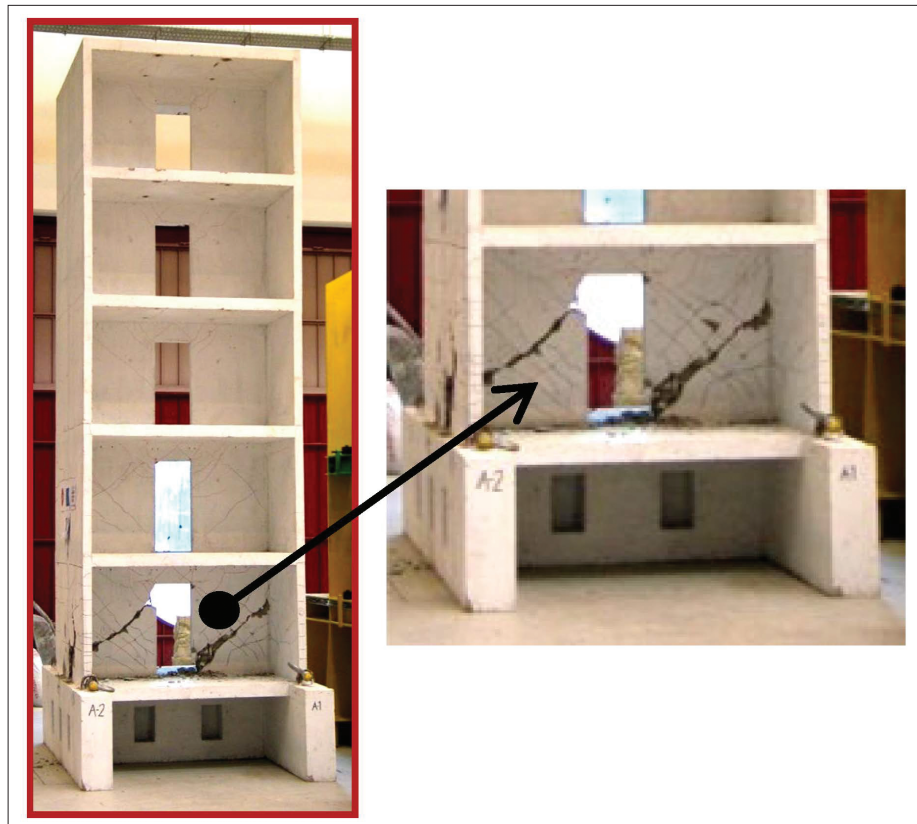
Do podobnih ugotovitev je prišla tudi raziskovalna skupina na UL FGG, ki je na potresni mizi testirala povezano steno, tipično za evropsko prakso (slika 3). Sestavljena je bila iz dveh slopov sten s prirobnicami (prečni prerez enega slopa je bil T-oblike), ki sta bila povezana z gredo, armirano z diagonalno armaturo (Fischinger, 2017). Ugotovljeno je bilo, da je lahko zaradi sodelovanja gred in plošč dodatna nosilnost stropov zelo velika in bistveno večja od pričakovane (določene s standardnimi postopki). V obravnavnem primeru sta bila zaradi povečane nosilnosti stropov slopa sten močnejše povezana, kot je bilo pričakovano, kar je povzročilo njihovo krhko strižno porušitev.

Tradicionalno mnenje je, da so opisani vplivi pomembni le pri povezavi sten s konstrukcijskimi prečkami. Za mlajšo generacijo bo zanimivo, da so statiki pred obdobjem računalnikov zelo radi uporabljali nekonstrukcijska polnila nad vratnimi odprtinami. Tako so bolj obvladali računski model. Na FGG tega pristopa nismo podpirali, ker namerne slabitve konstrukcije zaradi enostavnejšega računa niso primerne. Vendar je starim statikom treba priznati zavedanje, da lahko napačen model prinese še več škode.

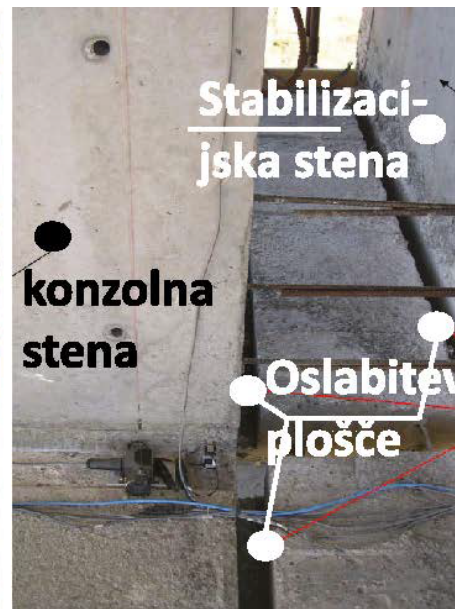
V zadnjih letih je vedno več eksperimentov in analitičnih študij (npr. (Panagiotou, 2011) in (Nagae, 2011)), ki jasno kažejo, da je tudi povezava s samo ploščo brez grede lahko močna in pomembna. Panagiotou (Panagiotou, 2011) (slika 4) je pokazal, da lahko tudi izredno tanka plošča brez gred ustvari

precej močno povezavo med slopi sten. Na potresni mizi je bila preizkušena pravokotna stena. Preko plošče je bila povezana s konstrukcijsko steno, postavljeno pravokotno na njeno ravnino, ki je imela nalogo, da zagotovi stabilnost preizkušanca. Plošča je bila tanka, zato da steni ne bi bili medsebojno močno upogibno povezani. Da bi zmanjšali povezavo med stenama na najmanjšo možno mero, je plošča bila še dodatno oslajbljena na mestu stika sten. Na tem mestu je bila debela le 5 cm. Navkljub temu se je na celotni dolžini oslajblitve ustvarila precejšnja strižna sila. Zaradi tega so se povečale osne sile v testirani pravokotni steni, kar ni značilno za konzolne stene.

