

# STRIŽNA ODPORNOST NEARMIRANIH ZIDOV: PREISKAVE IN RAČUN

## SHEAR RESISTANCE OF UNREINFORCED MASONRY WALLS: TESTS AND CALCULATIONS

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

miha.tomazevic@zag.si

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

matija.gams@zag.si

Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12,  
1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 620.17:624.012:624.042.7:692.2

**Povzetek** | Strižna porušitev, ki jo označujejo značilne poševno usmerjene razpoke, je tipičen način porušitve nearmiranih in povezanih zidov, na katere v ravnini zidu deluje potresna obtežba. Čeprav so možni tudi drugi mehanizmi, je potresna odpornost pravilno zasnovanih zidanih konstrukcij v pretežni meri odvisna od strižne odpornosti nosilnih zidov. Da bi ocenili primernost različnih metod, s katerimi računamo strižno odpornost, smo rezultate izračunov primerjali z vrednostmi, ki smo jih dobili s cikličnimi preiskavami odpornosti večjega števila nearmiranih zidov. Zidovi z dvema razmerjema med višino in dolžino so bili sezidani z različnimi vrstami opečnih votlakov, preiskani pa so bili pri različnih nivojih navpične obremenitve. Primerjava je pokazala, da tipične enačbe, osnovane bodisi na podlagi prestrižnega mehanizma bodisi na podlagi porušitve zaradi natega v diagonalni smeri, niso splošno veljavne. Medtem ko se rezultati računa z enačbo, osnovano na mehanizmu porušitve zaradi natega v diagonalni smeri, dobro ujemajo z eksperimentalnimi vrednostmi in je ujemanje vprašljivo le pri dolgih zidovih, obremenjenih z zelo nizkimi tlačnimi napetostmi, izračuni z enačbami, osnovanimi na podlagi porušitve strižnega trenja, v večini primerov močno precenijo dejansko strižno odpornost zidov.

**Summary** | Shear failure, characterized by the occurrence of diagonally oriented cracks, is a typical failure mode of unreinforced and confined masonry walls subjected to in-plane seismic loads. Although other mechanisms are also possible, seismic resistance of a regular masonry structure depends predominantly on the shear resistance of structural walls. The results of cyclic lateral resistance tests of different types of unreinforced walls with two height/length aspect ratios and tested at different compressive stress/compressive strength ratios, have been used to compare the experimentally obtained resistance values with the results of calculations. It has been shown that typical equations used for the calculation of the shear resistance of walls, which are based on either shear friction or diagonal tension failure mechanisms, do not have general validity, because they reflect the type of the shear failure, for which they had been developed. Whereas good correlation between experimental results and calculations has been obtained if the equations based on the diagonal tension failure mechanism have been used, the calculations based on the shear friction failure mechanism overestimated the actual resistance of the tested walls.

## 1 • UVOD

O strižni odpornosti zidov in neskladju predpostavk in rezultatov izračuna strižne odpornosti po postopku, ki ga predpisuje Evrokod 6 (SIST, 2006), z dejanskim obnašanjem med potresi smo nedavno že pisali (Tomaževič, 2008a). V takratnem prispevku smo pokazali predvsem razliko med prestrižnim mehanizmom, ki je podlaga za računske predpostavke za izračun strižne odpornosti po Evrokodu 6, in strižnim mehanizmom, ki prevladuje med odzivom zidanih konstrukcij na potres in ga povzročajo natezne napetosti v diagonalni smeri zidu. Od takrat ni minilo dolgo, vendar smo vmes na Zavodu za gradbeništvo Slovenije izvedli dodatne preiskave potresne odpornosti zidov različnih oblik in vrst pri različnih obtežbenih pogojih, s katerimi smo sicer raziskovali nekatere druge parametre, vendar smo rezultate uporabili tudi za analizo primernosti uporabe nekaterih najbolj razširjenih praktičnih metod za račun strižne odpornosti zidov pri potresni obtežbi.

Obnašanje zidov pri kombinaciji navpičnih tlačnih in vodoravnih strižnih obremenitev je odvisno od oblike zidu (razmerja med višino in dolžino), mehanskih lastnosti zidovja in vpetostnih pogojev. Veliko je odvisno tudi od obremenitve, tj. razmerja med tlačnimi napetostmi, ki jih povzročata lastna teža in navpična obtežba (t. i. delovne napetosti), in tlačno trdnostjo zidovja, pa tudi smeri delovanja vodoravne obtežbe (v ravnini zidu, pravokotno na ravnino). Seveda so zato možni tudi različni mehanizmi porušitve.

Zidane stavbe so stenaste konstrukcije škatlatega tipa. Osnovni elementi, ki prenašajo potresne sile, so zidovi in zidani slopi, v katerih zaradi vodoravnih sil, ki delujejo med potresom, prevladujejo strižne obremenitve. Razen med preiskavo vitkih zidov v laboratoriju so upogibni mehanizmi redki. Zato so pri preverjanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij ključnega pomena parametri, ki določajo obnašanje zidov pri strigu.

Če so tlačne napetosti v zidu majhne in je slaba tudi kakovost malte, lahko potresne sile povzročijo prestrig oziroma zdrs dela zidu po eni od naležnih reg (slika 1a). Prestrig včasih opazimo v zgornjem delu stavbe pod togo strešno konstrukcijo, kjer so tlačne napetosti majhne, pospeški zaradi odziva konstrukcije na potres pa največji. V spodnjem delu konstrukcije, kjer so tlačne napetosti v zidovju večje, med potresom navadno nastanejo poševno

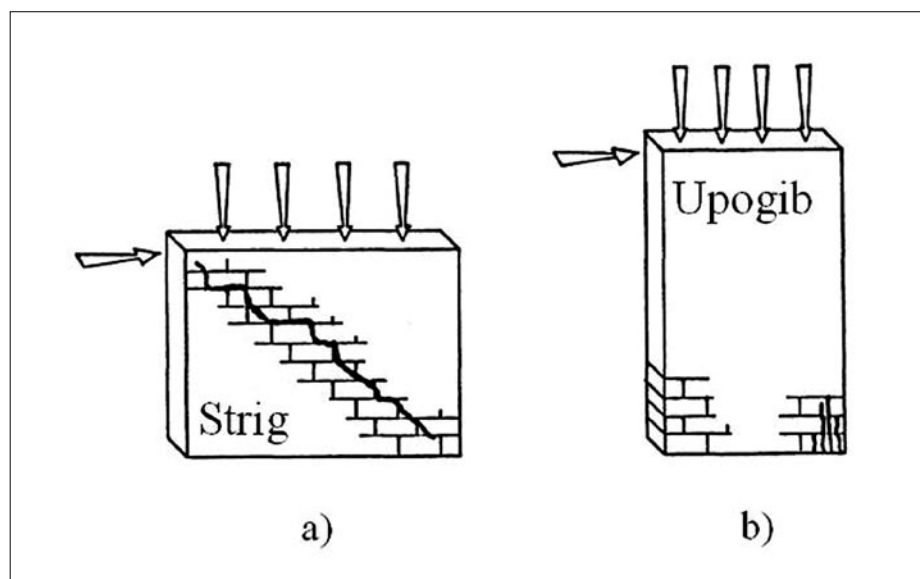
usmerjene strižne razpoke (slika 1b). Zaradi njihove usmerjenosti porušni mehanizem imenujemo tudi porušitev zaradi natega v diagonalni smeri. Odvisno od obremenitve zidu ter kakovosti zidakov in malte poševno usmerjene razpoke lahko potekajo bodisi stopničasto po naležnih in stičnih regah bodisi naravnost po zidakih, seveda pa lahko potekajo deloma po regah in deloma po zidakih.

Zaradi različnih lastnosti sestavnih materialov ni lahko predvideti mehanskih lastnosti posamezne vrste zidovja samo na podlagi poznanih lastnosti sestavin, zidakov in malte. Vrednosti, ki določajo trdnostne lastnosti zidovja, ne predstavljajo dejanskih napetosti v materialu pri porušitvi, pač pa povprečne vrednosti, ki jih izračunamo z upoštevanjem bruto površine prereza posameznih nosilnih zidov. Tako na primer pri enakih tlačnih napetostih v zidu napetosti v materialu polne opeke niso enake kot v materialu votlaka.

Za račun strižne odpornosti nearmiranih zidov, ki jo označuje nastanek poševnih razpok, so bile predlagane različne metode in enačbe. Da bi poenostavili računske analize, se v vseh primerih upoštevajo povprečne napetosti v prerezi in bruto dimenzije zidov, pri čemer se po navadi predpostavlja, da je zidovje elastičen, homogen in izotropen material. V preteklem desetletju je kar nekaj raziskovalcev posvetilo pozornost modeliranju in računu strižne odpornosti zidov, na primer ((Magenes,

1997), (Lourenço, 1996)). Pred nedavnim so razvoj modelov za račun strižne odpornosti zidov povzeli v (Calderini, 2008).

V (Turnšek, 1970) je postavljena hipoteza, da strižno odpornost zidu določa natezna trdnost zidovja, ki je dogovorno definirana kot glavna natezna napetost, ki bi nastala v zidu pri doseženi maksimalni odpornosti, če bi bilo zidovje elastičen, homogen in izotropen material. Po tej hipotezi sta z eno enačbo zajeta tako primer, ko diagonalno usmerjene razpoke potekajo stopničasto po regah, kot primer, ko razpoke potekajo po zidakih. V (Mann, 1982) sta oba primera ločena, tako da se strižna odpornost zidu izračuna glede na to, kako potekajo diagonalno usmerjene razpoke. Če razpoke potekajo stopničasto po regah (angl. friction failure of the bed joints – porušitev strižnega trenja po naležnih regah), odpornost določa zakon trenja s kohezijo in strižnim koeficientom kot kritičnima parametroma. Če razpoke potekajo po zidakih (razpokanje zidakov, angl. brick cracking), je za strižno porušitev kritična natezna trdnost zidakov. Enačba, ki določa strižno odpornost, je v tem primeru podobna enačbi v (Turnšek, 1970). Čeprav so rezultati številnih eksperimentalnih in analitičnih raziskav obnašanja zidov pri strižnih obremenitvah dostopni že dolgo, novi standard za projektiranje zidanih konstrukcij, Evrokod 6 (SIST, 2006), zahteva, da se za preverjanje strižne odpornosti nearmiranega in povezanega zidovja upošteva samo prestrižni mehanizem z enačbo, po obliki sicer podobno enačbi, ki je za primer porušitve strižnega trenja po naležnih regah navedena v



Slika 1 • a) Strižni; b) upogibni mehanizem porušitve nearmiranega zidu pri vodoravni obtežbi v ravnini (Tomaževič, 1999)

(Mann, 1982). V enačbi, ki jo zahteva Evrokod 6, sta kritična parametra, ki se uporabljata

za oceno strižne odpornosti zidov, začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni obremenitvi,

ki nadomešča kohezijo po (Mann, 1982), in predpisana vrednost koeficienta trenja.

