

Ponašanje i numeričko modeliranje zidanih konstrukcija pod statičkim i dinamičkim opterećenjem

Smilović, Marija

Doctoral thesis / Disertacija

2014

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj:

University of Split, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy / Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije

<https://doi.org/10.31534/DocT.035.SmiM>

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:123:308983>

Rights / Prava: [In copyright](#)/[Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-04-01**



Repository / Repozitorij:

[FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split](#)



UNIVERSITY OF SPLIT


DIGITALNI AKADEMSKI ARHIVI I REPOZITORIJI



Sveučilište u Splitu
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I
GEODEZIJE

Marija Smilović, dipl. ing.grad.

PONAŠANJE I NUMERIČKO MODELIRANJE
ZIDANIH KONSTRUKCIJA POD STATIČKIM I
DINAMIČKIM OPTEREĆENJEM

Disertacija

Split, 2014.

Marija Smilović, dipl. ing. građ.
Redni broj: 035

**Ova disertacija predana je na ocjenu
Fakultetu građevinarstva, arhitekture i
geodezije Sveučilišta u Splitu u svrhu
stjecanja akademskog stupnja doktora
tehničkih znanosti u znanstvenom polju
građevinarstvo.**

Mentor: Prof. dr. sc. Jure Radnić, dipl. ing. građ

Komentor: Prof. dr. sc. Alen Harapin, dipl. ing. građ

Povjerenstvo za ocjenu: Prof. dr. sc. Mladen Glibić, dipl. ing. građ.

Prof. dr. sc. Jure Radnić, dipl. ing. građ.

Prof. dr. sc. Alen Harapin, dipl. ing. građ.

Povjerenstvo za obranu:

Prof. dr. sc. Mladen Glibić, dipl. ing. građ.

Prof. dr. sc. Jure Radnić, dipl. ing. građ.

Prof. dr. sc. Alen Harapin, dipl. ing. građ.

Rad je obranjen dana: 21. studenog, 2014.

Tajnica:

Saša Delić, dipl.iur.

Rad sadrži:

287 stranice teksta

314 crteža

27 tablica

370 citiranih referenci

Posvećeno mojoj obitelji

Ovom prigodom izražavam iskrenu zahvalnost:

mentoru prof. dr. sc. Juri Radniću za usmjeravanje i nesebičnu pomoć tijekom izrade ove disertacije, za sve korisne diskusije i savjete pri njenoj izradi,

komentoru prof. dr. sc. Alenu Harapinu na podršci i pomoći tijekom izrade ovog rada,

članovima povjerenstva prof. dr. sc. Juri Radniću, prof. dr. sc. Alenu Harapinu i prof. dr. sc. Mladenu Glibiću za pregled rada i korisne savjete,

kolegici i kolegama s Katedre za betonske konstrukcije i mostove na podršci i ohrabrenju, a posebno Nikoli Grgiću za pomoć koju mi je pružio tijekom izrade ove disertacije,

i na kraju najveću i neizrecivu zahvalnost dugujem svojoj obitelji.

Marija Smilović, dipl. ing. građ.

PONAŠANJE I NUMERIČKO MODELIRANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJA POD STATIČKIM I DINAMIČKIM OPTEREĆENJEM

Sažetak

U ovom je radu, u okviru numeričkog i eksperimentalnog istraživanja ponašanja zidanih konstrukcija pod statičkim i dinamičkim (potresnim) opterećenjem najprije poboljšan prethodno razvijeni numerički model za statičku i dinamičku analizu zidanih konstrukcija. Potom su provedena eksperimentalna istraživanja ponašanja dvoetažnih omeđenih zidanih zidova bez otvora u realnoj veličini na statičko opterećenje do sloma. Nakon toga su provedena brojna numerička parametarska istraživanja zidanih zidova. Poboljšanje postojećeg modela zida odnosi se na uvođenje nelinearnog anizotropnog modela ponašanja zida. Modeliran je utjecaj posmika na slom zida. Definirani su kriteriji čvrstoće zida i kriteriji sloma zida odvojeno u tri različita koordinatna sustava, tj. u tri različita smjera naprezanja. Naime, odvojeno su analizirana: (i) normalna naprezanja u smjeru sljubnica zida i odgovarajuća posmična naprezanja, (ii) glavna (najveća) normalna naprezanja i (iii) najveće posmično naprezanje i odgovarajuća normalna naprezanja. Poboljšani numerički model za statičku i dinamičku analizu nearmiranih, omeđenih i kombiniranih zidanih zidova provjeren je na provedenim fizikalnim eksperimentima i na poznatim primjerima iz literature. Provedena eksperimentalna istraživanja, osim stjecanja dodatnih spoznaja o stvarnom ponašanju zidanih zidova pri statičkom opterećenju do sloma, poslužila su za provjeru i verifikaciju poboljšanog numeričkog modela za analizu zidanih konstrukcija. S poboljšanim numeričkim modelom, izvršen je niz numeričkih testova, tj. niz statičkih i dinamičkih analiza brojnih nearmiranih i omeđenih zidanih zidova s variranjem različitih utjecajnih parametara (tlačna, vlačna i posmična čvrstoća zida, modul elastičnosti i modul posmika zida, vlačna i posmična krutost zida, odnos visine i širine zidova, otvori u zidovima, veličina vertikalnog opterećenja, vertikalni i horizontalni serklaži, deformabilnost podloge, trajanje, period i amplituda dinamičke pobude i sl.), s analizom dobivenih rezultata. Na kraju su navedeni najvažniji zaključci provedenih istraživanja.

Ključne riječi: Numerički model, eksperiment, zidani zidovi, statičko opterećenje, dinamičko (potresno) opterećenje, parametarske analize.

Marija Smilović, dipl. ing. građ.

BEHAVIOUR AND NUMERICAL MODELING OF MASONRY STRUCTURES UNDER STATIC AND DYNAMIC LOAD

Summary

This thesis presents numerical and experimental research of behavior of masonry structures under static and dynamic (seismic) load. First, the previously developed numerical model for static and dynamic analysis of masonry structures is improved. Then experimental tests of two-story confined masonry walls without openings in the real size were carried out under static load until the wall failure. Afterward numerous of numerical parametric studies of masonry walls were performed. The existing numerical model for masonry was improved with introducing of nonlinear anisotropic model of masonry. The effect of shear on masonry failure is modelled. Criteria of masonry strength and breakdown were considered separately in three different coordinate systems, i.e. in three different stress directions. Namely, separately are considered: (i) Normal stresses in the direction of mortar joints and corresponding shear stresses, (ii) Principal normal stresses and (iii) The maximum shear stress and corresponding normal stresses. The validation of the improved numerical model for static and dynamic analysis of unreinforced and confined masonry walls was performed on obtaining experimental results and on the well-known examples from the literature. Performed experimental research, except the acquisition of additional knowledge about the real behavior of masonry walls under static load until the wall failure, offer the purpose of validation of the improved numerical model for the analysis of masonry structures. With the improved numerical model numerous of numerical tests, i.e. a series of static and dynamic analysis of unreinforced and confined masonry walls by varying different influencing parameters (compressive, tensile and shear strength of masonry, modul of elasticity and shear modul of masonry, tensile and shear stiffness of masonry, the height to length ratio of the walls, openings in the walls, the intensity of the vertical load, vertical tie and horizontal ring beam, the deformability of the subsoil, duration, period and amplitude of dynamic excitation etc.), were performed. Obtained results of performed numerical test were analyzed. Finally, the most important conclusions of the research are shown.

Keywords: Numerical model, experiment, masonry walls, static load, dynamic (seismic) load, parametric study.

SADRŽAJ

1. UVOD.....	1
1.1. Opis problema i ciljevi rada	2
1.2. Postojeće spoznaje u istraživačkom području	7
1.3. Metodologija i ciljevi rada	15
1.4. Sadržaj rada.....	17
2. NUMERIČKI MODEL ZA STATIČKU I DINAMIČKU ANALIZU ZIDANIH KONSTRUKCIJA	20
2.1. Općenito	9
2.2. Jednadžba ravnoteže i diskretizacija konstrukcije	21
2.2.1. Prostorna diskretizacija	21
2.2.2. Vremenska diskretizacija.....	24
2.2.3. Konstrukcijsko prigušenje	27
2.2.4. Metoda rješenja nelinearnog problema	27
2.2.5. Kriterij konvergencije.....	29
2.3. Modeli materijala	30
2.3.1. Linearno-elastični model materijala	30
2.3.2. Elasto-plastični model materijala	31
2.3.3. Model ponašanja armiranog betona	33
2.3.3.1. Model ponašanja betona.....	33
2.3.3.2. Modeliranje betona u dvosonom tlaku.....	34
2.3.3.3. Modeliranje betona u vlaku.....	34
2.3.4. Model ponašanja armature	42
2.3.5. Model ponašanja ziđa.....	42
2.3.5.1. Makromodel ziđa 1	44
2.3.5.2. Makromodel ziđa 2	51
2.3.5.3. Mikromodel ziđa	64
2.3.6. Model za simulaciju kontakta.....	64
2.3.6.1. 2D kontakti elementi.....	64
2.3.6.2. 1D kontakti elementi.....	66
2.3.7. Model ponašanja tla	67
2.4. Neke napomene kod modeliranja realnih zidanih konstrukcija	67
3. EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE REALNIH DVOETAŽNIH OMEĐENIH ZIDANIH ZIDOVA	69
3.1. Uvod.....	69
3.2. Osnovni podaci o zidovima.....	70
3.3. Program eksperimentalnog ispitivanja	72
3.3.1. Osnovni podaci o mjernoj opremi	75
3.3.2. Shematski prikaz mjernih mjesta.....	78
3.3.3. Nanošenje opterećenja	79
3.4. Rezultati eksperimentalnog ispitivanja.....	79
3.4.1. Zid MW1	79
3.4.1.1. Pomaci.....	79
3.4.1.2. Deformacije betona	80
3.4.1.3. Deformacije armature	80
3.4.1.4. Deformacije ziđa.....	81

3.4.2. Zid MW2	81
3.4.2.1. Pomaci	81
3.4.2.2. Deformacije betona	82
3.4.2.3. Deformacije armature	82
3.4.2.4. Deformacije zida	83
3.5. Zaključak	83
4. PROVJERA RAZVIJENOG NUMERIČKOG MODELA	84
4.1. Uvod.....	84
4.2. Provjera modela na statičko opterećenje.....	85
4.2.1. Realni dvoetažni omeđeni zidani zid	85
4.2.1.1. Prostorna diskretizacija.....	86
4.2.1.2. Osnovni parametri gradiva.....	86
4.2.1.3. Numerički rezultati za zid MW1	88
4.2.1.4. Numerički rezultati za zid MW2	90
4.2.2. Nearnmirani zidani zidovi ispitani na ETH Zurich Institutu.....	92
4.2.2.1. Prostorna diskretizacija.....	93
4.2.2.2. Osnovni parametri gradiva.....	93
4.2.2.3. Numerički rezultati za analizirane zidove	95
4.3. Provjera modela na dinamičko (potresno) opterećenje.....	98
4.3.1. Armiranobetonski okvir sa zidanom ispunom ispitani na potresnoj platformi.....	98
4.3.2. Prostorna diskretizacija	103
4.3.3. Osnovni parametri gradiva	104
4.3.4. Numerički rezultati	105
4.4. Zaključak	107
5. PARAMETARSKE NUMERIČKE ANALIZE.....	108
5.1. Uvod.....	108
5.2. Neki zajednički podaci za sve parametarske analize	109
5.3. Numerički testovi utjecaja vertikalnog opterećenja na nosivost zidanih zidova.....	111
5.3.1. Općenito	111
5.3.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima	111
5.3.3. Rezultati numeričke analize.....	113
5.3.3.1. Satička analiza.....	113
5.3.3.2. Dinamička analiza.....	118
5.3.4. Zaključak	126
5.4. Numerički testovi utjecaja vertikalnih serklaža na nosivost zidanih zidova	127
5.4.1. Općenito	127
5.4.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima	127
5.4.3. Rezultati numeričke analize.....	129
5.4.3.1. Moguće odizanje temelja zidova od podloge i klizanje temelja po podlozi	129
5.4.3.2. Spriječeno odizanje temelja zidova od podloge i klizanje temelja po podlozi	139
5.4.4. Zaključak	149
5.5 Numerički testovi utjecaja horizontalnih serklaža na nosivost zidanih zidova.....	150
5.5.1. Općenito	150
5.5.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima	150
5.5.3. Rezultati numeričke analize.....	152

5.5.3.1. <i>Moguće odizanje temelja zidova od podloge i klizanje temelja po podlozi</i>	152
5.5.3.2. <i>Spriječeno odizanje temelja zidova od podloge i klizanje temelja po podlozi</i>	162
5.5.4. <i>Zaključak</i>	171
5.6. Numerički testovi utjecaja odnosa visine i duljine zidanih zidova na njihovu nosivost	172
5.6.1. <i>Općenito</i>	172
5.6.2. <i>Osnovni podaci o analiziranim zidovima</i>	172
5.6.3. <i>Rezultati numeričke analize</i>	173
5.6.3.1. <i>Primjer 1</i>	173
5.6.3.2. <i>Primjer 2</i>	181
5.6.4. <i>Zaključak</i>	190
5.7. Numerički testovi utjecaja anizotropije zida na nosivost zidanih zidova	191
5.7.1. <i>Općenito</i>	191
5.7.2. <i>Osnovni podaci o analiziranim zidovima</i>	191
5.7.3. <i>Rezultati numeričke analize</i>	193
5.7.3.1. <i>Statička analiza</i>	193
5.7.3.2. <i>Dinamička analiza</i>	201
5.7.4. <i>Zaključak</i>	208
5.8. Numerički testovi utjecaja posmika na slom zida	209
5.8.1. <i>Općenito</i>	209
5.8.2. <i>Osnovni podaci o analiziranim zidovima</i>	209
5.8.3. <i>Rezultati numeričke analize</i>	210
5.8.3.1. <i>Statička analiza</i>	210
5.8.3.2. <i>Dinamička analiza</i>	223
5.8.4. <i>Zaključak</i>	251
6. ZAKLJUČCI I PRAVCI DALJNJIH ISTRAŽIVANJA	252
6.1. Zaključci	252
6.1.1. <i>Numerički model</i>	253
6.1.2. <i>Eksperimentalna istraživanja</i>	253
6.1.3. <i>Parametarske numeričke analize</i>	254
6.2. Pravci daljnjih istraživanja	257
7. LITERATURA	258

1. UVOD

1.1. Opis problema i ciljevi rada

Zidane građevine stare su kao i civilizacija. Izvode se još i danas, osobito često kod zgrada manje etažnosti, zbog više prednosti u odnosu na druge načine gradnje. Njihova najvažnija prednost je brza i jednostavna gradnja. Među ostalim važnim karakteristikama zidanih konstrukcija su: pouzdanost, trajnost, niska cijena održavanja, otpornost na požar, estetika, te dobra zvučna i toplinska izolacija. Tijekom vremena razvile su se brojne varijacije materijala za zidanje, kao i tehnike građenja (zidanja). Za zidne elemente koriste se blokovi od pečene gline, različitih vrsta betona, kamena i drugih građiva.

Najvjerojatnije prvo zide je bilo od prirodnog kamena i morta kao veziva. Kako su se alati i vještine razvijale tijekom vremena, tako su i kameni blokovi poprimali pravilniji oblik. Prve opeke su bile izrađene od blata i gline u obliku prizme. Sušile su se prirodnim procesom na suncu. Proces gradnje izvodio se slaganjem opeka povezanih mortom od blata. Ovaj jednostavni postupak tisućljećima se koristio za izgradnju nastambi, osobito u dolini Nila i Mezopotamije. Postupak pečenja gline predstavlja evoluciju u gradnji opekom. Zide je bilo glavni građevinski materijal sve do 19. stoljeća.

Najstariji primjeri prvih kamenih zidanih nastambi nađeni su u blizini jezera Hullen u Izraelu (oko 9000-8000 g.p.K.), koje su izgrađene od suhozida. Neke povijesne zidane

građevine koje predstavljaju svjedočanstva antičke i srednjovjekovne kulture mogu se vidjeti na slici 1.1.



• Egipatske piramide (2800-2000 g.p.K.)



• Parthenon, Atena (500 g.p.K.)



• Koloseum, Rim (72 g.n.K)



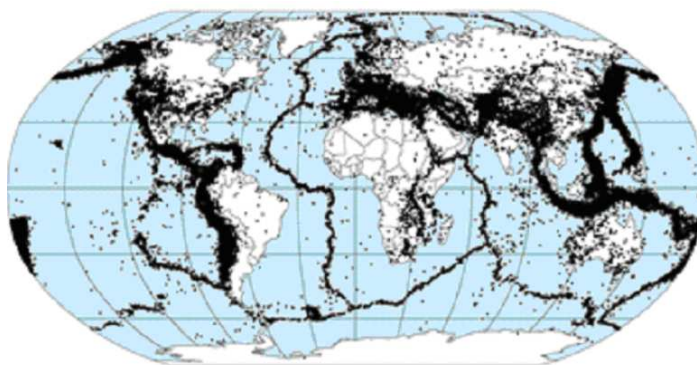
• Dioklecijanova palača, (295-305 g.n.K)

Slika 1.1. Neke povijesne zidane građevine

Industrijska revolucija u 18. i 19. stoljeću predstavlja prekretnicu u povijesti graditeljstva uvođenjem novih građevinskih materijala, kao što su beton i čelik. To je potisnulo zidane konstrukcije u drugi plan. Sadašnji pravilnici za projektiranje zidanih konstrukcija još uvijek nisu adekvatni. Također su nedovoljne spoznaje o ponašanju ziđa kao kompozitnog materijala. Oспорavanje ziđa kao konstrukcijskog materijala i nedostatak adekvatnih standarda za projektiranje, bila su rezultat nedostatka sredstava za istraživanje zidanih konstrukcija. Prije 20-tak godina pokrenute su brojne inicijative financiranja u području zidanih konstrukcija od strane nacionalnih i europskih institucija [1], usmjerene ka istraživanju modernih i povijesnih zidanih konstrukcija. Ipak, još uvijek je prisutan nedostatak znanja o važnim pitanjima vezanim za zidane konstrukcije, kao što su eksperimentalna ispitivanja, numerička modeliranja i postupci sanacija zidanih konstrukcija. Napredak istraživanja je otežan nedostatkom suradnje između znanosti i privrede.

Nažalost, još i danas je prisutan nedostatak istraživanja u području zidanih konstrukcija izloženih statičkom i napose dinamičkom opterećenju.

Prema mnogim istraživanjima, oko 50% svjetske populacije živi u područjima s izraženom potresnom opasnošću (Uzoegbo [2]). Na slici 1.2 prikazana je karta s epicentrima jakih potresa od 1963. do 1998. godine [3]. Posljedice potresa u svijetu su gubitak 8 miliona života u zadnjih 2000 godina (Jaiswal, Wald [4]).

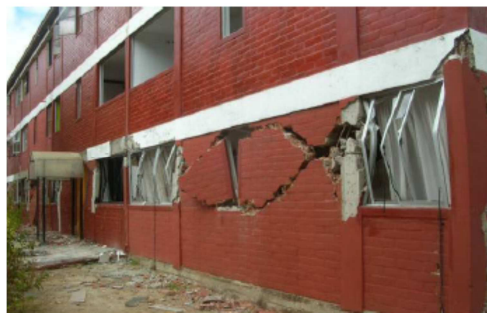


Slika 1.2. Prikaz potresa od 1963. do 1998 godine [3]

Većina europskih zemalja koristi zide kao glavni konstrukcijski materijal za stambene zgrade manje etažnosti. Preko 40% urbanog stanovništva živi u objektima izgrađenim od ziđa. Taj broj je još veći u manje razvijenim zemljama. Primjerice u Čileu je taj postotak 50% - Luders [5]. Nearmirano zide je odgovorno za oko 60% ljudskih žrtava zbog oštećenja uzrokovanih potresom diljem svijeta (Mayorcy, Meguro [6]). Analize oštećenja nakon potresa kroz povijest pokazale su veliku ranjivost ovog tipa konstrukcija (Bruneau [7]). Uobičajeno je da se potpuni ili djelomični slom nearmiranog ziđa tijekom potresa dešava zbog loše kvalitete materijala, načina gradnje i neodgovarajućih veza između nosivih elemenata konstrukcije (Campos Costa i dr. [8], Lang [9], Lourenco i Roque [10], Mendes i Lourenco [11]). Posljedice potresa na nekim zidanim zgradama prikazane su na slici 1.3. Zbog navedenih razloga, u nekim europskim zemljama došlo je do smanjenja uporabe nearmiranog ziđa za izgradnju objekata. Mala vlačna čvrstoća ziđa, njegova mala duktilnost, kao i mala sposobnost disipacije energije, glavni su razlozi zbog kojeg su europski propisi ograničili uporabu nearmiranog ziđa u područjima sa seizmičkim ubrzanjem iznad 0,2g (Eurocode 2005 [16]; Magenes [17]).



(i) Potresa Colombia (Armenija) 1999. god [5]



(ii) Potres u Čileu 2010. god. [4]



(iii) Potres El Salvador 2001. god. [7]



(iv) Potres Tehuacan 1999. god [6]

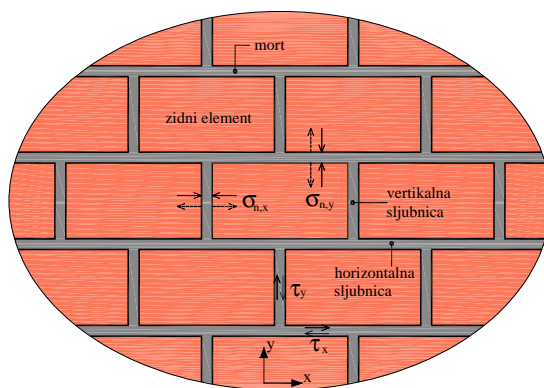


(v) Potres u Peruu 2007. god. [4]

Slika 1.3. Posljedice potresa na nekim zgradama

Zidane konstrukcije u pravilu imaju složenije ponašanje, te zahtijevaju složenije inženjerske proračune i složenije numeričke modele od "čistih" betonskih konstrukcija.

Na kvalitetu zidanih konstrukcija, osim kakvoće zidnih elemenata i morta, važan utjecaj ima i kvaliteta gradnje. Naime, za graničnu nosivost i deformabilnost zida važan utjecaj ima kvaliteta spoja između zidnog elementa i morta, odnosno razina prijenosa normalnih napreznja okomito na ravninu spoja i posmičnih napreznja u spojnoj ravnini (slika 1.4).



Slika 1.4. Prijenos normalnih (σ_n) i posmičnih (τ) naprezanja na spoju zidnih elemenata i morta

Za prijenos normalnih tlačnih naprezanja σ_n preko spojne ravnine mjerodavna je tlačna čvrstoća zidnog elementa ili morta. Kod toga je najčešće velika razlika u nosivosti i deformabilnosti između horizontalnih i vertikalnih sljubnica. Vertikalna tlačna naprezanja u zidu $\sigma_{n,y}$ su najčešće znatno veća od horizontalnih tlačnih naprezanja $\sigma_{n,x}$, kako zbog djelovanja gravitacijskog opterećenja tako i zbog djelovanja horizontalnih sila (vjetar, potres). Kod toga je tlačna nosivost horizontalnih sljubnica najčešće znatno veća od tlačne nosivosti vertikalnih sljubnica. One su najčešće samo djelomično ispunjene mortom, koji je zbog načina ugradnje obično manje čvrstoće i više deformabilan od morta u horizontalnim sljubnicama.

Za prijenos normalnih vlačnih naprezanja okomito na sljubnicu mjerodavna je prionjivost morta i zidnog elementa. Česti su slučajevi da mort i osobito zidni element imaju relativno veliku vlačnu čvrstoću, a da zbog kvalitete izvedbe prionjivost između morta i elementa bude mala, odnosno da prijenos vlaka okomito na spojnu plohu bude malen. Kod toga se, također, najčešće značajno razlikuju uvjeti u horizontalnim i vertikalnim sljubnicama. Kao što je već rečeno, kvaliteta morta i prionjivost u horizontalnim sljubnicama je obično veća nego u vertikalnim sljubnicama. Isto tako, u horizontalnim sljubnicama postoji predtlak od gravitacijskih opterećenja, dok su u vertikalnim sljubnicama tlačna naprezanja od tih opterećenja zanemariva ili pak vlačna.

Također su različiti uvjeti prijenosa posmičnih naprezanja u horizontalnim (τ_x) i vertikalnim (τ_y) sljubnicama. Razina prijenosa posmika u horizontalnim sljubnicama je veća zbog veće kvalitete morta i bolje prionjivosti, a osobito zbog povoljnog utjecaja tlačnog naprezanja okomito na spojnu plohu.

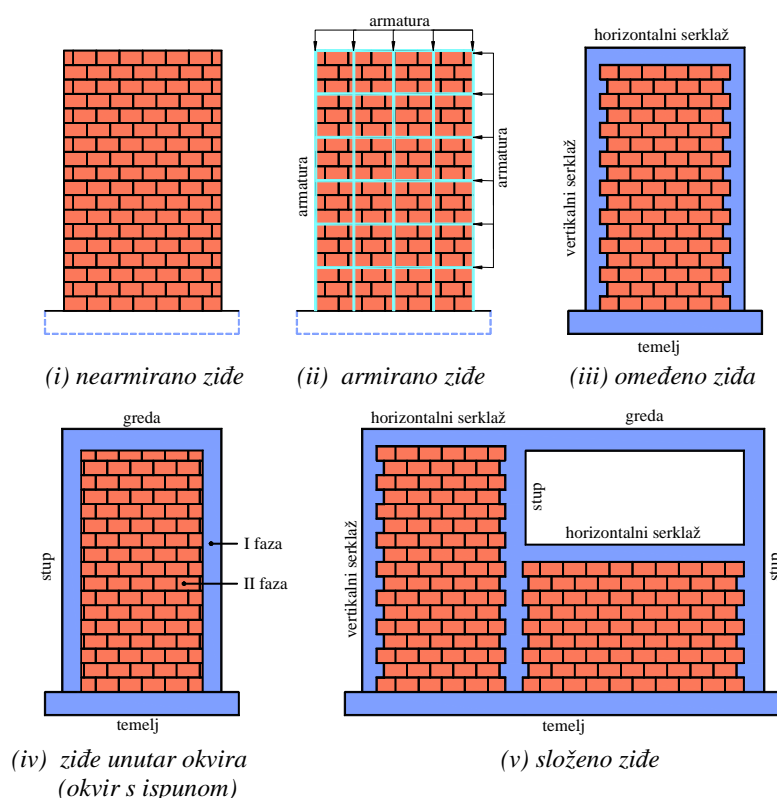
Anizotropiji ziđa doprinosi i činjenica da zidni elementi često imaju šupljine u vertikalnom smjeru.

Uzimajući u obzir navedene činjenice, očita je potreba za daljnja istraživanja glede mehaničkih svojstava materijala zidanih konstrukcija, kao i konstrukcijskih svojstava zidanih građevina, kako bi se poboljšala sigurnost zidanih konstrukcija na seizmička djelovanja.

Zidane građevine mogu biti raznovrsne. Zidovi predstavljaju glavne konstrukcijske elemente u zidanim zgradama, koji osiguravaju njihovu otpornost ne samo za vertikalna opterećenja, već i za horizontalna opterećenja (vjetar i potres). Sukladno [16, 18], terminološki se razlikuju sljedeći tipovi zida (slika 1.5):

- Nearmirano zide (slika 1.5i).
- Armirano zide (slika 1.5ii), s armaturom u horizontalnim i/ili vertikalnim sljubnicama.
- Omeđeno zide (slika 1.5iii) je nearmirano zide omeđeno (opasano) vertikalnim serklažima, horizontalnim serklažima i temeljima.
- Naknadno izvedeno zide između prethodno izvedenih armiranobetonskih greda i stupova (slika 1.5iv)- tzv. okviri s ispunom.

U praksi se sve češće susreće složeno zide kod kojeg se na dijelu zidova, umjesto vertikalnih i/ili horizontalnih serklaža, izvode klasični armiranobetonski stupovi i/ili grede (slika 1.5v).



Slika 1.5. Uobičajeni tipovi zida

Ovdje su razmatrani nearmirani zidovi, zidovi omeđeni horizontalnim i vertikalnim serklažima, te kombinacija prethodno navedenih zidova. Razmatrani su ravninski problemi, s opterećenjem u ravnini zidova. Složenost zida (termin zide obuhvaća zidne elemente povezane mortom), njegovo ojačanje armaturom ili opasivanje serklažima, uz redovito prisustvo otvora u zidovima i međudjelovanje zidova s temeljima i tлом, stvara velike poteškoće pri inženjerskim proračunima i numeričkim analizama zidanih građevina u uvjetima potresa.

Najrealnije spoznaje o ponašanju zidanih građevina u dinamičkim uvjetima dobivaju se prvenstveno na realnim građevinama pogođenim potresima, te na eksperimentalnim ispitivanjima fizikalnih modela na dinamičkim (potresnim) platformama. Nažalost, ispitivanja s pomoću potresnih platformi, koje posjeduje mali broj zemalja su vrlo skupa. U brojnim razvijenim zemljama do sada nije bilo registriranih jačih potresa, pa u njima nema interesa za takva istraživanja. Iako su u svijetu razvijeni brojni modeli za statičku i dinamičku analizu zidanih konstrukcija, još uvijek nema takvog modela koji bi bio relativno jednostavan i prilagođen svakodnevnoj praksi, a koji bi adekvatno opisivao stvarno ponašanje zidanih građevina i bio pouzdan. Primjena kvalitetnih numeričkih modela također može doprinijeti boljem poznavanju ponašanja zidanih konstrukcija, kao i njihovoj pouzdanoj gradnji.

Iz prethodnog navedenog slijedi da je ponašanje zidanih konstrukcija pri statičkom i naročito potresnom opterećenju vrlo složeno i zahtjeva veliku pozornost pri njihovom projektiranju i proračunu. Stoga su potrebna daljnja eksperimentalna i numerička istraživanja kako bi se moglo preciznije predvidjeti ponašanje takvih konstrukcija pri potresu, dati praktični savjeti i preporuke za njihov pouzdani proračun, te unaprijediti postojeću regulativu za zidane konstrukcije.

1.2. Postojeće spoznaje u istraživačkom području

Numerička i eksperimentalna istraživanja ponašanja zidanih konstrukcija opterećenih statičkim i dinamičkim opterećenjem u fokusu su mnogih znanstvenika posljednjih godina. Do sada su izvršena mnogobrojna eksperimentalna i numerička istraživanja ponašanja zidanih zidova pod statičkim, kvazi-statičkim i dinamičkim opterećenjem. Neki od njih mogu se naći u literaturi na kraju rada. U posljednjih nekoliko godina postignut je ogroman iskorak glede razvoja numeričkih metoda za analizu zidanih konstrukcija. Metoda konačnih elemenata je prepoznata kao opća i učinkovita metoda za nelinearnu analizu konstrukcija, kojom se može dovoljno točno opisati ponašanje zidanih zidova izloženih različitim slučajevima opterećenja,

primjenom različitih konstitutivnih modela materijala. Zadnjih se godina sve više koristi i metode diskretnih elemenata za prostornu diskretizaciju konstrukcija, te kombinacija obje navedene metode. Razvijeno je više numeričkih modela za analizu zidanih konstrukcija. Modele karakterizira različita teorijska pozadina i razina razrade. Najpoznatije teorije za formuliranje nelinearnog konstitutivnog zakona ponašanja materijala su teorija plastičnosti i mehanika oštećenja. U osnovi postoje dva pristupa u numeričkom modeliranju zida: makromodel i mikromodel zida.

Makromodel zida je model kod kojeg se složena struktura, kvaliteta i izvedba zida od različitih gradiva na makro (globalnoj) razini aproksimira reprezentativnim (zamjenjujućim) gradivom takvih fizikalno-mehaničkih svojstava da što bolje opiše graničnu nosivost, sigurnost, deformabilnost i oštećenja stvarnog složenog zida. Takvim se pristupom omogućavaju veći konačni elementi (grublja diskretizacija) i smanjuje broj nepoznanica u sustavu, odnosno značajno ubrzava proračun konstrukcije. Ovaj model je prikladan za analizu realnih zidanih konstrukcija u praksi. Do sada je razvijeno više makromodela, a neki od njih mogu se naći u [24-41].

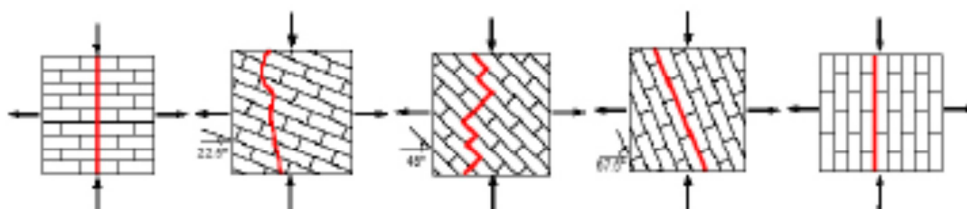
Mikromodel zida je model kod kojeg se prostorna diskretizacija zida obavlja na razini zidnog elementa i morta (sljubnice), a kod još preciznijih analiza simulira se i spoj morta i zidnog elementa dodirnim elementima. Moguće je koristiti različite mikromodele zida, različite preciznosti, složenosti i trajanja analize. U odnosu na makromodele zida, mikromodeli zida daju preciznije rezultate i precizniju lokaciju pojave popuštanja i oštećenja u zidu, ali uz znatno složenije i dugotrajnije proračune. Kako obično nisu poznata stvarna svojstva morta te spoja morta i zidnih blokova na čitavoj površini konstrukcije, a osobito zbog realne prostorne veličine problema i dugotrajne vremenske analize, mikromodeli zida se rjeđe primjenjuju. Oni se koriste uglavnom za manje prostorne probleme, te za verifikaciju statičkih i dinamičkih eksperimentalnih ispitivanja zidova. Neki od mikromodela mogu se naći u [42-66].

Većina prvih analiza razmatra zide kao gradivo od zidnih elemenata i morta, s prosječnim izotropnim elastičnim svojstvima materijala, pri čemu nije uzet u obzir utjecaj veze morta i zidnog elementa (Wood [19], Rosenhaupt i Sokoal [20], Saw [21], Pande i dr. [22], Ganju [23], Samarasinghe i dr. [24]). Jedan od prvih mikromodela za opisivanje nelinearnog ponašanja zida predložio je Page [46]. Ovaj model uzima u obzir zide kao dvoparametarski materijal, koji se sastoji od zidnog elementa i morta. Zidni elementi su modelirani 2D pravokutnim konačnim elementom, s 4 stupnja slobode po čvoru. Usvojen je izotropni model materijala. Sljubnice su modelirane veznim elementima, koji se mogu

deformirati okomito i poprečno u odnosu na sljubnicu. Predloženi model je provjeren na eksperimentalnim rezultatima. U to je vrijeme ovaj model predstavljao značajan napredak u odnosu na modele s izotropno - elastičnim ponašanjem. Page, Kleeman i Dhanasekar [47] također su predložili jedan nelinearni model materijala za simulaciju ponašanja ziđa. Za prostornu diskretizaciju ziđa usvojeni su osmo - čvorni izoparametrijski konačni elementi. Za definiranje nelinearnog modela materijala, proveden je niz dvoosnih testova. Pri testiranju uzeta je u obzir različita orijentacija (kut) sljubnica u odnosu na horizontalu. Koristeći podatke iz provedenih eksperimenata, dobiveni su odnosi nelinearne veze naprezanje-deformacije za opisivanje ponašanja ziđa. Jedan od prvih makromodela je model W. Samarasinghe i dr. [24]. Dhanasekar i dr. [66] predložili su nelinearni model materijala koji se temelji na rezultatima dvoosnih testova ziđa. Model može opisati utjecaj materijalne nelinearnosti i nastanak lokalnog sloma. U svom doktorskom radu Lourenco [50] je predložio dva modela za opisivanje nelinearnog ponašanja ziđa. Jedan je mikromodel, a drugi makromodel. Mikromodelom je nelinearno ponašanje ziđa modelirano samo na kontaktima. Model može simulirati slijedeće tipove sloma: vlačni slom, posmični slom, tlačni slom, te kombinirani posmično-tlačni slom. Drugi model je makromodel, koji je namijenjen za analizu realnih konstrukcija. Temelji se na modelu kontinuuma, s ortotropnim modelom materijala. Uzima u obzir Rankin-ov kriterij sloma u vlaku (pukotine) i Hill-ov kriterij tečenja u tlaku (drobljenje). Model zahtjeva veliki broj ulaznih parametara. U makromodelu Lourenco i dr. [25] razvili su kriterij sloma za ziđe temeljen na proširenoj formulaciji za izotropan kvazikrhki materijal, s ortotropnim ponašanjem. U mikromodelu Lourenco i Rots [42] predložili su "cap interface" model, koji se temelji na modernoj teoriji plastičnosti. On može simulirati najvažnije slomove, kao što su pucanje u vlaku i drobljenje duž kontakta. Sličan "cap model" su predložili Sutcliffe i dr. [43], te Chaimoon i Attard [44]. Neke pojednostavljene mikromodele razvili su Lofti i Shing [45], Tzamtzis [49], te Gambarotta i Lagomarsino [126].

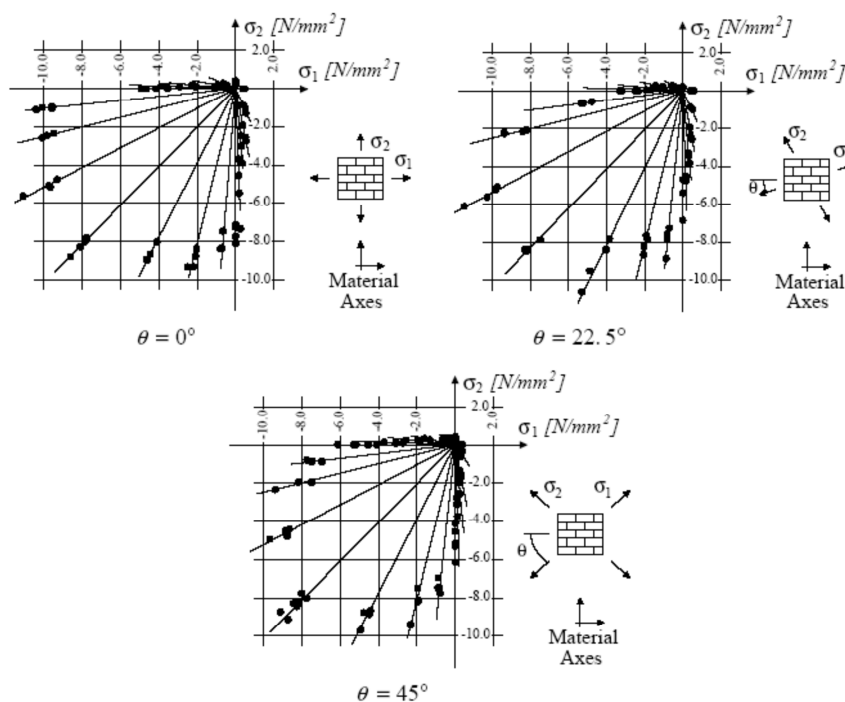
Prvi kriteriji sloma ziđa za ravninsko stanje naprezanja dati su u radovima [67-70], kako bi se omogućio pojednostavljeni proračun zidanih konstrukcija. Temelje se na ograničenom opsegu eksperimentalnih podataka i ne obuhvaćaju čitavi spektar mogućih stanja naprezanja u ziđu. Temeljna načela ovih kriterija sloma korištena su pri izradi pravilnika za projektiranje zidanih konstrukcija u mnogim zemljama. Mnogobrojni novi testovi, s različitim kombinacijama opterećenja u ravnini ziđa, unijeli su novo svjetlo u složeno ponašanje ziđa i doprinijeli razvoju preciznijih kriterija sloma. Oni su u većini radova prikazani kao trodimenzionalne granične plohe. Neki kriteriji sloma prikazani su u radovima [65-78]. Neki

radovi su od posebnog značaja jer daju kriterije sloma u korelaciji s rezultatima preciznih eksperimentalnih testova koje je proveo Page [72-74] (vidjeti sliku 1.6).



Slika 1.6. Modeli sloma zida od pune opeke pod dvoosnim stanjem naprezanja, Page [72-74]

Kriterije sloma za nearmirano zide opterećeno u svojoj ravnini istraživali su mnogi istraživači. Mann i Müller [67] su primijenili modificirani Mohr-Coulomb-ov kriterij, pomoću kojeg su simulirali 4 tipa sloma zida. Page [71] je razvio plohu sloma za zide izloženo dvoosnom stanju naprezanja vlak-vlak, kako bi simulirao vlačni slom u sljubnicama. Također je dao plohe sloma za zide izloženo stanju naprezanja tlak-tlak i tlak-vlak, a na temelju eksperimentalnih rezultata (Page [72-74], vidjeti sliku 1.7).

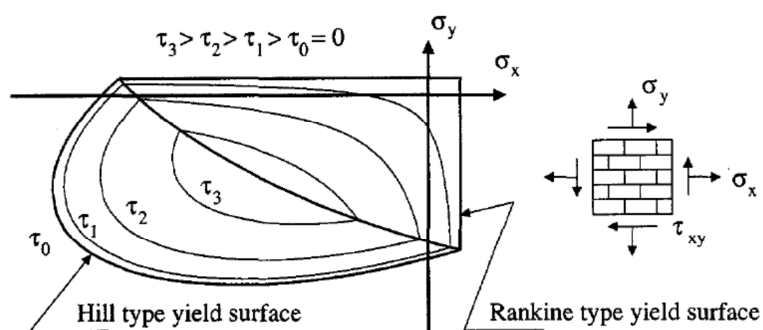


Slika 1.7. Dvoosna čvrstoća zida od pune opeke, Page [72-74]

Sutcliffe i dr. [43] razmatrali su zide kao anizotropan i nehomogen materijal. S pomoću donjeg teorema teorije plastičnosti, definirali su plohu sloma odvojeno za zidni element i

mort. Dhanaseker i dr. [76] definirali su plohu sloma pomoću tri eliptična konusa. Područje granične nosivosti ziđa određeno je naprežanjima okomito i paralelno u odnosu na horizontalnu sljubnicu, a posmično naprežanje ima oblik heksagona. Za neke slučajeve nije ostvareno dobro slaganje numeričkih i eksperimentalnih rezultata.

Lourenco [50, 80] je definirao graničnu plohu sloma u funkciji dviju ploha (Rankinove ortotropne plohe tečenja i Hillove plohe tečenja, slika 1.8). Slaganje rezultata modela s rezultatima eksperimentalnih testova koje je proveo Page-a nisu visoka, što ukazuje na potrebu daljnjeg poboljšanja modela.



Slika 1.8. Granična ploha sloma Lourenco [50, 80]

Slično tome, usporedba između plohe sloma koju je predložio Hoffman [91] i rezultata eksperimenata [72, 74] pokazuje dosta veliku nepodudarenost. Andreaus [81] je proveo relativno opsežna istraživanja, uzimajući u obzir različite tipove sloma ziđa, uporabom triju kriterija sloma (modificirani Mohr-Coulomb-ov zakon trenja, kriterij maksimalnih vlačnih naprežanja-Saint Venant i kriterij maksimalne tlačnih naprežanja – Navier). Usporedba ovog teorijskog pristupa s dostupnim eksperimentalnim podacima, uključujući i testove Page-a, provedena je samo za nekoliko točaka plohe sloma. S toga je teško procijeniti točnost predloženog kriterija sloma. Syrmakzsis i Asteris [85] koristili su polinom trećeg stupnja za matematičko opisivanje plohe sloma. Takva aproksimacija može se koristiti samo za slučajeve kada su oba glavna naprežanja tlačna. Međutim, za slučaj kada su glavna tlačna naprežanja pod kutom od 45° u odnosu na horizontalnu sljubnicu, oblik granične krivulje nije zadovoljavajući u odnosu na eksperimentalne podatke Page-a. Bortolotti i dr [88] razvili su kriterij sloma preko glavnih naprežanja. Još neke kriterije sloma razvili su Milani i dr. [96, 97] te Calderini i dr. [100].

Obzirom na probleme pri proračunu zidanih konstrukcija na seizmička opterećenja, uočena je potreba za nelinearnim modelima proračuna. U Italiji i Sloveniji je krajem 70 - tih god. 20. stoljeća (poslije Friuli potresa 1976. god.), razvijena ekvivalentna statička analiza za pojednostavljeni nelinearni proračun (Tomažević [98]). Ova metoda je u narednim godinama doživjela poboljšanja (Tomažević [99]). Daljnja intenzivna istraživanja rezultirala su velikim napretkom u području analize pomoću metode konačnih elemenata (Calderini i Lagomarsino [100], Milani i dr. [96], Brasile i dr [101], Massarat i dr. [102] te Cecchi i Sab[103]). Međutim, još uvijek ne postoji prikladan "alat" za analizu cijele zidane zgrade u svakodnevnoj inženjerskoj praksi. Iz tog razloga, razvijeno je više modela temeljenih na makroelementima, koji imaju manje zahtjeve po pitanju računala. Nekoliko pristupa temeljenih na konceptu "ekvivalentnog okvirnog sustava" može se naći u radovima Magnes i Della Fontana, [104], Lagomarsino i dr. [105], Belmouden i Lestuzzi [106], Rocca i dr. [107], Kappos i dr. [108], Salonikios i dr. [109], Pasticier i dr. [110] te Galasco i dr. [111]). U njima su zidovi aproksimirani makroelementima, čime se broj stupnjeva slobode (vrijeme trajanja analize) znatno smanjuje. Učinkovitu formulaciju ekvivalentnog okvira, koji se može primijeniti na globalnu dinamičku analizu cijelih zidanih zgrada, predložili su Lagomarsino i dr. [105]. Niz pojednostavljenih metoda za analizu zidanih konstrukcija pod dinamičkim opterećenjem može se naći u [112-125]. Ipak, s ovakvim pristupom nije moguće pobliže opisati stvarno ponašanje pojedinih konstrukcijskih elemenata.

Između mikro i makro modeliranja je tzv. tehnika numeričke homogenizacije. Neke od numeričkih tehnika homogenizacije predložili su Luciano i Sacco [128], Gambarotta i Lagomarsino [130], Massarat [102], Milani [96], Zucchini i Lourenco [52], Pegon i Anthoine [132], Calderini i Lagomarsino [133], Pande i dr. [130] te Anthoine [131]. Pregled i razvoj numeričkih tehnika homogenizacije dan je u [127].

Neki od modela temeljenih na mehanici oštećenja mogu se naći u [134-144]. Kod njih se oštećenja modeliraju preko degradacije elastičnih svojstava materijala, pri pojavi i razvoju mikropukotina. Zbog složenosti, uglavnom se usvaja pretpostavka o izotropnom materijalu. Postoje i modeli koji uzimaju ortotropno ponašanje materijala.

Kao što je prethodno navedeno, osim metode konačnih elemenata, za prostornu diskretizaciju zidanih konstrukcija koristi se još i metoda diskretnih elemenata. Razvijen je niz numeričkih modela baziranih na ovoj metodi [145-149]. Također se koriste numerički modeli koji se temelje na kombinaciji metode konačnih elemenata i metode diskretnih elemenata [148, 149, 272]. MDE imaju sve prednosti i mane kao i prethodno spomenuti

mikromodeli: vrlo dobro opisuju ponašanje konstrukcija, ali zahtijevaju snažna računala i dugotrajne analize.

Provedena su mnoga eksperimentalna istraživanja ponašanja zidanih konstrukcija pod cikličkim [157-215], pseudo – dinamičkim [252-259], dinamičkim (potresnim) [216-251] i statičkim opterećenjem [266-272].

Opsežna eksperimentalna ispitivanja na dinamičkoj platformi zidova opterećenih izvan ravnine proveo je Kariotis i dr. [152, 153]. Zaključeno je kako je posmični slom ziđa dominantan kod mnogih zidanih konstrukcija izloženih djelovanju horizontalnog opterećenja, a napose pri djelovanju potresu. Atkinson i dr. [154] istražili su ponašanje nearmiranih zidanih zidova izloženih statičkom i cikličkom opterećenju. Rezultati ispitivanja od strane raznih istraživača (primjerice (Meli [155] i Priestley [156])) provedenim na konzolnim armiranim zidanim zidovima izloženim opterećenju u njihovoj ravnini ukazuju na postojanje dva osnovna tipa sloma: posmični slom koji je obilježen dijagonalnim pukotinama, te slom savijanjem koji je karakteriziran tečenjem armature u vlaku i drobljenjem ziđa u tlaku.

Abrams [195] te Modena i dr. [196] ispitivali su dvoetažnu zidanu zgradu od armiranog ziđa, u realnoj veličini. Simulirane su stvarne veze između konstrukcijskih elemenata. Međutim, takva vrsta eksperimenata je skupa i zahtjeva posebnu opremu. S toga se najčešće ispituju modeli konstrukcija u manjem mjerilu, a osobito pojedinačni zidovi. Neka značajnija eksperimentalna istraživanja zidanih zidova izloženih potresu u svojoj ravnini proveli su Priestley i Bridgeman [197], Tomažević i Žarnić [198], Shing i dr. [199], Mahmud i dr. [191], Zhuge i dr. [200], Magenes i Calvi [178], Magenes [201], Schultz i dr. [202], Bosiljkov i dr. [203], Yoshimura i dr. [204], Vasconcelos [205], Voon i Ingham [206], Steelman i Abrams [207], Mosele i dr. [208], ESECMaSE projekt [261] te DISWall projekt [262].

Ispitivanjem niza modela jednoetažnih zidanih objekata izloženih dinamičkoj pobudi, Umek [157] je zaključio da vertikalni serklaži značajno poboljšavaju duktilnost zidanih konstrukcija, ali imaju mali utjecaj na lateralnu otpornost zida. Slične zaključke su izveli Meli [155] te Aguila i dr. [158]. U Kini su provedena istraživanja ponašanje nearmiranih zidanih zidova s lošom kvalitetom ziđa i usporedba s omeđenim zidanim zidovima [215, 216]. Aguilar i dr. [160], Iiba i dr. [239] te Yoshimura i dr. [170] su istraživali utjecaj horizontalne armature na ponašanje zidanih zidova pri seizmičkom opterećenju. Moroni i dr. [258, 259] obradili su 50 eksperimentalnih testova omeđenih zidova u Latinskoj Americi i predložili jednostavan model za simulaciju nelinearnog ponašanja zidanih zidova izloženih seizmičkom djelovanju, a koji se temelji na statističkoj obradi rezultata ispitivanja.

Izvršeno je više eksperimentalnih istraživanja ponašanja zidanih zidova izloženih cikličkom opterećenju. Shing i dr. [210] istražili su utjecaj horizontalne i vertikalne armature, te vertikalnog opterećenja na ponašanje zidanog zida. Ibrahim i Suter [211] istražili su utjecaj količine vertikalne armature, odnos visine i širine zida te vertikalnog opterećenja na ponašanje zidanih zidova. Eikanas [212] je istražio utjecaj vertikalne armature te odnos visine i širine zida na ponašanje zidanih zidova od punih betonskih blokova. Voon i Ingham [206] su istražili utjecaj količine i raspodjele horizontalne armature, vertikalnog opterećenja te utjecaj odnosa visine i širine zida na ponašanje zidanih zidova. Shedid i dr. [213] ispitivali su utjecaj količine i raspodjele vertikalne armature te vertikalnog opterećenje. Sherman [214] je istražio utjecaj odnosa visine i širine zida, vertikalnog opterećenja te količinu vertikalne armature na ponašanje zidanih zidova. Tomažević i dr. [240, 241] proveli su opsežna eksperimentalna testiranja ponašanja zidanih zidova izloženih različitim lateralnim opterećenjima. Neosporno je da dinamički testovi daju vjerniju simulaciju ponašanja pod seizmičkim opterećenjem u odnosu na kvazi-statička i ciklička opterećenja (primjerice Calvi i dr. [242]). Opsežna eksperimentalna istraživanja proveo je i Elgawady [193] u okviru ojačanja i sanacije nearmiranih zidanih zidova. Zaključuje da statička i dinamička opterećenja daju sličan tip sloma. Iste zaključke su iznijeli i Vasconcelos i dr. [260].

Statička ciklička ispitivanja realnih zgrada proveli su Abrams [195], Moon i dr. [194] te Yi i dr. [163]. Za kalibraciju numeričkih modela često se koriste testovi koje su proveli Mendes i Lourenco [243]. Testiranja zidanih konstrukcija na dinamičkoj platformi proveli su Bairrão i Vaz [244], Carvalho [245] te Henderson i dr. [246]. Abrams [247] je prikazao rezultate ispitivanja na dinamičkoj platformi modela dvoetažne zidane zgrade od nearmiranog zida s otvorima. Bothara i dr. [248] proveli su ispitivanja na modelu dvoetažne zidane zgrade od nearmiranog zida.

Eksperimentalna istraživanja ponašanja nearmiranih zidova proveli su Epperson i Abrams [188], Magenes i Calvi [224], Anthoine i dr. [175], Tomažević i dr. [249] te Franklin i dr. [263]. Samo nekoliko znanstvenika eksperimentalno je istraživalo ponašanje zidanih zgrade od nearmiranog zida u realnoj veličini (Magenes i dr. [177], Costley i Abrams [219], Paquette i Bruneau [251], Yi [162] te Yi i dr. [163]). Koordinirano istraživanje nekoliko istraživačkih centara [176, 178] dovelo je opsežnog eksperimentalnog i numeričkog istraživanja utjecaja različitih parametara na ponašanje nearmiranih zidanih zidova izloženih cikličkom opterećenju.

Na Institutu ETH Zurich su provedena statička eksperimentalna istraživanja nearmiranih zidanih zidova u realnoj veličini opterećenih vertikalnim opterećenjem, te

horizontalnom silom (Ganz i Thürlimann [269]). Eksperimenti su vrlo dobro prilagođeni za validaciju numeričkih modela, ne samo zato što su u realnoj veličini, već i zbog mehaničkih karakteristika zida koji su dobiveni eksperimentalno (Ganz i Thürlimann [266]). Raijmakers i Vermeltoort [270] te Vermeltoort i Raijmakers [271] proveli su još neke statičke eksperimente na zidanim zidovima.

1.3. Metodologija i ciljevi rada

Posljednjih desetljeća svjedočimo ogromnom razvoju numeričkih metoda i softvera za analizu različitih konstrukcija. Danas su uz pomoć računala moguće analize konstrukcija s relativno visokim stupnjem točnosti. Također, u posljednje vrijeme dogodio se važan napredak u razvoju konstitutivnih modela različitih gradiva. Međutim, relativno malo naprednih istraživanja je provedeno u području modeliranja zidanih konstrukcija. Numerička modeliranja ponašanja zidanih konstrukcija su važna za pružanje uvida u stvarno ponašanje te procjenu stanja i sanaciju postojećih zidanih konstrukcija, kao i za sigurno građenje novih zidanih građevina. Razvoj pouzdanih numeričkih modela ne može se vršiti bez temeljita poznavanja ponašanja materijala, kao i pravilne provjere modela na značajnim eksperimentalnim rezultatima.

Proračuni zidanih konstrukcija zaostaju za proračunom ostalih tipova konstrukcija, posebice onih od čelika i betona. Osnovni razlog ovoj činjenici je nedostatak spoznaja o složenom ponašanje zidanih konstrukcija, tj. zida (zidni element, mort i njihova veza). Postojeće metode proračuna su većinom empirijske i iskustvene prirode. Upotreba numeričkih modela za analizu i proračun zidanih konstrukcija još uvijek je nedovoljna. Ponašanje zidanih građevina izloženih statičkom i napose dinamičkom opterećenju izrazito je složeno. Poznavanje ponašanja zidanih konstrukcija izloženih potresu je od primarne važnosti u područjima s izraženom potresnom opasnosti. Razorne štete na zidanim konstrukcijama u posljednjih nekoliko desetljeća uzrokovane potresima potaknule su inženjere da pažljivije razmotre zide kao konstrukcijski materijal, tj. da uoče njegove nedostatke i pronađu načine kako ih prevladati, te tako što više umanje štete razornih potresa.

Dakle, još uvijek nema takvog numeričkog modela za simulaciju ponašanja zidanih konstrukcija koji bi pouzdano simulirao sve njihove najvažnije nelinearne efekte u uvjetima statičkog i posebno potresnog opterećenja. Zato su još uvijek nužna daljnja istraživanja u tom području, koja bi vodila razvoju pouzdanih numeričkih modela za analizu realnih zidanih konstrukcija.

Osnovni ciljevi ovog rada bili su slijedeći:

1. Poboľšati i razviti prethodno razvijeni numerički modela za statičku i dinamičku (potresnu) analizu ravninskih konstrukcija od zida, betona i njihove kombinacije [273-277]. Pri tome zidane konstrukcije mogu biti od nearmiranog zida, armiranog zida, omeđenog zida i kombiniranog (složenog) zida. Poboľšanje postojećeg modela zida odnosi se na uvođenje anizotropnog modela ponašanja zida te na modeliranje utjecaja posmika na slom zida. Definirani su kriteriji čvrstoće zida i kriteriji sloma zida odvojeno u tri različita koordinatna sustava, tj. u tri različita smjera naprezanja. Naime, odvojeno su analizirana:
 - normalna naprezanja u smjeru sljubnica zida i odgovarajuća posmična naprezanja,
 - glavna (najveća) normalna naprezanja i
 - najveće posmično naprezanje i odgovarajuća normalna naprezanjaPoboľšani numerički model za statičku i dinamičku analizu nearmiranih, omeđenih i kombiniranih zidova provjeriti na provedenim fizikalnim eksperimentima, te na poznatim primjerima iz literature.
2. Provesti eksperimentalna istraživanja dva jednaka dvoetažna omeđena zidana zida bez otvora, u realnoj veličini, pod statičkim opterećenjem do sloma. Kod toga se razlikuju uvjeti oslanjanja temelja zida. Naime kod jednog zida temelj je imao mogućnost proklizavanja, dok je kod drugog zida proklizavanje bilo spriječeno. Osim stjecanja dodatnih spoznaja o stvarnom ponašanju zidanih zidova pri statičkom opterećenju do sloma, provedeni eksperimenti služe za provjeru i verifikaciju poboľšanog numeričkog modela za analizu zidanih konstrukcija.
3. Nakon provjere poboľšanog numeričkog modela, izvršiti niz numeričkih testova, tj. statičke i dinamičke analiza brojnih nearmiranih i omeđenih zidova s variranjem različitih utjecajnih parametara (tlačna, vlačna i posmična čvrstoća zida, modul elastičnosti i modul posmika zida, vlačna i posmična krutost zida, odnos visine i širine zidova, otvori u zidovima, veličina vertikalnog opterećenja, vertikalni i horizontalni serklaži, deformabilnost podloge, trajanje, period i amplituda dinamičke pobude i sl.), te izvršiti analize dobivenih rezultata. Vjeruje se da će provedena numerička parametarska istraživanja dati vrijedan doprinos

poznavanju ponašanja zidanih konstrukcija u uvjetima statičkog i potresnog opterećenja.

4. Na kraju iznijeti najvažnije zaključke istraživanja, te dati preporuke za dopunu važećih propisa i proračuna takvih konstrukcija u praksi. Također iznijeti buduće pravce istraživanja.

Osnovna metodologija istraživanja sastoji se od slijedećih koraka:

- Upoznavanje s rezultatima suvremenih tekućih eksperimentalnih i numeričkih postignuća u istraživačkom području, posebno dosadašnjih postignuća u području numeričkog modeliranja i eksperimentalnog ispitivanja ponašanja nearmiranih, armiranih i omeđenih zidanih zidova pod statičkim, cikličkim, kvazi – statičkim i dinamičkim (potresnim) opterećenjem. Definiranje najvažnijih problema u promatranom području i ciljeva rada.
- Razvoj pouzdanog numeričkog modela za adekvatnu statičku i dinamičku analizu ravninskih zidanih konstrukcija, koji bi uključio uvođenje nelinearnog anizotropnog modela ponašanja zida, te modeliranje utjecaja posmika na slom zida. Kriterij popuštanja (čvrstoće) zida definirao bi se istovremeno u tri koordinatna sustava, preko: (i) glavnih (najvećih) normalnih naprezanja, (ii) normalnih naprezanja i odgovarajućih posmičnih naprezanja, te (iii) najvećeg posmičnog naprezanja i odgovarajućih normalnih naprezanja. Slom zida definirao bi se na analogan način, u funkciji deformacija. Uveli bi se originalni dijagrami veze između normalnih i posmičnih naprezanja, te normalnih i posmičnih deformacijama. Za modeliranje problema na kontaktu uveli bi se dodirni elementi, s odgovarajućim svojstvima gradiva u tlaku, vlaku i posmiku. Uključio bi se utjecaj promjene geometrije konstrukcije (veliki pomaci). Modelom bi se simulirali različiti tipovi zidanih konstrukcija (nearmirane, armirane, omeđene i složene), te interakciju sustava zid-temelj-tlo. Prikazale bi se osnove numeričkog modela vezane za prostornu i vremensku diskretizaciju, algoritmi rješenja, kriterij konvergencije iterativni postupak i sl.
- Razvijeni numerički model bi se verificirao na eksperimentalnim testovima i drugim numeričkim modelima. Ocijenila bi se točnost i pouzdanost razvijenog numeričkog modela.

- Provela bi se numerička analiza utjecaja brojnih parametara na ponašanje zidanih zidova pod statičkim i potresnim opterećenjem, uz uporabu prethodno razvijenog numeričkog modela. Analizirao bi se utjecaj slijedećih parametara na njihovo ponašanje:
 - vertikalni serklaži,
 - horizontalni serklaži,
 - vertikalno opterećenje,
 - odizanje i klizanje temelja,
 - krutost i čvrstoća zida,
 - odnos visine i duljine zida,
 - otvori u zidovima,
 - anizotropna svojstva zida,
 - posmični slom zida,
 - karakteristike dinamičke pobude (potresa) itd.

- Prikazali bi se najvažniji zaključci istraživanja i preporuke za praktičnu primjenu.

1.4. Sadržaj rada

Rad je podijeljen u sedam poglavlja.

Prvo poglavlje je uvodno, u kojem je dan kratki osvrt na primjenu i temeljnu problematiku zidanih konstrukcija, te definirani neki osnovni pojmovi. Potom su prikazana dosadašnja postignuća u predmetnom području. Naznačeni su najvažniji problemi u ovom području, te definirana metodologija i ciljevi rada. Ukratko je opisan sadržaj rada po poglavljima.

U drugom poglavlju prikazan je razvijeni numerički model za statičku i dinamičku (seizmičku) analizu ravninskih zidanih konstrukcija. Model simulira najvažnije nelinearne efekte ponašanja zida, armiranog betona i tla, kao što su: popuštanje i drobljenje u tlaku, pucanje u vlak, otvaranje i zatvaranje pukotina, vlačna i posmična krutost materijala s pukotinama itd.

U trećem poglavlju prikazani su rezultati provedenih eksperimentalnih ispitivanja ponašanja omeđenih zidanih zidova pod statičkim opterećenjem. Ispitana su dva dvoetažna omeđena zidana zida realnih dimenzija. U jednom testu dopuštena je mogućnost klizanja temelja po podlozi, dok je kod drugog testa spriječena. Mjereni su karakteristični pomaci, te deformacije (naprezanja) u zidu, betonu i armaturi.

U četvrtom poglavlju izvršena je provjera razvijenog numeričkog modela iz *Poglavlja 2* na provedenom eksperimentu iz *Poglavlja 3*, te na nekim dostupnim eksperimentalnim istraživanjima iz literature i provjerenim numeričkim modelima. Ocijenjena je točnost i pouzdanost razvijenog numeričkog modela.

U petom poglavlju prikazani su rezultati nelinearnih numeričkih testova niza nearmiranih i omeđenih zidanih zidova u uvjetima statičkog i dinamičkog (potresnog) opterećenja, uz pomoć numeričkog modela prikazanog u *Poglavlju 2*, s analizom utjecaja analiziranih parametara. Rezultati pojedinih utjecajnih faktora prikazani su u grafičkom obliku i s tekstualnom interpretacijom.

Najvažniji zaključci provedenih istraživanja i preporuke za praktičnu primjenu, kao i smjernice za buduća istraživanja, dani su u šestom poglavlju.

U sedmom poglavlju je navedena korištena literatura.

2. NUMERIČKI MODEL ZA STATIČKU I DINAMIČKU ANALIZU ZIDANIH KONSTRUKCIJA

2.1. Općenito

Zidane konstrukcije su među najzastupljenijima u graditeljstvu diljem svijeta. Zide je kompozitni anizotropni nelinearni materijal, formiran od zidnih elemenata i morta, koji ima različita svojstva u različitim smjerovima. Anizotropija zidnih elemenata i njihova nepoznata prionjivost s mortom dodatno doprinose složenom ponašanju ziđa.

Nelinearne analize bazirane na MKE predstavljaju vrijedan alat za opis ponašanja zidanih konstrukcija izloženih statičkom i dinamičkom opterećenju. Navedene analize omogućavaju opis ponašanja zidanih konstrukcija sve do sloma, preko pomaka, ubrzanja, stanja naprezanja (deformacija) i oštećenja konstrukcije.

U okviru MKE, uobičajena su dva pristupa u numeričkom modeliranju zidanih konstrukcija: mikromodeli i makomodeli ziđa.

Ako se želi što realističnija analiza zidanih konstrukcija, nužno je uključiti brojne nelinearne efekte ponašanja ziđa, armiranog betona i tla, kao što su primjerice:

- popuštanje ziđa u tlaku, otvaranje pukotina u ziđu u vlaku, mehanizam otvaranja i zatvaranja pukotina u ziđu kod cikličkog opterećenja, posmično popuštanje

ziđa, anizotropna svojstva čvrstoće i krutosti ziđa u horizontalnom i vertikalnom smjeru, vlačna i posmična krutost ispucanog ziđa,

- popuštanje betona u tlaku, otvaranje pukotina u betonu u vlaknu, mehanizam otvaranja i zatvaranja pukotina u betonu kod dinamičkog opterećenja, vlačnu i posmičnu krutost ispucanog betona,
- utjecaj brzine deformacije na svojstva armiranog betona kod dinamičkog opterećenja,
- popuštanje tla ispod temelja,
- interakcija zid-tlo kod dinamičkog opterećenja,
- način građenja, tj. redoslijed izvođenja ziđa i serklaža (okvira) i sl.

U ovom su poglavlju prikazana dva numerička modela za statičku i dinamičku analizu dvodimenzionalnih (ravninskih) zidanih konstrukcija, koji uključuju sve prethodno navedene nelinearne efekte njihova ponašanja.

Na temelju prikazanih numeričkim modela, razvijen je proračunski program za statičku i dinamičku analizu ravninskih zidanih konstrukcija. Primjenom prethodno navedenih modela, istražen je utjecaj više parametara na ponašanje zidanih zidova izloženih statičkom i dinamičkom opterećenju (vidjeti *Poglavlje 5*). Također, numerički modeli su verificirani na rezultatima dobivenih eksperimentalnim ispitivanjem (vidjeti *Poglavlje 4*), te dostupnim rezultatima eksperimenata iz literature.

2.2. Jednadžba ravnoteže i diskretizacija konstrukcije

2.2.1. Prostorna diskretizacija

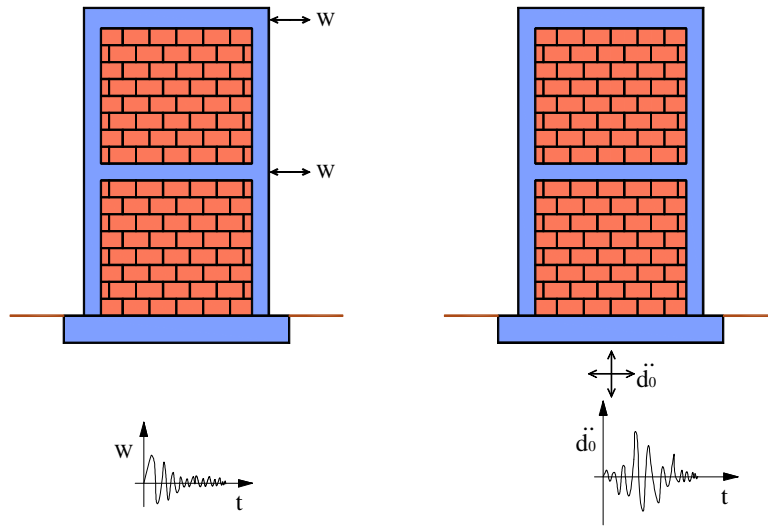
Prostornom diskretizacijom i primjenom metode konačnih elemenata, jednadžba dinamičke ravnoteže zidane konstrukcije može se napisati u obliku:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{R}(\mathbf{u}) \mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (2.1)$$

gdje su \mathbf{u} nepoznati čvorni pomaci, $\dot{\mathbf{u}}$ brzine i $\ddot{\mathbf{u}}$ ubrzanja; \mathbf{M} je matrica masa, \mathbf{C} matrica prigušenja i $\mathbf{R}(\mathbf{u})$ vektor unutrašnjih čvornih sila; \mathbf{f} je vektor vanjskih čvornih sila, koji može biti primjerice generiran od djelovanja vjetra, stroja i sl. ($\mathbf{f} = \mathbf{F}(t)$) ili od djelovanja potresa ($\mathbf{f} = \mathbf{M} \ddot{\mathbf{d}}_0(t)$), vidjeti sliku 2.1. Kod toga je $\ddot{\mathbf{d}}_0$ vektor ubrzanja podloge, a t vrijeme. Matrica krutosti $\mathbf{R}(\mathbf{u})$ koja ovisi o trenutnim pomacima, a u linearno elastičnom sustavu se može napisati kao:

$$\mathbf{R}(\mathbf{u})\mathbf{u} = \mathbf{K}\mathbf{u} \quad ; \quad \mathbf{K} = \partial\mathbf{R} / \partial\mathbf{u} \quad (2.2)$$

gdje je \mathbf{K} matrica krutosti konstrukcije.



(i) Vanjska sila (vjetar i sl.)

(ii) Ubrzanje podloge (potres)

Slika 2.1. Dinamička "opterećenja" zidanog zida

Za realne konstrukcije, veza deformacija-pomak je općenito nelinearna, tj.:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \mathbf{u} \quad ; \quad \mathbf{B} = \mathbf{B}(\mathbf{u}) \quad (2.3)$$

što predstavlja tzv. geometrijsku nelinearnost. Naime, zbog promjene geometrije, matrica \mathbf{B} nije linearna već ovisi o pomacima sustava. Veza $\boldsymbol{\varepsilon}$ - \mathbf{u} poznata je i pod nazivom model geometrije.

Veza naprezanje-deformacija $\boldsymbol{\sigma}$ - $\boldsymbol{\varepsilon}$, je također općenito nelinearna i predstavlja tzv. materijalnu nelinearnost. Veza $\boldsymbol{\sigma}$ - $\boldsymbol{\varepsilon}$ se može napisati i u obliku:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} \quad ; \quad \mathbf{D} = \mathbf{D}(\mathbf{u}) \quad (2.4)$$

gdje je \mathbf{D} matrica veze naprezanje-deformacija i u slučaju elastičnog materijala predstavlja dobro poznatu matricu elastičnih konstanti. Veza $\boldsymbol{\sigma}$ - $\boldsymbol{\varepsilon}$ poznata je pod nazivom konstitutivni zakon ili model materijala.

Za statičke probleme, (2.1) se svodi na:

$$\mathbf{R}(\mathbf{u})\mathbf{u} = \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (2.5)$$

gdje je \mathbf{f} vanjsko statičko (mirno) opterećenje.

