

Nemanja Krtinić, univ. dipl. inž. grad.
nemanja.krtinic@fgg.uni-lj.si



izr. prof. Matija Gams, univ. dipl. inž. grad.
matija.gams@fgg.uni-lj.si
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana



doc. dr. Marko Marinković, univ. dipl. inž. grad.
mmarinkovic@grf.bg.ac.rs
Univerza v Beogradu, Fakulteta za gradbeništvo, Bulevar kralja
Aleksandra 73, 11000 Beograd



Znanstveni članek
UDK/UDC: 519.6:624.042.7

MODELIRANJE POVEZANEGA ZIDOVJA Z NUMERIČNIM 3D-MODELOM

NUMERICAL MODELLING OF CONFINED MASONRY BY A 3D MICRO MODEL

Povzetek

Z naprednim numeričnim modelom smo raziskovali potresni odziv sodobnega povezanega zidovja iz votlakov z velikimi luknjami za toplotno izolacijo, ki je zlepljeno s poliuretanskim lepilom namesto z malto. Razvoj numeričnega modela je temeljil na eksperimentalnih rezultatih dveh testov zidov pri ciklični strižni obtežbi s konstantno tlačno obremenitvijo, za modeliranje pa smo uporabili program Abaqus. Razviti 3D-model je dobro napovedal globalni odziv v obliki potisne krivulje sila-pomik ter razvoj in vrsto poškodb v zidovju in v zidnih vezeh. Ker so bile navpične zidne vezi tanjše od zidovja, so se na stiku zidovja in vezi pojavile posebne poškodbe. Tudi te poškodbe je model uspešno reproduciral.

Ključne besede: povezano zidovje, numerično modeliranje, potresna odpornost, opečni votlak, PU-lepilo

Summary

This article presents an investigation into seismic resistance of modern confined masonry built from hollow clay blocks with large holes for thermal insulation, which is glued by polyurethane glue instead of mortar. Based on the results of two experimental tests from cyclic shear tests a detailed micro numerical model based on the finite element method was developed in the Abaqus software. The developed model was able to accurately predict the global response of the walls in terms of a force-displacement pushover curve as well as the damage evolution and pattern in the masonry and in the tie-columns. Because the tie-columns were thinner than the masonry, special type of damage occurred at the contact between these two elements. This effect was also successfully reproduced by the model.

Key words: confined masonry, numerical modeling, seismic resistance, hollow clay block, PU glue

1 UVOD

Evropska zidarska industrija si prizadeva izboljšati toplotne karakteristike svojih proizvodov za zmanjšanje porabe energije za ogrevanje in hlajenje ter za izboljšanje bivalnega udobja. Ena izmed tehnologij, ki so jih razvili za ta namen, je uporaba poliuretanskega (PU) lepila, ki se v gradnji uporablja namesto malte. Ker je debelina takega stika praktično nič, se na ta način izognemo toplotnim izgubam skozi stike, tehnologija pa ima še druge prednosti, kot sta hitrejša gradnja in gradnja pri nižjih temperaturah. PU-lepilo se običajno uporablja le v naležnih regah, čelnih reg pa ne zapolni. Poleg uporabe novega veziva se izboljšujejo tudi karakteristike zidakov. Novi zidaki imajo pogosto večje luknje, v katerih je lahko toplotna izolacija, stene zidakov pa so debelejšje, kot smo vajeni do sedaj [Gams, 2023]. Spremembe v materialih in tehnologiji gradnje kličejo po preverjanju obnašanja pri potresni obtežbi in v tem članku predstavljamo poskus modeliranja odziva takega zidovja z detajlnimi numeričnimi modeli, s katerimi bi lahko nadomestili drage eksperimente.

Kljub uporabi PU-lepila je natezna trdnost zidovja zanemarljiva [Gams, 2013] in strižna trdnost razmeroma nizka. Tlačna trdnost pa je, kot je običajno za zidane stavbe, dobra [Gams, 2023] in v splošnem neproblematična [Tomaževič, 1999]. Poleg tega je obravnavano zidovje in sodobno zidovje na sploh krhek material, ki ga moramo na potresnih območjih utrditi z navpičnimi vezmi oz. graditi v sistemu povezanega zidovja. S tem se zidovju bistveno poveča kapaciteta pomikov in disipacije energije, poveča pa se tudi nosilnost. Dodaten učinek vezi je, da učinkovito povežejo zidove in stropne in tako zagotovijo t. i. škatlasi odziv, v katerem pri prevzemu potresnih sil sodelujejo vsi zidovi [Tomaževič, 1997] in je ključen za dobro potresno obnašanje zidanih stavb.

Povezano zidovje se uporablja v Južni Ameriki, jugovzhodni Evropi, na Bližnjem vzhodu, v severni Afriki in vzhodni Aziji [Brzev, 2018], a med gradbenimi praksami na teh območjih obstajajo pomembne razlike. V regijah, kjer se gradijo stavbe brez toplotne izolacije, so zidovi pogosto zelo tanki. Tipično povezano zidovje npr. v Mehiki je pogosto debelo le 12,5 cm [Perez Gavilan, 2013]. V takem zidovju so navpične zidne vezi istih dimenzij, kot je debelina zidovja. Po Evrokodu 6 [SIST, 2006] je minimalna debelina nosilnega zidovja 24 cm, v Sloveniji pa nam nacionalni dodatek [SIST, 2009] dovoljuje gradnjo 19 cm debelega zidovja. Navpične zidne vezi pa vsaj po Evrokodih ne rabijo biti tako velike, saj je minimalna dimenzija navpičnih vezi po Evrokodu 8 [SIST, 2005] 15 cm. Z vidika nosilnosti in izvedbe je seveda najbolje, da so zidne vezi tako debele kot zid, a v primeru 38 cm debelih zidov, ki jih obravnavamo v tem prispevku, je uporaba takih dimenzij vprašljiva z vidika porabe materiala in tudi vpliva na odziv zidovja. Tako močne vezi bi verjetno imele pomemben vpliv na odziv zidovja, ki bi ga bilo treba še preučiti. Ne glede na to pa tako velike dimenzije vezi ne bi bile neobičajne, saj so vezi do dimenzij 37 x 37 cm na Kitajskem obravnavane kot standardne [Cai, 2018].

Praksa v Sloveniji je, da so navpične vezi v primeru tako debelih zidov (38 cm) tanjše, in to se je v različnih preiskavah pokazalo kot ustrezno. Preiskava povezanega zidovja iz porobetona na potresni mizi s tanjšimi vezmi od debeline zidov ni pokazala nobenih problemov [Tomaževič, 2012], prav tako to ni bilo problematično pri preiskavi modela dvonadstropne stavbe v naravnem merilu iz zidakov z nizko tlačno trdnostjo [Triller, 2018].

Eksperimentalne preiskave na zidovih, ki imajo navpične vezi dimenzij 25 x 25 cm in so torej 13 cm tanjše od debeline zidu, pa so pokazale določene težave, kot je podrobno opisano kasneje. Del zidu, ki ni bil podprt z navpično vezjo, se je namreč odlučil od preostalega dela zidu ([Gams, 2023], [Gams, 2024]). Ta pojav je bil nepričakovan in ga zato poskušamo simulirati z numeričnimi modeli.