## 2 • OPIS PREISKAV



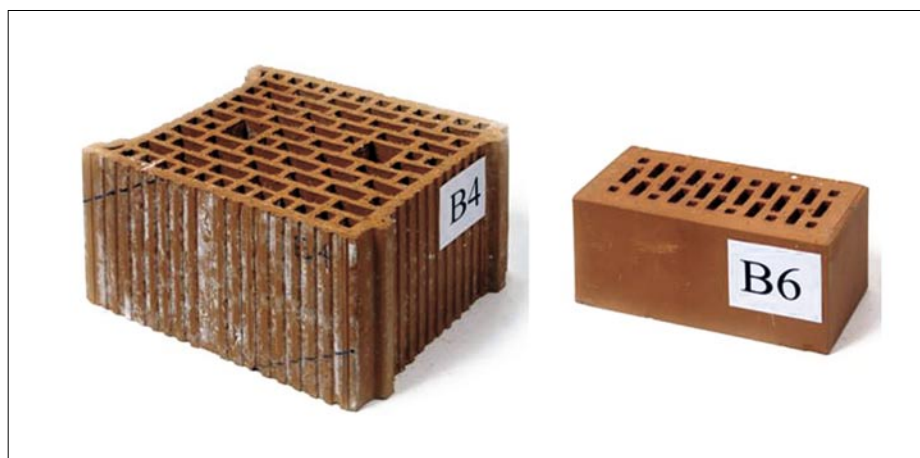
Slika 2 • Opečni votlaki, uporabljeni za zidanje preizkusnih zidov serije B:  $h/l = 1,5$   
Votlaki tipa B1, B2 in B3

Za analizo primernosti zgoraj omenjenih računskih metod smo uporabili rezultate preiskav dveh serij zidov, ki smo jih preiskali kot navpične konzole pri konstantni navpični sili in s ciklično vodoravno obtežbo, ki je v obliki vsiljenih vodoravnih pomikov delovala v ravnini zidov.

V prvi seriji (zidovi tipa B) smo preiskali 20 zidov z razmerjem med višino  $h$  in dolžino  $l$ ,



Slika 4 • Opečni votlak A, s katerim so bili sezidani preizkusni zidovi serije A:  $h/l = 0,7$



Slika 3 • Opečna zidaka, s katerima smo sezidali preizkusne zidove serije B:  $h/l = 1,5$   
Zidaka tipa B4 in B6

enakim 1,5 (Tomažević, 2008b). Preizkusne zidove smo sezidali s petimi različnimi tipi opečnih votlakov in jih preiskali pri tlačnih obremenitvah v velikosti 20 %, 30 % oziroma 40 % tlačne trdnosti zidovja. Z drugimi besedami: razmerje med povprečnimi tlačnimi napetostmi v vodoravnem prerezu zidov zaradi navpične obtežbe,  $\sigma_o$ , in srednje vrednostjo tlačne trdnosti zidovja,  $f$ , je bilo  $\sigma_o/f = 0,2, 0,3$  oziroma 0,4. V drugi seriji

preiskav (zidovi tipa A) smo preiskali 9 zidov z razmerjem med višino  $h$  in dolžino  $l$ , enakim 0,7. Ti zidovi so bili preiskani pri obremenitvah, enakim 5 %, 10 % oziroma 15 % tlačne trdnosti zidovja (Tomažević, 2009). Opečni zidaki, s katerimi smo sezidali prvo oziroma drugo serijo zidov, so prikazani na slikah 2–4, medtem ko so njihove dimenzije in tlačne trdnosti navedene v preglednici 1.



Zidak	Dožina $l_b$	Širina $w_b$	Višina $h_b$	Prostornina lukenj	Debelina sten	Debelina reber
	(mm)	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)
B1	188	288	189	58	9,8	6,5
B2	238	282	234	55	10,8	6,7
B3	189	292	188	53	11,4	7,2
B4	331	292	189	54	11,7	7,4
B6	254	122	121	25	21,6	7,3
A	250	300	250	37	11,0	6,0

Preglednica 1 • Geometrijske karakteristike zidakov, s katerimi so bili sezidani zidovi za preiskavo potresne odpornosti (Tomaževič, 2008b, 2009)

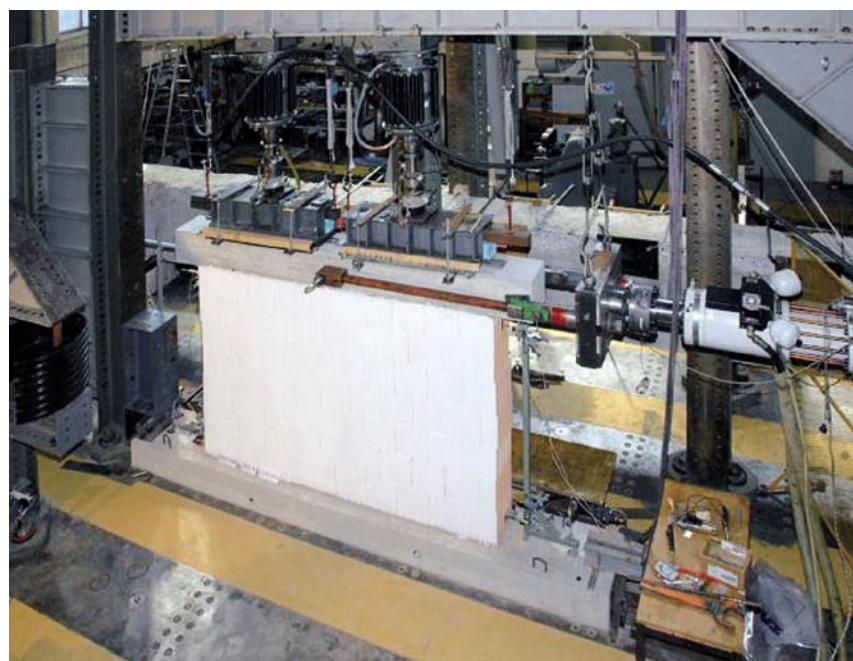
Zid	$f_b$ (MPa)	$f_m$ (MPa)	$f$ (MPa)	$f_{vo}$ (MPa)
B1	20,7	4,7	4,78	0,23
B2	13,0	5,0	4,82	0,26
B3	14,6	5,4	4,48	0,20
B4	12,2	5,0	4,73	0,31
B6	30,3	2,8	5,47	0,34
A	16,9	13,7	5,98	0,18

 Preglednica 2 • Normalizirane tlačne trdnosti zidakov,  $f_b$ , tlačna trdnosti malte,  $f_m$ , in srednje vrednosti tlačne,  $f$ , in začetne strižne trdnosti zidovja,  $f_{vo}$ , za preiskane vrste zidov

Za zidanje prve serije zidov smo uporabili malto za splošno uporabo trdnostnega razreda M5, medtem ko smo za zidanje druge serije zidov uporabili tovarniško zmešano tankoslojno malto trdnostnega razreda M10. Zidaki, ki smo jih uporabili za zidanje druge serije zidov, so imeli brušeno spodnjo in zgornjo naležno površino, medtem ko so bile navpične rege suhe, izvedene z mehansko povezavo na pero in utor.

Tlačna,  $f$ , in začetna strižna trdnost zidovja pri ničelni tlačni obremenitvi,  $f_{vo}$ , sta bili določeni po evropskih standardih SIST EN 1052-1 oziroma SIST EN 1502-3. V preglednici 2 navajamo srednje vrednosti, ki smo jih uporabili v računih, opisanih v nadaljevanju.

V obeh primerih smo zidove preiskali kot navpične konzole, ki smo jih pri konstantni osni sili obremenjevali s ciklično delujočo vodoravno silo (slika 5). Dimenzije zidov, velikost navpične sile,  $V$ , ki je med preiskavo delovala na zidove, tlačne napetosti v vodoravnem prerezu zidu,  $\sigma_v$ , in odgovarjajoča razmerja tlačne obremenitve,  $\sigma_v/f$ , so za obe seriji preiskanih zidov navedene v preglednicah 3 in 4. Poleg teh vrednosti so v preglednicah 3 in 4 navedene tudi povprečne vrednosti maksimalnih vodoravnih sil,  $H_{max,exp}$ , izmerjenih med obremenjevanjem zidov v pozitivni in negativni smeri, in odgovarjajoče vrednosti maksimalnih strižnih napetosti v vodoravnih prerezih zidov,  $\tau_{max}$ .


 a)  
b)

Slika 5 • Zasnova preiskav – a) zidovi tipa B; b) zidovi tipa A

Pri obeh tipih zidov je bila končna porušitev tipično strižna, saj so v zidovih nastale diagonalno usmerjene razpoke. Med preiskavo zidov tipa B z geometrijskim razmerjem  $h/l = 1,5$ , ki so bili preiskani pri višjih nivojih tlačne obremenitve (20–40 % tlačne trdnosti zidovja,  $f$ ), je med preiskavo prišlo tudi do pokanja in drobljenja zidakov v tlačnih vogalih spodnjega dela zidov. V nekaterih primerih so poškodbe zidakov v tlačnih vogalih celo nakazovale, da je bila dosežena upogibna nosilnost spodnjega prereza. Vendar se je tudi takrat s povečanimi vsiljenimi pomiki kljub poškodbam tlačnih vogalov odpornost zidov povečevala, vse dokler se razpoke v poševni smeri niso bistveno povečale in se niso združili tudi zidaki vzdolž obeh diagonal. V primeru zidov tipa B je krhkost zidakov odločilno vplivala na obnašanje zidov in porušni mehanizem.