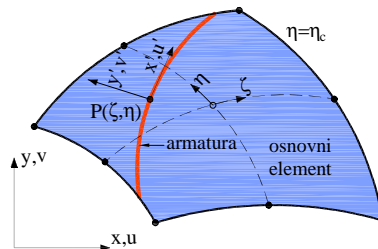
Za rješenje svojstvene zadaće problema, koja je nužna za provedbu dinamičke analize (određivanje duljine vremenskog inkrementa kod vremenske integracije jednadžbe gibanja), jednadžba (2.1) se svodi na:

$$\mathbf{K}\mathbf{x} = \lambda\mathbf{M}\mathbf{x} \quad ; \quad (\mathbf{K} - \lambda\mathbf{M})\mathbf{x} = 0 \quad (2.6)$$

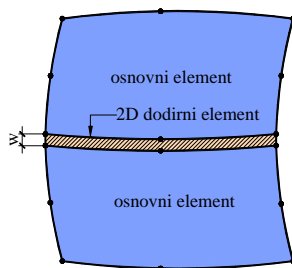
gdje je \mathbf{K} matrica krutosti sustava, \mathbf{M} matrica masa sustava, \mathbf{x} svojstveni vektor i λ svojstvena vrijednost. Svojstvena zadaća je ovdje riješena WYD metodom [278].

Za prostornu diskretizaciju konstrukcije, koja se ovdje aproksimira stanjem ravninskog naprezanja, koriste se 8-čvorni (eng. "serendipity") elementi (slika 2.2i). Pod konstrukcijom se podrazumijeva područje konstrukcije izvedeno od nearmiranog ili armiranog betona, nearmiranog ili armiranog zida, čelika te tlo ispod temelja. Armatura unutar 2D elementa simulirana je s pomoću 1D šipkastog elementa, koji doprinosi ukupnoj krutosti 2D elementa. Pretpostavlja se da nema proklizavanja armaturnih šipki.

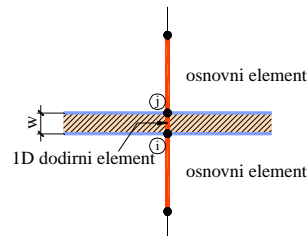
Za modeliranje spoja između tla i temelja ili između morta i zida, koriste se dodirni (kontaktni) elementi (slika 2.2ii). Mogu se koristiti 2D (plošni) šestočvorni dodirni elementi konačno male debljine w (slika 2.2ii) za simulaciju kontinuiranog spoja između "osnovnih" 8-čvornih elemenata, ili 1D (štapni) dvočvorni dodirni elementi (slika 2.2ii) za simulaciju diskretnog (točkastog) spoja između ravninskih elemenata (primjerice za armaturu koja prolazi preko spojne plohe). 2D dodirni elementi mogu simulirati klizanje, odvajanje i utiskivanje na plohi spoja, a na temelju usvojenog modela ponašanja gradiva dodirnog elementa. 1D dodirni elementi mogu preuzeti uzdužne sile i posmik, prema usvojenom modelu ponašanja materijala. Zglobno su vezani na krajevima, s dva stupnja slobode (pomaka) u čvornim točkama.



(i) Osnovni 2D osmočvorni (eng "serendipity") element za armirani beton, zide i tlo



2D dodirni šestočvorni element



1D dodirni dvočvorni element

(ii) Dodirni 2D (kontaktni) elementi na spoju temelja i tla ili između morta i zida.

Slika 2.2. Konačni elementi za zidanu konstrukciju

2.2.2. Vremenska diskretizacija

Za rješenje jednadžbe (2.1) koristi se implicitni, eksplicitni ili implicitno-eksplicitni Newmarkov iterativni algoritam kojeg je razvio Hughes [279] i koji je implementiran u [273].

Kod implicitnog algoritma, jednadžba ravnoteže (2.1) je zadovoljena u vremenu $t_{n+1}=t_n+\Delta t$, odnosno u (n+1) vremenskom inkrementu:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}) = \mathbf{f}_{n+1} \quad (2.7)$$

pri čemu su:

$$\mathbf{u}_{n+1} = \bar{\mathbf{u}}_{n+1} + \beta \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_n \quad (2.8)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{n+1} = \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1} + \gamma \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_n$$

$$\bar{\mathbf{u}}_{n+1} = \mathbf{u}_n + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_n + 0,5(1-2\beta)\Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_n \quad (2.9)$$

$$\bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1} = \dot{\mathbf{u}}_n + (1-\gamma) \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_n$$

U gornjim izrazima Δt je vremenski korak, a n je vremenski inkrement; $\bar{\mathbf{u}}_{n+1}$ i $\bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}$ su pretpostavljene, a \mathbf{u}_{n+1} i $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}$ su korigirane vrijednosti pomaka i brzina; β i γ su parametri koji određuju stabilnost i točnost metode [290].

Uvrštavanjem (2.8) i (2.9) u (2.7), te uvođenjem inkrementalno-iterativnog postupka rješavanja općeg nelinearnog problema, dobiva se tzv. efektivni statički problem:

$$\mathbf{K}_\tau^* \Delta \mathbf{u} = (\mathbf{f}^*)^i \quad (2.10)$$

gdje se matrica efektivne tangentne krutosti \mathbf{K}_τ^* računa u vremenu τ s pomoću:

$$\mathbf{K}_\tau^* = \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2} + \gamma \frac{\mathbf{C}_\tau}{\beta \Delta t} + \mathbf{K}_\tau \quad (2.11)$$

a vektor efektivnog opterećenja \mathbf{f}^* s pomoću:

$$\mathbf{f}^* = \mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^i - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}^i, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i) \quad (2.12)$$

U gornjim izrazima n označava vremenski korak, a i iteracijski korak; $\Delta \mathbf{u}$ je vektor prirasta pomaka. Newmarkov implicitni algoritam iterativnog rješavanja problema prikazan je u tablici 2.1 [273].

Newmarkov eksplicitni algoritam iterativnog rješavanja problema može se napisati u obliku:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{R}(\bar{\mathbf{u}}_{n+1} + \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}) = \mathbf{f}_{n+1} \quad (2.13)$$

Ovaj je algoritam prikazan u tablici 2.2 [273]. Kod eksplicitnih metoda jednadžba dinamičke ravnoteže je zadovoljena u vremenu t_n , a nepoznate varijable se računaju u vremenu

$t_{n+1} = t_n + \Delta t$. Osnovna prednost ovih metoda je mali broj i jednostavnost računskih operacija unutar svakog vremenskog koraka. Njihov glavni nedostatak je da nisu bezuvjetno stabilne. S toga se proračunska prednost eksplicitnih metoda često kompenzira činjenicom da su neophodni mali vremenski inkrementi kada su u sustavu prisutni kruti (mali) elementi. Ove metode često nisu efikasne kod uporabe krutih dodirnih elemenata.

Tablica 2.1. Newmark-ov implicitni algoritam iterativnog rješenja problema

(1)	Za vremenski korak (n+1), staviti iteracijski korak i=1
(2)	Izračunati vektore pretpostavljenih pomaka, brzina i ubrzanja na početku vremenskog koraka s pomoću poznatih vrijednosti iz prethodnog vremenskog koraka: $\mathbf{u}_{n+1}^1 = \bar{\mathbf{u}}_{n+1}$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^1 = \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^1 = (\mathbf{u}_{n+1}^1 - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}) / (\beta \Delta t^2)$
(3)	Izračunati efektivne rezidualne sile $(\mathbf{f}^*)^i$: $(\mathbf{f}^*)^i = \mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^i - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}^i, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i)$
(4)	Izračunati matricu efektivne krutosti \mathbf{K}_τ^* (ako je potrebno): $\mathbf{K}_\tau^* = \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2} + \gamma \frac{\mathbf{C}_\tau}{\beta \Delta t} + \mathbf{K}_\tau$
(5)	Izračunati vektor prirasta pomaka $\Delta \mathbf{u}^i$: $\mathbf{K}_\tau^* \Delta \mathbf{u}^i = (\mathbf{f}^*)^i$
(6)	Korigirati pretpostavljene vrijednosti pomaka, brzina i ubrzanja: $\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{u}_{n+1}^i + \Delta \mathbf{u}_{n+1}^i$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = (\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}) / (\beta \Delta t^2)$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i + (\gamma \Delta t) \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$
(7)	Kontrolirati konvergenciju postupka: – Ako $\Delta \mathbf{u}^i$ zadovoljava kriterij konvergencije: $\ \Delta \mathbf{u}^i\ / \ \mathbf{u}_{n+1}^{i+1}\ \leq \epsilon_n$ prelazi se na sljedeći vremenski korak (zamijeni se "n" s "n+1" i ide na korak rješenja (1)). Rješenje u vremenu t_{n+1} je: $\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_{n+1}^{i+1}$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} = \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$ – Ako kriterij konvergencije nije zadovoljen, iteracijski postupak s korekcijom pomaka, brzina i ubrzanja se nastavlja (zamijeni se "i" s "i+1", te ide na korak rješenja (3)).

Moguća je istovremena uporaba implicitnog i eksplicitnog Newmarkovog algoritma [273]. Naime, područje konstrukcije s krućim elementima efikasno je integrirati s implicitnim, a područje konstrukcije s mekšim elementima s eksplicitnim algoritmom.

Tablica 2.2. Newmark-ov eksplicitni algoritam iterativnog rješenja problema

(1)	Za vremenski korak (n+1), staviti iteracijski korak i=1
(2)	Izračunati vektore pretpostavljenih pomaka, brzina i ubrzanja na početku vremenskog koraka s pomoću poznatih vrijednosti iz prethodnog vremenskog koraka: $\mathbf{u}_{n+1}^1 = \bar{\mathbf{u}}_{n+1}$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^1 = \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^1 = (\mathbf{u}_{n+1}^1 - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}) / (\beta \Delta t^2)$
(3)	Izračunati efektivne rezidualne sile $(\mathbf{f}^*)^i$: $(\mathbf{f}^*)^i = \mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{R}(\mathbf{u}_{n+1}^i, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i)$
(4)	Izračunati matricu efektivne krutosti \mathbf{K}^* (ako je potrebno): $\mathbf{K}^* = \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2}$ <p>Napomena: Budući da je matrica masa \mathbf{M} konstantna, matricu efektivne krutosti \mathbf{K}^* dovoljno je izračunati samo jednom na početku postupka rješenja. Također je vidljivo da treba biti $\beta > 0$.</p>
(5)	Izračunati vektor prirasta pomaka $\Delta \mathbf{u}^i$: $\mathbf{K}^* \Delta \mathbf{u}^i = (\mathbf{f}^*)^i$
(6)	Korigirati pretpostavljene vrijednosti pomaka, brzina i ubrzanja: $\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{u}_{n+1}^i + \Delta \mathbf{u}_{n+1}^i$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = (\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}) / (\beta \Delta t^2)$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^i + (\gamma \Delta t) \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$
(7)	Kontrolirati konvergenciju postupka. Kod eksplicitnog postupka s jednokratnom korekcijom rezultata kontrola konvergencije nije potrebna, već se direktno prelazi na sljedeći vremenski korak. Kod višekratne korekcije rezultata, potrebno je kontrolirati konvergenciju postupka kako je to opisano u tablici 2.1.

2.2.3 Konstrukcijsko prigušenje

U metodi direktne integracije jednadžbi gibanja, koja je i ovdje korištena, redovito se koristi Rayleigh-ovo viskozno prigušenje, kod kojeg se matrica prigušenja \mathbf{C} izražava kao linearna kombinacija matrica \mathbf{M} i \mathbf{K} prema:

$$\mathbf{C} = \alpha_d \mathbf{M} + \beta_d \mathbf{K} \quad (2.14)$$

U gornjem izrazu α_d i β_d su konstante koje se određuju na osnovu koeficijenta prigušenja ξ_i za bilo koja dva nezavisna moda. Koeficijent prigušenja ξ_i za pojedine modove vibracija određuje se eksperimentalno (na osnovu mjerenja amplituda prigušenja slobodnih oscilacija ili mjerenja energije disipacije). Konstante α_d i β_d su vezane izrazom:

$$\alpha_d + \beta_d \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (2.15)$$

gdje je ω_i kružna frekvencija (rad/s) promatranog moda neprigušenog sustava. Ako se uzmu dva uzastopna moda slobodnih oscilacija s odgovarajućim frekvencijama ω_1 i ω_2 , te prigušenjima ξ_1 i ξ_2 , ove se konstante mogu izračunati prema:

$$\begin{aligned} \alpha_d &= 2\omega_1\omega_2 (\omega_2\xi_1 - \omega_1\xi_2) / (\omega_2^2 - \omega_1^2) \\ \beta_d &= 2(\omega_2\xi_2 - \omega_1\xi_1) / (\omega_2^2 - \omega_1^2) \end{aligned} \quad (2.16)$$

Matrica prigušenja \mathbf{C} uvedena je u kontekstu primjene linearnih elastičnih analiza. Kod provedbe nelinearnih dinamičkih analiza, s modelima materijala koji uključuju unutrašnju disipaciju energije, matrica prigušenja \mathbf{C} trebala bi obuhvatiti samo onaj dio disipacije energije koji nije obuhvaćen modelima materijala. Ostaje otvoreno pitanje u kojem iznosu treba uključiti viskozno Rayleigh-ovo prigušenje pri uključenju nelinearnih modela materijala i geometrije.

2.2.4 Metoda rješenja nelinearnog problema

Može se reći da ne postoji metoda rješenja sustava nelinearnih jednadžbi koja bi bila potpuno efikasna za sve nelinearne probleme. Neke metode mogu biti vrlo efikasne za određene tipove problema, dok kod drugih mogu biti potpuno neefikasne. Kod problema s izraženijom nelinearnošću, potrebno je koristiti manje inkremente opterećenja. Kod rješavanja problema stabilnosti, odnosno u slučajevima postojanja tzv. točke bifurkacije (razdvajanja), neke metode mogu biti potpuno neupotrebljive [281]. Izbor metode nelinearnog rješenja

obično je zasnovan na iskustvu. Neke metode nelinearnih rješenja mogu se naći u [280, 281, 283, 284, 285, 286, 287].

U ovom je radu korištena metoda Newton-Raphsona, koja je jedna od najčešće korištenih metoda, a koja se ukratko prikazuje u nastavku.

Jednadžba dinamičke ravnoteže može se skraćeno napisati u obliku:

$$\mathbf{f}^*(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, \ddot{\mathbf{u}}) = 0 = \mathbf{f} - \mathbf{R}(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) - \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} \quad (2.17)$$

Prema metodi Newton-Raphsona (NR), rješenje problema u inkrementalno-iterativnom obliku dano je s:

$$\begin{aligned} \Delta \mathbf{u}^i &= -[\mathbf{J}(\mathbf{u}^i, \dot{\mathbf{u}}^i, \ddot{\mathbf{u}}^i)](\mathbf{f}^*)^i \\ \mathbf{u}^{i+1} &= \mathbf{u}^i + \Delta \mathbf{u}^i \end{aligned} \quad (2.18)$$

U (2.18) $[\mathbf{J}(\mathbf{u}^i, \dot{\mathbf{u}}^i, \ddot{\mathbf{u}}^i)]$ označava Jacobi-jevu matricu koja je definirana s:

$$[\mathbf{J}(\mathbf{u}^i, \dot{\mathbf{u}}^i, \ddot{\mathbf{u}}^i)] = \frac{\partial (\mathbf{f}^*)^i}{\partial \mathbf{u}^i} \quad (2.19)$$

a na temelju (2.17) slijedi:

$$\frac{\partial (\mathbf{f}^*)^i}{\partial \mathbf{u}^i} = \frac{\partial \mathbf{R}^i}{\partial \mathbf{u}^i} + \frac{\partial \mathbf{R}^i}{\partial \dot{\mathbf{u}}^i} \frac{\partial \dot{\mathbf{u}}^i}{\partial \mathbf{u}^i} + \mathbf{M} \frac{\partial \ddot{\mathbf{u}}^i}{\partial \mathbf{u}^i} = (\mathbf{K}^*)^i \quad (2.20)$$

Korištenjem Newmark-ove diskretizacije, (2.20) odgovara (2.12), tj.:

$$(\mathbf{K}_\tau^*)^i = \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2} + \gamma \frac{\mathbf{C}_\tau^i}{\beta \Delta t} + \mathbf{K}_\tau^i \quad (2.21)$$

gdje $\mathbf{K}_\tau^i = \partial \mathbf{R}^i / \partial \mathbf{u}^i$ označava matricu tangentne krutosti, a $\mathbf{C}_\tau^i = \partial \mathbf{R}^i / \partial \dot{\mathbf{u}}^i$ matricu tangentnog prigušenja.

Za statičke probleme, (2.17) se svodi na:

$$\mathbf{f}^*(\mathbf{u}) = 0 = \mathbf{f} - \mathbf{R}(\mathbf{u}) \quad (2.22)$$

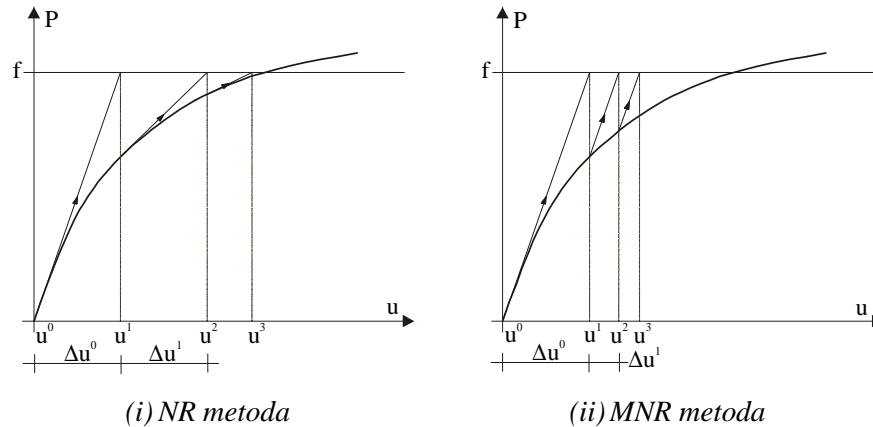
a (2.20) na:

$$(\mathbf{K}^*)^i = \mathbf{K}_\tau^i \quad (2.23)$$

Iteracijski postupak rješenja problema se nastavlja sve dok nije zadovoljen kriterij konvergencije. Metoda NR ima kvadratnu brzinu konvergencije. Ažuriranje (popravljanje) matrice \mathbf{K}^* u svakoj iteraciji svakog inkrementa iziskuje dosta proračunskog vremena, pa je kod problema s ograničenom nelinearnošću efikasnije koristiti MNR metode.

Kod MNR metoda, Jacobi-jeva matrica se ne popravljaju u svakom vremenskom koraku. Jedna varijanta je da se matrica \mathbf{K}^* izračuna samo na početku svakog inkrementa

vremena/opterećenja, a dalje se zadržava konstantnom. Također je moguće \mathbf{K}^* izračunati samo jednom na početku postupka rješenja i zadržati je konstantnom kroz sve inkremente i iteracije. Koriste se i druge mogućnosti, npr. da se \mathbf{K}^* popravljaju samo u nekoliko prvih iteracija, a dalje drži konstantnom. Shematski prikaz ovih metoda, prema [287], dan je na slici 2.3.



Slika 2.3. Shematski prikaz metoda NR i MNR

Metode MNR imaju sporiju konvergenciju, ali prema utrošku vremena računanja često mogu biti brže i efikasnije od metode NR. Može se reći da su metode NR i MNR općenito najčešće korištene budući da su dobro testirane, jednostavno ih je implementirati i vrlo su efikasne. To je glavni razlog njihove primjene i u ovom radu.

2.2.5 Kriterij konvergencije

Za kontrolu toka nelinearnog numeričkog postupka, obično se koriste dva kriterija konvergencije: kriterij konvergencije baziran na rezidualnim (neuravnoteženim) silama ili kriterij konvergencije baziran na pomacima.

U analizama armirano betonskih konstrukcija obično se koristi kriterij konvergencije preko prirasta pomaka, jer rezidualne sile mogu formirati "ravnotežne grupe" [282], koje nemaju značajan utjecaj na ukupni odgovor konstrukcije. Kod toga je prikladno odvojeno kontrolirati priraste translacija od prirasta rotacija.

Broj iteracija dominantno ovisi o odabranoj veličini dopustive tolerancije, odnosno o zahtijevanoj točnosti rješenja. Stoga, odabiru dopustive tolerancije treba posvetiti naročitu pažnju, jer nekad blaža tolerancija može bitno smanjiti vrijeme trajanja proračuna bez značajne razlike u rezultatima. Ovo osobito vrijedi za probleme s velikim brojem nepoznanica

i izrazitim nelinearnim ponašanjem. U uobičajenim slučajevima, dopustiva tolerancija od 0.001 do 0.01 trebala bi biti dovoljna za postizanje dostatne točnosti rješenja i relativno mali utrošak proračunskog vremena. Ipak, u većini praktičnih slučajeva zadovoljavajuće točni rezultati mogu se postići i s tolerancijom od 0.01-0.03. Blaže kriterije konvergencije koji, kako je istaknuto, ne moraju značajnije utjecati na točnost dobivenih rezultata, treba koristiti kod problema s velikim brojem čvorova/nepoznanica i s izrazitim nelinearnim ponašanjem.

Prosječno, ukupni broj iteracija između 10-15 za svaki vremenski korak, uz dopustivu toleranciju od oko 0.005, može se smatrati zadovoljavajućim.

2.3. Modeli materijala

Od primarnog je značaja primjena što adekvatnijih modela materijala za što realističniju simulaciju ponašanja zidanih zidova pod statičkim i dinamičkim opterećenjem, odnosno za uključivanje dominantnih nelinearnih efekata ponašanja zidanih konstrukcija. Ovdje su prikazani primijenjeni modeli materijala za pojedine dijelove zidane građevine (armirani beton, zide, tlo).

Nelinearnost ponašanja gradiva može se razmatrati na makro i mikro razini, pa su s tim povezani i njihovi odgovarajući modeli. Prednost se daje tzv. makromodelima jer su jednostavni i mogu obuhvatiti najvažnije nelinearne efekte ponašanja materijala.

U osnovi, svi se modeli mogu grupirati u one temeljene na mehanici kontinuuma ili u one koji uzimaju u obzir pojavu diskontinuiteta nakon pojave pukotina (modeli temeljeni na mehanici loma ili na diskretnim elementima).

U nastavku su prikazani opći elastični i elasto-plastični modeli materijala, te posebni modeli za simulaciju ponašanja armiranog betona, ziđa i tla.

2.3.1 Linearno - elastični model materijala

Veza naprezanje (σ) – deformacija (ϵ) izražava se s pomoću:

$$\sigma = \mathbf{D}\epsilon \quad (2.24)$$

gdje je \mathbf{D} matrica elastičnih konstanti gradiva. Za probleme ravninskog naprezanja, ona je oblika:

$$\mathbf{D} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

a za probleme ravninske deformacije oblika:

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

U gornjim je izrazima E modul elastičnosti građiva, a ν Poisson-ov koeficijent. U slučaju primjene inkrementalno-iteracijskog postupka, E označava tangenti (tekući) modul elastičnosti za promatranu razinu naprežanja (deformacija).

2.3.2 Elasto-plastični model materijala

Plastično ponašanje materijala je karakterizirano nepovratnom plastičnom deformacijom. Plastična deformacija u ovom modelu nastaje trenutačno, kada stanje naprežanja dosegne određenu razinu. Ovo stanje naprežanja je definirano s tzv. uvjetom plastičnosti. Sve dok nije zadovoljen uvjet plastičnosti, koristi se linearno-elastični model materijala. Potom se pretpostavlja plastično ponašanje.

Uvjet plastičnosti se najčešće izražava s pomoću:

$$F(\boldsymbol{\sigma}, k_h) = 0 \quad (2.27)$$

gdje je k_h parametar ojačanja (eng. "hardening parametar") i definira pomicanje plohe plastičnog tečenja za daljnja opterećenja. Modeliranje ojačanja materijala može biti bazirano na plastičnoj deformaciji ϵ_p , kod čega je:

$$dk_h = d\epsilon_p \quad (2.28)$$

ili pak na plastičnom radu, kod čega je:

$$dk_h = \boldsymbol{\sigma}^T d\boldsymbol{\epsilon}_p \quad (2.29)$$

Teorije ojačanja pretpostavljaju da se funkcija popuštanja (uvjet plastičnosti) mijenja za naredna opterećenja. One uzimaju utjecaj povijesti naprežanja (deformacija) za definiranje narednih ploha popuštanja. Naime, ove teorije pokušavaju modelirati eksperimentalno utvrđene promjene u ponašanju građiva za vrijeme plastičnog deformiranja. U numeričkim su analizama korištena različita pravila ojačanja. U slučaju potpuno (idealno) plastičnog

ponašanja, ploha popuštanja ostaje fiksna u prostoru glavnih naprežanja. U tom se slučaju uvjet plastičnosti može izraziti s pomoću:

$$F(\boldsymbol{\sigma}) - F_0 = 0 \quad (2.30)$$

gdje je F_0 efektivno jednoosno naprežanje pri popuštanju, koje ostaje nepromijenjeno za vrijeme plastičnog deformiranja. U slučaju najjednostavnijeg izotropnog pravila ojačanja (eng. "isotropic hardening flow rule"), uvjet plastičnosti se može izraziti s pomoću:

$$F(\boldsymbol{\sigma}) - F_0(k_h) = 0 \quad (2.31)$$

gdje efektivno jednoosno naprežanje F_0 zavisi o skalarnom parametru k_h . Najčešće korišteni uvjeti plastičnosti su: Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb i Drucker-Prager.

Nakon pojave plastičnog ponašanja, potrebno je definirati pravilo popuštanja. Ono definira veličinu i smjer prirasta plastične deformacije. Naime, u području plastičnog deformiranja, prirast ukupne deformacije $d\boldsymbol{\varepsilon}$ može se rastaviti na prirast elastične $d\boldsymbol{\varepsilon}_e$ i prirast plastične $d\boldsymbol{\varepsilon}_p$ deformacije, tj.:

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}_e + d\boldsymbol{\varepsilon}_p \quad (2.32)$$

Prirast elastične deformacije može se dobiti s pomoću:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_e = \mathbf{D}^{-1} d\boldsymbol{\sigma} \quad (2.33)$$

Prirast plastične deformacije može se izraziti kao:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_p = d\bar{\lambda} (\partial Q / \partial \boldsymbol{\sigma}) \quad (2.34)$$

gdje je $d\bar{\lambda}$ konstanta proporcionalnosti, a Q plastični potencijal. Prema izrazu (2.34), koji se naziva pravilo popuštanja, prirast plastične deformacije je proporcionalan gradijentu naprežanja plastičnog potencijala. U slučaju $Q \equiv F$ (plastični potencijal je identičan plohi popuštanja), pravilo popuštanja se naziva pridruženo pravilo popuštanja (eng. "associated flow rule") ili princip normalnosti (eng. "normality principle"), a u slučaju $Q \neq F$ nepridruženo pravilo popuštanja (eng. "non associated flow rule").

Konstitutivni zakon u području plastičnog ponašanja definiran je s pomoću:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_{ep} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.35)$$

Elasto-plastična konstitutivna matrica \mathbf{D}_{ep} definirana je s pomoću:

$$\mathbf{D}_{ep} = \mathbf{D} - \frac{\bar{\mathbf{d}} \bar{\mathbf{d}}^T}{A_s + \bar{\mathbf{d}}^T} \quad (2.36)$$

gdje je za pridruženo pravilo popuštanja:

$$\mathbf{a}^T = \partial F / \partial \boldsymbol{\sigma} \quad (2.37)$$

$$\bar{\mathbf{d}} = \mathbf{D} \mathbf{a} \quad (2.38)$$

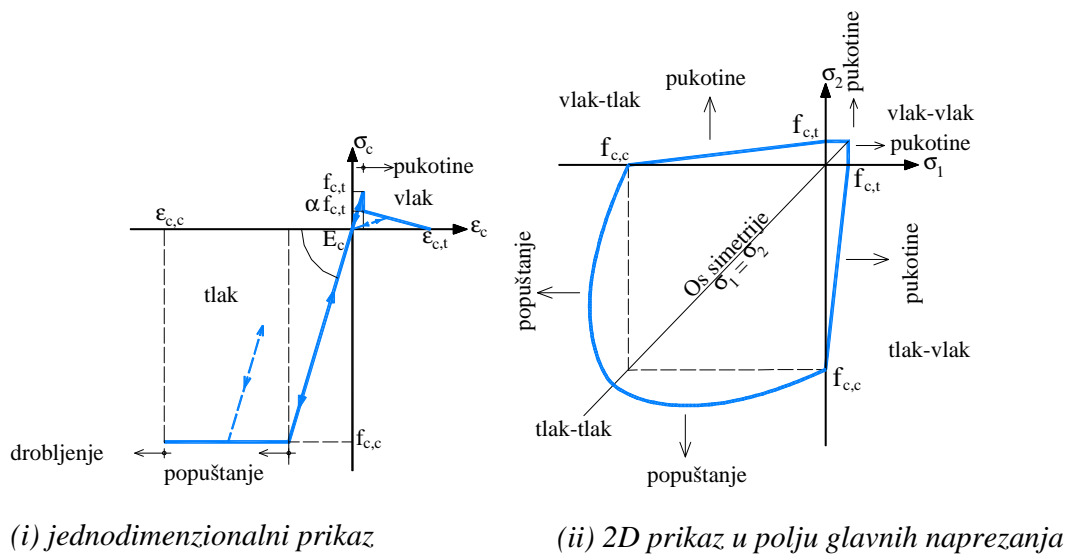
U gornjim je izrazima \mathbf{D} matrica elastičnih konstanti gradiva, a A_S nagib krivulje naprezanje - plastična deformacija za jednoosno naponsko stanje. Detaljniji teorijski opis ovog modela može se primjerice naći u [289, 290], a njegova numerička primjena u [291, 292].

2.3.3. Model ponašanja armiranog betona

Prikazani model se koristi za simulaciju ponašanja dijelova zidane građevine koji su izgrađeni iz betona ili armiranog betona (serklaži, temelji, stupovi, nadvoji, grede i sl.) Taj je model prethodno razvijen za statičku i dinamičku analizu klasičnih armiranobetonskih konstrukcija [273] i ovdje će se samo ukratko opisati.

2.3.3.1 Model ponašanja betona

Grafički prikaz usvojenog modela ponašanja betona u polju glavnih naprezanja prikazan je na slici 2.4ii, a njegov jednodimenzionalni prikaz (analogija s jednoosnim stanjem naprezanja) na slici 2.4i. Usvojen je prilično jednostavan model ponašanja, koji se temelji na osnovnim parametrima betona, za simulaciju problema kod kojih nelinearnosti prvenstveno nastaju zbog pucanja betona u vlaklu i popuštanja betona u tlaku. Na slici 2.4 oznake imaju sljedeće značenje: $f_{c,c}$ i $f_{c,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna računski čvrstoća betona; $\epsilon_{c,c}$ i $\epsilon_{c,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna lomna računski deformacija betona; E_c je računski modul elastičnosti betona i α koeficijent ≤ 1 .



Slika 2.4. Grafički prikaz usvojenog modela ponašanja betona

2.3.3.2. Modeliranje betona u dvoosnom tlaku

Pretpostavljeno je da je beton pri malom naprezanju homogen i izotropan, te da je veza naprezanje – deformacija linearno-elastična. Veza prirasta naprezanja $\Delta\sigma_c$ i prirasta deformacije $\Delta\varepsilon_c$ dana je s pomoću:

$$\Delta\sigma_c = \mathbf{D}_c \Delta\varepsilon_c \quad (2.39)$$

gdje je \mathbf{D}_c matrica elastičnih konstanti betona. Veza (2.39) vrijedi u opterećenju i u rasterećenju.

Linearno-elastično ponašanje vrijedi sve dok stanje naprezanja ne zadovolji uvjet popuštanja (plastičnosti). Zbog jednostavnosti i zadovoljavajuće točnosti, primjenjuje se Von Misesov uvjet popuštanja izražen preko komponenti naprezanja:

$$F(\sigma_c) = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2)^{1/2} - f_{c,c} = 0 \quad (2.40)$$

gdje je $f_{c,c}$ ekvivalentna jednoosna tlačna čvrstoća betona. Nakon što je zadovoljen uvjet popuštanja (2.40), pretpostavlja se potpuno plastično ponašanje betona.

Uvjet drobljenja betona definiran je u funkciji komponenti deformacija, preko:

$$F_\varepsilon(\varepsilon_c) = (\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 - \varepsilon_x \varepsilon_y + 0.75\gamma_{xy}^2)^{1/2} - \varepsilon_{c,t} = 0 \quad (2.41)$$

gdje je $\varepsilon_{c,t}$ granična tlačna deformacija dobivena jednoosnim testom. Kod toga se $\varepsilon_{c,t}$ obično uzima između 0.003 i 0.005.

Kad je uvjet drobljenja zadovoljen ($F(\varepsilon_c) \geq 0$), pretpostavlja se da beton nema nikakve krutosti pa su i naprezanja u njemu jednaka nuli. Kod toga treba imati na umu da se u rješenju s pomoću MKE promatra stanje naprezanja u tzv. integracijskim točkama. Ukupna krutost elementa određuje se na osnovu doprinosa svake integracijske točke. Stoga drobljenje betona u nekoj točki elementa ne znači da cijeli element nema nikakvu krutost. Isto tako, slom betona u jednoj ili više integracijskih točaka ne znači ujedno i slom konstrukcije.

2.3.3.3. Modeliranje betona u vlaklu

Pretpostavljeno je linearno-elastično ponašanje betona sve dok nije zadovoljen uvjet sloma (pojave pukotina), te ponovno vrijedi izraz (2.39).

U području vlak-vlak, pretpostavljeno je da se pukotine javljaju u ravnini okomitoj na pravac maksimalnog glavnog vlačnog naprezanja ako ovo naprezanje prekorači jednoosnu vlačnu čvrstoću betona $f_{c,t}$. Dakle, pukotine nastaju kada je:

$$\sigma_1 \geq f_{c,t} \quad \text{i/ili} \quad \sigma_2 \geq f_{c,t} \quad (2.42)$$

gdje σ_1 i σ_2 predstavljaju glavna vlačna naprezanja. Ukoliko σ_1 i σ_2 prekorače vlačnu čvrstoću betona $f_{c,t}$, pukotine se javljaju istovremeno i međusobno su okomite.

U području vlak-tlak, prema slici 2.5ii, pretpostavljeno je da pukotine nastaju kada je:

$$(f_{c,t} - \sigma_1)/f_{c,t} \geq \sigma_2/f_{c,c} \quad \text{i/ili} \quad \sigma_1 f_{c,c} + \sigma_2 f_{c,t} \leq f_{c,c} f_{c,t} \quad (2.43)$$

Pretpostavljeno je da se pukotine javljaju u ravnini okomitoj na pravac glavnog vlačnog naprezanja σ_1 (kod čega je $\sigma_1 > \sigma_2$). Ako glavno tlačno naprezanje σ_2 prekorači tlačnu čvrstoću $f_{c,t}$, pretpostavljeno je potpuno plastično ponašanje betona. Drobljenje betona se javlja ukoliko glavna tlačna deformacija ϵ_2 prekorači jednoosnu tlačnu deformaciju betona $\epsilon_{c,c}$

Stanja naprezanja u točkama prije pojave mogućih pukotina prikazana su na slici 2.5i. Glavna naprezanja σ_1 i σ_2 (gdje je $\sigma_1 > \sigma_2$) možemo izračunati prema izrazu:

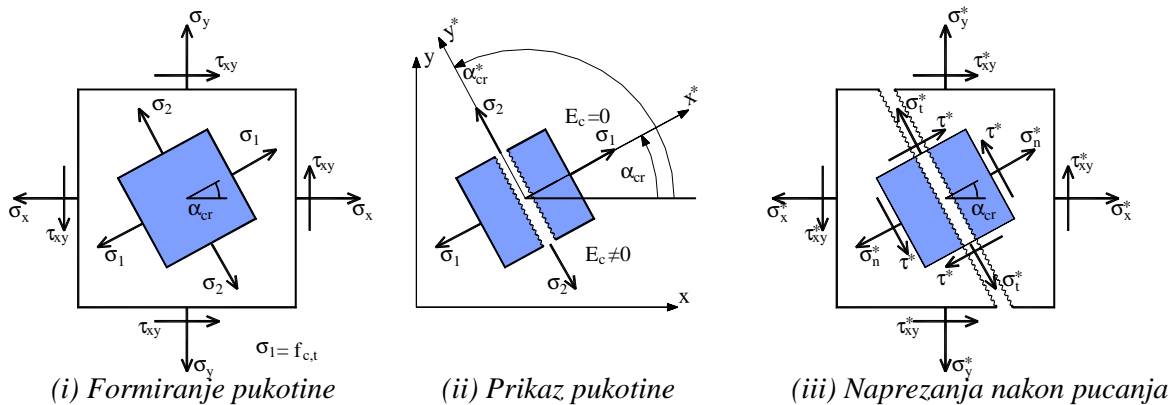
$$\sigma_{1,2} = 0.5(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{0.25(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2.44)$$

Pukotina nastaje u ravnini okomitoj na pravac glavnog vlačnog naprezanja σ_1 (slika 2.5i), koji je definiran s pomoću:

$$\alpha_{cr} = 0.5 \arctg \left[2\tau_{xy} / (\sigma_x - \sigma_y) \right] \quad (2.45)$$

Pravac ravnine pukotine definiran je s pomoću:

$$\alpha_{cr}^* = \alpha_{cr} + \pi/2 \quad (2.46)$$



Slika 2.5. Model pukotina

U inkrementalno-iteracijskom postupku rješenja, unutar jednog inkrementa (prirasta) opterećenja moguće je otvaranje više pukotina čim su u određenim integracijskim točkama zadovoljeni uvjeti (2.42), odnosno (2.43). Kod toga glavna vlačna naprezanja mogu značajno premašiti vlačnu čvrstoću, pa dobiveni broj i nagib pukotina neće odgovarati stvarnosti. Pri tome sve pukotine koje su nastale u prvoj iteraciji promatranog prirasta opterećenja ostaju

trajno zabilježene. Očito je da veličina prirasta opterećenja značajno utječe na dobivene rezultate.

Pukotine su modelirane kao raspodijeljene, odnosno "razmazane" (eng. "smeared cracks"). Pristup raspodijeljenih pukotina zanemaruje stvarni diskontinuitet pomaka. Naime, pukotine su uključene na indirektan način pretpostavljajući da beton ostaje kontinuum. S proračunske točke gledanja, ovaj je pristup daleko pogodniji od modela diskretnih pukotina budući da topologija idealizirane konstrukcije ostaje nepromijenjena; lokalni diskontinuitet zbog pucanja modeliran je kao kontinuirani. Naime, ovaj je pristup sukladan pretpostavkama MKE i mehanike kontinuuma. Nedostatak ovog pristupa je taj što nije moguće izračunati relativne pomake zbog pucanja betona, te stvarni položaj i širinu pukotina. Nakon otvaranja pukotine, pretpostavljeno je da njen položaj (kut α_{cr}^*) ostaje nepromijenjen za naredna opterećenja. Na taj način je definiran i položaj ostalih pukotina koje eventualno mogu nastati (leže u okomitim ravnima). Nakon pojave pukotine beton postaje anizotropan, a smjer pukotine određuje glavne smjerove anizotropije. Modelirano je djelomično i potpuno zatvaranje otvorenih pukotina, kao i ponovno otvaranje ranije zatvorenih pukotina. Nakon potpunog zatvaranja pukotine, prijenos tlačnog naprezanja simuliran je kao u slučaju neispucanog (homogenog) betona. Nakon ponovnog otvaranja pukotine, ne računa se s vlačnom krutošću puknutog betona.

Pretpostavljeno ponašanje betona u vlaklu nakon pojave pukotina pobliže je opisano kako niže slijedi.

A. Veza naprezanje-deformacija nakon pucanja betona

Nakon pojave pukotine, beton postaje ortotropan. Uvodi se novi zakon ponašanja materijala, definiran u lokalnom koordinatnom sustavu $x^* - y^*$ (slika 2.5ii). Veza naprezanje-deformacija puknutog betona može se napisati u obliku:

$$\boldsymbol{\sigma}_c^* = \mathbf{D}_c^* \boldsymbol{\epsilon}_c^* \quad (2.47)$$

gdje \mathbf{D}_c^* označava matricu "elastičnih" konstanti puknutog betona. Vektori naprezanja $\boldsymbol{\sigma}_c^* = [\sigma_n^*, \sigma_t^*, \tau_{nt}^*]^T$ i deformacija $\boldsymbol{\epsilon}_c^* = [\epsilon_n^*, \epsilon_t^*, \epsilon_{nt}^*]^T$ imaju komponente u skladu s lokalnim koordinatnim sustavom (slika 2.5iii).

Vlačno naprezanje okomito na ravninu pukotine σ_n^* je jednako nuli. Međutim, ovo se naprezanje postupno reducira na nulu, a u skladu s usvojenim modelom vlačne krutosti

puknutog betona (slika 2.6). Koeficijent posmika G_c^* u matrici D_c^* definiran je preko usvojenog modela posmične krutosti puknutog betona (slika 2.7). Posmično naprezanje u ravnini pukotine τ_{nt}^* definirano je kao:

$$\tau_{nt}^* = G_c^* \gamma_{nt}^* \quad (2.48)$$

Oblik konstitutivne veze puknutog betona za slučaj ravninskog naprezanja i ravninske deformacije dan je u nastavku.

Za ravninsko stanje naprezanja, veza naprezanje-deformacija za beton koji ima jednu pukotinu u smjeru osi y^* definirana je s pomoću:

$$\begin{bmatrix} \sigma_n^* \\ \sigma_t^* \\ \tau_{nt}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_c & 0 \\ 0 & 0 & G_c^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n^* \\ \varepsilon_t^* \\ \gamma_{nt}^* \end{bmatrix} \quad (2.49)$$

U skladu sa stanjem ravninske deformacije, komponenta deformacije okomite na ravninu pukotine definirana je s pomoću:

$$\varepsilon_t^* = -\nu_c (\sigma_n^* + \sigma_t^*) / E_c \quad (2.50)$$

gdje je ν_c Poisson-ov koeficijent za beton.

U slučaju dviju pukotina, matrica D_c^* ima oblik:

$$D_c^* = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G_c^* \end{bmatrix} \quad (2.51)$$

Treba napomenuti da je u slučaju neispucanog (homogenog) betona uvjet nastanka pukotina dan sa $\sigma_1, \sigma_2 > f_{ct}$, dok je u slučaju betona s jednom pukotinom uvjet nastanka druge pukotine definiran sa $\varepsilon_t^* > \varepsilon_{cr}$ (gdje je $\varepsilon_{cr} = f_{ct} / E_c$).

Za ravninsko stanje deformacije, veza naprezanje-deformacija za beton koji ima jednu pukotinu u smjeru osi y^* dana je s pomoću:

$$\begin{bmatrix} \sigma_n^* \\ \sigma_t^* \\ \tau_{nt}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_c / (1 - \nu_c^2) & 0 \\ 0 & 0 & G_c^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n^* \\ \varepsilon_t^* \\ \gamma_{nt}^* \end{bmatrix} \quad (2.52)$$

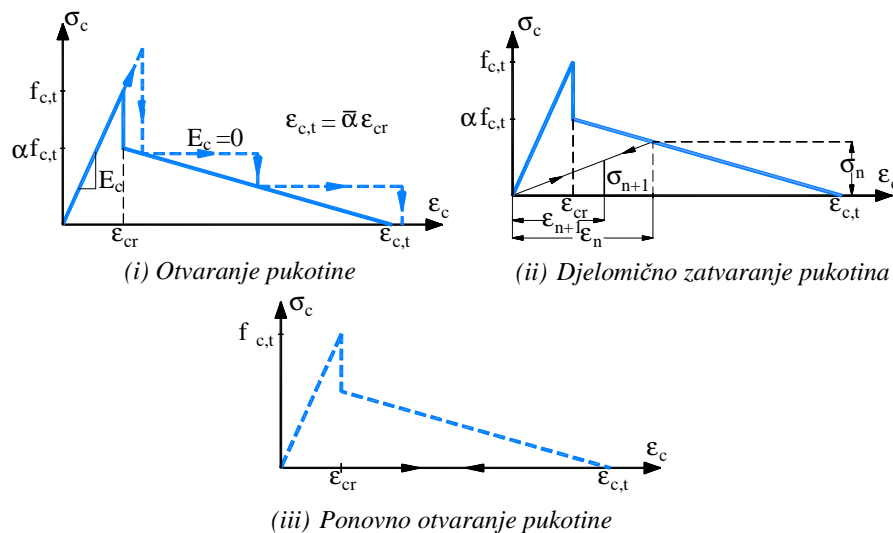
Naprezanje okomito na ravninu pukotine definirano je s pomoću:

$$\sigma_z^* = \nu_c (\sigma_t^* + \sigma_n^*) \quad (2.53)$$

U slučaju dviju pukotina, matrica \mathbf{D}_c^* je definirana s pomoću (2.51). U svim se slučajevima posmični modul G_c^* postupno reducira na nulu, sukladno modelu posmične krutosti puknutog betona. Također, vlačno naprezanje okomito na ravninu pukotine se ažurira u skladu s usvojenim modelom vlačne krutosti puknutog betona.

B. Modeliranje vlačne krutosti betona s pukotinama

Utjecaj vlačne krutosti puknutog betona simuliran je postupnim smanjenjem komponente vlačnog naprezanja okomito na ravninu pukotine, sukladno dijagramu naprezanje-deformacija za jednoosno naponsko stanje. Usvojeni dijagram naprezanje-deformacija prikazan je na slici 2.6.



Slika 2.6. Veza naprezanje-deformacija za beton nakon pojave pukotine

U trenutku pojave pukotine (slika 2.6i), čemu odgovara $\sigma_1 = f_{c,t} = E_c \epsilon_{cr}$, normalno naprezanje okomito na ravninu pukotine je smanjeno na $\sigma_n^* = \alpha f_{c,t}$. Ukoliko deformacija okomito na ravninu pukotine prekorači vrijednost granične deformacije $\epsilon_{c,t}$, usvojeno je $\sigma_n^* = 0$. Granična se deformacija može izraziti u obliku:

$$\epsilon_{c,t} = \bar{\alpha} \epsilon_{cr} \quad (2.54)$$

gdje je ϵ_{cr} deformacija kod pojave pukotine, a $\bar{\alpha}$ odabrani koeficijent. U slučaju rasterećenja, veza naprezanje-deformacija prikazana je na slici 2.6ii. Nakon potpunog zatvaranja pukotine, mogućnost prijenosa tlačnog naprezanja preko ravnine pukotine modelirana je kao i u slučaju

homogenog betona. Nakon ponovnog otvaranja pukotine (slika 2.6iii), nije računato s nikakvom vlačnom krutošću ispucanog betona, tj. $\sigma_n^* = 0$. Nakon ponovnog potpunog zatvaranja pukotine, opet je omogućen prijenos tlačnog naprezanja.

U numeričkim su analizama korištene različite vrijednosti koeficijenta $\bar{\alpha}$. Budući da ne postoje putovi njegovog točnog definiranja, ostaje jedina mogućnost da se $\bar{\alpha}$ odredi na osnovu testova ili iskustva. Čini se da odabrana veća vrijednost $\bar{\alpha}$ adekvatnije simulira konstrukcije koje su pretežno opterećene na savijanje, a manja vrijednost $\bar{\alpha}$ konstrukcije pretežno opterećene na posmik. Preporuča se da se za $\bar{\alpha}$ odabere vrijednost [293]:

$$\begin{aligned}\bar{\alpha} &= 5-15 && \text{za pojavu pukotina zbog savijanja} \\ \bar{\alpha} &= 15-25 && \text{za pojavu pukotina zbog posmika}\end{aligned}\tag{2.55}$$

C. Modeliranje posmične krutosti betona s pukotinama

U modelu raspodijeljenih pukotina, posmična krutost puknutog betona najčešće je modelirana redukcijom vrijednosti modula posmika. Takav je pristup i ovdje korišten. Pretpostavljeno je da je modul posmika puknutog betona G_c^* linearno zavisian od veličine vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine. Naime, G_c^* je definiran s pomoću:

$$G_c^* = \bar{\beta} G_c\tag{2.56}$$

gdje je G_c modul posmika homogenog betona, a $\bar{\beta}$ koeficijent prikazan na slici 2.7, odnosno definiran s pomoću:

$$\begin{aligned}\bar{\beta} &= 1 - \varepsilon_n^* / \varepsilon_{c,p} && \text{za } \varepsilon_n^* \leq \varepsilon_{c,p} \\ \bar{\beta} &= 0 && \text{za } \varepsilon_n^* < \varepsilon_{c,p}\end{aligned}\tag{2.57}$$

U gornjim izrazima, ε_n^* je tekuća vrijednost deformacije okomito na ravninu pukotine, a $\varepsilon_{c,p}$ granična vrijednost deformacije iznad koje nema posmičnog prijenosa u ravnini pukotine. Ova fiktivna deformacija odgovara širini pukotine kod koje nema zahvaćanja agregata u posmiku i trenja između ravnina pukotine, te utjecaja zaklinjenja armature. Ova se deformacija može napisati u obliku:

$$\varepsilon_{c,p} = \bar{\gamma} \varepsilon_{cr}\tag{2.58}$$

gdje je $\bar{\gamma}$ empirijski koeficijent, čija vrijednost uglavnom zavisi od tipa sloma.

Ukoliko slom konstrukcije nastaje zbog posmika, numerički rezultati će bitno zavisiti od veličine $\varepsilon_{c,p}$. U tom slučaju se predlaže da se za $\bar{\gamma}$ usvoji vrijednost [293]:

$$\bar{\gamma} = 10-15 \quad (2.59)$$

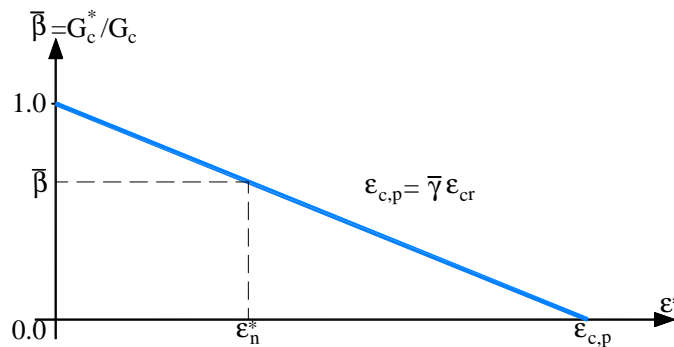
što daje manju vrijednost granične deformacije $\varepsilon_{c,p}$ od one najčešće korištene u literaturi ($\varepsilon_{c,p} = 0.001 - 0.0025$).

Za konstrukcije kod kojih slom nastaje zbog savijanja, numerički rezultati su manje osjetljivi o veličini $\varepsilon_{c,p}$. U tom se slučaju preporuča vrijednost $\varepsilon_{c,p} = 0.004$, čemu odgovara:

$$\bar{\gamma} = 20-35 \quad (2.60)$$

Treba naglasiti da izrazi (2.59) i (2.60) za određivanje granične vlačne deformacije $\varepsilon_{c,p}$ nemaju izravnu eksperimentalnu ni teorijsku podlogu, već su određeni na temelju numeričke simulacije rezultata nekih eksperimenata, pa kod njihove primjene treba biti obazriv.

Kod rasterećenja i ponovnog opterećenja, pretpostavljena je ista veza modula posmika i vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine (slika 2.7). Ovo podrazumijeva idealno zatvaranje pukotine.

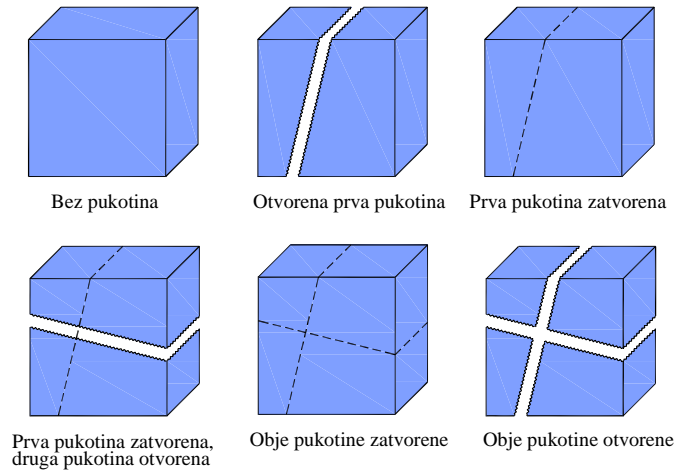


Slika 2.7. Model posmične krutosti betona s pukotinama

U slučaju betona s dvije pukotine, modul posmika puknutog betona G_c^* određuje se na isti način, kod čega se između tekućih deformacija ε_n^* i ε_t^* (okomitih na ravninu pukotine) uzima ona koja ima veću vrijednost.

D. Zatvaranje pukotina

U prikazanom je modelu simulirano zatvaranje i ponovno otvaranje pukotina. Shematski prikaz mogućih stanja pukotina prikazan je na slici 2.8.



Slika 2.8. Moguća stanja pukotina u betonu

Za određivanje stanja pukotine, promatrana je deformacija okomito na ravninu pukotine. Usvojeno je da je pukotina potpuno zatvorena ako je:

$$\varepsilon_n^* < 0 \text{ i/ili } \varepsilon_t^* < 0 \quad (2.61)$$

Ako je tekuća deformacija okomito na ravninu pukotine smanjena, ali je još uvijek pozitivna, pretpostavljeno je djelomično zatvaranje pukotine. Ovaj slučaj se javlja kada je tekuća deformacija ε_{n+1} (u $n+1$ prirastu opterećenja) manja od prethodne deformacije ε_n (slika 2.5ii). Tekuće vlačno naprezanje okomito na ravninu pukotine σ_{n+1} izračunava se s pomoću:

$$\sigma_{n+1} = \sigma_n \varepsilon_n / \varepsilon_{n+1} \quad (2.62)$$

Ponovno otvaranje prethodno zatvorene pukotine kontrolirano je također praćenjem vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine. Ukoliko dolazi do ponovnog otvaranja pukotine, tj. ako je:

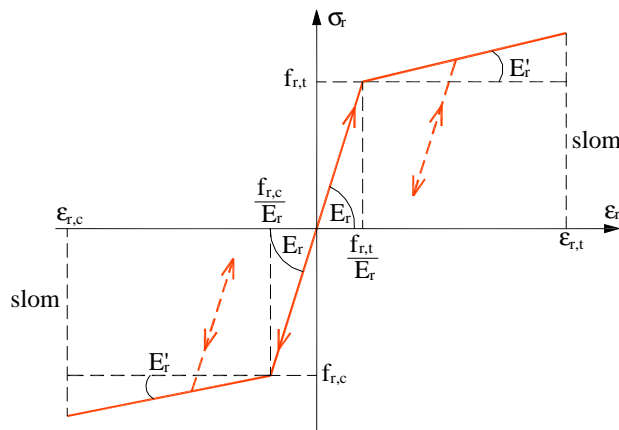
$$\varepsilon_n^* > 0 \text{ i/ili } \varepsilon_t^* > 0 \quad (2.63)$$

ne računa se s nikakvom vlačnom krutošću betona, dok je omogućen prijenos posmičnog naprezanja.

2.3.4. Model ponašanja armature

Armatura se simulira zasebnim štapnim elementima u okviru osnovnog elementa betona (slika 2.2i). Matrica krutosti cijelog elementa dobiva se zbrajanjem doprinosa krutosti svih šipki armature i krutosti osnovnog betonskog elementa.

Usvojena veza naprezanje-deformacija za betonski čelik prikazana je na slici 2.9. Na njoj $f_{r,c}$ i $f_{r,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna čvrstoća čelika; $\varepsilon_{r,c}$ i $\varepsilon_{r,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna računski lomna deformacija čelika; E_r i E'_r su računski moduli elastičnosti armature. Dakle, usvojena je klasična bi-linearna veza, s linearnim ponašanjem u rasterećenju.

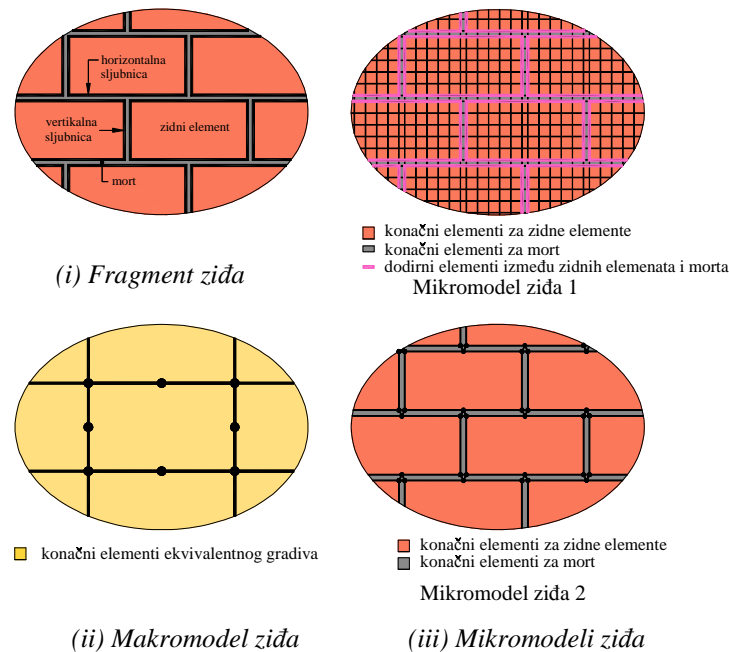


Slika 2.9. Veza naprezanje-deformacija za betonski čelik (armaturu)

2.3.5. Modeli ponašanja zida

U cilju što adekvatnijeg simuliranja zida, korisno je još jednom napomenut da je ono na makrorazini različitih fizikalno-mehaničkih svojstava, nehomogeno i anizotropno. Zidni elementi u pravilu imaju različite čvrstoće i krutosti u vertikalnom i horizontalnom smjeru. Mort često ima bitno različita svojstva u odnosu na zidne elemente. Horizontalne sljubnice često nisu ravnomjerno i potpuno ispunjene mortom, dok su vertikalne sljubnice obično samo djelomično ispunjene mortom ili su kod manje važnih gradnji čak i "prazne". Osim kvalitete morta u sljubnici, važna je kvaliteta veze (prionjivost) morta i zidnog elementa. Kvaliteta izvedbe obično nije podjednaka na čitavoj plohi zida. Stoga i kvaliteta zida, koji uključuje sve svoje sastavne dijelove, njihove spojeve (sljubnice) i različita gradiva, nije ujednačena.

U okviru statičkih i dinamičkih analiza zidanih konstrukcija, najčešće se koriste dva globalna numerička modela zida: makromodel i mikromodel (slika 2.10).



Slika 2.10. Neki modeli zida

- (i) Makromodel zida (slika 2.10ii) – kod kojeg se složena struktura, kvaliteta i izvedba zida od različitih gradiva na makro (globalnoj) razini aproksimira reprezentativnim (zamjenjujućim) gradivom, takvih fizikalno-mehaničkih svojstava da što bolje opiše graničnu nosivost, sigurnost, deformabilnost i oštećenja stvarnog složenog zida. Takvim se pristupom omogućavaju veći konačni elementi (grublja diskretizacija) i smanjuje broj nepoznanica u sustavu, odnosno značajno ubrzava proračun konstrukcije.
- (ii) Mikromodel zida (slika 2.10iii) – kod kojeg se prostorna diskretizacija zida obavlja na razini zidnog elementa i morta (sljubnice), ili kod nekih drugih analiza simulira se spoja morta i zidnog elementa dodirnim elementima. Moguće je koristiti različite mikromodele zida, različite preciznosti, složenosti i trajanja analize. U odnosu na makromodel zida, mikromodeli zida daju preciznije rezultate i precizniju lokaciju pojave popuštanja i oštećenja u zidu, ali uz znatno složenije i dugotrajnije proračune. Kako obično nisu poznata stvarna svojstva morta te spoja morta i zidnih blokova na čitavoj površini konstrukcije, a osobito zbog realne prostorne veličine problema i dugotrajne vremenske analize, mikromodeli zida se rjeđe primjenjuju. Oni se koriste

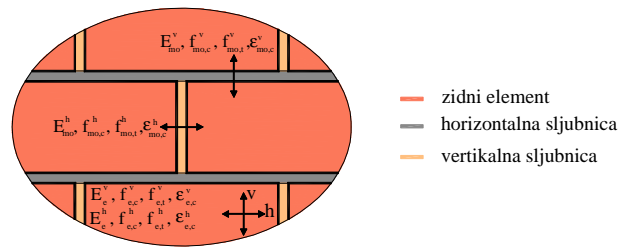
uglavnom za manje prostorne probleme, te za simulaciju statičkih i dinamičkih eksperimentalnih ispitivanja zidova.

U nastavku su prikazana dva makromodela za analizu ravninskih zidanih konstrukcija. Prvi model za ziđe (*Makromodel ziđa 1*) je pojednostavljeni izvorni model koji kriterij čvrstoće i sloma ziđa razmatra preko normalnih naprezanja u smjeru sljubnica i odgovarajućih posmičnih naprezanja. Drugi model za ziđe (*Makromodel ziđa 2*) je poboljšani *Makromodel ziđa 1*, kod kojeg su kriterij čvrstoće ziđa i kriterij sloma ziđa odvojeno razmatrani u tri različita koordinatna sustava, tj. u tri različita smjera naprezanja. Naime, odvojeno su analizirana:

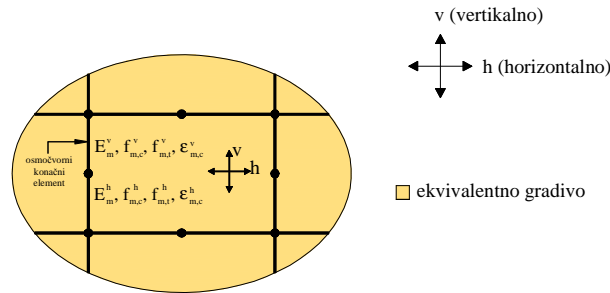
- (i) normalna naprezanja u smjeru sljubnica zida i odgovarajuća posmična naprezanja,
- (ii) glavna normalna naprezanja i
- (iii) najveće posmično naprezanje i odgovarajuće normalno naprezanje.

2.3.5.1. Makromodel ziđa 1

Kao što je prethodno navedeno, *Makromodel ziđa 1* je pojednostavljeni model. U ovom modelu posebnu pažnju treba posvetiti definiranju adekvatnih fizikalno-mehaničkih parametara zamjenjujućeg idealiziranog gradiva ziđa, koje reprezentira svojstva zidnih blokova, morta u horizontalnim i vertikalnim sljubnicama, te karakteristike spoja između morta i zidnih elemenata. Predloženi model uključuje anizotropna svojstva ziđa, s različitim vrijednostima modula elastičnosti E_m , čvrstoća (tlačna $f_{m,c}$, vlačna $f_{m,t}$, posmična $f_{m,p}$) i lomnih deformacija (tlačna $\epsilon_{m,c}$, vlačna $\epsilon_{m,t}$) za horizontalni (h) i vertikalni (v) smjer (slika 2.11). Naime, pretpostavljaju se problemi kod kojih su glavni smjerovi anizotropije horizontalni i vertikalni, u što spada najveći broj realnog ziđa. Prethodno navedeni parametri za zamjenjujuće gradivo određuju se na temelju analize odgovarajućih parametara zidnih elemenata, morta te veze morta i zidnih elemenata.



(i) Fragment realnog zida s parametrima za zidne elemente i mort

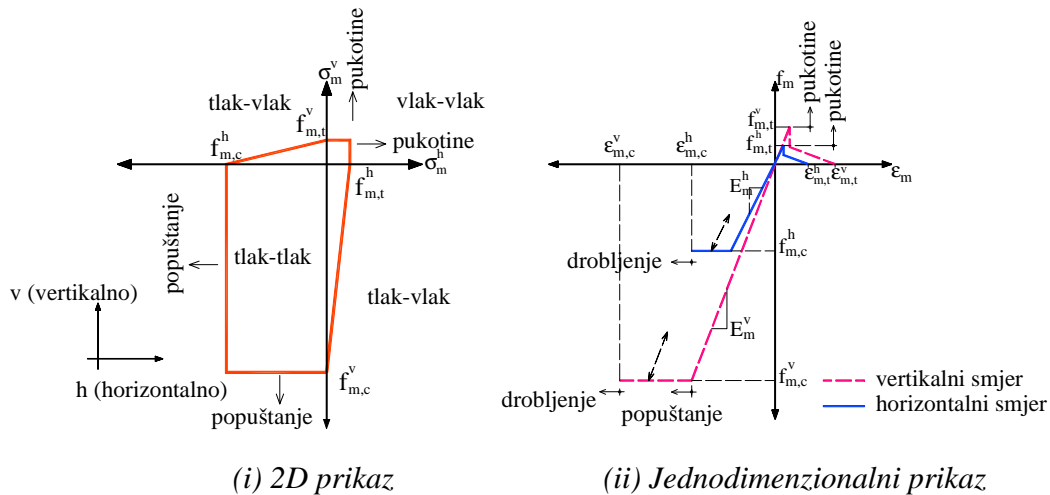


(ii) Makromodel zida s parametrima ekvivalentnog gradiva

Slika 2.11. Grafički prikaz anizotropnog makromodela zida

A. Modeliranje ponašanja zida u tlaku i vlaku

Grafički prikaz usvojenog ortotropnog modela ponašanja idealiziranog zida u tlaku i vlaku dan je na slici 2.12, na kojoj oznake imaju slijedeće značenje: σ_m^h i σ_m^v su normalna naprezanja zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru; $f_{m,c}^h$ i $f_{m,c}^v$ su računski tlačna čvrstoća zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru; $f_{m,t}^h$ i $f_{m,t}^v$ su računski vlačna čvrstoća zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru; E_m^h i E_m^v su moduli elastičnosti zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru; $\epsilon_{m,c}^h$ i $\epsilon_{m,c}^v$ su granične tlačne deformacije zida u horizontalnom i vertikalnom smjeru.



Slika 2.12. Grafički prikaz ortotropnog modela ponašanja idealiziranog zida u tlaku i vlaku

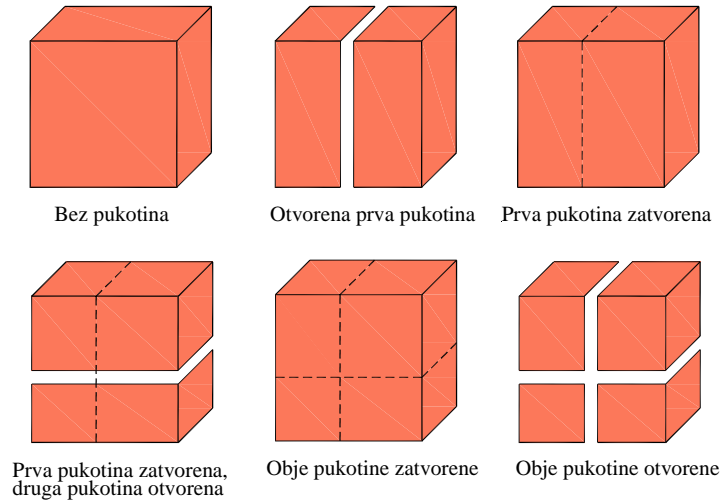
Kao što je vidljivo sa slike 2.12, zanemaren je utjecaj dvoosnog stanja naprezanja na graničnu tlačnu nosivost zida, što je na strani veće sigurnosti. Dakle, osnovni parametri zida su njegova tlačna i vlačna čvrstoća, modul elastičnosti, te granične tlačne deformacije u horizontalnom i vertikalnom smjeru. U realnim konstrukcijama, temeljni parametri zida u vertikalnom smjeru imaju veće vrijednosti nego u horizontalnom smjeru.

Za referentnu računsku vrijednost tlačne čvrstoće zida u vertikalnom i horizontalnom smjeru uzima se manja vrijednost od pojedinačnih čvrstoća zidnog elementa ili morta u tim smjerovima. Za referentnu računsku vrijednost vlačne čvrstoće zida u vertikalnom i horizontalnom smjeru uzima se čvrstoća prionjivosti između morta i zidnog elementa u vertikalnoj i horizontalnoj sljubnici. Referentni modul elastičnosti zida u vertikalnom i horizontalnom smjeru dobiva se na temelju modula elastičnosti zidnih blokova i sljubnica u tim smjerovima, uzimajući u obzir dimenzije blokova i sljubnica u ravnini zida u tim smjerovima.

Ponašanje zida u vlaku nakon pojave pukotina modelira se kao u betonu (slika 2.5). Moguće je uključiti i doprinos vlačne krutosti puknutog zida. Vrijednost parametra $\bar{\alpha}$ za zide, kojim se određuje maksimalna vlačna deformacija okomito na sljubnicu iznad koje nema vlačne krutosti zida, potrebno je utvrditi eksperimentalno.

Ponovo se naglašava da su čvrstoća i krutost zida u vertikalnom smjeru redovito znatno veće od istih u horizontalnom smjeru. Na sreću, realna vertikalna normalna naprezanja u zidu su redovito značajno veća od horizontalnih.

Modeliranje otvaranja i zatvaranja pukotina u zidu analogno je onome u betonu, samo što su pukotine u zidu prema usvojenoj pretpostavci horizontalne i/ili vertikalne (slika 2.13). Pukotine se mogu djelomično otvarati i zatvarati (analogno slici 2.5). Preko zatvorene pukotine tlak se prenosi kao i kod homogenog zida. Nakon ponovnog otvaranja prethodno potpuno zatvorene pukotine, ne računa se s nikakvom krutošću zida. Nakon pojave tečenja u tlaku i nakon pojave pukotina, uzima se da zide nema krutost.



Slika 2.13. Moguća stanja pukotina u zidu

1. Modeliranje zida u područje tlak-tlak ($\sigma_m^v < 0, \sigma_m^h < 0$)

(i) Ako je $\sigma_m^v \geq f_{c,m}^v, \sigma_m^h \geq f_{c,m}^h \rightarrow$ elastično ponašanje. Ova naprezanja su konačna.

Nema modifikacije krutosti (E_m^v, E_m^h).

(ii) Ako je $\sigma_m^v < -f_{c,m}^v \rightarrow$ tečenje u smjeru (v)

- ako je $\epsilon_m^v \geq \epsilon_{c,m}^v$ nema sloma $\sigma_m^v = -f_{c,m}^v$
- ako je $\epsilon_m^v < \epsilon_{c,m}^v$ slom zida ($\sigma_m^v = 0, E_m^v = 0$)

(iii) Ako je $\sigma_m^h < -f_{c,m}^h \rightarrow$ tečenje u smjeru (h)

- ako je $\epsilon_m^v \geq \epsilon_{c,m}^v$ nema sloma $\sigma_m^v = -f_{c,m}^v$
- ako je $\epsilon_m^h \geq \epsilon_{c,m}^h$ nema sloma $\sigma_m^h = -f_{c,m}^h$
- ako je $\epsilon_m^h < \epsilon_{c,m}^h$ slom zida ($\sigma_m^h = 0, E = 0$)

2. Modeliranje ziđa u području vlak-vlak ($\sigma_m^v > 0, \sigma_m^h > 0$)

(i) Ako je $\sigma_m^v \leq f_{t,m}^v, \sigma_m^h \leq f_{t,m}^h \rightarrow$ elastično ponašanje. Ova naprezanja su konačna.

Nema modifikacije krutosti (E_m^v, E_m^h).

(ii) Ako je $\sigma_m^v > f_{t,m}^v \rightarrow$ pojava pukotina, modifikacija vlačne krutosti.

Sve analogno onome za izotropni beton (uključujući otvaranje i zatvaranje pukotina) za $\varepsilon_m^v \geq \varepsilon_{t,m}^v \rightarrow \sigma_m^v = 0, E_m^v = 0$

(iii) Ako je $\sigma_m^h > -f_{t,m}^h \rightarrow$ analogno točki (ii)

3. Modeliranje ziđa u područje tlak-vlak ($\sigma_m^v < 0, \sigma_m^h \geq 0$)

Sve analogno točkama 1 i 2.