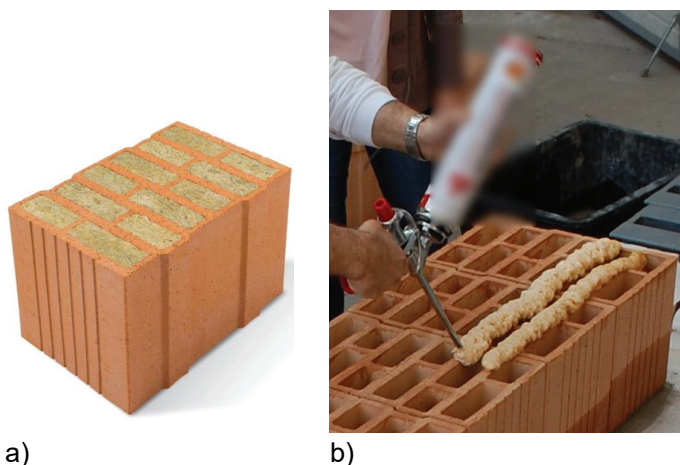
Eden izmed razlogov za omenjeni pojav je verjetno geometrija zidakov. Kot omenjeno, imajo zidaki večje luknje zaradi toplotne izolacije in posledično tudi večji delež votlin glede na volumen zidaka. Posamezna luknja v obravnavanem zidaku ima tako 6 % celotnega volumna zidaka, skupna količina votlin pa je 59 % celotnega volumna. Zgornja meja po standardu EC6 [SIST, 2006] za zidake skupine 2 je 2 % za posamezno luknjo in 55 % za skupno votlavost. Razvijalci so se zavestno odločili za tako geometrijo in oslabitev zidakov kompenzirali z debelejšimi zunanji in notranji stenami zidakov, ki so debele kar 12 mm. Standard EC6 [SIST, 2006] zahteva 8 mm debeline za zunanje stene in 5 mm za notranje.

Ker je zidovje zaradi svoje krhkosti zelo zahteven material za modeliranje, so numerični modeli razmeroma zahtevni. Posledično smo za simulacijo obnašanja manjšega eksperimentalnega modela povezanega zidu uporabili numerično orodje v programskem okolju Abaqus [Dessault systems, 2023], ki nam omogoča upoštevanje podrobnih detajlov in parametrov dejanskega modela. Namen pričujoče študije je pokazati, da je možno narediti numerični model, ki dobro opiše eksperimentalno izmerjeni odziv in je sposoben zaznati težave na stiku med zidno vezjo in zidovjem.

2 MATERIALI, PREIZKUŠANCI IN ODZIV NA POTRESNO OBTEŽBO

2.1 Materiali

Uporabljeni opečni votlaki so komercialni proizvod in imajo dimenzije dolžina x višina x debelina = 250 x 249 x 380 mm (slika 1(a)). Namenjeni so za gradnjo 38 cm debelih zidov z dobrimi izolacijskimi lastnostmi. Ker so zidaki namenjeni za gradnjo s poliuretanskim lepilom (slika 1(b)) ali pa tanko-



Slika 1. a) Zidak b) Nanašanje PU-lepila med gradnjo.

slojne malte, imajo zidaki brušene naležne površine. Zidaki in zidovje iz takih zidakov so bili temeljito preizkušeni v delu [Gams, 2023], kjer so natančno opisani in predstavljeni rezultati teh preiskav. Povzetek rezultatov je zbran v preglednici 1.

standard. Po Evrokodu 6 naj bi bila začetna strižna trdnost 0,30 MPa, izmerjena pa je bila 0,13 MPa. Izmerjeni koeficient trenja pa je bil večji kot v standardu, saj standard navaja vrednost 0,4, izmerili pa smo 0,57.

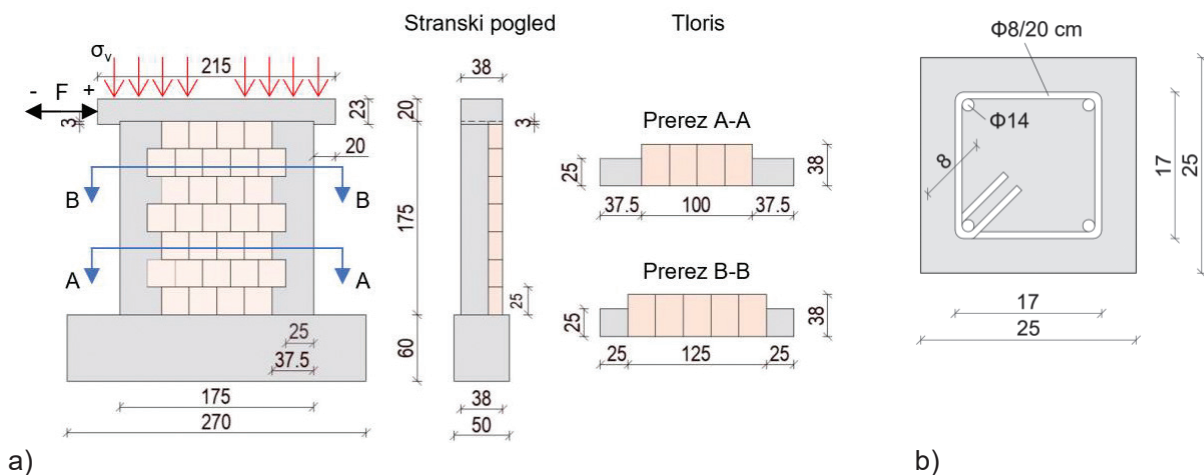
Material	Lastnost	Oznaka	Vrednost	Št. vzorcev (razpršenost)
Opečni votlaki	Srednja tlačna trdnost		10,5 MPa	17 (CoV=9%)
	Normalizirana srednja tlačna trdnost	f_b	13,1 MPa	
Podložna malta	Upogibna trdnost	$f_{x,1}$	5,6 MPa	15 (CoV=18,2%)
	Tlačna trdnost	f_m	11,4 MPa	30 (CoV=13%)
Zidovje (zlepljeno s PU lepilom)	Tlačna trdnost normalno na naležne rege	$f_{c,m}$	3,79 MPa	3 (CoV=7%)
	Modul elastičnosti normalno na naležne rege	E_m	2,2 GPa	3 (CoV=5%)
	Strižni modul ($0,4 \cdot E_m$)	G_m	0,88 GPa	
	Začetna strižna trdnost (srednja vrednost)	f_{v0}	0,13 MPa	6 (CoV=23%)
	Koeficient trenja	$\tan \alpha$	0,57	6 ($R^2 = 0,76$)
	Največja povprečna strižna napetost v zidu*	$f_{v,max}$	0,29 MPa	
Beton	Natezna trdnost zidovja**	f_t	0,16 MPa	
Beton	Tlačna trdnost kock pri 28 dneh	$f_{c,c,28}$	32,5 MPa	6 (CoV=1,3 %)
	Elastični modul	E_s	200 GPa	
Jeklo	Napetost na meji elastičnosti (srednja vrednost)	f_y	551 MPa	4 (CoV=2 %)
	Natezna trdnost (srednja vrednost)	f_u	658 MPa	4 (CoV=1 %)

Preglednica 1. Materialne karakteristike materialov. CoV = koeficient variacije, $f_{v,max}$ je iz vrednoten iz tlačno-strižnih testov neutrijejenih zidov, $f_{v,max}$ je iz vrednoten iz tlačno-strižnih testov neutrijejenih zidov z enačbo Turnška in Čačoviča [Turnšek, 1971].

