

VPLIV VPETOSTI MED PREISKAVO OBNAŠANJA NEARMIRANIH ZIDOV PRI POTRESNI OBTEŽBI

INFLUENCE OF BOUNDARY RESTRAINTS AT TESTING OF SEISMIC BEHAVIOUR OF UNREINFORCED MASONRY WALLS

dr. Petra Triller, univ. dipl. inž. grad.

Zavod za gradbeništvo Slovenije,
Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana

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

Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani,
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana

akad. prof. dr. Miha Tomažević, univ. dipl. inž. grad.

Zavod za gradbeništvo Slovenije,
Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 624.042.7:69(497.1)(497.4)

Povzetek | V prispevku so predstavljene obsežne eksperimentalne raziskave obnašanja večetažnih zidanih strižnih sten z odprtini pri potresni obtežbi. Preiskali smo odziv 3-etažnega preizkušanca v naravnem merilu na potresno obtežbo, s katero smo preučevali odziv tipične 5-etažne zidane stavbe, grajene na območju Slovenije in njene širše okolice v času pred letom 1964 (pred prvimi potresni predpisi). Vzporedno smo opravili osem cikličnih strižnih preiskav posameznih zidov pri štirih tipih robnih pogojev. Z analizo rezultatov obsežnih meritev sil in deformacij na površini večetažnih strižnih sten smo ovrednotili vpliv vertikalnih in horizontalnih elementov strižne stene na posamezni slop ter iskali najustreznejši tip robnih pogojev za simulacijo potresnega odziva v preiskavi posameznega zidnega slopa.

Ključne besede: nearmirano zidovje, ciklične strižne preiskave, opečni votlak, preiskava v naravnem merilu, optični sistem za merjenje deformacij

Summary | Extensive experimental research on seismic behaviour of multistorey shear walls with openings is presented. A 3-storey specimen in full scale was tested under simulated seismic load to analyse the response of a 5-storey unreinforced masonry building. The specimen is built from materials and by applying technology that was widely used in Slovenia and its wider region before 1964 (when the first earthquake regulations were adopted in Slovenia). Additionally, eight cyclic shear tests of single walls were carried out at four different types of boundary conditions. By analysing the results of extensive force and deformation measurements on the surface of multistorey shear walls, the influence of vertical and horizontal elements on a pier of the wall was evaluated. Additionally, the most appropriate type of boundary conditions for simulating the seismic response of a pier in a single wall test was determined.

Key words: unreinforced masonry, cyclic shear tests, hollow clay unit, full-scale testing, optical digital image correlation system for measuring displacements

1 • UVOD

V zadnjih desetletjih je bilo po svetu opravljenih veliko število eksperimentalnih raziskav obnašanja različnih sistemov zidovja pri potresni obežbi. Pri tem so bili preiskani modeli v naravnem ali pa pomanjšanem merilu, potresna obežba pa je bila simulirana s statičnimi in dinamičnimi, monotonimi in cikličnimi ter tudi psevdodinamičnimi postopki. Medtem ko z monotonimi preiskavami določimo osnovne mehanske lastnosti zidovja, pa za pridobitev podatkov o nosilnosti, togosti, duktilnosti in sposobnosti sipanja energije opravljamo ciklične preiskave. Začetki eksperimentalnih raziskav segajo v 60. leta prejšnjega stoletja, v čas po skopskem potresu leta 1963, ko sta bili aktualni sanacija in obnova zidanih stavb (Turnšek, 1970). Razvoj laboratorijskega preizkušanja zidovja pri nas je tesno povezan s potresi, ki so se zgodili na območju nekdanje skupne države (Banjaluka – 1969, Kozjansko – 1973, Posočje – 1976, Črna gora – 1979, idr.). Potresno obnašanje zidanih konstrukcij najpogosteje raziskujemo s cikličnimi strižnimi preiskavami posameznih zidov, ki v nasprotju s preiskavami celih konstrukcij predstavljajo znatno manjši finančni in izvedbeni zalogaj. Pri tem se z robnimi pogoji, vertikalno in horizontalno (potresno) obežbo poskušamo čim bolj približati razmeram v konstrukciji med potresom. Zidovi so obremenjeni z (običajno konstantno) navpično obežbo, s katero simuliramo težo konstrukcije nad zidom, in vodoravno obežbo, ki deluje v ravnini zidu, s katero simuliramo potresno obežbo. Smer delovanja vodoravne obežbe na zid se izmenično spreminja, njena jakost pa postopno narašča do končne porušitve zidu. Zaradi dobrega ujemanja oblike poškodb in načina porušitve preizkušancev v laboratorijskih preiskavah s stanjem objektov po potresih so eksperimentalna opažanja in meritve služili kot osnova za teorijo obnašanja zidanih konstrukcij. V skladu s to teorijo obstajajo tri osnovne porušitve zidu: prestrižni mehanizem, strižni mehanizem porušitve z diagonalnimi razpokami in upogibna porušitev.

Predvsem zaradi nedavnih potresov v Italiji je bilo v zadnjem času opravljenih veliko laboratorijskih preiskav potresnega odziva nearmiranega zidovja po različnih evropskih laboratorijih. Veliko jih je zbranih v poročilu Frumenta s sod. (Frumenta, 2009), kjer je tudi precejšnje število preiskav z Zavoda za gradbeništvo Slovenije (v nadaljevanju ZAG),

opisanih tudi v članku Tomaževića in Gamsa (Tomažević, 2009). Podatki, dobljeni s takšnimi preiskavami, pa so merodajni le, če med eksperimentom vzpostavimo takšne robne pogoje, kot so na mestu, kjer se sicer v konstrukciji nahaja preizkušen zidni slop.

Pri preizkušanju posameznih zidnih slopov poleg prevladujočega mehanizma raziskovalci pogosto omenjajo tudi druge pojave, kot so drobljenje vogalov (ang. »toe-crushing«) in sukanje zidu kot togega telesa (ang. »rocking«). Te pojave včasih označijo za osnovni mehanizem odziva, čeprav jih pri potresno poškodovanih stavbah ali pa v preiskavah na terenu (in-situ preiskavah) ne opazimo. Sukanje zidnega slopa, za katerega sta značilna majhna disipacija energije in nastanek horizontalnih razpok na stiku s horizontalnimi povezovalnimi elementi trenutno veljavni standardi (Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1:2006), Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1:2005), FEMA 356 (FEMA 356, 2000)), ne omenjajo, je pa med raziskovalci vedno bolj priljubljen (npr. Calderini, 2009), (Shah, 1992), (Mahmoud, 1995), (Magenes, 1997)).

Delno so novi mehanizmi posledica sprememb v zidarstvu, tj. v materialih in tehnologiji gradnje (opečni zidki z brušenimi naležnimi ploškami, umetno poroziran opečni material, tankoslojne malte z visoko trdnostjo, poliuretanska lepila idr.), saj jih bistveno bolj pogosto opazimo pri preizkušanju sodobnega zidovja. Na pojav novih mehanizmov pa poleg geometrije zidu, materialnih karakteristik zidovja in stopnje vertikalnih napetosti ključno vplivajo robni pogoji med preiskavo oz. njihova idealizacija (Tomažević, 2016). Zato je smiselno natančneje proučiti vpliv robnih pogojev med preiskavami ter ovrednotiti vpliv sukanja pri klasičnem načinu preskušanja.

Ker je zahtevo po vzpostavitvi dejanskih robnih pogojev pri preiskavi zidov izjemno težko zagotoviti, so robni pogoji v preiskavah idealizirani. Preiskave običajno izvajamo v konzolnem načinu vpetja ali na obojestransko simetrično vpetih preizkušancih. Konzolni način vpetja je v realnih objektih največkrat zastopan v starih zidanih stavbah, kjer so konzolni zidovi medsebojno povezani s podajnimi lesenimi stropi, parapeti in preklade pa so šibki v primerjavi s slopi. Konzolni način se lahko v preiskavah uporabi tudi kot test le spodnje polovice zidu z ustrezno interpretacijo rezultatov na cel zid z upoštevanjem simetrije. Za izvedbo v labo-

toriju je taka preiskava najbolj enostavna, saj na vrhu zidu ni treba vnašati momenta. Kljub temu pa je interpretacija rezultatov lahko zapletena, saj ima na odziv daljših zidov vpliv že togost zaključne vezi, ki se jo naredi zaradi praktičnih razlogov raznosa obežbe na zid, kot je prikazano v delu Tomaževića in Gamsa (Tomažević, 2009).

Pri sodobnih zidanih stavbah, kjer stropno konstrukcijo najpogosteje predstavljajo v njihovi ravnini zelo toge armiranobetonske (AB) plošče, ki so nad zidovi ojačane z AB-venci, lahko predpostavimo obojestransko simetrično vpetje, ki pa z vidika simulacije v laboratorijskih preiskavah predstavlja večji zalogaj. Poznamo dva pristopa, s katerima simuliramo vpetost na obeh koncih zidu. V prvem primeru zagotovimo, da se med celotno ciklično strižno preiskavo infleksijska točka (ničelna momentna točka) nahaja na polovici višine preiskanega zidu, medtem ko pri drugem zagotovimo ravnost zgornje ploskve zidu. V obeh primerih dopustimo vertikalne pomike, saj se vertikalna sila med preiskavo ne spreminja. Salmanpour in Mojsilović (Salmanpour, 2015) v študiji proučujeta prej omenjena pristopa in zaključita, da prvi način običajno vodi do robnih pogojev, ki ne predstavljajo realnega stanja v konstrukciji. Do podobnih zaključkov v obsežni raziskavi obnašanja zidovja v cikličnih strižnih preiskavah pridejo tudi Magenes in sodelavci (Magenes, 2008). Kljub velikemu številu opravljenih preiskav je študija, ki sta jo izvedla Petry in Beyer (Petry, 2014), ena redkih, v kateri zasledimo robne pogoje z različnimi nivoji vpetosti v intervalu med polnim vpetjem in prostim robom. Vpliv različnih tipov robnih pogojev sta proučevala tudi Wilding in Beyer (Wilding, 2018). Naredila sta numerično analizo preiskav posameznih zidov pri potresni obežbi, pri čemer sta obravnavala štiri različne načine vpetosti zgornjega roba zidu. Najboljši način, s katerim bi vpliv idealizacije robnih pogojev v čim večji meri izločili iz preiskave in hkrati preizkusili odziv cele konstrukcije, vključno z interakcijo med slopi, parapeti in prekladami ter med zidovjem in stropnimi ploščami, je preiskava večetažnega preizkušanca v naravnem merilu. Takšne preiskave so v raziskovalnem svetu v nasprotju s cikličnimi strižnimi preiskavami posameznih zidov redke, saj so s finančnega in izvedbenega vidika precej zahtevne. Vsaka študija tako velikih preizkušancev je posvečena specifični problematiki in ne podaja odgovora na vprašanja, na katera želimo odgovoriti v raziskavi ((Leiva, 1991), (Bothara, 2009), (Yi, 2016), (Triller, 2018)).

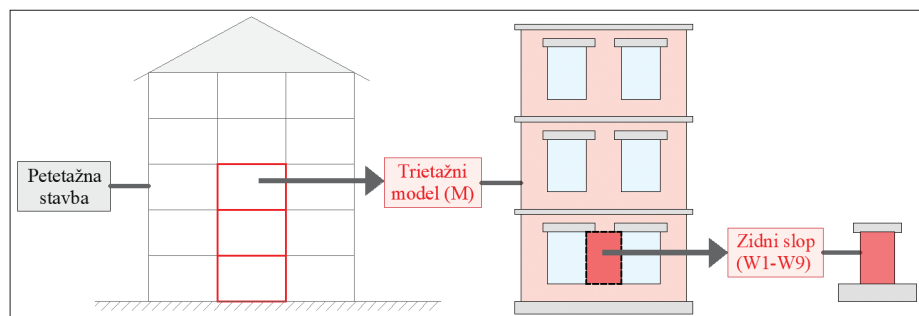
2 • RAZISKOVALNI PROGRAM

Z namenom, da bi odpravili vpliv nepopolne simulacije robnih pogojev pri cikličnih strižnih preiskavah posameznih zidov, smo izvedli preiskavo potresnega obnašanja večetažnega modela v naravnem merilu kot tudi preiskave posameznih, pri različnih robnih pogojih, ciklično preiskanih zidov. Je ena redkih preiskav preizkušancev v naravni velikosti in prva, v kateri je bila potresno preizkušena kombinacija opečnih votlakov in malte za splošno rabo. Trietažni model predstavlja izsek srednjega spodnjega dela petetažne nearmirane večstanovanjske zidane stavbe (manjkajoči del stavbe smo nadomestili z obtežbo). Posamezni zidni slopi so v smislu geometrijskih in materialnih karakteristik pred-

stavljali direkten izsek iz večetažnega modela (slika 1).

Raziskovalni program je sestavljen iz dveh delov. Prvi del je namenjen predstavitvi eksper-

mentalnih preiskav večetažnega preizkušanca in osmih zidov. V drugem delu natančno analiziramo odziv spodnje etaže večetažnega modela in ga primerjamo z zidovi pri različnih robnih pogojih. V zaključku izberemo najprimernejši tip robnih pogojev, s katerim najbolje opišemo vpetostne pogoje zidnega slopa v obravnavanem tipu zidane konstrukcije.



Slika 1 • Shematski prikaz obravnavane večetažne stavbe in preizkušancev.

3 • OPIS PREIZKUŠANCEV

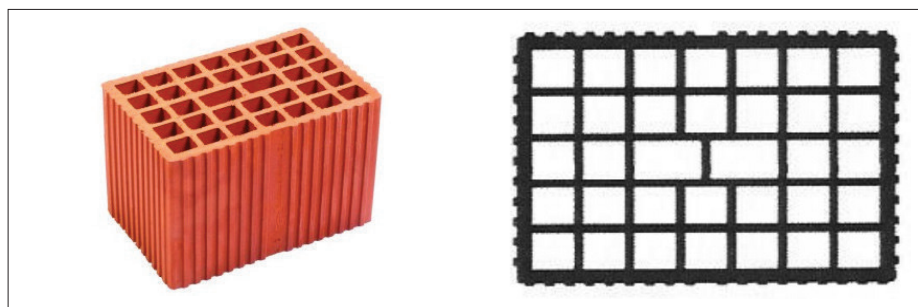
Materiali

3.1.1 Zidaki

Za gradnjo preizkušancev so bili uporabljeni opečni votlaki z nominalnimi dimenzijami 290/190/190 mm (dolžina/širina/višina) (slika 2). Prostornina lukenj glede na bruto prostornino zidaka v_v , določena s standardom SIST EN 772-9:1999 na vzorcu 10 zidakov, znaša 55%, kar pomeni, da zidak v skladu z Evrokodom 6 (SIST EN 1996-1-1:2006) uvrščamo v skupino 2. Deklarirana vrednost tlačne trdnosti zidakov $f_{b,d}$, določena skladno s harmoniziranim standardom SIST EN 772-1:11+A1:2015 in zagotovljena pri proizvajalcu, znaša 15,0 MPa. Povprečna tlačna trdnost zidakov f_b , določena izmerjena na vzorcu 10 opečnih votlakov v skladu s standardom SIST EN 772-1:11+A1:2015, je 25,1 MPa (KV 9,6%).