B. 1. Modeliranje posmičnog sloma ziđa

Osim preko vlaka (pukotine) i/ili preko tlaka (drobljenje), slom ziđa može biti i preko posmika u horizontalnoj ravnini (horizontalnoj sljubnici). Posmični slom u vertikalnoj sljubnici nije modeliran. Kriterij sloma ziđa na posmik u horizontalnoj ravnini definiran je prema slici 2.14, odnosno kao:

$$\tau_{xy} \leq \tau_m^h \quad (2.64)$$

gdje je τ_{xy} računsko posmično naprezanje iz numeričkog proračuna, a τ_m^h računska posmična nosivost ziđa u horizontalnoj sljubnici definirana sa (tlačno naprezanje ima negativan predznak):

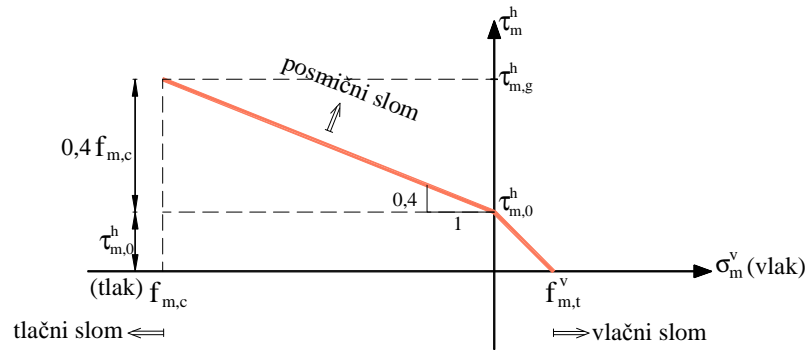
(i) $\sigma_v \leq 0$ (tlak)

$$\tau_m^h = \tau_{m,0}^h - 0,4\sigma_m^v \quad (2.65)$$

$$\tau_{m,g}^h = \tau_{m,0}^h - 0,4f_{m,c}^t$$

(ii) $\sigma_v > 0$ (vlak)

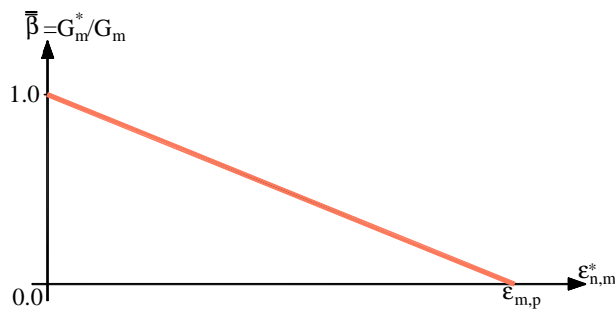
$$\tau_m^h = \tau_{m,0}^h \left(1 - \frac{\sigma_m^v}{f_{m,t}^v} \right) \geq 0 \quad (2.66)$$



Slika 2.14. Grafički prikaz posmične nosivosti зида u horizontalnoj ravnini

U prethodnim izrazima $\tau_{m,0}^h$ označava računsku nosivost зида u horizontalnoj sljubnici za slučaj čistog posmika (bez normalnih tlačnih naprezanja poprečno na sljubnicu), a σ_m^v vertikalno naprezanje. Prema [16], зиде koje je u vlaku ne može nositi posmična naprezanja u ravnini vlaka. Ako se rabi takav pristup, u predloženom modelu u području vlaka treba uzeti $f_{m,t}^v = 0$.

Posmična krutost ispucalog зида simulirana je slično kao posmična krutost ispucalog betona. Naime, uz pretpostavku da nakon pojave pukotina зида ostaje kontinuum, reducira se početni modul posmika зида G_m sukladno veličini vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine $\epsilon_{n,m}^*$ prema (slika 2.15).



Slika 2.15. Grafički prikaz simuliranja posmične krutosti зида s pukotinama

$$G_m^* = \bar{\beta} G_m \tag{2.66}$$

gdje je G_m^* modul posmika зида koje ima pukotine, a $\bar{\beta}$ koeficijent definiran sa:

$$\bar{\beta} = 1 - \frac{\varepsilon_{n,m}^*}{\varepsilon_{m,p}} \quad \text{za} \quad \varepsilon_{n,m}^* \leq \varepsilon_{m,p} \quad (2.67)$$

$$\bar{\beta} = 0 \quad \text{za} \quad \varepsilon_{n,m}^* > \varepsilon_{m,p}$$

kod čega je $\varepsilon_{m,p}$ granična deformacija okomito na ravninu pukotine kod koje nema prijenosa posmika. Ona se može napisati u obliku:

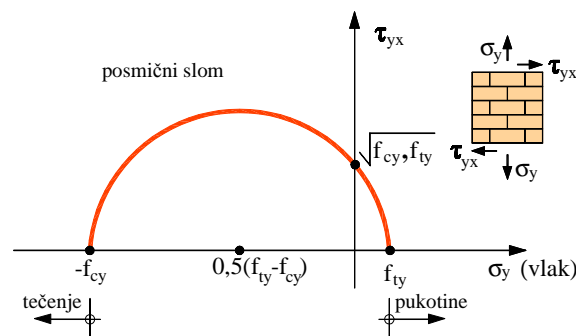
$$\varepsilon_{m,p} = \bar{\gamma} / \varepsilon_{mr} \quad (2.68)$$

Koeficijent $\bar{\gamma}$ treba eksperimentalno utvrditi za različite vrste zida i uvjete opterećenja. U slučaju posmičnog sloma zida u određenoj integracijskoj točki, tj. kada je $\tau_{x,y} > \tau_{m,g}^h$, uzima se $G_m = 0$.

B. 2. Modeliranje posmičnog sloma zida

Do posmičnog sloma dolazi ako je zadovoljen jedan od niže navedenih kriterija za vertikalni i horizontalni smjer. Ako je zadovoljen kriterij sloma, uzima se da je $G=0$.

1. Kriterij $\tau = \alpha(\sigma_y)$

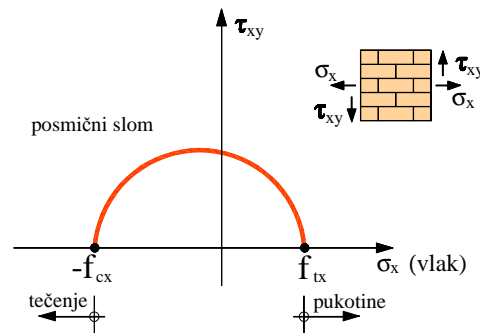


Slika 2.16. Grafički prikaz posmične nosivosti zida u smjeru y

Posmično naprezanje u y smjeru τ_{yx} definirano je s pomoću:

$$\left[\sigma_y - 0,5(f_{ty} - f_{cy}) \right]^2 + \tau^2 = 0,25(f_{cy} - f_{ty})^2 \quad (2.69)$$

$$\tau \leq \sqrt{0,25(f_{cy} - f_{ty})^2 \left[\sigma_y - 0,5(f_{ty} - f_{cy}) \right]^2} \quad (2.70)$$

2. Kriterij $\tau = \tau(\sigma_x)$ 

Slika 2.17. Grafički prikaz posmične nosivosti zida u smjeru y

Posmično naprezanje u x smjeru τ_{xy} definirano je s pomoću:

$$[\sigma_x - 0,5(f_{tx} - f_{tx})]^2 + \tau^2 = 0,25(f_{cx} - f_{tx})^2 \quad (2.71)$$

$$\tau \leq \sqrt{0,25(f_{cx} - f_{tx})^2 - [\sigma_x - 0,5(f_{tx} - f_{tx})]^2} \quad (2.72)$$

2.3.5.2. Makromodel zida 2

U nastavku je prikazan poboljšani makromodel za nelinearnu analizu 2D ravninskih zidanih zidova (nearmirani zidovi, omeđeni zidovi, armirani zidovi, te kombinacija navedenih zidova), kao i betonskih ili čeličnih okvira sa zidanom ispunom izloženih statičkom ili dinamičkom opterećenju. U modelu je moguće uključiti temeljno tlo, tj. moguća je simulacija svih najvažnijih nelinearnih efekata ponašanja pojedinih gradiva (ziđe, beton, armatura, tlo). Model može simulirati sve najvažnije tipove sloma u zidu, kao što su slom u dvosloosnom tlaku, pucanje u vlaku, posmični slom u vertikalnim i horizontalnim sljubnicama kao i simulacija otvaranja dijagonalnih pukotina. Pukotine su modelirane kao raspodijeljene, odnosno razmazane, mogu biti vertikalne ili horizontalne u odnosu na glavne smjerove ortotropije.

Kriterij čvrstoće zida i kriterij sloma zida odvojeno su razmatrani u tri različita koordinatna sustava, tj. u tri različita smjera naprezanja. Naime, odvojeno su analizirana:

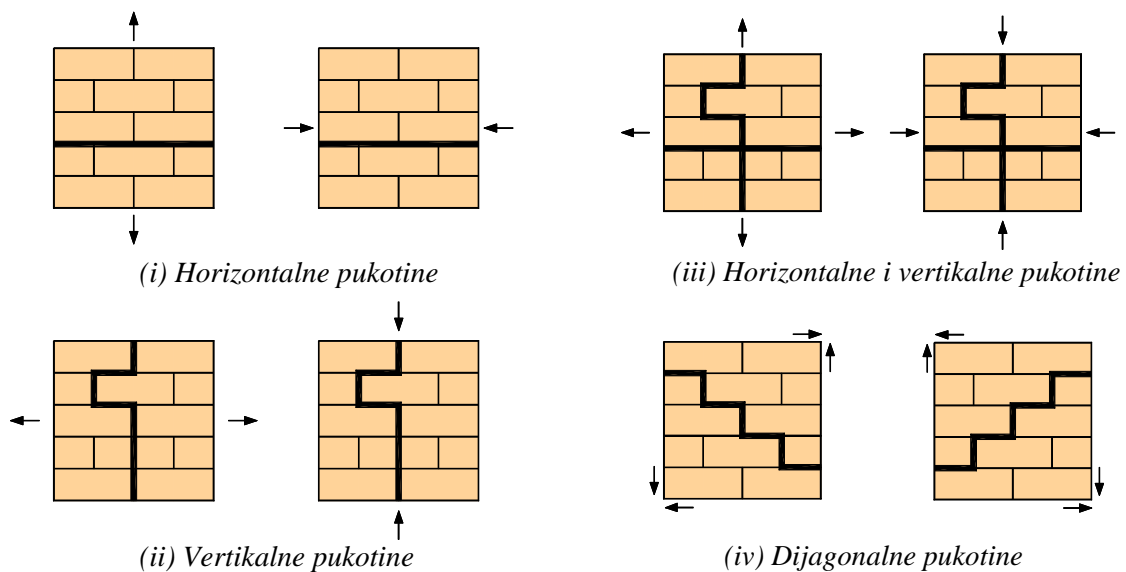
- (i) normalna naprezanja u smjeru sljubnica zida i odgovarajuća posmična naprezanja,
- (ii) glavna normalna naprezanja i
- (iii) najveće posmično naprezanje i odgovarajuće normalno naprezanje.

Pretpostavlja se da je granično stanje čvrstoće, kao i granično stanje deformacija, dosegnuto ako je samo jedan od navedenih kriterija zadovoljen. Modelirano je otvaranje i zatvaranje pukotina, te vlačna i posmična krutost puknutog zida. U rasterećenju je pretpostavljeno linearno ponašanje materijala. Nije uključen utjecaj brzine deformacije kod dinamičkog opterećenja na promjenu mehaničkih svojstava zida.

A. Model sloma zida

Slom zida pojavljuje se u različitim oblicima, ovisno o svojstvima zida i stanjima naprezanja. U mnogim slučajevima slom zida se javlja duž sljubnica ili kroz zidni element, ili zajedno duž sljubnice i kroz zidni element. Osnovni oblici sloma zida za ravninsko stanje naprezanja prikazana su na slici 2.18.

Horizontalne pukotine duž horizontalnih sljubnica javljaju se pri vertikalnom vlaku ili horizontalnom tlaku (slika 2.18i). Vertikalne pukotine duž vertikalnih sljubnica i dijelom kroz zidne elemente, u kombinaciji s kratkim horizontalnim pukotinama u horizontalnim sljubnicama, posljedica su horizontalnog vlaka ili vertikalnog tlaka (slika 2.18ii). Istovremene horizontalne i vertikalne pukotine javljaju se pri dvoosnom vlaku i dvoosnom tlaku (slika 2.18iii). Dijagonalne pukotine u zidu javljaju se pri čistom posmiku (slika 2.18iv) ili pri istovremenom djelovanju posmika i normalnih naprezanja. Drugi tipovi sloma mogući su kombinacijom prethodno navedenih.



Slika 2.18. Najvažniji oblici sloma zida za ravninsko stanje naprezanja

B. Stanje naprezanja u zidu

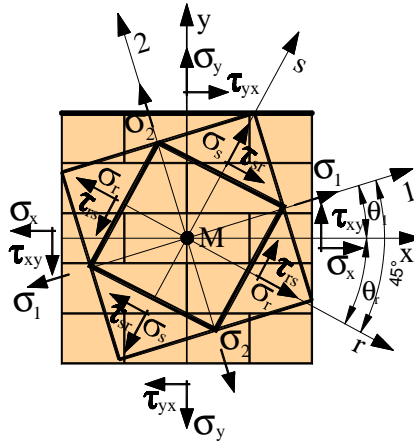
Neka moguća stanja naprezanja zida u nekoj točki **M** prikazana su na slici 2.19. Pretpostavlja se da je koordinatna os x paralelna s horizontalnom sljubnicom zida. Za ravninsko stanje naprezanja u x,y, koordinatnom sustavu javljaju se normalna naprezanja σ_x , σ_y i posmična naprezanja $\tau_{xy}=\tau_{yx}$. U 1,2 koordinatnom sustavu javljaju se samo glavna normalna naprezanja, gdje je σ_1 maksimalno naprezanja, i σ_2 minimalno naprezanje:

$$\sigma_1=0.5(\sigma_x+\sigma_y)+0.5\left[(\sigma_x-\sigma_y)^2+4\tau_{xy}^2\right]^{1/2} \quad (2.73)$$

$$\sigma_2=0.5(\sigma_x+\sigma_y)-0.5\left[(\sigma_x-\sigma_y)^2+4\tau_{xy}^2\right]^{1/2} \quad (2.74)$$

Smjer naprezanja σ_1 je u smjeru osi 1, koja je definirana kutom θ_1 :

$$\operatorname{tg}2\theta_1=2\tau_{xy}/(\sigma_x-\sigma_y) ; -45^\circ\leq\theta_1\leq 45^\circ \quad (2.75)$$



Slika 2.19. Neka moguća stanja naprezanja u zidu

U r,s koordinatnom sustavu javljaju se maksimalna posmična naprezanja $\tau_{\max}=\tau_{rs}=\tau_{sr}$, koja odgovaraju hidrostatičkom normalnom naprezanju $\sigma_r=\sigma_s$, gdje je:

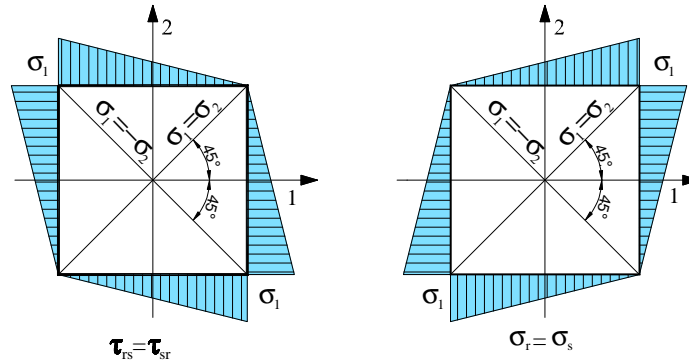
$$\tau_{rs} = \tau_{sr} = 0.5(\sigma_1-\sigma_2) \quad (2.76)$$

$$\sigma_r = \sigma_s = 0.5(\sigma_1+\sigma_2)= 0.5(\sigma_x+\sigma_y) \quad (2.77)$$

$$\operatorname{tg}2\theta_r =-0.5((\sigma_x-\sigma_y)/\tau_{xy}) ; \theta_r = \theta_1 \mp 45^\circ ; -45^\circ\leq\theta_r\leq 45^\circ \quad (2.78)$$

Dakle, r,s koordinatni sustav rotiran je pod kutom od 45° u odnosu na koordinatni sustav 1,2. Odnosno, maksimalna posmična naprezanja u zidu su u dijelu koji je pod kutom od 45° u odnosu na glavna normalna naprezanja. Slika 2.20 prikazuje naprezanja $\sigma_r=\sigma_s$ i $\tau_{rs}=\tau_{sr}$ u 1,2 koordinatnom sustavu. Najveće posmično naprezanje $\tau_r=\tau_s=\sigma_1$ je za slučaj naprezanja $\sigma_1=-\sigma_2$

(čisti posmik), te iščezava za stanje naprezanja $\sigma_1 = \sigma_2$. Najveće normalno naprezanje $\sigma_r = \sigma_s = \sigma_1$ je za stanje naprezanja $\sigma_1 = \sigma_2$, a iščezava za stanje naprezanja $\sigma_1 = -\sigma_2$.



Slika 2.20. Raspodjela $\tau_{rs} = \tau_{sr}$ i $\sigma_r = \sigma_s$ naprezanja u 1,2 koordinatnom sustavu

Razmatrana su tri zasebna kriterija čvrstoće i sloma зида u koordinatnom sustavu x,y, 1,2 i r,s. Pretpostavlja se da je granično stanje čvrstoće i sloma зида postignuto ukoliko je zadovoljen jedan od navedenih kriterija.

C. Model зида u x,y koordinatnom sustavu

Kriteriji čvrstoće u funkciji dvoosnih normalnih naprezanja, kao i u funkciji pojedinačnih jednoosnih normalnih naprezanja i pripadajućih posmičnih naprezanja τ_{xy} , τ_{yx} , razmatrani su zasebno. Čvrstoća зида računski je dosegnuta ukoliko je zadovoljen jedan od navedenih kriterija čvrstoće.

C.1 Model зида u funkciji dvoosnog stanja naprezanja σ_x, σ_y

Usvojeni model granične čvrstoće зида u funkciji dvoosnih normalnih naprezanja σ_x , σ_y prikazan je na slici 2.21.

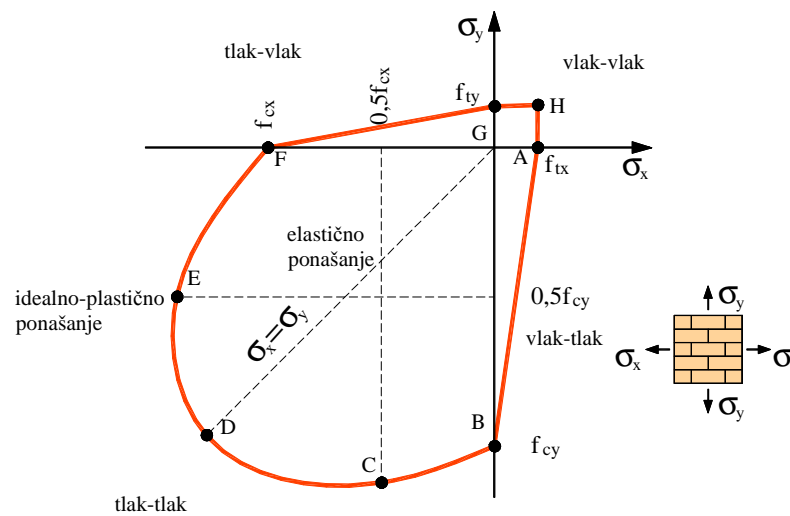
U području vlak-vlak, granična čvrstoća definiranja je pravicima \overline{AH} i \overline{GH} , tj. pretpostavlja se da dvoosna vlačna čvrstoća зида odgovara njegovoj jednososnoj vlačnoj čvrstoći. Ovdje je f_{tx} jednoosna vlačna čvrstoća зида u smjeru horizontalne sljubnice (x os) i f_{ty} je jednoosna vlačna čvrstoća зида u smjeru vertikalne sljubnice (y os).

U području tlak-tlak, granična čvrstoća opisana je polinoma 4 stupnja preko točaka B, C, D, E, F. Točka D odgovara stanju naprezanja $\sigma_x = \sigma_y$, točka C odgovara stanju naprezanja $\sigma_x = 0,5f_{cx}$ i točka E odgovara stanju naprezanja $\sigma_y = 0,5f_{cy}$.

U području vlak – tlak i tlak-vlak, granična čvrstoća definirana je pravcima \overline{AB} i \overline{FG} . Pretpostavlja se da je ponašanje zida unutar krivulje granične čvrstoće linearno elastično u opterećenju i rasterećenju.

Veza prosječnih naprezanja i prosječnih deformacija za linearno elastično ravninsko stanje naprezanja za ortotropni materijal dana je dobro poznatim izrazom:

$$\sigma = \mathbf{D}\varepsilon \quad (2.79)$$



Slika 2.21. Usvojeni kriterij granične čvrstoće u funkciji normalnih naprezanja σ_x , σ_y

gdje je σ prosječni vektor naprezanja ($\sigma = [\sigma_x, \sigma_y, \tau]^T$) ε je prosječni vektor deformacija

($\varepsilon = [\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma]^T$), i \mathbf{D} je matrica elastičnih konstanti materijala:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \frac{E_x}{(1-\nu_{xy}\nu_{yx})} & \frac{E_x\nu_{yx}}{(1-\nu_{xy}\nu_{yx})} & 0 \\ \frac{E_y\nu_{xy}}{(1-\nu_{xy}\nu_{yx})} & \frac{E_y}{(1-\nu_{xy}\nu_{yx})} & 0 \\ 0 & 0 & G_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.80)$$

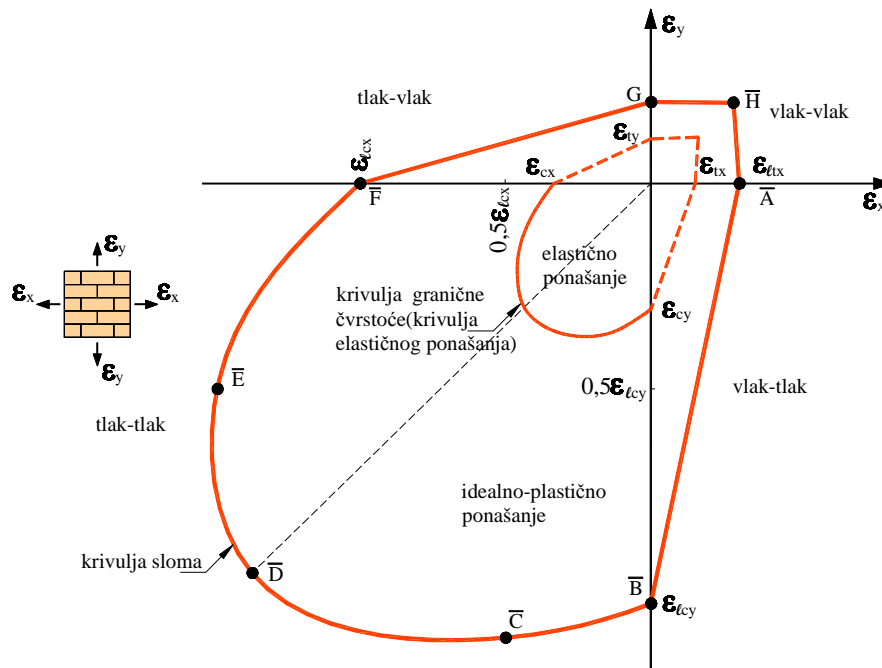
U gornjem izrazu E_x je prosječni modul elastičnosti zida u x smjeru (paralelno s horizontalnim sljubnicama), E_y je prosječni modul elastičnosti zida u y smjeru (paralelno s

vertikalnim sljubnicama), ν_{xy} , ν_{yx} su Poissonovi koeficijenti u xy i yx ravnini i G_{xy} je model posmika u xy ravnini. Za ravninsko stanje naprezanja i anizotropni materijal, vrijedi slijedeći izraz:

$$E_x \nu_{yx} = E_y \nu_{xy} \quad (2.81)$$

Nakon što je dosegnuta granična čvrstoća zida, pretpostavlja se idealno plastično ponašanje u tlaku, te elasto-krto ponašanje u vlaku.

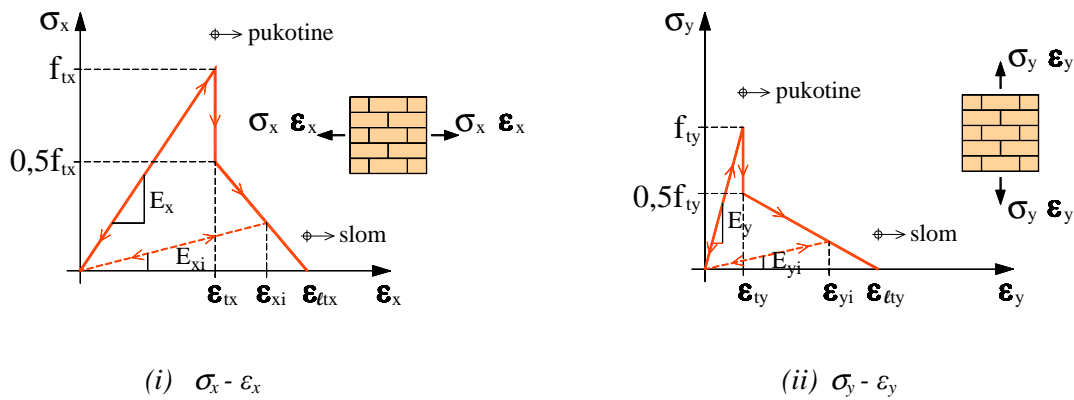
Krivulja sloma zida data je u funkciji deformacija (slika 2.22), i analogna je graničnoj krivulji čvrstoće (slika 2.21). Kod toga su: ϵ_x , ϵ_y deformacije u x, y smjeru; ϵ_{tx} , ϵ_{ty} granične jednoosne vlačne deformacije u x, y smjeru; ϵ_{cx} , ϵ_{cy} granične jednoosne tlačne deformacije u x, y smjeru; ϵ_{tx} , ϵ_{ty} jednoosne vlačne deformacije koje odgovaraju f_{tx} , f_{ty} ($\epsilon_{tx} = F_{tx}/E_x$, $\epsilon_{ty} = f_{ty}/E_y$), ϵ_{cx} , ϵ_{cy} jednoosne tlačne deformacije koje odgovaraju f_{cx} , f_{cy} ($\epsilon_{cx} = f_{cx}/E_x$, $\epsilon_{cy} = f_{cy}/E_y$) te E_x , E_y moduli elastičnosti zida u x, y smjeru.



Slika 2.22. Usvojeni kriterij sloma zida u funkciji normalnih deformacija ϵ_x , ϵ_y

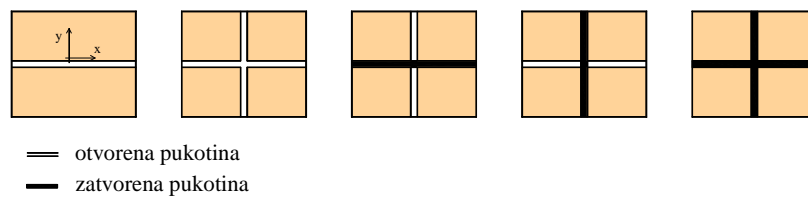
Usvojena veza naprezanje – deformacije za zide u vlaku prikazana je na slici 2.23. Pretpostavlja se da pukotine nastaju kada σ_x dosegne f_{tx} i σ_y dosegne f_{ty} . Nakon toga, vlačna krutost zida s pukotinama modelirana je sve dok se ne dosegnu granične vlačne deformacije $\epsilon_{tx}, \epsilon_{ty}$. Pretpostavljeni put opterećenje i rasterećenja u vlačnom području je također vidljiv. Prijenos tlačnih naprezanja preko zatvorenih pukotina modeliran je kao u neraspucalom zidu.

Nakon što se pukotine ponovo otvore, pretpostavlja se da su $E_{xi}=E_{yi}=0$. Moguće tipovi pukotina u zidu prikazani su na slici 2.24.

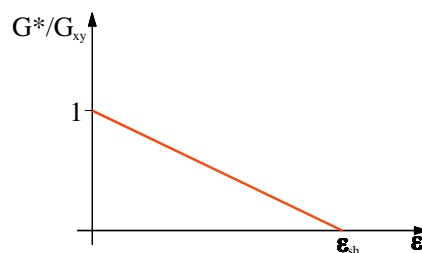


Slika 2.23. Usvojena veza naprezanje-deformacija zida u vlaknu

Posmična krutost zida s pukotinama modelirana je prema slici 2.25, gdje je G_{xy} modul posmika homogenog zida, G^* modul posmika zida s pukotinama, a ε_{sh} deformacija okomito na ravninu pukotine iznad koje više nema posmične krutosti zida.



Slika 2.24. Moguće stanje pukotina u zidu u x,y koordinatnom sustavu

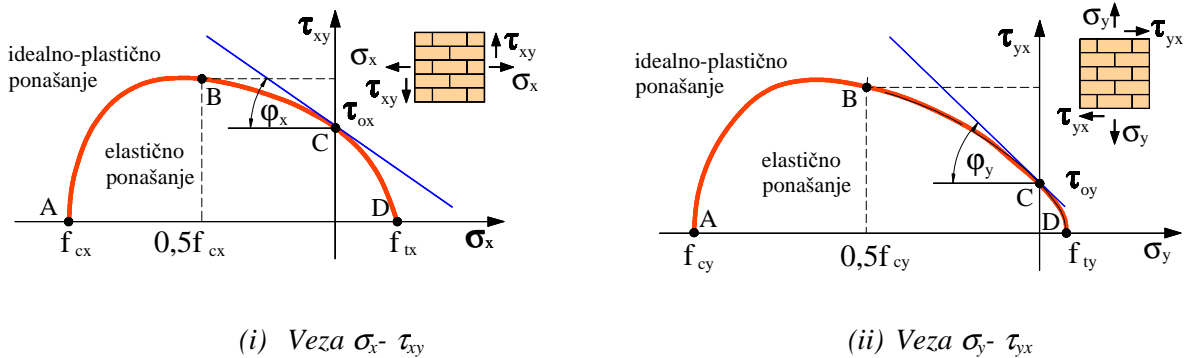


Slika 2.25. Model posmične krutosti zida s pukotinama

Graničnu čvrstoću zida u točkama A do H na slici 2.21, granične deformacije u točkama \bar{A} do \bar{H} na slikama 2.22 i 2.23, granične deformacije na slici 2.25 kao i module elastičnosti, treba odrediti eksperimentalnim testovima ili na neki drugi pouzdani način.

C.2 Model zida u funkciji pojedinačnog jednoosnog normalnog naprezanja σ_x, σ_y i pripadajućeg posmičnog naprezanja τ_{xy}, τ_{yx}

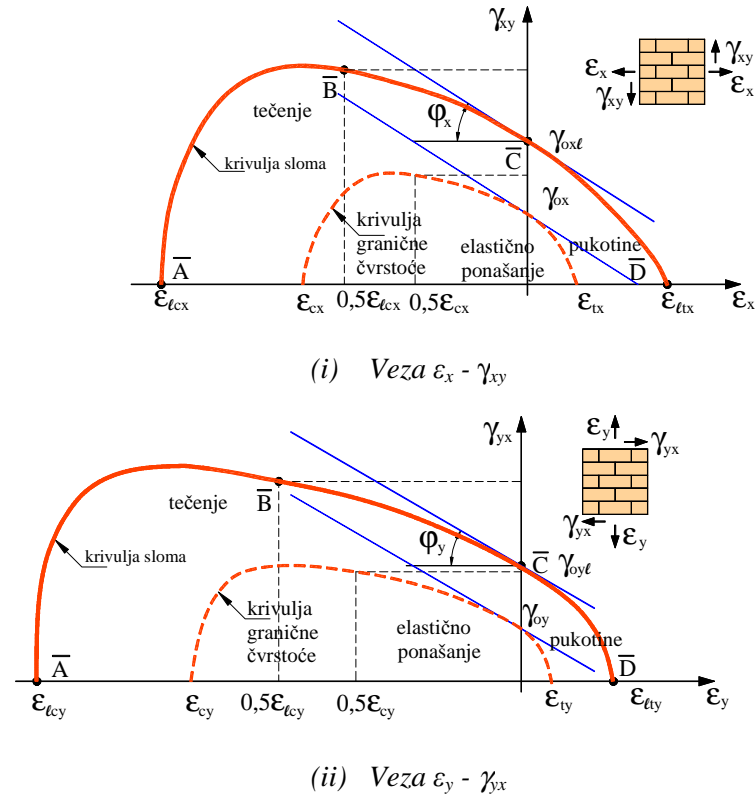
Usvojeni model granične čvrstoće zida u funkciji $\sigma_x - \tau_{xy}$ i $\sigma_y - \tau_{yx}$ prikazan je na slici 2.26. Pretpostavljena krivulja granične čvrstoće prolazi kroz točke A do D i definirana je polinom četvrtog stupnja. Tangenta na krivulju u točki C je pod kutom φ_x, φ_y , koji predstavlja kut trenja između zidnog elementa i morta u x,y smjeru. Na slici 2.26, τ_{0x} i τ_{0y} su osnovne posmične čvrstoće zida u x,y smjerovima, bez normalnih naprezanja. Također se pretpostavlja linearno-elastično ponašanje zida unutar granične krivulje čvrstoće u opterećenju i rasterećenju. Nakon što je doseguta granična čvrstoća zida, pretpostavlja se idealno-plastično ponašanje u tlaku te elasto-krto ponašanje u vlaku.



Slika 2.26. Usvojeni kriterij granične čvrstoće zida u funkciji $\sigma_x - \tau_{xy}$ i $\sigma_y - \tau_{yx}$

Granična krivulja sloma zida definirana je u funkciji deformacija (slika 2.27), analogno graničnoj krivulji čvrstoće (slika 2.26), gdje su γ_{0x}, γ_{0y} posmične deformacije zida koje odgovaraju τ_{0x}, τ_{0y} , a $\gamma_{0x\ell}$ i $\gamma_{0y\ell}$ granične posmične deformacije koje odgovaraju stanju zida gdje je modul posmika jednak nuli.

Čvrstoću zida u točkama B i C, granične deformacije u točkama \bar{B}, \bar{C} , te kutove φ_x, φ_y također je potrebno odrediti eksperimentalno.



Slika 2.27. Usvojeni kriterij sloma zida u funkciji $\epsilon_x - \gamma_{xy}$ i $\epsilon_y - \gamma_{yx}$

D. Model zida u 1,2 koordinatnom sustavu

U koordinatnom sustavu 1,2 djeluju samo glavna naprezanja σ_1 , σ_2 , bez posmičnih naprezanja. Maksimalno naprezanje σ_1 je pod kutom θ_{σ_1} u odnosu na horizontalnu sljubnicu zida (x os). Usvojeni model zida u 1,2 koordinatnom sustavu analogan je onome opisan u točki C. Kod toga, čvrstoće i deformacije zida u smjerovima x, y ovdje treba zamijeniti s odgovarajućim za smjerove 1,2, tj. f_{cx} , f_{lx} , f_{cy} , f_{ly} , ϵ_{cx} , ϵ_{lx} , ϵ_{cy} , ϵ_{ly} , ϵ_{lcy} , ϵ_{lly} treba zamijeniti sa f_{c1} , f_{l1} , f_{c2} , f_{l2} , ϵ_{c1} , ϵ_{l1} , ϵ_{c2} , ϵ_{l2} , ϵ_{lc1} , ϵ_{lt1} , ϵ_{lc2} , ϵ_{lt2} (slike 2.28, 2.29). Prethodno navedene vrijednosti čvrstoća i graničnih deformacija određuju se na temelju eksperimentalno utvrđenih vrijednosti za diskretne vrijednosti kuta θ_1 (obično $\theta_1=0^\circ$, $22,5^\circ$, 45°). Kod toga su za $\theta_1=0^\circ$ navedene čvrstoće i deformacije jednake za oba koordinatna sustava. Shematska ovisnost čvrstoća graničnih normalnih deformacija zida u koordinatnom sustavu 1,2 od kuta θ_1 prikazana je na slici 2.30, na kojoj su krivulje aproksimirane polinom trećeg stupnja s horizontalnom tangentom na mjestu vertikalne osi. Korisno je imati na umu da vrijedi odnos:

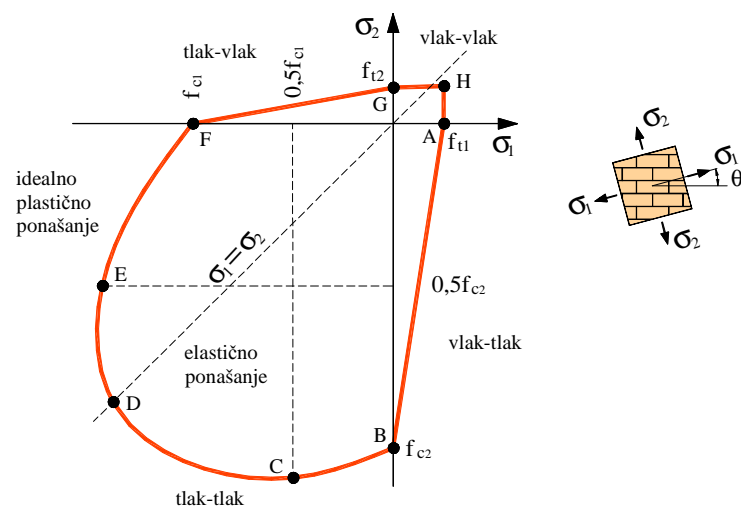
$$\sigma_1 + \sigma_2 = \sigma_x + \sigma_y = \sigma_r + \sigma_s \quad (2.82)$$

Dakle, vrijedi:

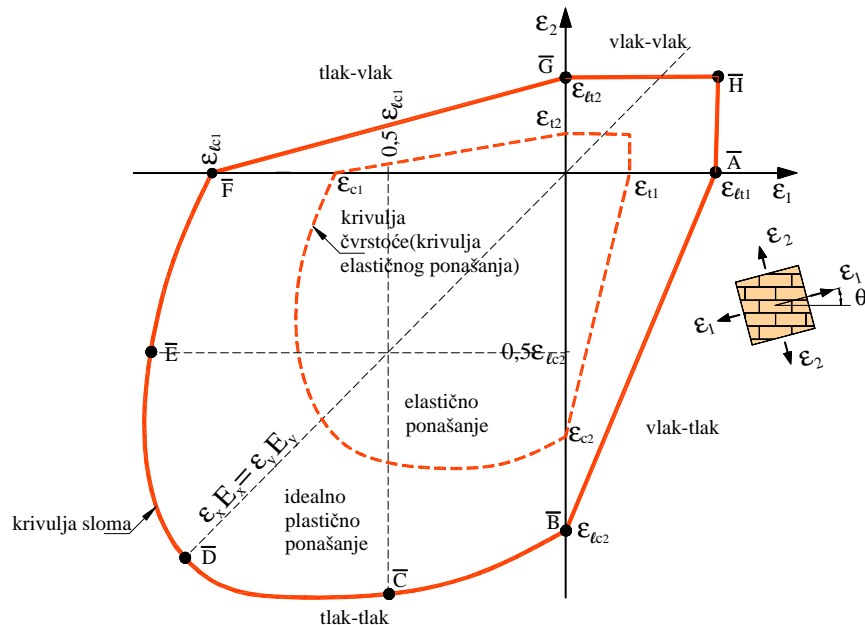
$$\sigma_1 \geq \sigma_x \quad ; \quad \sigma_2 \leq \sigma_y \quad (2.83)$$

pa za neke tipove zida i kutove θ_1 kriterij čvrstoće preko naprezanja σ_1, σ_2 može biti mjerodavniji nego kriterij čvrstoće preko naprezanja σ_x, σ_y .

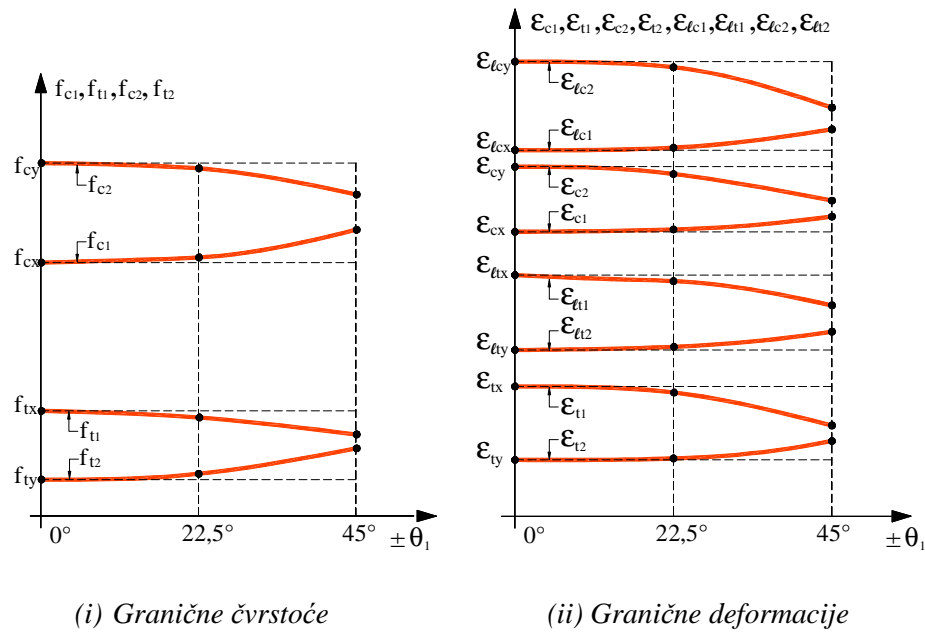
Pukotine se ovdje javljaju kada glavna naprezanja σ_1, σ_2 prekorače jednoosnu vlačnu čvrstoću zida u tim smjerovima, a modelirane su kao što je opisano u točki C. Dakle, jedina je razlika ovdje u drugim vlačnim čvrstoćama zida i drugim proračunskim smjerovima pukotine, koje su okomite na koordinatne osi 1,2 (slika 2.21).



Slika 2.28. Usvojeni kriterij graničnih čvrstoća zida u funkciji glavnih normalnih naprezanja σ_1, σ_2

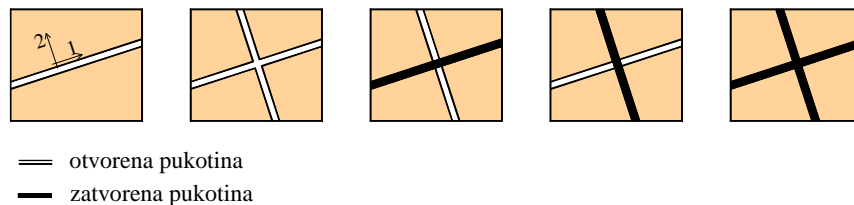


Slika 2.29. Usvojeni kriterij sloma zida u funkciji glavnih normalnih deformacija ϵ_1, ϵ_2



Slika 2.30. Shematski prikaz ovisnosti graničnih čvrstoća i graničnih deformacija zida o kutu θ_1

Pukotine se pojavljuju kada glavna normalna naprezanja σ_1 , σ_2 prekorače jednoosnu vlačnu čvrstoću u tom smjeru (slika 2.31), a modelirane su kao i one u točki C. Ovdje je jedina razlika u vlačnoj čvrstoći zida i smjeru pukotina (okomite na osi 1, 2).



Slika 2.31. Moguće stanje pukotina u 1,2 koordinatnom sustavu

E. Model zida u r,s koordinatnom sustavu

U ovom koordinatnom sustavu, s maksimalnim posmičnim naprezanjima, usvojen je analogni model zida kao u koordinatnom sustavu x,y (točka C).

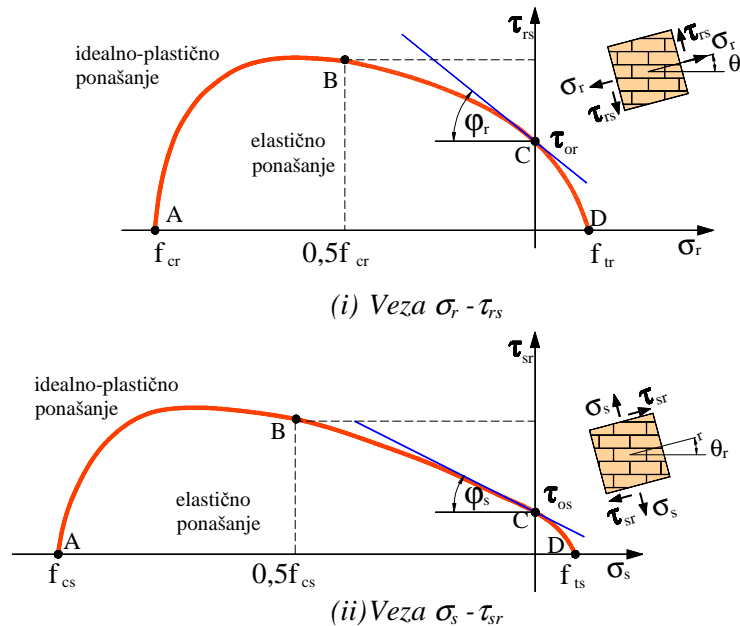
E.1 Model zida u funkciji dvoosnog hidrostatičkog normalnog naprezanja σ_r, σ_s

Kriterij granične čvrstoće i kriterij sloma preko deformacija za slučaj jednakih dvoosnih naprezanja $\sigma_r = \sigma_s = 0.5 (\sigma_1 + \sigma_2)$ istovjetni su onima za slučaj glavnih normalnih naprezanja

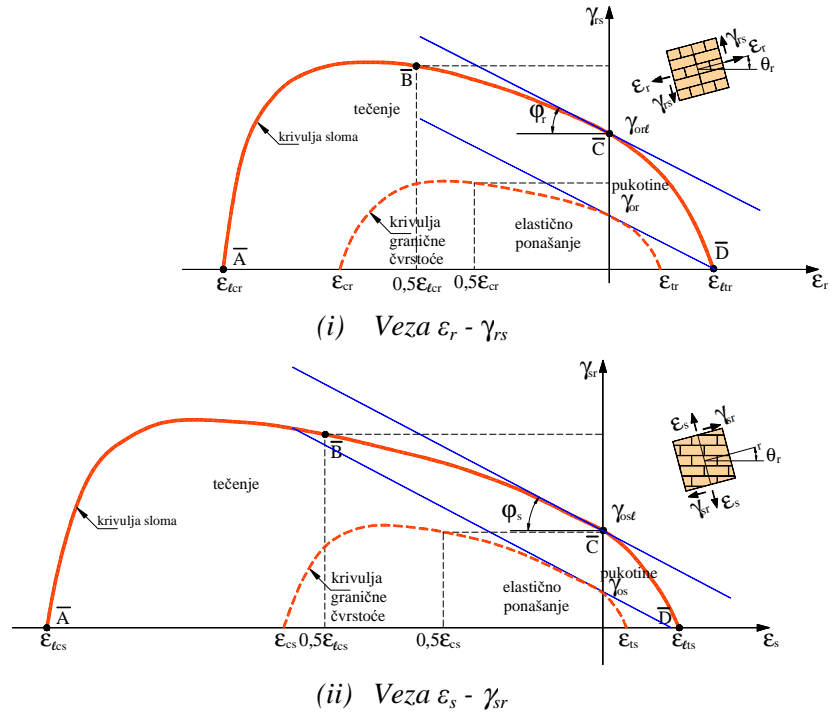
σ_1 , σ_2 opisanim u točki C. Treba imati na umu da naprezanje σ_r djeluje pod kutem θ_r . S toga su granične normalne čvrstoće i deformacije definirane analogno onima prema slici 2.22, pod uvjetom da se odnose na kut θ_r definiran izrazom (2.78). Pukotine se pojavljuju okomito na naprezanja σ_r , σ_s , , kada je prekoračena vlačna čvrstoća u r,s smjeru.

E.2 Model zida u funkciji pojedinačnog jednoosnog normalnog naprezanja σ_r, σ_s i pripadajućeg maksimalnog posmičnog naprezanja τ_{rs}, τ_{sr}

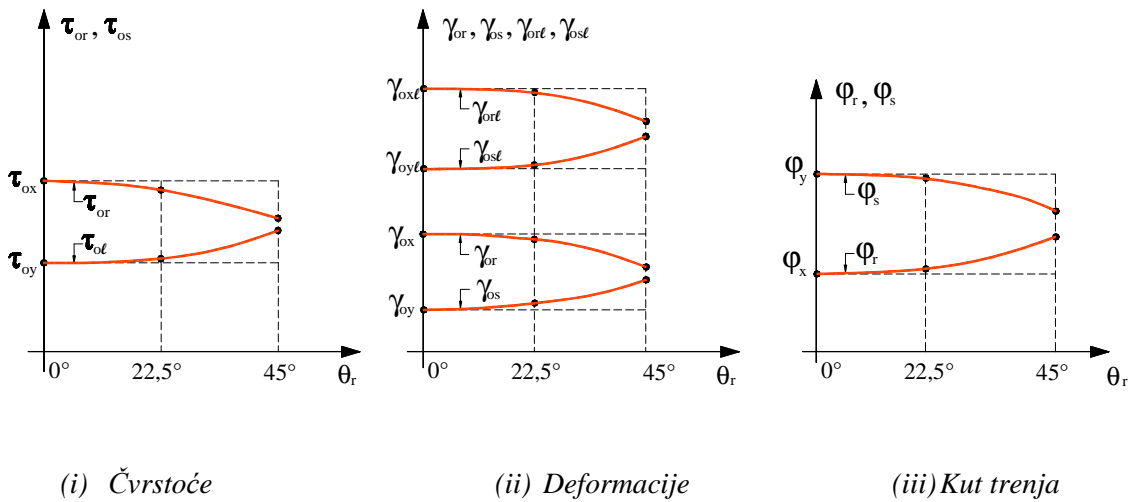
Ovaj model je analogan onome opisan u točki D. Kod toga čvrstoće i deformacije zida u smjerovima x,y ovdje treba zamijeniti s odgovarajućima za smjerove r,s, tj. $f_{cx}, f_{tx}, f_{cy}, f_{ty}, \tau_{ox}, \tau_{oy}, \varphi_x, \varphi_y, \varepsilon_{cx}, \varepsilon_{cy}, \gamma_{ox}, \gamma_{oy}, \varepsilon_{ltx}, \varepsilon_{ltx}, \varepsilon_{lcy}, \varepsilon_{lty}, \gamma_{oxl}, \gamma_{oyl}$ treba zamijeniti sa $f_{cr}, f_{cs}, f_{tr}, f_{ts}, \tau_{or}, \tau_{os}, \varphi_r, \varphi_s, \varepsilon_{cr}, \varepsilon_{cs}, \gamma_{or}, \gamma_{os}, \varepsilon_{lcr}, \varepsilon_{lcs}, \varepsilon_{ltr}, \varepsilon_{lts}, \gamma_{orl}, \gamma_{osl}$ (slike 2.32 i 2.33). Prethodno navedene vrijednosti čvrstoća i graničnih deformacija u r,s koordinatnom sustavu određuju se na temelju eksperimentalno utvrđenih vrijednosti za diskretne vrijednosti kuta θ_r (obično $\theta_1=0^\circ, 22,5^\circ, 45^\circ$). Za $\theta_r=0^\circ$, čvrstoće i granične deformacije u sustavu r,s jednake su onima u sustavu x,y. Shematska ovisnost posmičnih čvrstoća, graničnih posmičnih deformacija zida i kuta trenja u koordinatnom sustavu r,s od kuta θ_r prikazana je na slici 2.34. Kod toga su krivulje aproksimirane polinom trećeg stupnja s horizontalnom tangentom na mjestu vertikalne osi.



Slika 2.32. Usvojeni kriterij granične čvrstoće zida u funkciji $\sigma_r - \tau_{rs}$ i $\sigma_s - \tau_{sr}$



Slika 2.33. Usvojeni kriterij granične čvrstoće ziđa u funkciji $\sigma_r - \tau_{rs}$ i $\sigma_s - \tau_{sr}$



Slika 2.34. Shematska ovisnost granične posmične čvrstoće, granične posmične deformacije i kuta trenja o kutu θ_r

2.3.5.3. Mikromodel zida

Primjenom mikromodela zida može se preciznije i pouzdanije modelirati stvarno ponašanje zida nego primjenom makromodela, a osobito "pojasniti" slika ponašanja zida na mikro razini. Moguća je uporaba različitih mikromodela (vidjeti primjerice sliku 2.10), s različitim razinama točnosti i pouzdanosti, ali i s različitim trajanjem i složenosti analize. Poznato je da se finijom diskretizacijom, odnosno s povećanim brojem nepoznanica, a osobito pri primjeni nelinearnog modela materijala i geometrije te kod dinamičkih analiza, produljenje trajanja analize.

Ako se želi precizan proračun, s opisom ponašanja zida na mikrorazini, moguća je primjerice primjena *Mikromodela 1* na slici 2.10. Naime, u tom su modelu zidni elementi i sljubnice (mort) diskretizirani 8-čvornim elementima, dok su na spoju morta i zidnih elemenata uzeti tanki 6-čvorni dodirni elementi. Svi elementi imaju takve modele materijala, koji su prethodno opisani, da mogu dobro opisati stvarno ponašanje svih gradiva i spojnih ploha u tlaku, vlaku i posmiku. Kod toga je moguća simulacija ortotropnih svojstava zidnih blokova i morta (sljubnica) u horizontalnom i vertikalnom smjeru.

U *Mikromodelu 2* na slici 2.10, zidni elementi su diskretizirani 8-čvornim elementima, a vertikalne i horizontalne sljubnice sa 6-čvornim dodirnim elementima debljine koja odgovara stvarnoj debljini sljubnica. Mogući su i drugačiji mikromodeli, tj. drugačije diskretizacije zida.

2.3.6. Model za simulaciju kontakta

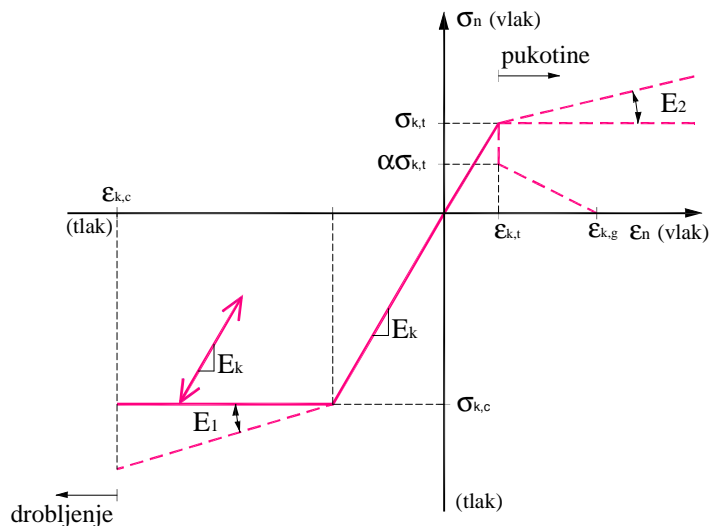
2.3.6.1. 2D kontaktni elementi

2D kontaktni (dodirni) elementi prenose normalno naprezanje σ_n na kontaktu prema slici 2.35, što omogućava simulaciju klizanja, odvajanja i utiskivanja na kontaktu između temelja i tla, ili između morta (sljubnice) i zidnog elementa. Moguće je zadati različite oblike veze $\sigma_n - \varepsilon_n$, gdje je σ_n naprezanje i ε_n deformacija okomito na spojnu plohu. Treba odabrati takav dijagram naprezanje-deformacija koji će najbolje opisati stvarno ponašanje na kontaktu.

U tlačnom području $\sigma_{k,c}$ označava računsku tlačnu čvrstoću na kontaktu kod koje dolazi do popuštanja, $\varepsilon_{k,c}$ graničnu tlačnu deformaciju kod sloma, E_k modul elastičnosti okomito na spojnu plohu i E_1 , modul elastičnosti za ponašanje s ojačanjem.

U vlačnom području $\sigma_{k,t}$ označava računsku vlačnu čvrstoću iznad koje nastaju pukotine, E_2 modul elastičnosti za ponašanje s ojačanjem, $\epsilon_{k,t}$ vlačnu deformaciju okomito na spojnu plohu kod pojave pukotine i $\epsilon_{k,g}$ maksimalnu vlačnu deformaciju okomito na spojnu plohu iznad koje nema nikakve vlačne krutosti za odabrano građivo. Model vlačne krutosti i ostale karakteristike dijagrama na slici 2.35 slični su onima za beton, s dopunskim mogućnostima modeliranja u tlaku i vlaku (elasto-plastično ponašanje i ojačanje).

Ovisno o svojstvima kontakta (beton-tlo ili mort-zidni element), odabire se takav oblik dijagrama na slici 2.35, s odgovarajućim parametrima građiva, koji će najrealističnije opisati stvarno ponašanje na kontaktu. Kod toga se za parametre materijala dodirnih elemenata uzimaju niže vrijednosti od odgovarajućih parametara susjednih građiva na kontaktu, odnosno prionjivost na dodirnoj plohi za vlačno područje dijagrama.



Slika 2.35. Modeliranje prijenosa normalnog naprezanja 2D dodirnog elementa

2D dodirni element prenosi posmik na spojnoj plohi, tj. omogućava simulaciju klizanja i posmičnog sloma spoja. Grafički prikaz posmične nosivosti na spoju dan je na slici 2.36. Modeliranje posmičnog sloma slično je onome kod ziđa, tj.:

$$\tau_s \leq \tau_k \quad (2.84)$$

gdje je τ_s posmično naprezanje u dodirnom elementu i τ_k računaska posmična čvrstoća u smjeru kontakta, definirana sa:

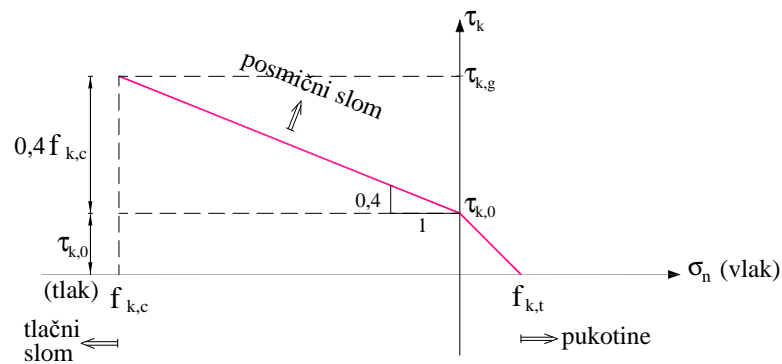
(i) u tlaku ($\sigma_n \leq 0$)

$$\tau_k = \tau_{k,0} + 0.4\sigma_n \leq \tau_{k,0} + 0.4f_{k,c} \quad (2.85)$$

(ii) u vlaku ($\sigma_n > 0$)

$$\tau_k = \tau_{k,0} \left(1 - \frac{f_{k,t}}{\tau_{k,0}} \right) \geq 0 \quad (2.86)$$

gdje $\tau_{k,0}$ označava računsku posmičnu čvrstoću spoja izloženog čistom posmiku (bez tlaka), a σ_n je normalno naprezanje na spojnoj plohi. Prema [16], ziđe koje ima vlačna naprezanja okomito na spojnu plohu ne može preuzeti posmik u toj ravnini.



Slika 2.36. Grafički prikaz posmične nosivosti 2D dodirnog elementa

Posmična krutost dodirnog elementa koji ima pukotine simulira se na sličan način kao kod betona i ziđa. Naime, modul posmika dodirnog elementa koji ima pukotine G_k^* uzima se tako da se početni modul posmika G_k pomnoži s koeficijentom $\bar{\beta}$ (≤ 1), koji se određuje na analogan način kao za ziđe i beton:

$$G_k^* = \bar{\beta} G_k \quad (2.87)$$

2.3.6.2. 1D kontakti elementi

1D kontakti (dodirni) elementi služe za simulaciju armaturnih šipki koje prolaze kroz 2D dodirne elemente. Oni, kao i svaka šipka, prenose normalna i posmična naprezanja.

Normalna naprezanja u smjeru elementa (šipke) prenose se sukladno usvojenom dijagramu naprezanje-deformacija za čelik. U tom kontekstu, može se primjerice koristiti dijagram prema slika 2.35, ili je moguće u računalnom programu zadati bilo koji poligonalni

oblik veze naprezanje-deformacija. Kada je "linija" na dijagramu $\sigma-\varepsilon$ silazna ili su prekoračene lomne deformacije, uzima se modul elastičnosti čelika $E_a=0$.

Posmična naprezanja koja šipka ("moždanic") može preuzeti, definirana su površinom šipke A_a i modulom posmika šipke G_a . Nije modeliran posmični slom 1D elementa, već samo tlačni i vlačni slom. Uzima se da je $G_a=0$ kada je i $E_a=0$.

2.3.7. Model ponašanja tla

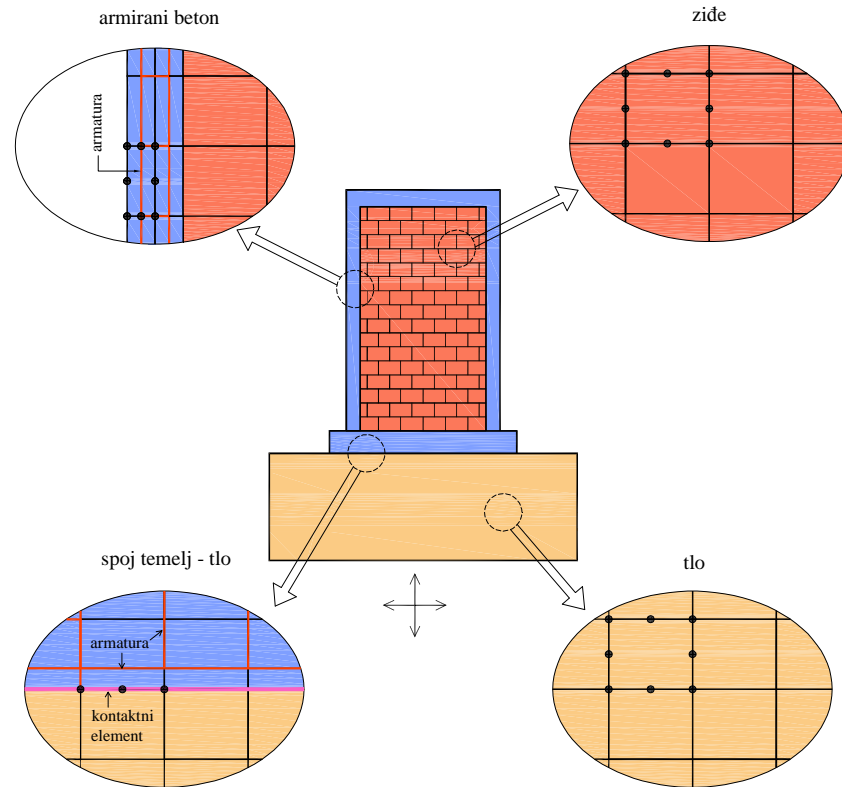
Za modeliranje ponašanja tla za sada nije predviđen poseban model, već se koristi model ponašanja betona opisan u točki 2.3.3. ili makro model ponašanja ziđa opisan u točki 2.3.5. Koji je model ponašanja pouzdaniji, ovisi o karakteristikama tla. Naime, tla mogu biti iz nekoherentnih materijala, koherentnih materijala, stjenovita i sl. Kod toga je važno ispravno definirati parametre modela na temelju raspoloživih parametara tla. Prikazani modeli mogu simulirati ponašanje tla u tlaku, pojavu i razvoj pukotina u tlu u vlaklu, anizotropna svojstva tla i niz drugih nelinearnih efekata prema točki 2.3.3 i 2.3.5.

2.4 Neke napomene kod modeliranja realnih zidanih konstrukcija

Kao što je već navedeno, prikazani model je namijenjen za statičku i dinamičku analizu zidanih konstrukcija koje se mogu dovoljno precizno simulirati ravninskim modelom.

Primjer diskretizacije nekog izdvojenog zida prikazan je na slici 2.37. Kao što je prethodno navedeno, moguće je simulirati svaku šipku armature, utjecaj tla i interakciju zida i tla.

U slučaju simulacije svih zidova zgrade jednog smjera ravninskim modelom (proračun zgrade u dva odvojena smjera), zidovi su međusobno povezani u razini međukatne konstrukcije koja osigurava zajednički translatorni pomak svih zidova na razini pojedine etaže. U slučaju veze pojedinog zida sa zidom drugog smjera, utjecaj zida drugog smjera modelira se s odgovarajućom širinom ravninskih elemenata na mjestu spoja, te odgovarajućim svojstvima gradiva i opterećenjima.



Slika 2.37. Primjer diskretizacije nekog zida

Kod statičkih analiza, konstrukcija se može proračunavati za svaku razinu opterećenja, od uporabnih do slomnih. Dakle, moguće je utvrditi graničnu nosivost (sigurnost) i oštećenja konstrukcije do sloma. Kod dinamičkih analiza, zidana konstrukcija može biti opterećena dinamičkim opterećenjem vjetra (slika 2.1) ili potresom (slika 2.1). Izlazni rezultati proračuna su pomaci sustava, naprezanja u svim gradivima, stanje pukotina i popuštanja u tlačnim područjima konstrukcije. Ako se u statičkim i pogotovo dinamičkim analizama uključuje i temeljno tlo, potrebno je isto adekvatno simulirati s odgovarajućom širinom elemenata po dubini, gabaritima "poluprostora" tla i rubnim uvjetima.

3. EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE REALNIH DVOETAŽNIH OMEĐENIH ZIDANIH ZIDOVA

3.1. Uvod

Do sada su izvršena mnogobrojna eksperimentalna ispitivanja zidanih zidova opterećenih horizontalnim statičkim opterećenjem. Nažalost, većina takvih istraživanja provedena je na zidovima umanjene geometrija i modificiranih svojstava gradiva u odnosu na naravno stanje. U radovima [269-271, 294-296] prikazani su neki rezultati ispitivanja zidanih zidova u naravnoj veličini, a u radovima [297-306] neki rezultati ispitivanja zidanih zidova smanjenih dimenzija. Daljnja istraživanja zidanih zidova u naravnoj veličini, iz naravnih gradiva i s naravnim uvjetima oslanjanja temelja, još su uvijek poželjna.

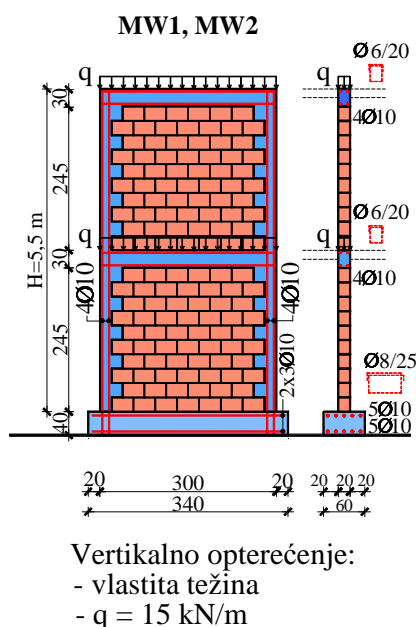
U ovom su poglavlju prikazani rezultati eksperimentalnog ispitivanja dva jednaka dvoetažna omeđena zidana zida bez otvora, opterećena horizontalnom statičkom silom na razini etaža. Zidovi su izvedeni u naravnoj veličini, iz realnih gradiva i na uobičajeni način. Kod jednog zida nije bilo spriječeno klizanje temelja po krutoj betonskoj podlozi, dok je kod drugog zida ono bilo spriječeno. Zidovi su opterećeni stalnim dopunskim vertikalnim opterećenjem na razini etaža, uz postupno povećanje horizontalnih sila na tim razinama. Mjereni su horizontalni i vertikalni pomaci zidova u više točaka, kao i deformacije zida, betona i armature na više mjesta.

Na temelju dobivenih eksperimentalnih rezultata, provjeren je prethodno prikazani numerički model za proračun zidanih konstrukcija (vidjeti *Poglavlje 4*).

Provedena eksperimentalna istraživanja realnih dvoetažnih omeđenih zidanih zidova doprinose boljem poznavanju njihovog stvarnog ponašanja pod opterećenjem.

3.2. Osnovni podaci o zidovima

Osnovni podaci eksperimentalno ispitivanih omeđenih zidanih zidova prikazani su na slici 3.1. Zidovi su u potpunosti jednaki, a jedina je razlika u uvjetima horizontalnog pridržanja na razini dna temelja. Zid MW1 nema spriječeno klizanje temelja po podlozi, dok je kod zida MW2 klizanje spriječeno.



Slika 3.1. Dvoetažni omeđeni zidani zid (MW1, MW2)

Za izradu zida korišteni su blokovi iz pečene gline tipa "blok opeka POROTHERM 20 SP+E" i vapneno - cementni mort opće namjene M 5. Blokovi su dužine 37,5 cm, visine 20 cm i širine 23,8 cm (slika 3.2). Deklarirana srednja tlačna čvrstoća (blokova) u vertikalnom smjeru (smjeru šupljina) iznosi 12 MPa, a deklarirana srednja tlačna čvrstoća blokova u horizontalnom smjeru iznosi 2 MPa. Deklarirana karakteristična tlačna čvrstoća blokova iznosi 10 MPa.



Slika 3.2. Blok opeka POROTHERM 20 SP+E

Srednja tlačna čvrstoća blokova u vertikalnom i horizontalnom smjeru, srednja tlačna čvrstoća blokova pod kutom od 45° prema horizontali, te modul elastičnosti zidnih elemenata korištenih za zidanje, ispitani su standardnim postupcima i u skladu s važećim normama [307-315], prije ispitivanja zidova.

Na dan ispitivanja zidova ispitana je srednja tlačna čvrstoća i srednja vlačna čvrstoća morta savijanjem uzoraka. Također na dan ispitivanja zidova, ispitana je srednja tlačna čvrstoća zida u vertikalnom smjeru, srednja tlačna čvrstoća zida pod kutom od 45° , modul elastičnosti zida te posmična čvrstoća zida u horizontalnom smjeru. Sva ispitivanja izvršena su prema važećim normama [307-315].

Prosječna tlačna čvrstoća blokova u vertikalnom smjeru (smjeru šupljina) iznosila je 15,6 MPa, a prosječna tlačna čvrstoća blokova u horizontalnom smjeru iznosila je 3,1 MPa. Prosječna tlačna čvrstoća blokova pod kutem od 45° prema horizontali iznosila je 9,5 MPa. Horizontalne i vertikalne sljubnice između blokova ispunjene su mortom po čitavoj površini. Prosječna visina horizontalnih sljubnica iznosila je 1,5 cm, a prosječna širina vertikalnih sljubnica 0,5 cm.

Prosječna tlačna čvrstoća morta na dan ispitivanja zidova iznosila je 14,8 MPa, a njegova prosječna vlačna čvrstoća pri savijanju 1,8 MPa. Prosječna tlačna čvrstoća zida u vertikalnom smjeru u isto vrijeme, iznosila je 13,2 MPa. Prosječna tlačna čvrstoća zida pod kutem od 45° prema horizontali, iznosila je 8,2 MPa. Modul elastičnosti zida u vertikalnom smjeru u tom vremenu iznosio je 4 800 MPa. Može se primijetiti da je zide visoke kvalitete.

Beton za temelj i beton za horizontalne i vertikalne serklaže je jednake kakvoće, klase C 25/30. Najveće zrno vapnenačkog agregata je 16 mm. Prosječna tlačna čvrstoća betona na dan ispitivanja bila je 25,8 MPa, prosječna vlačna čvrstoća 2,15 MPa i prosječni modul elastičnosti 31 500 MPa.

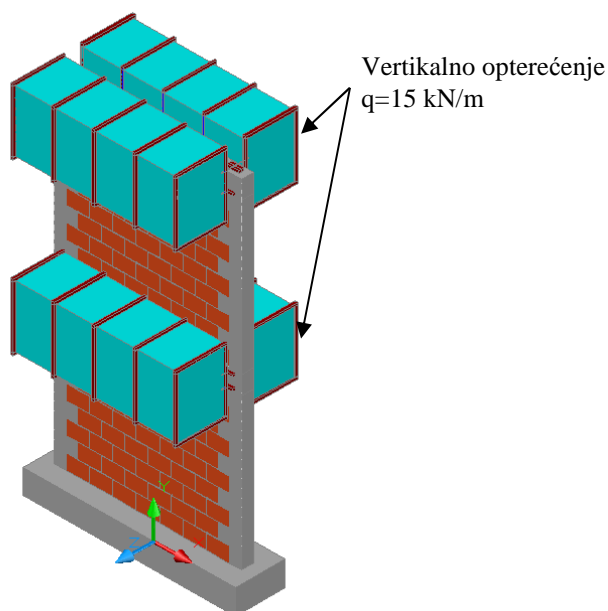
Armatura za armiranje temelja, horizontalnih i vertikalnih serklaža je iz čelika deklarirane čvrstoće 610 MPa, granice razvlačenja 500 MPa i modula elastičnosti 210 000 MPa. Navedeni parametri su također utvrđeni prije ispitivanja zidova, na odabranim uzorcima.