Testi materialnih karakteristik so dali vrednosti, ki so pričakovane za tako zidovje. Tlačna trdnost zidovja $f_{c,m}$ je podobna, kot bi jo dobili po enačbi iz Evrokoda 6 [SIST, 2006] za zidovje iz opečnih votlakov in tankoslojno malto, začetna strižna odpornost stikov je nekoliko manjša od vrednosti, ki jih navaja

2.2 Zidovi

Zidova, ki sta bila preizkušena v laboratoriju [Gams, 2023], sta bila dolga 175 cm, 195 cm visoka in debela 38 cm. Imela sta oznaki W7 in W8. Načrt zidov z označenimi merami je prikazan



Slika 2. a) Geometrija zidov in b) zidnih vezi. Vse dimenzije so v cm.

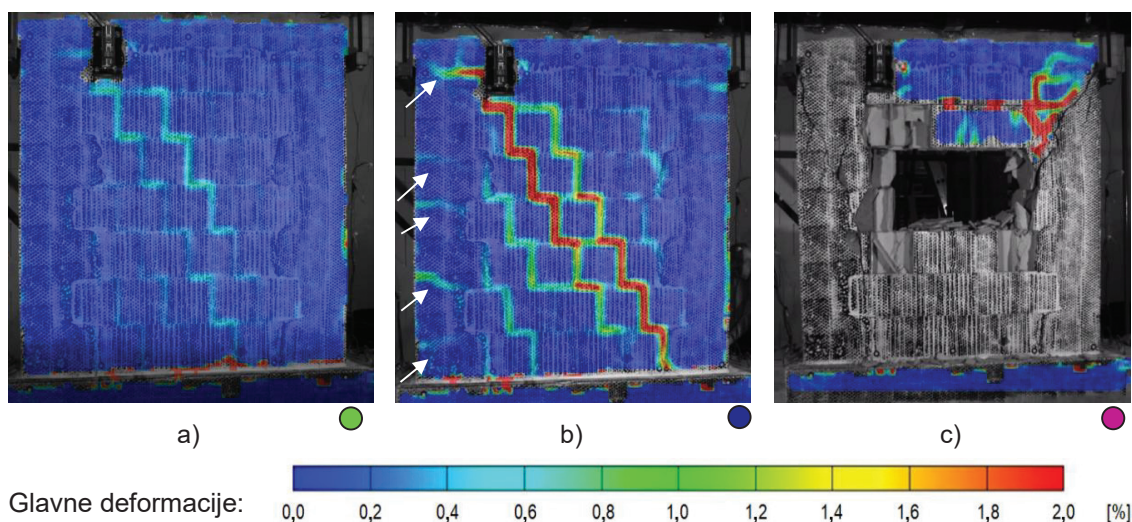
na sliki 2. Preizkušena sta bila dva identična zidova, ki sta imela navpične vezi oz. sta bila zgrajena v tehnologiji povezanega zidovja. Dimenzije navpičnih vezi so bile 25 x 25 cm, delež armiranja v vzdolžni smeri pa 1 %, kar je spodnja meja po Evrokodu 8 [SIST, 2005]. Čeprav so bile dimenzije vezi razmeroma velike, so bile vezi še vedno tanjše od zidovja. Na eni strani so bile vezi poravnane z ravnino zidu, na drugi strani pa so bile za 13 cm ožje. V praksi se v ta prazni prostor namesti toplotna izolacija za preprečitev toplotnega mostu skozi beton vezi.

2.3 Preiskave potresnega obnašanja

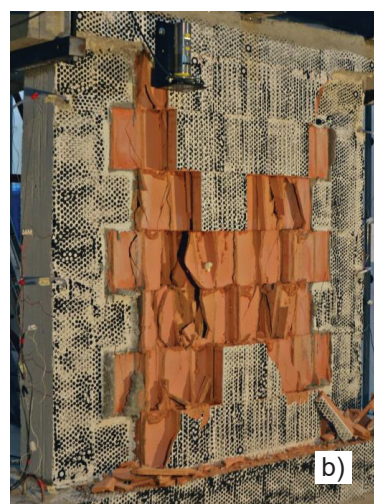
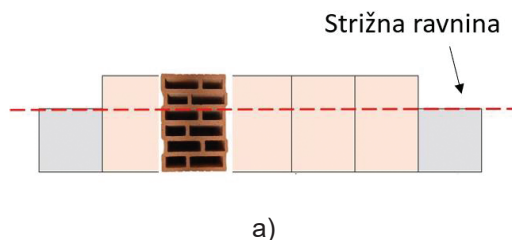
Omenjena zidova sta bila preizkušena s cikličnim strižnim preizkusom v ravnini zidu, med katerim je bil zid obremenjen s konstantno tlačno obremenitvijo, ki ustreza 20 % karakteristične trdnosti zidovja f_k oz. 0,63 MPa na bruto prerez zidu (zid skupaj z vezema). Med preiskavo so bili preprečeni zasuki na zgornjem in spodnjem robu zidu (dvojno vpeti robni pogoji). V horizontalni smeri smo v ravnini zidu na zgornjem robu vnašali

ciklično obtežbo, vodeno s pomiki. Pri vsakem nivoju obremenitve smo isti pomik nanesti trikrat v pozitivno smer in trikrat v negativno smer ter tako na standarden način [Tomažević, 1999] simulirali potresno obtežbo. Poškodbe zidov pri treh različnih mejnih stanjih (MS) so prikazane na sliki 3.

Prve poškodbe v zidu so bile stopničaste po naležnih in čelnih regah (slika 3(a)), ki so se s povečevanjem vodoravne in strižne obremenitve vedno bolj odpirale. Kasneje so se pojavile vodoravne razpoke v zidnih vezeh, ki so bile razporejene po celi višini vezi (slika 3(b), bele puščice), del zidovja, ki ni bil podprt z vezjo, pa se je začel lomiti, kot je prikazano na sliki 4(a). Približno takrat je zid dosegel največjo odpornost, zamik zidu (vodoravni pomik na vrhu deljen z višino zidu) pa je bil približno 0,5 %. Lomljenje oz. prestrig tega dela zidu se je začel ob vezeh in postopoma napredoval proti središču zidu. Poškodbe zidu pri zamiku 1,3 % so prikazane na sliki 4(b). Proti koncu preizkusa se je osrednji del zidu popolna zdobil in sredi zidu je nastala luknja, tako da sta vso navpično obtežbo prenašali le navpični