3.1.2 Malta

Vezivo pri gradnji preizkušancev je podaljšana cementna malta. Sestavine za malto v predhodno določenem volumskem razmerju cement : apno : pesek = 0,5 : 1 : 8 so bile odmerjene in zmešane na gradbišču. Količina dodane vode je bila takšna, da je mešanica ustrezal razlez 170 mm v skladu s standardom SIST EN 1015-3:2001. Upogibna in tlačna trdnost malte sta bili določeni s preizkušanjem prizem (40/40/160 mm) v skladu s standardom EN 1015-11. Dodatno je bila preizkušena tlačna trdnost malte na kockah



Slika 2 • Opečni votlak MB 29-19.

(70/70/70 mm). Povprečna vrednost tlačne trdnosti malte pri starosti 28 dni na prizmah ($f_{m,p,28}$) je znašala 2,0 MPa, na kockah ($f_{m,c,28}$) pa 1,8 MPa. Pri enaki starosti je bila povprečna upogibna trdnost malte na prizmah ($f_{x1,28}$) 0,7 MPa.

3.1.3 Zidovje

Tlačna trdnost zidovja je bila skladno s standardom SIST EN 1052-1:1999 določena na treh identičnih zidnih preizkušancih dimenzij dolžina/višina/debelina = 79/119/19 cm. Povprečna tlačna trdnost zidovja f je znašala 3,8 MPa. Sekantnega modula elastičnosti zidovja E določimo pri 1/3 vrednosti največje izmerjene napetosti v preiskavi in v povprečju znaša 4,3 GPa.

3.1.4 Beton in jeklo

Beton in armaturno jeklo sta bila v preiskavah uporabljena za gradnjo preklad ter temeljne in etažnih AB-plošč. Beton kvalitete C30/37

je bil izdelan v betonarni. Med betoniranjem so bili odvzeti vzorci betona za določitev tlačne trdnosti skladno s standardom SIST EN

12390-3:2009. Povprečna vrednost izmerjene tlačne trdnosti pri starosti 28 dni, določena na 4 kockah s stranico 150 mm, je znašala 40,8 MPa. Za armiranje betona so bile uporabljene mreže Q503 in palice $\Phi 14$ mm.

Mehanske lastnosti vseh materialov so za večjo preglednost in nadaljnjo uporabo zbrane v preglednici 1.

Geometrija

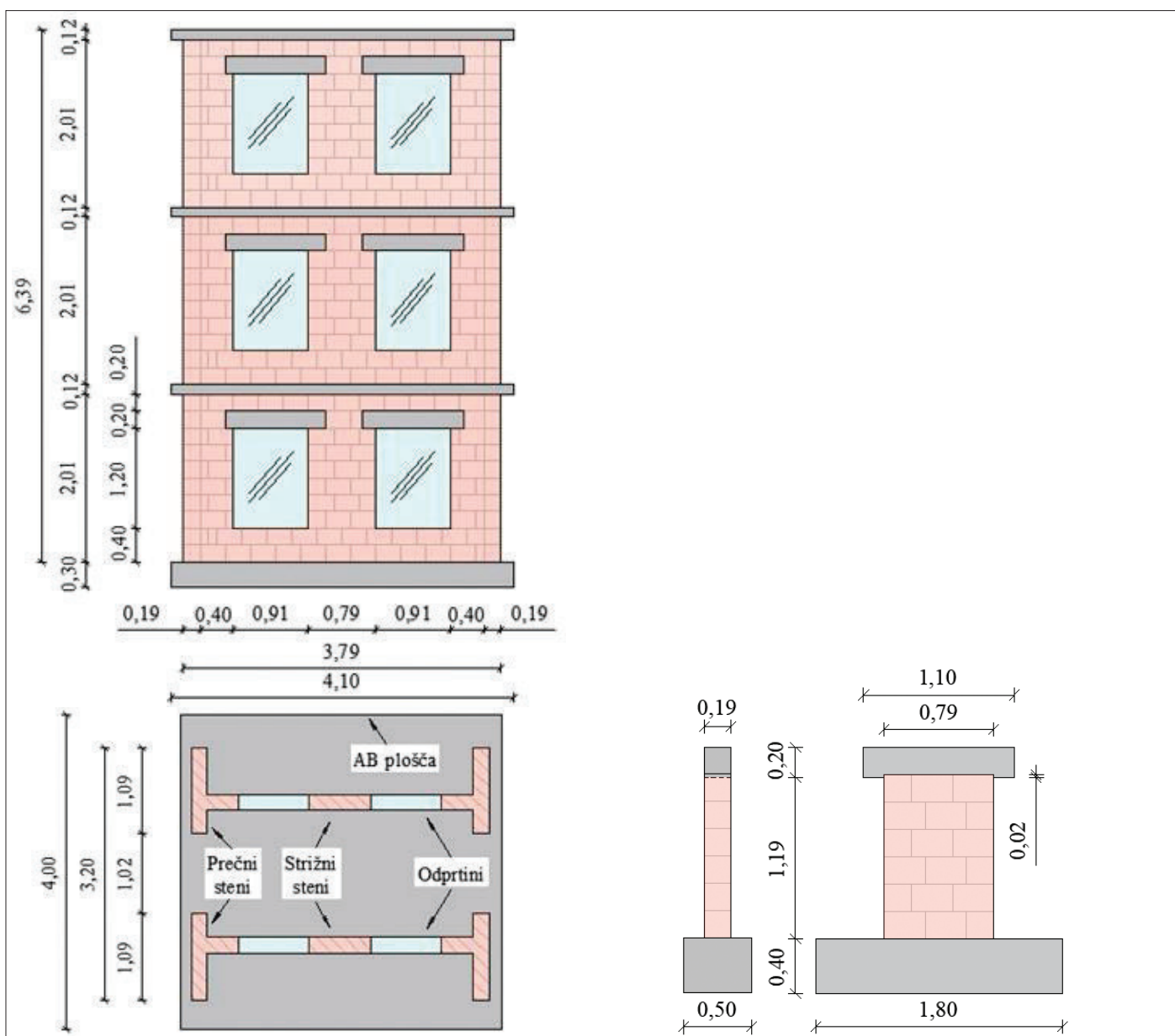
Večetažne strižne stene z odprtinami

Večetažni preizkušanec predstavlja tipično petetažno nearmirano in nepovezано večetažno stavbo, ki je bila v Sloveniji in njeni okolici zgrajena v obdobju pred uvedbo prvih jugoslovanskih potresnih predpisov leta 1964. Čeprav je bil preizkušanec zgrajen v naravnem merilu, so bile zaradi omejenega prostora in zmogljivosti obremenjevalne opreme sezidane le spodnje tri etaže simuli-

| Material | Mehanska lastnost | Simbol | Enote | Vrednost |
|----------|---|--------------|-------|----------|
| Zidaki | Deklarirana naležna tlačna trdnost | $f_{b,d}$ | (MPa) | 15,0 |
| | Povprečna naležna tlačna trdnost | f_b | (MPa) | 25,1 |
| | Prostornina lukenj | V_{holes} | (%) | 55 |
| Malta | Tlačna trdnost na kockah pri starosti 28 dni | $f_{m,c,28}$ | (MPa) | 1,8 |
| | Tlačna trdnost na prizmah pri starosti 28 dni | $f_{m,p,28}$ | (MPa) | 2,0 |
| | Upogibna trdnost pri starosti 28 dni | $f_{x1,28}$ | (MPa) | 0,7 |
| Zidovje | Tlačna trdnost | f | (MPa) | 3,8 |
| | Modul elastičnosti | E | (GPa) | 4,3 |
| Beton | Tlačna trdnost na kockah pri starosti 28 dni | $f_{c,c,28}$ | (MPa) | 40,8 |

rane stavbe (slika 1), manjkajoči del pa smo simulirali z dodatno obtežbo. Model je bil zgrajen na 30 cm debelem AB-fundametu, ki je bil pritrjen v toga laboratorijska tla. Sestavljata ga dve trietažni strižni steni s svetlo etažno višino 2,01 m, ki ju na obeh koncih z namenom zagotavljanja stabilnosti zunaj lastne ravnine povezujejo štiri prečne stene. Tlorisni dimenziji preizkušanca sta 3,79 m in 3,20 m. Debelina vseh zidov znaša 19 cm. Vodoravne in navpične rege so debele približno 10 oziroma 15 mm in so v celoti zapolnjene z malto. V vsaki od vzdolžnih sten se v posamezni etaži nahajata po dve okenski odprtini – vsaka s površino 1,1 m². Celotna višina preizkušanca znaša 6,39 m.

Preglednica 1 • Mehanske lastnosti materialov, uporabljenih pri gradnji preizkušancev.



Slika 3 • Geometrija večetažnega preizkušanca (levo) in posameznega zidu (desno); dimenzije so v metrih.

V temeljni plošči so odprtine za palice, preko katerih je vnesena vertikalna obtežba na preizkušane. Etažne plošče imajo debelino 12 cm in so armirane z zgornjo in spodnjo armaturno mrežo Q503 ter dodatnimi vzdolžnimi palicami $\Phi 14$, ki so nad strižnimi stenami. Tlorisne dimenzije vseh horizontalnih konstrukcij znašajo 4,0 m x 4,1 m. Shema večetažnega preizkušanca s prikazanimi dimenzijami je na sliki 3 (levo).

3.2.2 Zidovi

Zidovi predstavljajo medokenske zidne izseke iz pritrilja obravnavane petetažne zidane stavbe in so enakih dimenzij kot medokenski slopi v trietažnem preizkušancu, tj. višina/dolžina/debelina = 1,19/0,79/0,19 m. Za lažji transport in sidranje v laboratorijska tla so bili zidovi zgrajeni na AB-temeljih. Vodoravne in navpične rege so bile zapolnjene z mal-

to debeline približno 1,0 oziroma 1,5 cm. Minimalni preklap med zidaki znaša 33 % dolžine zidaka. Na vrhu posameznega zidu je zgrajena zidna AB-vez, ki služi enakomerni razporeditvi vertikalne in horizontalne obtežbe na zid. Shema zidu je prikazana na sliki 3 (desno).

4 • OPIS PREISKAV

Preizkuševališče

Pri cikličnih strižnih preiskavah so temeljna AB-plošča preizkusne konstrukcije in AB-temelji zidov toga vpeti v laboratorijsko ploščad ob masivni reakcijski steni. Na reakcijsko steno so prek jeklenih elementov pripeti servohidravlični batji za vnos vodoravne obtežbe.

Na vrhu večetažnega preizkušanca je nameščena jeklena okvirna konstrukcija za nanos in enakomerno razporeditev navpične obtežbe na preizkušane. Vertikalna obtežba se vnaša preko treh hidravličnih batov na vrhu jeklene konstrukcije, ki so z jeklenimi palicami sidrani v laboratorijsko ploščad.

Na vrhu posameznega zidu sta zidna AB-vez in močan jekleni nosilec, preko katerega

vnašamo vodoravno in navpično obtežbo. Med zidom in jeklenim nosilcem je tanek sloj hitrovezoče izravnalne mase. Navpično obtežbo na obeh koncih jeklenega nosilca vnašamo z dvema oziroma štirimi hidravličnimi batji, ki so z jeklenimi palicami sidrani v klet. Sestavni deli preizkuševališča za ciklične strižne preiskave preizkušancev so shematsko prikazani na sliki 4.

Program preiskav

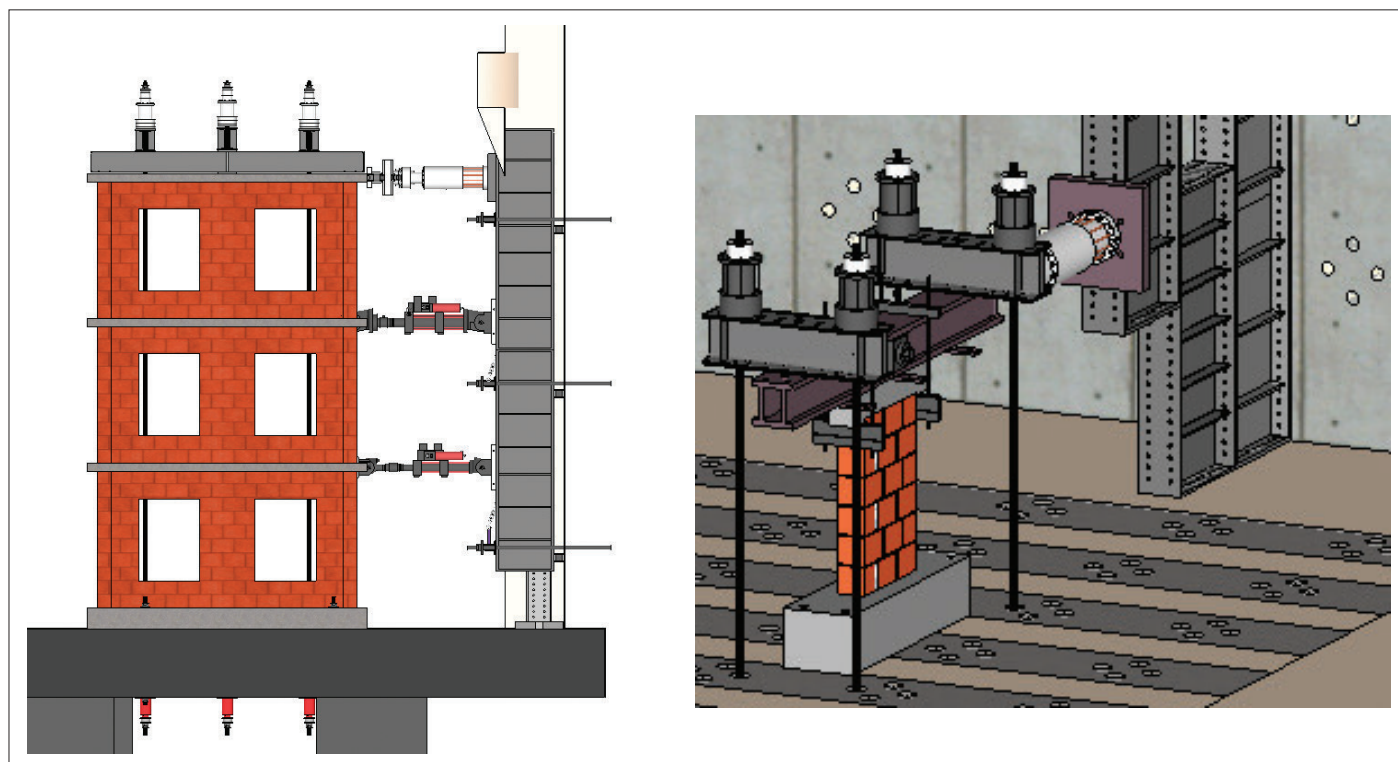
Predobremenitev

Preko treh hidravličnih batov na vrhu preizkušanca se v konstrukcijo vnesejo tlačne obremenitve. V zidovih spodnje etaže preizkušanca smo vzpostavili napetostno stanje, kakršno je v zidovih pritrilne etaže tipične