Ugotovitev te raziskave lepo pojasni bistvo problema, ki ga obravnavamo v prikazani raziskavi. Predpostavka, da je povezava plošče s steno zaradi relativno majhnega vztrajnostnega momenta plošče šibka oz. členkasta, je lahko napačna. Ta členek ni fizični členek, v katerem je moment nič, pač pa plastični členek. Momentna kapaciteta tega členka pa je prvenstveno odvisna od nosilnosti povezave. Ker se lahko ta povezava aktivira s plastifikacijo armature plošče na veliki sodelujoči širini, je lahko ta moment



Slika 3 • Zaradi povečane nosilnosti stropov sta slopa sten bila močnejše povezana, kot je bilo pričakovano. Zaradi tega so se povečale potresne zahteve in sta se slopa krhko porušila.



Slika 4 • Konzolna armiranobetonska stena, preizkušena na potresni mizi na UCSD.

velik. Posledično so velike prečne sile v plošči in spreminjajoče se osne sile v stenah. Vse to pa temeljno spremeni odziv v primerjavi z rezultati elastičnega modela tudi, če so stene povezane samo s ploščo.

To je treba upoštevati pri projektiranju. Vendar do sedaj ni bilo narejene sistematične raziskave, ki bi to povezanost eksplicitno raziskala. Zato smo interakcijo med

armiranobetonskimi stenami in ploščami pred kratkim raziskovali v okviru HORIZONT 2020 SERA-TA projekta »Vpliv interakcije med stropi in stenami na potresni odziv povezanih sten«. Na eni izmed največjih potresnih miz v Evropi, na inštitutu IZIS v Skopju (Severna Makedonija), smo preizkusili odziv trietažnega preizkušanca v velikem merilu. UL FGG je bila koordinator in vodja projekta, v katerem je

poleg IZIS-a kot partnerica sodelovala tudi Univerza iz Kalifornije v Los Angelesu.

Eksperimenti in glavne ugotovitve projekta so prikazani v naslednjih poglavjih. V 2. poglavju so predstavljeni testirana konstrukcija ter zasnova, merilna oprema in potek eksperimenta. Glavne ugotovitve, vključno z analizo povezanosti analiziranih sten, pa so povzete v 3. poglavju.

2 • OPIS EKSPERIMENTA

2.1 Geometrija preizkušanca, merilo in modelna podobnost

Naredili smo eksperiment trietažnega preizkušanca, ki je bil sestavljen iz štirih posamičnih sten pravokotnega prereza, ki so bile v vsaki etaži povezane samo s ploščo brez gred (slika 1). Vse stene so bile z močno smerjo obrnjene v smeri gibanja potresne mize. Preizkušavec smo naredili v merilu 1 : 2. Izbrali smo največje možno merilo, ki ga je dopuščala kapaciteta potresne mize, ki je med največjimi v Evropi. Na izbiro geometrije preizkušanca je predvsem vplival največji možen prevrtni moment, ki na tej mizi znaša ca. 500 kNm.

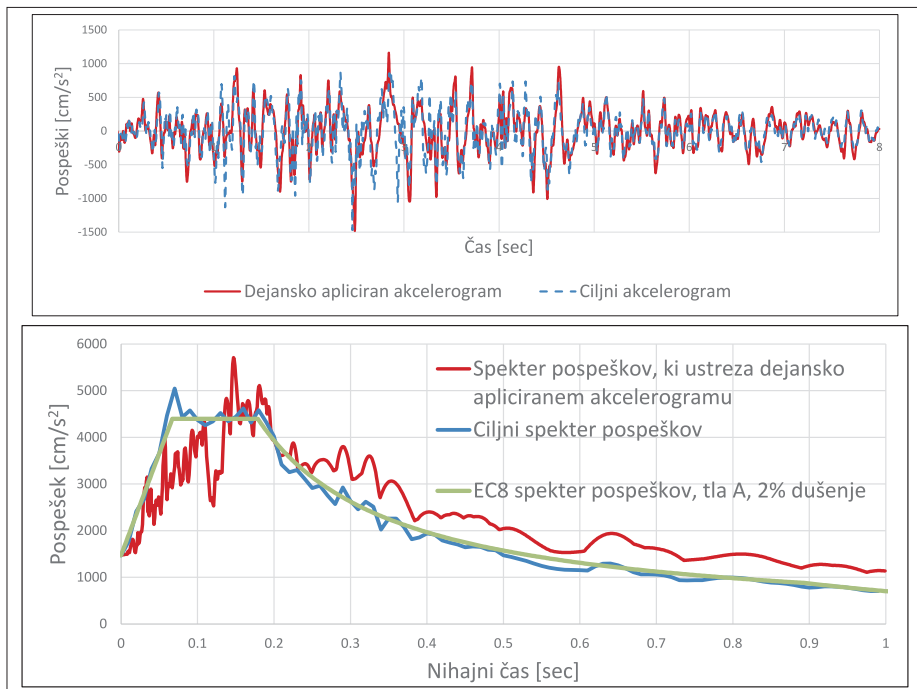
Glavni namen eksperimenta je bil ugotoviti, kako se spreminja interakcija med ploščami in stenami pri različnih intenzitetah potresnega vzbujanja in kako to vpliva na mehanizem odziva sten, še zlasti v nelinearnem območju. Zato je bilo treba poiskati ustrezno ravnovesje med realističnimi dimenzijami preizkušanca in omejitvami mize. Stene so bile visoke 4,5 m.