Pri dolgih zidovih tipa A z geometrijskim razmerjem  $h/l = 0,7$  je bil vpliv velikosti tlačne obremenitve na porušni mehanizem opaznejši. Medtem ko so v vseh primerih nastale razpoke, ki so potekale v poševni smeri, je bil sam mehanizem obnašanja zidu odvisen od velikosti tlačnih napetosti. Pri najnižjem nivoju tlačne obremenitve so razpoke potekale stopničasto po naležnih in čelnih regah, medtem ko so pri povečani obremenitvi razpoke potekale po zidakih. Pri majhni obremenitvi so se pri povečanih amplitudah cikličnih vsiljenih pomikov začeli vrteti zidaki, na stikih med

Zid	Število zidov	Dimenzije zidov $l/h/t$ (cm)	$V$ (kN)	$\sigma_o$ (MPa)	$\sigma_o/f$	$H_{max,exp}$ (kN)	$\tau_{max}$ (MPa)
B1/1	2	100/143/28	551	1,93	0,40	141	0,49
B1/2	2	100/143/28	275	0,96	0,20	92	0,32
B2/1	2	102/151/28	490	1,72	0,35	134	0,47
B2/2	1	102/151/28	268	0,94	0,20	91	0,32
B2/3	1	102/151/28	388	1,36	0,28	118	0,41
B3/1	2	101/142/29	509	1,74	0,37	129	0,44
B3/2	2	101/142/29	259	0,88	0,20	84	0,29
B4/1	2	99/142/29	465	1,69	0,34	142	0,49
B4/2	2	99/142/29	262	0,95	0,21	94	0,34
B6/1	2	107/147/25	524	1,95	0,36	131	0,49
B6/2	2	107/147/25	274	1,02	0,18	92	0,34

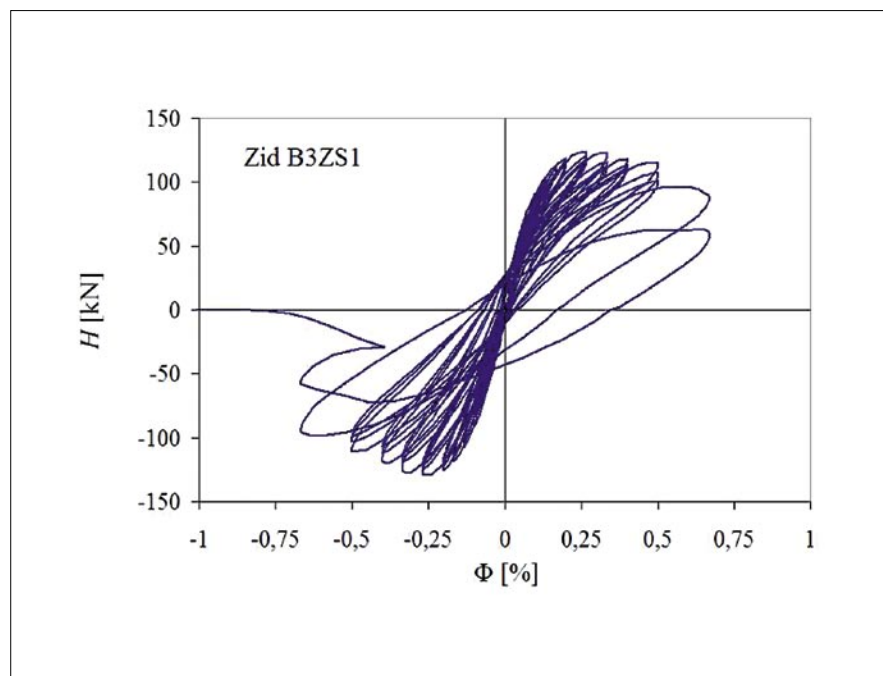
Preglednica 3 • Dimenzije zidov in rezultati preiskav s ciklično vodoravno obtežbo za zidove tipa B:  $h/l = 1,5$  (Tomažević, 2008b)

Zid	Število zidov	Dimenzije zidov $l/h/t$ (cm)	$V$ (kN)	$\sigma_o$ (MPa)	$\sigma_o/f$	$H_{max,exp}$ (kN)	$\tau_{max}$ (MPa)
A/1	3	250/175/30	690	0,92	0,15	303	0,40
A/2	3	250/175/30	465	0,62	0,10	221	0,29
A/3	3	250/175/30	255	0,34	0,06	130	0,17

Preglednica 4 • Dimenzije zidov in rezultati preiskav s ciklično vodoravno obtežbo za zidove tipa A:  $h/l = 0,7$  (Tomažević, 2009)



a)



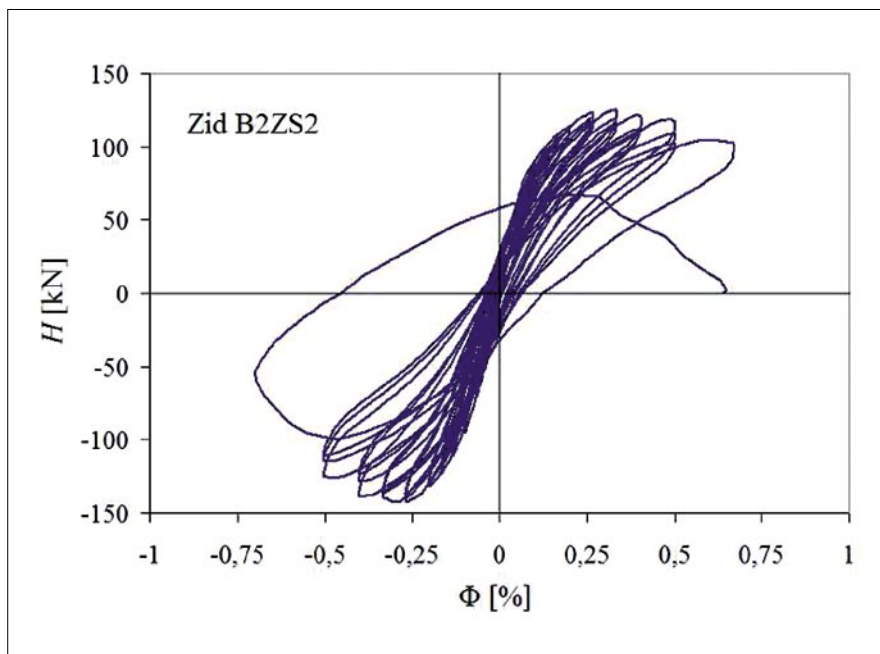
b)

Slika 6 • a) Tipične poškodbe; b) histerezne zanke, dobljene s preiskavo zidu tipa B3 pri tlačni obremenitvi 0,37  $f$





a)



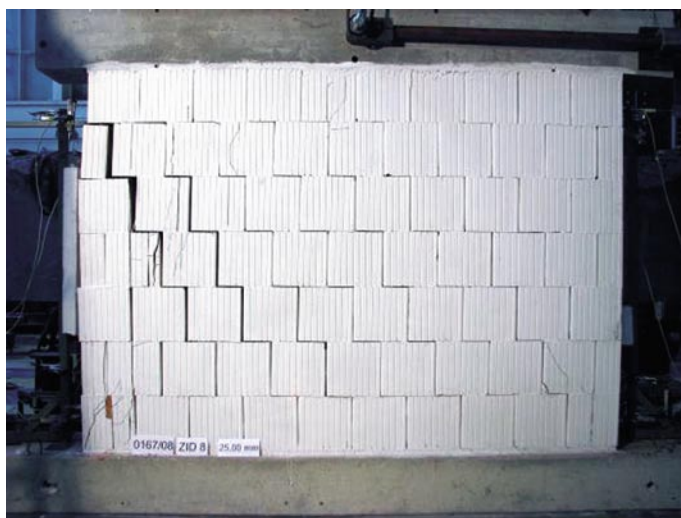
b)

Slika 7 • a) Tipične poškodbe; b) histerezne zanke, dobljene s preiskavo zidov tipa B2 pri tlačni obremenitvi  $0,2 f$

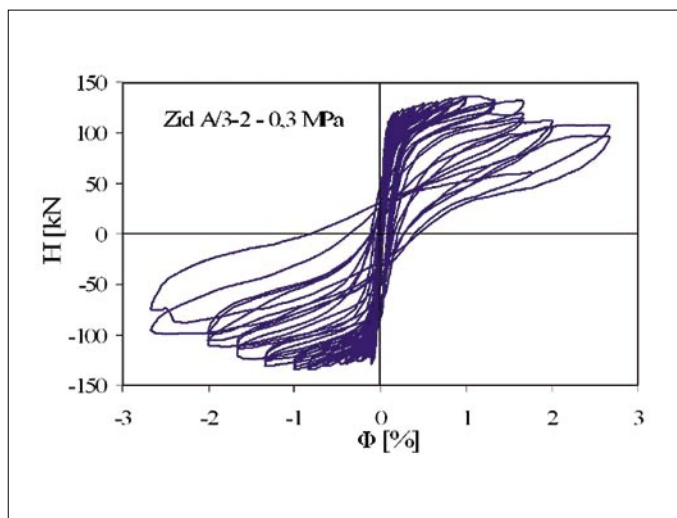
zidaki pa so nastale različne špranje (slika 8a). Zidaki so večinoma ostali celi do konca preiskave. Povečana tlačna obremenitev je vrtenje zidakov preprečila, zato so začeli zidaki pri povečanih vodoravnih obremenitvah pokati in se drobiti.