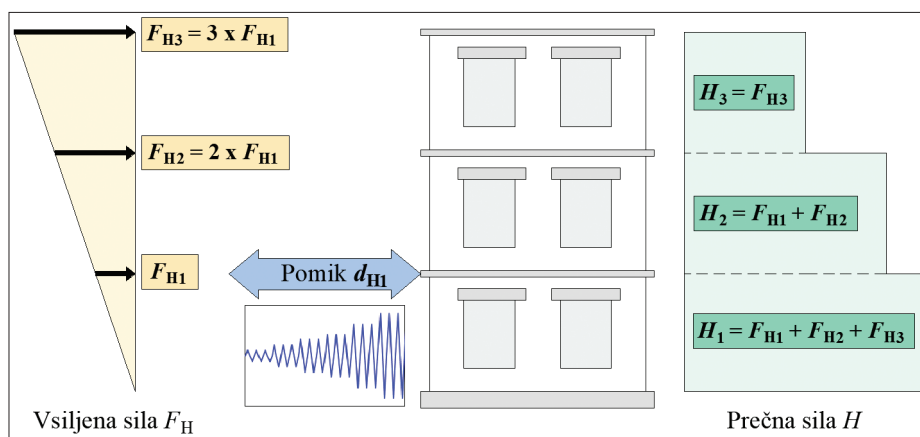
petetažne nearmirane zidane stavbe. Vnesena obtežba je med celotno preiskavo konstantna. Napetost v medokenskem zidnem slopu spodnje etaže je znašala 0,9 MPa, kar predstavlja približno 24 % tlačne trdnosti zidovja. Podobno smo v preiskavah posameznih zidov navpično obtežbo vnesli preko hidravličnih batov. V primeru vseh zidov smo simulirali približno enako stanje, kot je bilo v spodnji etaži večetažnega modela, tj. tlačne napetosti v velikosti 0,9–1,0 MPa. V odvisnosti od izbranega tipa robnih pogojev je v nekaterih preiskavah navpična obtežba ostala konstantna do konca preiskave, medtem ko se je ponekod spreminjala v skladu z vnaprej predpisanimi vpetostnimi zahtevami.

Potresna obtežba

Potresno delovanje smo v preiskavi večetažnega modela simulirali v obliki predpisanih horizontalnih pomikov na nivoju etažnih plošč



Slika 4 • Preizkuševališče za ciklično strižno preiskavo večetažnega modela (levo) in za posamezni zid (desno).



Slika 5 • Razporeditev sil po višini trietažnega preizkušanca in vsiljevanje horizontalnih pomikov.

tako, da so bile sile linearne po višini preizkušanca (trikotna razporeditev sil po višini, slika 5). Potek obremenjevanja smo kontrolirali tako, da smo na nivoju spodnje etaže vsiljevali pomike, obtežbo na nivoju druge in tretje etaže pa smo vnašali kot silo, ki je bila dvakratnik oziroma trikratnik sile, ki smo jo kot reakcijsko silo na vsiljeni pomik izmerili v spodnji etaži. Razlog, da v spodnji etaži, kjer so na podlagi dosedanje prakse pričakovane največje poškodbe, vsiljujemo obtežbo v obliki pomikov, in ne v obliki sil, je v izvedljivosti preiskave prek največje dosežene odpornosti. Ko je namreč ta dosežena, računski določitev deformacij na osnovi doseženih sil ni več možna. Zaradi slednjega se odločimo za vsiljevanje pomikov, s čimer lahko sledimo nastalim silam med celotno preiskavo vse do porušitve preizkušanca.

Program predpisanih pomikov je simbolično prikazan na sliki 5 in se pri enaki vrednosti pomika d_H vsiljuje izmenično v pozitivni in negativni smeri s po tremi ponovitvami. Običajno pri ocenjevanju potresnega obnašanja v smislu deformacij namesto pomikov govorimo o zasukih Φ , saj z njimi lažje medsebojno primerjamo konstrukcijske elemente različnih velikosti. Zasuki Φ predstavljajo razmerje med relativnim zamikom opazovanega konstrukcijskega dela (npr. etaže, posameznega zidu itd.) in njegovo višino. Vodoravne pomike smo povečevali in postopek obremenjevanja ponavljali v skladu s predvidenim programom vse do faze, ko se je celotna prečna sila konstrukcije pri maksimalnem horizontalnem pomiku prvič zmanjšala glede na prejšnjo fazo. Takrat so bile v konstrukciji poškodbe, ki jih je bilo še smiselno sanirati, zato smo ciklično strižno preiskavo prekinili z namenom raziskovanja učinkovitosti izbrane utrditvene tehnike (Triller, 2018).

Potresna obtežba v preiskavah posameznih zidov je bila vnesena na sredini višine jeklenega nosilca in je bila simulirana na enak način in s podobnimi amplitudami kot v spodnji etaži večetažnega preizkušanca. Preiskave posameznih zidov so bile izvedene praktično do porušitve.

Instrumentacija

Med preiskavo smo s kontaktnimi merilniki pomikov (LVDT) opazovali in merili vodoravne ter navpične pomike preizkušanca. Z LVDT-merilniki smo merili tudi zdrs na spodnjem in zgornjem stiku zidov z AB-ploščami. Meritve polja pomikov po celotni zunanji površini vzdolžnih sten smo opravili z optičnim sistemom GOM Aramis. Na zunanji strani so bile merjene površine z namenom optimalnega delovanja sistema prepletkane z naključnim pikčastim kontrastnim vzorcem, na notranji strani pa so bili zidovi prebarvani belo, s čimer je bilo med preiskavo olajšano pregledovanje konstrukcije. Sila in pomik sta bila merjena v vsakem hidravličnem batu.

Instrumentacija pri preiskavah posameznih zidov je bila podobna. Uporabljani so bili LVDT-merilniki in optični merilni sistem 3D, sile pa smo merili na vsakem od hidravličnih batov.

Med preiskavami je bil optični sistem usmerjen neposredno proti merjeni površini. Razdalja med merjeno površino in kamerami je v primeru večetažnega preizkušanca znašala približno 7,0 m, medtem ko je bila ta vrednost pri preiskavah posameznih zidov bistveno manjša (2,5–3,5 m). Za večetažni preizkušavec ločljivost v ravnini merjene površine, ki je odvisna od velikosti merjene površine in oddaljenosti kamer, znaša $\pm 0,05$ mm. Pri cikličnih strižnih preiskavah posameznih zidov, kjer je območje meritev bistveno manjše, kameri pa sta nameščeni bližje preizkušancem, je ločljivost pomikov v ravnini zidu

$\pm 0,02$ mm. Referenčno stanje optičnega sistema je predstavljalo stanje po vnosu vertikalne sile, tj. stanje po predobremenitvi.

Robni pogoji

Robne pogoje posameznih zidov strižnih zidanih sten reguliramo s tremi parametri: z osno silo, upogibnim momentom na dnu in na vrhu zidu ter s horizontalno (potresno) silo. V cikličnih strižnih preiskavah je zidni slop na dnu vedno vpet tako, da so na tem mestu preprečeni vsi pomiki in zasuki, medtem ko na zgornjem koncu predpišemo vrednosti horizontalnih in vertikalnih pomikov, zasukov ter navpične (osne) sile. Slednje vnašamo preko hidravličnih batov, s čimer omogočimo izpolnjevanje predpisanih pogojev glede zasukov ali momentov.

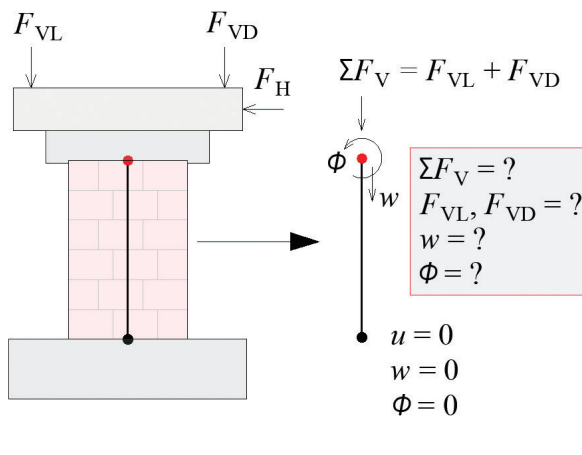
V sklopu preiskav, predstavljenih v tem članku, smo proučevali štiri tipe robnih pogojev. Prvi tip (I) predstavljajo t. i. konzolni robni pogoji, kjer so na zgornjem robu sproščeni zasuki, skupna osna sila pa je konstantna (konstantni sta tudi osni sili $F_{VL} = F_{VD}$).

Drugi tip (II) so t. i. obojestransko vpeti pogoji, pri katerih so na zgornjem robu zidu preprečeni zasuki s konstantno skupno osno silo. Zasuki se preprečujejo z momentno obtežbo, zato sili na levi in desni strani zidu nista enaki $F_{VL} \neq F_{VD}$.

Pri tretjem tipu robnih pogojev (III) na zgornjem robu zidu preprečimo zasuke, poleg tega pa med obremenjevanjem s potresno obtežbo v času, ko je horizontalna sila F_H različna od 0 kN, preprečimo tudi navpične pomike. To povzroči naraščanje vertikalne sile na območju, kjer se zid bliža skrajni legi (tj., ko je dosežena amplituda posameznega cikla), oziroma padanje vnesene vertikalne sile, ko se poškodovani zid pri potresni razbremenitvi bliža ničelni legi. Skupna vertikalna sila v zidu med preiskavo zato ni konstantna. Vsakič, ko je zid v ničelni legi (tj. $F_H = 0$ kN), skupno vertikalno silo povečamo na začetno predpisano vrednost, s čimer se spremeni tudi vrednost vertikalnega pomika d_v , ki nato vse do ponovne vrnitve v ničelno lego ostaja konstanten.

Četrti tip robnih pogojev (IV) prestavlja kombinacijo prvega in drugega tipa: na zgornjem robu zidu so sproščeni zasuki, skupna vnesena osna sila je konstantna. Posamezni vertikalni sili se med preiskavo spreminjata tako, da je infleksijska točka (tj. ničelna momentna točka) med celotno preiskavo na sredini višine zidu.

Shematični prikaz obravnavanih vpetostnih pogojev in njihovo poimenovanje sta prikazana na sliki.



| Tip r.p. | I | II | III | IV |
|----------------------|----------|----------|---------------|----------|
| Symbol | | | | |
| ΣF_V | = konst. | = konst. | \neq konst. | = konst. |
| $F_{VL} = F_{VD}$ | = | \neq | \neq | \neq |
| $F_{VL} \neq F_{VD}$ | $\neq 0$ | $\neq 0$ | = 0 | $\neq 0$ |
| w | $\neq 0$ | $\neq 0$ | = 0 | $\neq 0$ |
| Φ | $\neq 0$ | = 0 | = 0 | $\neq 0$ |

Preglednica 2 • Shematični prikaz obravnavanih tipov robnih pogojev (r.p.).

5 • REZULTATI

Porušni mehanizmi

5.1.1 Večetažni model

Prve vidne poškodbe po začetku preiskave so bile diagonalne razpoke, ki so se pojavile simetrično na obeh vzdolžnih stenah in v vseh zidnih slojih prve in druge etaže. Nastale so pri zasuku prve etaže v vrednosti 0,10 % (etažnem zamiku 2 mm) in so občutno spremenile togost prve etaže preizkušanca. Z naraščanjem horizontalne obtežbe so se diagonalne razpoke širile in bilo jih je vedno več. Večinoma so potekale po vertikalnih in horizontalnih regah, ponekod tudi prek zidakov. Pri zasuku prve etaže v vrednosti 0,18 % je bila dosežena maksimalna odpornost spodnje etaže in celotnega preizkušanca. Strižna odpornost modela je znašala 285 kN. V nadaljevanju so se poškodbe pričele izrazito koncentrirati v spodnji etaži, ob tem pa sta se višji etaži razbremenili in tam ni bilo novih poškodb, s čimer je prišlo do pojava etažnega mehanizma v pritličju. Preiskavo osnovnega preizkušanca smo prekinili pri zasuku prve etaže v vrednosti 0,24 %. Med preiskavo se je pojavilo nekaj komaj opaznih horizontalnih razpok med AB-prekladami in zidnimi sloji, vendar je bil njihov obseg zanemarljiv. Slednje kaže na to, da vrtenja zidov, ki bi karakteriziralo mehanizem obnašanja večetažnega preizkušanca, praktično ni bilo. Poškodovanost medokenskega slopa spodnje etaže ob koncu preiskave je prikazana v preglednici 4.

5.1.2 Zidovi

Obnašanje zidov je v nadaljevanju opisano za vsak tip robnih pogojev posebej. Ker sta se pri vseh štirih tipih vpetosti zidova, preizkušena na isti način, tj. pri enakih robnih pogojih, obnašala zelo podobno, je v nadaljevanju zaradi celovitosti podan posplošen opis obnašanja zidu za posamezen tip robnih pogojev, pri čemer so podane tudi opombe za posamezen zid, ko je to potrebno.