Sva ispitivanja materijala provedena su prema važećim normama [307-315]. Svi elementi omeđenog zidanog zida (ziđe, serklaži, temelj) izvedeni su sukladno važećim propisima i pravilima struke.

3.3. Program eksperimentalnog ispitivanja

Kao što je prethodno navedeno, eksperimentalno ispitivanje je provedeno na zidanim zidovima realnih dimenzija, s realnim svojstvima gradiva i s realnim opterećenjem. Za svaki zid ispitivano je njegovo ponašanja pod monotono rastućim horizontalnim opterećenjem do sloma, odnosno do gubitka ravnoteže zida.

Osim vlastitom težinom, zidovi su na razini etaža opterećeni jednolikim vertikalnim opterećenjem $g=15$ kN/m (voda u obostranim "sanducima" iz čeličnih mreža i PC folije - slika 3.3). Navedeno opterećenje zamjenjuje opterećenje horizontalnih međukatnih konstrukcija srednje vertikalno opterećenog zida. Usputno, kao što je poznato, ponašanje zidova pod horizontalnim opterećenjem jako ovisi o njihovom vertikalnom opterećenju.



Slika 3.3. 3D prikaz testiranih omeđenih zidanih zidova (MW1, MW2) opterećenih jednolikim vertikalnim opterećenjem

Da bi se spriječio horizontalni bočni pomak zida na razini etaža, što u praksi u pravilu osiguravaju krute međukatne konstrukcije i poprečno kruti zidovi, na toj je razini zid pridržan prednapetim bočnim zategama. One su omogućile uzdužno pomicanje zida, uz zanemarive sile (naprezanja) u razini zida.

Zidovi su slobodno oslonjeni (naslonjeni) na krutu betonsku podlogu, s mogućnosti eventualnog odizanja. Kao što je navedeno, kod zida MW1 bilo je omogućeno klizanje temelja po podlozi. Kod jednakog zida MW2 bilo je spriječeno klizanje temelja po podlozi (s pomoću drvene grede, usidrene u krutu podlogu). Izgled zidova MW1, MW2 prije ispitivanja prikazan je na slici 3.4.



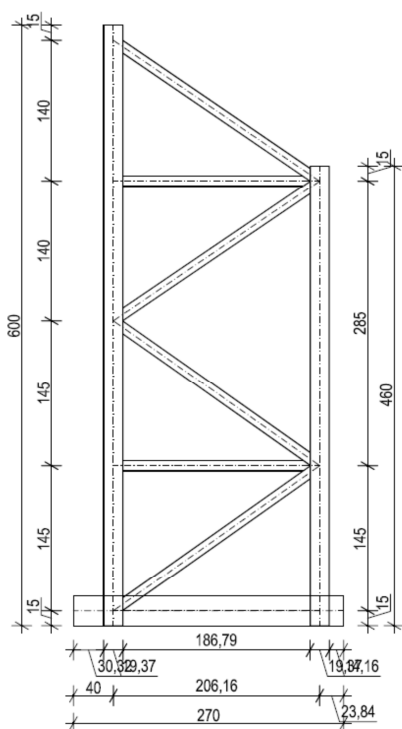
Slika 3.4. Izgled zida MW1, MW2 prije ispitivanja

Za svaki kontinuirani prirast horizontalnog statičkog opterećenja, kontinuirano je vršeno (vidjeti točku 3.4):

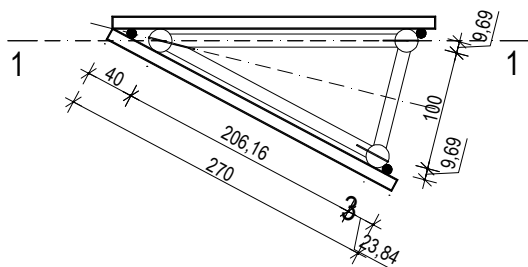
- Praćenje stanje pukotina u betonu i zidu,
- Mjerenje vertikalnih i horizontalnih pomaka zidova,
- Mjerenje deformacija betona u više točaka,
- Mjerenje deformacija zida u više točaka, te
- Mjerenje deformacija klasične armature u više točaka.

Za potrebe ispitivanja omeđenog zida, izrađena je čelična rešetka prikazana na slici 3.5. Rešetka je usidrena u tlo s pomoću 2 prednapeta sidara duljine 9 m. Velike je nosivosti i krutosti, s vrlo malim horizontalnim pomacima.

Na razini etaža zidovi su opterećeni horizontalnom silom F s pomoću hidrauličkih preša (postavljenih na čeličnu rešetku), s maksimalnim hodom cilindra od 200 mm (prirast pomaka je kontinuiran i konstantan u vremenu) i maksimalnom silom od 100 kN. Za svaku vrijednost sile F , mjereni su pomaci (d), deformacije ziđa (ϵ_m), deformacije betona (ϵ_c) i deformacije armature (ϵ_s) u više točaka.



(i) Presjek 1-1



(ii) Tlocrt rešetke



(iii) Izgled rešetke

Slika 3.5. Čelična rešetka

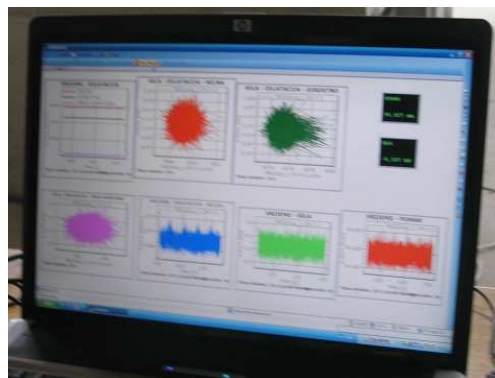
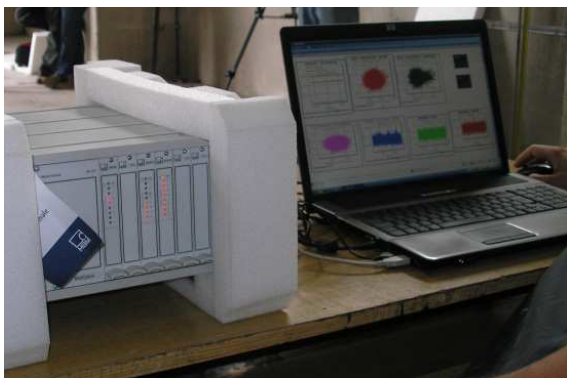
Mjerenje sile vršeno je mjerenjem tlaka u cilindru preše. Mjerenje pomaka obavljeno je s pomoću senzora pomaka LVDT. Mjerenje deformacija vršeno je s pomoću elektrootpornih mjernih traka. One su dijelom ugrađene prilikom izvedbe omeđenog zidanog zida, a dijelom neposredno prije samog ispitivanja.

Mjerenje mehaničkih veličina izvršeno je mjernom opremom tvrtke HBM. U istoj vremenskoj jedinici, paralelno su mjerene sile, pomaci i deformacije.

3.3.1. Osnovni podaci o mjernoj opremi

Za mjerenje mehaničkih veličina korištena je slijedeća oprema [316]:

- Centralni uređaj MGC plus, s programom CATMAN koji prima, obrađuje i sprema signale sa senzora sile, senzora pomaka i senzora deformacija (slika 3.6).
- Senzor pomaka (LVDT), proizvod tvrtke HBM, za praćenje horizontalnog i vertikalnog pomaka zida, tip *WA/100mm-L* (slika 3.7 i 3.8) i *WA/500mm-L*.
- Elektro-otporne mjerne trake za praćenje deformacija u betonu, zidu i čeliku, tip 6/120 LY11 (HBM) i tip 100/120 LY11 (HBM).



Slika 3.6. Izgled centralnog uređaja MGC plus i sučelja programa Catman



Slika 3.7. Prikaz mjerenja horizontalnog pomaka vrha omeđenog zida senzorom pomaka



Slika 3.8. Prikaz mjerenja vertikalnog pomaka temelja (odizanje) omeđenog zida senzorom pomaka

Na slici 3.9 prikazan je senzor tlaka (manometar), pomoću kojega je očitavana sila.



Slika 3.9. Senzor tlaka (manometar) za mjerenje sile

Na slici 3.10 prikazan je položaj hidrauličkih preša, koje su postavljene na razini etaža.

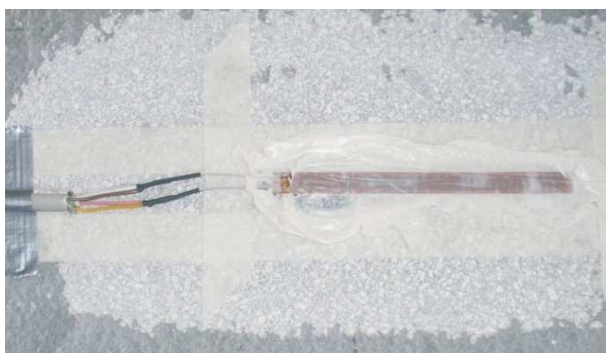


Slika 3.10. Prikaz položaja hidrauličkih preša

Kao što je prethodno navedeno, za mjerenje deformacija korištene su elektro-otporne mjerne trake:

- Mjerne trake za beton i žiđe dužine baze 100 mm, tip *100/120 LY11 (HBM)*,
- Mjerne trake za čelik dužine baze 6 mm, tip *6/120 LY11 (HBM)*.

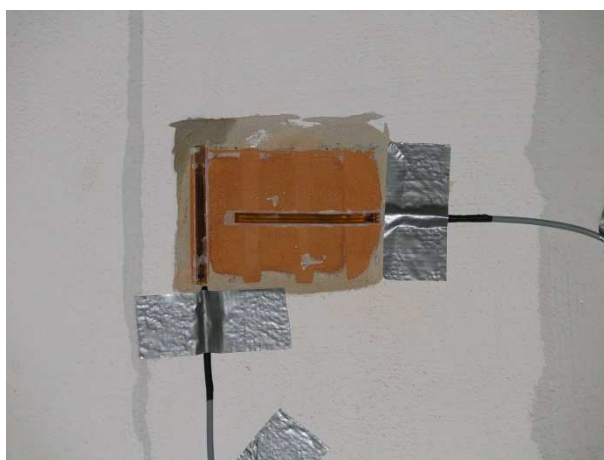
Maksimalno izduženje mjernih traka je $\pm 5\%$, a električni otpor 120 Ω . Trake za beton i žiđe (slika 3.11 i 3.12) lijepljene su na prethodno pripremljenu plohu dvo-komponentnim ljepilom *X60 (HBM)*, a trake predviđene za čelik jedno-komponentnim ljepilom *Z70 (HBM)*. Ljepilo nema ograničenja po pitanju deformacije, već po pitanju temperature (od -55°C do 100°C). Mjerne trake na armaturi (slika 3.13) lijepljene su u fazi izrade vertikalnih i horizontalnih serklaža (prije betoniranja). Mjerne trake na betonu i židu lijepljene su prije samog ispitivanja zida. Zaštita zalijepljenih mjernih traka izvršena je uz pomoć zaštitnog sredstva *SG250 (HBM)*, u svemu prema uputama proizvođača.



Ugrađena traka

Zaštićena traka

Slika 3.11. Prikaz zalijepljene mjerne trake na beton



Slika 3.12. Prikaz zalijepljene mjerne trake na žiđe



Ugrađena traka

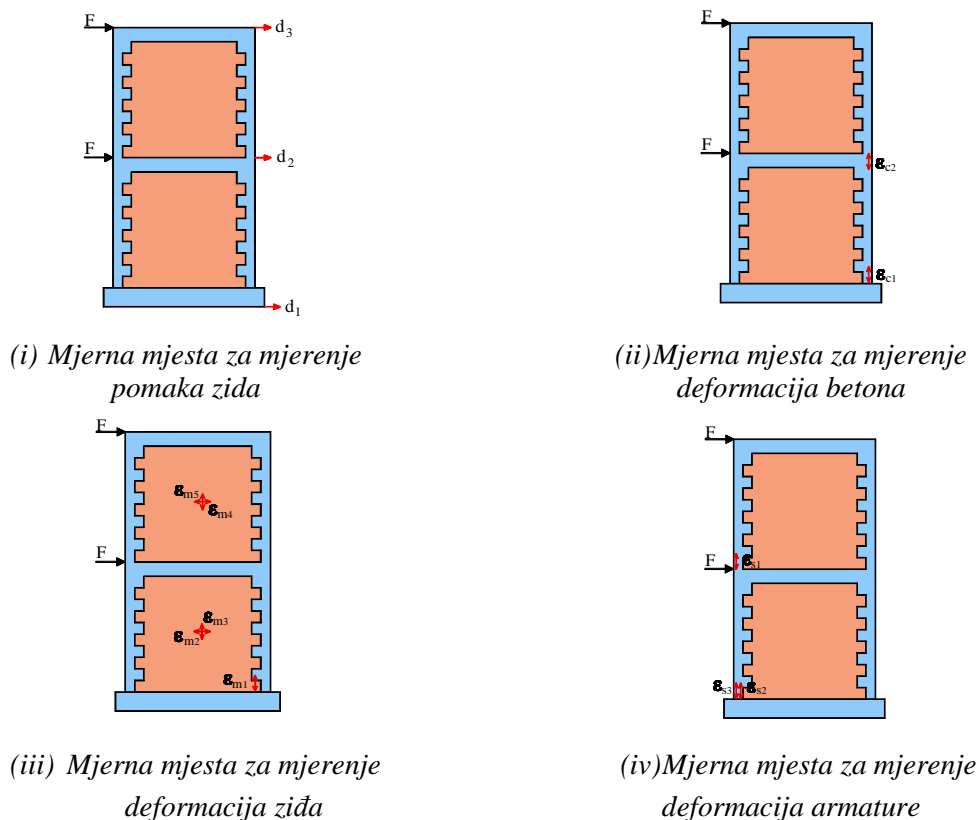


Zaštićena traka

Slika 3.13. Prikaz zalijepljene mjerne trake na betonski čelik (rebraste šipke)

3.3.2. Shematski prikaz mjernih mjesta

Za svaku apliciranu silu F , mjereni su pomaci zida, te deformacije u zidu (ϵ_m), betonu (ϵ_c) i armaturi (ϵ_s) na karakterističnim mjestima. Položaj mjernih mjesta na omeđenom zidanom zidu prikazan je na slici 3.14.



Slika 3.14. Položaj mjernih mjesta na omeđenom zidanom zidu

3.3.3. Nanošenje opterećenja

Zidovi su prvo opterećeni vertikalnim kontinuiranim opterećenjem u iznosu $q=15$ kN/m, kako je prethodno navedeno. Potom su opterećeni jednakom horizontalnom silom F na razini etaža. Horizontalno opterećenje aplicirano je kontinuirano, uz prirast sile od 0,5 kN/s. Paralelno s kontinuiranim nanošenjem horizontalnog opterećenja, vršeno je kontinuirano "snimanje" napadnih sila te pomaka i deformacija.

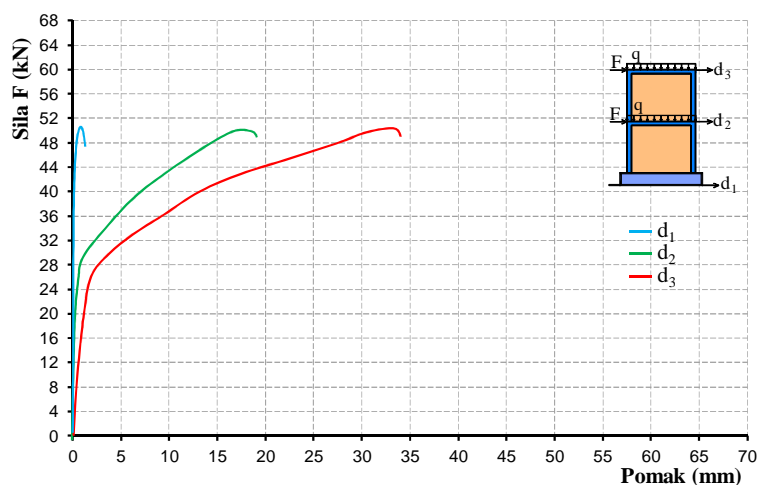
3.4. Rezultati eksperimentalnog ispitivanja

3.4.1. Zid MW1

Ovaj zid, kao što je prethodno navedeno, nema spriječeno eventualno proklizavanje temelja po krutoj podlozi. Takav slučaj je moguć kod realnih zidova.

3.4.1.1. Pomaci

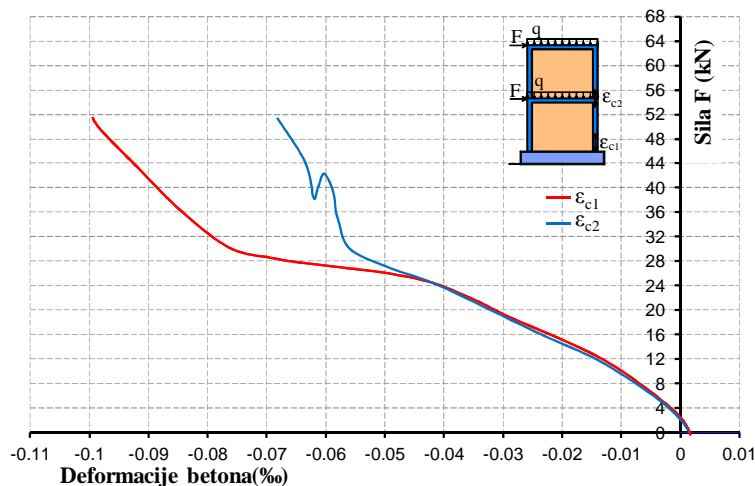
Izmjereni pomaci zidova na razini etaža i razini dna temelja, u ovisnosti o sili F , prikazani su na slici 3.15. Pri horizontalnoj sili $F=50$ kN došlo je do proklizavanja temelja po betonskoj podlozi. Kod toga je horizontalni pomak vrha zida iznosio oko 34 mm.



Slika 3.15. Horizontalni pomaci (d) zida MW1

3.4.1.2. Deformacije betona

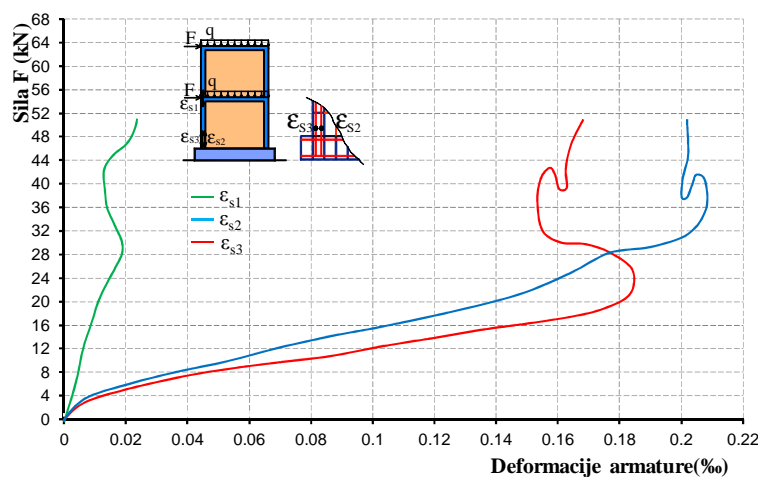
Izmjerene tlačne deformacije betona u vertikalnom serklažu na suprotnoj strani od nanošenja sile, u ovisnosti o sili F , prikazane su na slici 3.16. Kod toga je tlačna deformacija betona pri dnu vertikalnog serklaža iznosila oko 0,10‰.



Slika 3.16. Deformacije betona (ϵ_c) zida MW1

3.4.1.3. Deformacije armature

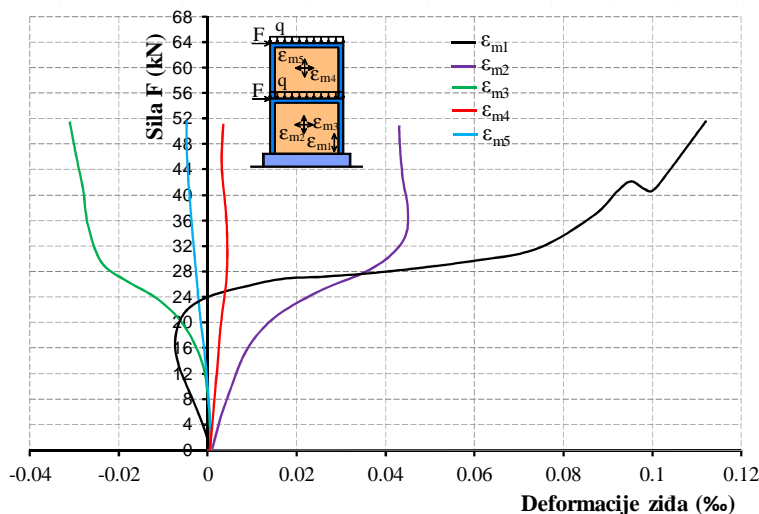
Izmjerene deformacije vertikalnih armaturnih šipki vertikalnog serklaža na kojeg je aplicirana sila, u ovisnosti o sili F , prikazane su na slici 3.17. Deformacija lijeve vertikalne armature pri dnu vertikalnog serklaža iznosila je oko 0,183‰.



Slika 3.17. Deformacije armature (ϵ_s) zida MW1

3.4.1.4. Deformacije zida

Izmjerene deformacije zida u ovisnosti o sili F prikazane su na slici 3.18. Kod toga je deformacija zida pri dnu zida uz serklaž iznosile oko 0,115‰.



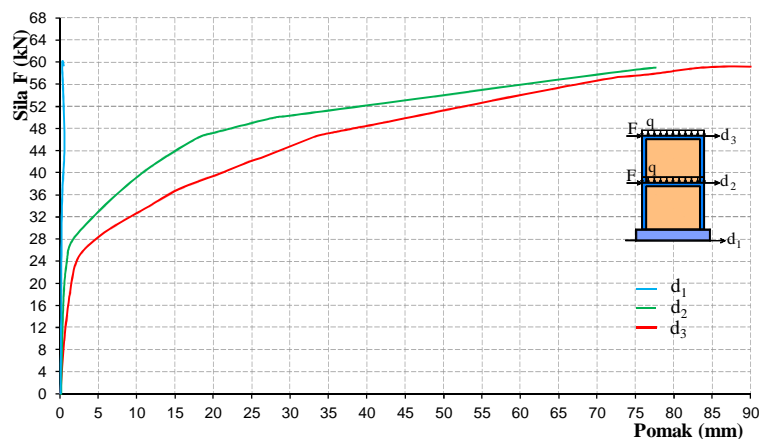
Slika 3.18. Deformacije zida (ϵ_m) zida MW1

3.4.2. Zid MW2

Kod ovog zida, koji je jednak zidu MW1, spriječeno je proklizavanje njegovog temelja po podlozi. Zidovi sa spriječenim horizontalnim pomakom na razini temelja također su prisutni u praksi.

3.4.2.1. Pomaci

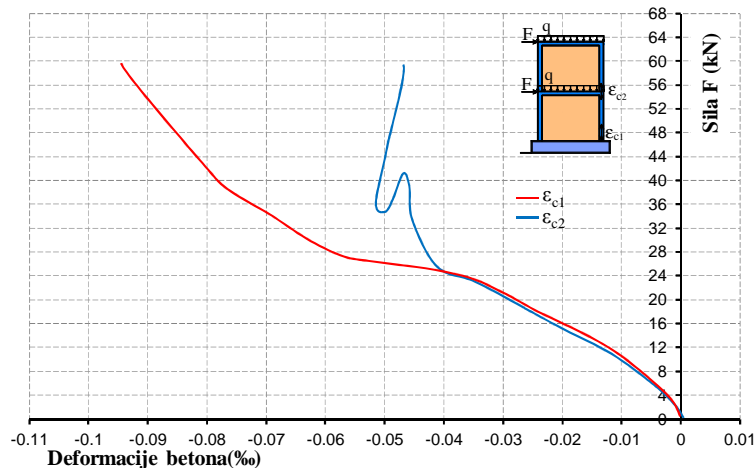
Izmjereni pomaci zidova na razini etaža i razini dna temelja u ovisnosti o sili F prikazani su na slici 3.19. Odizanje temelja od podloge na vlačnoj strani započelo je pri sili oko $F=28$ kN. Kod toga je horizontalni pomak vrha zida iznosio oko 3 mm. Gubitak stabilnosti zida nastupio je pri sili od oko $F=58$ kN. Kod toga je horizontalni pomak vrha zida iznosio oko 90 mm.



Slika 3.19. Horizontalni pomaci (d) zida MW2

3.4.2.2. Deformacije betona

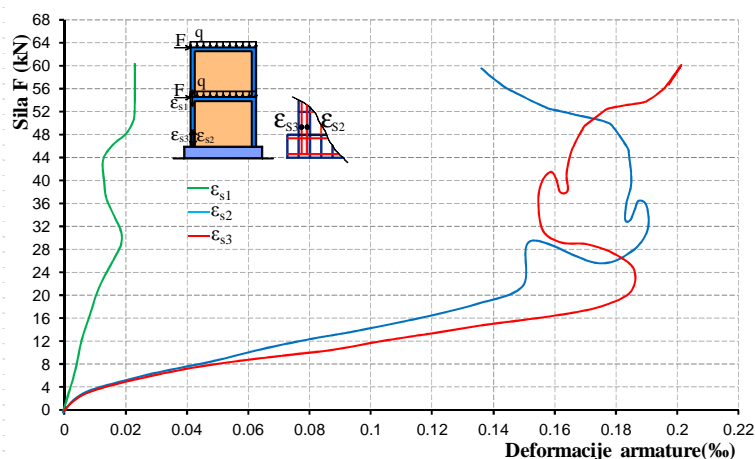
Izmjerene tlačne deformacije betona u vertikalnom serklažu na suprotnoj strani od nanošenja sile, u ovisnosti o sili F , prikazane su na slici 3.20. Kod toga je tlačna deformacija betona pri dnu vertikalnog serklaža iznosila oko 0,095‰.



Slika 3.20. Deformacije betona (ϵ_c) zida MW2

3.4.2.3. Deformacije armature

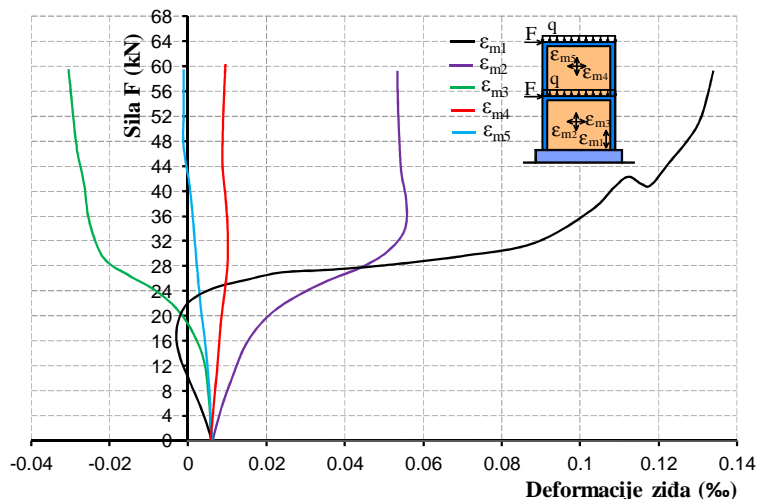
Izmjerene deformacije vertikalnih armaturnih šipki vertikalnog serklaža na kojeg je aplicirana sila, u ovisnosti o sili F , prikazane su na slici 3.21. Deformacija lijeve vertikalne armature pri dnu vertikalnog serklaža iznosila je 0,185‰.



Slika 3.21. Deformacije armature (ϵ_s) zida MW2

3.4.2.4. Deformacije zida

Izmjerene deformacije zida u ovisnosti o sili F prikazane su na slici 3.22. Kod toga je deformacija zida pri dnu zida uz serklaž iznosile oko 0,135‰.



Slika 3.22. Deformacije zida (ϵ_m) zida MW2

3.5. Zaključak

Na temelju provedenog testa, može se zaključiti niže navedeno:

- Ponašanje zidanih zidova pod horizontalnim opterećenjem, između ostalog, značajno ovisi o njihovom vertikalnom opterećenju i mogućnosti proklizavanja temelja.
- U provedenom eksperimentu usvojeno je vertikalno opterećenje koje odgovara niže do srednje opterećenom zidu.
- Kod oba tipa zida, odnosno kod oba tipa rubnih uvjeta temelja, došlo je do otkazivanja nosivosti zida gubitkom njegove stabilnosti. Kod toga je kod zidanog zida MW1 došlo do proklizavanja zida po podlozi, a kod zidanog zida MW2 do početka prevrtanja zida.
- Zidani zid sa spriječenim horizontalnim pomakom temelja, u odnosu na zidani zid kod kojeg može doći do proklizavanja temelja ima značajno veću nosivost.
- Sve do pojave odizanja temelja od podloge na vlačnoj strani zidanog zida, ponašanje zidanih zidova je linearno.
- Kod oba tipa zida prilikom gubitka njihove stabilnosti bile su relativno niske deformacije u betonu, zidu i armaturi.

4. PROVJERA RAZVIJENOG NUMERIČKOG MODELA

4.1. Uvod

U *Poglavlju 2* prikazana su dva numerička modela za statičku i dinamičku analizu ravninskih zidanih konstrukcija. Prvi model je izvorni, u nekim segmentima pojednostavljeni numerički model, koji je provjeren na više primjera [317-320]. Drugi numerički model je poboljšani numerički model, koji je dopunski provjeren kako je u nastavku prikazano.

Poboljšani numerički model za statičku i dinamičku analizu dvodimenzionalnih (ravninskih) zidanih konstrukcija prvo je provjeren na rezultatima statičkih eksperimentalnih ispitivanja realnih dvoetažnih omeđenih zidanih zidova prikazanih u *Poglavlju 3*, te na dostupnim rezultatima statičkih eksperimentalnih testova iz literature [269] i provjerenom numeričkom modelu kojeg je razvio Lourenco [50]. Model je potom provjeren na dostupnim rezultatima dinamičkih eksperimentalnih testova iz literature [321-323].

Radi ubrzanja analize, usvojen je tzv. makromodel zida, u kojem se svojstva zidnih blokova, morta u sljubnicama i njihova prionjivost zamjenjuju reprezentativnim gradivom ekvivalentnih svojstava ponašanja. Za primjenu izloženog numeričkog modela iz *Poglavlja 2*, bitno je definirati odgovarajuće parametre modela.

Svi zidovi su aproksimirani stanjem ravninskog naprezanja, s debljinama konačnih elemenata koji odgovaraju stvarnim širinama zidova. U svim je primjerima korištena metoda početne krutosti za rješenje nelinearnog problema, s kriterijem konvergencije od 1% za prirast pomaka. Ova metoda se pokazala efikasnom i u slučajevima izraženih nelinearnosti. Korišteni su 8-čvorni ravninski elementi, s reduciranom 2x2 Gauss – ovom integracijom u svim slučajevima. Za vremensku integraciju jednadžbi gibanja korištena je implicitna vremenska integracija s duljinom vremenskog inkrementa koji odgovara jednoj stotini (1/100) prvog perioda slobodnih oscilacija promatranog sustava. Prostorna diskretizacija razmatranih konstrukcija usvojena je relativno gruba, kako bi se što više skratilo trajanje analize. Dakle, usvojeni su vrlo pragmatični numerički modeli koji su prilagođeni analizi realnih konstrukcija, a ne samo akademskoj razini. I pored toga, kako će se pokazati u nastavku, dobiveno je vrlo dobro slaganje rezultata takvih numeričkih modela s rezultatima eksperimentalnih testova.

U nastavku je prikazana provjera modela zasebno za statička i zasebno za dinamička opterećenja.

4.2. Provjera modela na statičko opterećenje

Numerički model prikazan u *Poglavljju 2* provjeren je na rezultatima provedenih statičkih eksperimentalnih ispitivanja dvoetažnih zidanih zidova u *Poglavljju 3*, te na rezultatima provedenih eksperimentalnih istraživanja nearmiranih zidanih zidova na ETH Zurich [269].

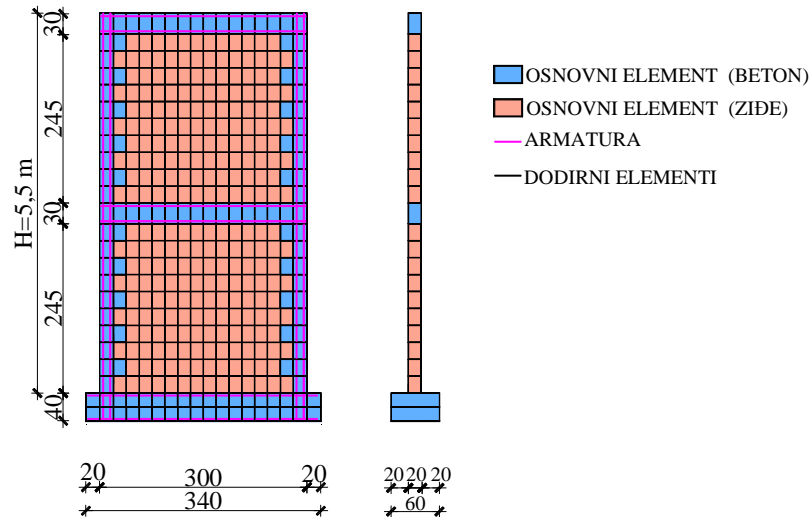
4.2.1. Realni dvoetažni omeđeni zidani zid

Osnovni podaci o eksperimentalnom testu prikazani su u *Poglavljju 3* i ovdje se neće ponavljati. U nastavku su prikazani osnovni podaci za primjenu numeričkog modela iz *Poglavlja 2*, te usporedba eksperimentalnih i numeričkih rezultata.

Veličina prirasta opterećenja je mijenjana (smanjivana), u ovisnosti o stupnju nelinearnosti. Početna veličina prirasta opterećenja u elastičnom području uzeta je 1/10 eksperimentalno utvrđene lomne sile. Kod pojave početne nelinearnosti, veličina prirasta smanjivana je na 1/20 pa sve do 1/100 lomne sile u području neposredno pred slom.

4.2.1.1. Prostorna diskretizacija

Prostorna diskretizacija dvoetažnog omeđenog zidanog zida mrežom konačnih elemenata prikazana je na slici 4.1.



Slika 4.1. Prostorna diskretizacija dvoetažnog omeđenog zidanog zida (MW1, MW2)

Kao što se vidi na slici, korištena je relativno gruba mreža pravilnih konačnih elemenata (388 elemenata, s 1880 čvorova). Debljina kontaknog dodirnog elementa usvojena je 0,4 cm. Ostali podaci vidljivi su na slici 4.1.

4.2.1.2. Osnovni parametri gradiva

Osnovni parametri gradiva definirani su na temelju provedenih eksperimentalnih testova, dok je dio parametara određen temeljem poznatih spoznaja i preporuka iz literature. Parametri modela materijala dodirnih elemenata za simulaciju kontakta između temelja i tla također su određeni dijelom na temelju eksperimentalno utvrđenih svojstava materijala (normalna naprezanja), a dijelom na temelju spoznaja o očekivanom ponašanju na kontaktnoj plohi (posmična naprezanja).

Modeli ponašanja armiranog betona, ziđa i armature prikazani su u *Poglavlju 2*. Korišten je izotropni model ziđa. U nastavku su navedene usvojene vrijednosti parametara ovih modela.

Usvojeni osnovni parametri betona (temelj, vertikalni i horizontalni serklaži) prikazani su u tablici 4.1.

Tablica 4.1. Osnovni parametri betona za primjer 4.2.1.

<i>Parametar</i>	<i>Opis</i>
$E_c=30\ 000\ \text{MPa}$	modul elastičnosti
$f_{c,c}=31,5\ \text{MPa}$	tlačna čvrstoća
$f_{c,t}=2,4\ \text{MPa}$	vlačna čvrstoća
$\nu_c=0,17$	Poisson-ov koeficijent
$\epsilon_{cr}=f_{c,t}/E_c=0,00008$	deformacija kod pojave prve pukotine
$\epsilon_{c,t}=0,00008$	granična vlačna deformacija za model vlačne krutosti
$\epsilon_{c,p}=0,0008$	granična vlačna deformacija za model posmične krutosti
$\epsilon_{c,c}=-0,0035$	lomna deformacija u tlaku

Usvojeni parametri armature (temelj, vertikalni i horizontalni serklaži) prikazani su u tablici 4.2.

Tablica 4.2. Osnovni parametri armature za primjer 4.2.1.

<i>Parametar</i>	<i>Opis</i>
$E_a=210\ 000\ \text{MPa}$	modul elastičnosti
$f_{a,c} = f_{a,t} = 560\ \text{MPa}$	računska čvrstoća
$E'_a=0$	modul ojačanja
$\epsilon_{a,t}=\epsilon_{a,ct}=0,01$	lomna deformacija

Korišten je izotropni model za zide prikazan u *Poglavlju 2*. Usvojeni osnovni parametri ziđa prikazani su u tablici 4.3.

Tablica 4.3. Osnovni parametri ziđa za primjer 4.2.1.

<i>Parametar</i>	<i>Opis</i>
$E_m=4800\ \text{MPa}$	modul elastičnosti
$f_{m,c}=4,7\ \text{MPa}$	tlačna čvrstoća
$f_{m,t}=1,1\ \text{MPa}$	vlačna čvrstoća
$\nu_m=0,15$	Poisson-ov koeficijent
$\epsilon_{cr}=f_{m,t}/E_m=0,0003$	deformacija kod pojave prve pukotine
$\epsilon_{c,t}=0,00003$	granična vlačna deformacija za model vlačne krutosti
$\epsilon_{c,p}=0,003$	granična vlačna deformacija za model posmične krutosti
$\epsilon_{c,c}=-0,010$	lomna deformacija u tlaku

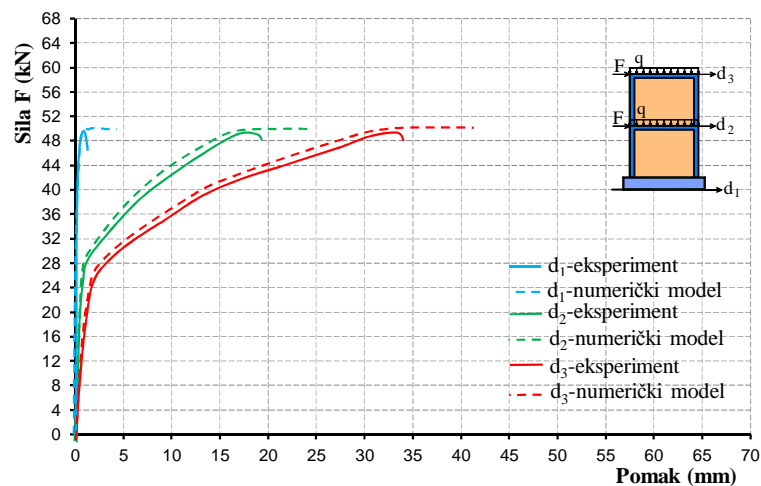
Model ponašanja dodirnih elemenata prikazan je u *Poglavlju 2* (točka 2.3.6), a u tablici 4.4 su navedene vrijednosti osnovnih parametara.

Tablica 4.4. Osnovni parametri dodirnih elemenata za primjer 4.2.1.

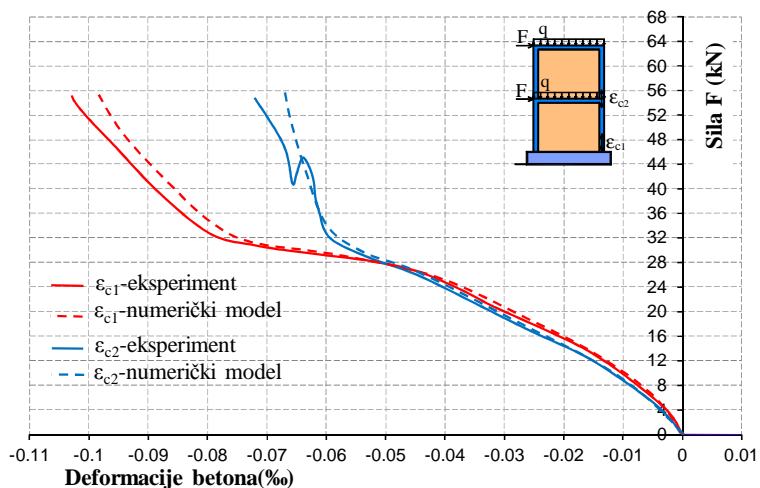
Parametar	Opis
$E_m=3\ 000\ \text{MPa}$	modul elastičnosti
$f_{m,c}=1,0\ \text{MPa}$	tlačna čvrstoća
$f_{m,t}=0\ \text{MPa}$	vlačna čvrstoća
$\nu_m=0$	Poisson-ov koeficijent
$\epsilon_{mr}=f_{m,t}/E_m=0$	deformacija kod pojave prve pukotine
$\epsilon_{m,t}=0$	granična vlačna deformacija za model vlačne krutosti
$\epsilon_{m,p}=0$	granična vlačna deformacija za model posmične krutosti
$\epsilon_{m,c}=-0,0004$	lomna deformacija u tlaku

4.2.1.3. Numerički rezultati za zid MW1

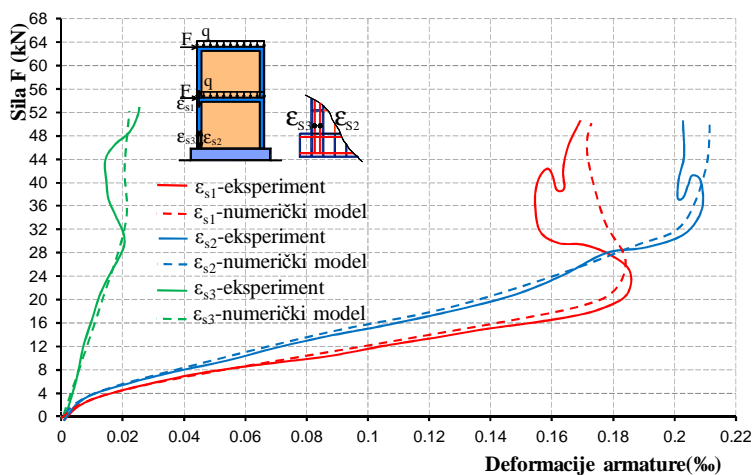
Na slikama 4.2-4.5, pored eksperimentalno izmjerenih vrijednosti, prikazane su i numeričke vrijednosti pomaka, te deformacija zida, betona i armature, dobivenih pomoću numeričkog modela prikazanog u *Poglavlju 2*.



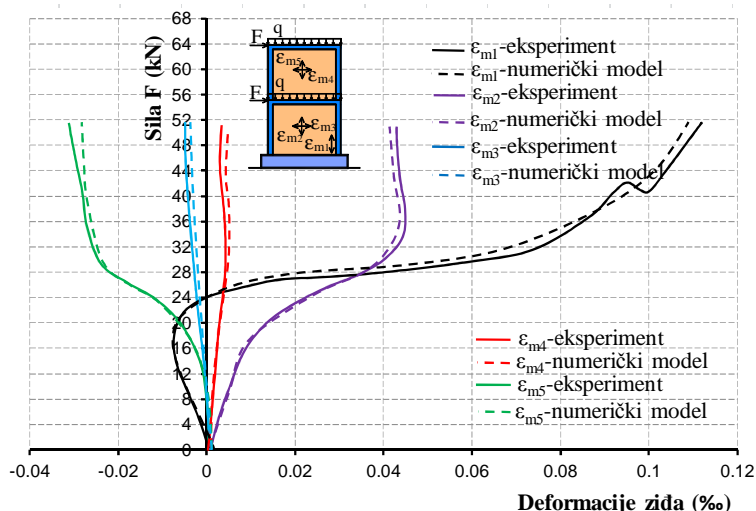
Slika 4.2. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti pomaka (d) dvoetažnog omeđenog zidanog zida MW1



Slika 4.3. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti deformacija (ϵ_c) betona dvoetažnog omeđenog zidanog zida MW1



Slika 4.4. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti deformacija armature (ϵ_s) dvoetažnog omeđenog zidanog zida MW1

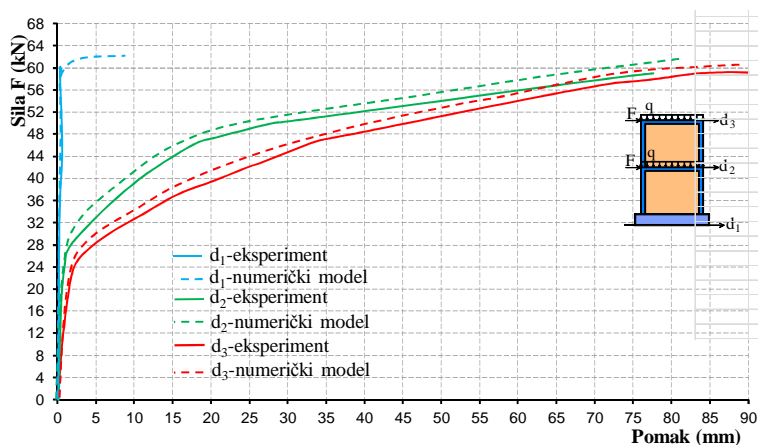


Slika 4.5. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti deformacija zida (ϵ_m) dvoetažnog omeđenog zidanog zida MW1

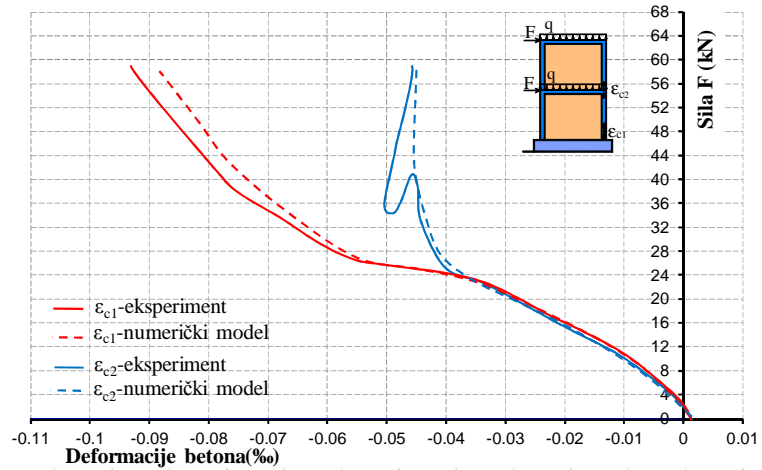
Kao što se vidi na slikama 4.2-4.5, rezultati numeričkih testova dobro se slažu s rezultatima provedenih eksperimentalnih testova. Najveće razlike se javljaju pred gubitak stabilnosti zida.

4.2.1.4. Numerički rezultati za zid MW2

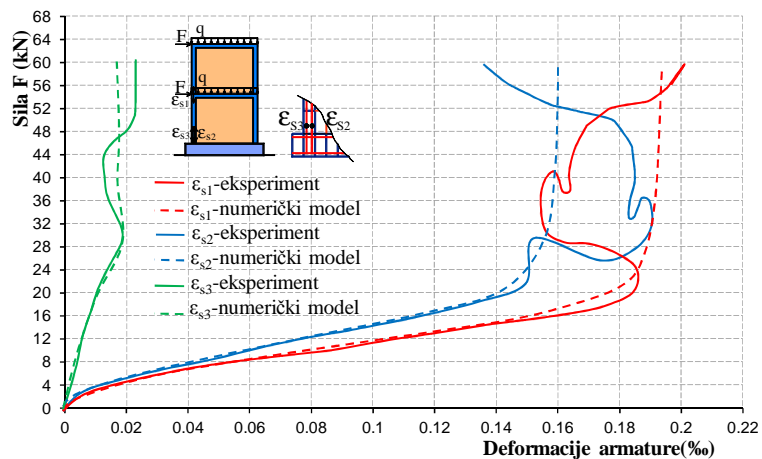
Na slikama 4.6-4.9, pored eksperimentalno izmjerenih vrijednosti, prikazane su i numeričke vrijednosti pomaka, te deformacija zida, betona i armature, dobivenih pomoću numeričkog modela prikazanog u *Poglavlju 2*.



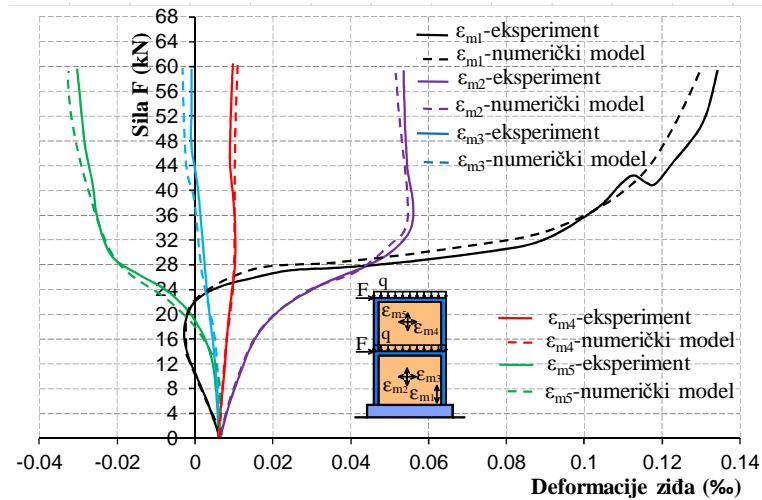
Slika 4.6. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti pomaka (d) dvoetažnog omeđenog zidanog zida MW2



Slika 4.7. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti deformacija betona (ϵ_c) dvoetažnog omeđenog zidanog zida MW2



Slika 4.8. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti deformacija armature (ϵ_s) dvoetažnog omeđenog zidanog zida MW2

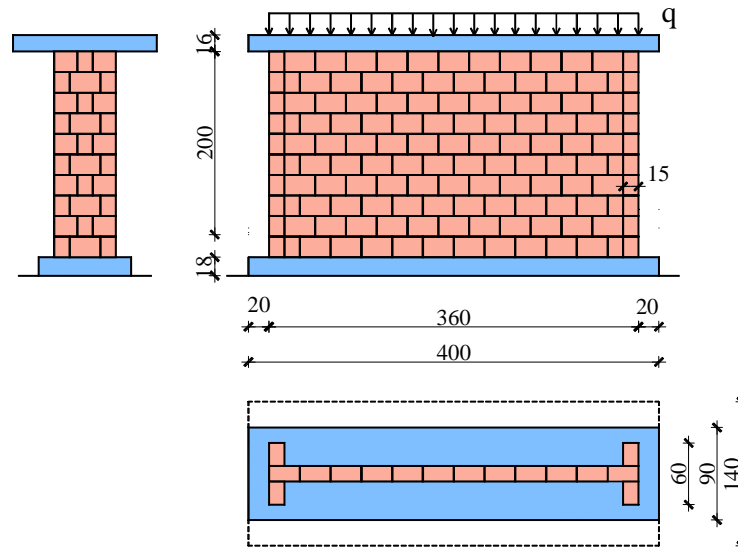


Slika 4.9. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti deformacija zida (ϵ_m) dvoetažnog omeđenog zidanog zida MW2

Kao što je također vidljivo na slikama 4.6-4.9, numerički i eksperimentalni rezultati se dobro slažu i za ovaj zid. Razlika je također najveća pred gubitak stabilnosti zida.

4.2.2. Nearmirani zidani zidovi ispitani na ETH Zurich [269]

Eksperimentalni testovi nearmiranih zidanih zidova koje su na ETH Zurich proveli Ganz i Thurlimann [269] pogodni su za validaciju numeričkih modela, ne samo zato što su ispitani zidovi u realnoj veličini, već i zbog parametara materijala koji su dobiveni na temelju provedenih dvoosnih testova. Zid je izveden od šuplje opeke. Na slici 4.10 prikazana je geometrija zidova. Na vrhu i dnu zida postavljen je su dvije betonske ploče, koje definiraju rubne uvjete. Zid ima dva pojasa, dimenzija $150 \times 2000 \times 600$ (mm³). Najprije je izložen kontinuiranom vertikalnom opterećenju od $q=0.61$ MPa (415 kN) za zid W1, te $q=1.91$ MPa (1287 kN) za zid W2. Potom su zidovi opterećeni horizontalnom silom F na vrhu, u inkrementima do sloma.



Slika 4.10. Geometrija i opterećenje nearmiranih zidanih zidova ispitanih na ETH Zurich [269]

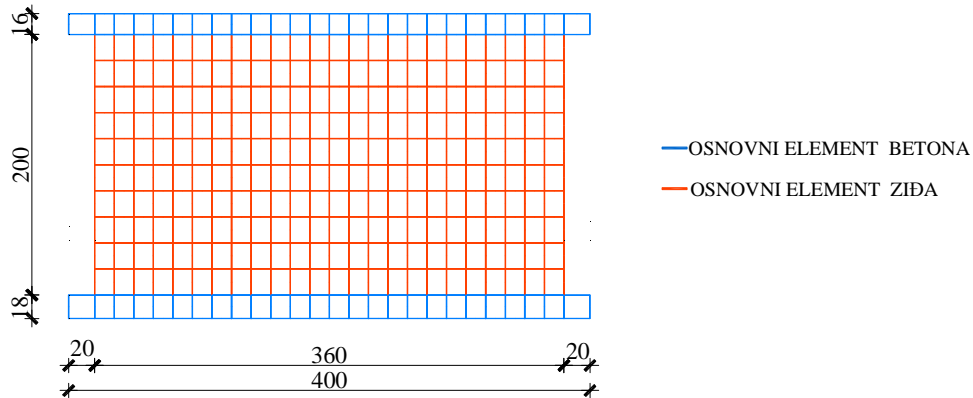
Zid W1 je pokazao duktilno ponašanje, s vlačnim i posmičnim slomom duž dijagonala. Ponašanje zida W2 u početku je bilo relativno duktilno, nakon čega je nastupio kruti slom [269]. Eksperimentalno utvrđeni parametri materijala prikazani su u tablici 4.5.

Tablica 4.5. Osnovni parametri zidova ispitanih na ETH Zurich [269]

<i>x-smjer</i>	<i>y-smjer</i>
$E_x = 2460 \text{ MPa}$	$E_y = 5460 \text{ MPa}$
$\nu_{xy} = 0,18$	$\nu_{yx} = 0,18$
$G_{xy} = 1130 \text{ MPa}$	$G_{yx} = 1130 \text{ MPa}$
$f_{tx} = 0,28 \text{ MPa}$	$f_{ty} = 0,05 \text{ MPa}$
$f_{cx} = 1,87 \text{ MPa}$	$f_{cy} = 7,61 \text{ MPa}$
$c = 0,2 \text{ MPa}$	
$\varphi = 36^\circ$	

4.2.2.1. Prostorna diskretizacija

Prostorna diskretizacija zida mrežom konačnih elemenata prikazana je na slici 4.11. Kao što je vidljivo, korištena je prilično gruba mreža pravilnih konačnih elemenata (292 elemenata, s 955 čvorova).



Slika 4.11. Prostorna diskretizacija analiziranih zidanih zidova (W1, W2)

4.2.2.2. Osnovni parametri gradiva

Modeli ponašanja armiranog betona, zida i armature prikazani su u *Poglavlju 2*. U nastavku su samo navedene usvojene vrijednosti parametara ovih modela.

Kako nisu bili dostupni podaci za osnovne parametre betona (betonske ploče iznad i ispod zida), pretpostavljeni su parametri prikazani u tablici 4.6.

Tablica 4.6. Pretpostavljeni parametri betona za primjer 4.2.2.

<i>Parametar</i>	<i>Opis</i>
$E_c=30\ 000\ \text{MPa}$	modul elastičnosti
$f_{c,c}=31,5\ \text{MPa}$	tlačna čvrstoća
$f_{c,t}=2,4\ \text{MPa}$	vlačna čvrstoća
$\nu_c=0,17$	Poisson-ov koeficijent
$\epsilon_{cr}=f_{c,t}/E_c=0,00008$	deformacija kod pojave prve pukotine
$\epsilon_{c,t}=0,00008$	granična vlačna deformacija za model vlačne krutosti
$\epsilon_{c,p}=0,0008$	granična vlačna deformacija za model posmične krutosti
$\epsilon_{c,c}=-0,0035$	lomna deformacija u tlaku

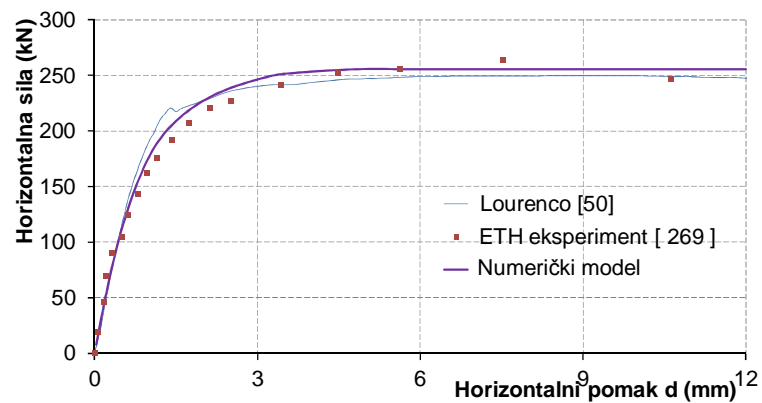
Korišten je anizotropni model za zide prikazan u *Poglavlju 2*. Usvojeni osnovni parametri zida prikazani su u tablici 4.7.

Tablica 4.7. Osnovni parametri zida za primjer 4.2.2.

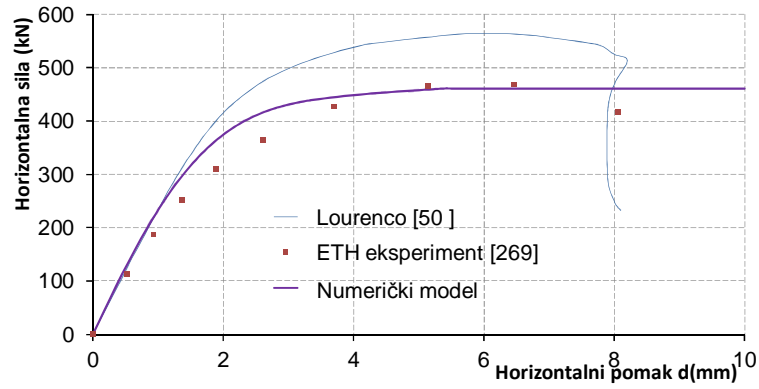
<i>x-smjer</i>	<i>y-smjer</i>
$f_{cx}=1,87$ MPa	$f_{cy}=7,61$ MPa
$f_{tx}=0,28$ MPa	$f_{ty}=0,05$ MPa
$E_x=2460$ MPa	$E_y=5460$ MPa
$\nu_{xy}=0,18$	$\nu_{yx}=0,18$
$G_{xy}=1130$ MPa	$G_{yx}=1130$ MPa
$\epsilon_{tx}=0,00011$	$\epsilon_{ty}=0,0000092$
$\epsilon_{ltx}=5\epsilon_{tx}$	$\epsilon_{lty}=5\epsilon_{ty}$
$\tau_{0x}=0,2$ MPa	$\tau_{0y}=0,2$ MPa
$\phi_x=30^\circ$	$\phi_y=30^\circ$
$\epsilon_{cx}=-0,00076$	$\epsilon_{cy}=-0,000177$
$\epsilon_{lcx}=5\epsilon_{cx}$	$\epsilon_{lcy}=5\epsilon_{cy}$
$\gamma_{0x}=0,000177$	$\gamma_{0y}=0,000177$
$\gamma_{0xl}=5 \gamma_{0x}$	$\gamma_{0yl}=5 \gamma_{0y}$

4.2.2.3. Numerički rezultati za analizirane zidove

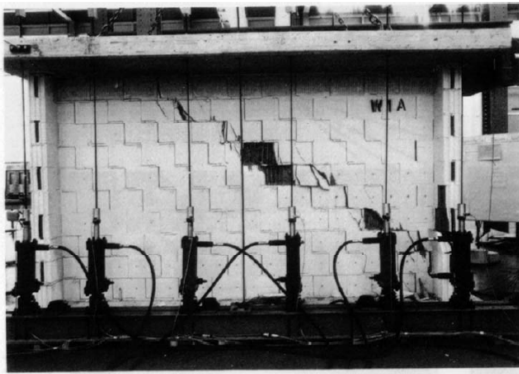
Na slikama 4.12-4.15, pored eksperimentalnih vrijednosti, prikazane su numeričke vrijednosti pomaka i stanje pukotina dobiveni pomoću numeričkog modela prikazanog u Poglavlju 2.



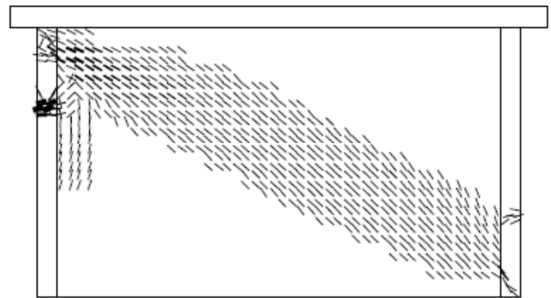
Slika 4.12. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti pomaka vrha zida W1



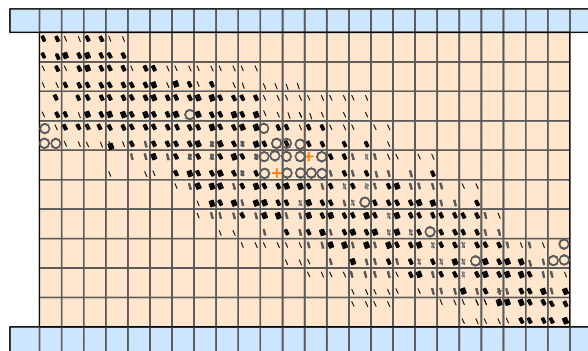
Slika 4.13. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti pomaka vrha zida W2



(i) Stanje pukotina pri pomaku $d=12$ mm – eksperiment [269]



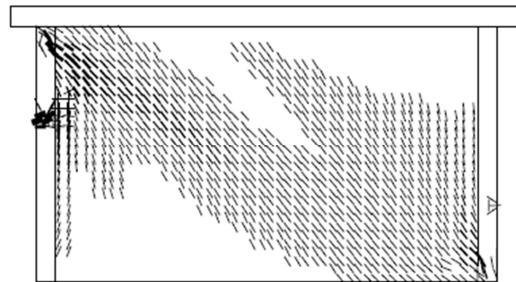
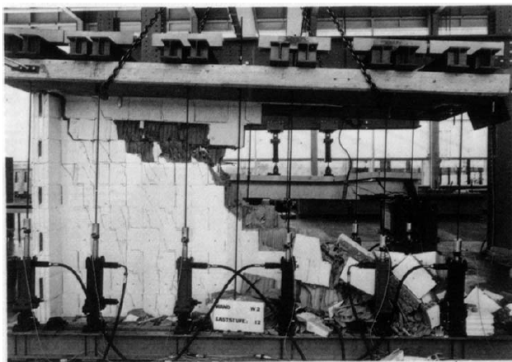
(ii) Stanje pukotina pri pomaku $d=12$ mm - model Lourenco [50]



○ popuštanje (plastifikacija u tlaku)
+ drobljenje

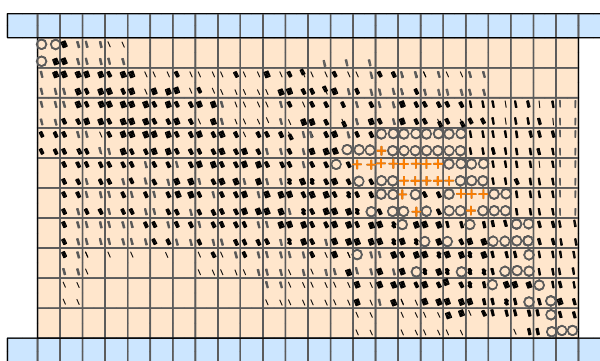
(iii) Stanje pukotina pri pomaku $d=12$ mm - numerički model prikazan u Poglavlju 2

Slika 4.14. Prikaz stanja pukotina za zid W1 pri pomaku $d=12$ mm



(i) Stanje pukotina pri pomaku $d=8$ mm – eksperiment [269]

(ii) Stanje pukotina pri pomaku $d=12$ mm - model Lourenco [50]



○ popuštanje (plastifikacija u tlaku)
+ drobljenje

(iii) Stanje pukotina za $d=8$ mm – numerički model prikazan u Poglavlju 2

Slika 4.15. Prikaz stanja pukotina za zid W2 pri pomaku $d=8$ mm

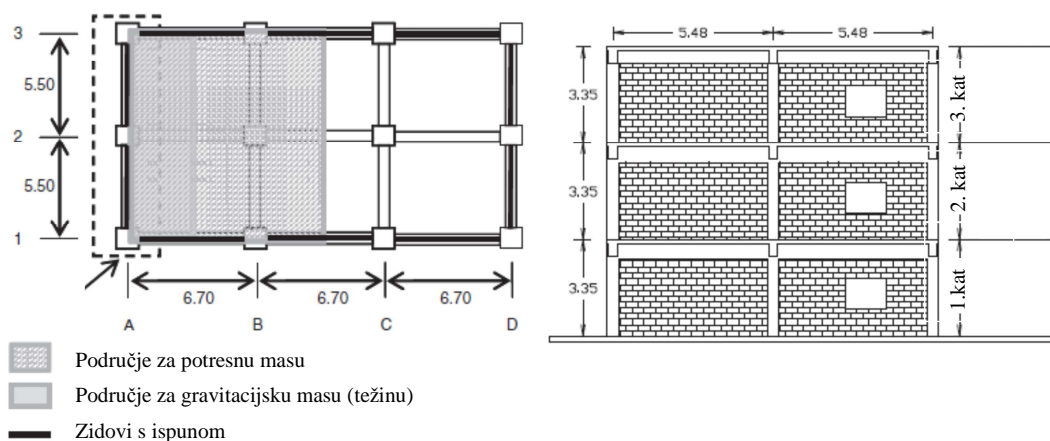
Kao što je vidljivo na prethodnim slikama, rezultati dobiveni razvijenim numeričkim modelom i rezultati eksperimentalnih testova se vrlo dobro slažu. Rezultati numeričkog testa se također vrlo dobro slažu s rezultatima modela kojeg je razvio Lourenco [50].

4.3. Provjera modela na dinamičko (potresno) opterećenje

Numerički model prikazan u *Poglavlju 2* provjeren je na dostupnim rezultatima provedenih dinamičkih eksperimentalnih ispitivanja troetažnog armiranobetonskog okvira sa zidanom ispunom koje je proveo Stravidis [321, 322], kao i na numeričkim rezultatima dobivenim pomoću modela kojeg je razvio Koutromanos [323].

4.3.1. Armiranobetonski okvir sa zidanom ispunom ispitan na potresnoj platformi [321, 322]

Na Sveučilištu San Diego u Kaliforniji provedeno je eksperimentalno ispitivanje troetažnog armiranobetonskog okvira sa zidanom ispunom s pomoću potresne platforme. Testovi su bili dio zajedničkog istraživačkog projekta nekoliko Sveučilišta u SAD-u. Analiziran je jedan vanjski armiranobetonski okvir sa zidanom ispunom, u osi A jednog prototipa zgrade koje su se gradile 20-tih godina prošlog stoljeća u Kaliforniji (slika 4.16). Armiranobetonski okvir sa zidanom ispunom ima 3 etaže i dva polja. U lijevom polju okvir je na svim etažama ispunjen sa zidom, dok se u desnom polju okvira nalaze ekscentrični otvori. Dimenzije okvira, kao i dimenzije i položaj otvora, prikazani su na slici 4.16. Za ispunu su korišteni zidni elementi od opeke, koji su povezani mortom tipa N (tadašnji uobičajeni način gradnje).

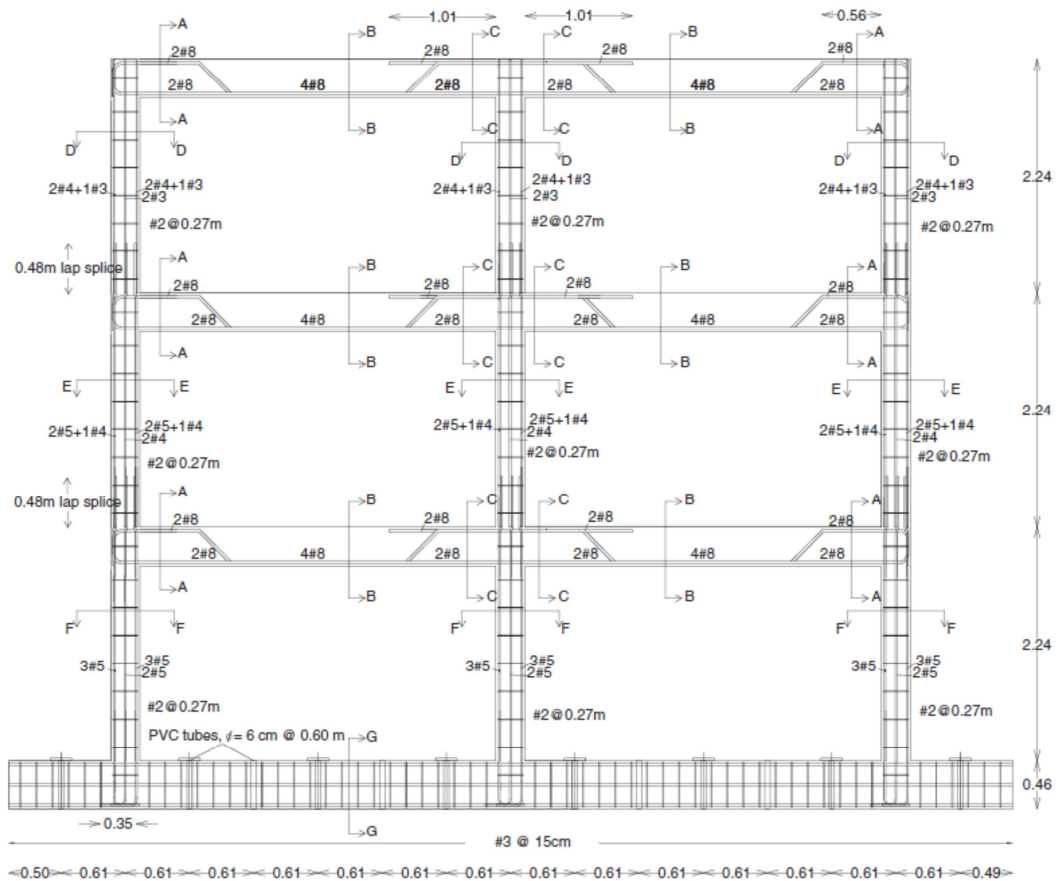


Slika 4.16. Prototip zgrade [321-323]

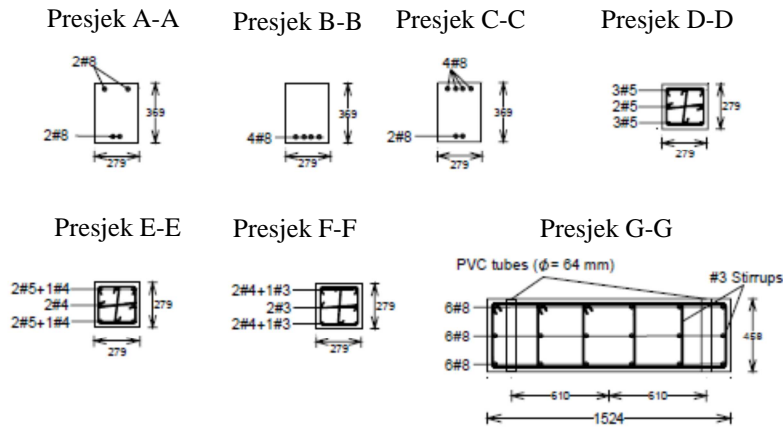
Ovo je najveći objekt takvog tipa konstrukcije koji je ikad testiran na potresnoj platformi. Eksperiment je predstavljao izazov u projektiranju i izvedbi fizikalnog modela, definiranju masa, odgovarajućeg skaliranja prototipa zgrade, te sprječavanju nerealnih tipova sloma (kao što su odizanje, torzija i slom izvan ravnine okvira).