Kot so pokazale preiskave, je bila kapaciteta pomikov in sipanja energije večja pri zidovih, ki so bili izpostavljeni manjšim tlačnim obremenitvam. Tipično razporeditev razpok pri končnem mejnem stanju ter histerezne zanke odvisnosti med vodoravnimi silami in pomiki, ki so bile iz-

merjene med preiskavo, prikazujejo slike 6–9. Da bi lahko med seboj primerjali sposobnost deformiranja različnih tipov zidov, so pomiki predstavljeni v brezdimenzijski obliki z etažnim zasukom  $\Phi = d/h$  ( $v$  %), kjer je  $d$  = izmerjeni pomik na vrhu zidu in je  $h$  = višina zidu.

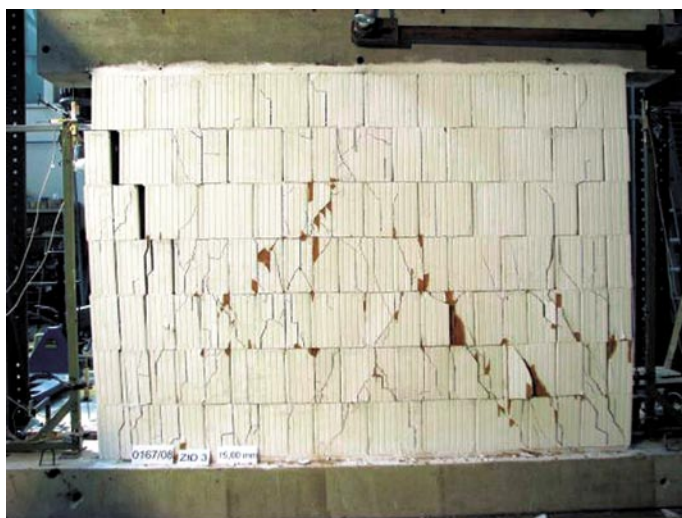


a)

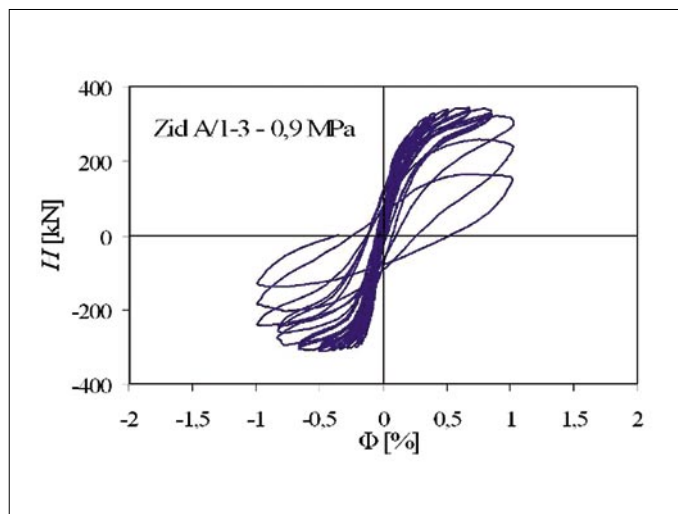


b)

Slika 8 • a) Tipične poškodbe; b) histerezne zanke, dobljene s preiskavo zidu tipa A/3 pri tlačni obremenitvi  $0,05 f$



a)



b)

Slika 8 • a) Tipične poškodbe; b) histerezne zanke, dobljene s preiskavo zidu tipa A/1 pri tlačni obremenitvi  $0,15 f$ 

### 3 • METODA PREISKAVE IN PORUŠNI MEHANIZMI

V dejanskih razmerah je zid, ki prevzema potresno obtežbo, sestavni del večnadstropne strižne stene in je vpet v vodoravne elemente konstrukcije stavbe, parapete, preklade in stropne, ki preprečujejo zasuk. Simulacija dejanskih vpetostnih razmer v laboratoriju bi precej povečala stroške preiskave. Zato se zidovi navadno preiskujejo v razmerah, ki se dejanskemu stanju v konstrukciji v večji ali manjši meri sicer približajo, vendar nikoli niso takšne kot v dejanski konstrukciji. Z ustreznimi meritvami lahko nastala neskladja pri vrednotenju rezultatov upoštevamo. Zidove preiskujemo pri nadzorovanem, navadno konstantnem nivoju navpične obtežbe, pa tudi pri robnih pogojih, ki jih poznamo. Večinoma kot simetrično vpete na obeh konceh, še enostavneje pa je, če zid preiščemo kot navpično konzolo. Preizkusne zidove sezidamo na armiranobetonskih temeljnih blokih, ki jih pritrdimo na preizkuševalno ploščad laboratorija, konstantna navpična in ciklična se spreminjajoča vodoravna obtežba pa delujeta na zaključno vodoravno armiranobetonsko vez na vrhu zidu.

Če v laboratoriju na tak način preiskujemo nearmirane zidove, nastanejo v natezno najbolj obremenjenih naležnih regah že kmalu po začetku preiskave vodoravne razpoke, saj je natezna trdnost zidovja pravokotno na naležne rege zelo majhna. Zid se na temelju začne vrteti. Da bi preprečili vrtenje, včasih zid

vpnemo v temelj z navpičnimi jeklenimi vezmi, ki prevzamejo nastale natezne sile: takšna metoda, pri kateri zid obremenjujemo samo z ene strani, je v ZDA celo standardizirana (ASTM, 1998). Te možnosti ne uporabljamo, če nearmirani zid preiskujemo s ciklično vodoravno obtežbo. Ker ni elementa, ki bi prevzel natege, v začetnih fazah preiskave

nearmiranega zidu nastanejo pojavi, ki so značilni za upogibni porušni mehanizem. V spodnjem prerezu zidu namreč nastanejo na natezni strani vodoravne razpoke, medtem ko se v tlačnem vogalu začnejo drobiti najbolj obremenjeni zidaki. To marsikoga vodi k napačnemu sklepanju, da se je zid med preiskavo porušil zaradi upogiba oziroma kar posebnega mehanizma, ki so ga po drobljenju tlačnega vogala tudi poimenovali (angl. toe-crushing mechanism). V primeru zelo vitkih zidov, kjer v zgornjem delu zidovja ni diago-

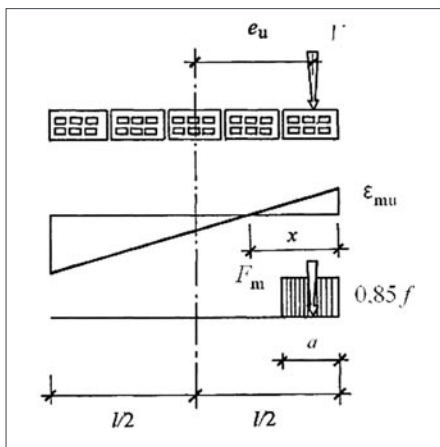


Slika 10 • Med preiskavo potresne odpornosti opečnega zidu v stavbi ni prišlo do nastanka razpok oziroma drobljenja zidakov na spodnjem oziroma zgornjem robu zidu (Sheppard, 1985)

nalno usmerjenih, strižnih razpok in kjer po drobljenju zidakov v tlačnem vogalu pride do upadanja nosilnosti, takšno stanje poškodb dejansko pomeni upogibno porušitev. V večini preiskav, vključno z opisanimi v tem prispevku, pa se odpornost zidu kljub začetnemu pokanju in drobljenju zidakov v tlačnih vogalih povečuje, vse dokler glavne natezne napetosti v srednjem območju zidu ne povzročijo nastanka izrazitih diagonalno usmerjenih razpok, razcepljanja zidu zaradi nategov v diagonalni smeri oziroma drobljenja zidakov vzdolž diagonalno usmerjenih razpok.

V elementu, ki je sestavni del strižne stene z dane stavbe, vpetost v konstrukcijo preprečuje vrtenje: v zidu nastanejo dodatne tlačne napetosti, ki preprečujejo nastanek vodoravnih natezних razpok in drobljenje zidakov v tlaku. Pojavov, kot jih opazimo med preiskavo zidov v laboratoriju, ni opaziti med preiskavo zidov v stavbi, kjer zid, ki ga preizkušamo, z navpičnima rezoma ločimo od ostalega zidovja (slika 10).

Da se nearmirani zid poruši večinoma strižno, na določen način upošteva tudi Evrokod 6, ki za elemente iz nearmiranega in povezanega zidovja sploh ne določa, kako izračunati upogibno nosilnost. Ne glede na to pa lahko ocenimo upogibno nosilnost prereza nearmiranega zidu z upoštevanjem dejstva, da je obnašanje zidovja pri tlaku podobno obnašanju betona. V računu upošteevamo podoben ekvivalentni napetostni blok (ekvivalentni diagram  $\sigma-\epsilon$ ) kot pri betonu (slika 11).



Slika 11 • Ravnotežje sil v prerezu pri upogibni porušitvi nearmiranega zidu (Benedetti, 1984)

Če upoštevamo ravnotežje navpičnih sil, ki delujejo v prerezu pri mejnem stanju porušitve, lahko izračunamo ekscentričnost,  $e_u$ , navpične sile  $V$ :

$$e_u = \frac{l}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_o}{0,85f} \right), \quad (1)$$

upogibno nosilnost nearmiranega prereza zidu,  $M_u$ , pa izračunamo z enačbo (Benedetti, 1984):

$$M_u = \frac{\sigma_o t l^2}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_o}{0,85f} \right). \quad (2)$$

V enačbah pomeni  $l$  dolžino zidu,  $t$  debelino zidu in  $\sigma_o$  povprečno tlačno napetost v vodoravnem zidu, ki jo povzroča navpična sila,  $V$ . Če poznamo upogibno nosilnost prereza, lahko upogibno odpornost zidu,  $R_{w,M}$ , definiramo kot vodoravno silo, ki deluje na zid pri upogibni porušitvi prereza. Sila je odvisna od robnih pogojev, kot sledi:

$$R_{w,M} = \frac{M_u}{\alpha h}, \quad (3)$$

kjer je  $\alpha$  koeficient, ki določa lego momentne infleksijske točke vzdolž višine zidu,  $h$ .  $\alpha = 0,5$ , če je zid polno vpet, in  $\alpha = 1,0$ , če je zid navpična konzola.