Njihov prečni prerez smo določili tako, da je bilo možno pri največji zmogljivosti mize (kritičen je bil maksimalni prevrtni moment) doseči plastifikacijo armature v stenah oziroma njihov nelinearen odziv, hkrati pa so morale biti dimenzije prečnega prereza še dovolj realistične. Dolžina prečnega prereza sten je bila 75 cm, širina pa 10 cm. Dolžina odprtine v smeri vzporedno z ravnino sten je znašala 50 cm. Če upoštevamo, da je bilo merilo 1 : 2, to pomeni, da preizkušenim stenam v prototipu ustrezajo 1,5 m dolge stene z medsebojnimi odprtinami dolžine 1 m. Debelina preizkušenih sten ustreza debelini 20 cm v prototipu, kar je debelina, ki je značilna za večino armiranobetonskih sten v Sloveniji. Razmerje dolžine in širine prečnega prereza posameznega slopa stene je znašalo 7,5, razmerje višine enega slopa proti višini njegovega prečnega prereza pa 6. S tem smo v preizkušancu ustvarili pogoje, ki ustrezajo pogojem v vitkih stenah.

Dolžina in širina plošč (3 m x 3 m) je določena glede na prej omenjene omejitve mize. Debelina plošč je bila 8 cm (16 cm v prototipu). Celotna masa preizkušanca je bila $3 \times 1,83 \text{ t} + 4 \times 0,81 \text{ t} = 8,7 \text{ t}$ (1,83 t je masa posamezne plošče, 0,81 t pa masa ene stene). Pri večini testov na potresnih mizah se običajno masa preizkušanca poveča s ciljem, da se zagotovijo realistične potresne zahteve v konstrukciji. Na plošče se običajno namestijo dodatne mase (npr. jekleni ingoti). V obravnavanem primeru tega nismo mogli narediti, saj bi z namestitvijo jeklenih ingotov bistveno spremenili tako togost kot tudi nosilnost plošč. To pa sta ključna parametra, ki vplivata na interakcijo med stenami in ploščami, kar je bila glavna tema raziskav. Ker mase ni bilo možno povečati, smo spremenili merilo za čas in pospeške ter na ta način dosegli realistične potresne zahteve v konstrukciji. Čas smo skrajšali s faktorjem 0,45, pospeške pa povečali 2,5-krat.

2.2 Lastnosti uporabljenih materialov

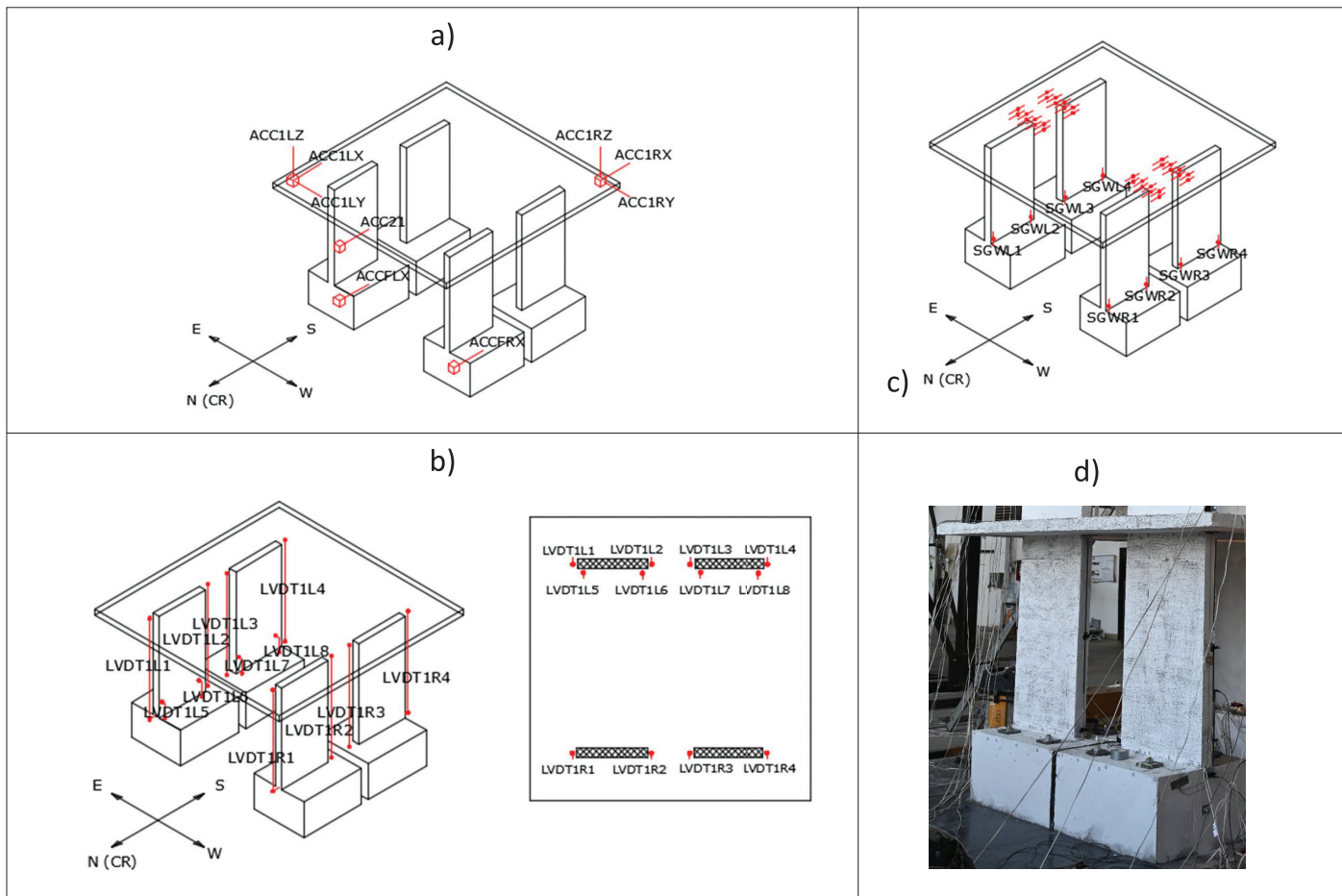
Modelna podobnost je bila določena tako, da so bile napetosti v prototipu in modelu