Tip I. Zidova W1 in W2, ki sta bila ciklično strizno preizkušena kot konzoli, sta se v začetnih fazah sukala kot togi telesi. Prve poškodbe so se pojavile pri zasuku zidu v vrednosti 0,17 % (pomik 2,0 mm). Opaženi sta bili horizontalni razpoki na dnu zidu, ki sta nastali zaradi dvigovanja zidu na stiku s temeljem. Razpoki sta se odpirali in zapirali v skladu s smerjo obremenjevanja. Pri zasuku 0,60 % se je pričelo drobljenje obeh spodnjih vogalov zidu. S povečevanjem amplitude vsiljenih pomikov se je povečeval obseg razpok, deli zidu so odpadli. Poškodbe so bile tako upogibnega kot striznega tipa. Preiskavi sta bili končani pri zasuku 1,61 % (W1) oziroma 1,72 % (W2), ko je nastopila upogibna porušitev preizkušancev.

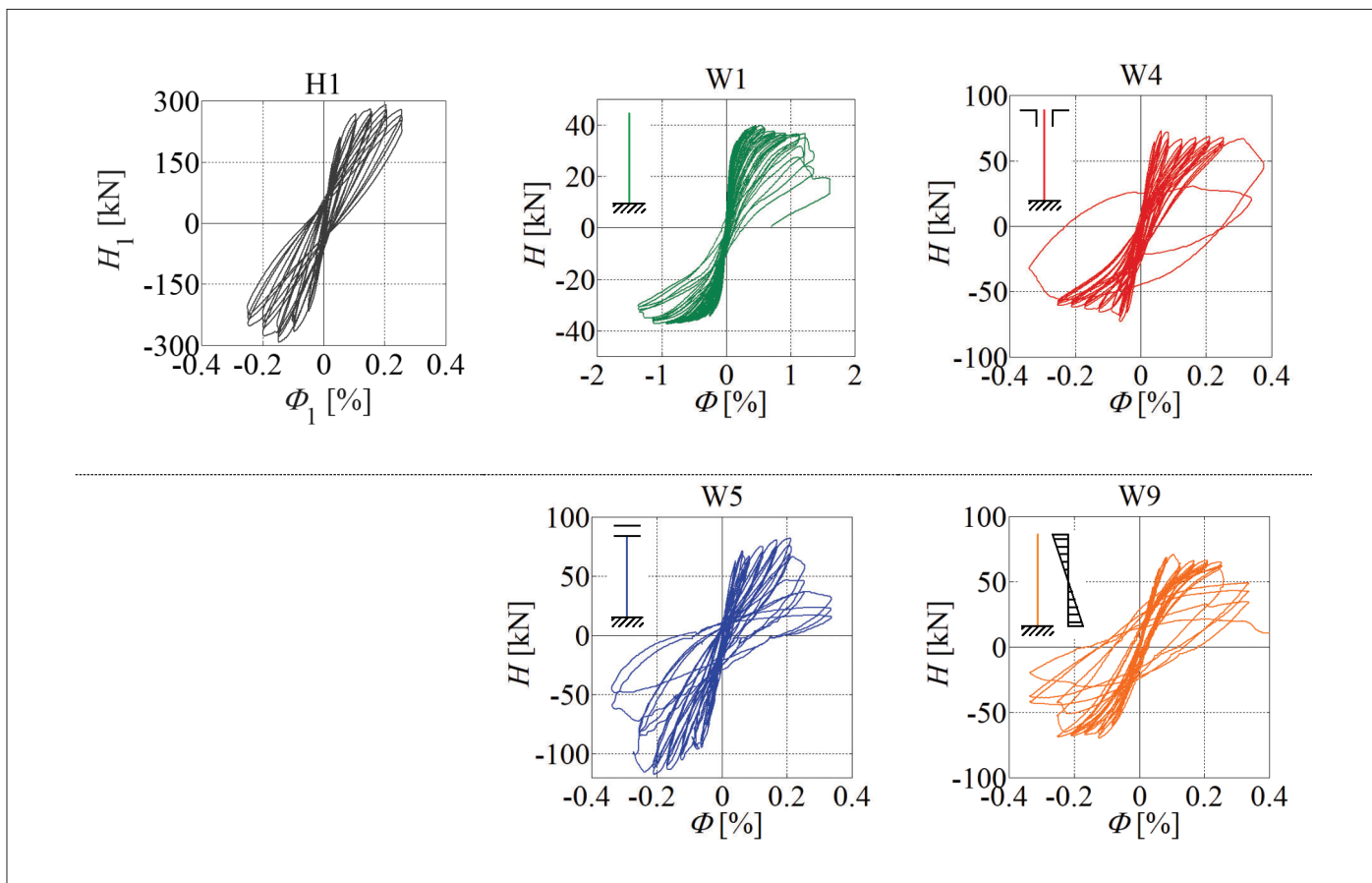
Tip II. Zidova W3 in W4, pri katerih je bila tlačna napetost konstantna, pri čemer je bil na zgornjem robu preprečen zasuk, dopuščeni pa so bili vertikalni pomiki, sta se na potresno obtežbo odzvala strizno. Prve vidne poškodbe so bile diagonalne razpoke, ki so se pojavile pri zasuku 0,04 %. S povečevanjem obtežbe so se širile obstoječe in nastajale nove

poševne razpoke, na stikih zidu s temeljem in z AB-preklado pa so se pojavile manjše horizontalne razpoke. Večina razpok je potekala po maltnih stikih, nekaj pa jih je nastalo diagonalno prek zidakov. Proti koncu testov so se začele stene zidakov krušiti in odpadati z zidu. Porušitev zidu je nastopila pri zasuku 0,34 % (W3) oziroma 0,36 % (W4).

Tip III. Pri zidovih W5 in W6, ki sta bila preizkušena na način, kjer sta bila zasuk in vertikalni pomik na zgornjem robu preprečena, vertikalna sila pa se je med preiskavo spreminjala, so se prve razpoke pojavile v osrednjem delu zidu, in sicer pri zasuku 0,06 oziroma 0,07 %. Smer njihovega poteka je bila diagonalna prek zidakov. V nadaljnjih fazah so se s povečevanjem pomikov razpoke razširile po celotni višini zidu. V zadnjih fazah preiskav je rast razpok občutno narasla, porušitev obeh zidov je nastopila pri zasuku 0,34 %.

Tip IV. Zidova W8 in W9 sta bila preizkušena na način, ki je zagotavljal lego ničelne momentne točke na sredini višine zidov. Prve vidne razpoke so se pojavile pri zasuku 0,13 %. S povečevanjem obtežbe se je obseg razpok povečeval, pri čemer so bile pri zidu W8 poškodbe osredotočene predvsem v osrednjem delu zidu, medtem ko so bile pri zidu W9 razporejene po celotni višini. Med preiskavo zidu W8 so se pojavile tlačne razpoke na spodnjih vogalih, ki pa niso vplivale na tip porušnega mehanizma. Porušitev, ki je bila v primeru obeh zidov strizna s poševnimi razpokami, je nastopila pri zasuku 0,26 % (W8) oziroma 0,34 % (W9).

Čeprav je bilo pri nekaterih zidovih med preiskavo možno opaziti horizontalne razpoke na stiku zidu s temeljem in pa tlačne



Slika 6 • Histerezne krivulje odvisnosti med strižno silo H in zasukom Φ .

razpoke (drobljenje) vogalnih zidakov, je bil prevladujoč porušni mehanizem v primerih zidov z robnimi pogoji tipov II, III in IV strižni s poševnimi razpokami zaradi prekoračene natezne trdnosti zidovja. Pri zidovih z robnimi pogoji tipa I je bila odločilna prekoračitev upogibne trdnosti, ki je povzročila upogibno porušitev zidov. To potrjujejo slike zidov ob koncu preiskav (preglednica 4).

Histereze

Histerezne krivulje v obliki horizontalna sila H – (etažni) zasuk Φ so za spodnjo etažo in za posamezne zidove prikazane na sliki 6, pri čemer so zaradi preglednosti na diagramih histereznih odvisnosti merila zasukov in sil enaka, razen pri konzolnem načinu preizkušanja, kjer so bili zaradi sukanja zidu nad podporo zasuki zelo veliki.

Krivulje odvisnosti med prečno silo in etažnim zasukom so podobne za obe smeri obremenjevanja. Slednje je skladno z opaženim simetričnim vzorcem poškodb, ki so nastale v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja.

Mejna stanja

Potresni odziv preizkušancev v smislu odpornosti H in zasuka Φ smo izvednotili pri

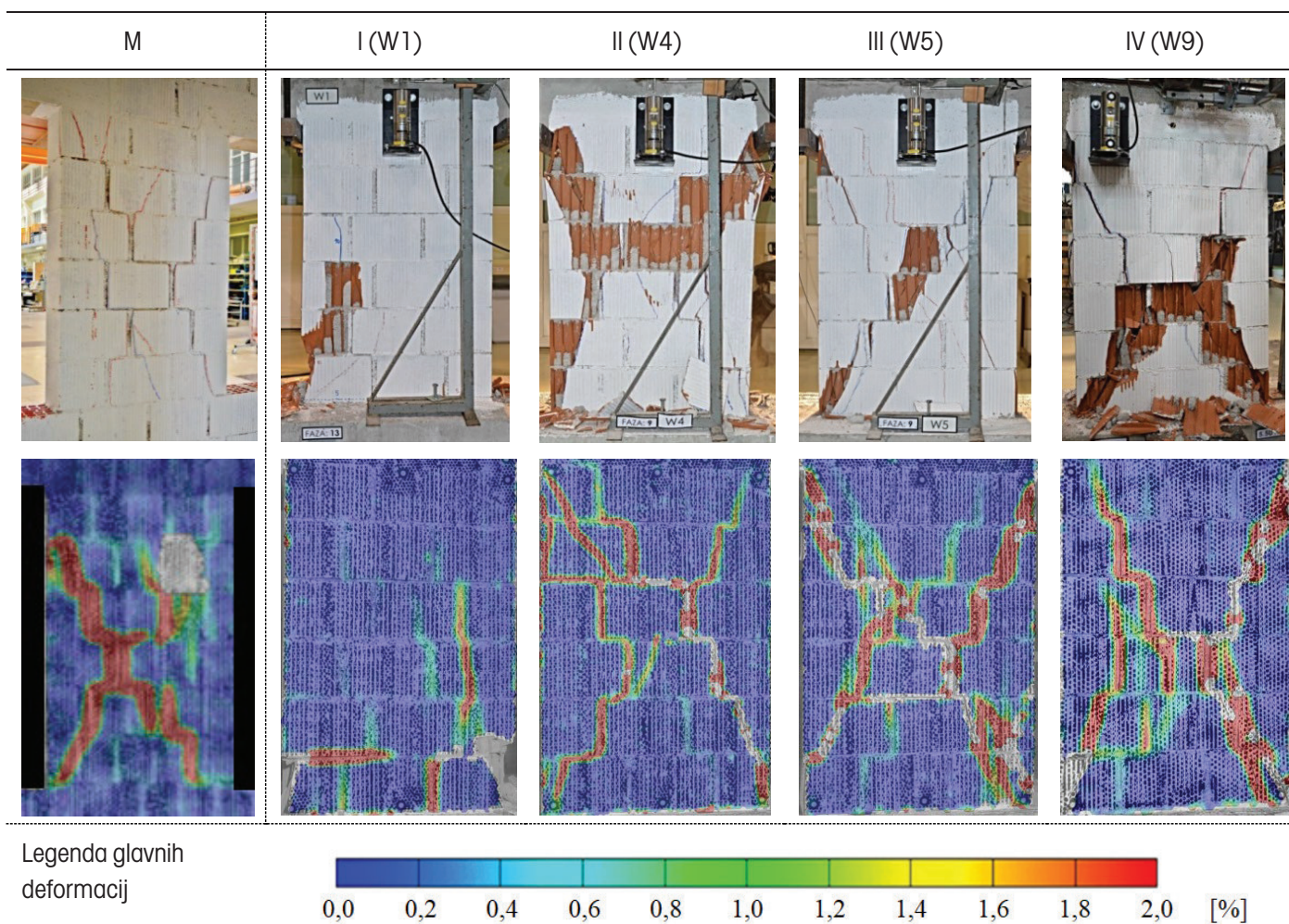
treh značilnih mejnih stanjih (MS), ki so bila definirana na naslednji način:

- mejno stanje nastanka razpok, kjer se opazno spremeni togost konstrukcije in sovpada s pojavom prvih vidnih razpok;

- mejno stanje maksimalne odpornosti preizkušanca;
- mejno stanje ob zaključku preiskave večetažnega preizkušanca oziroma mejno stanje porušitve, ki predstavlja stanje zidu

| Etaža/ Zid | MS nastanka razpok | | | MS maksimalne odpornosti | | Zadnja faza preiskave/ MS porušitve | |
|---------------|--------------------|-----------------|------------------|--------------------------|----------------------|--|----------------------|
| | H_e (kN) | Φ_e (%) | K_e (kN/mm) | H_{max} (kN) | Φ_{Hmax} (%) | $H_{1/du}$ (kN) | $\Phi_{1/du}$ (%) |
| M1 | 267 | 0,10 | 131 | 292 | 0,18 | 265 | 0,25 |
| W1 | 32,7 | 0,17 | 16 | 38,7 | 0,74 | 19,1 | 1,61 |
| W2 | 34,0 | 0,17 | 17 | 38,5 | 0,37 | 30,3 | 1,72 |
| W3 | 57,6 | 0,04 | 115 | 70,2 | 0,13 | 33,2 | 0,34 |
| W4 | 65,4 | 0,04 | 130 | 73,3 | 0,06 | 40,8 | 0,36 |
| W5 | 70,4 | 0,04 | 140 | 99,7 | 0,21 | 46,5 | 0,34 |
| W6 | 61,1 | 0,04 | 121 | 92,6 | 0,17 | 29,9 | 0,34 |
| W8 | 46,7 | 0,07 | 53 | 63,5 | 0,17 | 44,8 | 0,26 |
| W9 | 56,7 | 0,06 | 75 | 70,5 | 0,13 | 45,9 | 0,34 |

Preglednica 3 • Vrednosti strižne sile H , zasuka Φ in efektivne togosti K_e pri značilnih mejnih stanjih (MS) preizkušanca.