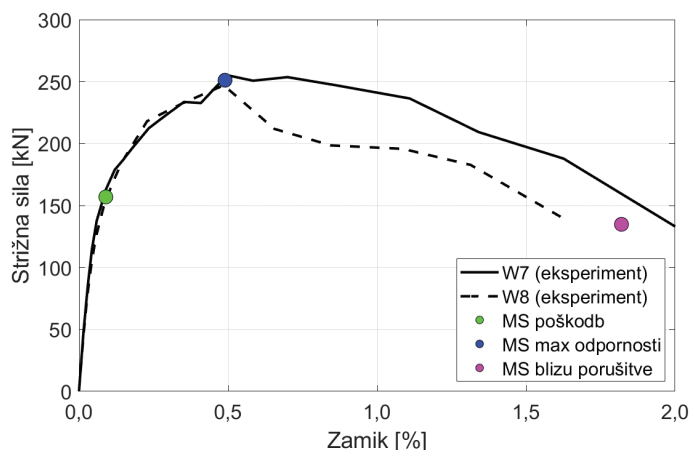


Slika 3. Poškodbe zidu z oznako W8 z optičnimi meritvami: a) mejno stanje poškodb, b) mejno stanje največje odpornosti in c) stanje blizu porušitve. Rdeča barva prikazuje razpoke.



Slika 4. Tlorisni pogled na lomljenje zidu po strižni ravnini skozi stik zidne vezi in zidovja; b) drobljenje zidu pri zamiku 1,3 %.

zidni vezi (slika 3(c)). Na sliki 5 sta prikazani ovojnice odziva v ravnini zidu za oba preizkušanca. Ovojnice sta krivulji, ki opisujeta največjo odpornost zidu (strižno silo) v odvisnosti od zamika zidu, pri čemer je zamik definiran kot vodoravni pomik deljen z višino zidu. Ovojnico za posamezen zid smo dobili s povprečenjem odziva za obe smeri obremenjevanja (pozitivna in negativna). Tudi mejna stanja smo določili najprej za vsak posamezen zid, zatem pa jih povprečili.



Slika 5. Eksperimentalno izmerjena ovojnica odziva zidov W7 in W8 z označenimi mejnimi stanji (MS).

3 PODROBNO NUMERIČNO 3D-MODELIRANJE

V tem poglavju so predstavljene numerične simulacije ravninskega odziva preizkušenih zidov s podrobnim (mikro) 3D-modelom na osnovi elementov v programu Abaqus [Dessault systems, 2023]. Da bi lahko v modelu zajeli prestrig zidovja, prikazan na sliki 4, smo zidove modelirali z upoštevanjem dejanske geometrije zidov v treh dimenzijah. Obtežba v modelu je bila enaka kot v eksperimentih, le vodoravna obtežba ni bila ciklična, temveč monotona. Luknje v zidkih smo modelirali tako, da smo prilagodili materialne karakteristike po priporočilih iz literature [Stavridis, 2010].

3.1 Geometrija in kontakti

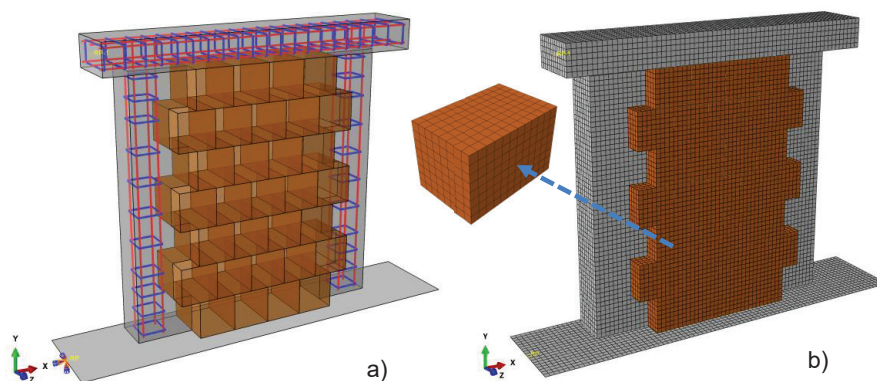
Kot omenjeno, smo upoštevali dejansko geometrijo, kot je prikazano na sliki 6. Temelj in stik s tlemi smo upoštevali tako,

da smo konstrukcijo tega vpeli v tla. Vodoravno in navpični zidni vezi ter zidovje smo modelirali z osem vozliščnimi 3D heksaedrskimi prostorskimi elementi z reducirano integracijo (C3D8R). Taki elementi so najbolj primerni za simulacije, ki se rešujejo s postopkom eksplicitne dinamične analize [Dessault systems, 2023]. Vz dolžno in prečno armaturo vezi smo modelirali s 3D linijskimi elementi z dvema vozliščema (T3D2) in jih vgradili v vezi s funkcijo »embed«, ki zagotovi enakost pomikov armaturnih palic in okoliškega betona. Količina in pozicija armature je bila enaka kot v eksperimentu. Navpične vezi so bile tako povezane v temeljno ploščo.

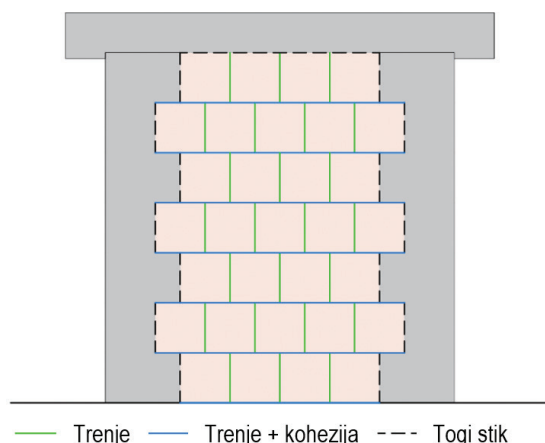
Obtežbo smo na model nanesli v treh korakih. Najprej smo zid obremenili z lastno težo, zatem smo na zgornjo površino nanesli tlačno obremenitev v obliki pritiska (0,63 MPa), v zadnjem koraku pa smo na vodoravni vezi vsilili vodoravni pomik, ki je deloval od leve proti desni. Lastno težo je program določil s statičnim izračunom, vertikalno obremenitev in vsiljeni pomik pa z eksplicitno dinamično analizo.

Na začetku simulacij smo morali narediti nekaj poskusnih izračunov, da smo določili ustrezen čas trajanja dinamične analize, da ne bi prišlo do dinamičnih učinkov, ki jih med eksperimenti ni bilo. Eksperimenti so bili namreč izvedeni razmeroma počasi. Ugotovili smo, da je za nanos navpične obtežbe dovolj 1,0 s, za vnos vodoravnih pomikov pa 12,5 s. S poskušanjem smo morali določiti tudi ustrezno velikost končnih elementov, ki je predstavljala kompromis med natančnostjo rezultatov in računskim časom, ter ustrezno rešitev zaradi odvisnosti rezultatov od velikosti mreže končnih elementov. Ta odvisnost je tipična za materiale z mehčanjem [Hillerborg, 1976]. Abaqus priporoča uporabo karakteristične dolžine končnega elementa, s katero se ustrezno opiše mehčanje v materialu na nivoju napetost-pomik. Na podlagi te analize smo za izbrano velikost končnega elementa z integracijo konstitucijskega zakona v obliki napetost-deformacija določili ustrezno krivuljo napetost-pomik. V vsakem koraku dinamične analize so bile upoštevane tudi geometrijske nelinearnosti.