Test	Maksimalni pospešek na potresni mizi
R010	0,1 g
R020	0,2 g
R030	0,3 g
R050	0,5 g
R060(1)	0,6 g
R060(2)	0,6 g
R080	0,8 g
R090	0,9 g
R120	1,2 g
R150(1)	1,5 g
R150(2)	1,5 g

Opomba: Čas in pospešek sta prikazana v modelnem merilu.
Slika 5 • Potresno vzbujanje: ciljni in dejansko apliciran akceleroگرام (zgoraj); ustrezni spektri pospeškov pri pospešku temeljnih tal 1,5 g (spodaj).

Preglednica 1 • Seznam testov.



Slika 6 • Pregled merilnih naprav: a) pospeškometri, b) merilniki pomikov, c) merilni lističi, d) optične meritve.

enake, med drugim tudi zato, da smo lahko v modelu uporabili običajne materiale (beton in predvsem jeklo za armiranje običajnih trdnostnih razredov). Tlačna trdnost betona plošč je znašala 27,5 MPa, betona v stenah pa 26 MPa.

Stene so bile armirane z minimalno navpično armaturo. Originalno smo načrtovali, da bodo armirane z 12 rebastimi palicami premera 6 mm iz jekla B500-B. Ker na trgu ni bilo možno dobiti duktilnih palic tega premera in glede na to, da je bil namen eksperimenta študija interakcije med ploščami in stenami, ne pa test različnih konstrukcijskih detajlov v stenah, smo stene armirali z 12 gladkimi vzdolžnimi palicami premera 8 mm. Meja elastičnosti jekla je znašala 300 MPa, nosilnost pa 420 MPa. V stenah smo po celi višini zagotovili dvostrizna stremena $\phi 6$ mm/7,5 cm.

Plošče smo armirali z mrežami Q-131, ki smo jih postavili na spodnjo in zgornjo stran plošč. Tako smo v vseh treh ploščah zagotovili 1,31 cm²/m zgornje in spodnje armature. Meja

elastičnosti jekla mrežne armature je znašala 500 MPa, natezna trdnost pa 560 MPa.

2.3 Potresna obtežba

Potresno obtežbo smo simulirali z akcelrogramom, ki smo ga določili tako, da smo spremenili akcelrogram Petrovac N-S, ki je bil zabeležen pri potresu v Črni gori leta 1979. Po spremembi je spekter pospeškov ustrezal elastičnem spektru pospeškov, definiranim v standardu Evrokod 8 (SIST, 2005) za tla tipa A in 2 % dušenje (glej sl. 5). Pri tem smo upoštevali faktorja modelne podobnosti za čas in pospešek, navedenima v poglavju 3.1.

Preizkušane smo obremenjevali v smeri vzporedno z ravnino sten. Intenziteto vzbujanja smo postopno povečevali, in sicer od 0,1 g do 1,5 g. Seznam vseh testov z oznakami in pripadajočim maksimalnim pospeškom na mizi je prikazan v preglednici 1. Med posameznimi testi smo merili nihajne čase konstrukcije. Ti so znašali 0,14 s, 0,20 s, 0,32 s, po testih R010, R060 in R150(2).

2.4 Merilna oprema

Na sliki 6 je prikazana shema naprav, ki smo jih uporabili za registracijo različnih količin odziva. Zaradi preglednosti so prikazane le naprave v 1. etaži. S pospeškometri smo zajemali pospeške, in sicer v treh smereh v dveh vogalih vseh treh plošč (slika 6a). Z merilniki pomikov (LVDT) smo merili relativne navpične pomike na dnu in vrhu etaž (slika 6b). V prvi etaži smo merili tudi relativne pomike na dnu etaže na dolžini 20 cm. Z merilnimi lističi smo merili deformacije v spodnji in zgornji armaturi plošč, in sicer v območju odprtín levo in desno od slopov sten (slika 6c). Na dnu prve etaže smo z merilnimi lističi merili tudi deformacije navpične armature v slopih sten.