Za preiskane zidove smo upogibno odpornost po enačbi (3) ocenili v preglednici 5. Kot vidimo, bi se v danem primeru z upoštevanjem predpostavke, da se zares obnašajo kot navpične konzole in se v enačbi (3) upošteva koeficient  $\alpha = 1,0$ , morali vsi zidovi tipa B teoretično porušiti upogibno in ne strižno, kot so pokazale preiskave. Izračunane vrednosti upogibne odpornosti zidov tipa A, ki so v vseh primerih občutno presegle izmerjene vrednosti strižne odpornosti, so sprejemljive. Rezultati se nekoliko približajo ugotovitvam preiskav, če namesto tlačne trdnosti zidovja,  $f$ , v računu upoštevamo tlačno trdnost zidakov,  $f_b$ . Ker o veljavnosti predpostavk, na podlagi katerih sta bili izpeljani enačbi za račun upogibne nosilnosti prereza (enačbi 1 in 2), težko podvomimo, je očitno, da način preizkušanja ne zagotavlja, da bi bili zidovi preiskani kot navpične konzole. Če je bila porušitev zidov strižna, so morali biti zaradi dejanskih vpetostnih razmer upogibni momenti v spodnjem, najbolj obremenjenem prerezu zidov manjši od upogibne nosilnosti prereza. Ne le, da so se zidovi vrteli na temelju, tudi sama preizkuševalna naprava, ki smo jo uporabili za preiskavo zidov tipa B (jeklena prečka z

Zid	$H_{max,exp}$ (kN)	$\sigma_o$ (MPa)	$f$ (MPa)	$R_{w,M}^*$ (kN)	$f_b$ (MPa)	$R_{w,M}^{**}$ (kN)	$\alpha$
B1/1	141	1,93	4,78	95	20,7	161	0,67
B1/2	92	0,96	4,78	69	20,7	85	0,75
B2/1	134	1,72	4,82	90	13	131	0,67
B2/2	91	0,94	4,82	65	13	77	0,72
B2/3	118	1,36	4,82	82	13	107	0,69
B3/1	129	1,74	4,48	92	14,6	145	0,71
B3/2	84	0,88	4,48	66	14,6	80	0,79
B4/1	142	1,69	4,73	85	12,2	123	0,60
B4/2	94	0,95	4,73	63	12,2	75	0,67
B6/1	131	1,95	5,47	104	30,3	165	0,79
B6/2	92	1,02	5,47	73	13,3	85	0,79
A/1	303	0,92	5,98	372	16,9	425	1,26
A/2	221	0,62	5,98	269	16,9	293	1,25
A/3	130	0,34	5,98	157	16,9	164	1,24

\* Izračunano na podlagi tlačne trdnosti zidovja,  $f$ .  
\*\* Izračunano na podlagi tlačne trdnosti zidakov,  $f_b$ .

Preglednica 5 • Primerjava med maksimalno izmerjeno vodoravno silo in računsko upogibno odpornostjo preiskanih zidov; koeficient  $\alpha$  je bil izrednoten pri predpostavki, da izmerjena maksimalna vodoravna sila predstavlja upogibno odpornost preiskanih zidov



valjčnimi ležišči za raznos navpične sile s hidravličnim batom), je zaradi svoje togosti preprečevala prosto sukanje zgornjega roba zidu. Predpostavka, da so zidovi preiskani kot navpične konzole, očitno ne velja v celoti. Da bi ocenili možno napako, smo koeficient  $\alpha$  iz vrednotili s predpostavko, da maksimalna sila, izmerjena med preiskavo, ne predstavlja strižne, pač pa upogibno odpornost zidov. Izračunane vrednosti so navedene v preglednici 5. Kot lahko ugotovimo, ocenjena vrednost koeficienta  $\alpha$ , ki označuje lego momentne infleksijske točke, nakazuje, da je bila vpetost zidov tipa B nekje med simetrično vpetostjo ( $\alpha = 0,5$ ) in navpično konzolo ( $\alpha = 1,0$ ). Ker so se zidovi porušili strižno, ne pa upo-

gibno, kot je bilo predpostavljeno v oceni lege infleksijske točke, lahko sklepamo, da je bila lega momentne infleksijske točke še bližje sredini višine zidu, kot kažejo izračuni. Medtem ko ugotovitve glede vpetosti zidov med preiskavo ne vplivajo na vsebino razprave, povezane z računom strižne odpornosti zidov, jih je vsekakor treba upoštevati pri analizi in vrednotenju parametrov deformabilnosti zidov. To ni enostavno, saj na podlagi meritev, ki jih navadno izvajamo med preiskavo, težko ločimo, kolikšen delež vodoravnih pomikov odpade na vrtenje zidu kot togega telesa, kolikšen delež pa je odvisen od deformabilnostnih lastnosti zidovja in vpetostnih pogojev. Treba je omeniti, da smo

omenjene težave opazili, ko smo začeli preiskovati sodobno zidovje, sezidano iz sodobnih votlakov (večje dimenzije in trdnosti zidakov) z novimi tehnologijami (brušene površine zidakov, tanjše naležne rege in večje trdnosti malte). Med preiskavo zidov v preteklosti, ko smo na enak način preiskovali zidove, ki so bili zaradi kakovosti sestavnih materialov mehkejši, takšnih pojavov nismo opazili. To dokazujejo tudi takrat izmerjene histerezne zanke odvisnosti med vodoravnimi silami in pomiki opečnih in kamnitih zidov, ki so po obliki precej drugačne kot zanke, ki jih kažejo slike 6b–10b. Zaradi tega bo treba razmisliti, kako izboljšati zasnovo preiskav v prihodnje.

## 4 • MEHANIZMI STRIŽNE PORUŠITVE, METODE RAČUNA IN PRIMERJAVA Z EKSPERIMENTI

Kot smo že omenili, se strižna odpornost zidov v praksi računa na podlagi različnih predpostavk in modelov strižne porušitve. V tem prispevku bomo z eksperimentalno dobljenimi vrednostmi primerjali rezultate računa po treh tipičnih metodah: po metodi, ki jo predpisuje Evrokod 6 (CEN, 2005) in o ustreznosti katere smo nedavno že razpravljali (Tomažević, 2008a), metodi, predlagani v (Mann, 1982), in predlogu v (Turnšek, 1970), po katerem se je računala strižna odpornost zidov po jugoslovanskih predpisih za gradnjo na potresnih območjih iz leta 1981 (Pravilnik, 1981).

### 4.1 Določila Evrokoda 6

Po določitih Evrokoda 6 se projektna strižna odpornost zidu,  $R_{dw,EC6}$ , izračuna na podlagi predpostavke, da strižno odpornost zidu določa prestrižni mehanizem:

$$R_{dw,EC6} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} t l_c, \quad (4)$$

kjer je:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d, \quad (5)$$

$$l_c = 3 \left( \frac{l}{2} - e \right), \quad (6)$$

in pomeni:  $f_{vk}$  = karakteristična strižna trdnost zidovja,  $\gamma_M$  = delni faktor za zidovje,

$t$  = debelina zidu,  $l_c$  = dolžina tlačnega dela prereza zidu,  $\sigma_d$  = povprečna navpična projektna napetost v tlačnem delu zidu, ki se upošteva v računu projektna strižna odpornosti,  $f_{vko}$  = karakteristična začetna strižna trdnost zidovja pri ničelni tlačni obremenitvi,  $e = Hh/V$  ekscentričnost navpične obtežbe in  $h$  = višina zidu. Izraz (6) za izračun dolžine tlačnega

dela prereza  $l_c$  se upošteva v primeru, ko ekscentričnost osne sile,  $e$ , preseže 1/6 dolžine zidu.

Da bi lahko rezultate izračuna primerjali z eksperimentalno izmerjenimi vrednostmi, smo v računih namesto karakterističnih upoštevali srednje vrednosti, ki jih nismo zmanjšali z delnim faktorjem za zidovje (upoštevali smo  $\gamma_M = 1,0$ ), namesto projektnih vrednosti tlačnih napetosti v vodoravnem prerezu zidu,  $\sigma_d$ , pa smo upoštevali dejanske vrednosti,  $\sigma_o$ :

$$R_{w,EC6} = f_v t l_c = (f_{vo} + 0,4 \sigma_o) t l_c. \quad (4a)$$

Zid	$f_{vo}$ (MPa)	$\sigma_o$ (MPa)	$V$ (kN)	$H_{max,exp}$ (kN)	$l_c$ (mm)	$\sigma_o'$ (MPa)	$f_v$ (MPa)	$R_{w,EC6}$ (kN)
B1/1	0,23	1,93	551	141	877	2,20	1,11	278
B1/2	0,23	0,96	275	92	685	1,41	0,79	155
B2/1	0,26	1,72	490	134	822	2,12	1,11	256
B2/2	0,26	0,94	268	91	653	1,46	0,84	155
B2/3	0,26	1,36	388	118	743	1,86	1,00	209
B3/1	0,20	1,74	509	129	897	1,95	0,98	256
B3/2	0,20	0,88	259	84	725	1,23	0,69	146
B4/1	0,31	1,69	465	142	697	2,32	1,24	248
B4/2	0,31	0,95	262	94	568	1,60	0,95	155
B6/1	0,34	1,95	524	131	977	2,13	1,19	293
B6/2	0,34	1,02	274	92	763	1,42	0,91	175
A/1	0,18	0,92	690	303	2400	0,96	0,56	406
A/2	0,18	0,62	465	221	2289	0,68	0,45	310
A/3	0,18	0,34	255	130	2182	0,39	0,34	220

Preglednica 6 • Račun strižne odpornosti preiskanih zidov po Evrokodu 6

Lahko ugotovimo, da po Evrokodu 6 strižna odpornost zidu ni odvisna samo od mehanskih lastnosti zidovja in tlačne obremenitve, pač pa tudi od vodoravne obtežbe, ki deluje na obravnavani zid. Da bi lahko primerjali eksperimentalne in izračunane vrednosti, smo dolžino tlačnega dela prereza zidu določili z upoštevanjem dejanskih razmerij med navpično in vodoravno obtežbo med preiskavo. Če smo pri tem kot odločilen prerez za določitev dolžine tlačnega dela prereza upoštevali spodnji prerez, smo zaradi razlogov, ki smo jih omenili v prejšnjem poglavju, dobili neprimerno majhne oziroma celo negativne vrednosti. To bi pomenilo, da bi pri danih obtežbenih pogojih (razmerju  $H_{\max, \text{exp}}/V$ ) porušitev zidu nastala zaradi prevrnitve zidu kot togega telesa in ne zaradi dosežene strižne oziroma upogibne odpornosti. Zato smo v oceni tlačnega dela prereza zidu, ki po določilih Evrokoda 6 nudi strižno odpornost, kot kritičen upoštevali prerez na sredini višine zidu. Strižna odpornost je izračunana v preglednici 6, kjer je  $\sigma_o$  povprečna navpična napetost v tlačnem delu prereza zidu, ki nudi strižno odpornost.