Ugrađena armatura armiranobetonskog okvira prikazana je na slici 4.17, dok su detalji poprečnih presjeka okvira prikazani na slici 4.18. Svi ostali detalji vezani za geometriju armiranobetonskog okvira, kao i ostali detalji armiranja mogu se naći u [321-323].

Masa za simulaciju vertikalnog opterećenja prikazana je na slici 4.16, koja je uključena preko debljine ploča na 1., 2. i 3. etaži. Ploče se nalaze na obje strane okvira, kako bi se osigurala simetrija sustava. Dimenzije ploča, kao i sve pojedinosti izvedbe, mogu se opširnije naći u [321-323].



Slika 4.17. Dimenzije armiranobetonskog okvira i detalji armiranja [321-323]



Slika 4.18. Poprečni presjeci armiranobetonskog okvira [321-323]



(ii) Izgled sprijeda

(i) Izgled s boka

Slika 4.19. Izgled fizikalnog modela [321-323]

Na slici 4.19 prikazan je izgled modela armiranobetonskog okvira prije ispitivanja.

Prethodno su provedeni opsežni testovi kako bi se dobili osnovni parametri gradiva (armature, betona i ziđa). Najvažniji rezultati ispitivanja mehaničkih svojstava materijala prikazani su u tablici 4.8, 4.9 i 4.10. Svi ostali podaci vezani za parametre gradiva mogu se naći u [321-323].

Tablica 4.8. Osnovni parametri betona za primjer 4.3.

Etaža	Modul elastičnosti	Tlačna čvrstoća	Deformacije pri vršnom naprezanju	Vlačna čvrstoća
	E (GPa)	f_{cm} (MPa)		f_{tm} (MPa)
1.	15,14	37,99	0,0032	3,47
2.	17,44	41,95	0,0033	3,96
3.	16,98	39,17	0,0032	4,04

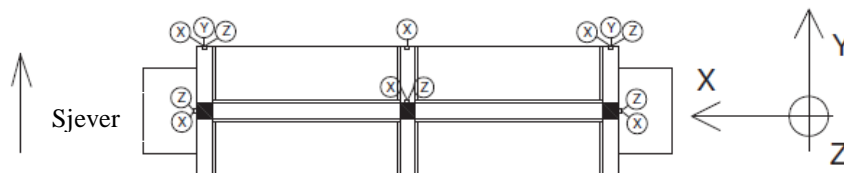
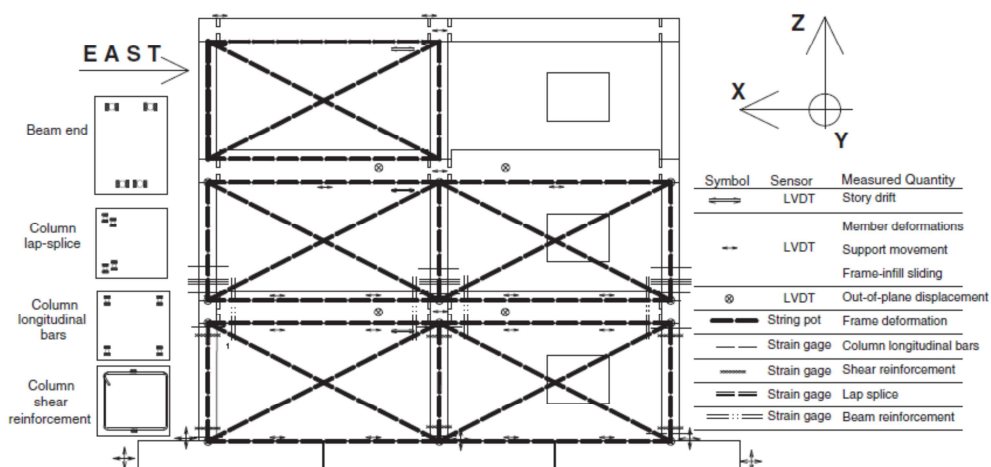
Tablica 4.9. Osnovni parametri zida za primjer 4.3.

Etaža	Zide			Element opeke	Mort (cilindar)		Mort (kocka)
	Modul elastičnosti	Tlačna čvrstoća	Deformacije pri vršnom naprezanju	Tlačna čvrstoća	Tlačna čvrstoća	Vlačna čvrstoća	Tlačna čvrstoća
	E (GPa)	f_{cm} (MPa)		f_{cm} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	f_{cm} (MPa)
1.	5,41	19,80	0,0045	48,95	4,00	1,06	10,05
2.	6,82	23,61	0,0041	48,95	4,10	1,24	6,41
3.	6,52	22,81	0,0049	48,95	4,33	1,24	10,43

Tablica 4.10. Osnovni parametri armature za primjer 4.3.

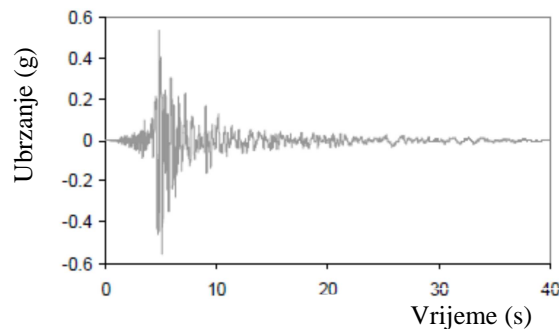
Šipka	Promjer	Granica tečenja	Vlačna čvrstoća	Granična deformacija
	(mm)	(MPa)	f_{ta} (MPa)	
2	6,4	431	472	0,091
3	9,5	521	737	0,056
4	12,7	490	772	0,147
5	15,9	472	752	0,130
8	25,4	424	719	0,143

Na fizikalnom modelu je postavljeno 285 senzora za mjerenje pomaka i deformacija. Postavljene su 144 mjerne trake za deformacije, 59 akcelerometara i 71 senzor pomaka. Prikaz mjernih mjesta akcelerometara prikazan je na slici 4.20, a mjernih traka za deformacije i senzora pomaka na slici 4.21.

**Slika 4.20.** Prikaz položaja akcelerometara na svakoj etaži []**Slika 4.21.** Prikaz položaja mjernih traka za deformacije i senzora pomaka [321-323]

Model troetažnog okvira sa zidanom ispunom je podvrgnut nizu od 44 dinamička testa, s naglaskom na 14 skaliranih realnih potresa. Cilj protokola ispitivanja bilo je postupno uvođenje oštećenja u konstrukciju, tako da se ona izloži postupnom povećanju intenziteta ubrzanja tla. Oštećenja modela su bila značajna kada je on bio podvrgnut maksimalnom razmatranom potresu. Unatoč oštećenjima u ispuni i stupovima okvira prve etaže, konstrukcija se nije urušila. Glavni dio ispitivanja uključuje niz od 14 skaliranih realnih potresa, koji su dobiveni skaliranjem akcelelograma registriranih na Gilroy stanici 1989. godine Loma Prieta, te El Centro 1940. godine. U nastavku su prikazani samo rezultati istraživanja za potres Gilroy. Akcelerogram navedenog potresa je prikazan na slici 4.22. Može se napomenuti da potres Gilroy ima maksimalno ubrzanje 0,56g i predstavlja oštar tip potresa kratkog trajanja. El Centro potres ima manje maksimalno ubrzanje od 0,31g, ali ima znatno duže trajanje.

Testovi su započeli s Gilroy potresom skaliranim na 10% originalnog zapisa. Nakon toga je armiranobetonski okvir izložen djelovanju Gilroy potresa skaliranog na 20% i 40% originalnog zapisa. Ove pobude nisu uzrokovale oštećenja, kao ni promjenu osnovnog perioda konstrukcije sve do razine od 67% Gilroy originalnog zapisa. Dvije pobude G67a i G67b su tipična projektna ubrzanja za područje San Diego. Ostale pojedinosti i protokol testiranja mogu se naći u radu [321-323].



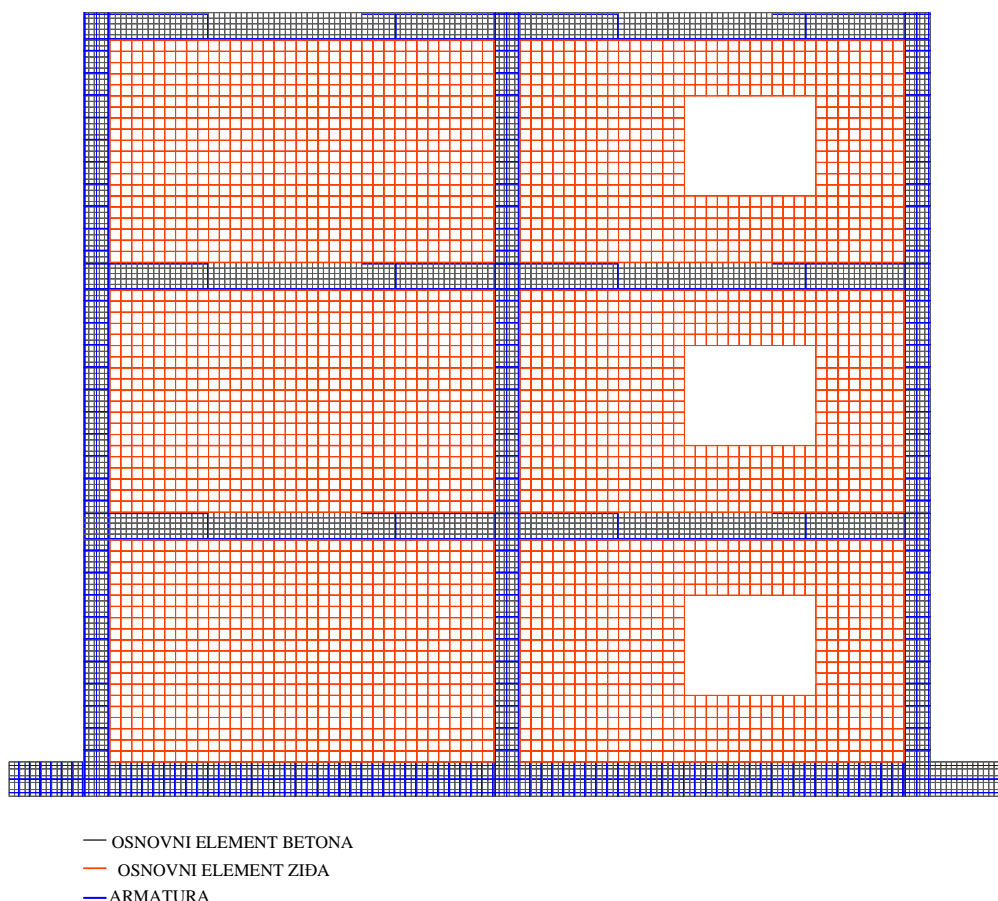
Slika 4.22. Akcelelogram potresa Gilroy 1989. [321-323]

Rezultati provedenog eksperimenta su pokazali da za realni potrese čiji je intenzitet ubrzanja manji od projektnog ubrzanja prema propisima za područje Los Angelesa, konstrukcija ostaje u elastičnom području. Manje pukotine u ispuni se pojavljuju za projektno ubrzanje. Kako se intenzitet ubrzanja povećava, tako dolazi do propagacije pukotina u zidu. One u konačnici rezultiraju razvojem dijagonalnih pukotina (posmik) u armiranobetonskim stupovima. Kako se intenzitet ubrzanja povećavao, tako je konstrukcija bila sve više oštećena. Oštećenja na konstrukciji bila su značajna, ali još uvijek nije bila ugrožena njena sigurnost

(moguća je sanacija). Razvijale su se značajne dijagonalne pukotine u stupovima prve etaže, uzrokujući stvaranje mehanizma "meke etaže". Ovaj skup testova je pokazao da armiranobetonski okviri sa zidanom ispunom izloženi potresima visokog ubrzanja mogu preživjeti, pod uvjetom da je prisutna otporna ispuna. Ispitivanja su također pokazala da su ispune od ziđa s otvorima više osjetljivije nego bez otvora. U realnim konstrukcijama ponekad nema ispune od ziđa na kritičnim mjestima (kao što su etaže prizemlja), što može znatno oslabiti konstrukciju i dovesti do njenog urušavanja za slučaj jačih potresa. Svi ostali rezultati provedenog eksperimenta mogu se naći u [321-323].

4.3.2. Prostorna diskretizacija

Za potrebe numeričke analize, prostorna diskretizacija armiranobetonskog okvira sa zidanom ispunom mrežom konačnih elemenata prikazana je na slici 4.23.



Slika 4.23. Prostorna diskretizacija analiziranog armiranobetonskog okvira sa zidanom ispunom

4.3.3. Osnovni parametri gradiva

Modeli ponašanja armiranog betona, žiđa i armature prikazani su u *Poglavlju 2*. U nastavku su samo navedene usvojene vrijednosti osnovnih parametara materijala. Kod toga je dio parametara usvojen na temelju provedenih eksperimenata (tablice 4.8-4.10), dok je dio parametara pretpostavljen.

U tablici 4.11 prikazani su osnovni parametri betona.

Tablica 4.11. Osnovni parametri betona za primjer 4.3

<i>Parametar</i>	<i>Opis</i>
$E_c=16\,520$ MPa	modul elastičnosti (srednja vrijednost)
$f_{c,c}=39,7$ MPa	tlačna čvrstoća (srednja vrijednost)
$f_{c,t}=3,82$ MPa	vlačna čvrstoća (srednja vrijednost)
$\nu_c=0,17$	Poisson-ov koeficijent
$\epsilon_{cr}=f_{c,t}/E_c=0,000023$	deformacija kod pojave prve pukotine
$\epsilon_{c,t}=0,00023$	granična vlačna deformacija za model vlačne krutosti
$\epsilon_{c,p}=0,0023$	granična vlačna deformacija za model posmične krutosti
$\epsilon_{c,c}=-0,0035$	lomna deformacija u tlaku

Usvojeni parametri armature prikazani su u tablici 4.12.

Tablica 4.12. Osnovni parametri armature za primjer 4.3.

<i>Parametar</i>	<i>Opis</i>
$E_a=210\,000$ MPa	modul elastičnosti
$f_{a,c}=f_{a,t}=690$ MPa	računska čvrstoća (srednja vrijednost)
$E'_a=0$	modul ojačanja
$\epsilon_{a,t}=\epsilon_{a,ct}=0,01$	lomna deformacija

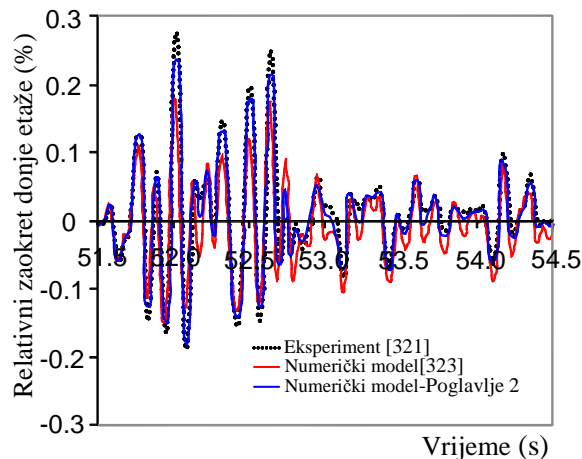
Korišten je izotropni model za žiđe prikazan u *Poglavlju 2*. Usvojeni osnovni parametri žiđa prikazani su u tablici 4.13.

Tablica 4.13. Osnovni parametri žiđa za primjer 4.3.

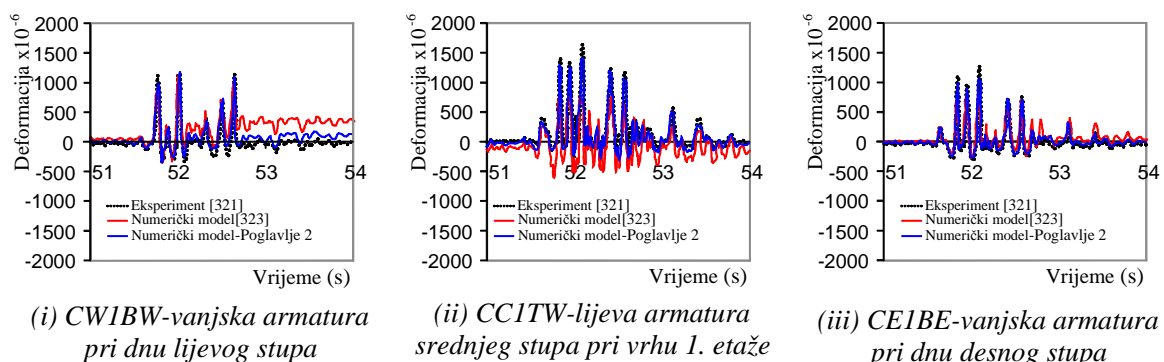
<i>Parametar</i>	<i>Opis</i>
$E_m=6250$ MPa	modul elastičnosti (srednja vrijednost)
$f_{m,c}=22$ MPa	tlačna čvrstoća (srednja vrijednost)
$f_{m,t}=2,2$ MPa	vlačna čvrstoća
$\nu_m=0,15$	Poisson-ov koeficijent
$\epsilon_{cr}=f_{m,t}/E_m=0,0003$	deformacija kod pojave prve pukotine
$\epsilon_{c,t}=0,00003$	granična vlačna deformacija za model vlačne krutosti
$\epsilon_{c,p}=0,003$	granična vlačna deformacija za model posmične krutosti
$\epsilon_{c,c}=-0,010$	lomna deformacija u tlaku

4.3.4. Numerički rezultati

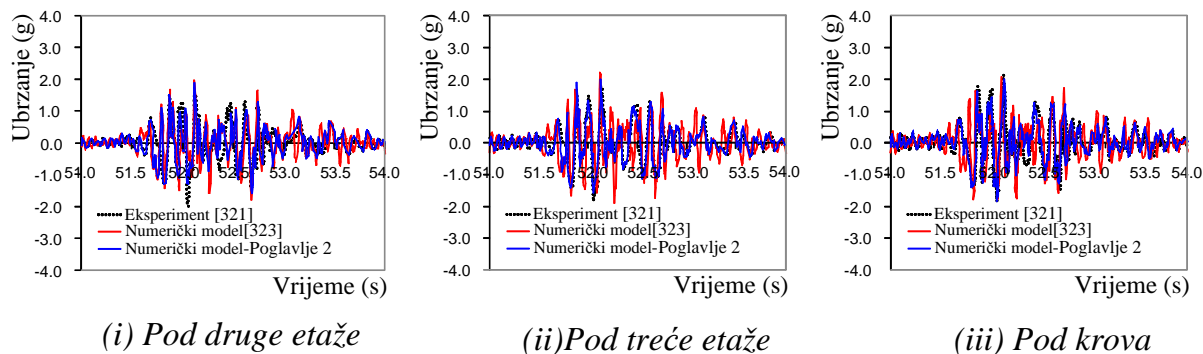
Na slikama 4.24-4.27, pored eksperimentalnih vrijednosti i numeričkih rezultata dobivenih iz [321-323], prikazane su numeričke vrijednosti relativnog zaokreta donje etaže (horizontalni pomak/visina etaže), deformacije uzdužne armature okvira, ubrzanja etaža, te stanje pukotina dobiveno pomoću numeričkog modela prikazanog u *Poglavlju 2*. Prikazani su samo rezultati numeričkih analiza provedenih za realni potres Gilroy 83 (G 83). Rezultati ostalih numeričkih analiza za intenzitete ubrzanja 10%, 20%, 40%, 67% potresa Gilroy nisu prikazani.



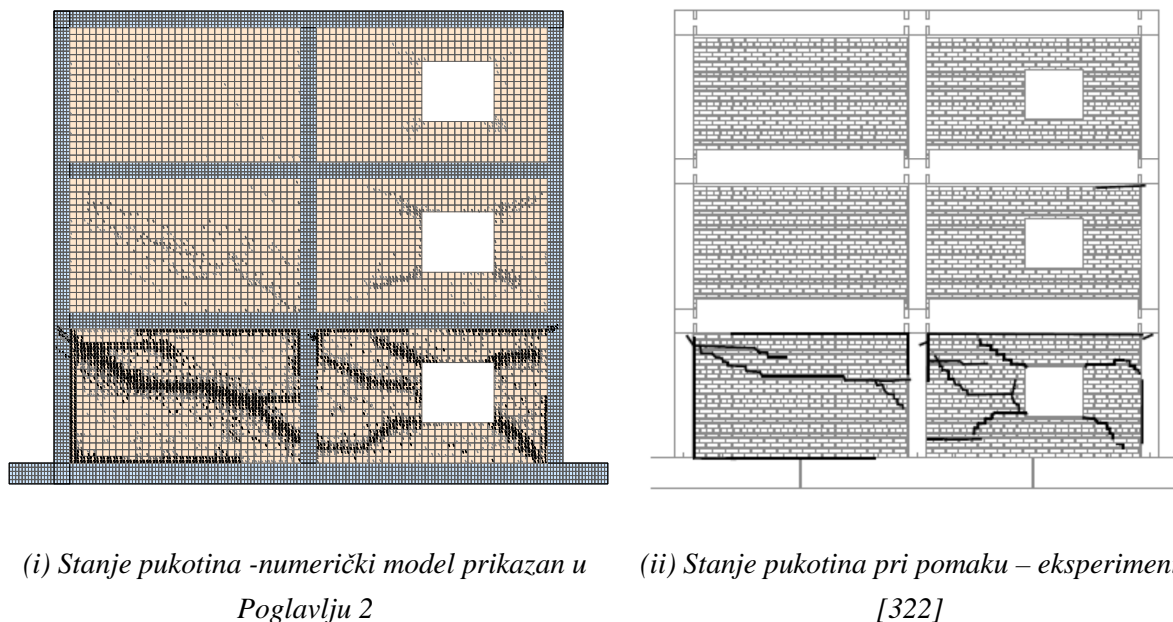
Slika 4.24. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti relativnog zaokreta donje etaže armiranobetonskog okvira sa zidanom ispunom izloženog realnom potresu Gilroy intenziteta ubrzanja 83% (G83)



Slika 4.25. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti deformacije uzdužne armature stupova armiranobetonskog okvira sa zidanom ispunom izloženog realnom potresu Gilroy intenziteta ubrzanja 83% (G83)



Slika 4.26. Usporedba eksperimentalnih i numeričkih vrijednosti ubrzanja etaža armiranobetonskog okvira sa zidanom ispunom izloženog realnom potresu Gilroy intenziteta ubrzanja 83% (G83)



Slika 4.27. Stanje pukotina armiranobetonskog okvira sa zidanom ispunom nakon djelovanja potresa Gilroy s intenzitetom ubrzanja 83% (G83)

Kao što je vidljivo na prethodnim slikama, rezultati dobiveni razvijenim numeričkim modelom i rezultati eksperimentalnih testova se vrlo dobro slažu. Rezultati numeričkog testa se također vrlo dobro slažu s rezultatima numeričkog modela kojeg je razvio Koutromanos [323].

4.4. Zaključak

Kao što se vidi iz provedenih numeričkih testova u ovom poglavlju, rezultati dobiveni s razvijenim numeričkim modelom iz *Poglavlja 2* se slažu vrlo dobro s rezultatima eksperimentalnih testova i rezultatima provjerenih numeričkih modela iz literature. Ovo vrijedi za slučajeve konstrukcija opterećenih statičkim i dinamičkim (potresnim) opterećenjem. Za niske razine statičkih i dinamičkih opterećenja, razlike numeričkih i eksperimentalnih rezultata se malo razlikuju. Razlike se povećavaju s povećanjem nelinearnosti u sustavu i najveće su pred slom ili gubitak stabilnosti konstrukcije. Razlike u numeričkim i eksperimentalnim rezultatima se pripisuju neodgovarajućom vezom naprezanje-deformacija za gradiva (osobito pred slom), poteškoćama pri modeliranju pukotina, vlačne i posmične krutosti puknutog materijala, utjecaju višeosnog naprezanja na čvrstoće materijala i sl. Također treba imati na umu da na točnost rezultata utječe usvojena prostorna diskretizacija konstrukcije, duljina vremenskog inkrementa kod vremenskih analiza, kriterij konvergencije iterativnog postupka i brojni drugi faktori.

Na temelju provjere razvijenog numeričkog modela za statičku i dinamičku (potresnu) analizu 2D zidanih zidova (nearnirani, omeđeni, armirani, složeni) i betonskih okvira sa zidanom ispunom na provedenim eksperimentalnim testovima i drugim relevantnim numeričkim modelima može se potvrditi njegova dostatna preciznost i pouzdanost, kao i veliki potencijal za njegovu primjenu u praksi. Ipak, potrebna je daljnja relevantna provjera ovog modela, koji se u skoroj budućnosti planira dodatno poboljšati.

5. PARAMETARSKE NUMERIČKE ANALIZE

5.1. Uvod

Za ponašanje zidanih zidova pod statičkim i napose pod dinamičkim (potresnim) opterećenjem može se reći da je izuzetno složeno. Nosivost i deformabilnost zidanih zidova izloženih statičkom i osobito dinamičkom (potresnom) opterećenju ovisi o brojnim parametrima. U ovom poglavlju prikazani su rezultati provedenih numeričkih testova brojnih nearmiranih i omeđenih zidanih zidova u uvjetima statičkog i dinamičkog (potresnog) opterećenja, u kojima je istražen utjecaj nekih od najvažnijih parametara koji utječu na njihovo ponašanje, kao što su:

- tlačna, vlačna i posmična čvrstoća ziđa,
- modul elastičnosti i modul posmika ziđa,
- vlačna i posmična krutost ziđa,
- odnos visine i duljine zidova,
- veličina vertikalnog opterećenja,
- vertikalni serklaži,
- horizontalni serklaži,
- otvori u zidovima,
- deformabilnost podloge, te
- karakteristike dinamičke pobude.

Numerička istraživanja utjecaja navedenih parametara prikazana su u nekoliko zasebnih cjelina. U točki 5.2 navedeni su neki zajednički podaci za sve provedene parametarske analize. Rezultati numeričkih testova utjecaja intenziteta vertikalnog opterećenja na nosivost i deformabilnost zidanih zidova prikazani su u točki 5.3. U točki 5.4 prikazani su numerički testovi utjecaja vertikalnih serklaža na nosivost i deformabilnost zidanih zidova. U točki 5.5 prikazani su numerički testovi utjecaja horizontalnih serklaža na nosivost i deformabilnost zidanih zidova. Numerički testovi utjecaja odnosa visine i duljine zidanih zidova na njihovu nosivost i deformabilnost prikazani su u točki 5.6. U točki 5.7 prikazani su numerički testovi utjecaja anizotropnih svojstava ziđa na nosivost i deformabilnost zidanih zidova, te u točki 5.8 numerički testovi utjecaja posmičnog sloma ziđa na nosivost i deformabilnost zidanih zidova.

U prethodno navedenim analizama, paralelno je istraživana utjecaj i drugih važnih parametara (vrsta zidova, kvaliteta ziđa, utjecaj otvora, utjecaj načina oslanjanja temelja, utjecaj statičkog i dinamičkog opterećenja i sl.).

Za analizu zidanih zidova korišten je numerički model za statički i dinamički proračun zidanih konstrukcija prikazan u *Poglavlju 2*. Kao što je navedeno, model simulira geometrijsku nelinearnost konstrukcije i sve najvažnije nelinearne efekte ziđa, betona, armature i tla. Analize su urađene zasebno za statička i zasebno za dinamička (potresna) opterećenja.

5.2. Neki zajednički podaci za sve parametarske analize

Korišten je makromodel ziđa s izotropnim svojstvima gradiva. Jedino je u točki 5.7 u kojoj je istraživana utjecaj anizotropije ziđa korišten makromodel ziđa s anizotropnim svojstvima gradiva. Razmatrani su slučajevi tzv. dobrog ziđa (ziđe visokih čvrstoća, modula elastičnosti i modula posmika) i tzv. lošeg ziđa (ziđe niskih čvrstoća, modula elastičnosti i modula posmika). Usvojeni osnovni parametri gradiva za analizu zidova prikazani su u tablici 5.1. U odnosu na loše ziđe, dobro ziđe ima pet puta veće vrijednosti fizikalnih parametara gradiva. Svi zidovi imaju jednaka svojstva betona i armature (vidjeti tablicu 5.1).

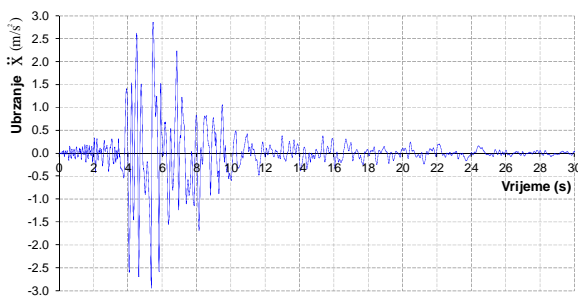
Na razini etaža svi su zidovi opterećeni kontinuiranim vertikalnim opterećenjem q . Vlastita težina ziđa, serklaža i temelja uzeta je izravno u proračune.

Tablica 5.1. Usvojeni osnovni parametri gradiva za analizu zidanih zidova

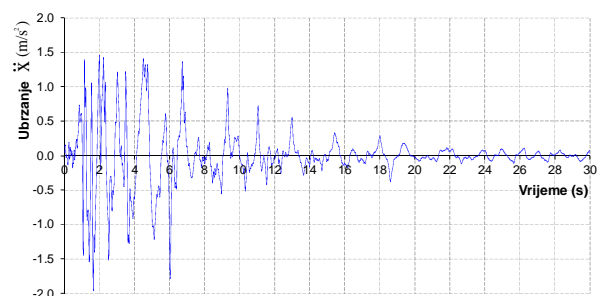
Parametri	Jedinica	Materijal				
		Dobro zide	Loše zide	Beton temelja i serklaža	Čelik za armiranje	Kontaktne elementi ispod temelja
modul elastičnosti	MPa	5 000	1 000	30 500	210 000	30 500
modul posmika	MPa	1 000	200	13 260	-	13 260
tlačna čvrstoća	MPa	5.0	1.0	25	560	25
vlačna čvrstoća	MPa	0.15	0.03	2.5	560	0.0

U statičkim analizama, uz konstantno vertikalno opterećenje, zidovi su na razini etaža opterećivani horizontalnim silama (F), sukcesivno u inkrementima do sloma. Prethodno je izračunato početno stanje pomaka, naprezanja i unutrašnjih sila za vlastitu težinu i vertikalno opterećenje q .

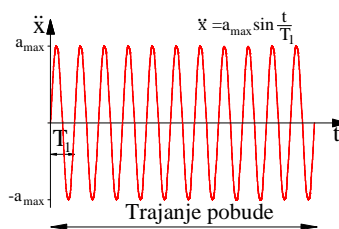
U dinamičkim analizama, korištena su horizontalna ubrzanja podloge prema slici 5.1. Horizontalna komponenta potresa "Ston" skalirana je na maksimalno ubrzanje $a_{\max}=0,3g$. Horizontalna komponenta potresa "Kobe" skalirana je na maksimalno ubrzanje $a_{\max}=0,2g$. Horizontalno harmonijsko ubrzanje podloge ima period (T_p) jednak prvom periodu slobodnih oscilacija pojedinog zida s elastičnim svojstvima gradiva (T_1). Korištena je implicitna vremenska integracija, s vremenskim inkrementom duljine $1/100$ osnovnog perioda slobodnih oscilacija promatranog zida. Za kriterij konvergencije iterativnog postupka usvojena je norma prirasta pomaka od 1% u odnosu na normu tekućih ukupnih pomaka. Nije modeliran utjecaj izbočavanja zidova okomito na njihovu ravninu. Pored nelinearnih efekata gradiva, usvojeno je 2% viskozno konstrukcijsko prigušenje.



(i) Skalirani potres "Ston"



(ii) Skalirani potres "Kobe"



(iii) Harmonijsko ubrzanje

Slika 5.1. Korištena horizontalna ubrzanja podloge

Za prostornu diskretizaciju zidova usvojena je ne suviše fina mreža konačnih elemenata, kako bi se skratile dugotrajne statičke i osobito dinamičke analize, što nema većeg utjecaja na točnost numeričkih rezultata i donesene zaključke.

Osnovni podaci o geometriji analiziranih zidanih zidova prikazani su zasebno za svaki numerički test. Usvojeni su zidovi jednostavne geometrije.

5.3. Numerički testovi utjecaja vertikalnog opterećenja na nosivost zidanih zidova

5.3.1. Općenito

Osim o drugim brojnim parametrima, nosivost i deformabilnost zidanih zidova opterećenih horizontalnim opterećenjem bitno ovisi o njihovom vertikalnom opterećenju.

Ponašanje zidanih građevina pri djelovanju potresa značajno ovisi o njihovoj masi, tj. o intenzitetu vertikalnog opterećenja. S jedne strane, potresna sila se približno proporcionalno povećava s povećanjem mase zidova. S druge strane, povećanje vertikalnog opterećenja smanjuje eventualna vlačna naprezanja u zidovima, kao i mogućnost njihova odizanja od podloge. Ponašanje zidanih zidova izloženih horizontalnom statičkom opterećenju također bitno ovisi o veličini vertikalnog opterećenja. U slučaju većeg vertikalnog opterećenja, zidovi mogu nositi i veće horizontalne sile (ako nije prekoračena tlačna čvrstoća ziđa).

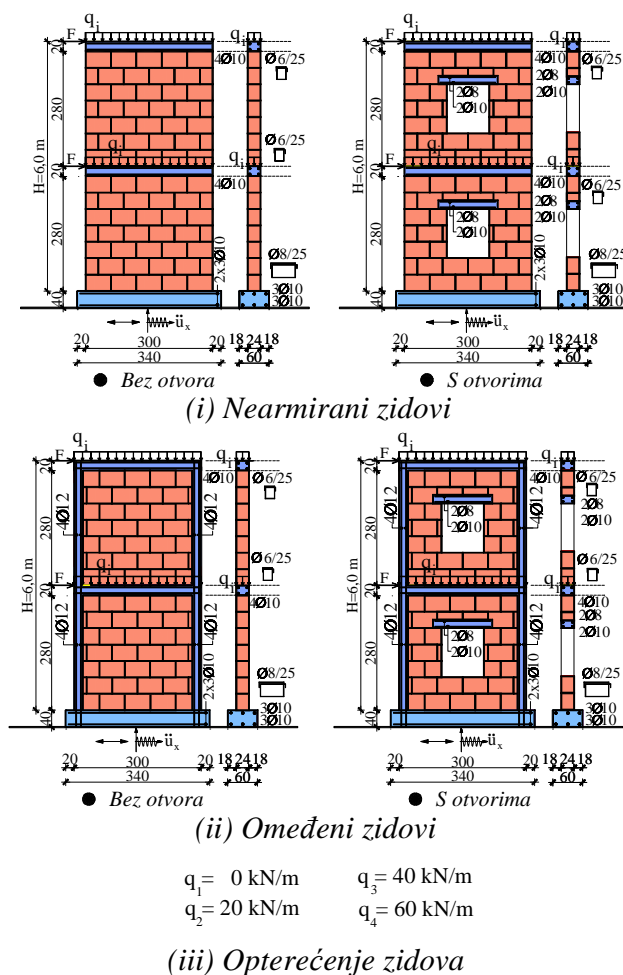
Numerički je istražen utjecaj intenziteta vertikalnog opterećenja na ponašanje zidanih zidova pri statičkom i dinamičkom opterećenju. U dinamičkim analizama zidovi su izloženi realnom potresu "Ston" (slika 5.1i) i harmonijskom ubrzanju podloge (slika 5.1iii). Razmatrani su nearmirani i serklažima omeđeni dvoetažni zidani zidovi, bez otvora i s otvorima. Odvojeno su analizirani slučajevi s tzv. dobrim zidom i tzv. lošim zidom. Moguće je eventualno odizanje temelja zidova od krute podloge. Neka približno slična istraživanja mogu se naći u radovima [324-332].

5.3.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima

Analizirani su realni samostalni dvoetažni zidovi bez otvora i s otvorima, visine 6 m, širine 3 m i debljine 0,24 m (slika 5.2). Horizontalni serklaži armirani su horizontalnim šipkama 4Ø10, a vertikalni serklaži šipkama 4Ø12. Spone serklaža su Ø6 na razmaku 250

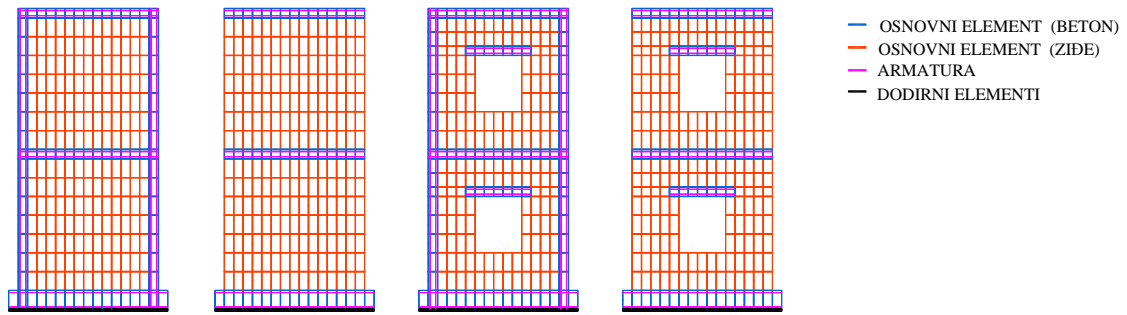
mm. Temelji su armirani uzdužnim šipkama $3\text{Ø}10$ u gornjoj i donjoj zoni, te poprečnim sponama $\text{Ø}8$ na razmaku 250 mm.

Osnovni podaci o analiziranim dvoetažnim zidanim zidovima prikazani su na slici 5.2. Prostorna diskretizacija analiziranih zidova konačnim elementima prikazana je na slici 5.3. Modelirana je sva ugrađena armatura u serklažima i temeljima. Usvojeni osnovni parametri gradiva za analizu zidova prikazani su u tablici 5.1 (vidjeti točku 5.2)



Slika 5.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima

Analizirani zidovi na slici 5.2, opterećeni su stalnim vertikalnim opterećenjem $q = 0, 20, 40$ i 60 kN/m na razini etaža. U statičkim analizama zidovi su izloženi na razini etaža horizontalnim silama (F), sukcesivno u inkrementima do sloma. U dinamičkim analizama zidovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge prema slici 5.1i i 5.1iii. Korištena je horizontalna komponenta ubrzanja potresa "Ston" (slika 5.1i), te horizontalno harmonijsko ubrzanje podloge (slika 5.1iii) s periodom (T_p) jednakim prvom periodu slobodnih oscilacija pojedinog zida (T_1). Usvojeno je maksimalno ubrzanje podloge $a_{\max} = 0,3g$ (potres "Ston" je skaliran na maksimalno ubrzanje $a_{\max} = 0,3g$), za koje se očekuje da će biti izuzetno nepovoljno za nearmirane zidove. Trajanje pobude uzeto je $10T_1$, a trajanje analize $25T_1$.

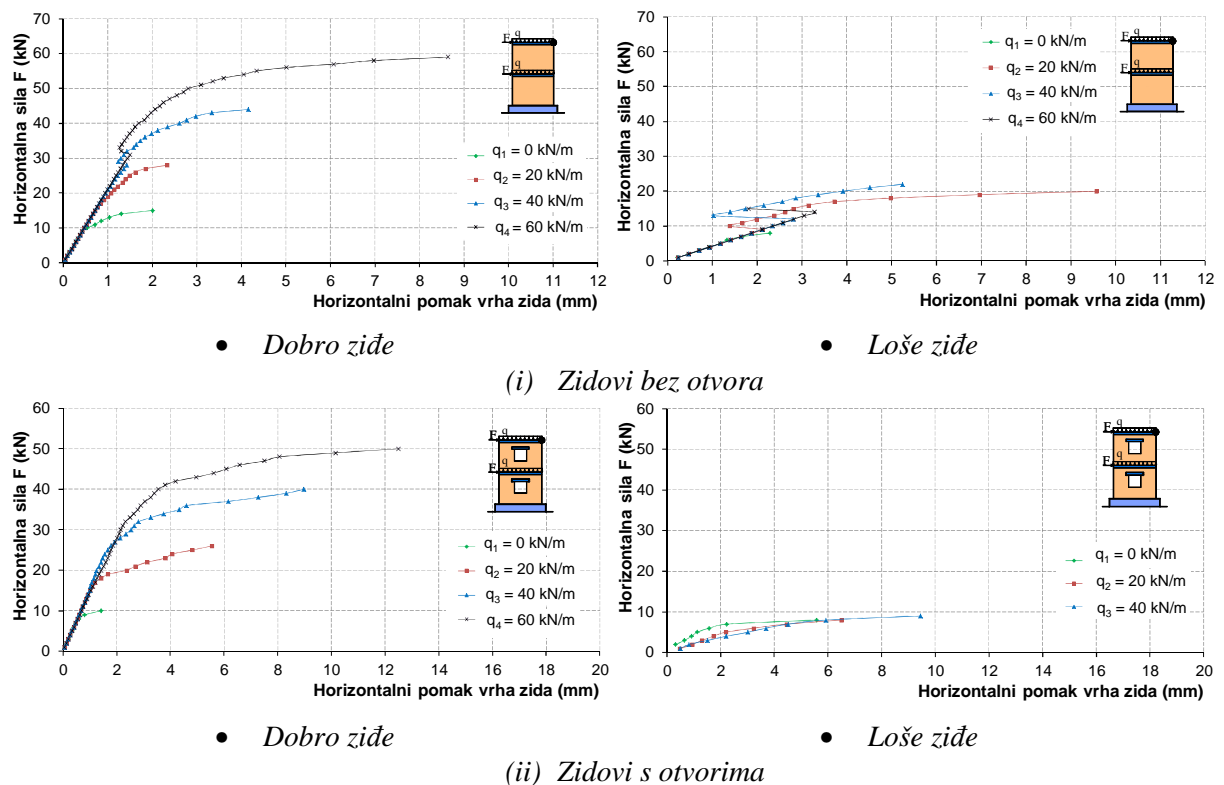


Slika 5.3. Prostorna diskretizacija analiziranih zidanih zidova konačnim elementima

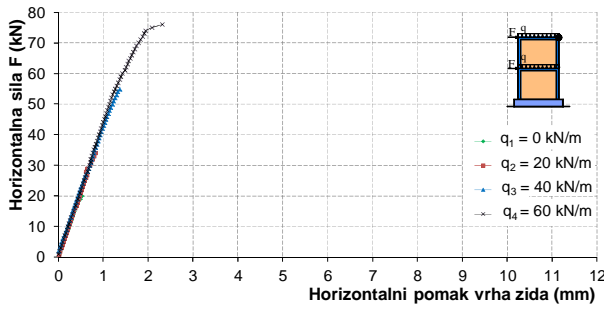
5.3.3. Rezultati numeričke analize

5.3.3.1. Statička analiza

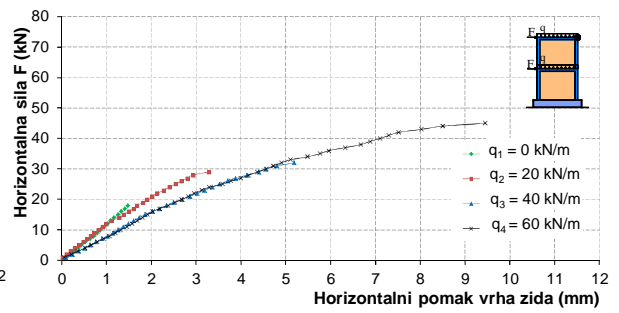
U nastavku su prikazani odabrani rezultati numeričke analize. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova prikazan je na slici 5.4, a horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova na slici 5.5. Odnos granične nosive sile F_u i intenziteta vertikalnog opterećenja q prikazan je na slikama 5.6 i 5.7. Vertikalno naprezanje ziđa pri dnu zida prikazano je na slikama 5.8 - 5.11, a naprezanje betona pri dnu zida na slikama 5.12 i 5.13. Naprezanja armature pri dnu vertikalnih serklaža prikazano je na slikama 5.14 i 5.15. Stanje pukotina u omeđenim zidanim zidovima neposredno pred slom prikazano je na slici 5.16. Granična nosivost svih zidova uvjetovana je gubitkom njihove stabilnosti (prevrtanjem) kao krutog tijela.



Slika 5.4. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova

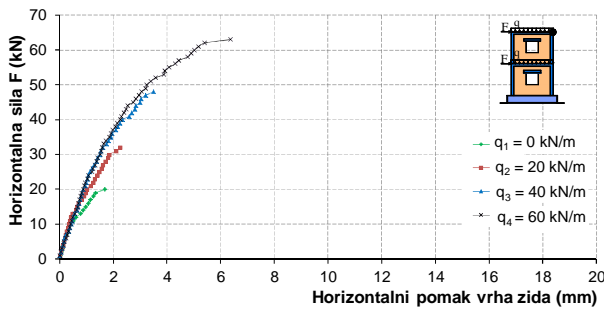


• *Dobro ziđe*

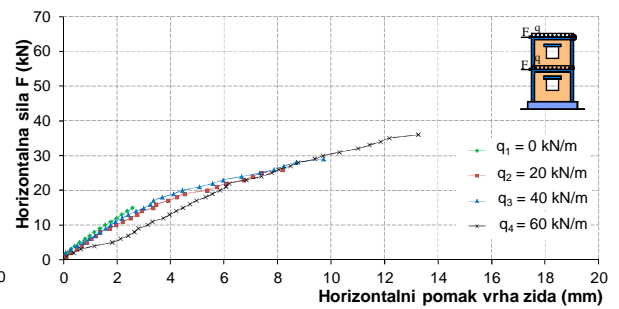


• *Loše ziđe*

(i) *Zidovi bez otvora*



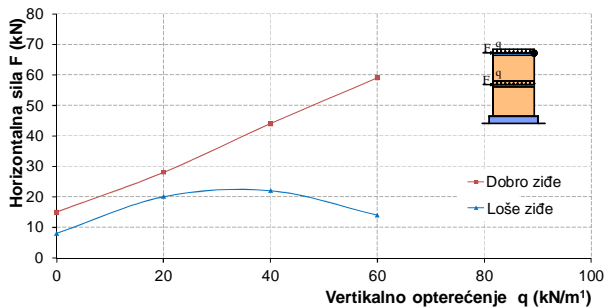
• *Dobro ziđe*



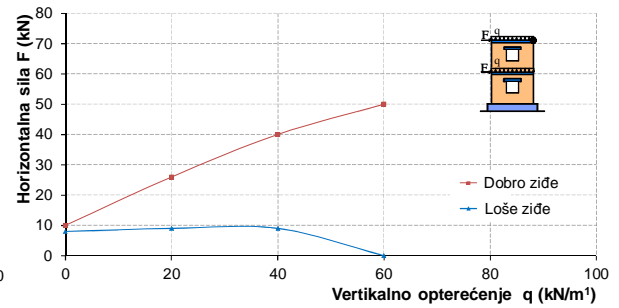
• *Loše ziđe*

(ii) *Zidovi s otvorima*

Slika 5.5. Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova

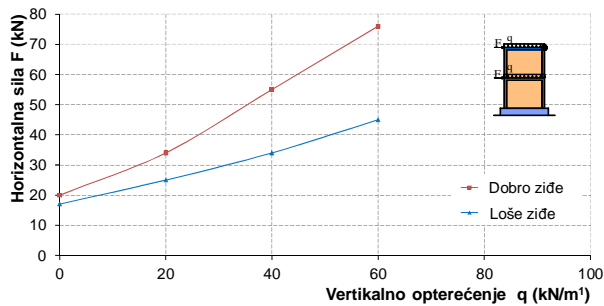


(i) *Nearmirani zidovi bez otvora*

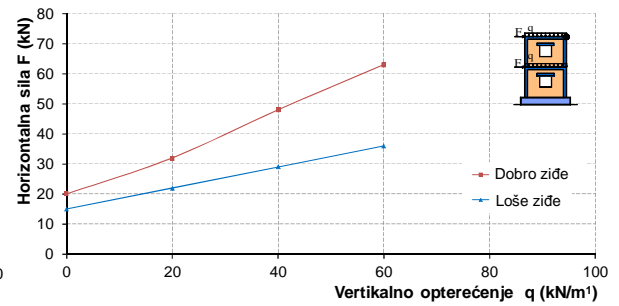


(ii) *Nearmirani zidovi s otvorima*

Slika 5.6. Odnos granične nosive sile F_u i intenziteta vertikalnog opterećenja q

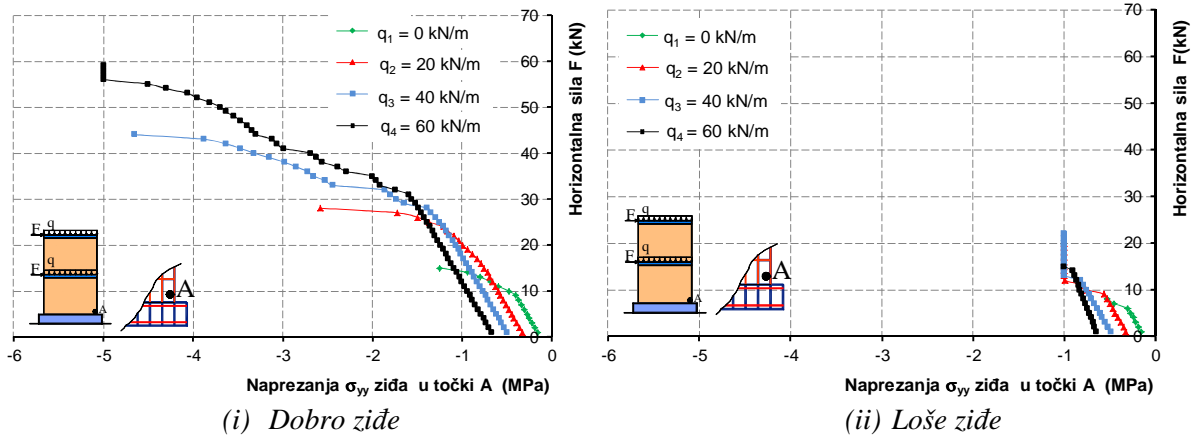


(i) *Omeđeni zidovi bez otvora*

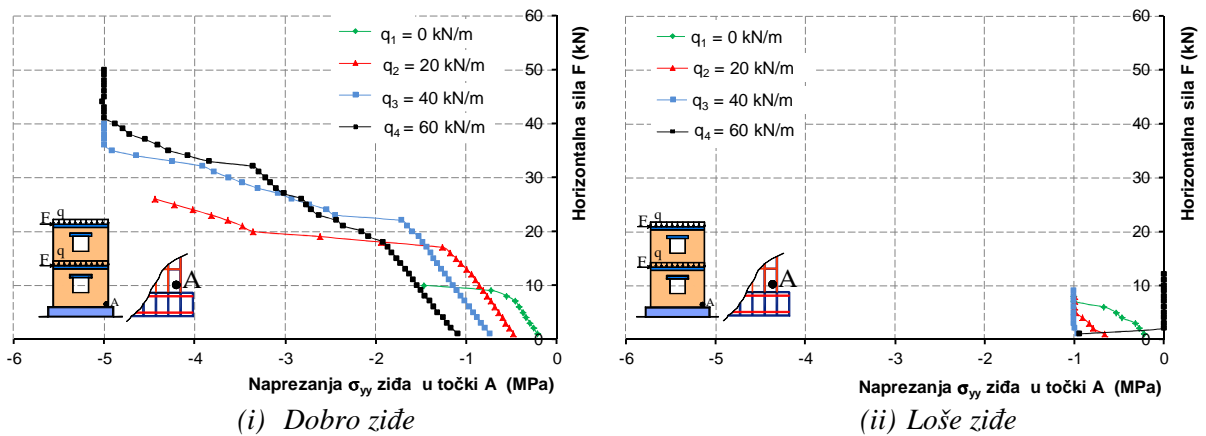


(ii) *Omeđeni zidovi s otvorima*

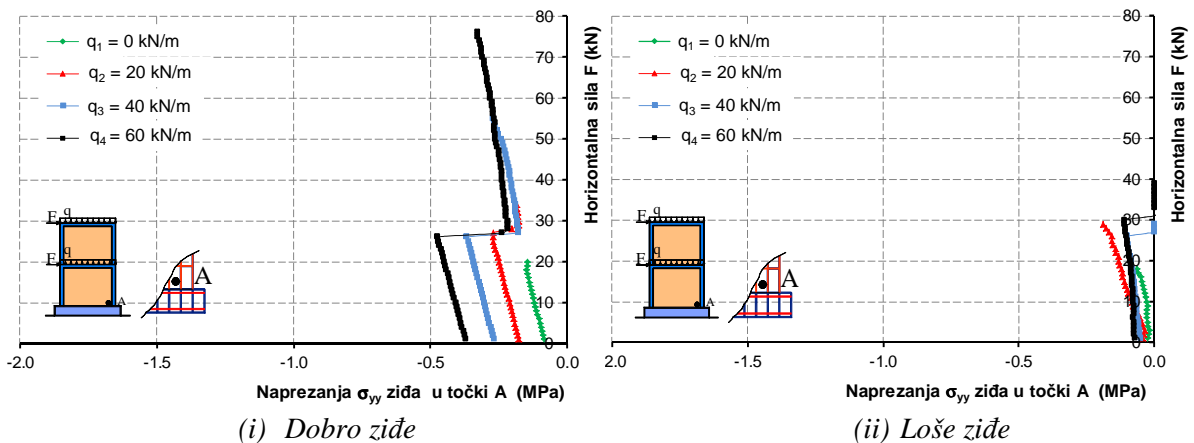
Slika 5.7. Odnos granične nosive sile F_u i intenziteta vertikalnog opterećenja q



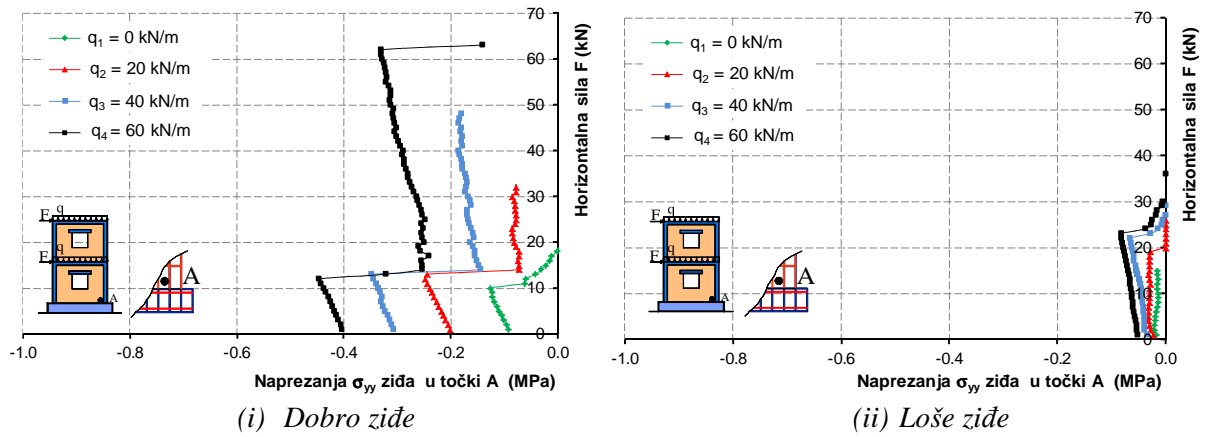
Slika 5.8. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova bez otvora



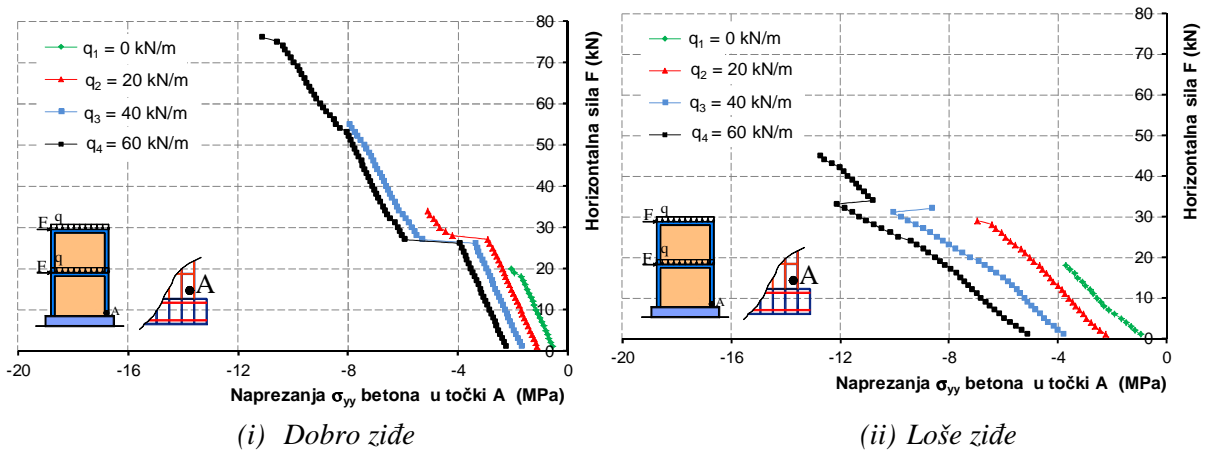
Slika 5.9. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova s otvorima



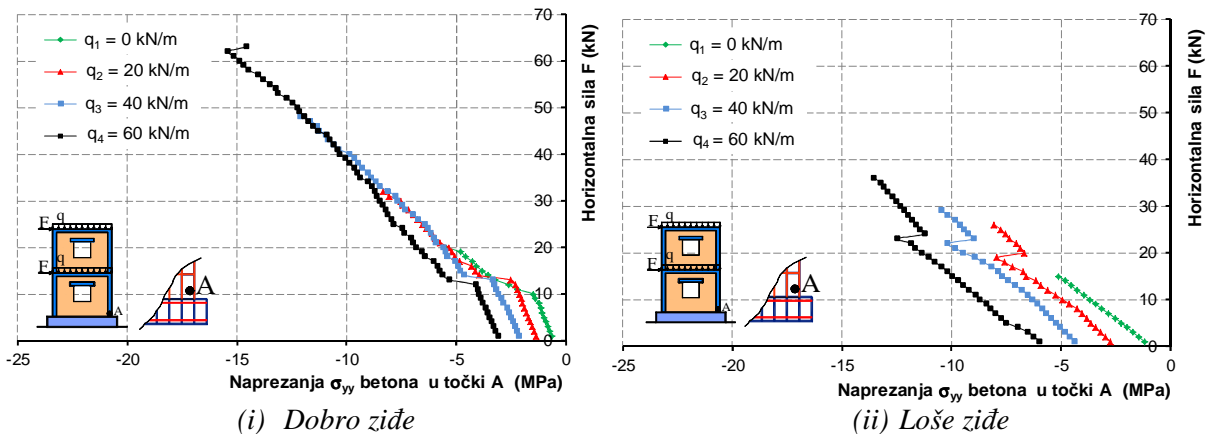
Slika 5.10. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova bez otvora



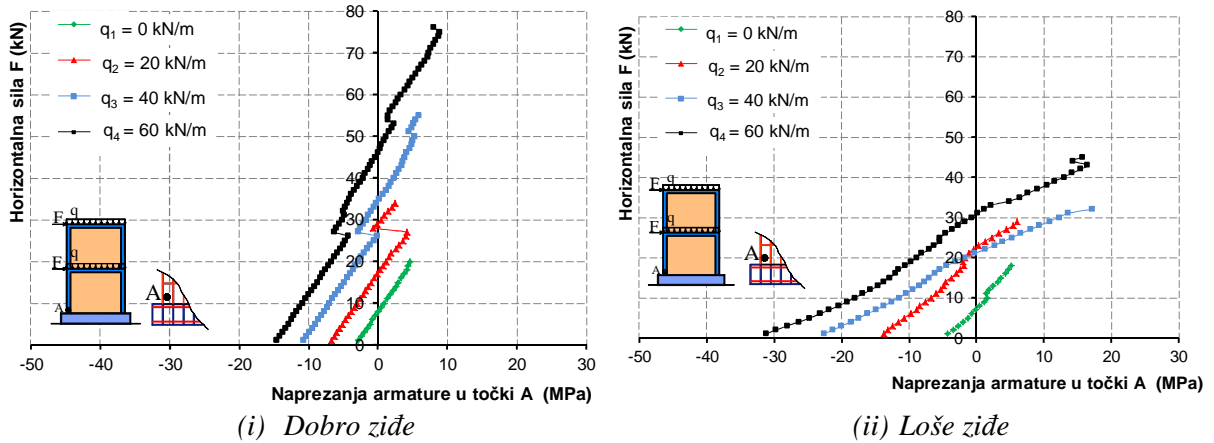
Slika 5.11. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova s otvorima



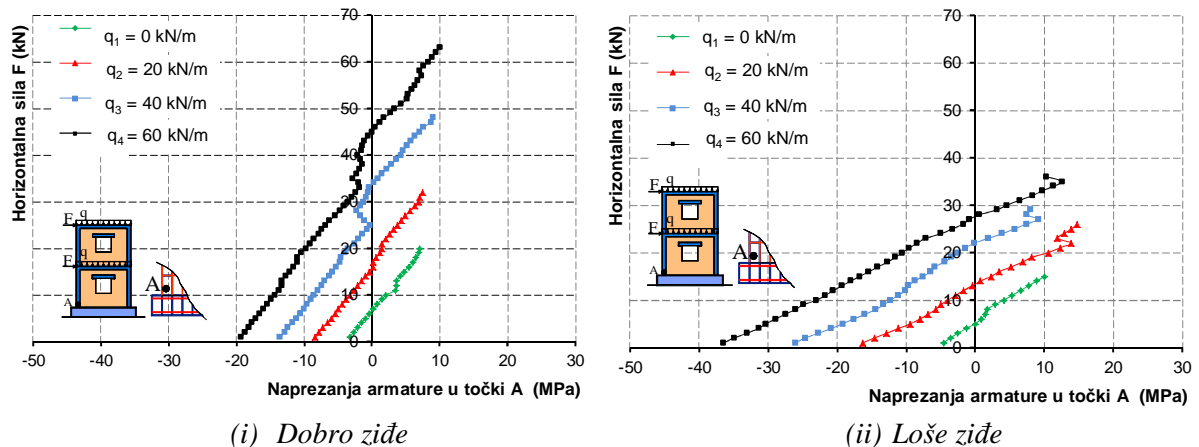
Slika 5.12. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova bez otvora



Slika 5.13. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova s otvorima



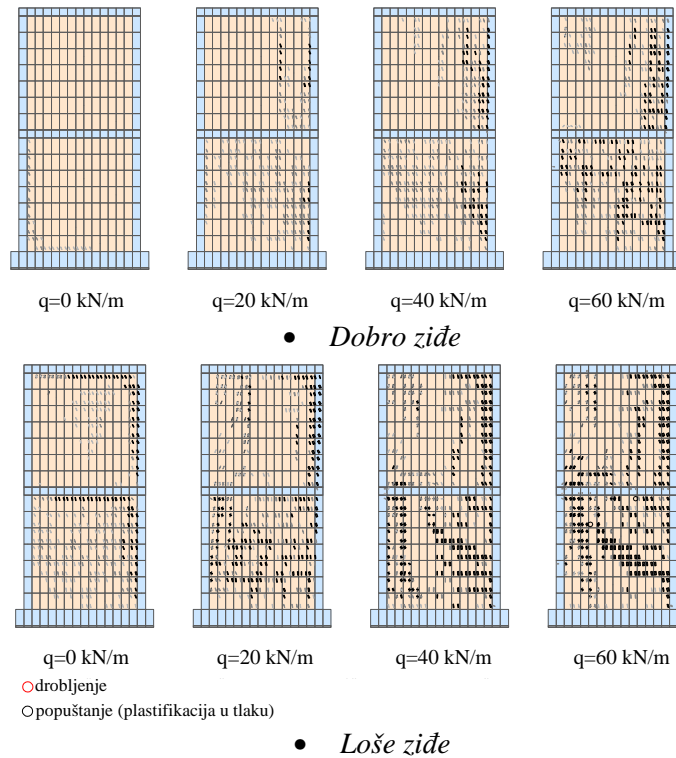
Slika 5.14. Vertikalno naprezanje armature u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova bez otvora



Slika 5.15. Vertikalno naprezanje armature u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova s otvorima

Rezultati analize pokazuju, što je bilo i očekivano, da za mala vertikalna opterećenja zidovi mogu nositi i male horizontalne sile jer brzo dolazi do gubitka stabilnosti zida kao krutog tijela. U slučaju većeg vertikalnog opterećenja, zidovi mogu nositi i veće horizontalne sile. Vlačna napreznja u uzdužnoj armaturi vertikalnih serklaža su mala jer kolaps zidova nastupa zbog njihova prevrtanja.

Vidljivo je da nearmirani zidovi imaju značajno manju nosivost od omeđenih zidova. Otvori u zidovima omekšavaju zid, a rezultat toga je njihova značajno manja nosivost u odnosu na zidove bez otvora. Najlinearnije ponašanje imaju omeđeni zidani zidovi s dobrim zidom, gotovo do samog prevrtanja. Globalno, povećanje granične nosivosti svih zidova je gotovo proporcionalno povećanju vertikalnog opterećenja.



Slika 5.16. Stanje pukotina neposredno pred slom omeđenih zidanih zidova bez otvora

Dakle, kod realnih zidova u praksi kod kojih je moguće odizanje temelja od podloge, povećanje njihove nosivosti na horizontalne statičke sile moguće je postići povećanjem vertikalnog opterećenja. Odnosno, veće horizontalne statičke sile mogu preuzimati zidovi samo onda ako imaju dostatno veliko vertikalno opterećenje.

5.3.3.2. Dinamička analiza

Za svaki zid i njegovu odgovarajuću krutost prvo je riješena svojstvena zadaća problema uporabom prethodno prikazanog numeričkog modela u *Poglavlju 2*. Prvi i drugi period slobodnih oscilacija nearmiranih zidanih zidova prikazan je u tablici 5.2, a omeđenih zidanih zidova u tablici 5.3.

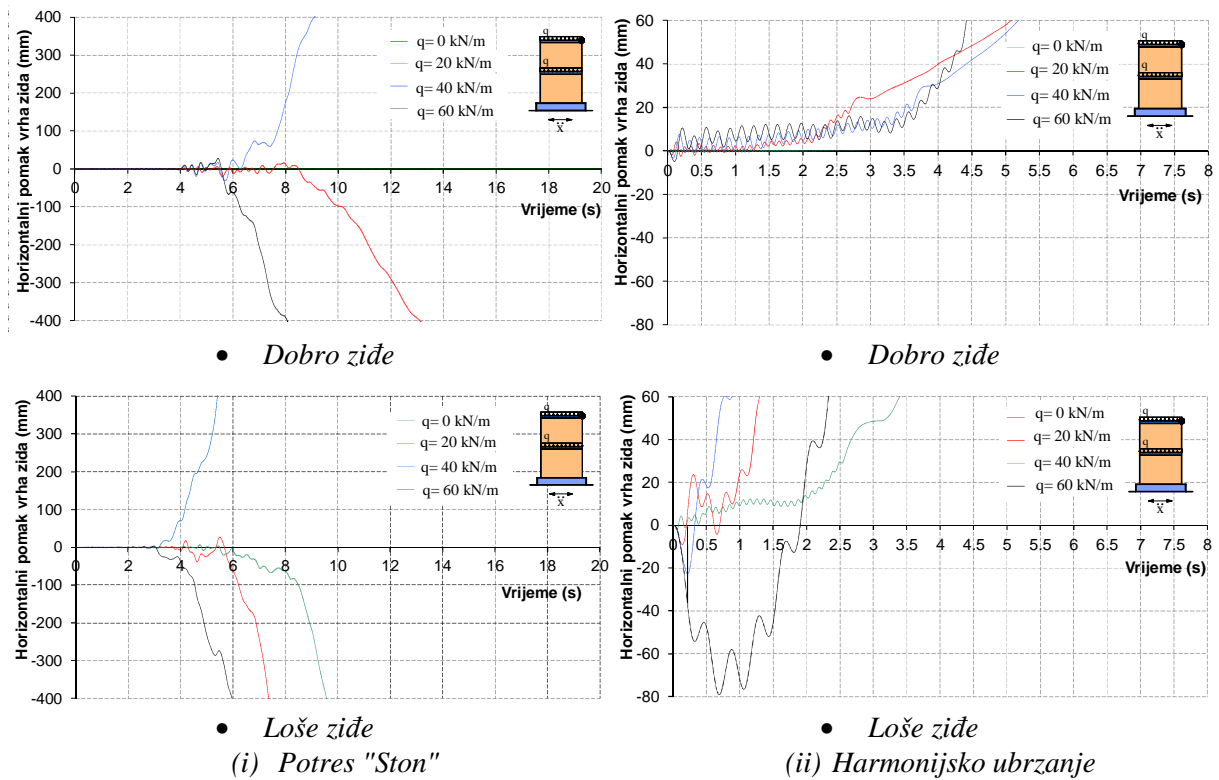
Tablica 5.2. Prvi (T_1) i drugi (T_2) period slobodnih oscilacija nearmiranih zidova na slici 5.2

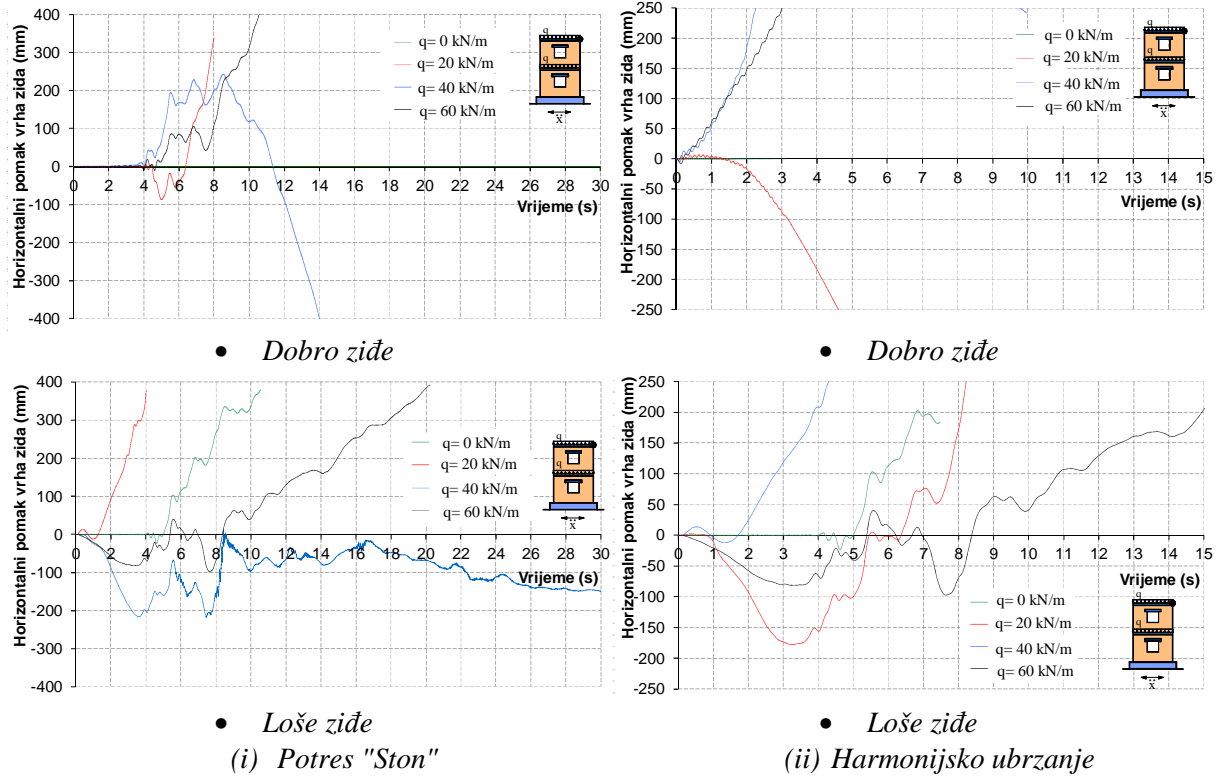
Opterećenje		T_1 [s]	T_2 [s]		T_1 [s]	T_2 [s]
$q=0 \text{ kN/m}^1$		0.0462	0.0133		0.1025	0.0290
$q=20 \text{ kN/m}^1$	Bez otvora	0.1081	0.0299	Bez otvora	0.2400	0.0665
$q=40 \text{ kN/m}^1$	Dobro ziđe	0.1459	0.0400	Loše ziđe	0.3239	0.0890
$q=60 \text{ kN/m}^1$		0.1757	0.0480		0.3901	0.1068
$q=0 \text{ kN/m}^1$		0.0522	0.0168		0.1148	0.0371
$q=20 \text{ kN/m}^1$	S otvorima	0.1226	0.0378	S otvorima	0.2698	0.0832
$q=40 \text{ kN/m}^1$	Dobro ziđe	0.1655	0.0506	Loše ziđe	0.3641	0.1113
$q=60 \text{ kN/m}^1$		0.1994	0.0608		0.4386	0.1337

Tablica 5.3. Prvi (T_1) i drugi (T_2) period slobodnih oscilacija omeđenih zidova na slici 5.2

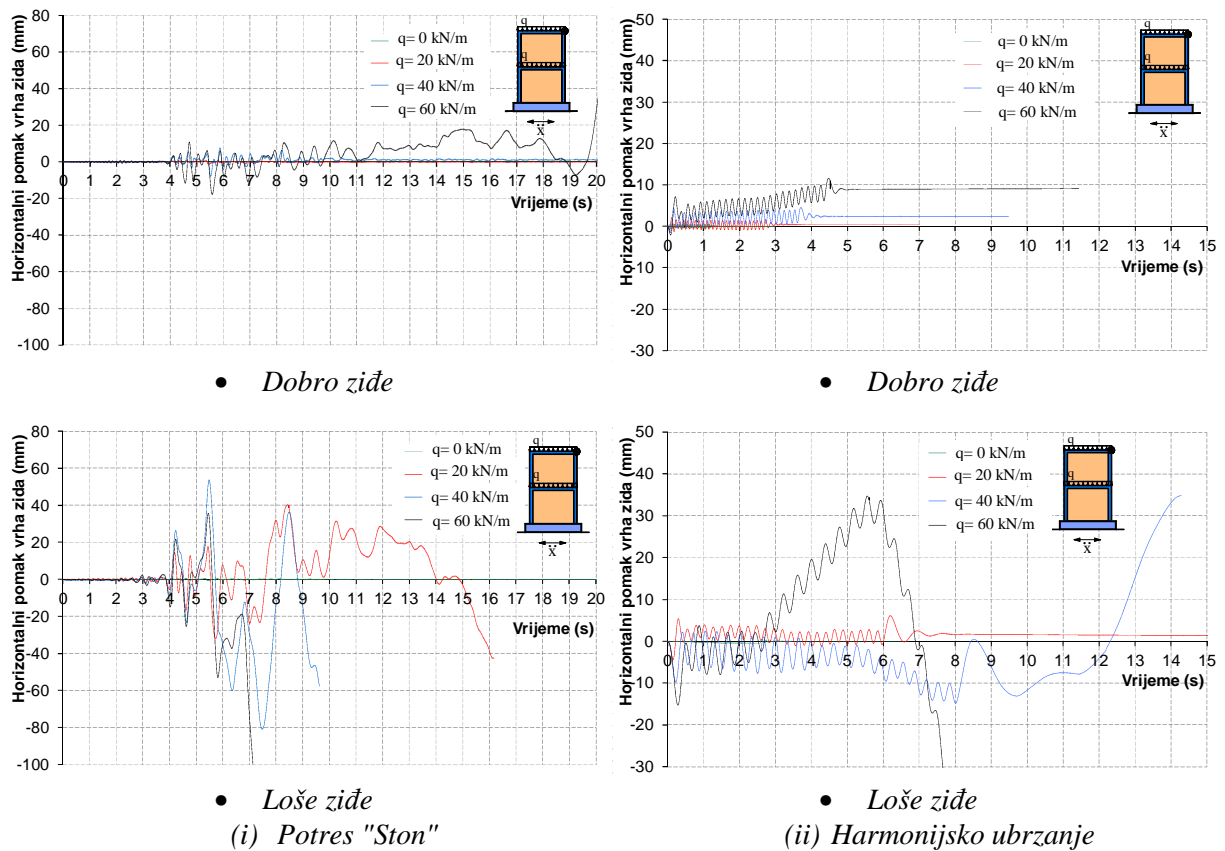
Opterećenje	T_1 [s]	T_2 [s]		T_1 [s]	T_2 [s]	
$q=0 \text{ kN/m}^1$	0.0360	0.0115		0.0628	0.0208	
$q=20 \text{ kN/m}^1$	Bez otvora	0.0778	0.0250	Bez otvora	0.1324	
$q=40 \text{ kN/m}^1$						0.1042
$q=60 \text{ kN/m}^1$					0.2119	0.0755
$q=0 \text{ kN/m}^1$	0.0417	0.0141		0.0742	0.0256	
$q=20 \text{ kN/m}^1$	S otvorima	0.0906	0.0305	S otvorima	0.1584	
$q=40 \text{ kN/m}^1$						Dobro ziđe
$q=60 \text{ kN/m}^1$					0.2539	0.0913

U nastavku su prikazani odabrani rezultati numeričke analize. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova prikazan je na slikama 5.17 - 5.20, vertikalno naprezanje ziđa pri dnu zidanih zidova na slikama 5.21 - 5.24, a naprezanja armature pri dnu vertikalnih serklaža na slikama 5.25 - 5.26. Stanje pukotina pri maksimalnim pomacima omeđenih zidanih zidova bez otvora prikazana su na slici 5.27.