Poleg mehanskih naprav smo za registracijo deformacij uporabili optične merilne naprave, in sicer dve hitrosnemalni kameri, s katerima smo zajemali 70 slik na sekundo. Na ta način smo merili deformacije zunanjih ploskev sten v prvi etaži.

veno odstopal od mehanizma konzolnih sten (glejte sliki 2 in 8). Plošče so levo in desno steno v posamezni osi močno povežale in ustvarile povezano steno z dvema slopoma in eno vrsto odprtín, v kateri se je ustvaril močen okvirni učinek (glejte tudi diskusijo v uvodnem poglavju). Bistvena posledica tega učinka je bila variacija osnih sil v posameznih slopih, zaradi katere

3 • ODZIV PREIZKUŠANCA

3.1 Glavne značilnosti odziva

Odziv je bil pretežno elastičen približno do testa R120. Prve razpoke smo v stenah in v plošči prve etaže (na stiku s stenami) zaznali pri testu R030. Ko smo intenziteto vzbujanja povečali, so se razpoke odprle tudi v drugi in tretji etaži. Razpoke v ploščah so bile pravokotne na smer sten (potekale so v smeri E-W, oziroma vzhod-zahod; glejte sliko 6). Najprej smo jih zaznali v območju stika s stenami, in sicer na obeh straneh odprtín. Z večanjem intenzitete obtežbe so se razpoke postopoma razširile po širini plošče med stenami in na previsnih delih (slika 7). Bile so jasno vidne tako na zgornji kot tudi na spodnji strani plošč.

Stene so se najprej poškodovale na stiku s temelji. Kasneje smo razpoke zaznali tudi višje, in sicer do višine 1 m nad temelji (slika 8 levo). Stene so najprej razpokale na zunanjih robovih (nasproti odprtini). Potem so se razpoke postopoma širile proti odprtini (notranjemu robu sten). Njihov raspored je bil izrazito nesimetričen in bistveno drugačen od križnega rasporeda, ki je tipičen za konzolne stene (prosimo, primerjajte sliki 8 levo in desno).

Pri testu R120 je odziv postal nelinearen. Razpoke so se razširile po celi širini plošče.

Njihova širina se je vidno povečala. Spodnja in zgornja armatura plošč se je plastificirala. Efektivna širina plošč je bila enaka celotni širini plošče. Dosežena je bila upogibna nosilnost plošč. Zaradi tega je odziv bist-



Slika 7 • Razpoke na zgornji in spodnji strani plošč so se razširile po celotni širini plošč pravokotno na smer sten.



Slika 8 • Razpoke v stenah testirane konstrukcije (levo), razpoke, ki so značilne za konzolne stene (desno).

je bil odziv nateznega in tlačnega slopa v posameznem trenutku odziva bistveno drugačen.

Glede na to, da se je pri odzivu izkazalo, da sta bili steni v posamezni osi medsebojno močno povezani in je bil njun odziv primerljiv

silo, so se razpoke odprle do približno višine 1 m od nivoja temeljev. V desnem slopu, ki je bil tlačno obremenjen, so bile poškodbe večinoma omejene na dno stene. V zadnjih dveh testih R150(1) in R150(2) so bile nelinearne deformacije jasno razvidne, različen



Slika 9 • Odziv dveh slopov ene stene je bil bistveno drugačen (levo), v močno tlačno obremenjenem slopu se je navpična armatura uklonila (desno).

z odzivom povezane stene z odprtino, bomo v nadaljevanju prispevka namesto o štirih stenah govorili o dveh povezanih stenah.

Odziv posameznih slopov ene stene (natezno in tlačno obremenjenega slopa) je bil v posameznih časovnih korakih bistveno različen. To je razvidno s slike 9, kjer je prikazan odziv, zabeležen z optičnim sistemom v enem trenutku preiskave. Oranžno rdeče obkrožena polja predstavljajo razpoke. V levem slopu, ki je bil obremenjen s precejšnje natezno osno

odziv slopov sten pa viden s prostim očesom. Opazili smo znatno zibanje natezno obremenjenih slopov ter uklon palic navpične armature v močno tlačno obremenjenih slopih.

3.2 Globalni parametri odziva

V nadaljevanju so prikazani globalni parametri odziva testiranih sten. Ovojnice izmerjenih vodoravnih pospeškov in horizontalnih pomikov v smeri vzbujanja (N-S, glejte sliko 6) so prikazane na sliki 10. Prikazane so povprečne vrednosti pospeškov, izmerjene v dveh nasprot-

nih vogalih plošč (slika 6a). Histerezni odziv, zabeležen v vseh testih, ki je predstavljen z zvezo med pomikom na vrhu preizkušanca in celotno prečno silo ob vpetju, je prikazan na sliki 11. Celotna prečna sila ob vpetju je določena na osnovi povprečnih pospeškov v ploščah.

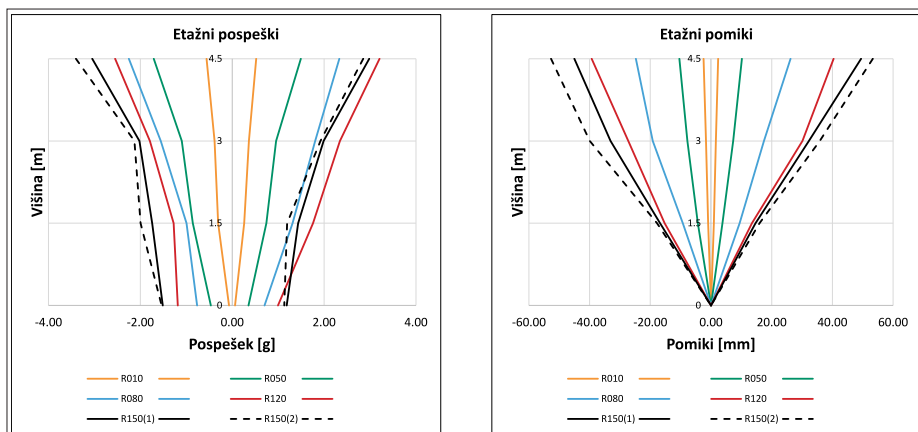
Največji pospešek je znašal 3,4 g in je bil izmerjen na vrhu preizkušanca v testu R150(2), v katerem je znašal največji pospešek na mizi 1,5 g. Treba je pripomniti, da je bila takšna vrednost dosežena le v enem časovnem koraku. Ostali lokalni maksimumi pospeškov so se večinoma gibali okoli 1 g, kar ustreza vrednosti 0,4 g v prototipu.