Preglednica 4 • Obseg poškodb po koncu preiskave; prikazane so poškodbe srednjega zidnega slopa spodnje etaže večetažnega modela (M) oziroma posameznih zidov (W) in meritve polja pomikov.

tik pred porušitvijo oziroma ob zaključku preiskave posameznega zidu.

Rezultati omenjenih veličin pri opisanih mejnih stanjih so prikazani v preglednici 3. Podane so tudi vrednosti ekvivalentne togosti K_e , ki je definirana kot sekantna togost pri doseženem mejnem stanju razpok.

Meritve polja pomikov pri pojavu prvih razpok, pri maksimalni odpornosti preizkušanca in ob koncu preiskave, so prikazane v preglednici 4. Koncentracije napetosti prikazujejo mesta, kjer se tvorijo razpoke, medtem ko velikostni red napetosti prikazuje njihovo širino. Če primerjamo meritve polja pomikov in slike poškodb, ki so bile opažene med preiskavo, opazimo velike podobnosti, saj se mesta poškodb in njihov obseg skladajo. Tako kot pregled poškodb med preiskavo so tudi meritve z optičnim sistemom ovrgle pojav zibanja zidnih slopov in upogibnega mehanizma, saj iz rezultatov ni mogoče

izslediti nobenih horizontalnih razpok in drobljenja vogalov.

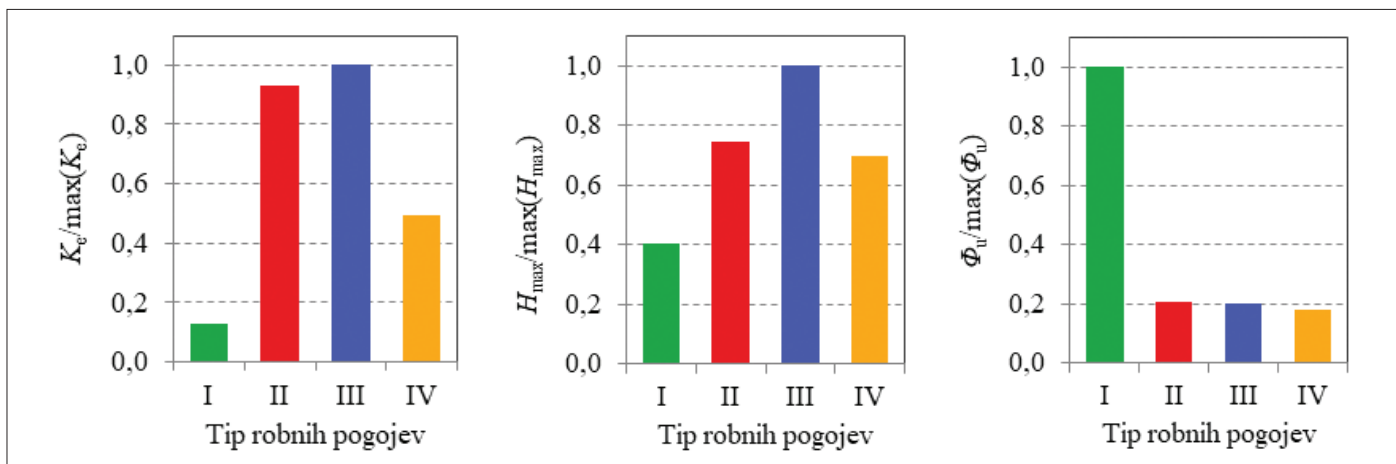
Treba je poudariti, da mejno stanje maksimalne odpornosti določata največji doseženi sili v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja ter njuna pripadajoča horizontalna pomika. Ker na to, kdaj je dosežena največja sila, vplivajo robni pogoji, je treba vrednosti pomikov za mejno stanje maksimalne odpornosti v preglednici 3 jemati z rezervo. Največja sila (predvsem v primeru zidov W3 in W4 ter W8 in W9) je sicer dosežena pri relativno majhnem vsiljenem pomiku, vendar se ne spremeni bistveno (oziroma za manj kot 10%) tudi pri dvakratni vrednosti horizontalnega pomika, ki pripada največjima doseženima silama v obeh smereh (glej sliko 6).

Povprečne vrednosti glavnih karakteristik, s katerimi opišemo potresni odziv zidov, in njihova primerjava glede na tip robnih pogojev so grafično predstavljene na sliki

7. Najmanjša efektivna togost, najmanjša potresna odpornost in največji mejni pomik so značilni za konzolni način preizkušanja (tip I). Povprečni vrednosti efektivne togosti zidov za tipa II in III sta precej podobni in sta približno 2-krat višji od efektivne togosti, dosežene pri tipu IV. Največja potresna odpornost je dosežena pri zidovih tipa III, medtem ko je za približno četrtino manjša v primeru tipov II in IV. V primeru mejnega zasuka je bil zaznan relativno majhen raztros rezultatov, saj se pri vseh tipih (II, III in IV) robnih pogojev vrednost največjega doseženega zasuka v preiskavi giblje okoli 0,3%, kar predstavlja približno 20% največjega zasuka, doseženega v preiskavah zidov, ki sta bila preizkušena kot konzoli.

Natezna trdnost

Potresno odpornost nearmiranega zidovja, ki ga določa strižni mehanizem z nastankom poševnih razpok, določa največja vrednost



Slika 7 • Primerjava normaliziranih vrednosti karakteristik potresnega obnašanja glede na tip robnih pogojev.

glavne natezne napetosti, ki nastane v zidu dane geometrije pri največji doseženi strižni sili ob predpostavki, da je zidovje elastičen, homogen in izotropen material. Turnšek in Čačovič (Turnšek, 1971) sta vrednost glavne natezne napetosti pri doseženi največji odpornosti zidu izpeljala na podlagi elementarne teorije elastičnosti in jo poimenovala (referenčna) natezna trdnost zidovja $f_{t,T\check{C}}$. Enačba, s katero jo določimo, se glasi:

$$f_{t,T\check{C}} = \sigma_{t,T\check{C}} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b\tau_{\max})^2} - \frac{\sigma_0}{2}, \quad (1)$$

kjer so:

$\sigma_0 = N/A_w$ povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične sile N , $\tau_{\max} = F_{H,\max}/A_w$ povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi največje vodoravne sile, $F_{H,\max}$, A_w površina vodoravnega prereza zidu in b faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu, definiran kot razmerje med največjo in povprečno strižno napetostjo v vodoravnem pre-

rezu zidu ($h/l \geq 1,5 \rightarrow b = 1,5$; $h/l < 1,5 \rightarrow b = \max\{1,1; h/l\}$).

Ker je bila zanesljivost napovedi strižne odpornosti zidanih stavb z uporabo modela Turnška in Čačoviča potrjena pri številnih raziskovalcih (glej npr. (Tomažević, 2009)), se tako definirana natezna trdnost zidovja še danes uporablja kot osnovni parameter v inženirski praksi. Natezno trdnost zidovja za zidove, pri katerih je bil merodajen strižni mehanizem s poševnimi razpokami, je prikazana v preglednici 5. Omenjene karakteristike zidovja za

preizkušanca W1 in W2 ni možno iz vrednotiti, saj sta se zidova porušila v upogibu.

Pri računu natezne trdnosti so bile upoštewane velikosti tlačnih napetosti v zidu v času dosežene največje vodoravne sile. Izračunane so povprečne vrednosti za pozitivno in negativno smer obremenjevanja.

Povprečna natezna trdnost zidovja, iz vrednotena na vzorcu zidov W3-W9, znaša 0,37 MPa. Povprečne vrednosti natezne trdnosti glede na tip robnih pogojev so podane v preglednici 5.

| Tip r.p. | II | | III | | IV | |
|--------------------|------|------|------|------|------|------|
| Zid | W3 | W4 | W5 | W6 | W8 | W9 |
| σ_0 (MPa) | 1,03 | 1,03 | 1,85 | 1,79 | 1,02 | 1,03 |
| H_{\max} (kN) | 70,2 | 73,3 | 99,7 | 92,6 | 63,5 | 70,5 |
| f_t (MPa) | 0,36 | 0,38 | 0,44 | 0,39 | 0,30 | 0,36 |
| $f_{t,b.c.}$ (MPa) | 0,37 | | 0,41 | | 0,33 | |

Preglednica 5 • Račun natezne trdnosti zidovja $f_{t,T\check{C}}$.

6 • ANALIZA REZULTATOV

Na podlagi primerjave odziva medokenskega zidnega slopa v spodnji etaži trietažnega modela in posameznih zidov, preizkušenih pri različnih robnih pogojih (I–IV), želimo ugotoviti, kateri tip robnih pogojev je najbolj podoben.

Vpliv robnih pogojev

Pri izvedbi cikličnih strižnih preiskav posameznih zidov predpišemo tri prostostne stopnje na zgornjem robu zidu. V vseh primerih je predpisan horizontalni pomik (d_H), ki ga vnašamo ciklično, kot je

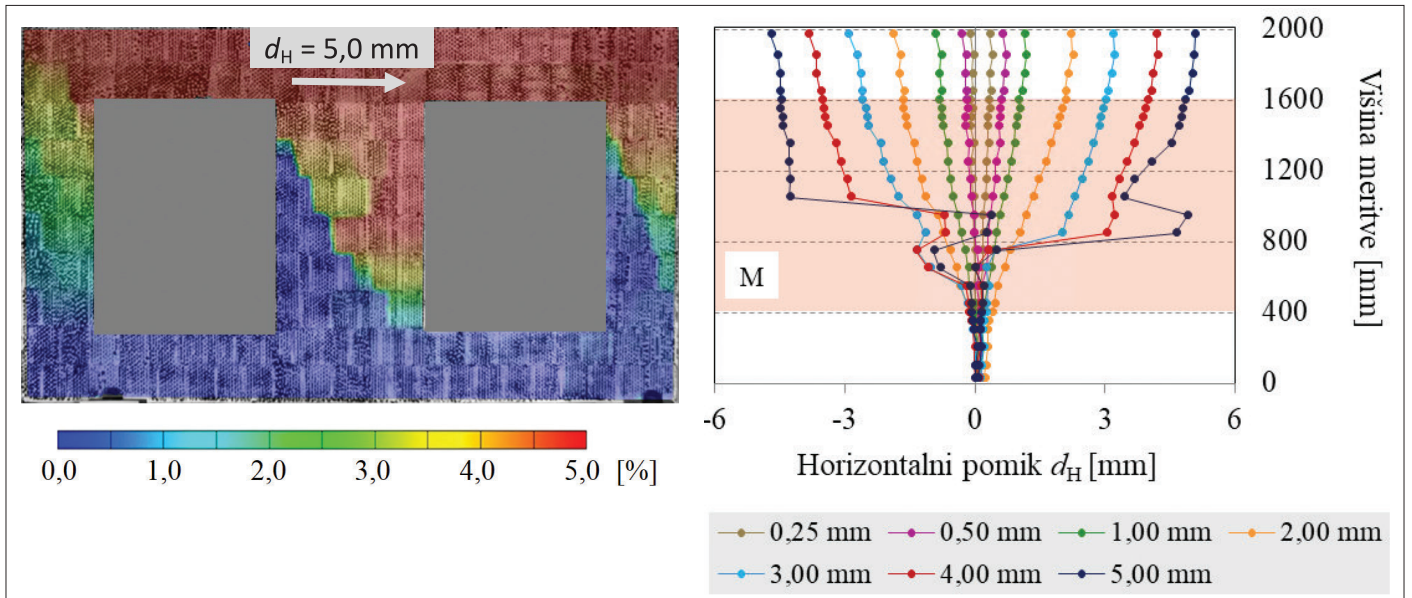
opisano pri opisu preizkuševališča. Predpisana je še ali osna oz. navpična sila (F_v) ali pa osni oz. navpični pomik (d_v). Zadnja predpisana prostostna stopnja je ali moment (M) ali pa zasuk zgornjega roba (α_{zg}).

V nadaljevanju so horizontalni in vertikalni pomiki obravnavani po sklopih. Dodatno poglavje je namenjeno proučevanju velikosti in poteka osnih sil ter višine ničelne momentne točke v zidnih slopih med cikličnimi strižnimi preiskavami.

Horizontalni pomik (d_H)

Večetažne strižne stene

Meritve optičnega sistema omogočajo, da med preiskavo spremljamo potek horizontalnih pomikov po višini preizkušancev. Na sliki 8 (levo) so prikazane vrednosti horizontalnih pomikov d_H v spodnji etaži modela v zadnji fazi preiskave. Opazimo, da večinski delež horizontalnih pomikov prevzamejo zidni slopi. Ta trditev še posebej velja za medokenski slop, kjer se sprememba horizontalnih pomikov po višini etaže v parapetnem in prekladnem delu giblje okoli nič, medtem ko skoraj celoten vsiljeni etažni pomik prevzame del, ki se nahaja na višini okenskih odprtín. Vidna je jasna meja, kjer so poševne razpoke.