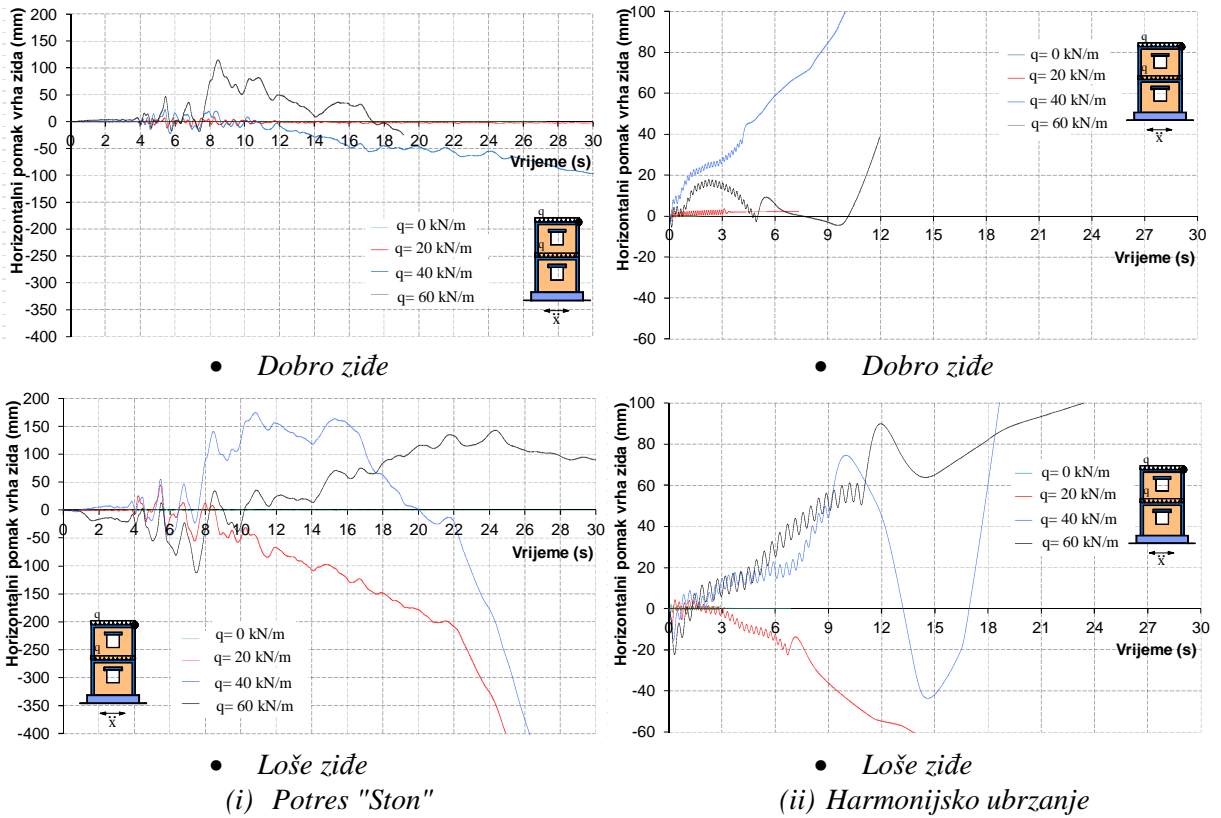
**Slika 5.17.** Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova bez otvora



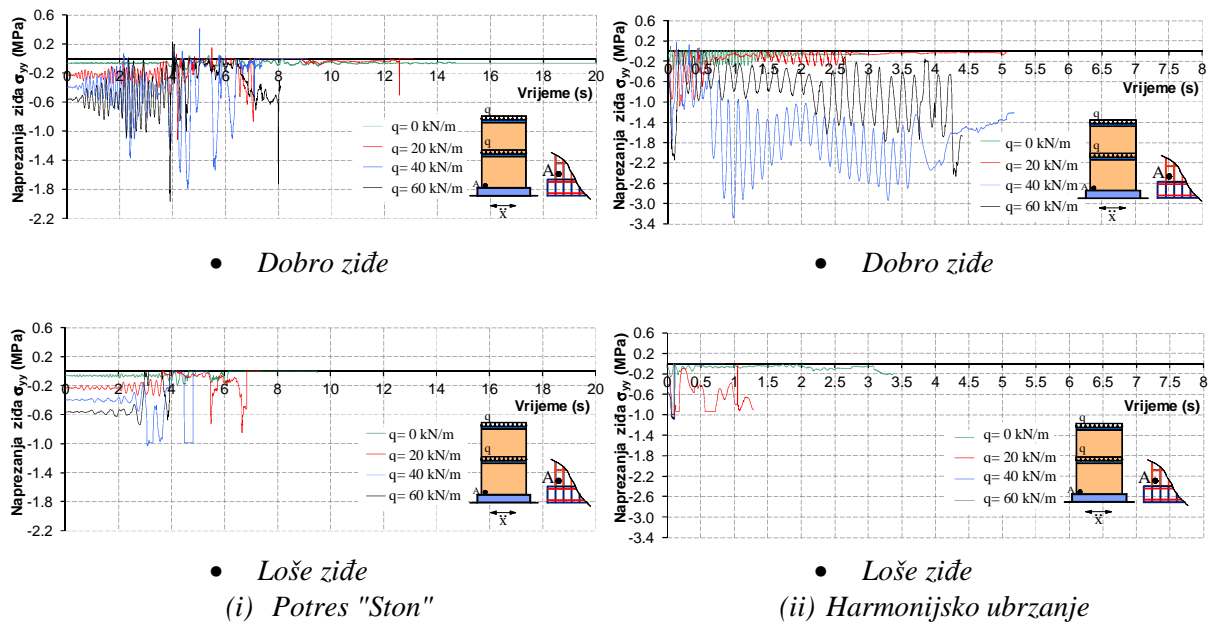
Slika 5.18. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova s otvorima



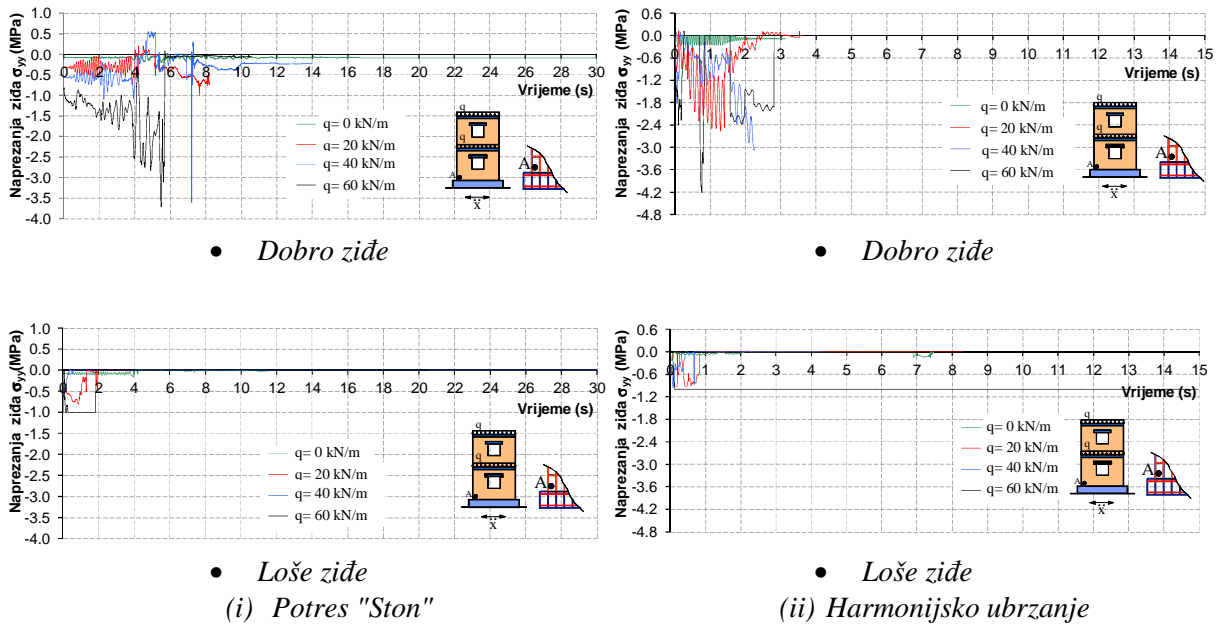
Slika 5.19. Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova bez otvora



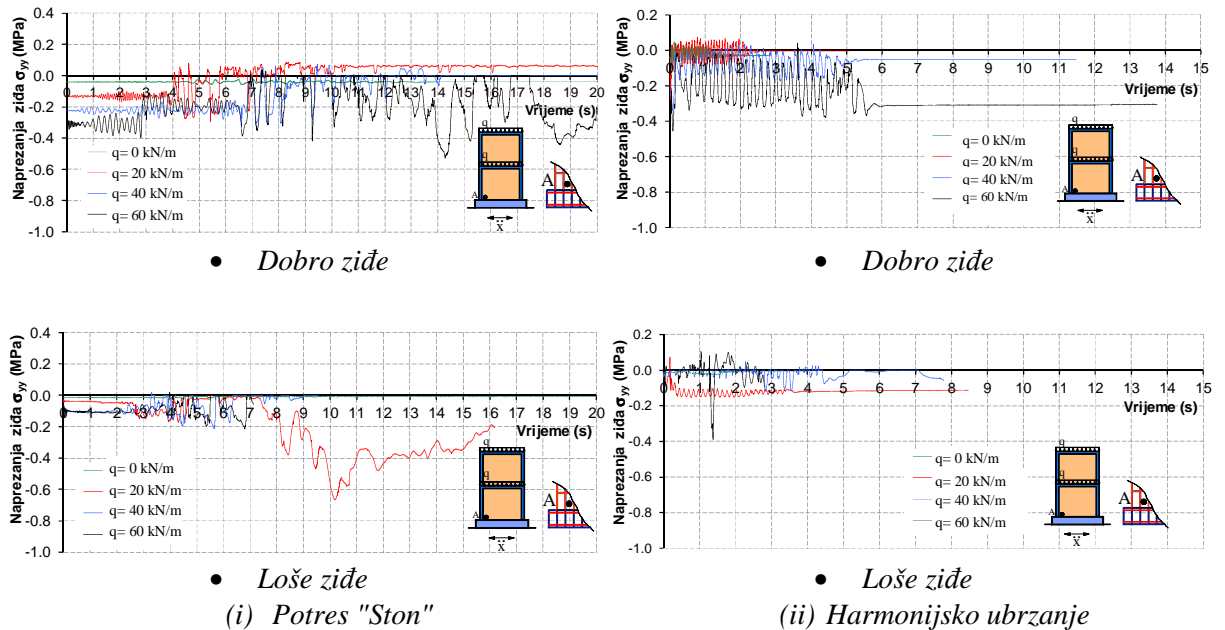
Slika 5.20. Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova s otvorima



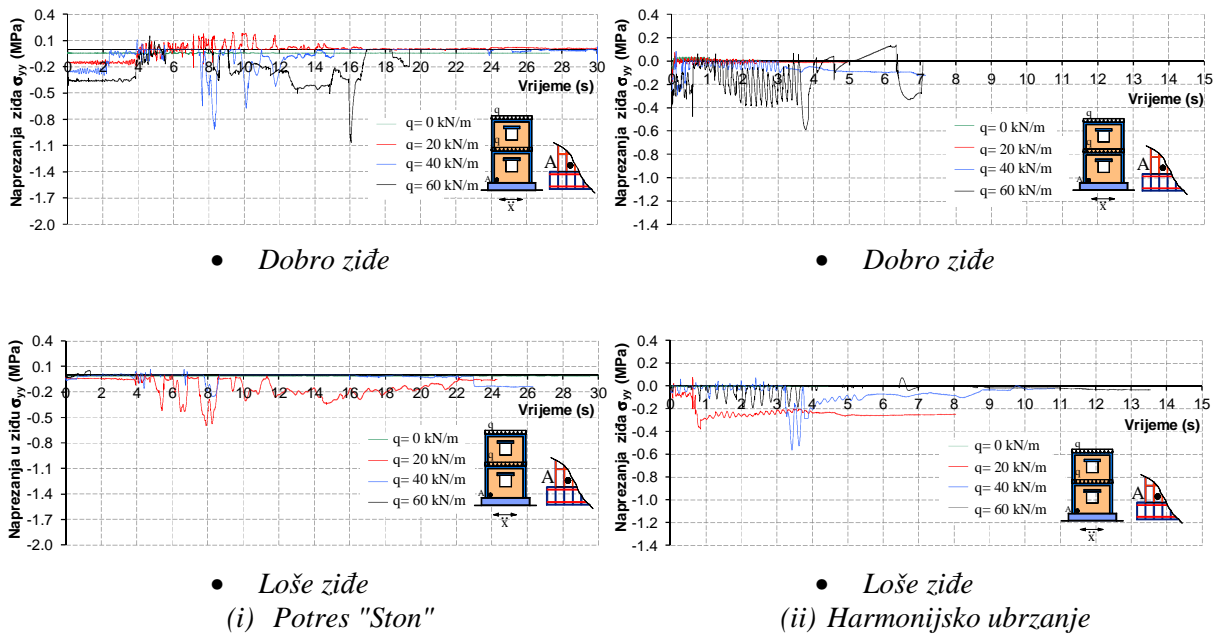
Slika 5.21. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova bez otvora



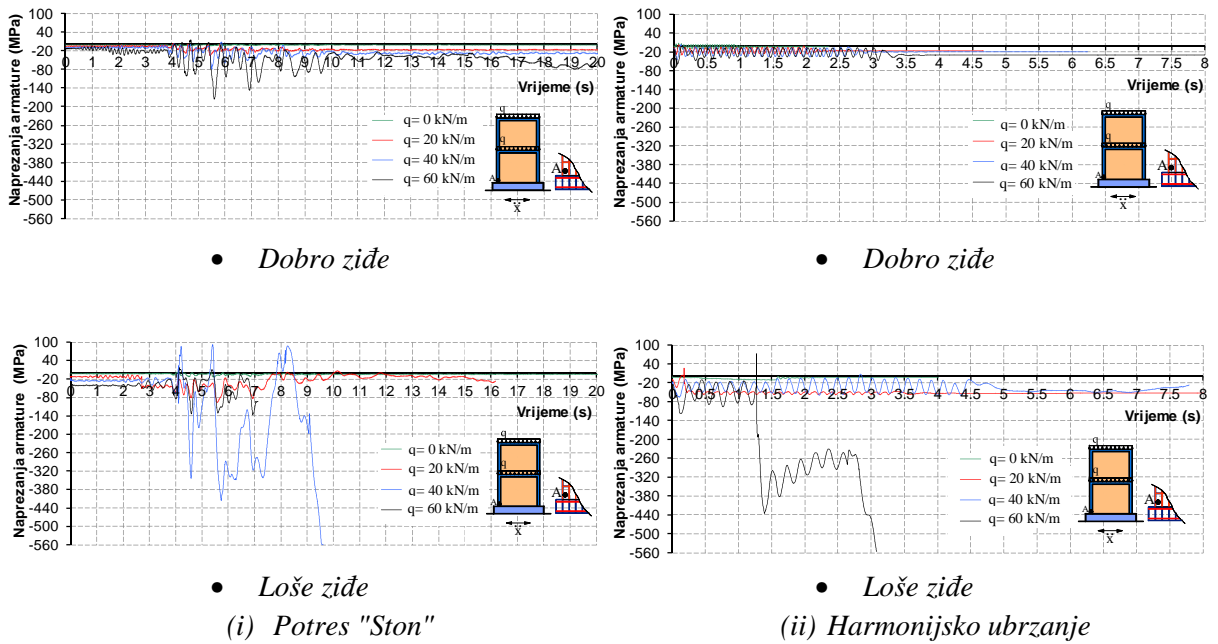
Slika 5.22. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova s otvorima



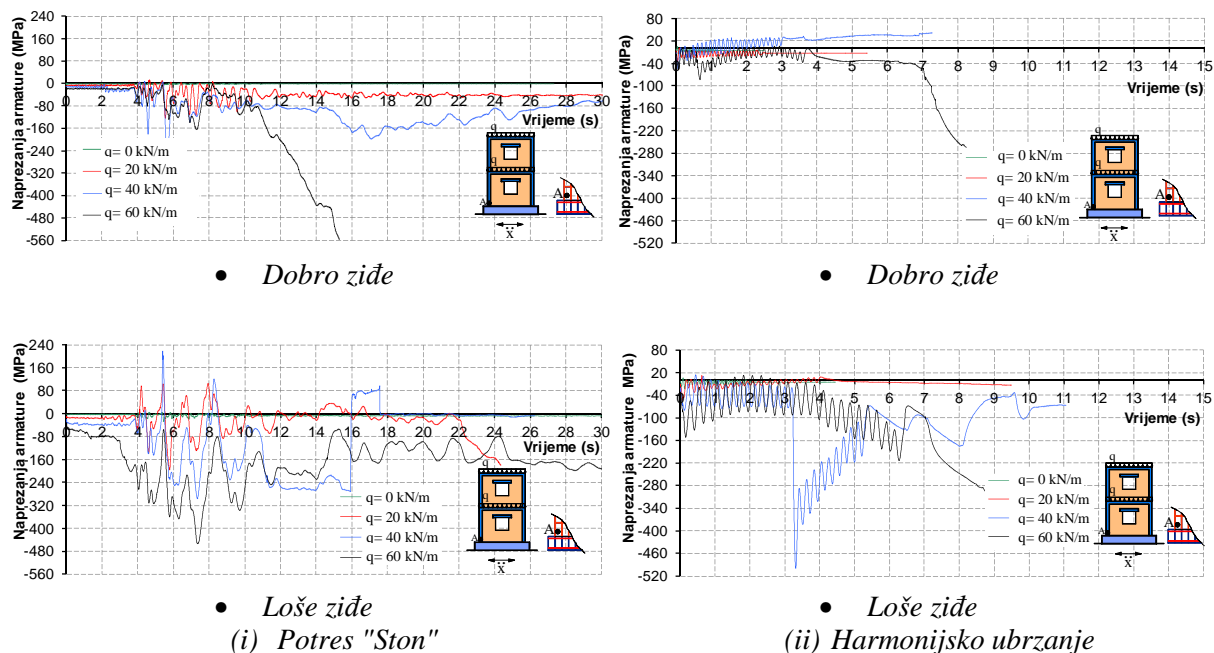
Slika 5.23. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova bez otvora



Slika 5.24. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova s otvorima



Slika 5.25. Vertikalno naprezanje armature u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova bez otvora



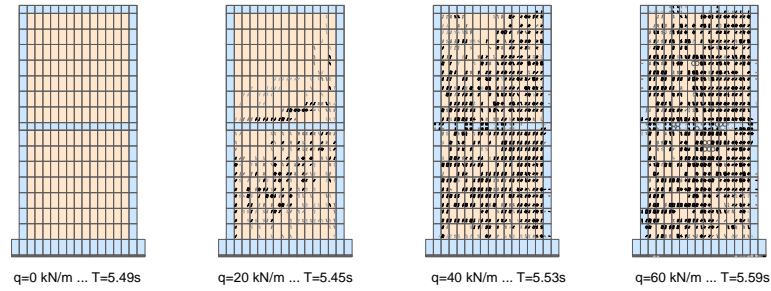
Slika 5.26. Vertikalno naprezanje armature u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova s otvorima

Za sve razmatrane tipove zidanih zidova (nearnirane i omeđene s otvorima i bez otvora, s dobrim i lošim zidom), te sve razmatrane dinamičke pobude (potres, harmonijska pobuda), numerički je dobiveno da povećanje vertikalnog opterećenja zidova ima negativan utjecaj na njihovo ponašanje pri dinamičkoj pobudi. Razlog tomu je povećanje inercijalnih (dinamičkih) sila konstrukcije s povećanjem njene mase (težine). Iako povećano vertikalno opterećenje zidova najčešće ima pozitivne efekte u uvjetima statičkog (mirnog) opterećenja (smanjuje vlačna naprezanja u zidu i vertikalnoj armaturi, smanjuje mogućnost odizanja temelja zidova od podloge pri savijanju i sl.), a što je potvrđeno u točki 5.3.3.1., pri dinamičkom (potresnom) opterećenju povećanje vertikalnog opterećenja zidova je nepovoljno.

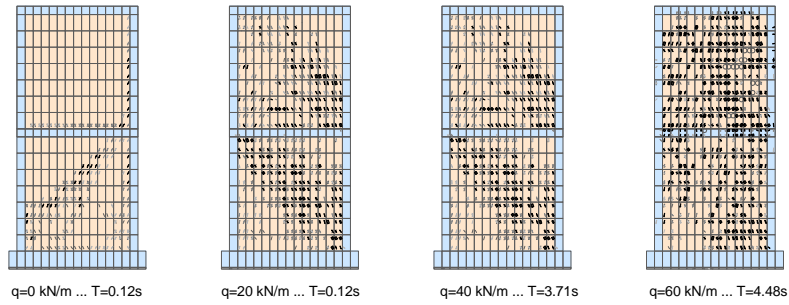
Kao što je bilo i očekivano, analize potvrđuju da nearmirani dvoetažni zidani zidovi ne mogu izdržati nametnute dinamičke pobude s usvojenim velikim ubrzanjem podloge od 0,3g, tj. teže urušavanju u tim uvjetima.

Omeđeni dvoetažni zidani zidovi za niže razine vertikalnog opterećenja mogu "preživjeti" nametnute dinamičke pobude, pri čemu je stanje zidova s otvorima i lošim zidom nepovoljnije u odnosu na one bez otvora i dobrim zidom (značajne su razlike u pomacima, naprezanjima i oštećenjima/pukotinama).

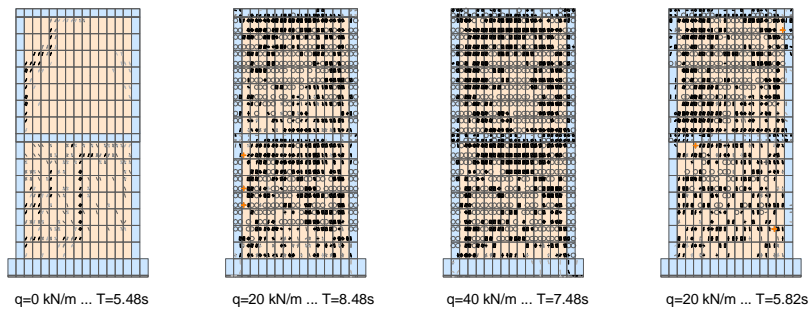
Općenito, bez obzira na vrstu zidova, otvori u zidovima i osobito kvaliteta zida značajno utječu na deformabilnost, stanje naprezanja, razinu oštećenja i sigurnost zidanih zidova pri dinamičkom (potresnom) opterećenju.



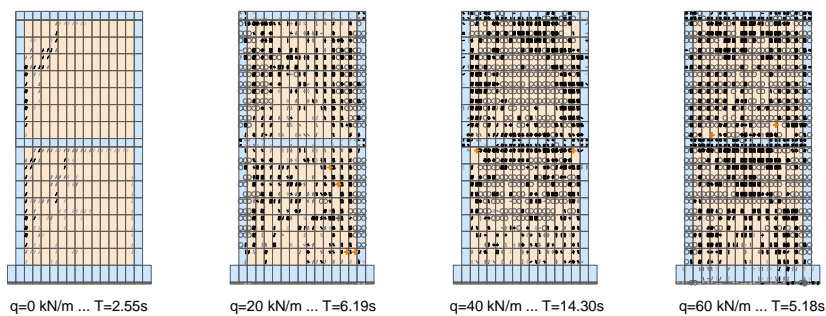
• *Potres "Ston"*



• *Harmonijsko ubrzanje (i) Dobro žiđe*



• *Potres "Ston"*



○ popuštanje (plastifikacija u tlaku)
+ drobljenje

• *Harmonijsko ubrzanje (ii) Loše žiđe*

Slika 5.27. Stanje pukotina pri maksimalnim pomacima omeđenih zidanih zidova bez otvora

5.3.4. Zaključak

Povećano vertikalno opterećenje zidanih zidova najčešće ima pozitivne efekte na njihovo ponašanje u uvjetima mirnog (statičkog) opterećenja (smanjuje eventualna vlačna naprezanja u zidu, betonu i armaturi, umanjuje mogućnost odizanja temelja zidova od podloge te mogućnost prevrtanja i sl.). Međutim, u uvjetima dinamičkog (potresnog) opterećenja, povećano vertikalno opterećenje zidanih zidova ima nepovoljan utjecaj na njihovo ponašanje zbog generiranja povećanih inercijalnih (dinamičkih) sila na konstrukciju. Vertikalno opterećenje (masu) zidova treba što više smanjivati osobito kod visokih građevina, posebno onih u zonama s jakim očekivanim potresima. Naročito je nepovoljna kombinacija visokih zidova, velike mase građevine, značajne perforacije zidova otvorima i uporabe loše kvalitete zida. Nearmirane zidane zidove treba koristiti samo kod građevina male važnosti, male visine (do dvije etaže), niske seizmičnosti i uz uporabu dobre kvalitete zida.

5.4. Numerički testovi utjecaja vertikalnih serklaža na nosivost zidanih zidova

5.4.1. Općenito

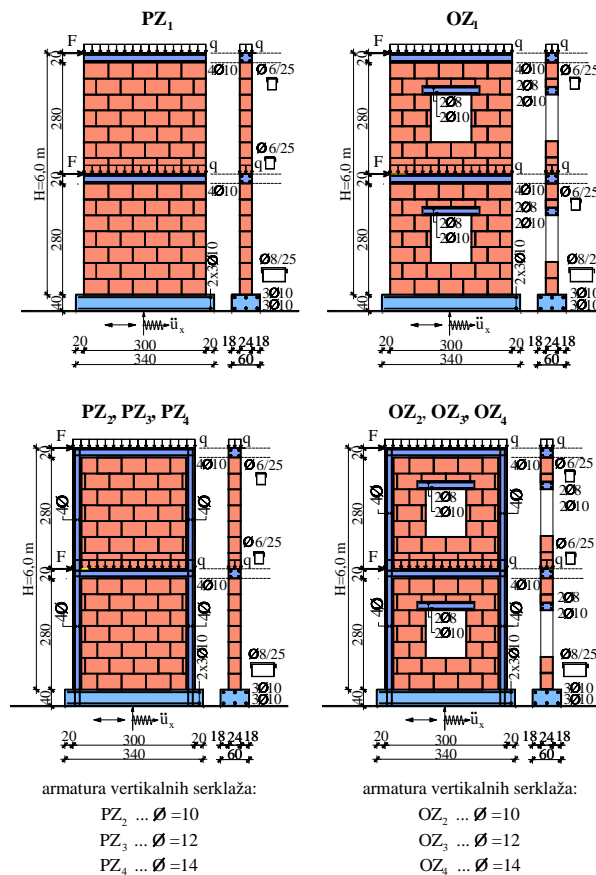
Vertikalni i horizontalni serklaži imaju značajan utjecaj na ponašanje i nosivost zidanih zidova pod vertikalnim i osobito horizontalnim opterećenjem. Njihova je uloga posebno značajna pri djelovanju potresa na zidane građevine. Prije svega, serklaži povezuju i ukružuju zide. Oni značajno doprinose nosivosti zida na tlak, savijanje i posmik, kako za opterećenja u ravnini zidova tako i za opterećenja okomito na njihovu ravninu. Serklaži smanjuju deformacije zida. Pri horizontalnim djelovanjima serklaži omogućavaju formiranje tlačnih dijagonala u zidu. Vertikalni serklaži dominantno prenose vlačna naprezanja u zidu. Oni omogućavaju aktiviranje betonskih temelja pri pojavi vlaka na spoju zida i temelja. Horizontalni serklaži preraspodjeljuju vertikalna opterećenja na zide, a osobito koncentrirane sile.

Prethodno navedene spoznaje utjecaja serklaža u zidanim građevinama pretežito su kvalitativne. Neka približno slična istraživanja mogu se naći u radovima [170, 172-174, 204, 333-340].

Numerički je istražen utjecaj više parametara vertikalnih serklaža na ponašanje i graničnu nosivost zidanih zidova. Analize su urađene zasebno za statička i zasebno za dinamička (potresna) opterećenja. Numerički testovi su provedeni za jednostavnu geometriju zidova. Razmatrani su dvoetažni zidani zidovi bez otvora i s otvorima, s dobrim i lošim zidom, s različitim rubnim uvjetima na spoju temelja zidova i podloge. Analiziran je utjecaj promjera armaturnih šipki vertikalnih serklaža na ponašanje zidova.

5.4.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima

Analizirani su realni samostalni dvoetažni zidovi bez otvora i s otvorima, visine 6 m, širine 3 m i debljine 0,24 m (slika 5.28). Svi zidovi imaju jednaki armiranobetonski temelj, kao u točki 5.3, koji je oslonjen na krutu podlogu. Usvojeni osnovni parametri gradiva za analizu zidova prikazani su u tablici 5.1. (vidjeti točku 5.2.).



Slika 5.28. Osnovni podaci o analiziranim zidovi

Geometrija analiziranih zidanih zidova, s armaturom serklaža i temelja, prikazana je na slici 5.28. Zidovi bez otvora (PZ) i zidovi s otvorima (OZ) imaju jednaka rješenja horizontalnih serklaža (uzdužne šipke $4\text{Ø}10$). Zidovi PZ₁ i OZ₁ nemaju vertikalne serklaže. Zidovi PZ₂ i OZ₂ imaju vertikalne serklaže s uzdužnom armaturom $4\text{Ø}10$, zidovi PZ₃ i OZ₃ vertikalne serklaže s uzdužnom armaturom $4\text{Ø}12$ i zidovi PZ₄ i OZ₄ vertikalne serklaže s uzdužnom armaturom $4\text{Ø}14$. Spone svih vertikalnih i horizontalnih serklaža su $\text{Ø}6$ na razmaku 250 mm. Razmatrana su dva slučaja oslanjanja temelja zidova na krutu podlogu:

- (i) moguće odizanje i klizanje temelja i
- (ii) spriječeno odizanje i klizanje temelja.

Prostorna diskretizacija zidova prikazana je na slici 5.3, (vidjeti točku 5.3.2.).

U svim analizama u kojima je istraživana utjecaj vertikalnih serklaža na ponašanje zidova, svi su zidovi na razini etaža opterećeni s vertikalnim opterećenjem $q=40$ kN/m. U statičkim analizama zidovi su izloženi na razini etaža horizontalnim silama (F), sukcesivno u inkrementima do sloma. U dinamičkim analizama zidovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge prema slici 5.1ii i 5.1iii. Korištena je horizontalna komponenta ubrzanja potresa "Kobe" (slika 5.1ii), te horizontalno harmonijsko ubrzanje podloge (slika 5.1iii) s periodom

(T_p) jednakim prvom periodu slobodnih oscilacija pojedinog zida (T_1). Usvojena je pobuda maksimalnog ubrzanja od $a_{\max}=0,2g$ (potres "Kobe" je skaliran na maksimalno ubrzanje $a_{\max}=0,2g$). Trajanje pobude uzeto je $7T_1$, a trajanje analize $18T_1$.

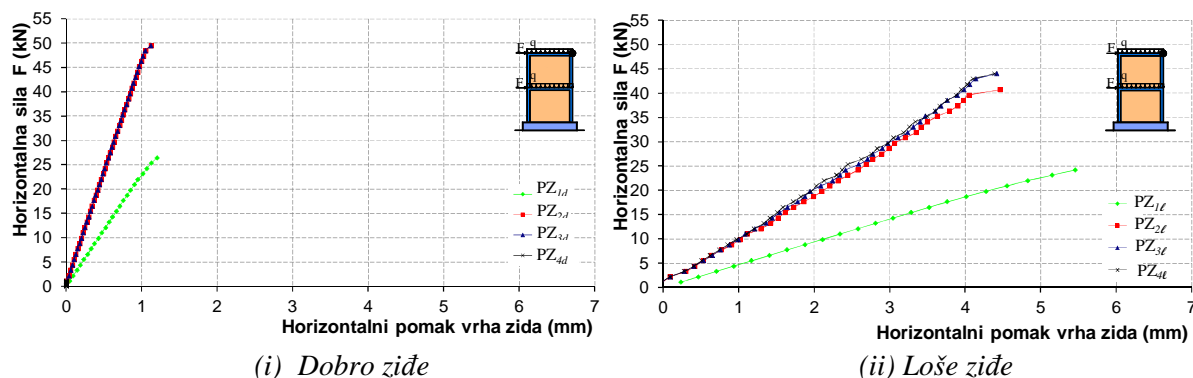
5.4.3. Rezultati numeričke analize

5.4.3.1. Moguće odizanje temelja zidova od podloge i klizanje temelja po podlozi

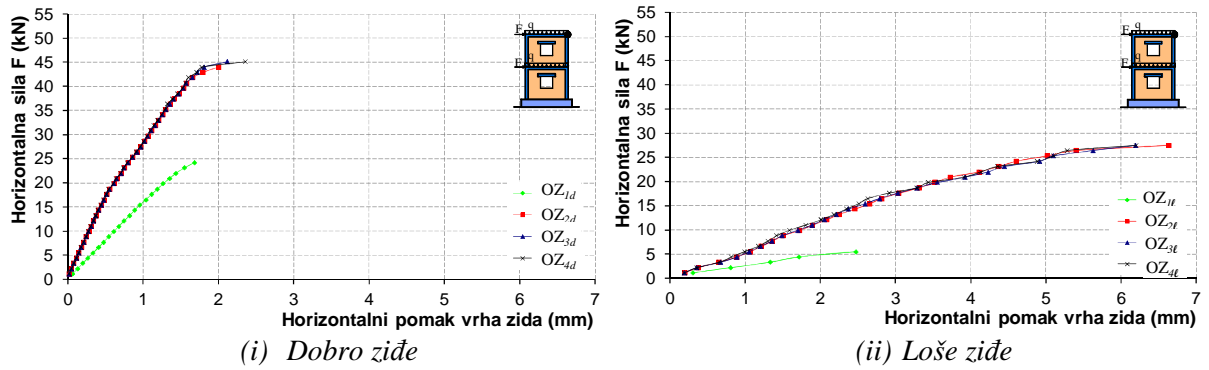
Ovaj slučaj odgovara brojnim stanjima realnih zidanih zidova kojima nije spriječeno eventualno odizanje temelja od podloge i eventualno klizanje temelja po podlozi (slobodno oslonjen zid).

A. Statička analiza

U nastavku su prikazani odabrani rezultati numeričke analize. Utjecaj vertikalnih serklaža na horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora prikazan je na slici 5.29, a na horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorim na slici 5.30. Vidljivo je da postoji velika razlika u nosivosti i deformabilnosti zidova bez vertikalnih serklaža u odnosu na zidove s vertikalnim serklažima. Kod toga promjer šipki vertikalnog serklaža nema praktičnog utjecaja na graničnu nosivost zidova. Naime, kako je prethodno navedeno, zidovi nemaju veliko vertikalno opterećenje i njihova granična nosivost uvjetovana je gubitkom stabilnosti zida kao krutog tijela (prevrtanje).

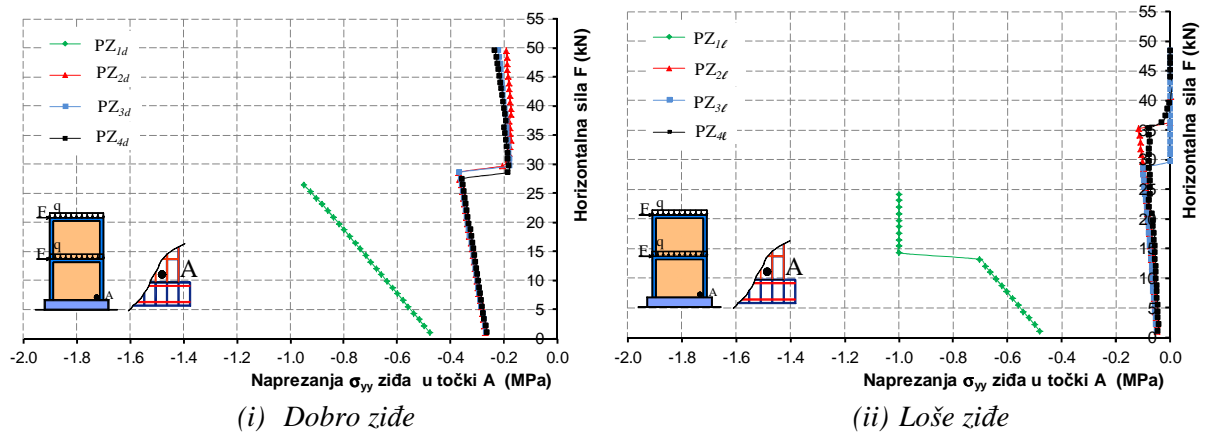


Slika 5.29. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora

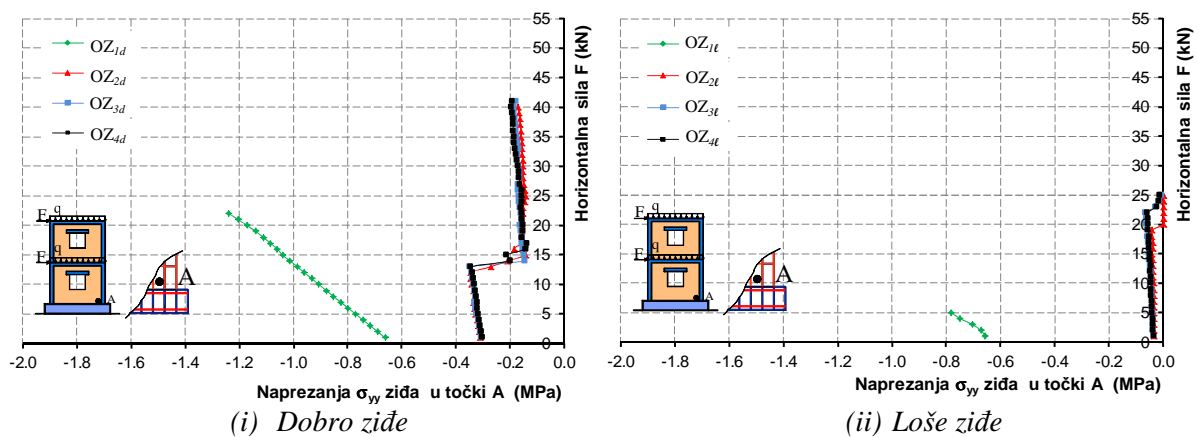


Slika 5.30. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima

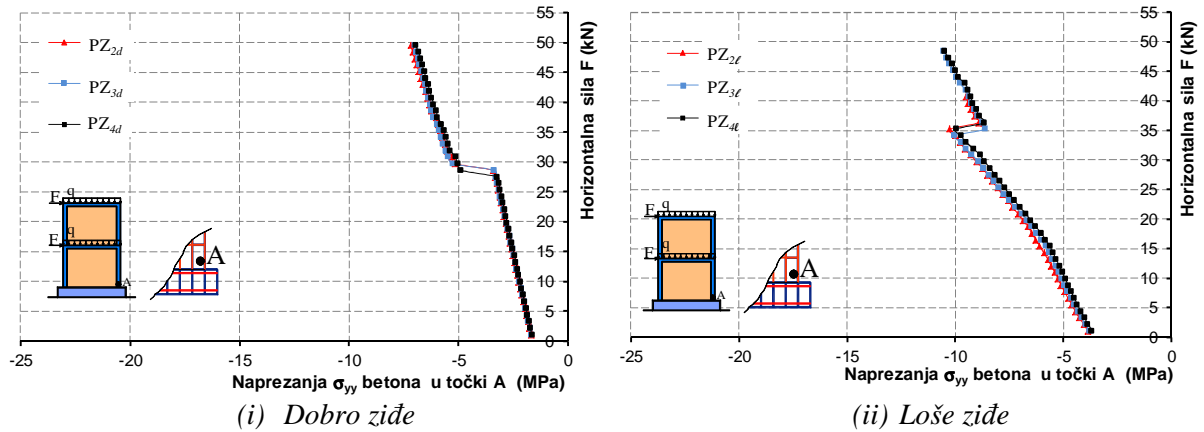
Vertikalno naprezanje zida pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 5.31 i 5.32, a vertikalno naprezanje betona pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 5.33 i 5.34. Naprezanja u armaturi vertikalnog serklaža pri dnu zidanih zidova neposredno pred slom prikazana su na slikama 5.35 i 5.36. Kao što je prethodno navedeno, vidljivo je da su ona niska i gotovo jednaka za sve profile uzdužnih šipki. Pomaci zidova neposredno pred slom, s odgovarajućim stanjem pukotina, prikazani su na slikama 5.37 i 5.38.



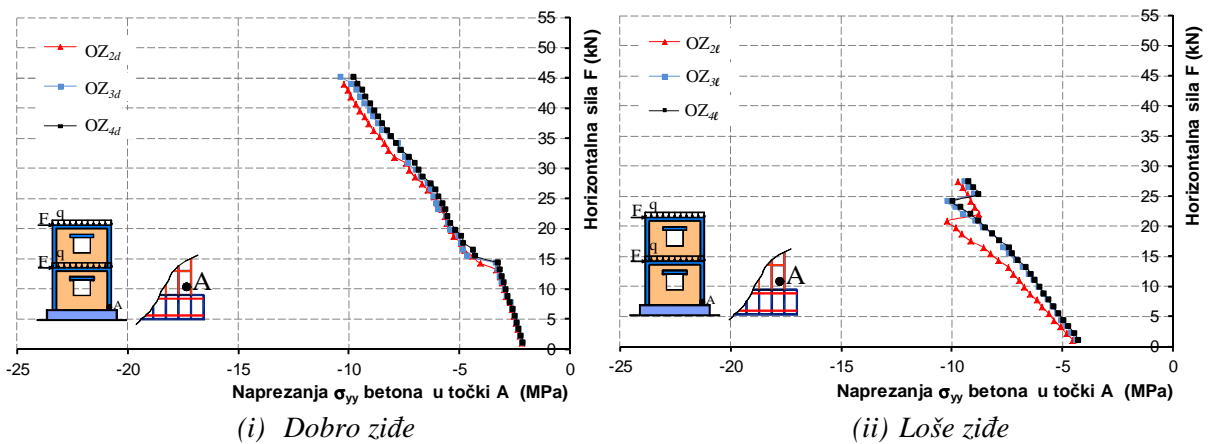
Slika 5.31. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



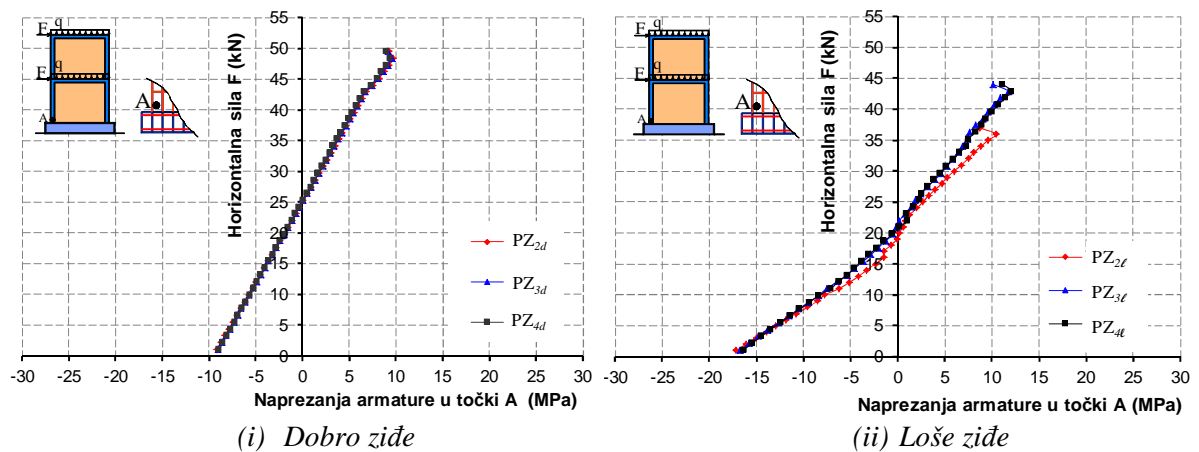
Slika 5.32. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



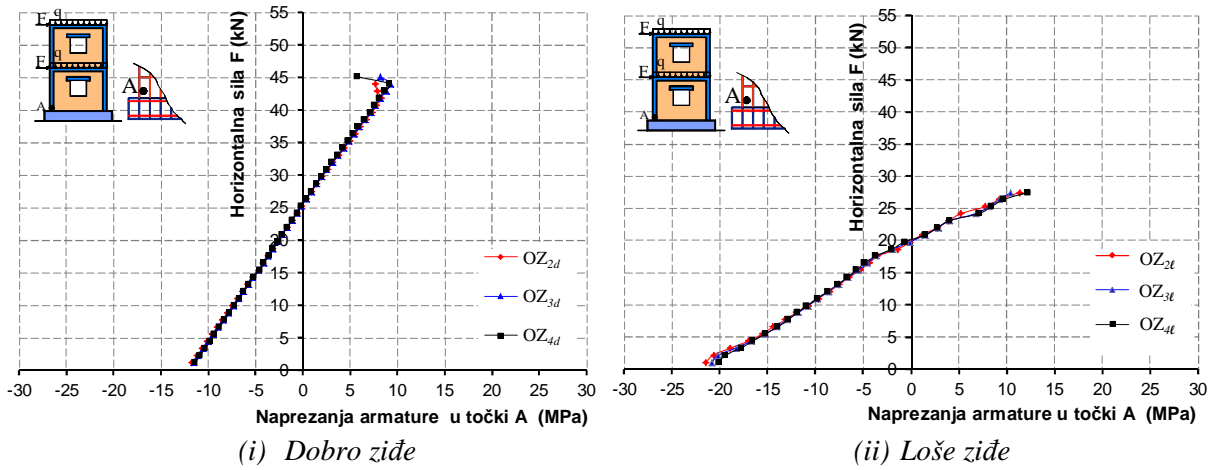
Slika 5.33. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



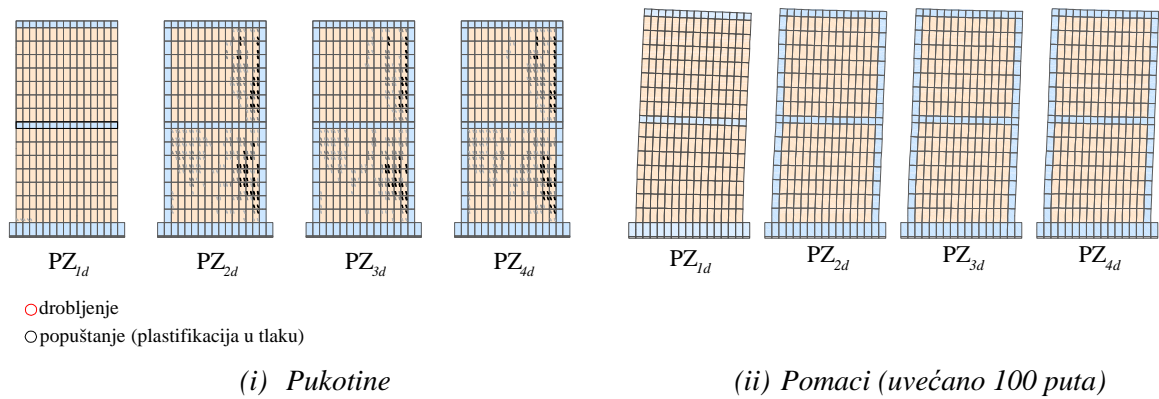
Slika 5.34. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvornama



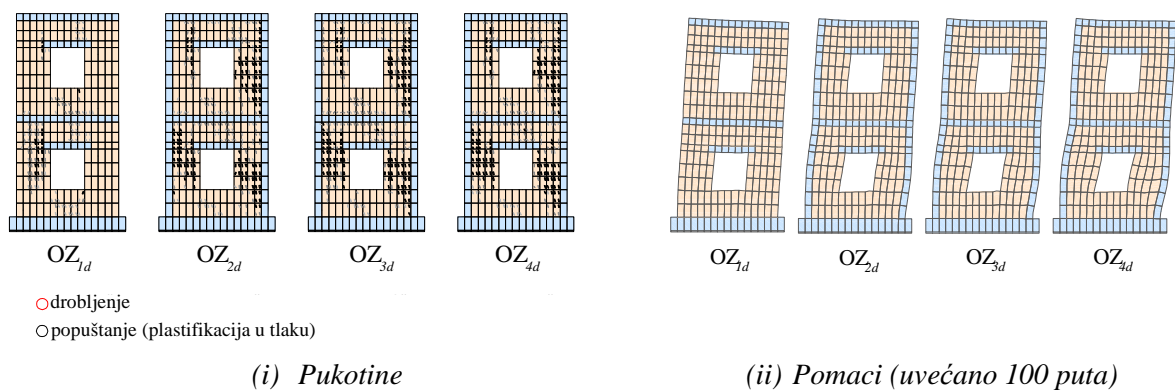
Slika 5.35. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A vertikalnog serklaža pri dnu zidanih zidova bez otvora



Slika 5.36. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A vertikalnog serklaža pri dnu zidanih zidova s otvorima



Slika 5.37. Pomaci i pukotine u zidanim zidovima bez otvora neposredno pred slom (dobro zid)



Slika 5.38. Pomaci i pukotine u zidanim zidovima s otvorima neposredno pred slom (dobro zid)

B. Dinamička analiza

Za svaki zid i njegovu odgovarajuću krutost prvo je riješena svojstvena zadaća problema pomoću numeričkog modela prikazanog u *Poglavljju 2*. Prvi i drugi period slobodnih oscilacija zidanih zidova prikazan je u tablici 5.4. Vidljivo je da otvor u zidu omekšava zid, a da zidovi bez serklaža (PZ_1 , OZ_1) imaju značajno veće periode osciliranja (manju krutost) od odgovarajućih zidova s vertikalnim serklažima. Armatura vertikalnih serklaža ne doprinosi značajno krutosti zida. Također je uočljiva velika razlika između prvog (T_1) i drugog (T_2) perioda slobodnih oscilacija zidova, što je svojstveno krutim konstrukcijama.

Osim proračuna zidova prema nelinearnom modelu pomoću numeričkog modela prikazanog u *Poglavljju 2* za ilustraciju razlike u numeričkim rezultatima, izvršen je i proračun s linearno-elastičnim modelom ponašanja zidova. Kod toga je za sve slučajeve usvojeno 2% viskozno konstrukcijsko prigušenje.

B.1 Jednoliko harmonijsko ubrzanje podloge

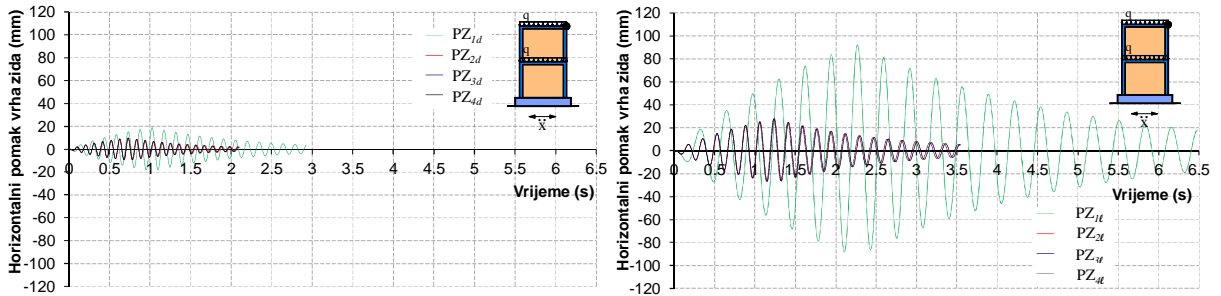
Zidovi su izloženi jednolikom harmonijskom ubrzanju podloge prema slici 5.1iii. Period pobude odgovara prvom periodu slobodnih oscilacija elastičnog zida (T_1).

Tablica 5.4. Prvi (T_1) i drugi (T_2) period slobodnih oscilacija zidova na slici 5.28

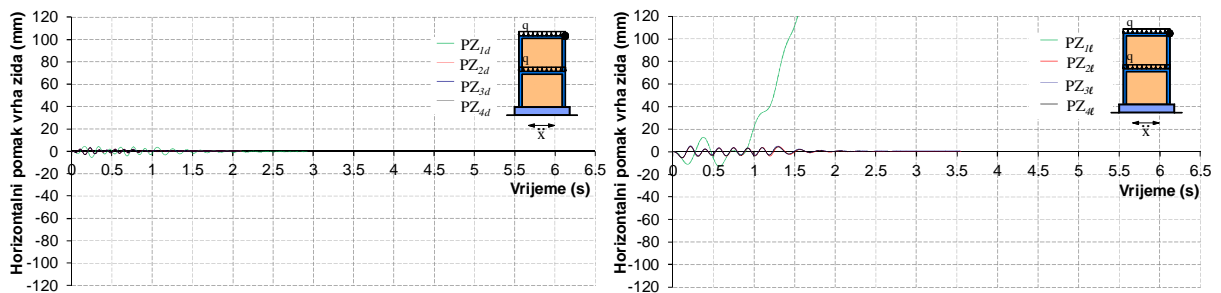
Zid		T_1 [s]	T_2 [s]		T_1 [s]	T_2 [s]
PZ_1		0.1459	0.3239		0.0400	0.089
PZ_2	Bez otvora	0.1046	0.1771	Bez otvora	0.0334	0.063
PZ_3	Dobro ziđe	0.1042	0.1767	Loše ziđe	0.0333	0.0628
PZ_4		0.1037	0.1761		0.0332	0.0626
OZ_1		0.1655	0.3641		0.0506	0.1113
OZ_2	S otvorima	0.1217	0.2122	S otvorima	0.0408	0.0763
OZ_3	Dobro ziđe	0.1213	0.2116	Loše ziđe	0.0407	0.0761
OZ_4		0.1208	0.2109		0.0406	0.0758

Na slici 5.39 prikazan je utjecaj vertikalnih serklaža na horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora, a na slici 5.40 horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima. Očito je da je odgovor zidova s usvojenim nelinearnim numeričkim modelom prikazanim u *Poglavljju 2* potpuno različit od odgovora s linearno-elastičnim modelom ponašanja. Za elastično ponašanje i harmonijsku pobudu, dobiva se dobro poznato rezonantno gibanje zida. Kod nelinearnog modela, nakon pojave prvih nelinearnosti (pukotina) u zidu i odizanja temelja od podloge, zid "ispada" iz rezonantnog gibanja.

Također je velika razlika u maksimalnim pomacima zidova. Za nelinearni model ponašanja, zidovi s lošim zidom bez vertikalnih serklaža teže urušavanju. Vidljivo je da profil uzdužnih šipki vertikalnih serklaža nema praktičnog utjecaja na ponašanje zida.



• *Linearno-elastični model*

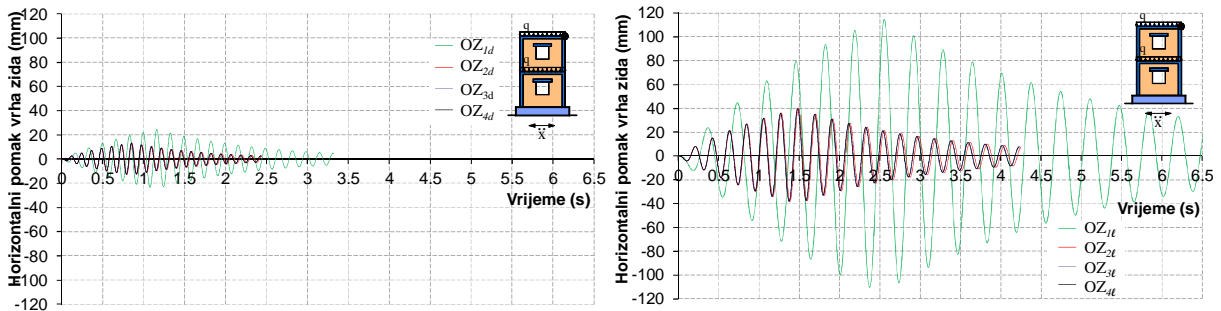


• *Nelinearni model*

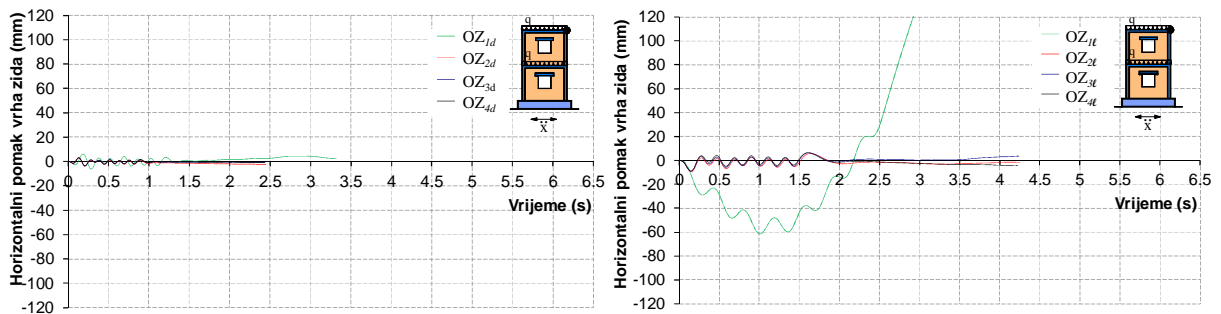
(i) *Dobro zide*

(ii) *Loše zide*

Slika 5.39. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora



• *Linearno-elastični model*



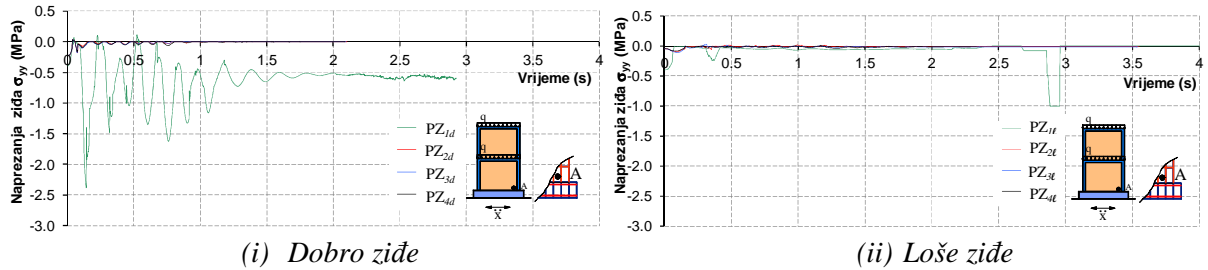
• *Nelinearni model*

(i) *Dobro zide*

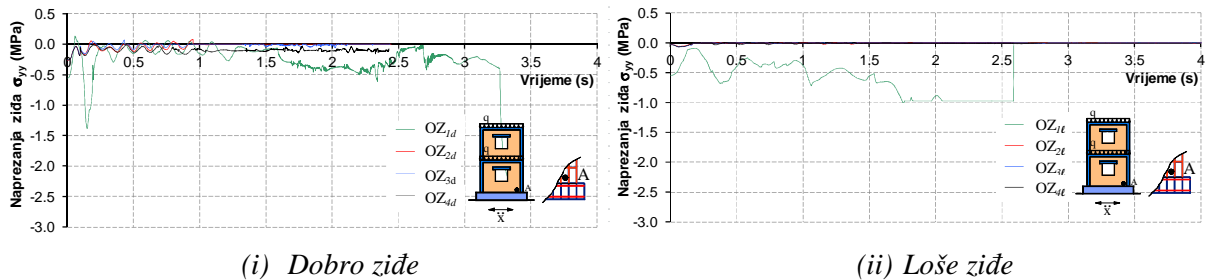
(ii) *Loše zide*

Slika 5.40. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima

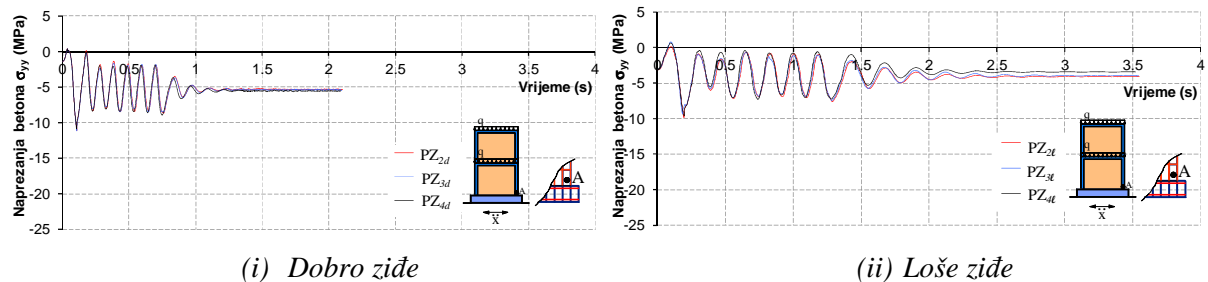
Utjecaj promjera uzdužnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje žida i betona pri dnu zidanih zidova za nelinearni model ponašanja prikazani su na slikama 5.41 - 5.44.



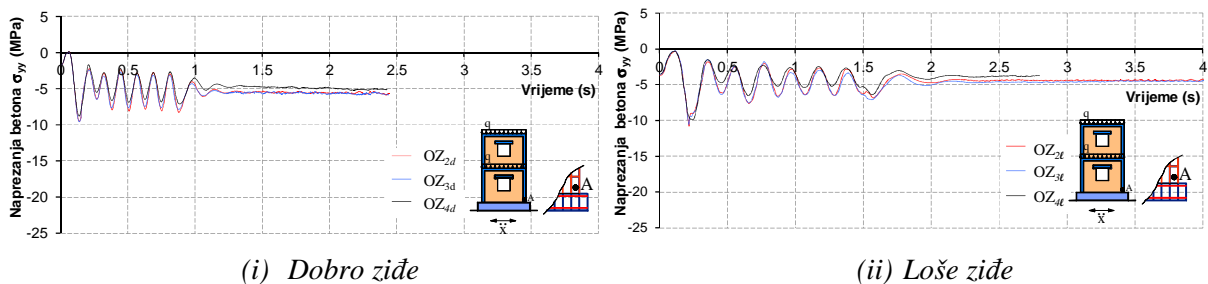
Slika 5.41. Vertikalno naprezanje u židu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



Slika 5.42. Vertikalno naprezanje u židu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



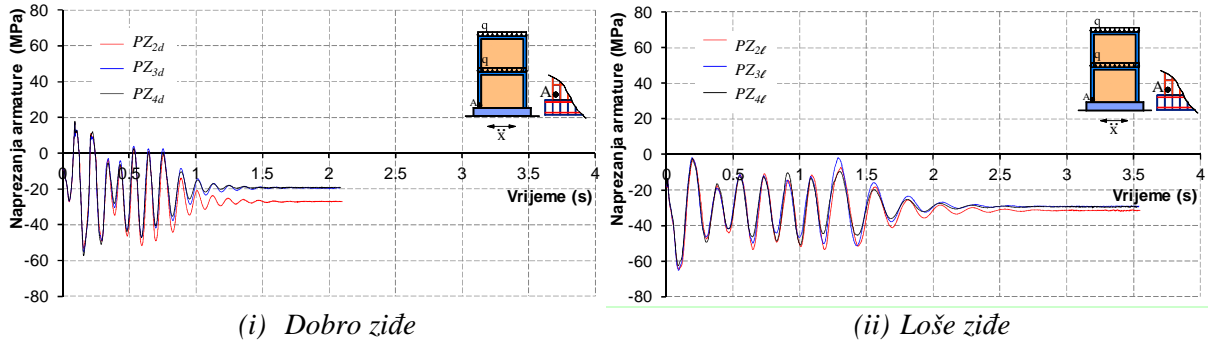
Slika 5.43. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



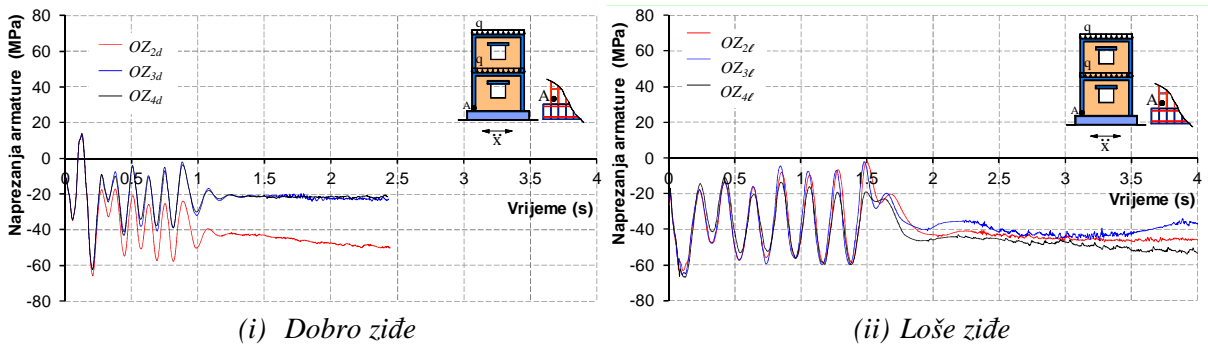
Slika 5.44. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima

Utjecaj promjera uzdužnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature pri dnu serklaža za nelinearni model ponašanja prikazan je na slikama 5.45 i 5.46. Očito je da su, za odgovarajuću geometriju zidova i svojstva žida, naprezanja armature vertikalnog serklaža praktični neovisna o promjeru šipki vertikalnog serklaža. Maksimalna naprezanja armature su

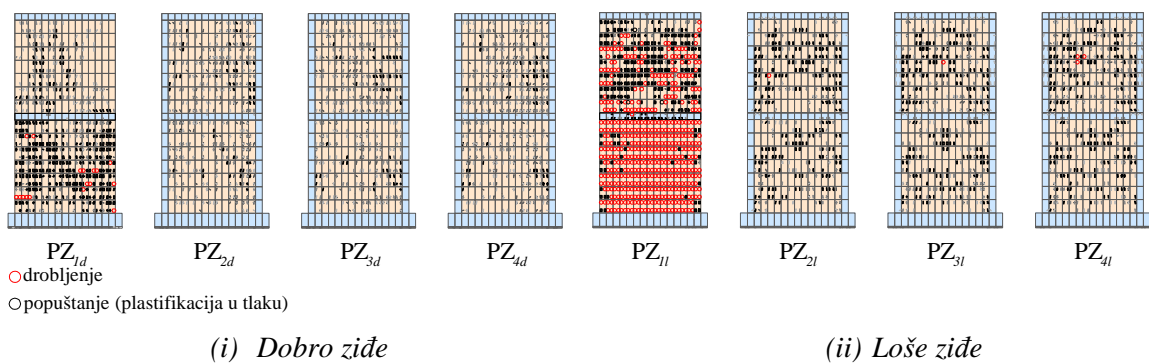
niska, što je ponajviše posljedica relativno male ukupne težine zida i odizanja temelja od podloge tijekom dinamičke pobude. Stanje pukotina u zidovima neposredno pred slom prikazano je na slikama 5.47 i 5.48.