Maksimalni vodoravni pomik na vrhu stavbe je bil tudi dosežen v testu R150(2). Znašal je 5,3 cm. To ustreza 1,1% povprečnem zasuku stene.

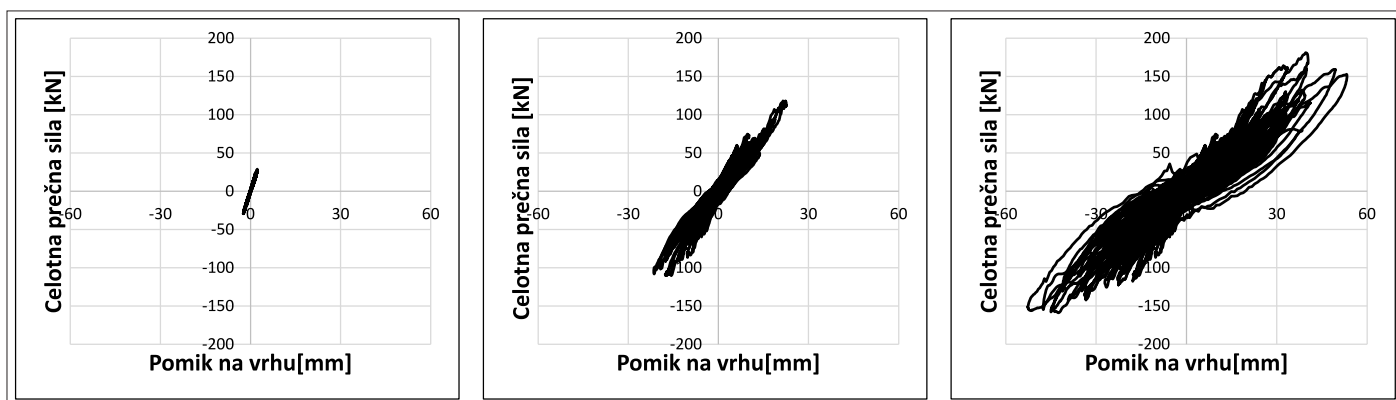
Potek pomikov po višini konstrukcije jasno kaže na pomembno povezanost sten s ploščami. Pretežno linearna deformacijska linija po višini konstrukcije je po obliki med defor-

macijsko linijo upogibne konzole in strižnega nosilca (okvirja).

Zveza med pomikom na vrhu preizkušanca in celotno prečno silo ob vpetju na sliki 11 desno potrjuje ugotovitve pri izvedbi eksperimenta, in sicer da je bil odziv konstrukcije v zadnjih testih nelinearen. S slike 11 je razvidno, da se je učinkovita togost konstrukcije postopno zmanjševala. Vrednosti nihajnih časov, ki smo jih ocenili na osnovi učinkovite togosti, določene iz zvez, prikazanih na sliki 11, se do-



Slika 10 • Ovojnice izmerjenih pospeškov (levo) in vodoravnih pomikov (desno).



Slika 11 • Histerezni odziv v testih R010 (levo), R060 (sredina), R150(2) (desno).

bro ujemajo z izmerjenimi vrednostmi (glejte tudi poglavje 2.3).

3.3 Ocena stopnje povezanosti slopov sten in diskusija o rezultatih testov

Stopnjo medsebojne povezanosti slopov sten smo ocenili glede na delež prevrnitvenega momenta, ki so ga prevzeli posamezni slopi s svojo upogibno nosilnostjo, in delež, ki ga je prevzel okvir, sestavljen iz sten in plošč. Slednjega smo določili kot moment, ki ga glede na težišče povezanih sten (na sredini odprtine) povzročajo osne sile v posameznih slopih sten. Te sile so enake vsoti prečnih sil v vseh treh ploščah (glejte sliko 2b, kjer je predstavljen mehanizem odziva povezanih sten). Prečne sile v ploščah so odvisne od upogibne nosilnosti plošč. Slednja je odvisna od armature v plošči in sodelujoče širine plošč, ki je bila v obravnavnem primeru enaka celotni širini plošče (upoštevajoč steni v obeh oseh).

Kako smo določili stopnjo povezanosti slopov sten bomo prikazali na primeru testa R150(2) in sicer za primer enega izmed časovnih korakov, v katerem je prišlo do plastifikacije navpične armature v slopih sten,

oziroma je bila dosežena njihova upogibna nosilnost.

Prevrnitveni moment, ki ga je potresni vpliv povzročil na konstrukciji, smo ocenili na osnovi inercialnih sil, določenih iz povprečnih pospeškov, ki smo jih izmerili v ploščah. Te vrednosti smo pomnožili s pripadajočo maso, ki je bila enaka vsoti mase plošče in pripadajoče mase slopov sten. Momente ob vpetju, ki so jih povzročile inercialne sile v posameznih etažah, smo sešteli in tako določili prevrnitveni moment.