Stike oz. kontakte med zidaki samimi in med zidaki in vezmi smo definirali z ustreznimi materialnimi zakoni stika, kot je prikazano na sliki 7. Suhi navpični stiki med zidaki so bili modelirani kot stiki, v katerih je le trenje s koeficientom 0,57 in v katerih je preprečeno, da bi se en zidak vtisnil v drugega. V teh stikih ni natezne odpornosti.



Slika 6. Numerični 3D-model v programu Abaqus: a) geometrija in b) mreža končnih elementov.



Slika 7. Različni stiki v numeričnem modelu.

jene v preteklosti [Gams, 2013] in so bile znane. Pri kalibraciji modela smo uporabili priporočene in izmerjene vrednosti, le togosti K_{nn} , K_{ss} in K_{tt} smo zmanjšali za 20 % za boljše ujemanje z eksperimentom, kot je prikazano v preglednici 2.

Stik med zidovjem in vezmi je bil predpostavljen kot togi stik, saj je med betonom in zidovjem vzpostavljena močna vez po naknadnem betoniranju. Ti stiki so na sliki 7 prikazani s črno črtkano črto.

3.2 Materialni modeli

3.2.1 Beton

Za modeliranje betona smo uporabili Abaqusov konstitutivni model betona oz. t. i. Concrete Damage Plasticity (CDP). Ta model je zelo znan in se pogosto uporablja za modeliranje obnašanja betona in drugih krhkih materialov pri monotoni ali

Lastnost	Oznaka	Vrednost	Vir
Togost normalno na naležno površino	K_{nn}	23,13 MPa/mm	Izračunano
Strižna togost stika	K_{ss} , K_{tt}	9,64 MPa/mm	Izračunano
Natezna trdnost stika	t_n	0,12 MPa	Iz literature [Marinković, 2022]
Strižna trdnost stika	t_s , t_t	0,097 MPa	Izmerjeno
Energija loma tipa I	G_n	0,001 N/mm	Kalibrirano
Energija loma tipa II	G_s , G_t	0,5 N/mm	Izmerjeno
Koeficient trenja	$\tan \alpha$	0,57	Izmerjeno

Preglednica 2. Parametri stika v naležnih regah uporabljeni v analizah.

Stiki v naležnih regah, ki so bili zlepljeni s PU-lepilom (modra črta na sliki 7), so bili definirani kot stiki s trenjem in kohezijo. Zaradi zanemarljive debeline PU-lepila v regah je bil ta stik definiran neposredno med posameznimi zidaki. Preden pride do poškodb, ima stik linearno obnašanje, togosti stika v natezni in strižnih smereh pa so neodvisne. Ko je dosežena nosilnost v natezni ali strižni smeri, se v stiku začne degradacija, ki lahko vodi do eventualne porušitve. Elastični togosti v normalni (K_{nn}) in strižnih smereh (K_{ss} and K_{tt}) smo določili po priporočilih Nazira in Dhanasekarja [Nazir, 2014] z enačbama:

$$K_{nn} = \frac{E_b E_m}{E_b(h_u + t_j) - E_m h_u}, \quad (1)$$

$$K_{ss} = K_{tt} = \frac{K_{nn}}{2(1+\nu)}, \quad (2)$$

kjer je E_b elastični modul zidaka (predpostavljen kot $300f_{bk}$ po priporočilih Kaushika s sod. [Kaushik, 2007]), h_u je višina zidaka, t_j debelina stika in ν Poissonov količnik zidakov (predpostavljen 0,2).

Največjo natezno trdnost stika, t_n , smo prav tako ocenili na podlagi priporočil iz literature [Marinković, 2022]. Največji strižni trdnosti, t_s in t_t , pa smo dobili iz testov stika [Gams, 2023]. Ko je dosežen kriterij poškodb, enačbe za poškodovanost opišejo, kako hitro stik degradira. Ta kriterij je definiran na podlagi energije loma za porušitev tipa I (G_n) in tipa II (G_s and G_t). Vrednosti energije loma za tak stik so bile eksperimentalno izmer-

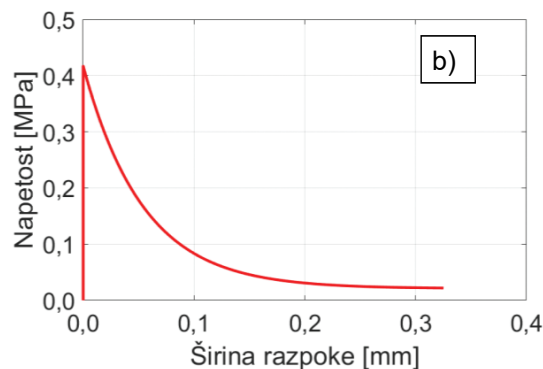
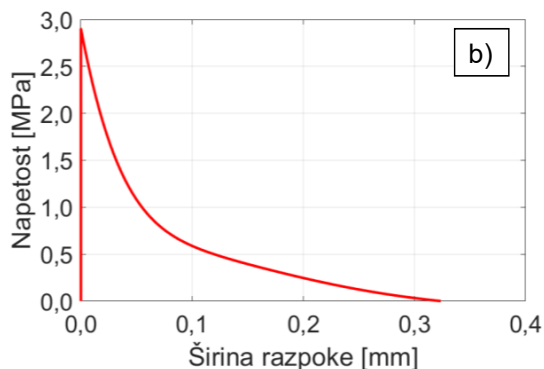
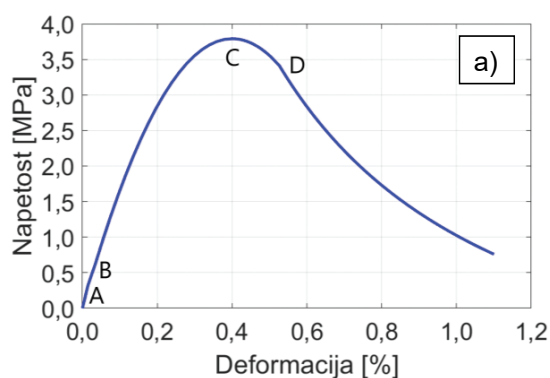
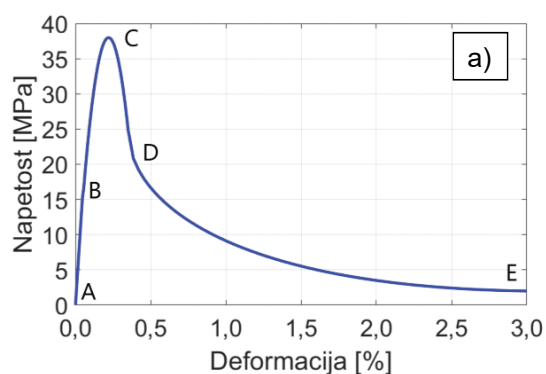
ciklični obremenitvi. Model upošteva plastičnost in poškodovanost materiala.