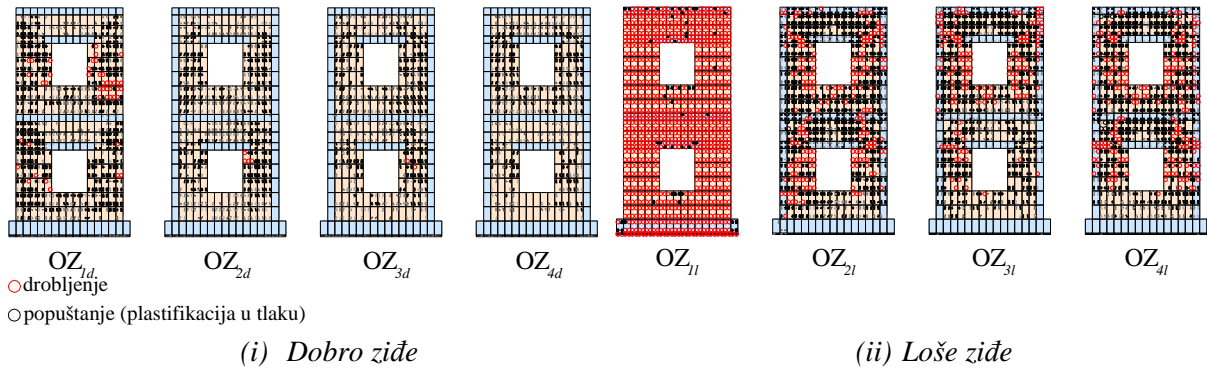
Slika 5.45. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A pri dnu serklaža zidanih zidova bez otvora



Slika 5.46. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A pri dnu serklaža zidanih zidova s otvorima



Slika 5.47. Stanje pukotina u zidanim zidovima bez otvora nakon prestanka djelovanja harmonijske pobude

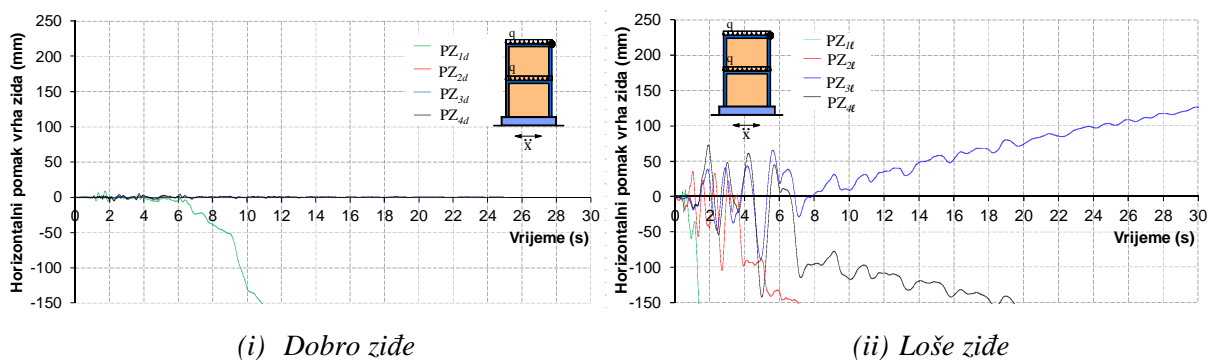


Slika 5.48. Stanje pukotina u zidanim zidovima s otvorima nakon prestanka djelovanja harmonijske pobude

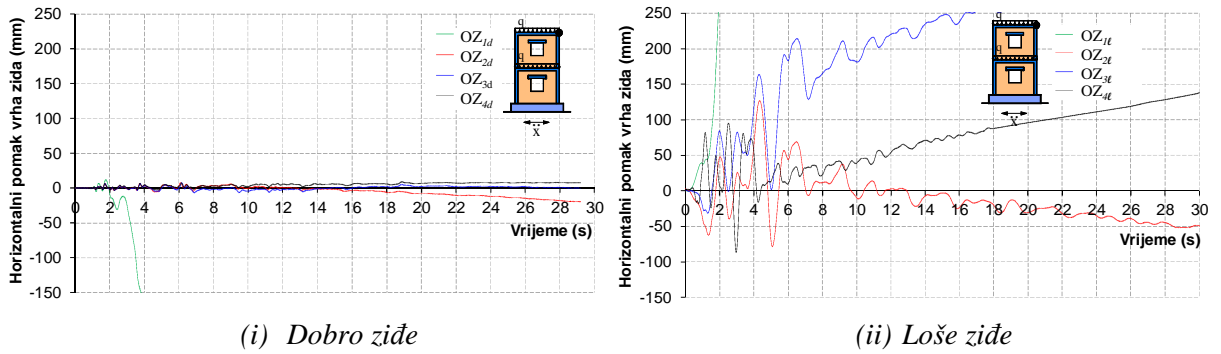
B.2 Potresno opterećenje

Izvršena je dinamička analiza analogno onoj u točki B.1, s tim da je za sve razmatrane zidove usvojena horizontalna komponenta ubrzanja potresa "Kobe" (slika 5.1ii) i samo nelinearni model ponašanja pomoću prikazanog numeričkog modela u *Poglavlju 2*. Kod toga su amplitude potresa skalirane (pomnožene faktorom), tako da najveća amplituda ubrzanja iznosi $a_{\max}=0,2g$ (kao kod harmonijske pobude).

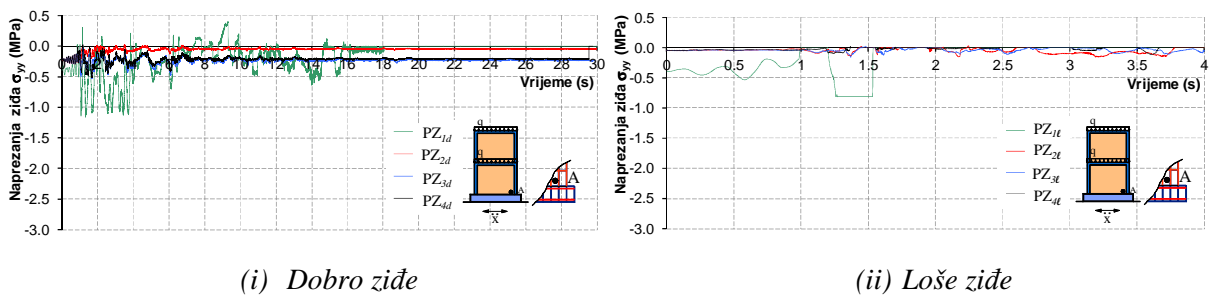
Neki dobiveni rezultati analize prikazani su na slikama 5.49-5.56. Ako se usporede računске vrijednosti na ovim slikama s odgovarajućim vrijednostima na slikama 5.39-5.46, može se zaključiti da je potresno ubrzanje nepovoljnije od rezonantnog harmonijskog ubrzanja podloge.



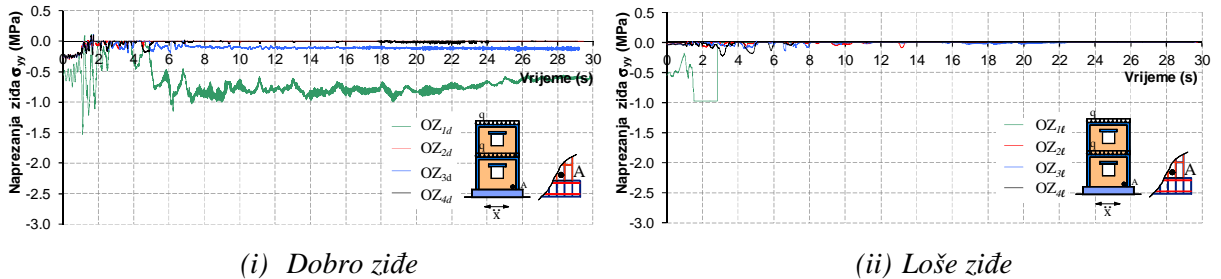
Slika 5.49. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora



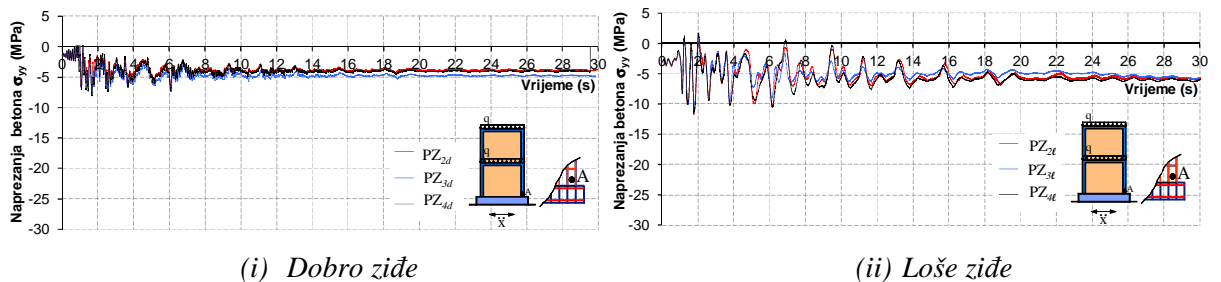
Slika 5.50. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima



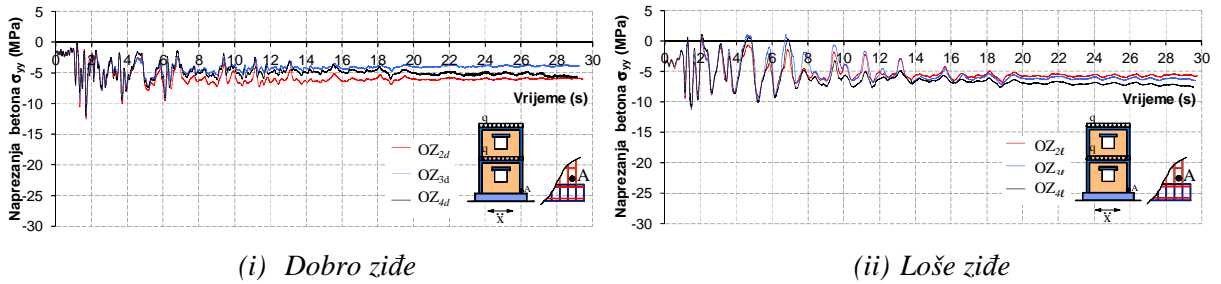
Slika 5.51. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



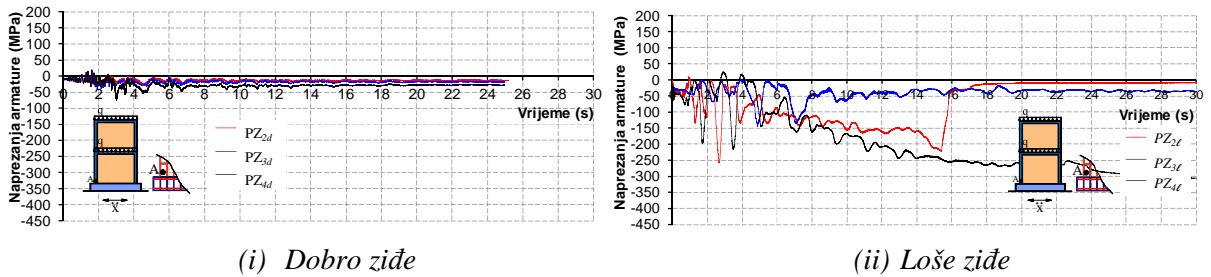
Slika 5.52. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



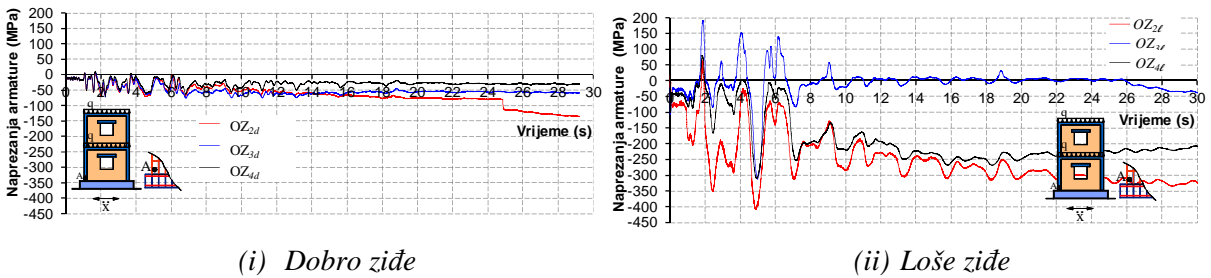
Slika 5.53. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



Slika 5.54. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



Slika 5.55. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A pri dnu serklaža zidanih zidova bez otvora



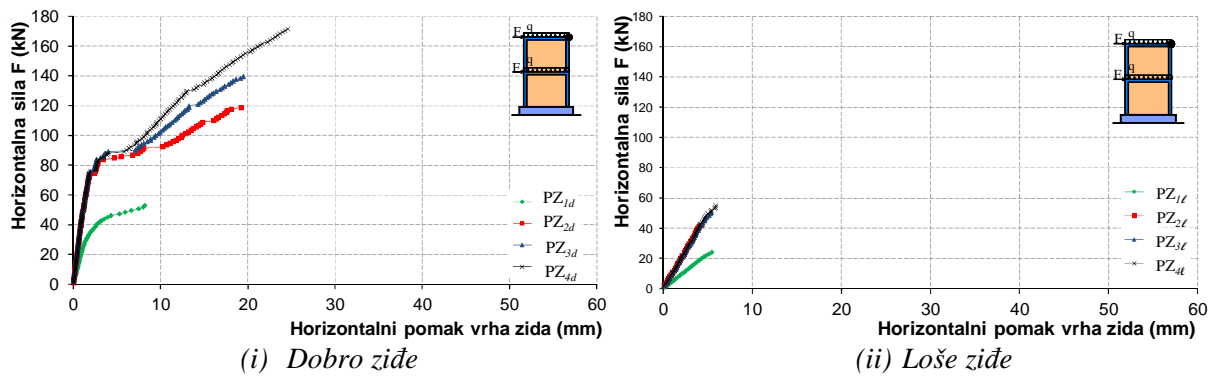
Slika 5.56. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A pri dnu serklaža zidanih zidova s otvorima

5.4.3.2. Spriječeno odizanje temelja zidova od podloge i klizanje temelja po podlozi

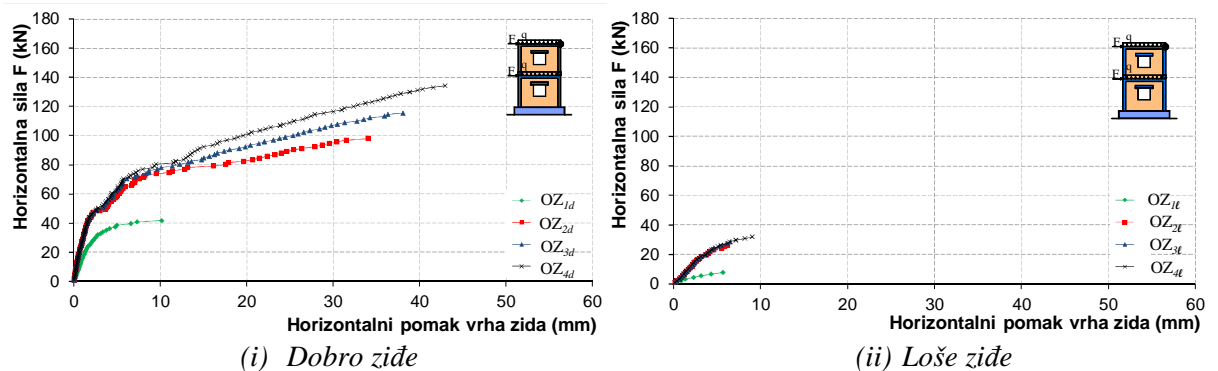
Ovaj slučaj odgovara nekim stanjima realnih zidanih zidova kod kojih nije moguće odizanje temelja od podloge i klizanje temelja po podlozi za proračunska opterećenja. U analizi su ponovo razmatrani zidovi na slici 5.28, ali sa spriječenim horizontalnim i vertikalnim pomacima dna temelja. Razmatran je samo nelinearni model ponašanja gradiva prikazan u Poglavlju 2.

A. Statička analiza

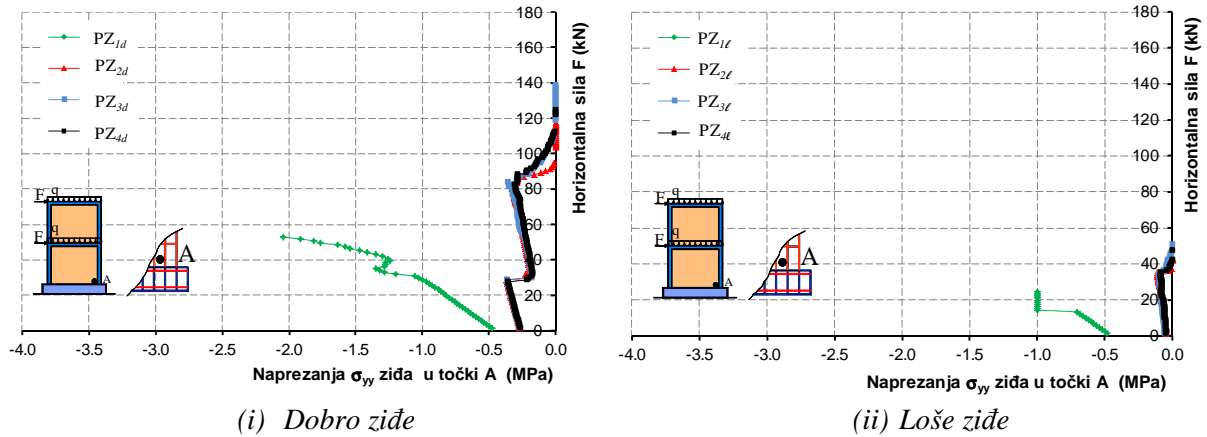
Provedena je analiza analogno onoj u točki 5.4.3.1. Neki dobiveni rezultati prikazani su na slikama 5.57 – 5.66. Ako se usporede računске vrijednosti na ovim slikama s odgovarajućim vrijednostima na slikama 5.29 – 5.38, može se zaključiti slijedeće. Zid sa spriječenim odizanjem temelja i spriječenim klizanjem temelja po podlozi, u odnosu na isti zid s mogućim odizanjem i klizanjem temelja, ima značajno veću graničnu nosivost. Granična nosivost je uvjetovana nosivošću armature vertikalnog serklaža (dobro ziđe) ili nosivošću ziđa (loše ziđe). Ovdje je vidljiva veća razlika u graničnoj nosivosti i deformabilnosti zidova bez vertikalnih serklaža u odnosu na zidove s vertikalnim serklažima. Isto tako, vidljiv je utjecaj promjera šipki vertikalnih serklaža na graničnu nosivost zidova. Također se može uočiti značajan utjecaj kvalitete ziđa na graničnu nosivost i deformabilnost zidova.



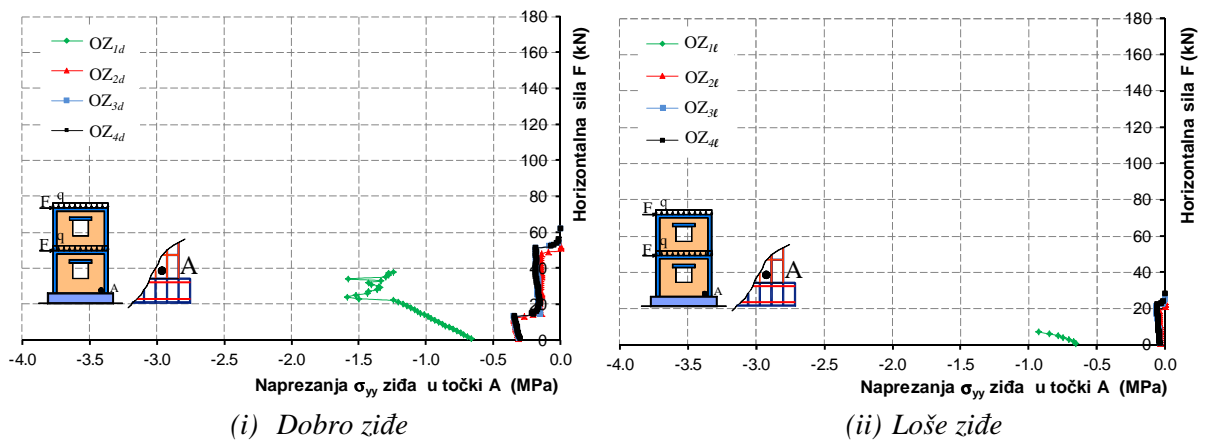
Slika 5.57. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora



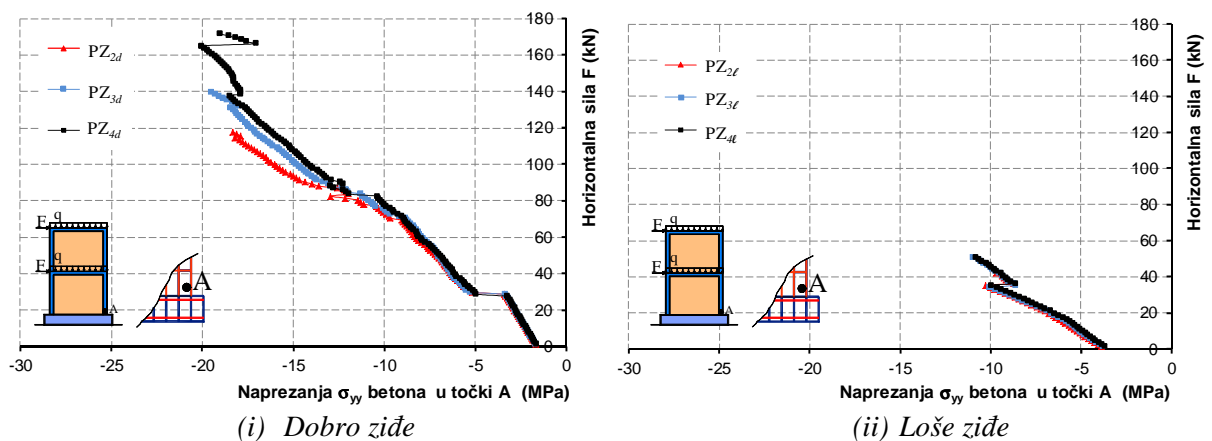
Slika 5.58. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima



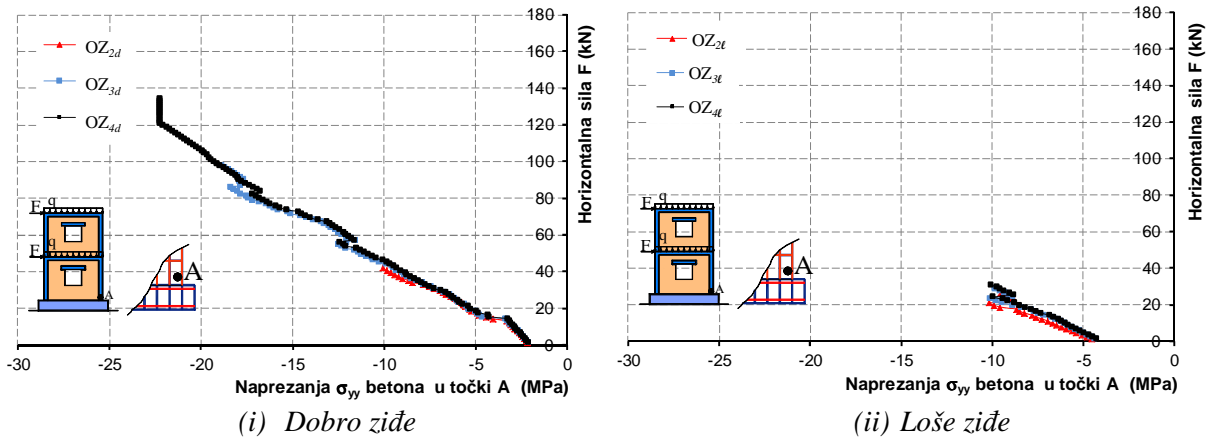
Slika 5.59. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



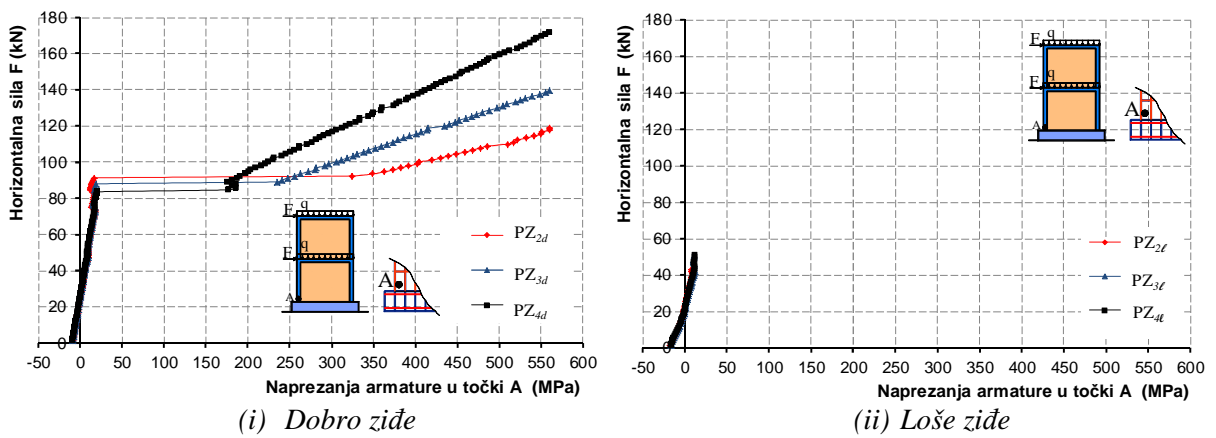
Slika 5.60. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



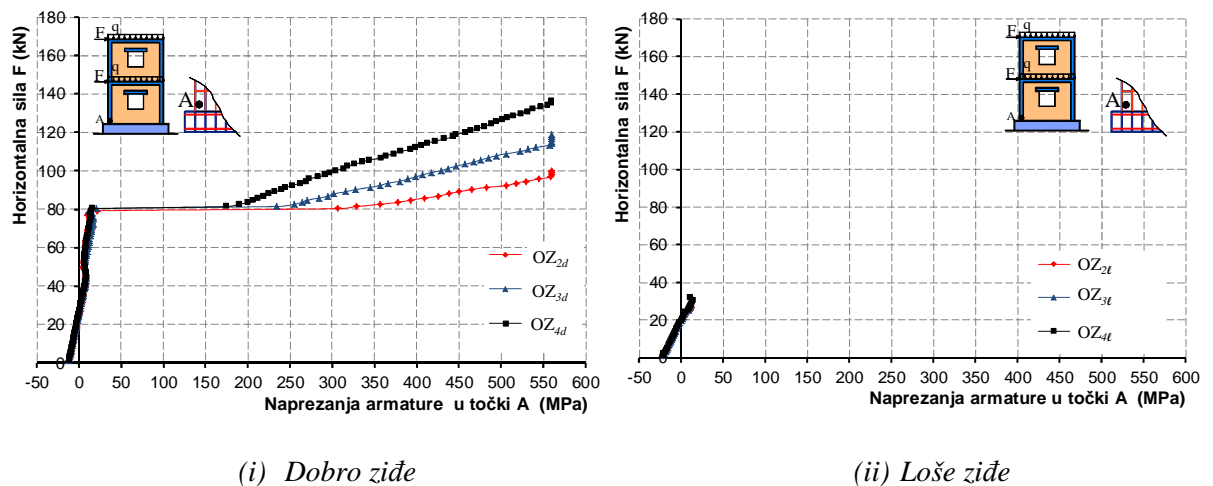
Slika 5.61. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



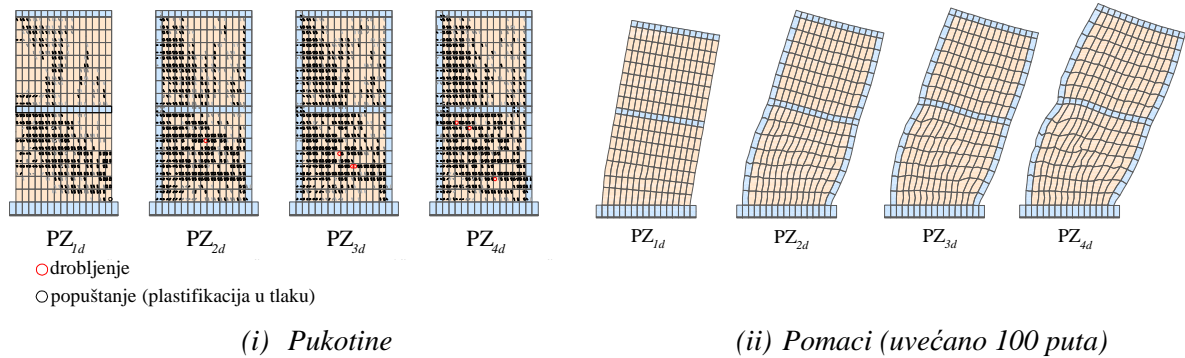
Slika 5.62. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvornama



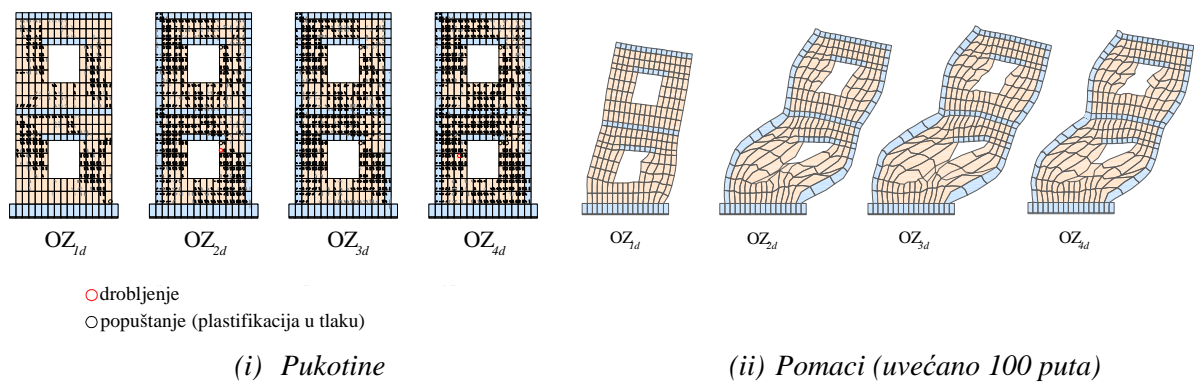
Slika 5.63. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A vertikalnog serklaža pri dnu zidanih zidova bez otvora



Slika 5.64. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A vertikalnog serklaža pri dnu zidanih zidova s otvorima



Slika 5.65. Pomaci i pukotine u zidanim zidovima bez otvora neposredno pred slom (dobro ziđe)



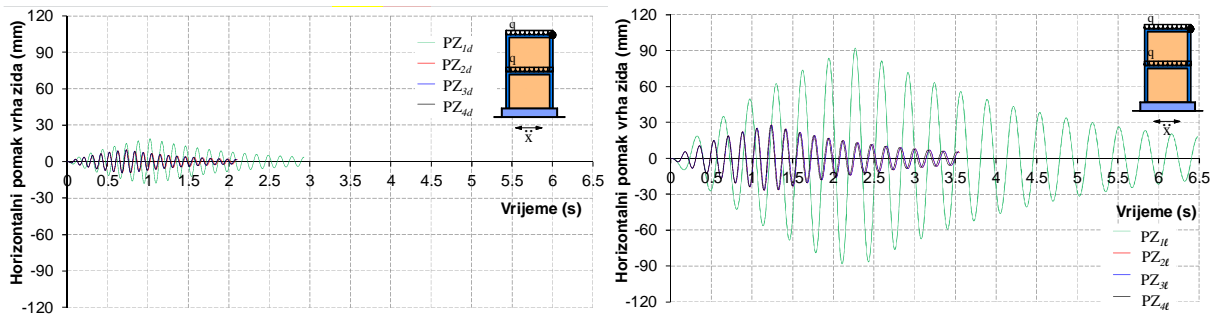
Slika 5.66. Pomaci i pukotine u zidanim zidovima s otvorima neposredno pred slom (dobro ziđe)

B. Dinamička analiza

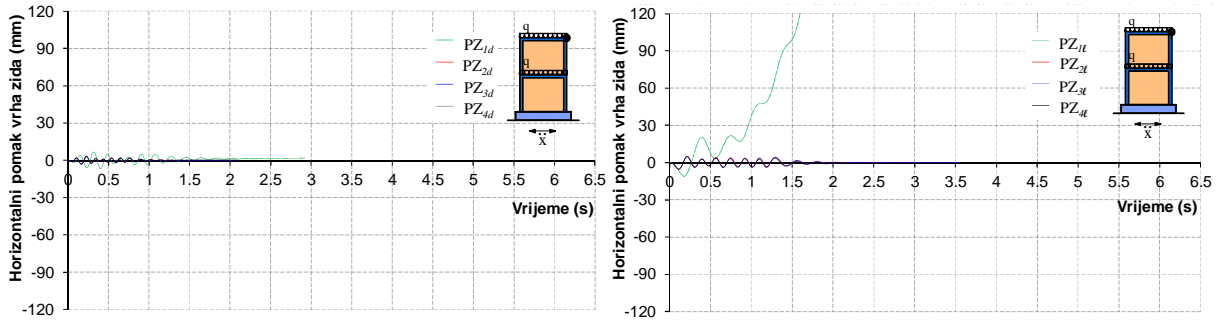
Provedena je dinamička analiza analogna onoj u točki 5.4.3.1. Treba napomenuti da zidovi sa spriječenim odizanjem i klizanjem temelja također imaju periode elastičnog sustava prema tablici 5.4.

B.1 Jednoliko harmonijsko ubrzanje podloge

Neki dobiveni rezultati prikazani su na slikama 5.67-5.76. Ako se usporede dobivene računске veličine na ovim slikama s odgovarajućima na slikama 5.39-5.48, može se zaključiti da su one slične. Dakle, za promatrano harmonijsko ubrzanje podloge, zid s nepomičnim temeljem ima podjednako ponašanje kao i zid s temeljem koji se može odizati od podloge i klizati po podlozi.



• *Linearno-elastični model*

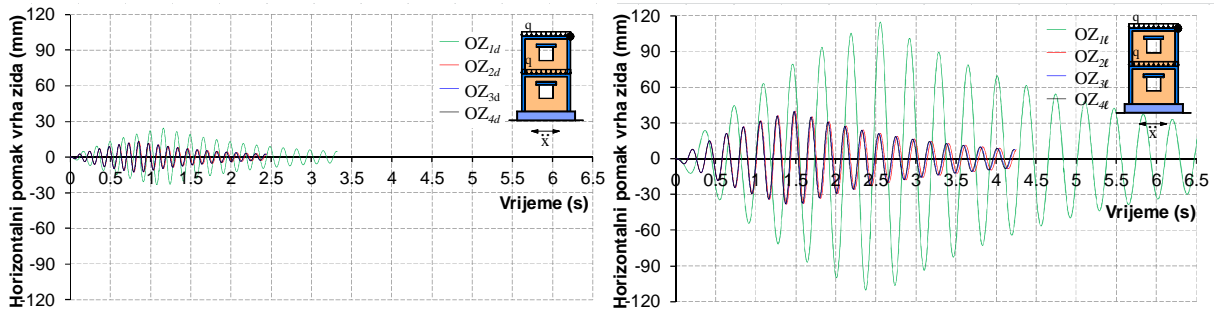


• *Nelinearni model*

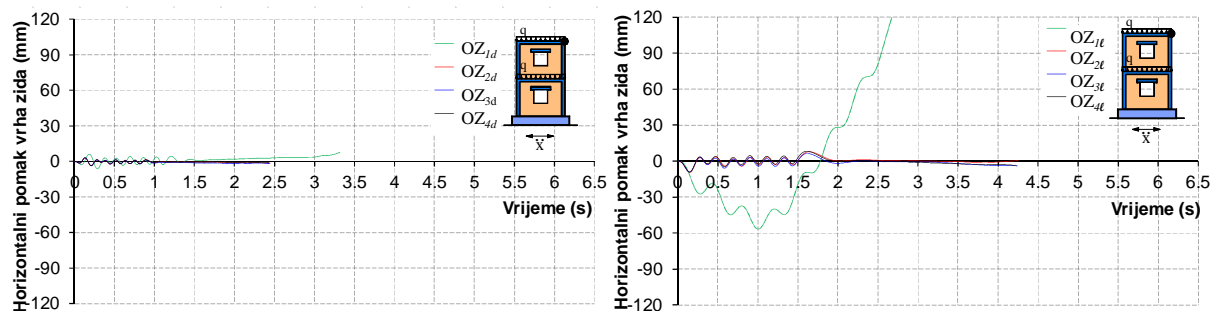
(i) *Dobro zide*

(ii) *Loše zide*

Slika 5.67. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora



• *Linearno-elastični model*

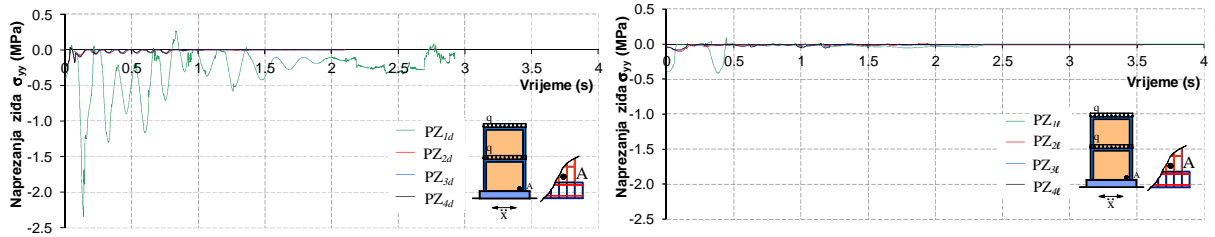


• *Nelinearni model*

(i) *Dobro zide*

(ii) *Loše zide*

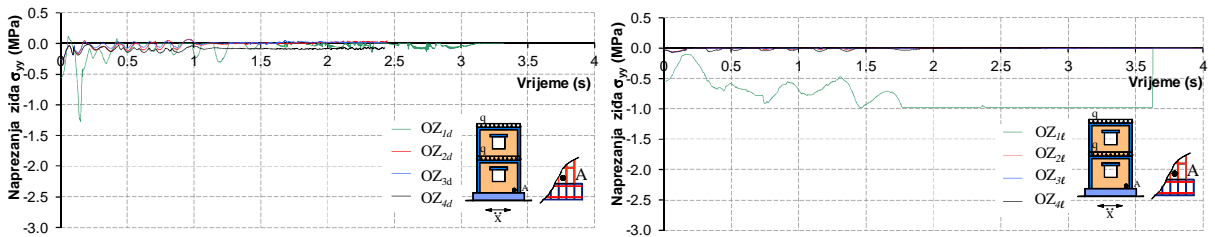
Slika 5.68. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima



(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

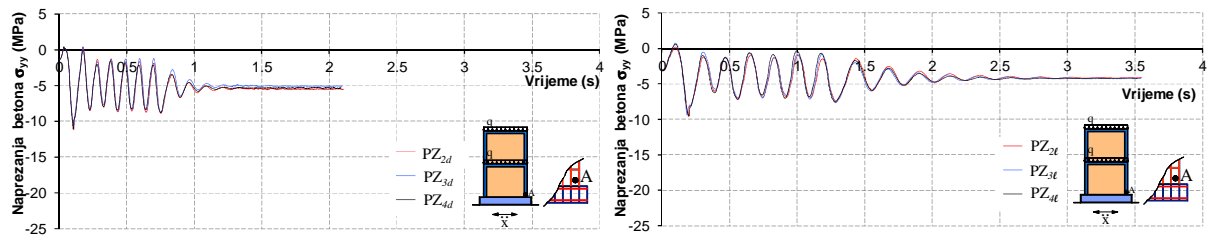
Slika 5.69. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

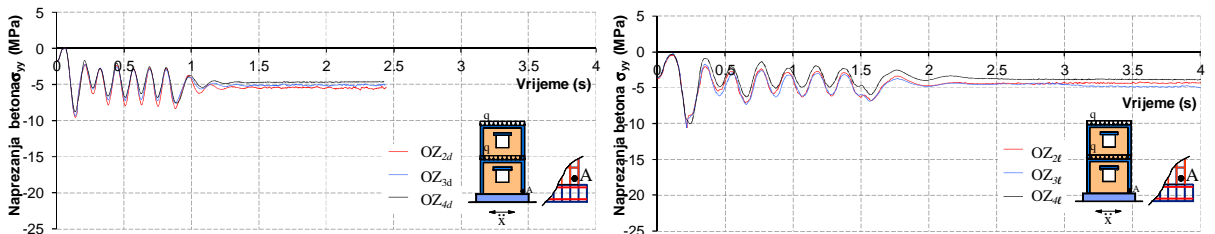
Slika 5.70. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

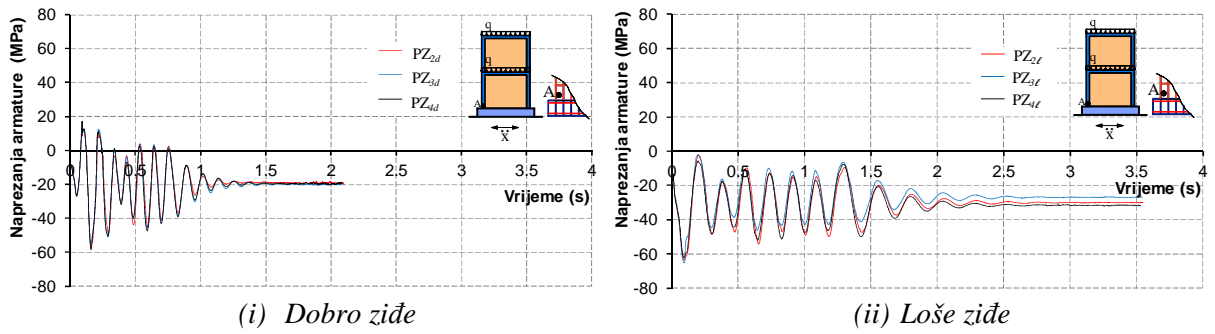
Slika 5.71. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



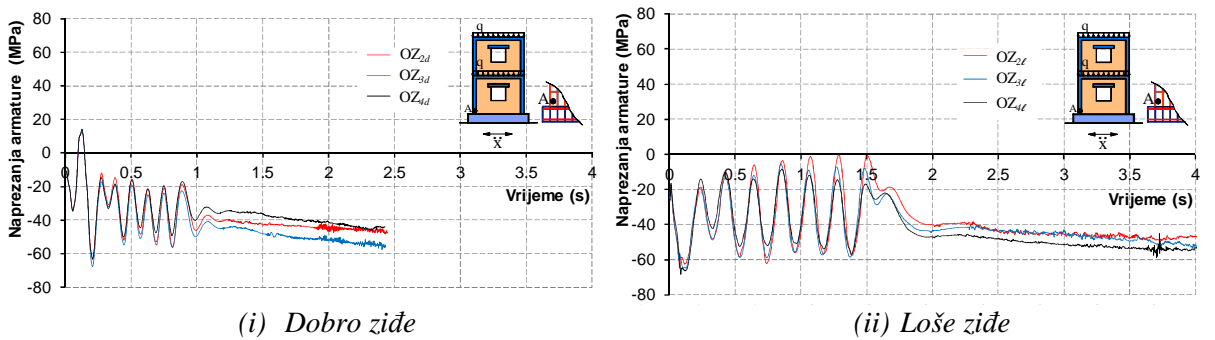
(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

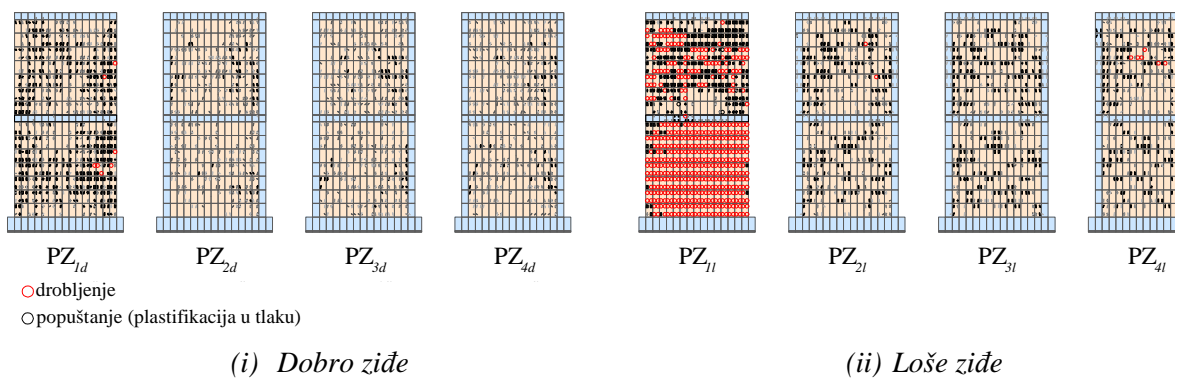
Slika 5.72. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



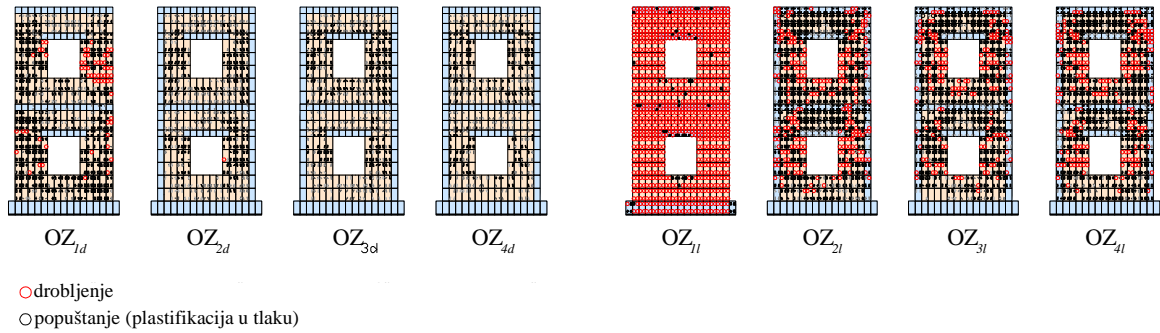
Slika 5.73. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A pri dnu serklaža zidanih zidova bez otvora



Slika 5.74. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A pri dnu serklaža zidanih zidova s otvorima



Slika 5.75. Stanje pukotina u zidanim zidovima bez otvora nakon prestanka djelovanja harmonijske pobude



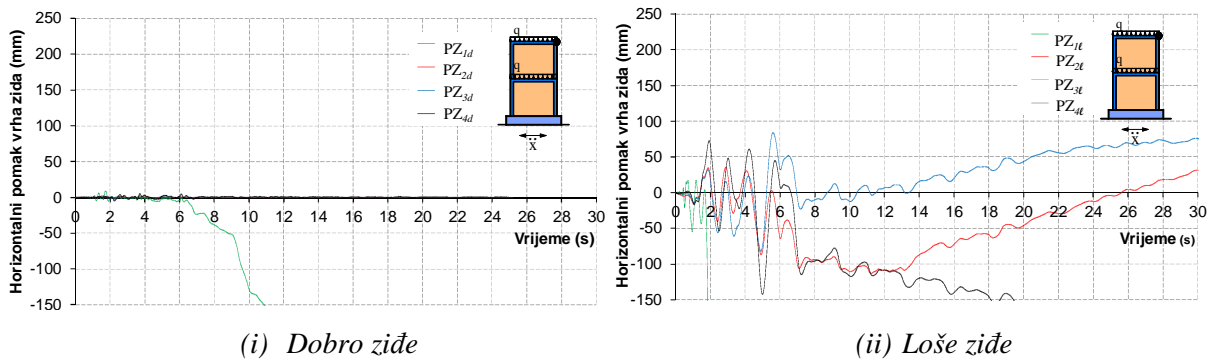
(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

Slika 5.76. Stanje pukotina u zidanim zidovima s otvorima nakon prestanka djelovanja harmonijske pobude

B.2 Potresno opterećenje

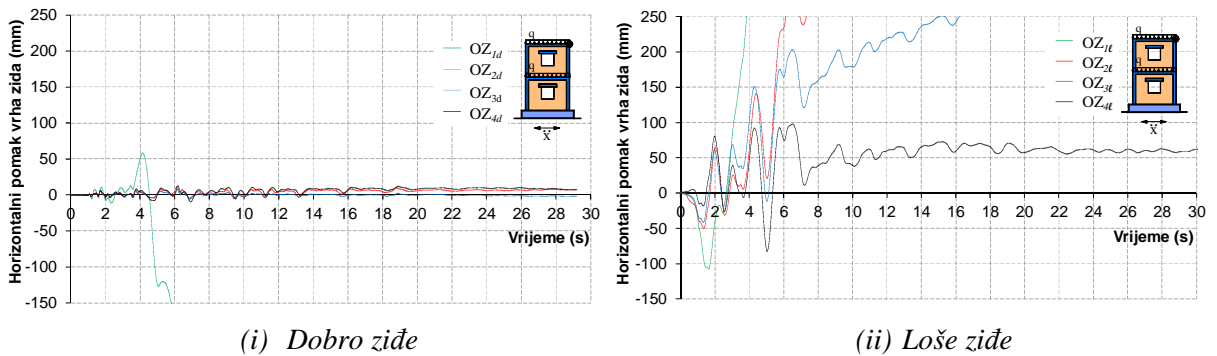
Izvršena je dinamička analiza analogno onoj u točki 5.4.3.2. Neki rezultati proračuna prikazani su na slikama 5.77-5.84. Kad se usporede odgovarajući rezultati za isti zid sa slobodno oslonjenim temeljem (slike 5.49-5.56), može se primijetiti da su oni slični.



(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

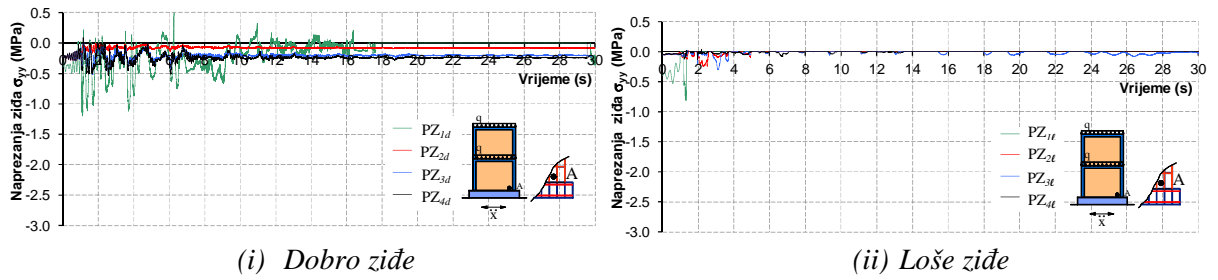
Slika 5.77. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora



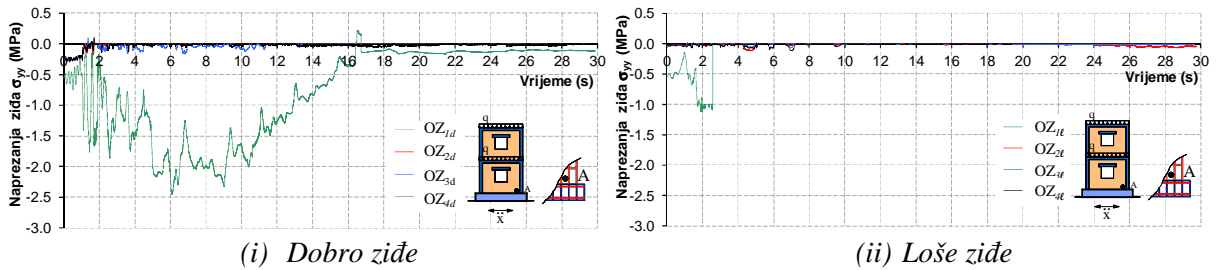
(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

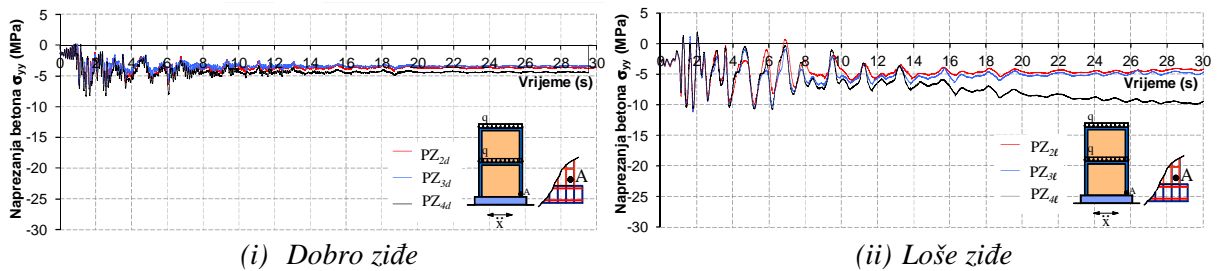
Slika 5.78. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima



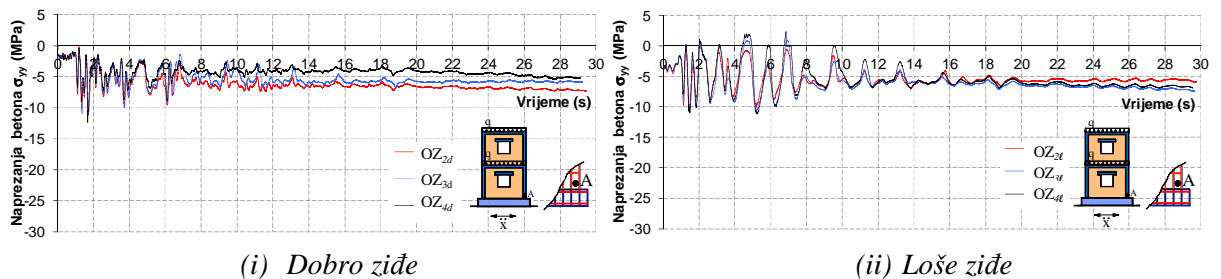
Slika 5.79. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



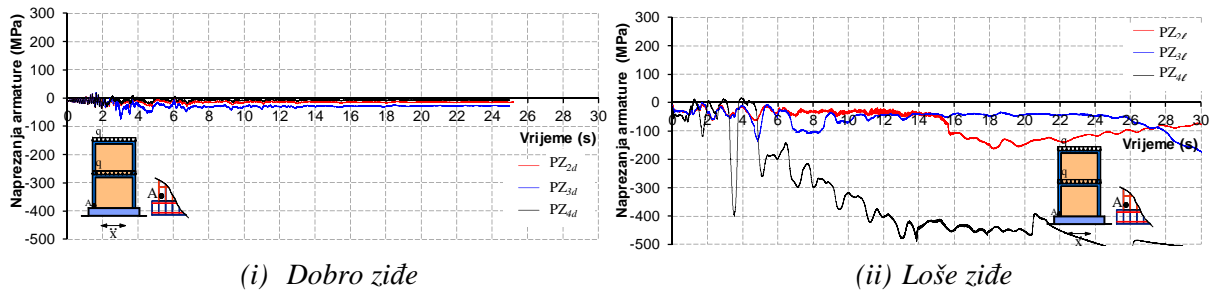
Slika 5.80. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



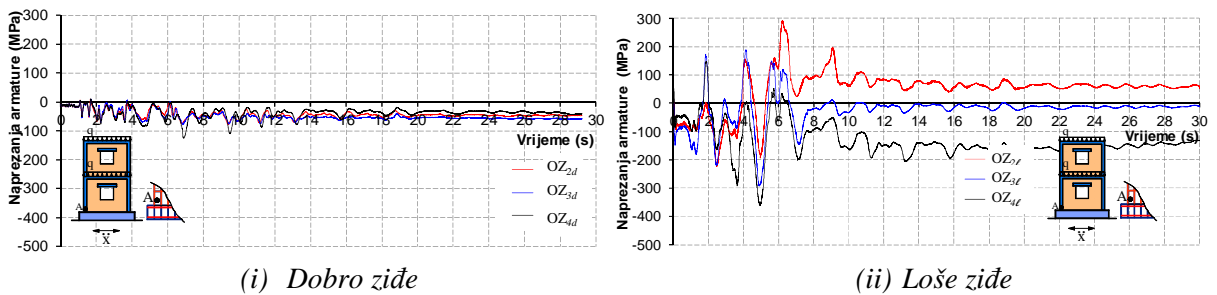
Slika 5.81. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



Slika 5.82. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



Slika 5.83. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A pri dnu serklaža zidanih zidova bez otvora



Slika 5.84. Utjecaj promjera vertikalnih šipki vertikalnih serklaža na naprezanje armature u točki A pri dnu serklaža zidanih zidova s otvorima

5.4.4. Zaključak

Zidovi s mogućim klizanjem temelja po podlozi i odizanjem temelja od podloge, kada su ti uvjeti ispunjeni, u pravilu imaju značajno manju graničnu nosivost od istih zidova s nepomičnim temeljima. Zidovi bez vertikalnih serklaža imaju značajno manju graničnu nosivost od istih zidova s vertikalnim serklažima. Zidovi koji imaju veću armaturu (veće profile šipki) vertikalnih serklaža, imaju veću graničnu nosivost na horizontalna statička opterećenja i pri djelovanju potresa – osobito za slučajeve kada nosivost zidova nije uvjetovana gubitkom njihove stabilnosti kao krutog tijela (klizanje, prevrtanje). Djelovanje realnog potresa može biti nepovoljnije od rezonantnog harmonijskog ubrzanja podloge jednakog maksimalnog ubrzanja. Razmak vertikalnih serklaža u zonama jakih potresa ne smije premašivati 4 m. Manji razmak vertikalnih serklaža vodi većoj potresnoj otpornosti zida.

5.5. Numerički testovi utjecaja horizontalnih serklaža na nosivost zidanih zidova

5.5.1. Općenito

Kao što je u prethodnoj točki 5.4 navedeno vertikalni i horizontalni serklaži imaju značajan utjecaj na ponašanje i nosivost zidanih zidova pod vertikalnim i osobito horizontalnim opterećenjem. Spoznaje utjecaja horizontalnih serklaža u zidanim građevinama također su pretežito kvalitativne. Izvršena su mnogobrojna eksperimentalna i numerička istraživanja ponašanja zidanih zidova pod statičkim i dinamičkim opterećenjem (neka se mogu naći u [160, 170, 172-174, 198, 333-341]).

Numerički je istražen utjecaj više parametara horizontalnih serklaža na ponašanje i graničnu nosivost zidanih zidova. Analize su urađene zasebno za statička i zasebno za dinamička (potresna) opterećenja. Numerički testovi su provedeni za jednostavnu geometriju zidova. Razmatrani su dvoetažni zidani zidovi bez otvora i s otvorima, s dobrim i lošim zidom, s različitim rubnim uvjetima na spoju temelja zidova i podloge. Analiziran je utjecaj promjera armaturnih šipki horizontalnih serklaža na ponašanje zidova.

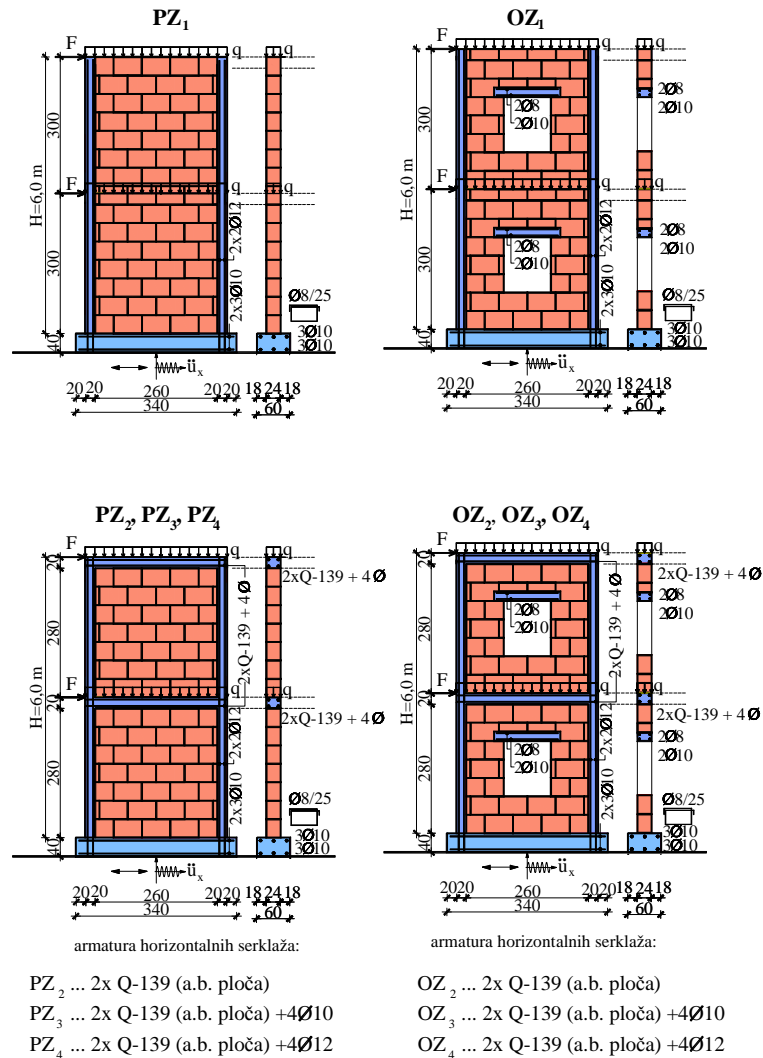
5.5.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima

Analizirani su realni samostalni dvoetažni zidani zidovi bez otvora i s otvorima, visine 6 m, širine 3 m i debljine 0,24 m (slika 5.85). Svi zidovi imaju jednaki armiranobetonski temelj, kao u točki 5.3, koji je oslonjen na krutu podlogu.

Usvojeni osnovni parametri građiva za analizu zidanih zidova prikazani su u tablici 5.1. (vidjeti točku 5.2.). Geometrija analiziranih zidanih zidova, s armaturom serklaža i temelja, prikazana je na slici 5.85. Zidovi bez otvora (PZ) i zidovi s otvorima (OZ) imaju jednaka rješenja vertikalnih serklaža (uzdužne šipke $4\text{Ø}12$). Zidovi PZ_1 i OZ_1 nemaju horizontalne serklaže ni međukatnu armiranobetonsku ploču. Zidovi PZ_2 i OZ_2 imaju međukatnu armiranobetonsku ploču (armiranu zavarenom mrežom 2xQ-139), zidovi PZ_3 i OZ_3 međukatnu armiranobetonsku ploču (armiranu zavarenom mrežom 2xQ-139) i horizontalne serklaže s uzdužnom armaturom $4\text{Ø}10$ te zidovi PZ_4 i OZ_4 međukatnu armiranobetonsku ploču (armiranu zavarenom mrežom 2xQ-139) i horizontalne serklaže s uzdužnom armaturom $4\text{Ø}12$. Spone svih vertikalnih i horizontalnih serklaža su $\text{Ø}6$ na razmaku 250 mm. Razmatrana su dva slučaja oslanjanja temelja zidova na krutu podlogu analogno točki 5.4:

- (i) moguće odizanje i klizanje temelja i
- (ii) spriječeno odizanje i klizanje temelja.

Prostorna diskretizacija zidova prikazana je na slici 5.3. (vidjeti točku 5.3.2.).



Slika 5.85. Osnovni podaci o analiziranim zidovima

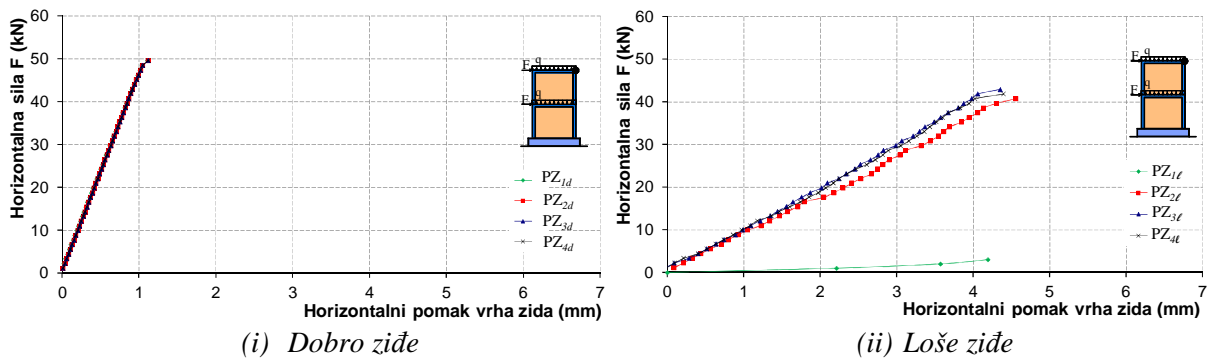
U svim analizama u kojima je istraživana utjecaj horizontalnih serklaža na ponašanje zidova, svi su zidovi na razini etaža opterećeni sa $q=40$ kN/m. U statičkim analizama zidovi su izloženi horizontalnim silama (F) analogno onima u točkama 5.3 i 5.4. U dinamičkim analizama zidovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge prema slici 5.1, a u svemu kao u točki 5.4.

5.5.3. Rezultati numeričke analize

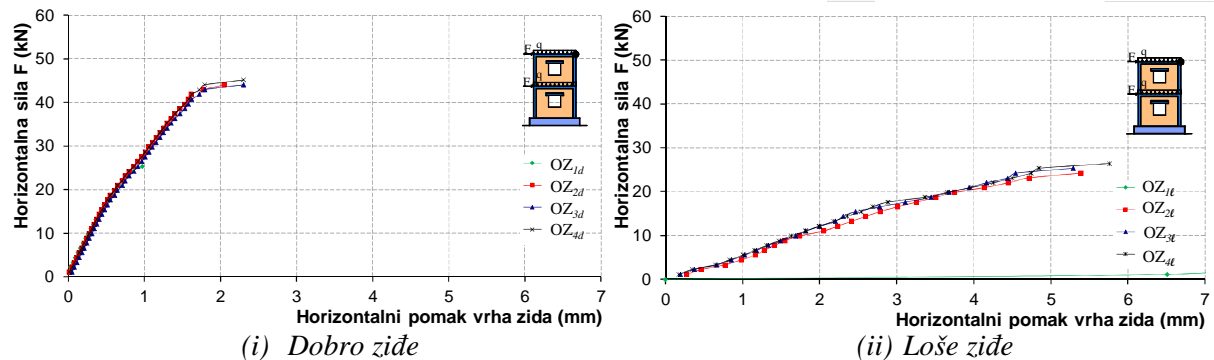
5.5.3.1. Moguće odizanje temelja zidova od podloge i klizanje temelja po podlozi

A. Statička analiza

U nastavku su prikazani odabrani rezultati numeričke analize. Utjecaj horizontalnih serklaža na horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora prikazan je na slici 5.86, a na horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima na slici 5.87. Vidljivo je da postoji velika razlika u nosivosti i deformabilnosti zidova s lošim ziđem bez horizontalnih serklaža u odnosu na zidove s horizontalnim serklažima. Kod toga promjer šipki horizontalnog serklaža nema praktičnog utjecaja na graničnu nosivost zidanih zidova.

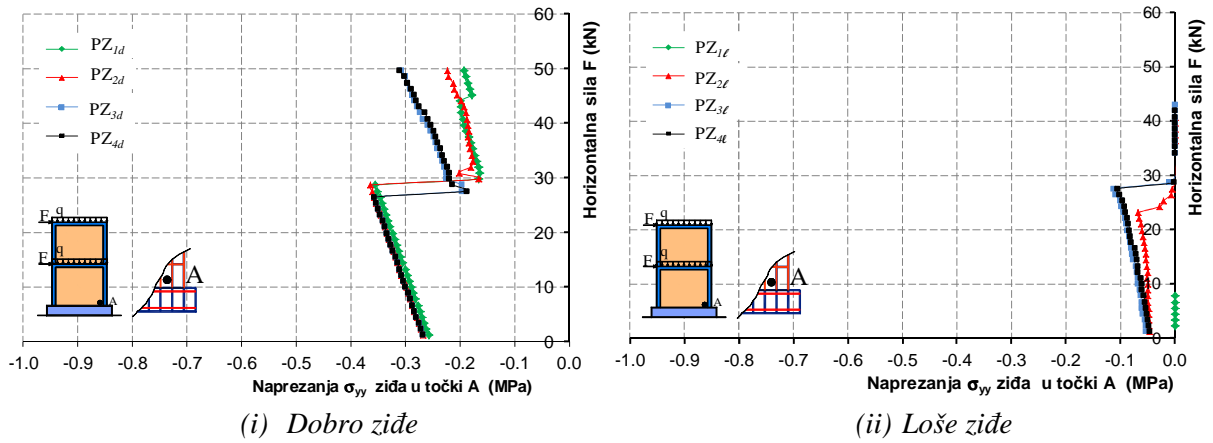


Slika 5.86. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora

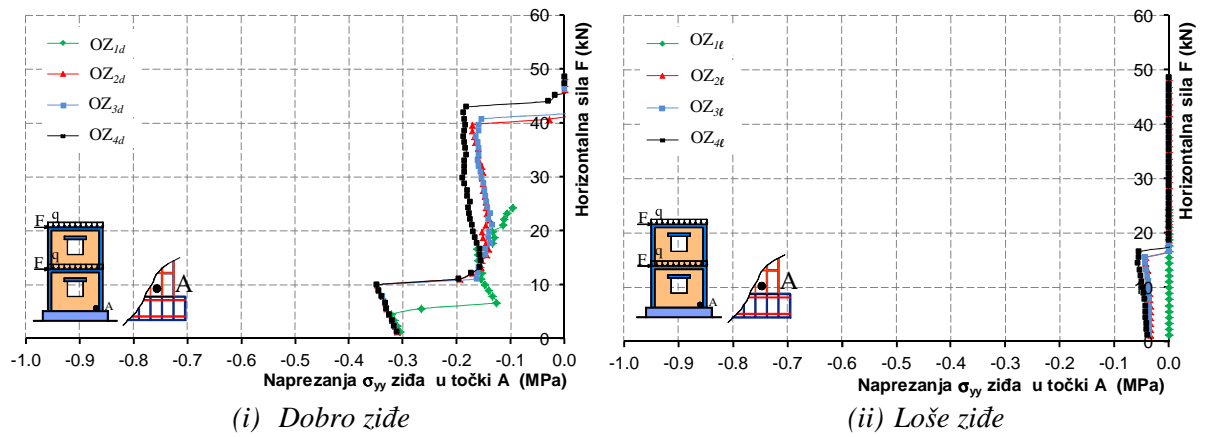


Slika 5.87. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima

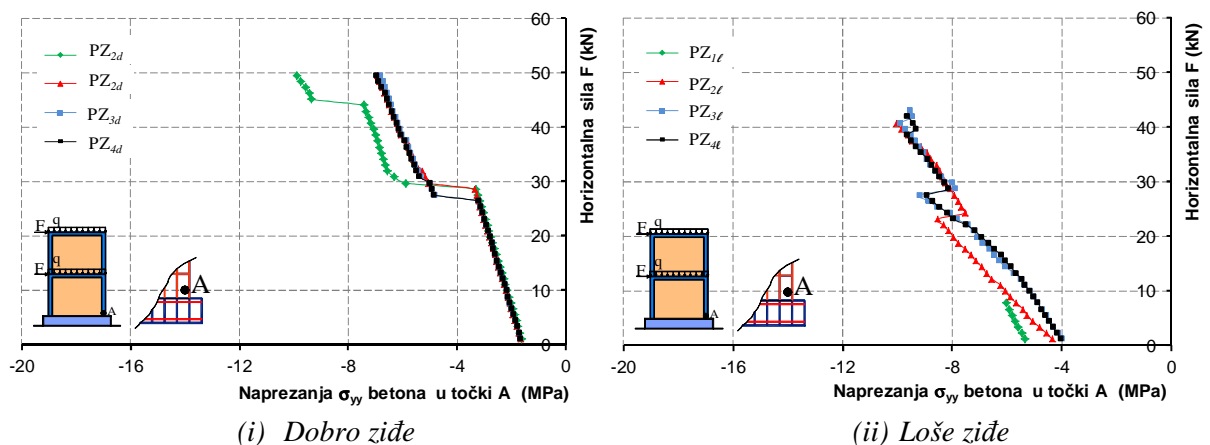
Vertikalno naprezanje ziđa uz dno zidanih zidova prikazano je na slikama 5.88 i 5.89, a vertikalno naprezanje betona pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 5.90 i 5.91. Naprezanja u armaturi donjeg horizontalnog serklaža neposredno pred slom prikazana su na slici 5.92-5.93. Kao što je prethodno navedeno, vidljivo je da su ona niska i podjednaka za sve profile uzdužnih šipki. Pomaci zidanih zidova neposredno pred slom, s odgovarajućim stanjem pukotina, prikazani su na slikama 5.94 i 5.95.