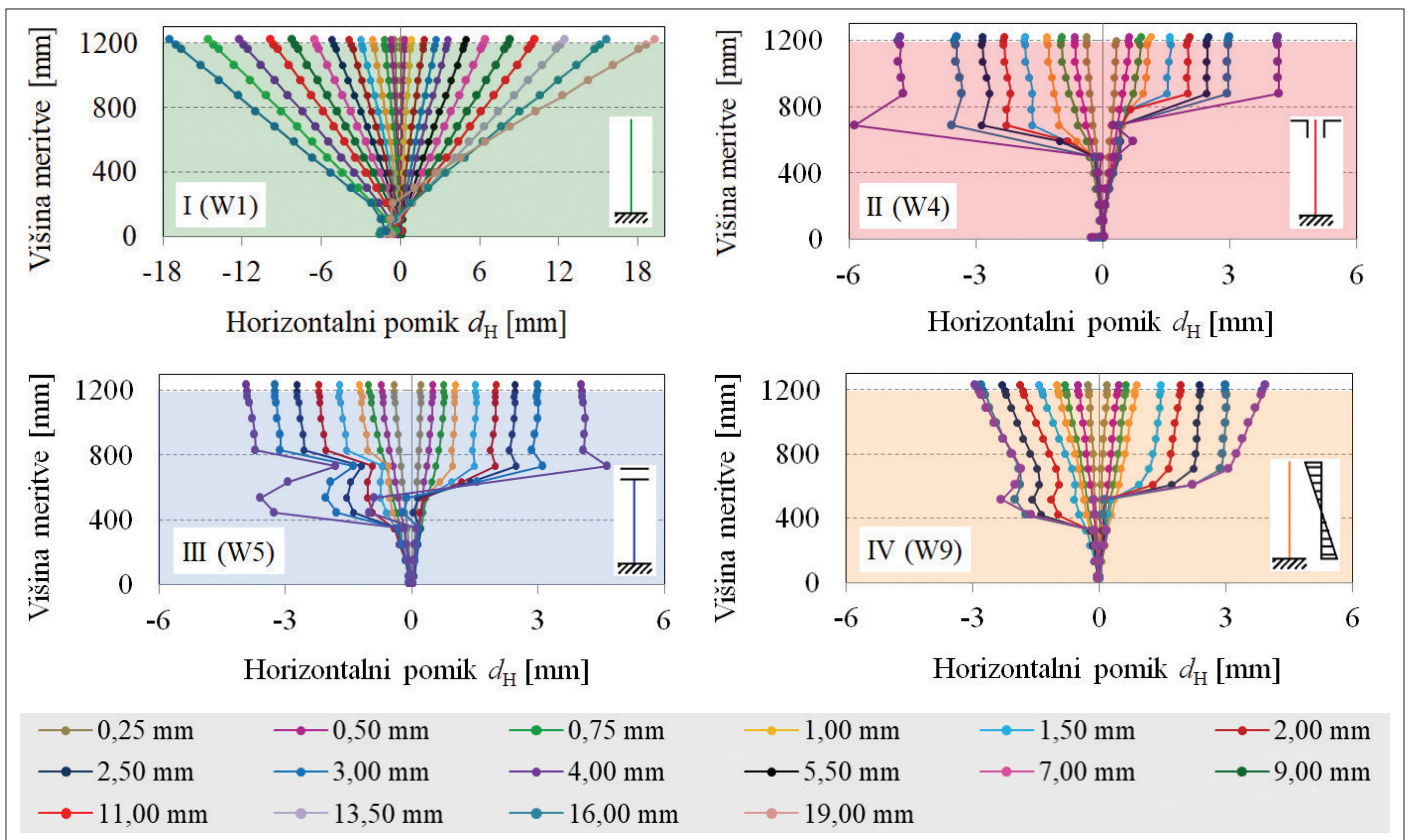


Slika 8 • Meritve optičnega sistema – horizontalni pomiki d_H v spodnji etaži večetažnega preizkušanca; polje pomikov za zadnjo fazo preiskave (levo) in potek horizontalnih pomikov po višini medokenskega dela za vse faze obremenjevanja (desno).

Natančnejši potek pomikov v medokenskem slopu je prikazan na sliki 8 (desno). Prikazane so vrednosti pomikov po višini v 1. ciklu vsake faze za obe smeri obremenjevanja. Točke, v katerih beležimo horizontalne pomike, so razporejene po višini etaže na 10 cm, pri čemer

so z namenom natančnejše analize točke na meji med zidnim slopom in parapetnim oziroma prekladnim delom stene na še manjših razdaljah. Praktično linearen potek pomikov po višini v prvih fazah kaže na to, da je takrat material

še v elastičnem območju, vsiljeni pomiki pa so enakomerno razporejeni po višini etaže. Kasneje, ko material preide v neelastično območje, pa večina horizontalnih deformacij nastane v zidnem slopu. Večje razlike med dvema višinskima točkama, ki se pojavljajo



Slika 9 • Potek horizontalnih pomikov d_H po višini zidov. Prikazani so rezultati za 1. cikel posamezne faze za obe smeri obremenjevanja.

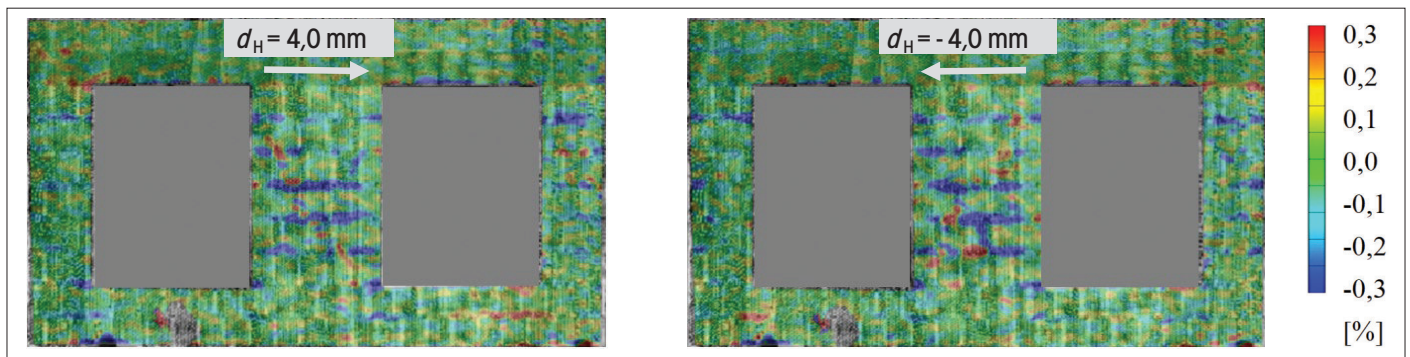
vse od pojava razpok ($d_H=2,0$ mm) dalje, kažejo na nastanek in večanje razpok.

Meritve deformacij kažejo še, da delež etažnega horizontalnega pomika, ki ga prevzame zidni slop, narašča vse do konca ciklične preiskave, ko znaša že 95 % celotnega vsiljenega horizontalnega pomika. Preostanek deformacij v smeri potresnega delovanja prevzame prekladni in parapetni del, ki dobita v povprečju približno enak delež deformacij. Na osnovi teh ugotovitev lahko sklepamo, da je predpostavka o togih parapetnih in prekladnih

obnašanje. Odsotnost strižnih poškodb potrjujejo tudi rezultati optičnega sistema. Črte, ki povezujejo točke po višini zidu za vsako od izvedenih faz obremenjevanja, vse do konca preiskave ostanejo ravne. Opazni so horizontalni pomiki (drsenje) med temeljem in zidom, kar dokazujejo nastale horizontalne razpoke na obeh spodnjih vogalih zidov. Vrednost horizontalnega pomika pri porušitvi konzolno preizkušanih zidov je bila bistveno večja od tistih v primeru večetažnih strižnih sten. Prav tako je mehanizem porušitve drugačen, kar pomeni,

deformacij in posledično sil med slopi malo (slika 10).

Optične meritve vertikalnih deformacij v medokenskem slopu so zelo podobne v obeh smereh obremenjevanja (slika 10), v nobeni smeri pa ne pride do nateznih napetosti na zgornjem ali spodnjem robu zidu. To pomeni, da sukanja zidnega slopa, pri katerem nastanejo horizontalne razpoke na stiku s horizontalnimi povezovalnimi elementi, ni bilo mogoče zaznati. Zato lahko sklepamo, da v večetažnih stavbah, grajenih v sorodnem sistemu, kot je obravnavan



Slika 10 • Meritve vertikalnih deformacij ε_v z optičnim sistemom. Rezultati so prikazani za mejno stanje maksimalne odpornosti (MS_{max}) preizkušanca za obe smeri obremenjevanja.

delih ter deformabilnih (šibkih) zidnih slopih za stavbe, ki so po geometriji in materialnih lastnostih ter sistemu zidanja podobne večetažnemu preizkušancu, utemeljena.

Zidovi

Pri posameznih zidovih za proučevanje poteka horizontalnih pomikov po višini prav tako opazujemo točke po sredinski liniji posameznega zidu, ki so med seboj oddaljene približno 10 cm. Dodatno določimo še točki na temelju in na AB-prekladi, s čimer omogočimo analizo morebitnih zdrsov zidu.

Na sliki 9 je prikazan potek horizontalnih pomikov po višini zidov vse do prekladnega dela (predel zidu je na grafih obarvan skladno z barvo uporabljenega tipa robnih pogojev). Za vsak obravnavani tip robnih pogojev so prikazani rezultati za enega izmed dvojice preizkušenih zidov, saj so rezultati za oba zelo podobni. V vseh primerih so na dnu zidu odštetih morebitni zdrsi temelja, kar pomeni, da so na sliki prikazani le dejanski pomiki, ki se zgodijo v zidu, temelj pa predstavlja nepomično podpora.

Opazimo, da so horizontalni pomiki d_H za zid, ki je bil preizkušen v konzolnem načinu (I), enakomerno razporejeni po celotni višini zidu. To je skladno z opažanji med preiskavo, ko je bilo očitno zibanje zidu in njegovo upogibno

da konzolni (I) tip robnih pogojev ni ustrezen za simulacijo potresnega obnašanja zidnih slopov v dejanski nearmirani zidani stavbi z armiranobetonskimi stropnimi konstrukcijami.

Pri vzpostavitvi preostalih tipov robnih pogojev (II–IV) je bil porušni mehanizem strižnega tipa in je sovpadal z mehanizmom, ki je nastal v večetažnih strižnih stenah. Mejni stanji nastanka razpok in največje odpornosti zidov sta bili v vseh primerih doseženi prej kot pri večetažnem preizkušancu. To pomeni, da smo s preizkušanjem posameznih zidov na varni strani, saj je dejanska deformacijska kapaciteta zidov, ko so del konstrukcijskega sistema, večja. Optične meritve kažejo, da ni bilo zibanja zidov in drsenja po površini temelja. Meritve horizontalnih pomikov z optičnim sistemom za uporabljene tipe robnih pogojev II, III in IV za zdaj vrnejo dovolj podobne rezultate kot pri večetažnih strižnih stenah. To pomeni, da so z vidika poteka horizontalnih deformacij vsi trije tipi robnih pogojev ustrezni.

Vertikalni pomik (d_v)

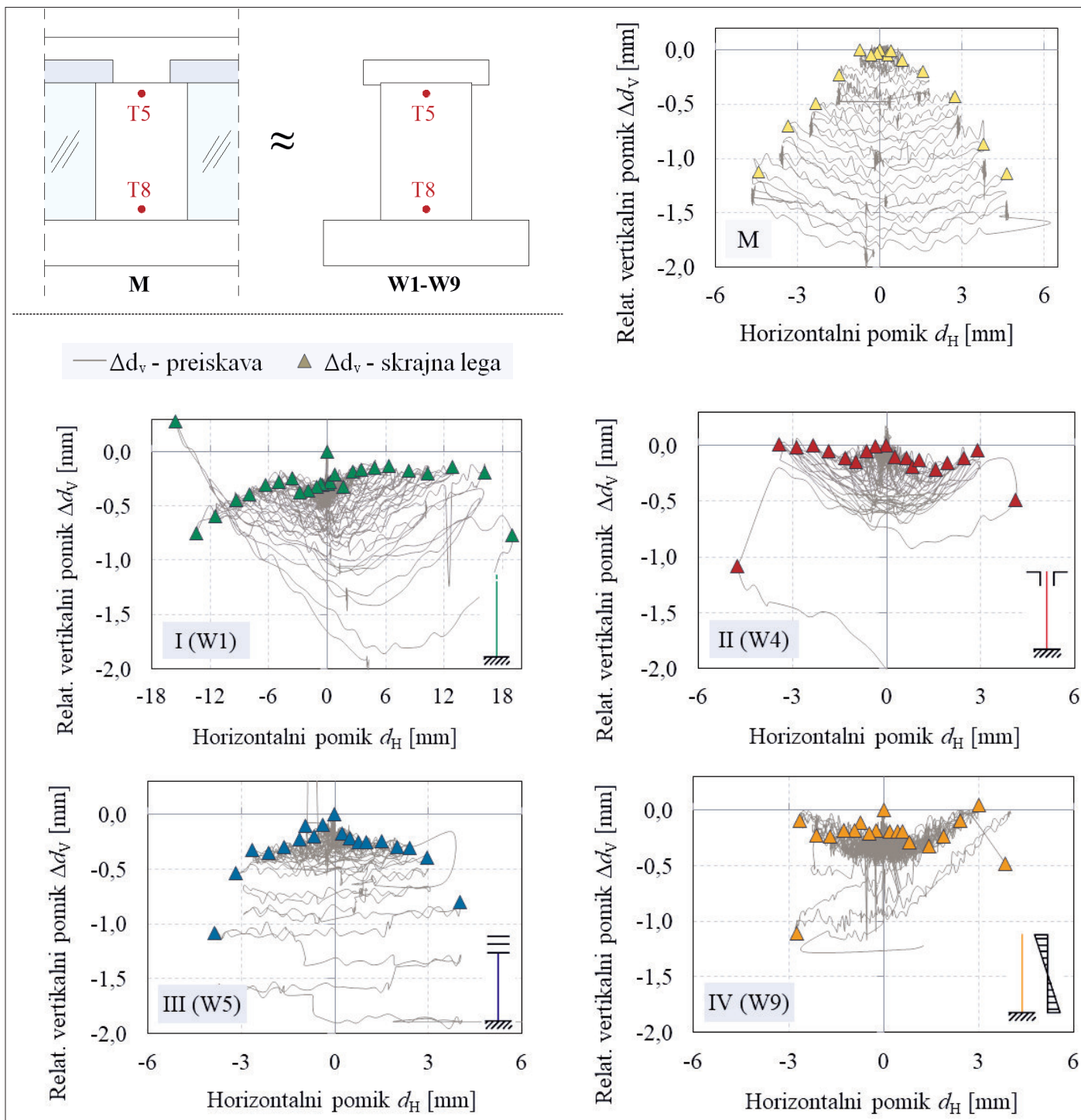
Večetažne strižne stene

Z analizo rezultatov optičnih meritev lahko ocenimo morebitno (pre)razporeditev vertikalnih deformacij med robnima in medokenskim slopom zaradi vodoravne obtežbe. Rezultati kažejo, da je prerazporeditev

v naši študiji, do pojava sukanja ne pride. To pomeni tudi, da je treba pri laboratorijskih preiskavah zidov zagotoviti takšne robne pogoje, da na dnu in na vrhu zidnega preizkušanca horizontalne razpoke ne bodo prisotne.

V nadaljevanju opazujemo osne vertikalne pomike v medokenskem zidnem slopu spodnje etaže. Za ta namen uporabimo vrednosti horizontalnih in vertikalnih pomikov v točkah T5 in T8, ki sta prikazani na sliki 11 (levo zgoraj). Vertikalni pomiki v medokenskem slopu v skrajnih legah v 1. ciklu posamezne faze so na sliki 11 (desno zgoraj) označeni s trikotniki. Z grafa je razvidno, da se je v nekaterih delih preiskave pri optičnih meritvah pojavil večji šum (siva črta, ki predstavlja odvisnost med horizontalnim pomikom in relativnim vertikalnim pomikom, ni gladka).