Na začetku analize osnih sil v slopih sten nismo poznali. Zato smo upogibno nosilnost slopov sten najprej izračunali pri osni sili zaradi navpične obtežbe, ki je v vsakem slopu znašala $N_g = 20$ kN. Vsota upogibnih nosilnosti obeh slopov ene stene je znašala 140 kNm (70 kNm na en slop). Upoštevali smo, da vsaka stena prevzame polovico prevrnitvenega momenta, ki je znašal 270 kNm. Iz teh podatkov smo ocenili, da je del prevrnitvenega momenta, ki ga je prevzel okvir, sestavljen iz sten in plošč, znašal $M_{FA} = 270$ kNm - 140 kNm = 130 kNm (razlika med vrednostjo prevrnitvenega momenta in upogibno nosilnostjo slopov stene).

To naprej pomeni, da bi potresna obtežba v slopih sten povzročila osne sile

$N_E = \pm M_p / x_T = \pm 130$ kNm / 1,25 m = ± 104 kN (glejte sliko 2(b)). V enem slopu je ta sila bila natezna, v drugem pa tlačna. Tako je osna sila v nateznem slopu znašala $N = N_g - N_E = 20 - 104 = -84$ kN (nateg), v tlačnem pa $N = N_g + N_E = 20 + 104 = 124$ kN (tlak).

S tako ocenjenimi osnimi silami smo ponovno določili upogibne nosilnosti posameznih slopov sten. V nateznem slopu je upogibna nosilnost znašala 35 kNm, v tlačnem pa 100 kNm. Navkljub veliki spremembi upogibnih nosilnosti v posameznih slopih se njuna vsota ni bistveno spremenila in je znašala

135 kNm (začetna vrednost je bila 140 kNm). To niti ni tako presenetljivo, saj se upogibna nosilnost pri obravnavnem razponu osnih sil spreminja proporcionalno osni sili. Približno za toliko, kolikor se je zmanjšala osna sila in upogibna nosilnost v natezno obremenjenem slopu, sta se povečali osna sila in upogibna nosilnost v tlačno obremenjenem slopu.

Ponovno smo izračunali del prevrnitvenega momenta, ki ga prevzame okvir:

$M_p = 270$ kNm - 135 kNm = 135 kNm oziroma 50% prevrnitvenega momenta.

To je bistveno več, kot je zgornja meja (25% prevrnitvenega momenta), pri kateri Evrokod 8 (SIST, 2005) loči konzolne stene od povezanih sten. Torej bi bilo smotno testirane stene obravnavati kot povezane navkljub ustaljeni praksi, kjer velja mnenje, da plošče brez gred ne morejo slopov sten bistveno povezati oziroma da lahko takšne stene analiziramo kot konzolne. Z modelom konzolnih sten pa lahko bistveno podcenimo predvsem strižne sile in tlačne obremenitve v posameznih slopih sten, kar lahko privede do poškodb in krhkih načinov porušitve, podobnih tistim, ki

so bili registrirani v potresih v Čilu in na Novi Zelandiji.

Med glavnimi razlogi za močno povezanost slopov sten je precejšnja sodelujoča širina plošče, ki je vplivala tako na precejšnjo togost kot tudi na precejšnjo upogibno nosilnost plošče. To ima neposreden vpliv na velikost osnih sil v slopih sten oziroma na del prevrnilnega momenta, ki ga prevzame okvir, sestavljen iz slopov sten in stropov.

Strižne, tlačne in natezne obremenitve robov sten težko zanesljivo ocenimo tudi z elastičnimi modeli z lupinastimi končnimi elementi. Tudi sicer velja, da v splošnem z elastično analizo brez specializiranih postopkov projektiranja težko zanesljivo ocenimo vplive v povezanih stenah pri potresni obteži. Težava je predvsem v ustreznem modeliranju sprememb razmerja togosti med posameznimi konstrukcijskimi deli teh sten, upoštevanju vpliva nosilnosti plošč na zapleten odziv celotnega sistema in ustreznem

modeliranju prerazporeditev vplivov med slopi sten in ploščo. Na te prerazporeditve predvsem vpliva spremenljiva sodelujoča širina plošč, ki se z večanjem intenzitete potresne obtežbe postopoma večja.

Trenutno na UL FGG potekajo intenzivne raziskave potresnega odziva povezanih sten, katerih namen je določiti primeren postopek za projektiranje, ki bi zagotavljal ustrezno potresno varnost takšnih konstrukcij, pri tem pa bil primeren tudi za vsakdanjo prakso.

4 • ZAKLJUČKI

Na potresni mizi smo opravili preizkus tri-etažnega preizkušanca v velikem merilu, in sicer s ciljem, da preučimo vpliv stropov na potresni odziv posamičnih sten, povezanih le z gladkimi etažnimi ploščami. Preizkušanec je bil sestavljen iz štirih sten pravokotnega preseka, ki so bile v višini etaž povezane samo z gladkimi ploščami brez gred.