Elastični odziv betona je linearen in izotropičen in ga določata elastični modul in Poissonov količnik. Modul elastičnosti smo privzeli iz Evrokoda 2 [SIST, 2005] za trdnostni razred C 30/37, Poissonov količnik pa 0,2. Za definicijo plastičnega obnašanja moramo ločeno podati krivulji napetosti v odvisnosti od deformacije za tlak in za nateg ter podatke o razvoju plastičnosti (preglednica 3). Krivulja odnosa med napetostjo in deformacijo v tlaku (slika 8(a)) je bila prevzeta po modelu Evrokoda 2 [SIST, 2005] do deformacije 0,35 %, od tam do porušitve pri 3 % pa po priporočilih literature [Pavlović, 2013]. Za opis odziva betona v nategu (slika 8(b)) pa je bil definiran odnos med širino razpoke, u_v , in natezno napetostjo, σ_v , po Hordijkovi enačbi [Hordijk, 1991]. Pri izračunu smo kritično dolžino razpoke določili na podlagi energije loma. Oblike funkcije tečenja in plastičnega potencia- la nismo spreminjali, parametre zanje pa vzeli iz priporočil v literaturi (glej npr. ([Marinković, 2022], [Pavlović, 2013])). Za model poškodovanosti, ki opisuje degradacijo togosti, smo uporabili enačbe Leeja in Fenvesa [Lee, 1998]. Opis enačb in parametrov nelinearnega obnašanja betona presega obseg tega dela.

Ker v CDP-modelu ločeno upoštevamo beton in jeklo, model ne upošteva zdrsa armature in možničnega učinka armaturnih palic. Pomiki v vzdolžnih končnih elementov armature so enaki pomikom betona.

Lastnost	Oznaka	Vrednost	Vir
Srednja vrednost elastičnega modula	E_{cm}	33 GPa	EC 2 [SIST, 2005]
Tlačna trdnost (točka C na sliki 8(a))	f_{cm}	38,0 MPa	EC 2 [SIST, 2005]
Mejna elastična deformacija betona (točka B na sliki 8(a))	$\epsilon_{c,el}$	0,0461 %	Izračunano
Tlačna trdnost na meji elastičnosti (točka B na sliki 8(a))	$f_{c,el} = 0,4 f_{cm}$	15,2 MPa	Izračunano
Deformacija pri največji trdnosti (točka C na sliki 8(a))	$\epsilon_{c,1}$	0,22 %	EC 2 [SIST, 2005]
Deformacija v tlaku pri prehodu v zadnji del krivulje (točka D na sliki 8(a))	$\epsilon_{c,uD}$	0,35 %	EC 2 [SIST, 2005]
Tlačna trdnost pri prehodu v zadnji del krivulje (točka D na sliki 8(a))	$f_{c,uD}$	24,86 MPa	Izračunano
Tlačna trdnost pri porušitvi (točka E na sliki 8(a))	$\epsilon_{c,uE}$	3,0 %	Kalibrirano
Sr. vred. natezne trdnosti	f_{ctm}	2,9 MPa	EC 2 [SIST, 2005]

Preglednica 3. Materialni parametri za beton.



Slika 8. Konstitutivni zakon betona: a) napetost-deformacija v tlaku z označenimi karakterističnimi točkami in b) napetost-pomik v nategu.

3.2.2 Zidovje

Ker je CDP najbolj primeren materialni model za modeliranje krhkih materialov v Abaqusu, smo z njim modelirali tudi zidovje. Natezna trdnost zidovja je bila predpostavljena kot 11 % tlačne trdnosti, kar je bilo ugotovljeno na podlagi kalibracij in primerljivih študij iz literature [Marinković, 2022]. Krivulje napetost-deformacija v tlaku (slika 9(a)) in nategu (slika 9(b))

Slika 9. Konstitutivni zakon zidovja: a) napetost-deformacija v tlaku in b) napetost-pomik v nategu.

smo določili na podlagi priporočil Stavridisa in Shinga [Stavridis, 2010] in modifikacije Marinkovića in Butenwega [Marinković, 2022] za zadnji del te krivulje. Natezne deformacije smo določili po priporočilih Lopez Almansa s sod. [López Almansa, 2014].

Model plastičnosti in obliko krivulj razvoja poškodb v zidovju smo predpostavili enako kot v betonu. Vrednosti parametrov za modeliranje zidovja so zbrane v preglednici 4.

Lastnost	Oznaka	Vrednost	Vir
Elastični modul zidovja	$E_m K_{nn}$	2 200 MPa	Izmerjeno
Tlačna trdnost (točka C na sliki 9(a))	f_m	3,79 MPa	Izmerjeno
Deformacija na meji elastičnosti (točka B na sliki 9(a))	$\varepsilon_{m,el} K_{nn}$	0,015 %	Kalibrirano
Deformacija pri največji odpornosti (točka C na sliki 9(a))	ε_1	0,40 %	Kalibrirano
Napetosti pri padcu na 90% f'_m (točka D na sliki 9(a))	σ_D	3,41 MPa	Kalibrirano
Deformacija pri padcu na 90 % f'_m (točka D na sliki 9(a))	ε_2	0,53 %	Kalibrirano
Natezna trdnost	f'_{mt}	0,417 MPa	Izračunano
Deformacija pri največji odpornosti v nategu	$\varepsilon_{m,cr}$	0,019 %	Izračunano

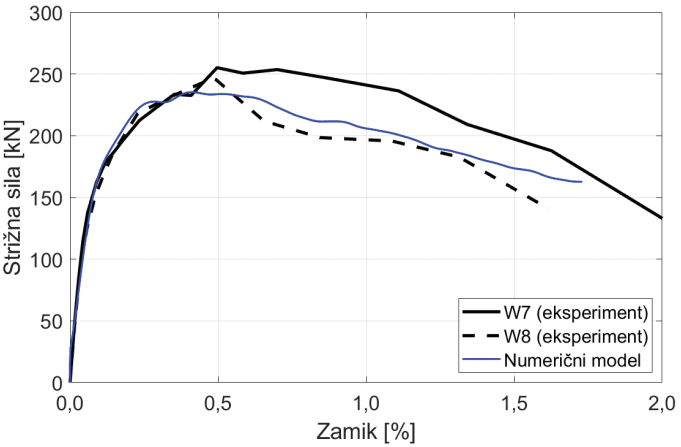
Preglednica 4. Materialni parametri zidovja.

3.2.3 Jeklo

Za armaturno jeklo smo predpostavili bilinearni model, v katerem smo upoštevali izmerjene karakteristike [Gams, 2023], kjer je modul elastičnosti $E_s=200$ GPa, Poissonov količnik $\nu_s=0,3$, meja tečenja $f_y=551$ MPa, natezna trdnost $f_u=658$ MPa in porušna deformacija $\varepsilon_u=10$ %.