#### 4.2 Mann in Müller

Mann in Müller (Mann, 1982) ločita dva možna načina strižne porušitve nearmiranih zidov. V obeh primerih predpostavljata, da v zidu nastanejo diagonalno usmerjene razpoke, vendar le-te v prvem primeru potekajo stopničasto po naležnih in navpičnih regah (prestrižna porušitev, angl. shear friction failure), v drugem primeru pa naravnost po zidakih (razpokanje zidakov, angl. cracking of masonry units). Preverimo obe možnosti in v računu potresne odpornosti konstrukcije upoštevamo manjšo vrednost.

V primeru porušitve strižnega trenja v naležnih regah se strižna odpornost izračuna z enačbo:

$$R_{w, \text{fr}} = \tau A_w = (k' + \mu' \sigma_o) A_w, \quad (7)$$

kjer je  $A_w = f$  = površina vodoravnega prereza zidu in  $\tau = k' + \mu' \sigma_o$  = strižna trdnost zidovja,  $k'$  = zmanjšana kohezija in  $\mu'$  = zmanjšani koeficient trenja. Po predlogu Manna in Müllerja se zmanjšana kohezija izračuna z enačbo:

$$k' = k \frac{1}{1 + \mu \frac{2\Delta x}{\Delta y}}, \quad (8a)$$

zmanjšani koeficient trenja pa z enačbo:

$$\mu' = \mu \frac{1}{1 + \mu \frac{2\Delta x}{\Delta y}}, \quad (8b)$$

kjer pomeni  $\Delta x = l_b$  in  $\Delta y = h_b$ , tj. dolžino oziroma višino zidak.

Za obravnavani primer so izračunane vrednosti zmanjšane kohezije in koeficienta trenja navedene v preglednici 7. V analizi smo upoštevali, da je kohezija po definiciji Manna in Müllerja enaka začetni strižni trdnosti zidovja  $k = f_{\text{vor}}$ , ki smo jo izmerili s preiskavami, medtem ko smo vrednost koeficienta trenja povzeli po njenem originalnem predlogu,  $\mu = 0,65$ . Strižna odpornost zidov je pri pred-

postavki, da je kritična prestrižna porušitev v naležnih regah, izračunana v preglednici 8. V primeru, ko strižna odpornost zidu določa porušitev zaradi razpokanja zidakov, se uporablja enačba:

$$R_{w, \text{cr}} = A_w \left( \frac{\beta_{\text{zst}}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{\beta_{\text{zst}}}} \right), \quad (9)$$

kjer je  $\beta_{\text{zst}}$  natezna trdnost zidakov. Natezno trdnost zidakov, uporabljenih za zidanje preizkusnih zidov tipa B, smo določili z enostavno diagonalno tlačno preiskavo (slika 12). Povprečne vrednosti natezne trdnosti, ki smo jih dobili s preiskavo po petih zidakov vsake vrste, so podane v preglednici 9.

Zid	Dolžina zidak $l_b$ (mm)	Višina zidak $h_b$ (mm)	Koeficient zmanjšanja	Zmanjšana kohezija $k'$ (MPa)	Zmanjšano trenje $\mu'$
B1	188	189	0,43	0,100	0,28
B2	238	234	0,44	0,114	0,29
B3	189	188	0,44	0,087	0,28
B4	331	189	0,57	0,178	0,37
B6	254	121	0,62	0,210	0,40
A	250	250	0,43	0,078	0,28

Preglednica 7 • Zmanjšane vrednosti kohezije in koeficient trenja, upoštevane v računu strižne odpornosti preiskanih zidov (Mann, 1982)

Zid	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$f_{\text{vo}}$ (MPa)	$\sigma_o$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$R_{w, \text{fr}}$ (kN)
B1/1	0,286	0,23	1,93	0,64	184
B1/2	0,286	0,23	0,96	0,37	106
B2/1	0,285	0,26	1,72	0,60	172
B2/2	0,285	0,26	0,94	0,38	109
B2/3	0,285	0,26	1,36	0,50	143
B3/1	0,293	0,20	1,74	0,58	170
B3/2	0,293	0,20	0,88	0,34	99
B4/1	0,276	0,31	1,69	0,81	223
B4/2	0,276	0,31	0,95	0,53	147
B6/1	0,269	0,34	1,95	0,99	267
B6/2	0,269	0,34	1,02	0,62	166
A/1	0,750	0,18	0,92	0,34	254
A/2	0,750	0,18	0,62	0,25	190
A/3	0,750	0,18	0,34	0,17	131

Preglednica 8 • Izračun strižne odpornosti zidov po predpostavki porušitve strižnega trenja v naležnih regah (Mann, 1982)

Zidak	$N$ (kN)	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	$\beta_{zst}$ (MPa)
B1	61,8	76862	0,57
B2	117,2	94035	0,88
B3	69,2	77786	0,63
B4	87,8	111112	0,56
B6	91,3	43450	1,49

Preglednica 9 • Natezna trdnost zidakov,  $\beta_{zst}$ , izvednotena na podlagi diagonalne tlačne preiskave zidakov

Za izvednotenje natezne trdnosti zidakov smo zaradi podobnosti razmerij med dolžino naganja profila, preko katerega se nanaša navpična sila, in dolžino stranice zidaka, uporabili enačbo, s katero se na podlagi diagonalne tlačne preiskave izračuna natezna trdnost zidovja (Drysdale, 1999):

$$\beta_{zst} = 0,707 \frac{V}{A}, \quad (10)$$

kjer je  $V$  porušna tlačna sila, ki deluje v smeri diagonale,  $A$  je površina prereza zidaka vzdolž diagonale.

Ker zidakov, s katerimi smo sezidali zidove tipa A, nismo preiskali z diagonalno tlačno silo, smo natezno trdnost zidakov,  $\beta_{zst}$ , ocenili na podlagi rezultatov preiskav zidakov, ki smo jih preiskali pri največji predobremenitvi, pri kateri je dejansko prišlo do razpokanja votlakov. Vrednosti strižne odpornosti zidov, izračunane z upoštevanjem predpostavke, da strižne razpoke potekajo po zidakih, so navedene v preglednici 10.

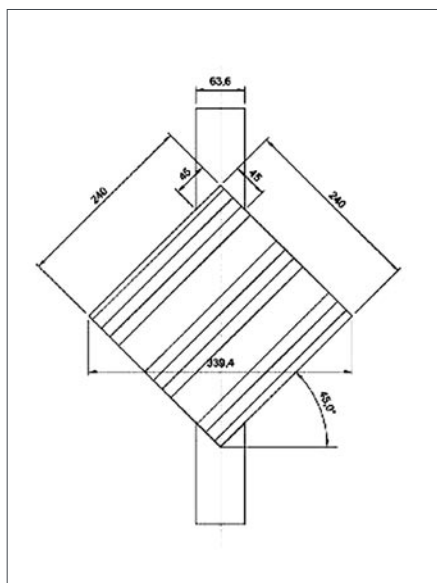
### 4.3 Turnšek in Čačovič

Po Turnšku in Čačoviču (Turnšek, 1971) se strižna odpornost nearmiranega zidu,  $R_{w,ft}$ , izračunana z enačbo:

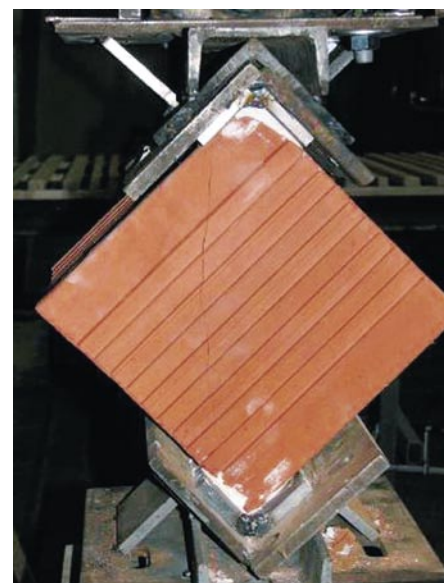
$$R_{w,ft} = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1}, \quad (11)$$

kjer je  $f_t$  natezna trdnost zidovja, ki se dogovorno definira kot glavna natezna napetost, ki nastane v zidu pri doseženi maksimalni odpornosti, pri čemer se predpostavi, da je zid elastičen, homogen in izotropen panel:

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau_{\max})^2} - \frac{\sigma_o}{2}. \quad (12)$$



a)



b)

Slika 12 • Diagonalna tlačna preiskava zidaka, uporabljena za vrednotenje natezne trdnosti – a) prerez zidaka B2 (mere v mm); b) diagonalna razpoka v zidaku tipa B2 pred porušitvijo

Wall	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_o$ (MPa)	$\beta_{zst}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$R_{w,cr}$ (kN)
B1/1	0,286	1,93	0,57	0,52	148
B1/2	0,286	0,96	0,57	0,41	116
B2/1	0,285	1,72	0,88	0,66	187
B2/2	0,285	0,94	0,88	0,55	157
B2/3	0,285	1,36	0,88	0,61	174
B3/1	0,293	1,74	0,63	0,53	155
B3/2	0,293	0,88	0,63	0,42	124
B4/1	0,276	1,69	0,56	0,49	134
B4/2	0,276	0,95	0,56	0,40	110
B6/1	0,269	1,95	1,49	0,98	265
B6/2	0,269	1,02	1,49	0,84	226
A/1	0,750	0,92*	0,58**	0,41	304
A/2	0,750	0,62	0,58	0,36	272
A/3	0,750	0,34	0,58	0,32	238

\* Nivo tlačne obremenitve, pri kateri je bila izvednotena  $\beta_{zst}$ .