V splošnem se v vsakem ciklu in vsaki fazi poveča vertikalni skrček v neobremenjenem stanju in v skrajni legi. V začetnih fazah preiskave (pred nastankom prvih razpok) je vertikalni skrček znotraj posameznega cikla skoraj konstanten. Po nastanku poškodb pa se vzorec spremeni – vertikalni skrčki znotraj posameznega cikla so največji v neobremenjenem stanju, in se zmanjšujejo s povečevanjem vodoravne obtežbe. Opazimo tudi, da so skrčki zelo podobni za obe smeri obremenjevanja.



Slika 11 • Določitev merilnih točk na površini preizkušancev (zgoraj levo), medsebojna odvisnost relativnega osnega vertikalnega Δd_v in horizontalnega pomika d_H v medokenskem zidnem slopu spodnje etaže (zgoraj levo) in v zidovih (spodaj).

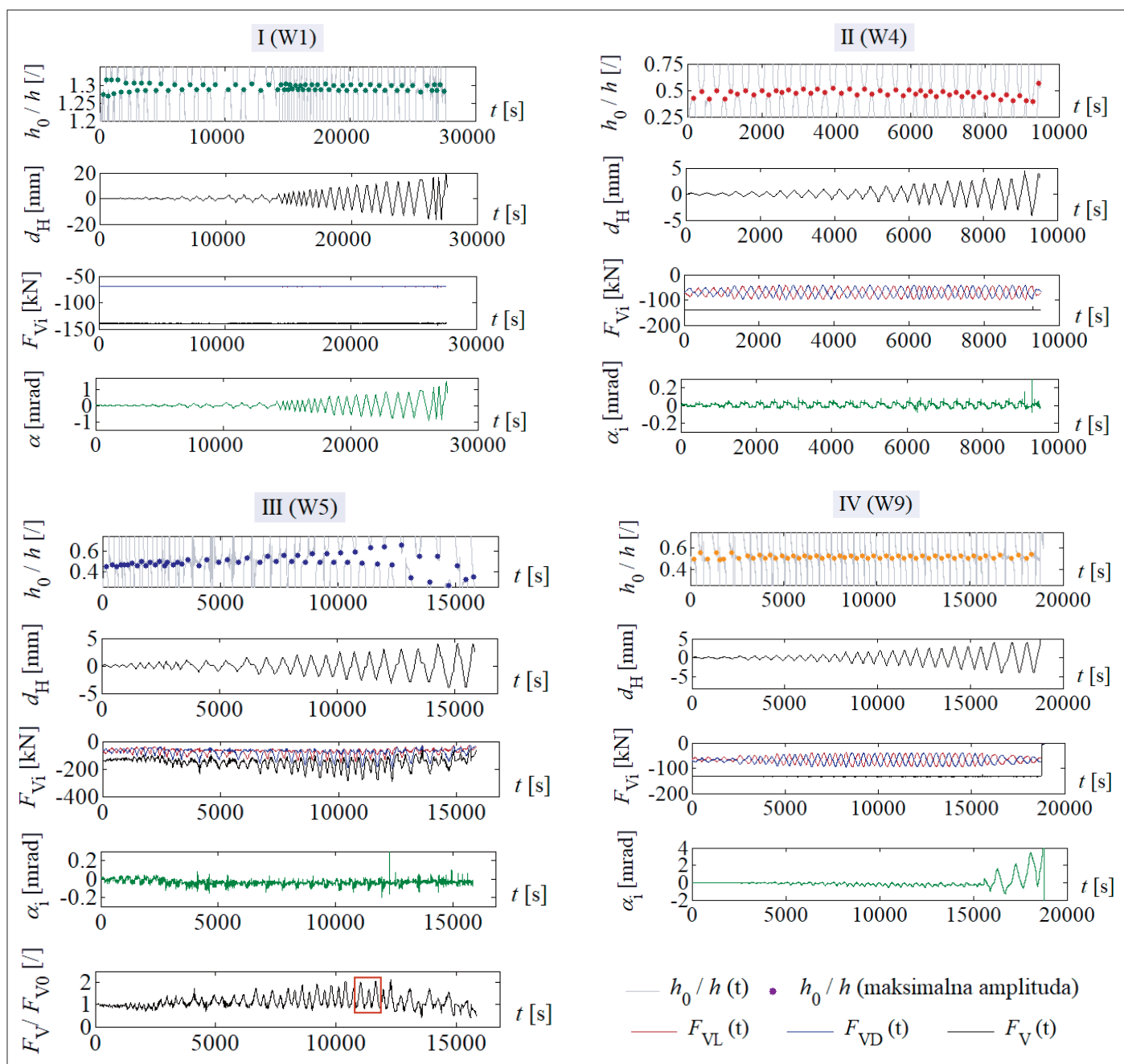
vanja. Velikost skrčka v zadnji fazi preiskave v ravnotežni legi je znašala skoraj 2,0 mm, medtem ko je bila ta vrednost v skrajnih legah približno 1,5 mm.

Zidovi

Rezultati poteka relativnih vertikalnih pomikov Δd_v v zidovih, izračunani na enak način

kot za medokenski slop večetažnega modela, so zbrani na sliki 11 (spodaj). Na grafih skrčkov v odvisnosti od vsiljenih horizontalnih pomikov d_H so s trikotniki označene vrednosti relativnih vertikalnih pomikov v obeh skrajnih legah 1. cikla posamezne faze obremenjevanja.

Obnašanje obeh konzolno preizkušenih zidov je upogibno – na začetku prevladuje sukanje, prav tako so poškodbe majhne. To se kaže v dokaj majhnih deformacijah zidu. Ker so se zaradi sukanja pojavile in odpirale razpoke na stiku s temeljem, ta tip robnih pogojev ni primeren za simulacijo odziva zidu v obravnavni stavbi.



Slika 12 • Potek momentne infleksijske točke in horizontalnih pomikov, velikost vertikalne obteže in zasuki AB-preklade zidov, preizkušenih pri štirih tipih robnih pogojev, ter razmerje med trenutno in začetno vrednostjo vertikalne sile za primer zidu W5, preizkušenem pri robnih pogojih tipa III (levo spodaj). Z rdečim okvirjem je označeno območje, kjer nastopi mejno stanje maksimalne odpornosti zidu.

V preiskavah z robnimi pogoji tipov II, III in IV so vrednosti vertikalnih skrčkov podobne, če opazujemo vertikalne pomike v neobremenjeni legi (pri $F_H = 0$ kN). Če pa primerjamo poteke skrčkov med obremenjevanjem, opazimo med različnimi tipi robnih pogojev nekaj razlik. Izstopa tip III, pri katerem so med posameznim ciklom preprečeni vertikalni pomiki zidu. Ker tega v stavbi nismo opazili, ocenjujemo, da ta tip ni primeren za simulacijo poteka verti-

kalnih skrčkov v stavbah. Najbolj primerna sta tipa II in IV.

Višina ničelne momentne (infleksijske) točke in osne obremenitve

Ključni vprašanji, ki se pojavita med izbiro najustreznejših robnih pogojev za simulacijo dejanskega stanja v medokenskem zidnem slopu nearmirane zidane stavbe, sta vloga vertikalnih sil na zgornjem robu zidu med delovanjem potresa in ravnost zgornjega roba zidu. Da bi proučili posledice vseh štirih upo-

rabljenih tipov robnih pogojev, opazujemo gibanje ničelne momentne (infleksijske) točke zidu, potek horizontalnih pomikov in vertikalnih sil ter zasukov na vrhu zidu.

Na sliki 14 je prikazan časovni potek opazovanih veličin za obravnavane tipe robnih pogojev, pri čemer so predstavljene vrednosti, izmerjene z induktivnimi merilniki pomikov, merilniki sil in inklinometrom. Posledično primerjava teh vrednosti z vrednostmi, dobljenimi na osnovi optičnih meritev, pokaže manjša

odstopanja. Omenimo še, da poteka vertikalne obtežbe v medokenskem slopu večetažnega preizkušanca ne poznamo (ni možno natančno izmeriti niti razporeditve niti poteka med preiskavo) in zato ne moremo določiti lege infleksijske točke. V primeru posameznih zidov pa lahko položaj točno izračunamo.

6.1.3.1 Položaj infleksijske točke

Prvi od grafov na sliki 12 predstavlja časovni potek višine ničelne momentne točke. Siva linija predstavlja razmerje med višino ničelne momentne točke h_0 in višino zidu h med celotno preiskavo, obarvani krogi pa vrednosti v skrajnih legah (tj. pri največjih amplitudah vsiljenih horizontalnih pomikov), ki so pomembne za našo analizo. Razmerje h_0/h izračunamo na osnovi vseh delujočih sil in lokacij njihovih prijemališč. Poli na teh grafih so v točkah, kjer je vodoravna sila enaka 0.

Za konzolno preizkušena elementa (I) je upogibni moment enak produktu horizontalne sile in ročice na višini prijemališča horizontalne sile ($h_0 = 1,54$ m). Razmerje med višino ničelne momentne točke in višino zidu h_0/h s tem teoretično znaša $1,54 \text{ m} / 1,19 \text{ m} = 1,29$, medtem ko se razmerje h_0/h , ki je izvedeno na osnovi meritev, vse do zadnje faze preiskave giblje med vrednostma 1,27 in 1,32.

Za tipa robnih pogojev II in III višina infleksijske točke ni konstantna ter se spreminja v odvisnosti od horizontalne in vertikalne obtežbe. Razmerje h_0/h je bilo pri pogojih tipa II do vključno predzadnje faze preiskave v območju 0,40–0,55. Podoben trend opazimo pri zidu, preizkušenem pri tipu III, kjer pa se prične po dosegu maksimalne odpornosti zidu razmerje h_0/h občutno spreminjati. V zadnjih dveh fazah obremenjevanja se giblje med 0,25 in 0,50.

Četrty tip robnih pogojev (IV) je definiran na način, da se vertikalni sili medsebojno spreminjata tako, da je izpolnjen pogoj ničelne momentne točke na polovici višine zidu. Rezultati kažejo na sposobnost preizkuševalnega sistema, da doseže želeno vrednost. Z grafa za zid W9 (IV) je razvidno, da se v začetni fazi, ko je potresna obtežba še majhna, razmerje h_0/h giblje med 0,50 in 0,55, kasneje pa se ustali pri željeni vrednosti 0,50.

Primerjava vpliva robnih pogojev na gibanje višine infleksijske točke pokaže, da sta si najbolj podobna odziva zidov, preizkušenih pri robnih pogojih tipov II in IV.

6.1.3.2 Potek vertikalne obtežbe

Višina infleksijske točke je neposredno odvisna od momenta na zgornjem robu zidu.

Moment nastane zaradi različne velikosti navpičnih sil na obeh straneh zidu (F_{VL} in F_{VD} - glej sliko 12). Potek skupne vertikalne obtežbe in njena razdelitev na levi in desni del sta za vsakega od robnih pogojev definirana drugače. Vsi zidovi z izjemo tistih, preizkušenih pri robnih pogojih tipa III, imajo med celotno ciklično strižno preiskavo konstantno vrednost skupne vertikalne sile. Pri konzolnem načinu sta med celotno preiskavo enaki tudi leva in desna stran (moment na vrhu zato znaša 0). Zidova, preizkušena pri tipu III, sta obremenjena s takšnima vertikalnima silama, da sta vertikalni pomik in zasuk AB-preklade znotraj posameznega cikla preprečena. V primeru robnih pogojev tipa II se spreminjata tako, da je zagotovljena ravnost AB-preklade, medtem ko sta leva in desna vertikalna obtežba v primeru tipa IV takšni, da se infleksijska točka ves čas nahaja na sredini višine zidu.

Pri zidovih, kjer vertikalna sila na levi in desni strani med preiskavo ni konstantna, na medsebojno spreminjanje vrednosti poleg zahtev o preprečitvi prostostnih stopenj vplivajo tudi nastale poškodbe v zidu. Ko je ena stran zidu bolj poškodovana in s tem »znižana« (drobljenje zidakov, posedanje zidu), pri obremenjevanju v tej smeri vertikalna sila na nasprotni strani naraste bolj kot v nasprotni smeri obremenjevanja. V naših preiskavah sta vertikalni sili pri vzpostavljenih robnih pogojih tipa II v obeh skrajnih legah med preiskavo dosegali približno enake vrednosti. Pri zidu, kjer so bili vzpostavljeni robni pogoji tipa IV, sta sili v posamezni fazi preiskave v skrajnih legah sicer dosegali podobne vrednosti, medtem ko se je njuno razmerje glede na fazo spreminjalo. V začetnih fazah, kjer zid še ni bil poškodovan, sta bili tako tudi v skrajnih legah sili zelo podobni, skupaj z naraščanjem potresne obtežbe in posledičnih poškodb pa se je njuno razmerje povečevalo vse do zadnje faze, ko je ponovno upadlo na podobno vrednost kot na začetku.

Pri zidovih tipa III se vrednost celotne vertikalne sile med preiskavo spreminja. Njeno razmerje glede na začetno vrednost je prikazano na sliki 12. Z rdečim okvirjem je označeno mejno stanje maksimalne potresne odpornosti. Kot je razvidno z grafa, je bila v isti fazi dosežena tudi največja skupna vertikalna sila, ki je dvakrat preseгла začetno vrednost vertikalne sile. Na grafu opazimo tudi, da zaradi poškodovanosti zidu ob vrnitvi v ravnotežno lego vertikalna sila pade pod začetno vrednost ($F_v/F_{v0} < 1$), v skrajnih legah pa se

giblje med 1,5- in 2-kratnikom začetne sile. Pri nastopu potresne obtežbe velja, da vertikalna sila v tistem robnem zidnem slopu, ki je na strani obtežbe, naraste, v nasproti ležečem pa upade. V srednjem zidnem slopu modela pa takšno povečanje vertikalne sile, kot je bilo ugotovljeno v primeru robnih pogojev tipa III, ni smiselno.

Ugotovitve

Cilj predstavljenih raziskav je bil ugotoviti, kakšni so robni pogoji v zidnem slopu večetažne nearmirane zidane stavbe med potresnom ter kateri tip robnih pogojev je najustreznejši za simulacijo potresnega obnašanja takšnega elementa v laboratorijskih preiskavah zidov.