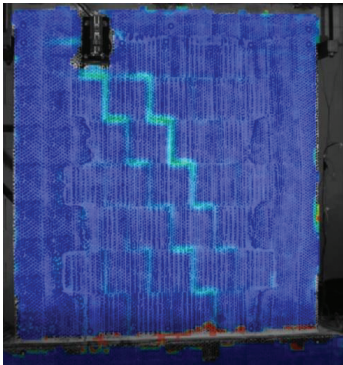
3.3 Validacija numeričnega modela

Validacijo računskega modela izvedemo s primerjavo rezultatov numerične simulacije in eksperimentov. Glavna primerjava in kontrola je primerjava globalnega odziva zidov v obliki horizontalne strižne sile v odvisnosti od pripadajočega horizontalnega zamika zidu (slika 10). Računska simulacija nam poda razmeroma dober rezultat, saj ima krivulja zelo podobno začetno togost. Največja nosilnost z računom se razmeroma dobro ujema z eksperimenti, saj je odstopanje le 7,1 % za zid W7 in 3,7 % za zid W8. Tudi deformacija, pri kateri je dosežena največja odpornost, je zelo podobna. V simulaciji je bila 0,44 %, v eksperimentu pa je bila približno 0,5 %. Računski odziv po doseženi največji nosilnosti je razmeroma dober, če ga primerjamo s povprečnim odzivom obeh zidov.

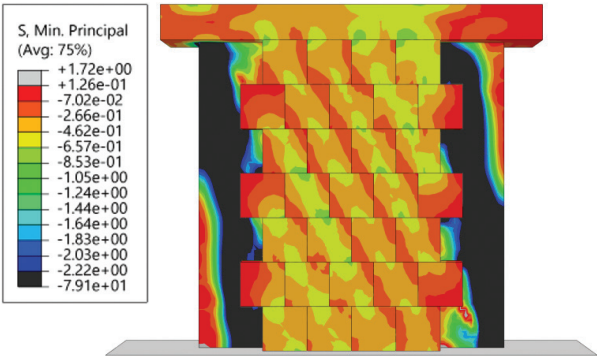


Slika 10. Primerjava rezultatov numerične simulacije in izmerjenega eksperimentalnega odziva.

Na sliki 11 primerjamo odziv zidu pri mejnem stanju poškodovanosti. Za odziv med eksperimentom prikazujemo glavne deformacije, ki smo jih izmerili z optičnim sistemom [Gams, 2023], za odziv numerične simulacije pa glavne tlačne napetosti. Primerjava teh slik pokaže, da se sila v zidovju prenaša preko t. i. tlačnih diagonal, za katere je značilno, da se razvije



a)

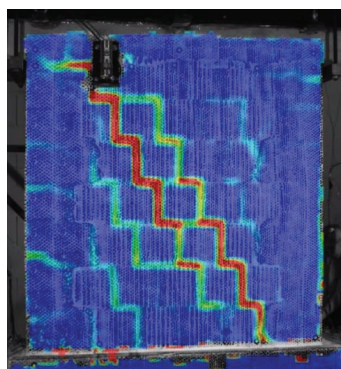


b)

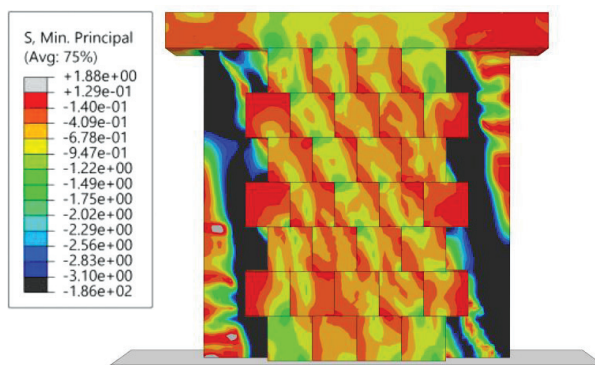
Slika 11. Primerjava odziva med eksperimentom in simulacijo pri mejnem stanju poškodb: a) merjene razpoke v preizkušancu, b) računske napetosti v zidu.

več vzporednih poševnih razpok, ki stopničasto potekajo po regah. Širina posamezne diagonale je približno polovica dolžine zidaka, diagonale so razmeroma pravilno porazdeljene po celotnem zidu. Iz napetosti v navpičnih vezeh na sliki 11(b) lahko vidimo, da se v njih razvije podoben sistem prenosa obtežb – po diagonalah. Kljub temu na vogalih v vezeh že prihaja do nateznih napetosti (levi spodnji in desni zgornji vogal), ki nakazujejo skorajšnji začetek razpok.

Na sliki 12 naredimo podobno primerjavo pri mejnem stanju največje nosilnosti. Ponovno so na levi prikazane glavne deformacije med eksperimentom, na desni pa glavne tlačne napetosti z numerično simulacijo. V desni polovici zidovja so v numerični simulaciji (slika 12(b)) še vedno vidne tlačne diagonale, v levem spodnjem vogalu pa so diagonale združene v večje območje, ki je močno tlačno obremenjeno. Tudi na sliki deformacij (slika 12(a)) je vidno, da je levi spodnji vogal bolj poškodovan kot desni zgornji. Odziv v navpičnih vezeh se je prav tako spremenil, saj so se v vezeh pojavile mnoge vodoravne razpoke, ki nakazujejo upogibno obnašanje vezi. Rezultati dodatno kažejo, da nikjer ni celoten prerez vezi v tlaku ali nategu, temveč je obnašanje upogibno.



a)

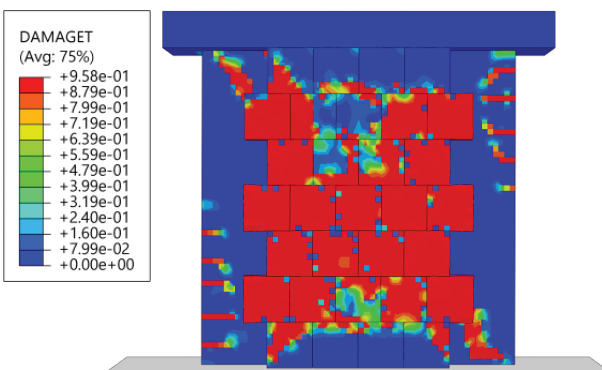


b)

Slika 12. Primerjava odziva med eksperimentom in simulacijo pri mejnem stanju največje odpornosti: a) razpoke v preizkušanci, b) računske največje tlačne napetosti v zidu.