Tradicionalno bi pri projektiranju takšne konstrukcije za vpliv potresne obtežbe upoštevali numerični model, ki je sestavljen iz štirih konzolnih sten. Pri tem bi predpostavili, da so plošče s stenami povezane s fizičnimi upogibnimi členki, v katerih so upogibni momenti nič, saj bi izhajali iz predpostavk, da sta tako togost plošč kot tudi kapaciteta plastičnih členkov v ploščah na stiku s stenami zanemarljivo majhni. Z drugimi besedami – predpostavili bi, da etažne plošče lahko posamezne slope sten povežejo le v horizontalni ravnini (delujejo le kot toga diafragma) ter da njihova upogibna togost in nosilnost ne vplivata bistveno na odziv celotnega sistema.

Navkljub takšnemu splošno uveljavljenemu mnenju je eksperiment pokazal, da tudi plošče brez gred lahko pri podobnih konfiguracijah (s povezanimi vitkimi stenami) stene

bistveno medsebojno povežejo, tako da se ustvari razmeroma močen okvir, v katerem imata upogibna togost in nosilnost plošč pomembno vlogo za celoten potresni odziv. Oziroma da je lahko kapaciteta plastičnih členkov v ploščah na stiku z gredami dovolj velika, da plošče posamezne slope sten močno povežejo, tako da se odzivajo kot ena povezana stena.

V obravnavnem primeru je moment, ki ga je konstrukcija prevzela z okvirno povezavo med stenami in ploščami, znašal približno 50 % prevrnilnega momenta, kar je dvakrat več od zgornje meje, ki jo Evrokod postavlja kot mejo, pri kateri lahko stene obravnavamo kot konzolne.

Zaradi tega je bil odziv bistveno drugačen od tistega, ki je značilen za konzolne stene. Pri močni potresni obtežbi se je močno natezno obremenjeni slop stene vidno zibal okoli notranjega vogala (ob odprtini). Na močno obremenjenem tlačnem robu tlačno obremenjenega slopa se je uklonila vogalna armatura (na strani nasproti odprtine). Razpoke so bile bistveno drugače razporejene od križnih razpok, ki so značilne za konzole stene.

Po končanih testih so bile vse plošče vidno poškodovane, še zlasti v prvih dveh etažah, kjer sta se plastificirali zgornja in spodnja armatura. Razpoke so se razširile po celi širini plošč. Poškodbe so bile pretežno upogibne. Sodelujoča širina plošč je bila enaka celotni širini plošč, kar je bil eden izmed glavnih razlogov za močno povezanost slopov sten.

Eksperiment je potrdil navedbe nekaterih drugih eksperimentov iz literature, da lahko pri določenih konfiguracijah sten že samo plošče brez gred stene razmeroma močno povežejo v okvir. V takšnih primerih z obstoječimi postopki analize, ki temeljijo na elastičnih metodah in modelih, težko zanesljivo ocenimo potresne zahteve, kar lahko povzroči krhko strižno porušitev ali krhko porušitev zaradi močnih tlačnih obremenitev vogalov sten, ki jo povzroči uklon vzdolžne armature in posledično njen pretrg.

Sistematične raziskave, ki bi eksplicitno raziskale povezanost sten s stropnimi sistemi, trenutno niso na voljo. Eksperimenti, ki smo jih predstavili v članku, predstavljajo začetni korak takšnih raziskav, ki jih skupaj z mednarodnimi partnerji trenutno izvajamo na UL FGG, katerih končni cilj je definirati primerno metodologijo za projektiranje povezanih sten.

5 • ZAHVALA

Testi, predstavljeni v članku, so bili narejeni v okviru projekta HORIZONT SERA-TA »Influence of the floor-to-wall interaction on the seismic response of coupled wall systems«.

6 • LITERATURA

Alvarez R., Restrepo J.I., Panagiotou M., Santhakumar R.A., Truss Model for analysis of reinforced concrete coupled structural walls, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17: 6419–6436, 2019.

Boroschek R., Bonelli P., Restrepo J., Retamales R., Contreras V., Lessons from the 2010 Chile earthquake for performance based design and code development, Performance-based seismic engineering: vision for an earthquake resilient society (ISSN 1573-6059, vol. 32). Dordrecht (etc.): Springer, 143–157, 2014.

SIST, SIST EN 1998-1:2005, Evrokod 8. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1, Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005.

Elwood K.J., Pampanin S., Kam W.Y., Priestley M.J.N., Performance-Based Issues from the 22 February 2011 Christchurch Earthquake, Performance-based seismic engineering: vision for an earthquake resilient society (ISSN 1573-6059, vol. 32). Dordrecht (etc.): Springer, 159–175, 2014.

Fischinger M., Kante P., Isaković T., Shake-table response of a coupled RC wall with thin T-shaped piers". Journal of Structural Engineering, 143:5, 1–16, 2017.

Massone L. M., Fundamental Principles of the Reinforced Concrete Design Code Changes in Chile Following the Mw 8.8 Earthquake in 2010, Engineering Structures, 56, 1335–1345, 2013.

Nagae T., Tahara K., Matsumori T., Shiohara H., Kabeyasawa T., Kono S., Nishiyama M., Wallace J., Ghannoum W., Moehle J., Sause R., Keller W., Tuna Z., Design and Instrumentation of the 2010 E-Defense Four-Story Reinforced Concrete and Post-Tensioned Concrete Buildings, PEER Report 2011/104, 2011.

Panagiotou, M., Restrepo, J. and Conte, J., Shake-Table Test of a Full-Scale 7-Story Building Slice. Phase I: Rectangular Wall, Journal of Structural Engineering, 137:6, 691–704, 2011.

Santhakumar A.R., The ductility of coupled shear walls, Dissertation, University of Canterbury, 1974.