Konzolni način preizkušanja se je v vseh primerjavah izkazal za neprimerne. Mejne vrednosti horizontalnih pomikov v testih zidov so krepko presegle vrednosti za slop večetažnega preizkušanca. Potek horizontalnih pomikov po višini zidu je bil linearen, kar je pomenilo zibanje zidu in upogibni mehanizem, medtem ko je v primeru medokenskega zidnega slopa večetažnega modela prišlo do strižnega mehanizma z nastankom poševnih razpok. Zidovi so imeli tudi nezanemarljive zdrse po temelju, ki jih pri medokenskem slopu nismo zaznali. Vertikalni skrčki so bili relativno majhni, saj sta se zidova med ciklično strižno preiskavo sukala kot togi telesi, poškodb znotraj zidu pa praktično ni bilo. Poleg naštetega sta se histerezna odziva konzolnih zidov popolnoma razlikovala od histereznega odziva večetažnega modela – dejanska deformacijska kapaciteta zidu je namreč krepko precenjena, potresna odpornost pa podcenjena.

Kot primernejši za simulacijo potresnega odziva obravnavanega konstrukcijskega elementa so se izkazali robni pogoji tipov II, III in IV. Tako horizontalni pomiki po višini elementov, ki so kazali na pojav strižnega mehanizma s poševnimi razpokami, kot tudi vertikalni skrčki posameznih zidov so z zadostno mero posnemali potek horizontalnih pomikov in spremembe medokenskega zidnega slopa večetažnega modela. Zaključimo lahko, da so z vidika primerjave rezultatov optičnih meritev med večetažnim preizkušancem in posameznim zidom za simulacijo potresnega odziva medokenskega zidnega slopa nearmirane zidane stavbe vsi izmed tipov robnih pogojev II, III in IV ustrezni.

Poleg optičnih meritev imamo za določitev najustreznejših robnih pogojev na voljo še nekaj dodatnih parametrov. Kot prvega

izpostavimo velikost in razporeditev vertikalne obtežbe med preiskavo. Zidovom, preizkušeni pri robnih pogojih tipa III, se je vertikalna sila med ciklično strižno preiskavo spreminjala tako, da je bila zagotovljena ravnost zgornjega roba in so bili preprečeni vertikalni pomiki znotraj posameznega cikla. Posledično je v skrajnih legah prišlo do precejšnjega naraščanja vertikalne sile (celo za več kot faktor 2 glede na začetno vrednost). Ker se potek vertikalnih deformacij v medokenskem slopu večetažnega modela ne spreminja bistveno, si izvora za dvakratno povečanje vertikalne sile v tem delu ne znamo razložiti ter posledično robne pogoje tipa III izločimo iz izbora za najprimernejše za simulacijo potresnega odziva zidnega slopa.

Pri zidovih, pri katerih so vzpostavljeni robni pogoji tipov II in IV, je celotna sila med preiskavo konstantna, njen delež na levi oziroma desni strani zidu pa se spreminja v odvisnosti od definicije tipa robnih pogojev. V skrajnih legah je bila sila na posamezni strani zidu pri robnih pogojih tipa II skoraj konstantna, medtem ko se je pri robnih pogojih tipa IV

spreminjala. Kljub temu da bi zaradi širjenja poškodb med preiskavo pričakovali različno razporeditev sil na levi in desni strani ter s tem dali prednost tipu IV, pa zaradi pomanjkanja dokazov o razporeditvi vertikalnih sil v medokenskem slopu večetažnega modela slednjega ne moremo potrditi.

Naslednji vidik, na osnovi katerega izbiramo ustreznost robnih pogojev, je oblika histereznega odziva, ki prikazuje odvisnost horizontalne sile od vsiljenega pomika. Primerjava med histereznim odzivom spodnje etaže in odzivom posameznih zidov sicer ni popolnoma ustrezna, saj poleg zidnih slopov k odzivu spodnje etaže prispevajo tudi prečni (upogibni) zidovi. Ker pa je njihov prispevek k potresni odpornosti zanemarljiv, primerjavo med histerezami vseeno naredimo. Ugotovimo, da so s histerezami spodnje etaže bolj skladne histerezne zanke zidov z robnimi pogoji tipa IV. Pri slednjih namreč tako kot pri spodnji etaži odpornost po pojavu razpok postopoma narašča, medtem ko je pri zidovih z robnimi pogoji tipa II največja odpornost dosežena kmalu po pojavu razpok, nato pa postopoma upada.

Dodatna karakteristika, ki jo uporabimo za oceno ustreznosti robnih pogojev, je referenčna natezna trdnost zidovja, ki je iz vrednotenja na podlagi rezultatov cikličnih strižnih preiskav zidov. S pomočjo natezne trdnosti zidovja lahko ocenimo potresno odpornost večetažnega preizkušanca na podlagi predpostavke etažnega mehanizma, ki se je tvoril pri obeh cikličnih strižnih preiskavah večetažnega modela (Triller, 2018). Pri tem opazujemo eksperimentalno dobljeno vrednost maksimalne odpornosti in pripadajočo izračunano vrednost. Natezna trdnost, dobljena z robnimi pogoji tipa II, tako vrne 98 %, tipa IV pa 91 % eksperimentalno dobljene potresne odpornosti večetažnega modela. Tip II vrne bolj točno vrednost, medtem ko je tip IV na varni strani in še vedno sprejemljivo natančen.

Na podlagi primerjav smo izločili robne pogoje tipa III, robna pogoja tipa II in IV pa sta oba ustrezna. Odločitev, katerega izbrati, je tako lahko prepuščena izvajalcu preiskave, ki oceni, katere robne pogoje bi lažje izvedel. Glede na izkušnje avtorjev je vzpostavitev robnih pogojev tipa II (zaradi zagotovitve ravnosti na zgornjem robu zidu) nekoliko bolj zahtevna.

7 • ZAKLJUČKI

V prispevku so predstavljeni rezultati ciklične strižne preiskave trietažnega nearmiranega zidanega preizkušanca v naravnem merilu, s katero je bil simuliran potresni odziv tipične 5-etažne zidane stavbe, grajene na območju Slovenije in njene širše okolice v času pred letom 1964, ko so bili pri nas sprejeti prvi potresni predpisi. Prispevek k preiskavi so predstavljale optične digitalne meritve, na osnovi katerih je bila posneta celotna deformacijska slika strižnih sten med preiskavo. Izkazalo se je, da v mehanizmu obnašanja tovrstnih zidanih konstrukcij med potresom prevladuje strižni odziv modelov z diagonalnimi razpokami ter koncentracijo poškodb v spodnji etaži. Drugih pojavov, kot sta vrtenje zidovja ali drobljenje vogalov, nismo opazili.

Poleg omenjene preiskave je bilo izvedenih še osem cikličnih strižnih preiskav zidov pri štirih tipih robnih pogojev, s katerimi smo želeli ponazoriti dejansko stanje v medokenskem zidnem slopu obravnavane stavbe. Vsi zidovi so bili spodaj popolnoma vpeti. Različne robne pogoje smo zagotovili z

regulacijo treh prostostnih stopenj na vrhu zidu: horizontalnih in vertikalnih pomikov (oziroma sil) ter zasukov (oziroma momentov). Med testi zidov pri konzolnih robnih pogojih je prišlo do upogibne porušitve zidov. V slopih modela je bila porušitev strižna z diagonalnimi razpokami. Pri robnih pogojih tipa II (konstantna osna sila, preprečeni zasuki in dopuščeni vertikalni pomiki na zgornjem robu), III (spreminjajoča se osna sila, preprečeni zasuki in vertikalni pomiki na zgornjem robu) in IV (konstantna osna sila, dopuščeni zasuki in vertikalni pomiki na zgornjem robu ter lega infleksijske točke na polovici višine zidu) je bil kljub nekaterim razlikam z modelom (horizontalne razpoke na stiku zidu s temeljem in drobljenje vogalnih zidakov) prevladujoč strižni mehanizem s poševnimi razpokami.

Razpoložljive meritve s poudarkom na optičnih meritvah so bile temelj za primerjavo med potresnim obnašanjem večetažnega preizkušanca in posameznih zidov. Analitična študija razporeditve vsiljenih horizontalnih pomikov pokaže, da med celotno preiskavo večinski

delež prevzamejo zidni slopi, kar pomeni, da je predpostavka o togih parapetnih in prekladnih delih ter šibkih (deformabilnih) zidnih slopih za obravnavan tip stavbe upravičena.

Konzolni način preizkušanja zidov se je glede na vse primerjane veličine izkazal za neustreznega. Drugačen je bil mehanizem odziva in porušitve, deformacijska kapaciteta je bila močno precenjena, potresna odpornost pa bistveno prenizka.

Pri robnih pogojih tipa III se je zaradi zahteve po konstantnih navpičnih pomikih vertikalna obtežba občutno spreminjala in v skrajnih legah glede na začetno vrednost precej (tudi do dvakrat) narasla. Ker se v medokenskem zidnem slopu med potresno obtežbo vertikalna sila ni bistveno spreminjala, sklepamo, da takšno povečanje vertikalne sile ne opisuje realne situacije in zato tip III ocenjujemo za neustrezen. Na osnovi spreminjanja vertikalne sile na levi oziroma desni strani, časovnega spreminjanja višine ničelne momentne točke, oblike histerez in napovedi potresne odpornosti večetažnega modela na osnovi referenčne natezne trdnosti zidovja sta robna pogoja tipa II in IV primerljiva in ustrezna.

8 • ZAHVALA

Raziskava je nastala v okviru raziskovalnih projektov J2-6749 in ARRS-MR-496, ki ju je financirala Agencija Republike Slovenije za raziskovalno dejavnost (ARRS).

9 • LITERATURA

- Bothara, J. K., Dhakal, R. P., Mander, J. B., Seismic performance of an unreinforced masonry building: An experimental investigation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39, 1: 45–68, 2009.
- Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S., In-plane strength of unreinforced masonry piers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 38, 2: 243–267, 2009.
- FEMA 356, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- Frumento, S., Magenes, G., Morandi, P., Calvi, G. M., Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design, *Eucentre Research, Report 2009/02*, IUSS Press, 268 p., Pavia, Italy, 2009.
- Leiva, G. H., *Seismic resistance of two story masonry walls with openings*, Doktorska disertacija. Austin, University of Texas, 1991.
- Magenes, G., Calvi, M., In-plane seismic response of brick masonry walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26, 11: 1091–1112, 1997.
- Magenes, G., Morandi, P., Penna, A., Enhanced safety and efficient construction of masonry structures in Europe – D 7.1c, Test results on the behaviour of masonry under static cyclic in plane lateral loads, Report ESECMaSE D7.1c. University of Pavia, Pavia, Italy, 2008.
- Mahmoud, A. D., Hamid, A. A., El Magd, S. A., Lateral response of unreinforced solid masonry shear walls: an experimental study, *Proceedings of the 7th Canadian Masonry Symposium*, Hamilton, Canada, Ontario, McMaster University, p. 110–125, 1995.
- Petry, S., Beyer, K., Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity of URM walls, *Engineering Structures*, 65: 76–88, 2014.
- Salmanpour, A. H., Mojsilović, N., Simulation of boundary conditions for testing of masonry shear walls, *Proceedings of the 11th International Conference of Computational Methods in Sciences and Engineering*, Athens, Greece, March 20-23, New York, AIP Publishing, paper 1702, 2015.
- SIST EN 771-1:2011+A1:2015, *Specifikacija za zidake – 1. del: Opečni zidaki*, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2015.
- SIST EN 772-9:1999, *Metode preskušanja zidakov – 9. del: Ugotavljanje lukenj in neto prostornine kot tudi odstotnega deleža lukenj v apneno peščenih zidkih, polnjenih s peskom*, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 1999.
- SIST EN 1015-3:2001, *Metode preskušanja zidarske malte – 3. del: Določevanje konsistence sveže malte (s stresalno mizo)*, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2001.
- SIST EN 1015-11:2001, *Metode preskušanja zidarskih malt – 11. del: Določevanje upogibne in tlačne trdnosti strjene malte*, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2001.
- SIST EN 1052-1:1999, *Metode preskušanja za zidovje – 1. del: Ugotavljanje tlačne trdnosti*, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 1991.
- SIST EN 1996-1-1:2006, *Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje*, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2006.
- SIST EN 1998-1:2005, *Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe*, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2005.
- SIST EN 12390-3:2009, *Preskušanje strjenega betona – 3. del: Tlačna trdnost preskušancev*, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2009.
- Tomažević, M., Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry, *Materials and Structures* 42, 17: 889–907, 2009.
- Tomažević, M., Gams, M., Shear resistance of unreinforced masonry walls. *Ingegneria sismica* 26, 3: 5-18, 2009.
- Tomažević, M., Some considerations on testing and experimental simulation of seismic behaviour of masonry walls and buildings, v: Modena, C. (ur.), Da Porto, F. (ur.), Valluzzi, M. R. (ur.). *Brick and Block Masonry: Trends, Innovations and Challenges*, Proceedings

- of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy, June 26-30, Boca Raton, CRC Press, p. 37–53, 2016.
- Triller, P., Tomažević, M., Gams, M., Seismic behaviour of masonry buildings built of low compressive strength units, *Bulletin of Earthquake Engineering* 16, 12: 6191–6219, 2018.
- Triller, P., Tomažević, M., Gams, M., Potresni odziv večetažnih strižnih zidanih sten in učinek utrjevanja s kompozitnimi oblogami. *Gradbeni vestnik* 67, 4: 74–85, 2018.
- Turnšek, V., Čačovič, F., Teoretska i eksperimentalna istraživanja nosivosti zidova od opeke, *Naše građevinarstvo* 24, 10: 217–223, 1970.
- Turnšek, V., Čačovič, F., Some experimental results on the strength of brick masonry walls, *Proceedings of the 2nd International Brick-Masonry Conference, Stoke-on-Trent, England, April 12-15, 1970, Stoke-on-Trent, British Ceramic Research Association*, p. 149–156, 1971.
- Yi, T., Moon, F. L., Leon, R. T., Kahn, L. F. 2006. Lateral load tests on a two-story unreinforced masonry building. *Journal of Structural Engineering*. Reston, ASCE: p. 643–652, 2006.
- Wilding, B. V., Beyer, K., Shear-compression tests of URM walls: Various setups and their influence on experimental results, *Engineering structures*, 156: 472–479, 2018.