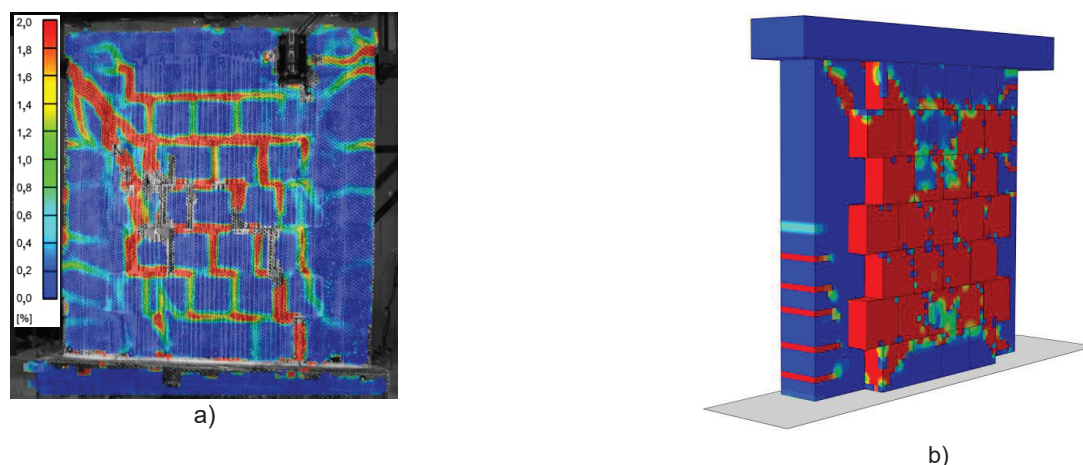


a)



b)

Slika 13. Primerjava poškodb med eksperimentom in simulacijo pri etažnem horizontalnem zamiku zidu 1,3 %: a) odpadanje prestriženega dela zidakov, b) računske poškodbe v zidu (rdeči deli so popolnoma uničeni).



Slika 14. Primerjava poškodb v zidnih vezeh med eksperimentom in simulacijo pri 1,3 % zamika: a) razpoke v preizkušancu z optičnimi meritvami (rdeče in tople barve predstavljajo razpoke), b) simulirane računske poškodbe.

4 SKLEP

V prispevku smo predstavili modeliranje sodobnega povezanega zidovja s podrobnim modelom iz končnih 3D-elementov. Rezultate smo primerjali z obstoječimi eksperimentalnimi preiskavami dveh zidov. Ugotovili smo, da lahko s predstavljenim pristopom napovemo globalni odziv v ravnini zidu v obliki potisne krivulje odnosa med horizontalno silo in pripadajočim etažnim pomikom, saj se eksperimentalni in numerični rezultati zelo dobro ujemajo. Simulacija je pokazala manj kot 6 % napako pri izračunu začetne togosti, največje nosilnosti in pomika pri največji nosilnosti. Prav tako lahko ugotovimo, da je bil uporabljeni način modeliranja uspešen pri modeliranju lokalnih poškodb. Vzorec razpok med eksperimentom in simulacijo je bil podoben, prav tako pa smo lahko simulirali pojav, v katerem so vezi odstrigle del zidovja. Predstavljeni model je zmožljiv in natančen ter bistveno cenejši od eksperimentov. V prihodnje ga bomo lahko uporabili za parametrične študije, v katerih bomo analizirali vpliv velikosti vezi in količine armature na odziv sodobnih povezanih zidov.

5 ZAHVALA

Raziskave financira Slovenska agencija za raziskave in inovacije (ARIS) v sklopu raziskovalnega programa Potresno inženirstvo (P2-0185).

6 LITERATURA

Brzev, S., Mitra, K., Earthquake-Resistant Confined Masonry Construction, NICEE, 2018.

Cai, G., Su, Q., Tsavdaridis, K., Degee, H., Simplified Density Indexes of Walls and Tie-Columns for Confined Masonry Buildings in Seismic Zones, Journal of Earthquake Engineering, 24(3), 447–469, <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1453396>, 2018.

Dessault system, Abaqus/Explicit FEA, Vélizy-Villacoublay, France, 2023.

Gams, M., Bohinc, U., Tomažević, M., Experimental tests and constitutive laws for unit-mortar interfaces, Proceedings of the Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics 13, Dunaj, 28.-30. avgust, 1-10, 2013.

Gams, M., Triller, P., Jäger, A., In-plane seismic behaviour of urm and confined masonry built from vertically perforated blocks and polyurethane glue, Structures, 58, 105528, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105528>, 2023.

Gams, M., Triller, P., Tomažević, M., Jäger, A., Test of three-storey confined masonry structure built from clay blocks and PU glue, Journal of Building Engineering, 91, 109696, <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.109696>, 2024.

Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.E., Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, Cement and Concrete Research, 6, 773–781, [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7), 1976.

Hordijk, D. A., Local Approach to Fatigue of Concrete, doktorska disertacija, Delft University of Technology, 1991.

Kaushik, H. B., Rai, D. C., Jain, S. K., Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression, Journal of Materials in Civil Engineering, 19, 728–739, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:9\(728\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728)), 2007.

Lee, J., Fenves, G. L., Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, Journal of Engineering Mechanics, 124, 892–900, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)), 1998.

López Almansa, F., Alfarah, B., Oller Martínez, S. H., Numerical simulation of RC frame testing with damaged plasticity

model, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology: a joint event of the 15th European Conference on Earthquake Engineering & 34 General Assembly of the European Seismological Commission: 24-29 August 2014, ICEC - Istanbul, Turkey, European Association for Earthquake Engineering, 1-12, 2014.

Marinković, M., Butenweg, C., Numerical analysis of the in-plane behaviour of decoupled masonry infilled RC frames, Engineering Structures, 272, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114959>, 2022.

Nazir, S., Dhanasekar, M., A non-linear interface element model for thin layer high adhesive mortared masonry, Computers & Structures, 144, 23-39. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.07.023>, 2014.

Pavlović, M., Resistance of bolted shear connectors in pre-fabricated steel-concrete composite decks, doktorska disertacija, Fakulteta za gradbeništvo, Univerza v Beogradu, 2013.

Perez Gavilan, J. J., Flores, L., Alcocer, S., An Experimental Study of Confined Masonry Walls with Varying Aspect Ratios, Earthquake Spectra, 31, 945-968, <https://doi.org/10.1193/090712EQS284M>, 2013.

SIST, SIST EN 1992-1-1:2005, Evrokod 2, Projektiranje betonskih konstrukcij-Del 1-1, Splošna pravila in pravila za stavbe, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005.

SIST, SIST EN 1996-1-1:2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2006.

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

SIST, SIST EN 1998-1:2005/A101:2009, Evrokod 8 - Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2009.

Stavridis, A., Shing, P. B., Finite-Element Modeling of Non-linear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames, Journal of Structural Engineering, 136, 285-296. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.116](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.116), 2010.

Tomažević, M., Earthquake-resistant design of masonry buildings, Imperial College Press, 1999.

Tomažević, M., Gams, M., Shaking table study and modelling of seismic behaviour of confined AAC masonry buildings, Bulletin of Earthquake Engineering, 10, 863-893, <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9331-x>, 2012.

Tomažević, M., Klemenc, I., Seismic behavior of confined masonry walls, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 26, 1059-1071, [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199710\)26:10<1059::AID-EQE694>3.0.CO;2-M](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199710)26:10<1059::AID-EQE694>3.0.CO;2-M), 1997.

Triller, P., Tomažević, M., Gams, M., Seismic behaviour of masonry buildings built of low compressive strength units, Bulletin of Earthquake Engineering, 16, 6191-6219, 2018.

Turnšek V., Čačovič F., Some experimental results on the strength of brick masonry walls, in: Proceedings of 2nd Int. Brick-Mason. Conf. Presented at the 2nd Int. Brick-Mason. Conf., Br. Ceram. Res. Assoc., Stoke-on-Trent, 149-156, 1971.