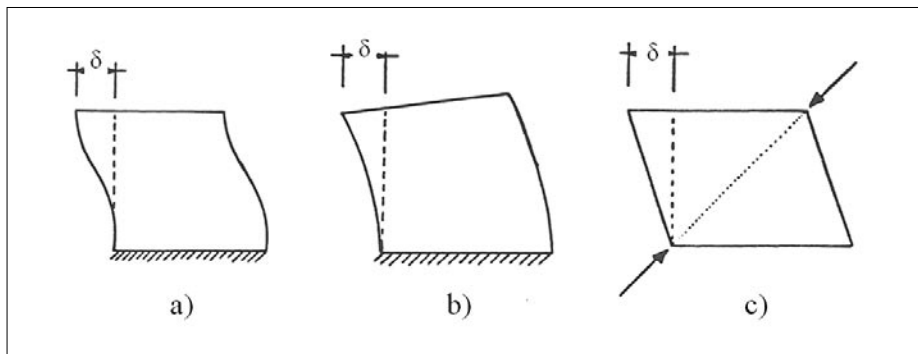
\*\*  $\beta_{zst}$  izvednotena na podlagi preiskave zidu.

Preglednica 10 • Izračun strižne odpornosti zidov pri predpostavki, da poševne razpoke potekajo po zidakih (Mann, 1982)

Preizkusna metoda, po kateri se določi natezna trdnost zidovja,  $f_t$ , kot sta jo definirala Turnšek in Čačovič, ni standardizirana. V

svojih priporočilih za projektiranje zidanih konstrukcij je CIB priporočil tri ekvivalentne metode za preizkušanje zidov, s katerimi se





Slika 13 • a) Ciklična preiskava obojestransko vpetega zidu; b) ciklična preiskava konzolnega zidu; c) preiskava z diagonalno tlačno silo (CIB, 1987)

lahko določijo vrednosti nekaterih parametrov, ki jih potrebujemo pri preverjanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij (projektiranje s pomočjo preiskav, angl. design by testing, (CIB, 1987)): ciklično preiskavo simetrično vpetih ali konzolnih zidov in diagonalno tlačno preiskavo (slika 13).

Analize, izdelane pred desetletji, so pokazale, da se na vse tri načine dobijo primerljive vrednosti natezne trdnosti zidovja (Bernardini, 1981). Navadno se preiskujejo preizkušanci z geometrijskim razmerjem  $h/l = 1,5$ .

V enačbah 11 in 12 nastopajoči koeficient  $b$  je faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu, ki je odvisen od geometrije zidu in razmerja med navpično,  $V$ , in maksimalno vodoravno silo,  $H_{max}$ , pri porušitvi. Avtorja enačbe 11 sta predlagala, naj se za zidove, kjer je razmerje  $h/l$  večje od 1,5, upošteva vrednost  $b = 1,5$ . Turnšek in Sheppard sta (Turnšek, 1980) pokazala, da je pri dolgih zidovih z razmerjem  $h/l = 1,0$ , vrednost koeficienta  $b$  odvisna od obremenitev v zidu:

$$b = 1,543 - 0,478 \left( \frac{\tau_o}{\sigma_o} \right), \quad (13)$$

kjer je  $\tau_o$  povprečna strižna napetost v prerezu zidu pri doseženi maksimalni odpornosti. V vsakdanji praksi navadno upoštevamo vrednost  $b = 1,1$  v vseh primerih, pri katerih je geometrijsko razmerje zidu večje od 1,0.

Žal natezne trdnosti zidovja po Turnšku in Čačoviču nismo ugotavljali s posebnimi preiskavami. Zato smo za izvednotenje natezne trdnosti posameznih vrst zidovja po enačbi 12 uporabili kar rezultate cikličnih preiskav zidov, ki smo jih preiskali pri najvišjem nivoju tlačne obremenitve, pri katerem so v zidovih nastale diagonalne razpoke, ki so potekale naravnost po zidakih. Privzeli smo povprečne vrednosti. Tako izvednotene vrednosti smo uporabili tudi za račun strižne odpornosti

zidov, ki smo jih preiskali pri nižjih nivojih obremenitve. Rezultati izračuna strižne odpornosti so prikazani v preglednici 11, kjer so zbrane tudi vrednosti vseh parametrov, ki smo jih uporabili v izračunu.

#### 4.4 Primerjava eksperimentalno dobljenih in izračunanih vrednosti

Rezultati izračunov so primerjani z eksperimentalno dobljenimi vrednostmi v preglednicah 12 in 13. Ponovno je treba omeniti, da je bil v primeru, kjer je bila za izračun strižne odpornosti uporabljena metodologija

Evrokoda 6 ( $R_{w,EC6}$ ), kot prerez, ki prenaša strižne obremenitve, upoštevan prerez na sredini višine zidov.

Na podlagi ugotovljenega obnašanja zidov in nastanka razpok ni bilo pričakovati, da bi z enačbami, ki so bile razvite na podlagi mehanizma strižnega trenja, dobili rezultate, ki bi se ujeli z eksperimentalno ugotovljenimi vrednostmi. Kljub temu pa velika medsebojna odstopanja, ki gredo na račun precejevanja strižne odpornosti zidov tudi za več kot dvakrat, niso sprejemljiva. Kot kaže preglednica 12, račun po Evrokodu 6 bistveno preceni vrednosti strižne odpornosti, čeprav je bila začetna strižna trdnost zidov določena s preiskavami in je bil za prevzem strižnih sil upoštevan le del vodoravnega prereza zidu. V primeru Manovega in Müllerjevega predloga, kjer se upošteva, da celotna vodoravna površina zidu prevzema strižne obremenitve, in kjer smo eksperimentalno ugotovljene vrednosti kohezije (ta je enaka začetni strižni trdnosti pri ničelni tlačni obremenitvi po določenih Evrokoda 6) in koeficienta trenja zmanjšali po predlogu avtorjev, račun daje boljše rezultate, vsekakor sprejemljive v primeru dolgih zidov tipa A.

Zid	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_o$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$b$	$R_{w,ft}$ (kN)
B1/1	0,286	1,93*	0,24	1,5	137
B1/2	0,286	0,96	0,24	1,5	102
B2/1	0,285	1,72*	0,25	1,5	133
B2/2	0,285	0,94	0,25	1,5	104
B2/3	0,285	1,36	0,25	1,5	121
B3/1	0,293	1,74*	0,23	1,5	131
B3/2	0,293	0,88	0,23	1,5	99
B4/1	0,276	1,69*	0,29	1,5	139
B4/2	0,276	0,95	0,29	1,5	110
B6/1	0,269	1,95*	0,24	1,5	130
B6/2	0,269	1,02	0,24	1,5	99
A/1	0,750	0,92*	0,18	1,1	303
A/2	0,750	0,62	0,18	1,1	259
A/3	0,750	0,34	0,18	1,1	209

\* Nivo predobremenitve, pri katerem je bila izvednotena natezna trdnost zidovja  $f_t$ .

Preglednica 11 • Izračun strižne odpornosti zidov z upoštevanjem predpostavke strižne porušitve zaradi nategov v diagonalni smeri

Zid	$H_{\max, \exp}$ (kN)	$\sigma_o/f$	$R_{w, EC6}$ (kN)	$R_{w, EC6}$	$R_{w, fr}$ (kN)	$R_{w, fr}$
				$H_{\max, \exp}$		$H_{\max, \exp}$
B1/1	141	0,40	302	2,14	184	1,30
B1/2	92	0,20	155	1,68	106	1,15
B2/1	134	0,35	256	1,91	172	1,29
B2/2	91	0,20	155	1,70	109	1,20
B2/3	118	0,28	209	1,78	143	1,21
B3/1	129	0,37	256	1,98	170	1,32
B3/2	84	0,20	146	1,73	99	1,18
B4/1	142	0,34	248	1,75	223	1,57
B4/2	94	0,21	155	1,65	147	1,56
B6/1	131	0,36	293	2,24	267	2,04
B6/2	92	0,18	175	1,90	166	1,81
A/1	303	0,15	406	1,34	254	0,84
A/2	221	0,10	310	1,40	190	0,86
A/3	130	0,06	220	1,69	131	1,01

Preglednica 12 • Primerjava med eksperimentalno dobljenimi in izračunanimi vrednostmi strižne odpornosti zidov: prestrižna porušitev (strižna porušitev trenja)

Zid	$H_{\max, \exp}$ (kN)	$\sigma_o/f$	$R_{w, cr}$ (kN)	$R_{w, cr}$	$R_{w, ft}$ (kN)	$R_{w, ft}$
B1/2	92	0,20	116	1,26	102	1,11
B2/1	134	0,35	187	1,40	133	0,99
B2/2	91	0,20	157	1,72	104	1,14
B2/3	118	0,28	174	1,47	121	1,02
B3/1	129	0,37	155	1,21	131	1,02
B3/2	84	0,20	124	1,48	99	1,18
B4/1	142	0,34	134	0,95	139	0,98
B4/2	94	0,21	110	1,17	110	1,17
B6/1	131	0,36	265	2,02	130	0,99
B6/2	92	0,18	226	2,46	99	1,07
A/1	303	0,15	304	1,00	303	1,00
A/2	221	0,10	272	1,23	259	1,17
A/3	130	0,06	238	1,83	209	1,60

Preglednica 13 • Primerjava med eksperimentalno dobljenimi in izračunanimi vrednostmi strižne odpornosti zidov: porušitev zaradi natega v diagonalni smeri

Kot lahko vidimo v preglednici 13, daje v nekaj primerih dobre rezultate tudi mehanizem razpokanja zidakov, ki sta ga predlagala Mann in Müller. Večja odstopanja v drugih primerih so presenetljiva, saj je bila natezna trdnost zidakov določena z diagonalno tlačno preiskavo. Ujemanje ni dobro niti v primerih, ko so v zidovih nastale diagonalne razpoke, ki so dejansko potekale po zidakih in je bilo pričakovati, da bo ujemanje boljše.

Kot kaže, daje ideja, da je strižna odpornost zidu odvisna od natezne trdnosti zidovja oziroma od glavnih natezних napetosti, ki v zidu nastanejo pri dani kombinaciji navpične in vodoravne obtežbe, ki sta jo pred skoraj štiridesetimi leti predložila Turnšek in Čačovič, najboljše rezultate. Rezultati, izračunani na ta način, so se najboljše ujeli z eksperimentalno dobljenimi vrednostmi, razen v primeru dolgega zidu, ki je bil preiskan pri najnižjem nivoju tlačne obremenitve. Treba je priznati, da je k dobremu ujemanju nekoliko pripomoglo tudi dejstvo, da vrednosti natezne trdnosti zidovja niso bile dobljene neodvisno, pač pa so bile izvedene na podlagi rezultatov preiskav zidov, ki so bili uporabljeni za primerjavo. Na drugi strani pa velja, da se natezna trdnost zidovja tudi v praksi določa na enak način, v opisani analizi pa so bile za vse zidove, tudi tiste, preiskane pri nižjih obremenitvah, upoštevane povprečne vrednosti, dobljene pri preiskavi zidov pri najvišji tlačni obremenitvi. Tudi pri drugih metodah so bili vhodni parametri določeni s preiskavami na način, ki ga priporočajo uporabljene metode.

## 5 • SKLEPI

Vrednosti strižne odpornosti nearmiranih zidov, izračunane po nekaterih v praksi najpogosteje uporabljenih metodah, smo primerjali z rezultati preiskav zidov s ciklično vodoravno obtežbo, preiskanih pri različnih nivojih konstantne navpične obremenitve. Primerjali smo izračun po določilih Evrokoda 6 po metodi, ki sta jo predlagala Mann in Müller, in po metodi, ki sta jo predlagala Turnšek in Čačovič.

Pokazalo se je, da metode, ki jih uporabljamo za račun strižne odpornosti, niso splošno veljavne. Vrednosti, izračunane po metodi, ki sta jo predlagala Turnšek in Čačovič in ki sloni na predpostavki, da strižno porušitev zidu povzročijo glavne natezne napetosti, ki pri dani kombinaciji navpične in vodoravne obtežbe prekoračijo natezno trdnost zidovja (porušitev zaradi natega v diagonalni smeri), so se zelo dobro ujemale z eksperimentalnimi vrednostmi v vseh primerih, ko je nivo tlačnih obremenitev presegel 10 % tlačne trdnosti zidovja. Odstopanja so bila nekoliko večja le v primeru dolgih zidov in zelo nizkih tlačnih obremenitev.

Če je bil upoštevan model razpokanja zidakov, ki sta ga predlagala Mann in Müller in ki je v

bistvu podoben modelu Turnška in Čačoviča, ujemanje z eksperimentalnimi vrednostmi ni bilo konsistentno, čeprav je bila natezna trdnost vovlakov določena s preiskavo.

Račun z upoštevanjem modelov strižnega trenja daje precenjene vrednosti. Če je bila strižna odpornost zidov izračunana po določilih Evrokoda 6, ki kot podlago za račun upošteva prestrižni mehanizem, so bile dobljene precej večje vrednosti kot z modelom porušitve strižnega trenja po naležnih regah po Mannu in Müllerju (razpoke potekajo stopničasto po naležnih in navpičnih regah). V primeru izračuna po Evrokodu 6 so bile eksperimentalne vrednosti tudi za več kot dvakrat presežene, medtem ko model, ki ga predlagata Mann in Müller, ne daje tolikšnih odstopanj. Še celo več, čeprav se zidovi med preiskavo niso porušili zaradi prestriga, so bile s to metodo pri dolgih zidovih z geometrijskim razmerjem  $h/l = 0,7$ , obremenjenih z nizko tlačno obremenitvijo, izračunane vrednosti primerljive z eksperimentalnimi. Analiza ponovno potrjuje potrebo, da se določila Evrokoda 6 za izračun strižne odpornosti nearmiranih zidov

spremeni in da se, dokler spremembe ne bodo uveljavljene, primernejši način izračuna vpelje z nacionalnih dodatkom. Postopek za spremembo na evropskem nivoju je bil že sprožen.

Primerjava izračunanih in eksperimentalnih vrednosti je pokazala, da uporabljena preizkuševalna naprava ne zagotavlja predpostavke konzolne vpetosti zidov geometrijskega razmerja  $h/l = 1,5$ . Deloma ne preprečuje vrtenja zidov kot togega telesa, deloma pa s togostjo zgornjega dela preprečuje proste zasuke zgornjega roba zidu. Preiskani zidovi so se obnašali kot deloma vpeti na spodnjem in zgornjem robu. Vpetostni pogoji niso vplivali na parametre, ki določajo strižno obnašanje zidov, vendar jih je treba bolje poznati pri vrednotenju deformabilnostnih karakteristik zidovja. Analiza je pokazala, da bo treba v prihodnje izboljšati delovanje preizkuševalne naprave.

Lahko torej ugotovimo, da so po desetletjih raziskav in preizkušanja še vedno potrebne izboljšave in spremembe tako metod za račun strižne odpornosti kot tudi metod preizkušanja. Tehnološki razvoj in optimizacijo zidanja morajo spremljati tudi dodatne eksperimentalne in teoretične raziskave za oceno potresne odpornosti zidanih konstrukcij.

## 6 • ZAHVALA

Eksperimentalne raziskave, ki smo jih uporabili za razpravo v prispevku, so bile del končanega raziskovalnega programa P2-

0274 za obdobje 2004–2008, ki ga je financirala Javna agencija za raziskovalno dejavnost RS (ARRS), sofinanciralo pa jih

je Združenje opekarjev Slovenije, še posebej Goriška opekarna in Wienerberger – Opekarna Ormož. Študija, ki jo predstavljamo, je del tekočega raziskovalnega programa P2-0273 za obdobje 2009–2013, ki ga financira ARRS. Njeno izdelavo je sofinancirala tudi Agencija RS za okolje (ARSO).

## 7 • LITERATURA

ASTM, American Society for Testing and Materials, Test Method for Conducting Strength Tests on Panels for Building Construction, ASTM E72, 1998.

Benedetti, D., Tomažević, M., Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura, *Ingegneria sismica*, Vol. 0, 1: 9–16, 1984.

Bernardini, A., Modena, C., Turnšek, V., Vescovi, U., A comparison of three laboratory test methods used to determine the shear resistance of masonry walls, *Proceedings of the 7th world conference on earthquake engineering*, International Association for Earthquake Engineering, Istanbul, Vol. 7: 181–184, 1980.

Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S., In-plane strength of unreinforced masonry piers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, objavljeno na <http://www3.interscience.wiley.com/journal/121502319/abstract>, 2008.

CIB, International Council for Building, International Recommendations for Design and Erection of Unreinforced and Reinforced Masonry Structures, Publication 94, Rotterdam, 1987.

Drysdale, R. G., Hamid, A. A., Baker, L. R., *Masonry structures, Behavior and design*, The Masonry Society, Boulder, Colorado, 1999.

Lourenço, P. B., *Computational strategies for masonry structures*, Delft University Press, Delft, 1996.



- Magenes, G., Calvi, M., In-plane seismic response of brick masonry walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26: 1091–1112, 1997.
- Mann, W., Müller, H., Failure of shear-stressed masonry – an enlarged theory, tests and application to shear walls, *Proceedings of the British Ceramic Society*, No.30, Shelton House, Stoke-on-Trent, 223–235, 1982.
- Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na potresnih območjih, *Ur. list SFR Jugoslavije*, št. 31, Beograd, 1981.
- Sheppard, P., Tomažević, M., Možnosti revitalizacije stanovanjskih zidanih zgradb z aspekta potresne varnosti, *Poročilo ZRMK*, Ljubljana, 1985.
- SIST EN 1996-1-1:2006. Evrokod 6 - Projektiranje zidanih konstrukcij – del 1-1: Splošno - pravila za armirano in nearmirano zidovje. SIST, 2006.
- Tomažević, M., *Earthquake resistant design of masonry buildings*, Imperial College Press, London, 1999.
- Tomažević, M., Strižna odpornost zidov in Evrokod 6: natezna ali strižna trdnost zidovja, *Gradbeni vestnik*, 57 (5), 113–128, 2008a.
- Tomažević, M., Weiss, P., Vpliv robustnosti opečnih votlakov na obnašanje zidov pri potresni obtežbi, *Poročilo ZAG 0964/04-650-1*, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 2008b.
- Tomažević, M., Gams, M., Poročilo o cikličnih strižnih preiskavah zidov, sezidanih iz opečnih votlakov Porotherm z brušeno naležno površino in s suhim navpičnim spojem, *Poročilo ZAG 0167/08-650-2*, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 2009.
- Turnšek, V., Čačovič, F., Some experimental results on the strength of brick masonry walls, *Proceedings of the 2nd international brick-masonry conference*, British Ceramic Society, Stoke-on-Trent, 149–156, 1970.
- Turnšek, V., Sheppard, P., The shear and flexural resistance of masonry walls, *Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering*, Skopje, 517–568, 1980.