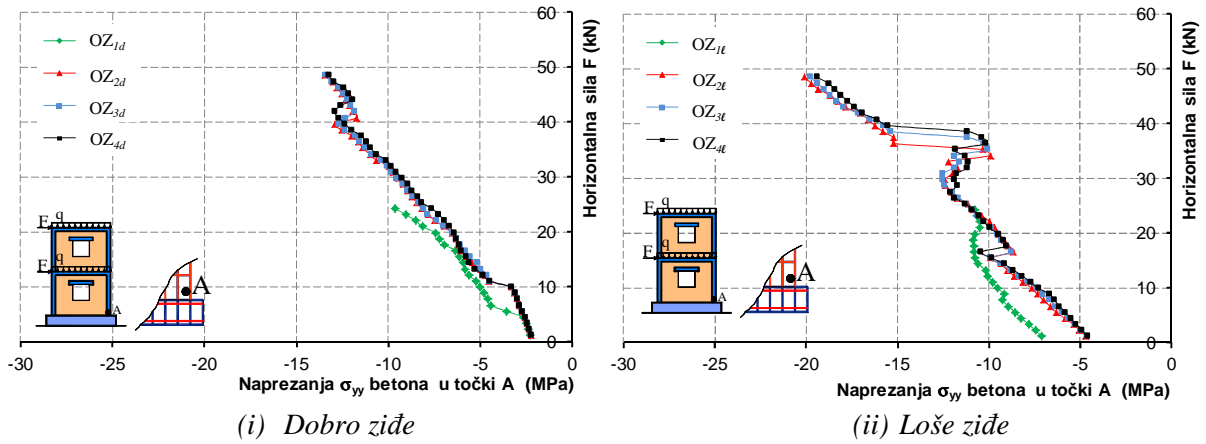
Slika 5.88. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



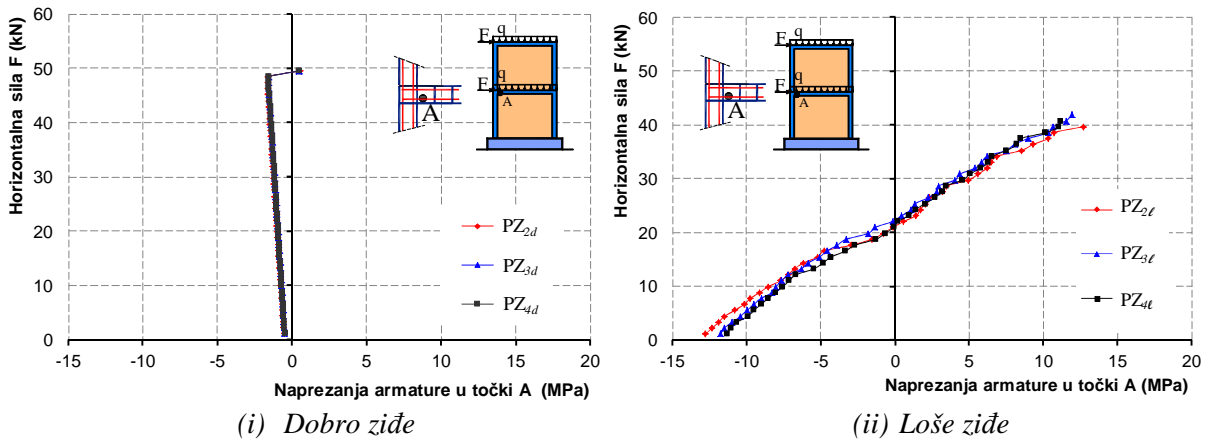
Slika 5.89. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



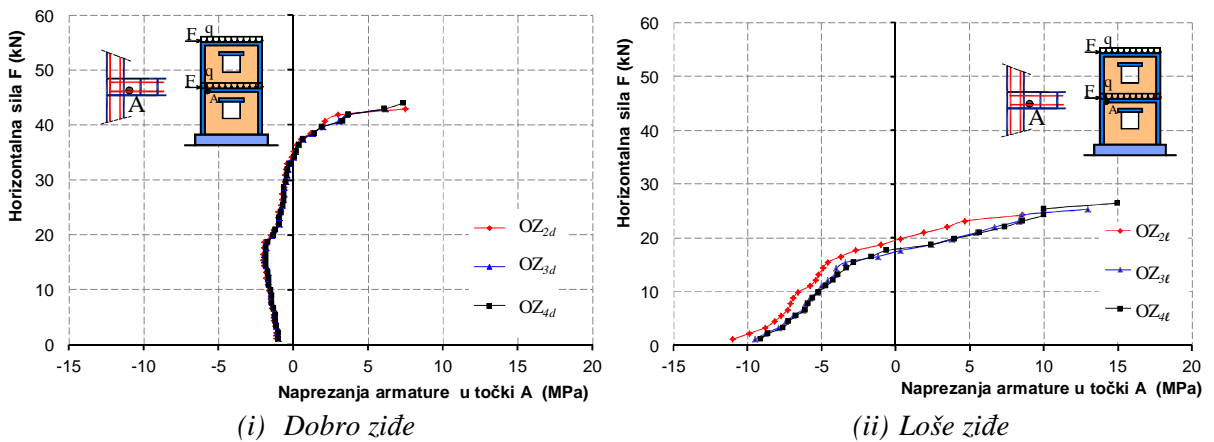
Slika 5.90. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



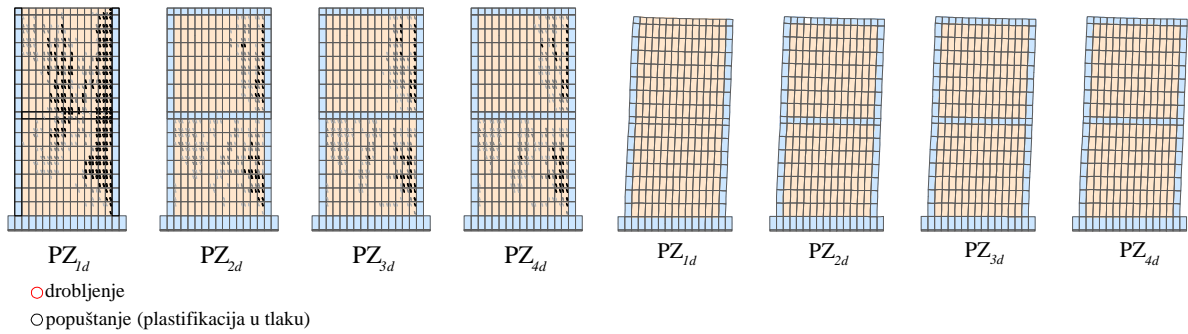
Slika 5.91. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorma



Slika 5.92. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova bez otvora



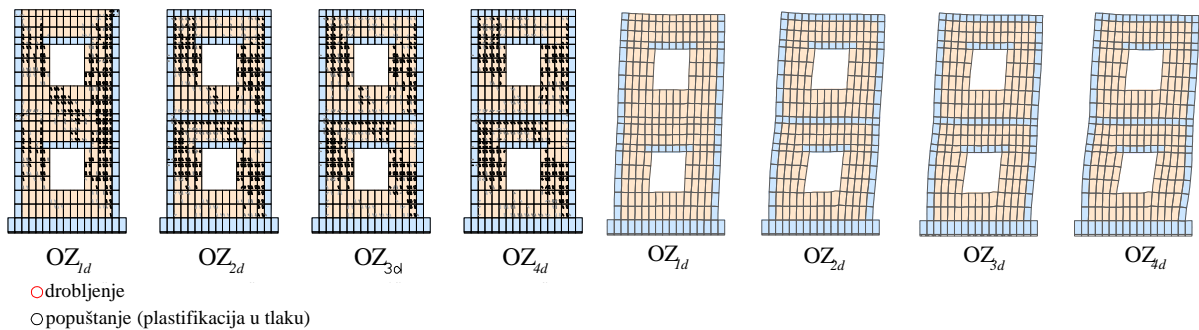
Slika 5.93. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidova s otvorima



(i) Pukotine

(ii) Pomaci (uvećano 100 puta)

Slika 5.94. Pomaci i pukotine u zidanim zidovima bez otvora
neposredno pred slom (dobro ziđe)



(i) Pukotine

(ii) Pomaci (uvećano 100 puta)

Slika 5.95. Pomaci i pukotine u zidanim zidovima s otvorima
neposredno pred slom (dobro ziđe)

B. Dinamičke analiza

Prvi i drugi period slobodnih oscilacija zidova prikazan je u tablici 5.5. Vidljivo je da otvor u zidu omekšava zid, a da zidovi bez horizontalnih serklaža (PZ_1 , OZ_1) imaju neznatno veće periode osciliranja (neznatno manju krutost) od odgovarajućih zidova s horizontalnim serklažima. Armatura horizontalnih serklaža ne doprinosi značajno krutosti zida. Također je uočljiva velika razlika između prvog (T_1) i drugog (T_2) perioda slobodnih oscilacija zidova, što je svojstveno krutim konstrukcijama.

Provedene dinamičke analize analogne su onima u točki 5.4.

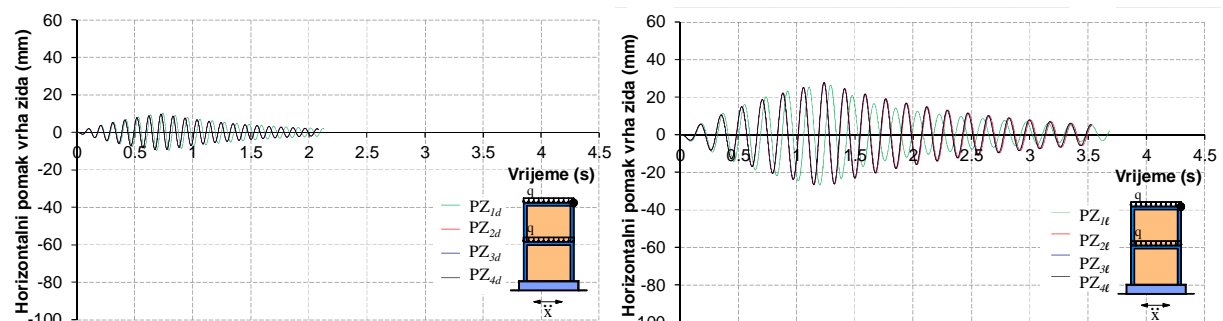
B.1 Jednoliko harmonijsko ubrzanje podloge

Zidovi su izloženi jednolikom harmonijskom ubrzanju podloge prema slici 5.1iii, a u svemu kao u točki 5.4.3.1.

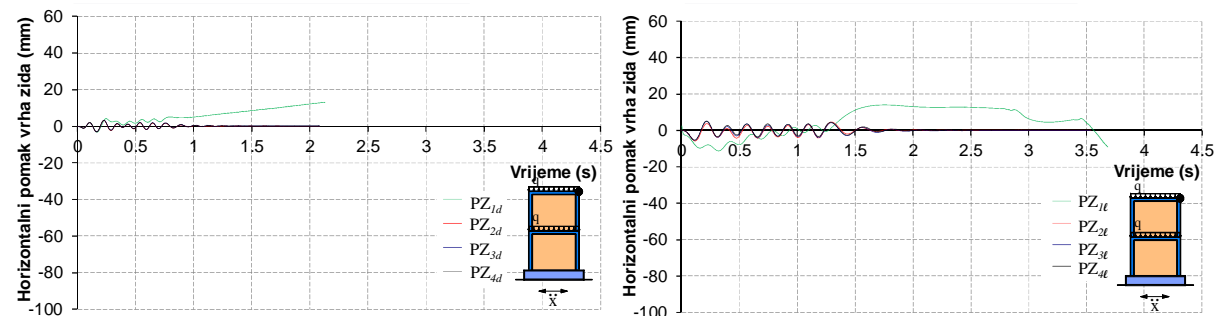
Tablica 5.5. Prvi (T_1) i drugi (T_2) period slobodnih oscilacija zidova na slici 5.85

Zid		T_1 [s]	T_2 [s]		T_1 [s]	T_2 [s]
PZ ₁		0.1059	0.0345		0.1838	0.0670
PZ ₂	Bez otvora	0.1042	0.0333	Bez otvora	0.1767	0.0628
PZ ₃	Dobro zide	0.1042	0.0333	Loše zide	0.1766	0.0628
PZ ₄		0.1041	0.0333		0.1765	0.0628
OZ ₁		0.1241	0.0425		0.2206	0.0819
OZ ₂	S otvorima	0.1218	0.0408	S otvorima	0.2123	0.0763
OZ ₃	Dobro zide	0.1217	0.0408	Loše zide	0.2121	0.0763
OZ ₄		0.1217	0.0408		0.2120	0.0762

Na slici 5.96 prikazan je utjecaj horizontalnih serklaža na horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora, a na slici 5.97 horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima. Očito je da je odgovor zidova s nelinearnim numeričkim modelom prikazanim u *Poglavlju 2* potpuno različit od odgovora s linearno-elastičnim modelom ponašanja. Za elastično ponašanje i harmonijsku pobudu, dobiva se dobro poznato rezonantno gibanje zida. Kod nelinearnog modela, nakon pojave prvih nelinearnosti (pukotina) u zidu i odizanja temelja od podloge, zid "ispada" iz rezonantnog gibanja. Zidovi bez horizontalnih serklaža ili međukatne ploče imaju nepovoljnije ponašanje od ostalih zidova.



• Linearno-elastični model

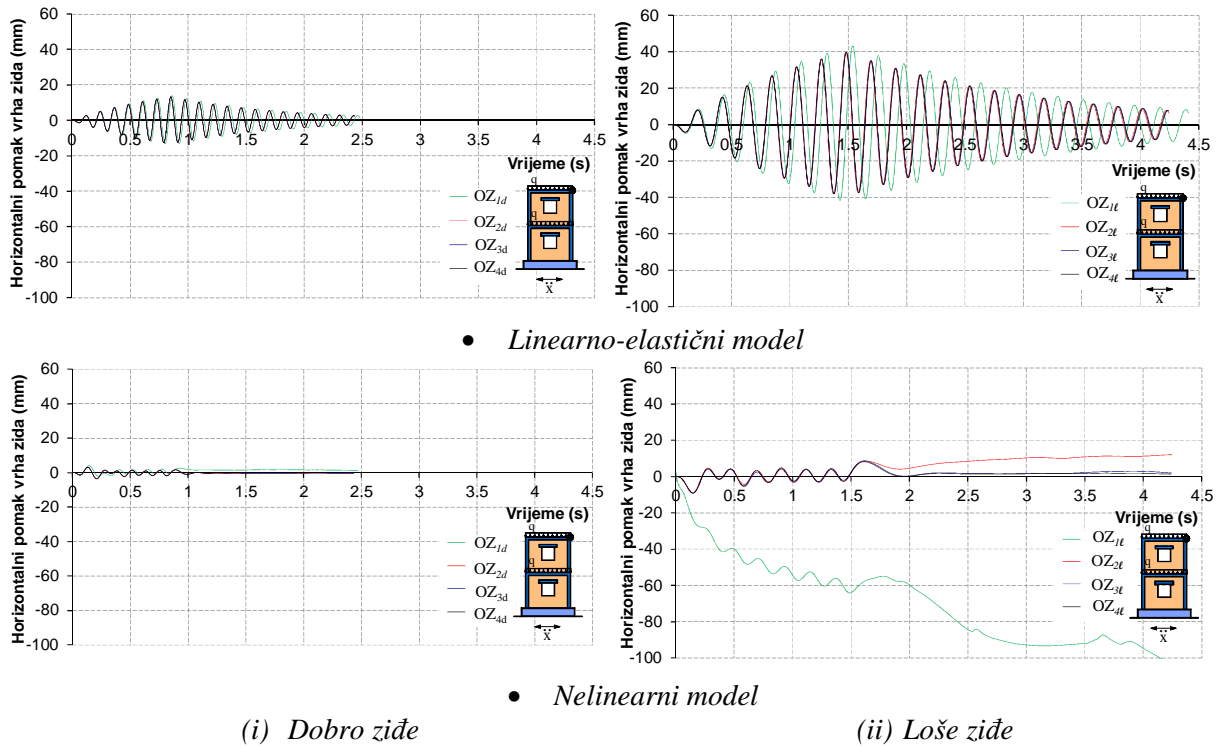


• Nelinearni model

(i) Dobro zide

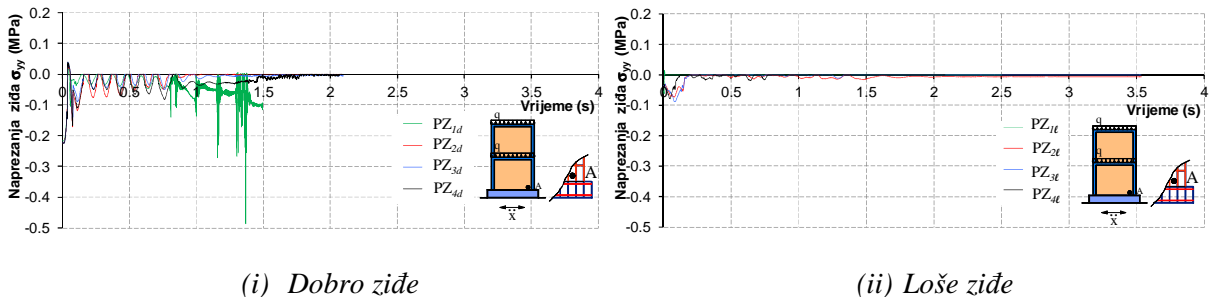
(ii) Loše zide

Slika 5.96. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora

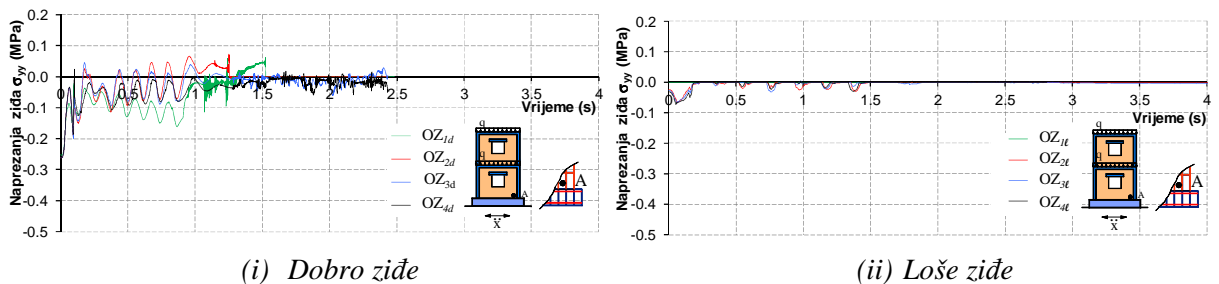


Slika 5.97. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima

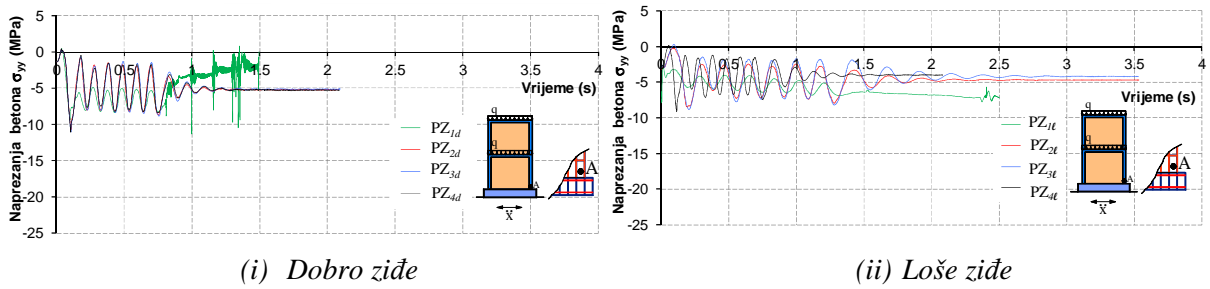
Na slikama 5.98 i 5.99 prikazano je vertikalno naprezanje zida pri dnu zidanih zidova, a na slikama 5.100-101 vertikalno naprezanje betona pri dnu zidanih zidova.



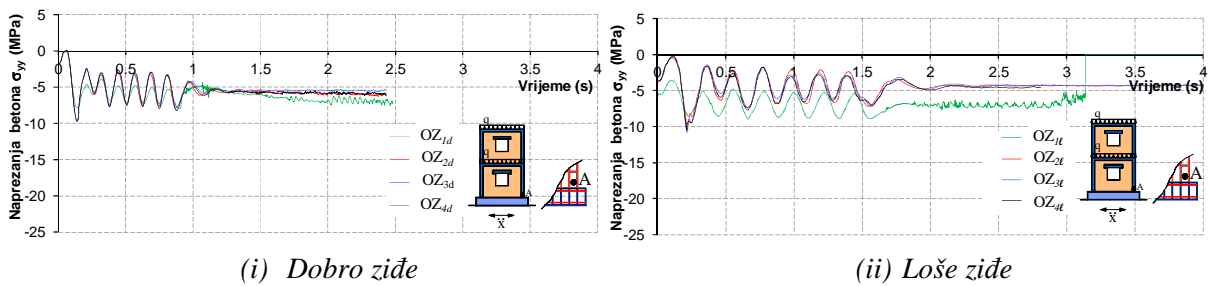
Slika 5.98. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



Slika 5.99. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima

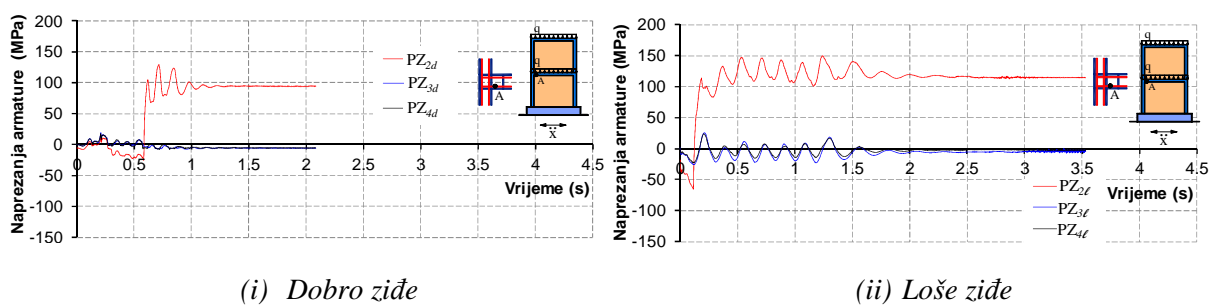


Slika 5.100. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora

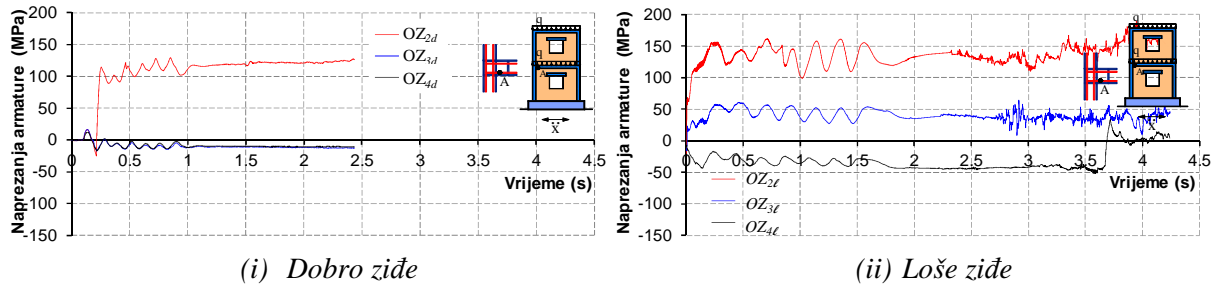


Slika 5.101. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima

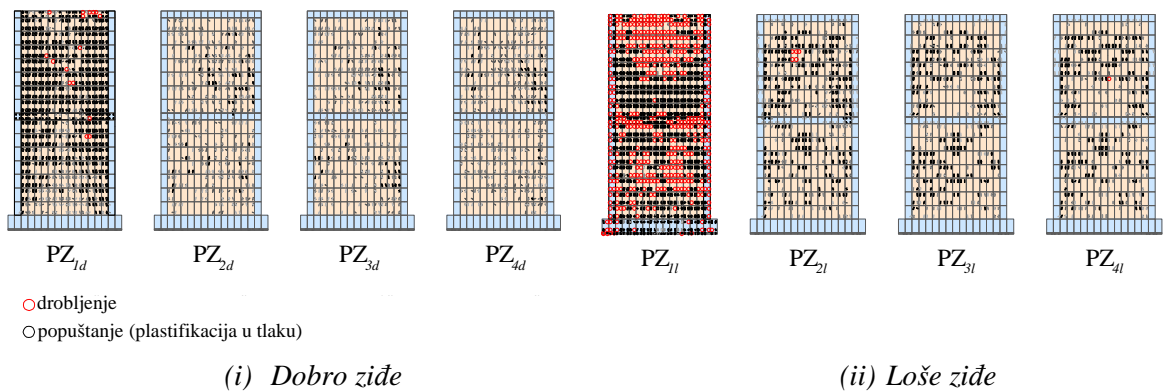
Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnih serklaža na naprezanje armature donjeg horizontalnog serklaža za nelinearni model ponašanja prikazan je na slici 5.102-103. Najveća su naprezanja u armaturi međukatne ploče kod zidova PZ_2 , OZ_2 koji nemaju horizontalne serklaže. Naprezanja horizontalne armature serklaža najveća su u zidovima s otvorima i lošim zidom. Stanje pukotina u zidovima neposredno pred slom prikazano je na slikama 5.104 i 5.105.



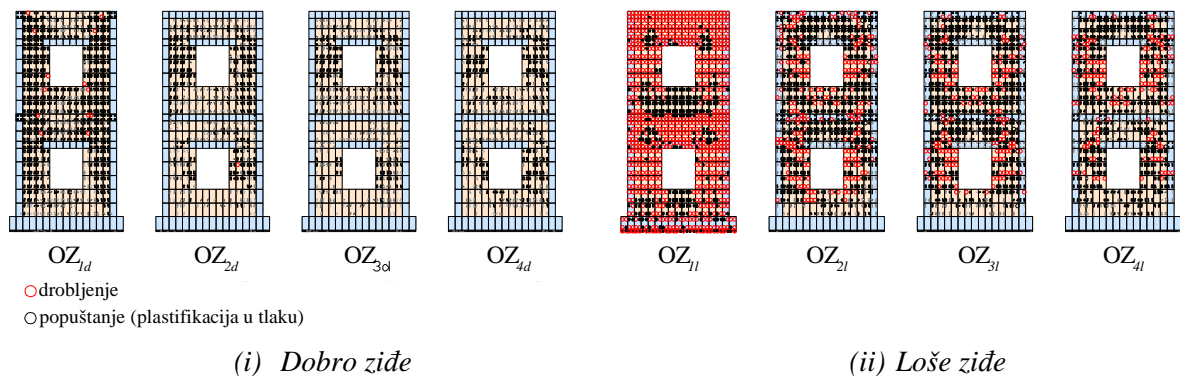
Slika 5.102. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova bez otvora



Slika 5.103. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova s otvorima



Slika 5.104. Stanje pukotina u zidanim zidovima bez otvora nakon prestanka djelovanja harmonijske pobude

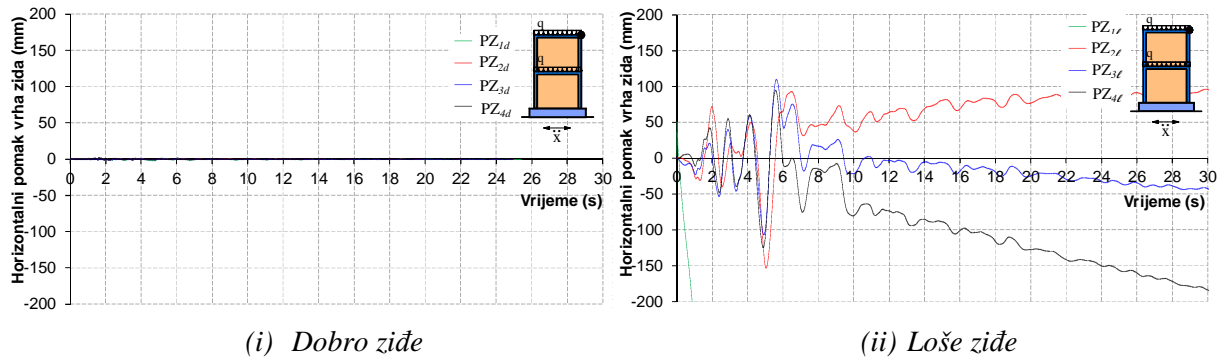


Slika 5.105. Stanje pukotina u zidanim zidovima s otvorima nakon prestanka djelovanja harmonijske pobude

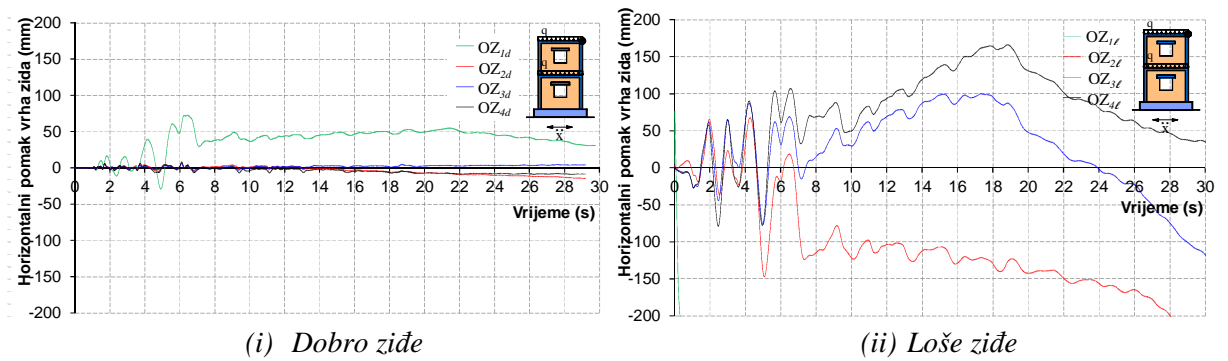
B.2 Potresno opterećenje

Izvršena je dinamička analiza analogno onoj u točki 5.4.3.1., s tim da je za sve razmatrane zidove usvojena horizontalna komponenta ubrzanja potresa "Kobe" (slika 5.2ii) i samo nelinearni model ponašanja prikazan u *Poglavlju 2*. Kod toga su amplitude potresa skalirane (pomnožene faktorom), tako da najveća amplituda ubrzanja iznosi $a_{\max}=0,2g$ (kao kod harmonijske pobude).

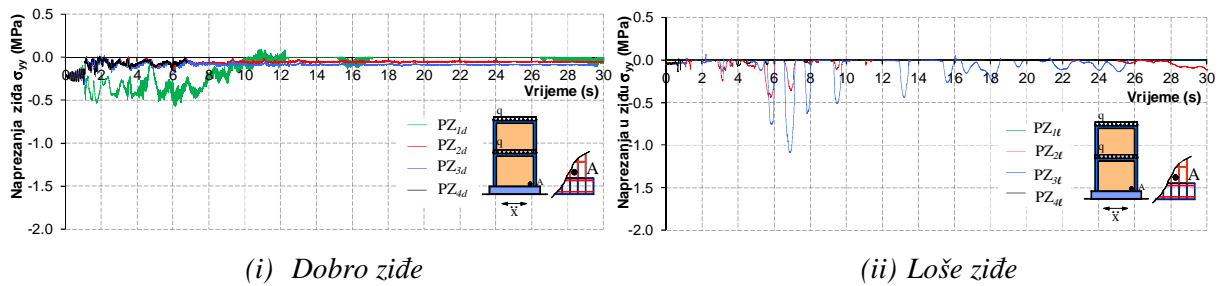
Neki dobiveni rezultati analize prikazani su na slikama 5.106-5.113. Ako se usporede računске vrijednosti na ovim slikama s odgovarajućim vrijednostima na slikama 5.96-5.103, može se zaključiti da je potresno ubrzanje ovdje nepovoljnije od rezonantnog harmonijskog ubrzanja podloge.



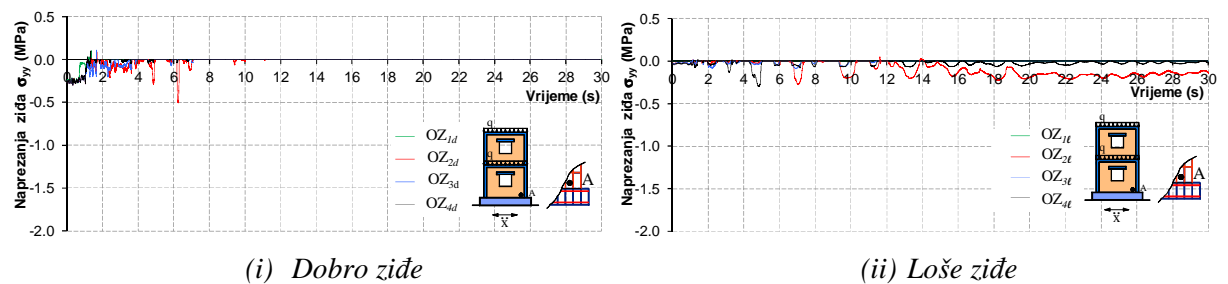
Slika 5.106. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora



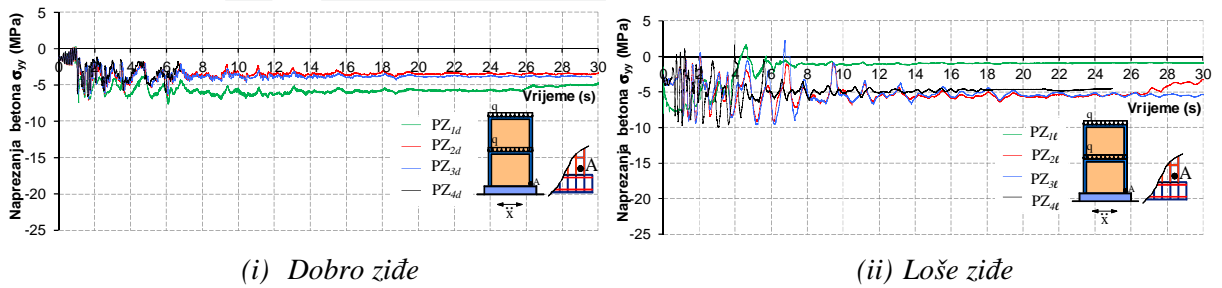
Slika 5.107. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima



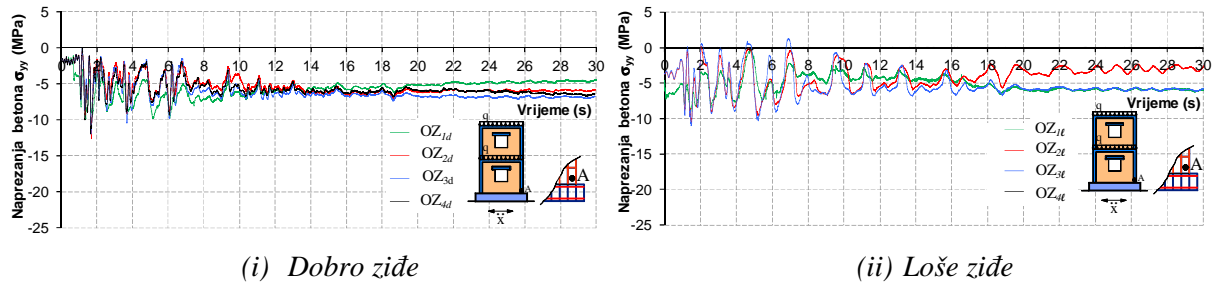
Slika 5.108. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



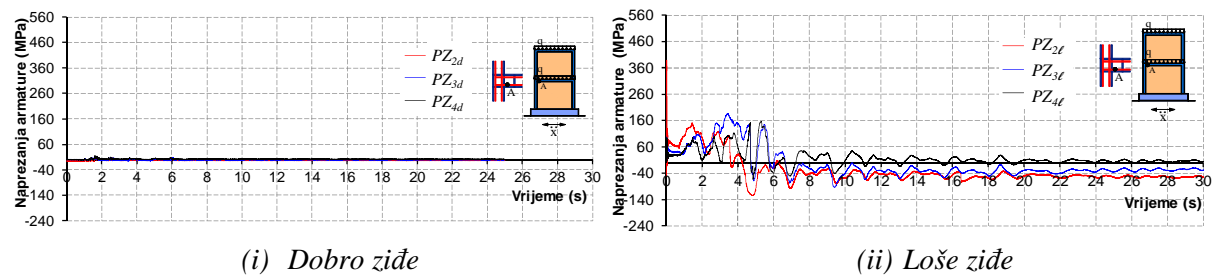
Slika 5.109. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



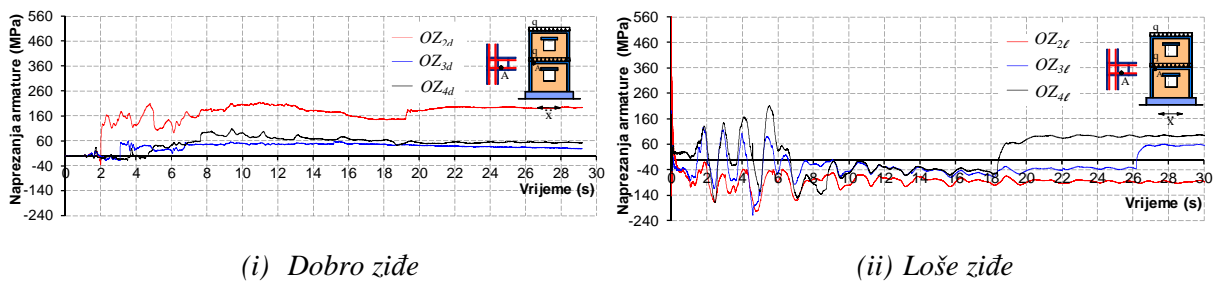
Slika 5.110. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



Slika 5.111. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



Slika 5.112. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova bez otvora



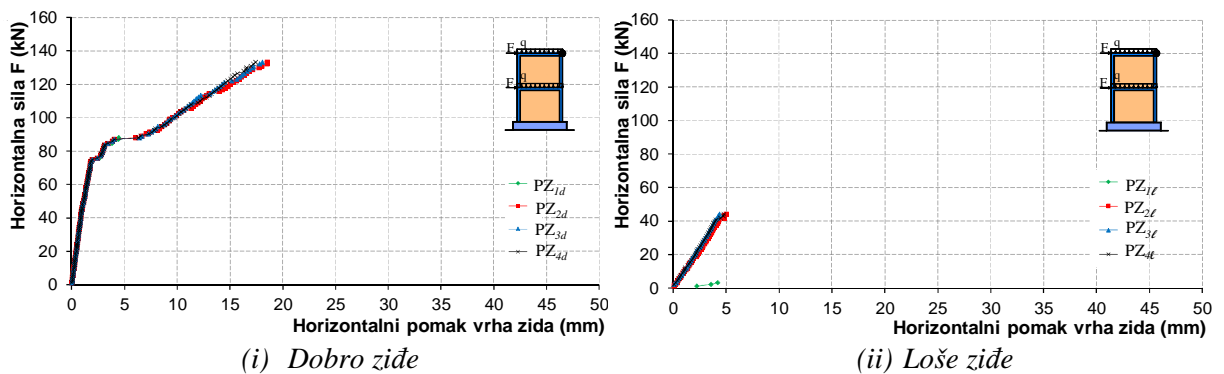
Slika 5.113. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova s otvorima

5.5.3.2. Spriječeno odizanje temelja zidova od podloge i klizanje temelja po podlozi

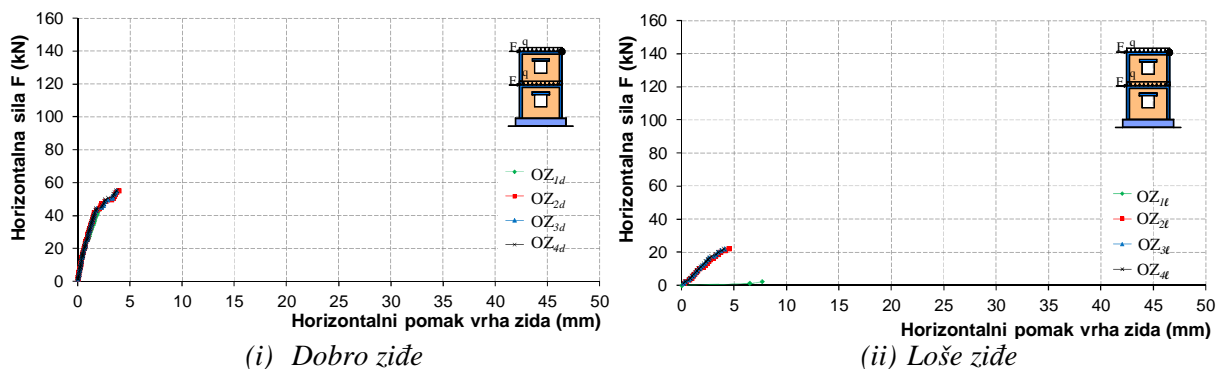
Statičke i dinamičke analize provedene su analogno onima u točki 5.4.3.2.

A. Statička analiza

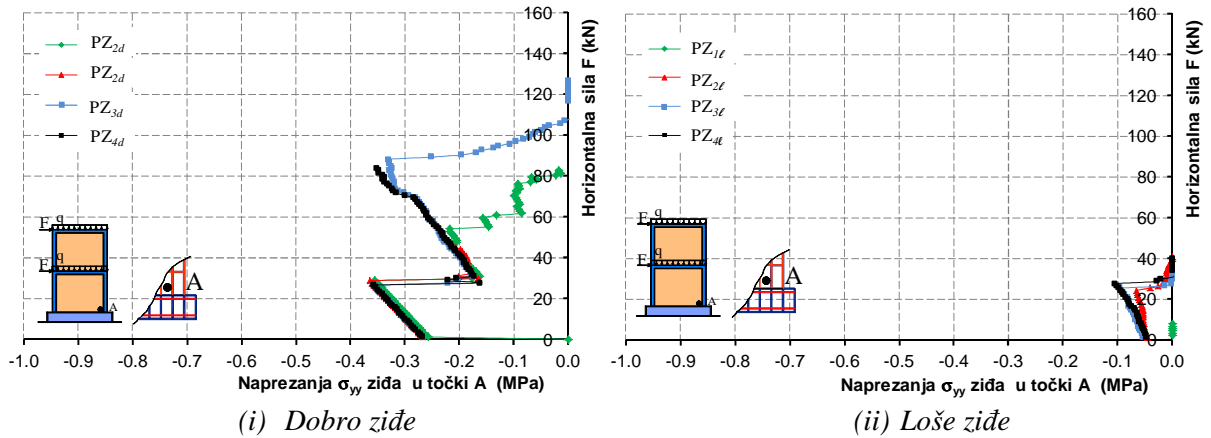
Provedena je analiza analogno onoj u točki 5.5.3.1. Neki dobiveni rezultati prikazani su na slikama 5.114-5.123. Ako se usporede računске vrijednosti na ovim slikama s odgovarajućim vrijednostima na slikama 5.86-5.95, može se zaključiti slijedeće. Zid sa spriječenim odizanjem temelja i spriječenim klizanjem temelja po podlozi, u odnosu na isti zid s mogućim odizanjem i klizanjem temelja, ima značajno veću graničnu nosivost. Granična nosivost je uvjetovana nosivošću armature serklaža (dobro zide) ili nosivošću ziđa (loše zide). Ovdje je vidljiva veća razlika u graničnoj nosivosti i deformabilnosti zidova bez horizontalnih serklaža u odnosu na zidove s horizontalnim serklažima. Može se uočiti značajan utjecaj kvalitete ziđa na graničnu nosivost i deformabilnost zidova.



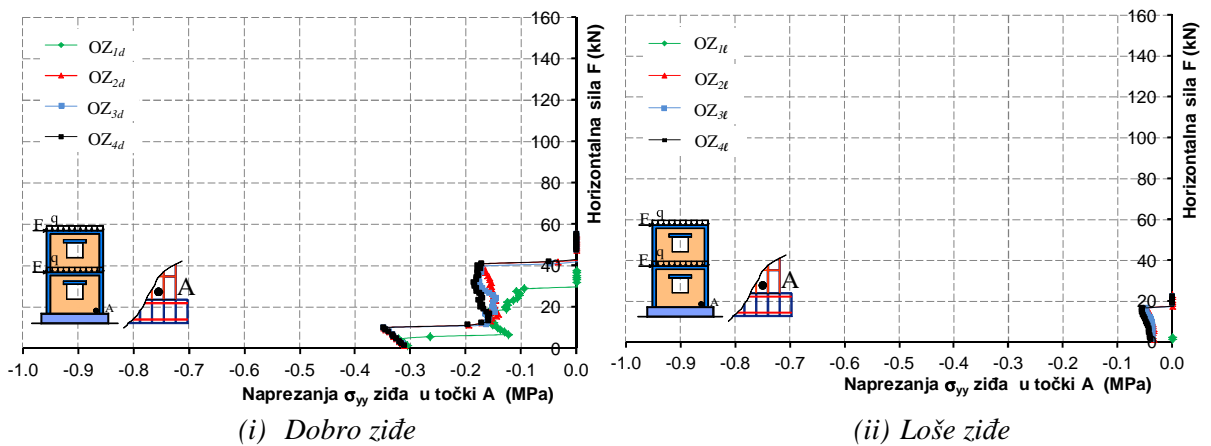
Slika 5.114. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora



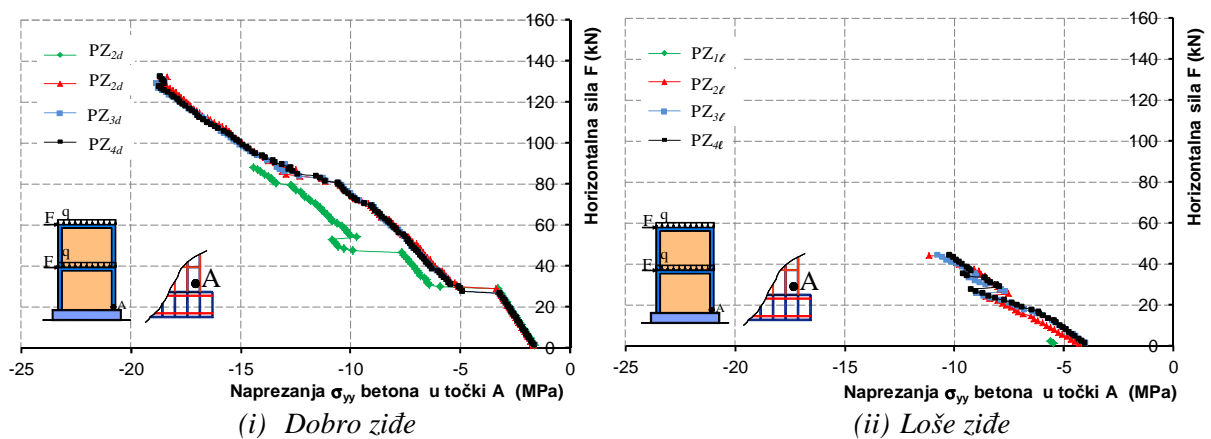
Slika 5.115. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima



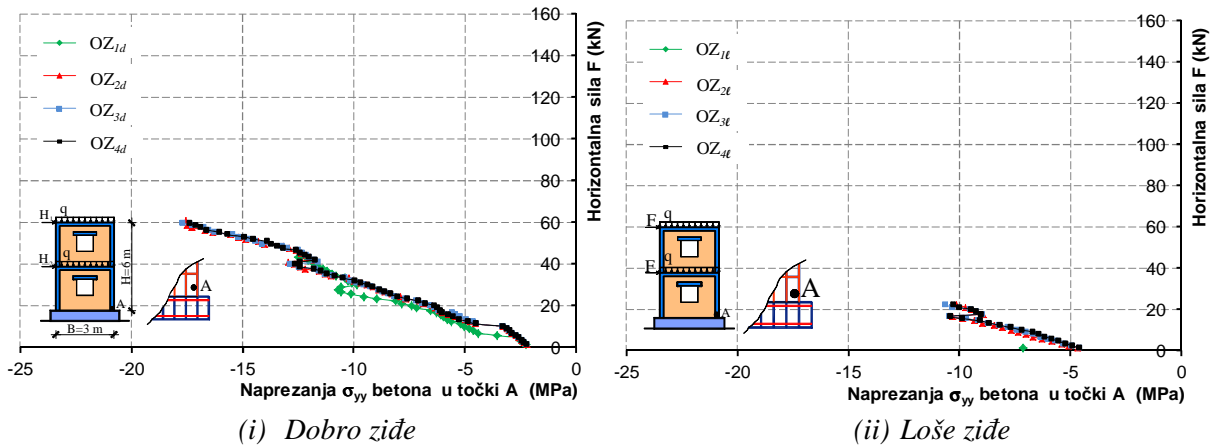
Slika 5.116. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



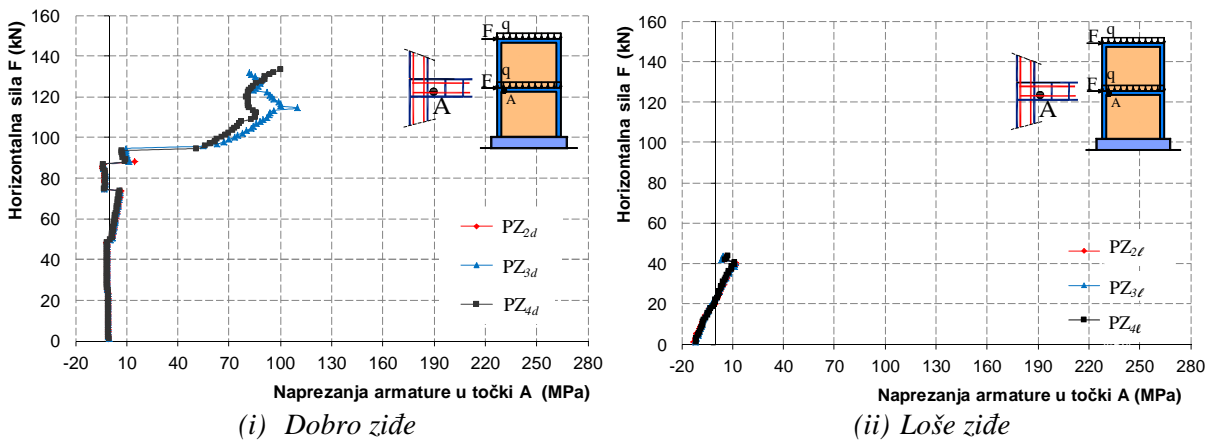
Slika 5.117. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



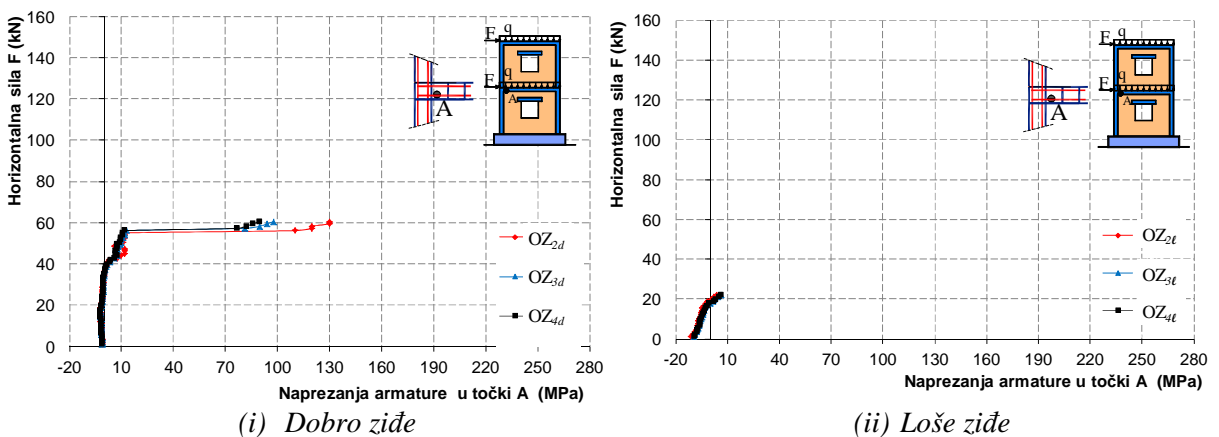
Slika 5.118. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



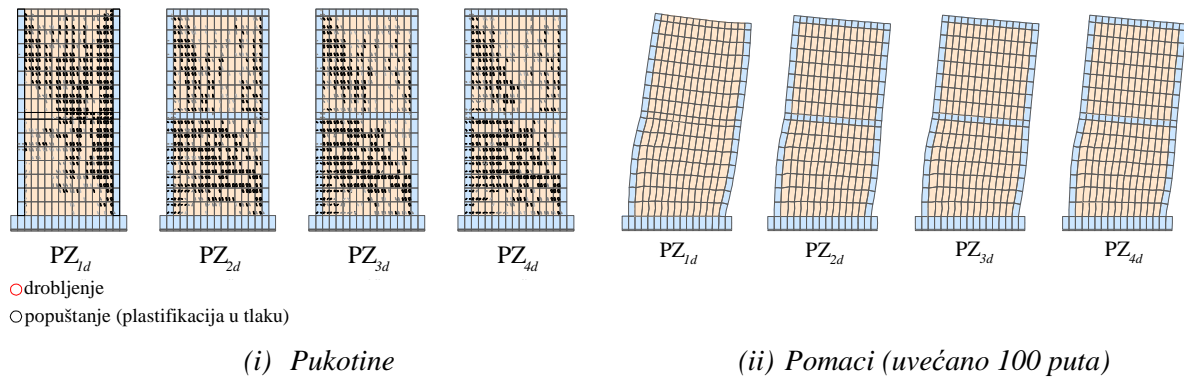
Slika 5.119. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorma



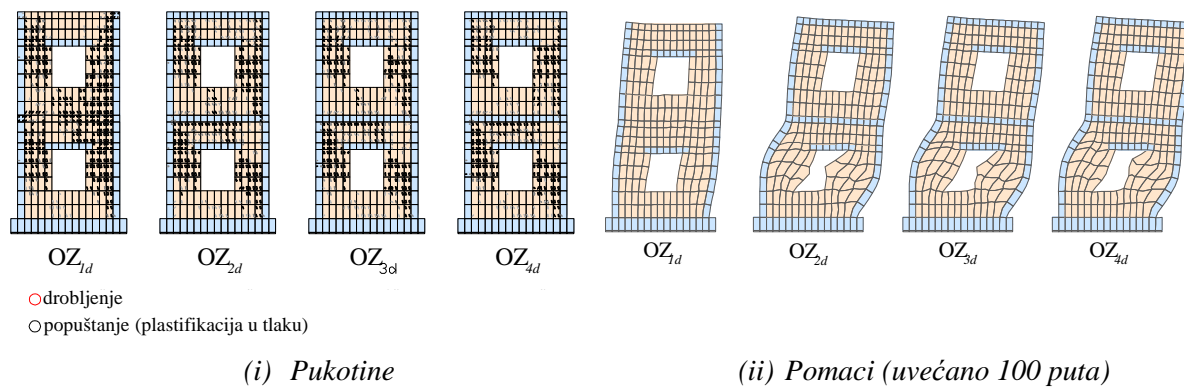
Slika 5.120. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova bez otvora



Slika 5.121. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova s otvorima



Slika 5.122. Pomaci i pukotine u zidanim zidovima bez otvora neposredno pred slom (dobro ziđe)



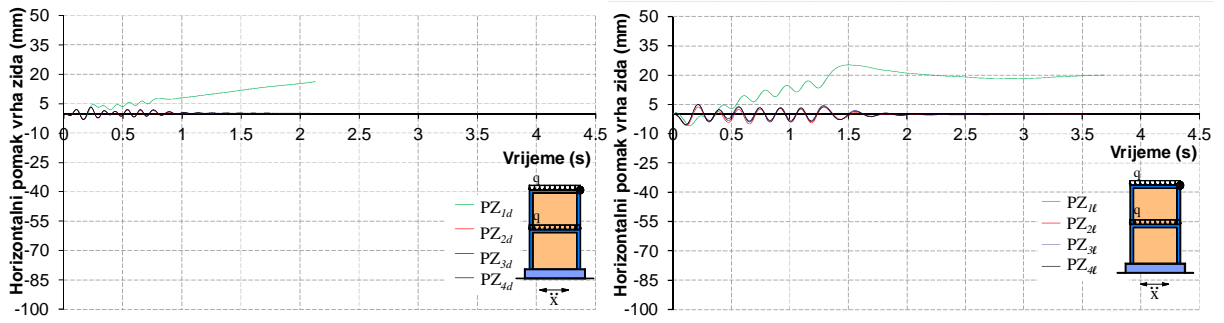
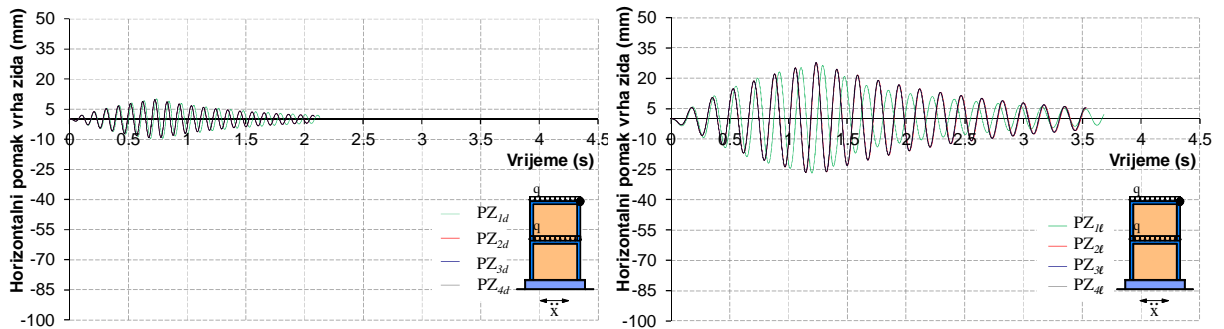
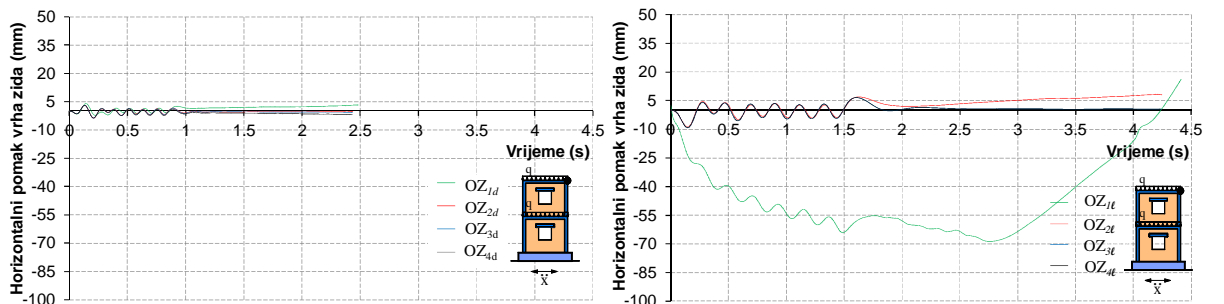
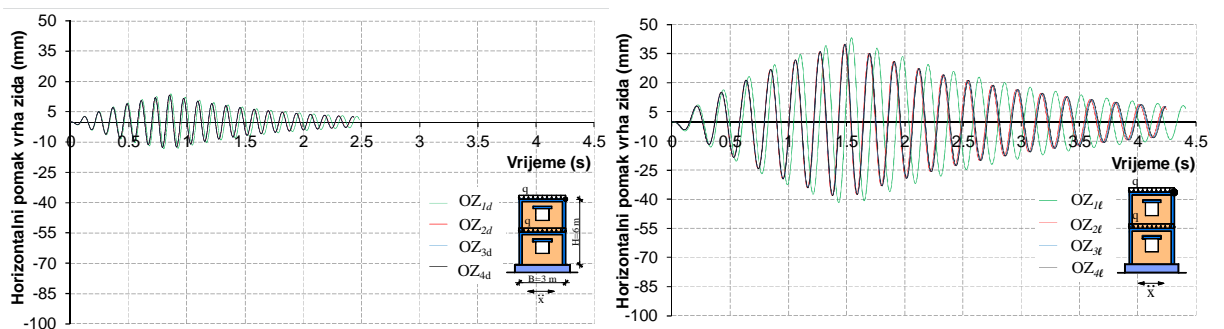
Slika 5.123. Pomaci i pukotine u zidanim zidovima s otvorima neposredno pred slom (dobro ziđe)

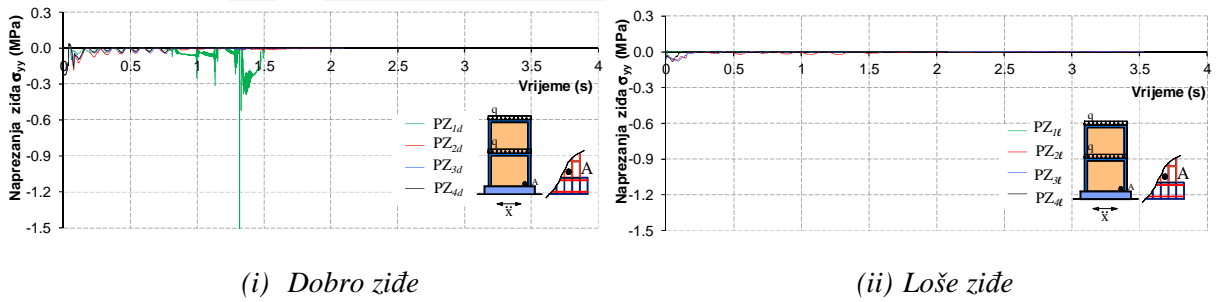
B. Dinamičke analiza

Provedena je dinamička analiza analogna onoj u točki 5.5.3.1. Treba napomenuti da zidovi sa spriječenim odizanjem i klizanjem temelja također imaju periode elastičnog sustava prema tablici 5.5.

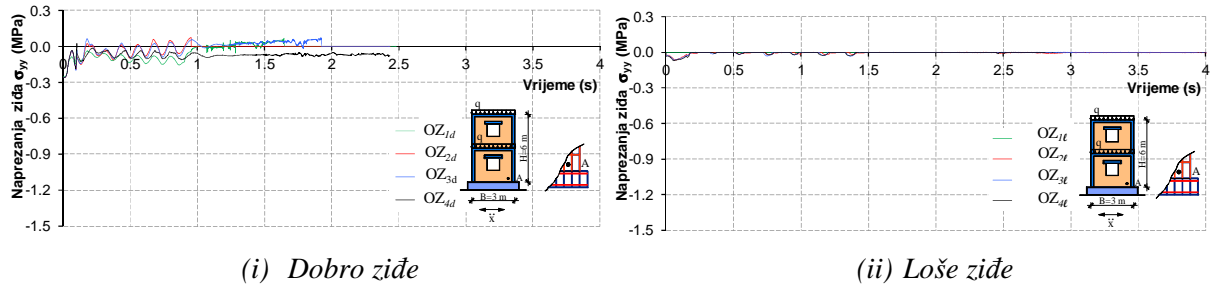
B.1 Jednoliko harmonijsko ubrzanje podloge

Neki dobiveni rezultati prikazani su na slikama 5.124-5.133. Ako se usporede dobivene računске veličine na ovim slikama s odgovarajućima na slikama 5.96-5.105, može se zaključiti da su one slične. Dakle, za promatrano harmonijsko ubrzanje podloge, zid s nepomičnim temeljem ima podjednako ponašanje kao i zid s temeljem koji se može odizati od podloge i klizati po podlozi.

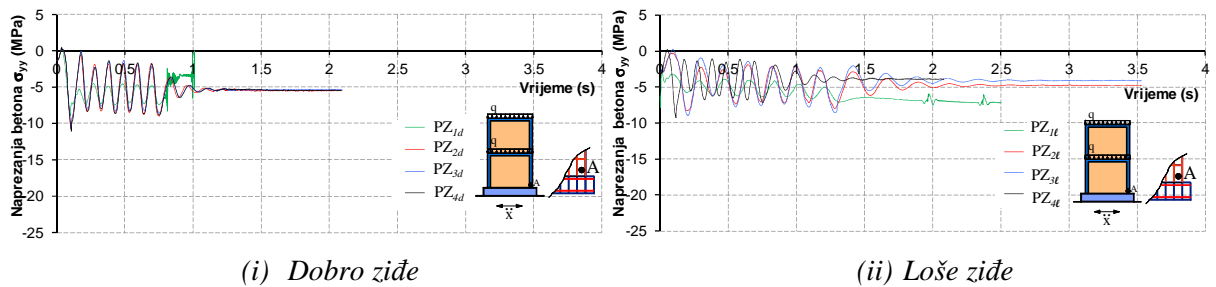
(i) *Dobro zide*(ii) *Loše zide***Slika 5.124.** Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora(i) *Dobro zide*(ii) *Loše zide***Slika 5.125.** Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima



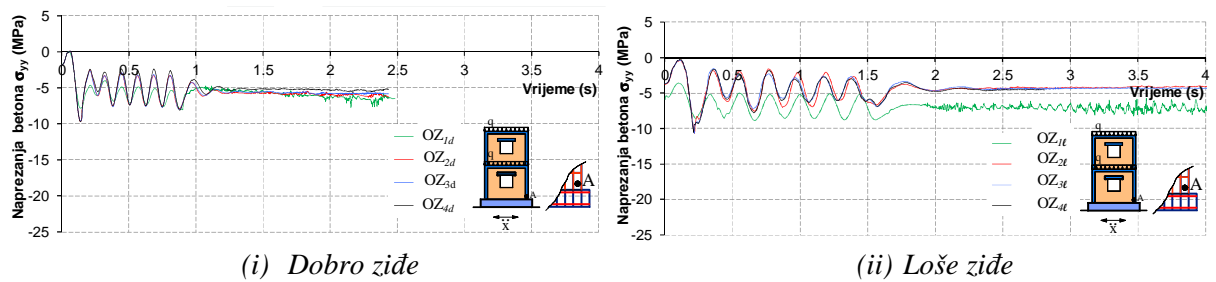
Slika 5.126. Vertikalno naprežanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



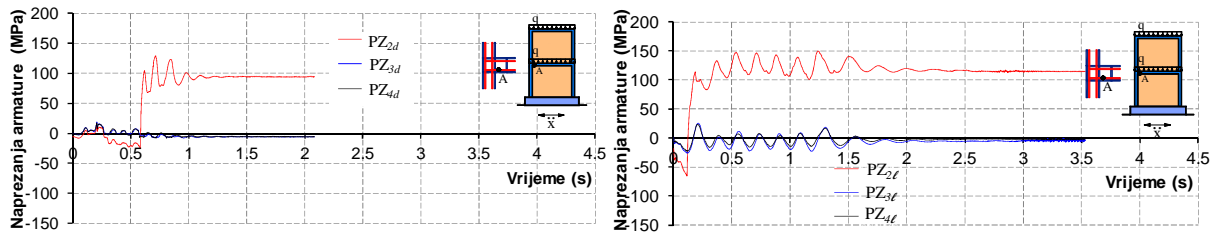
Slika 5.127. Vertikalno naprežanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



Slika 5.128. Vertikalno naprežanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



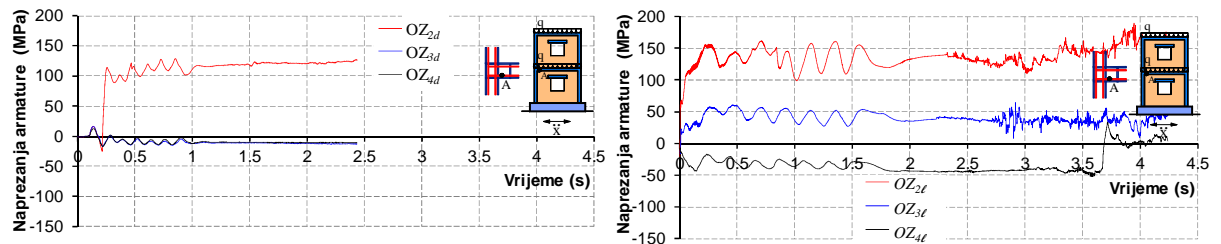
Slika 5.129. Vertikalno naprežanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



(i) Dobro žiđe

(ii) Loše žiđe

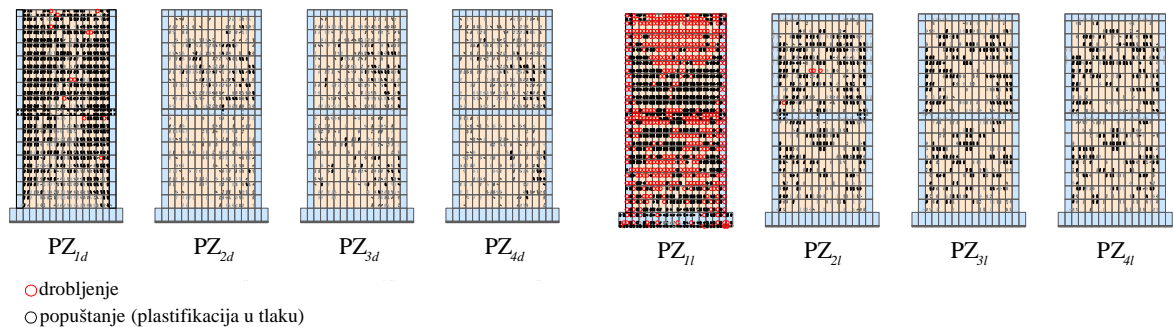
Slika 5.130. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova bez otvora



(i) Dobro žiđe

(ii) Loše žiđe

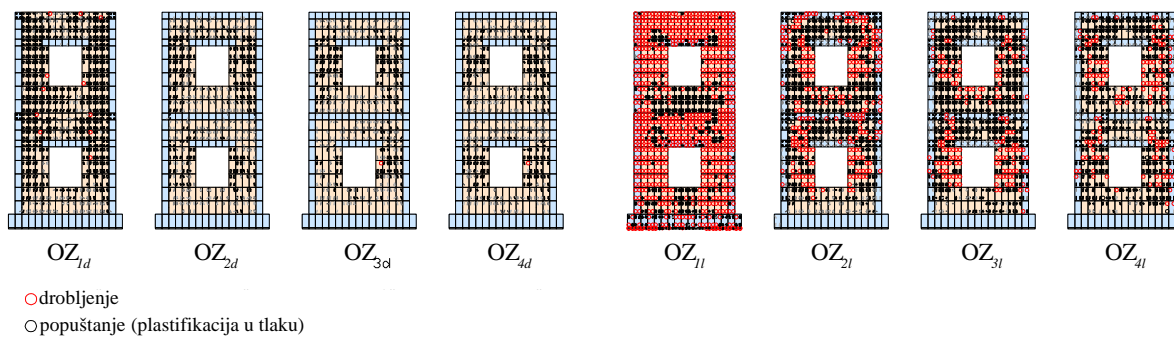
Slika 5.131. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova s otvorima



(i) Dobro žiđe

(ii) Loše žiđe

Slika 5.132. Stanje pukotina u zidanim zidovima bez otvora nakon prestanka djelovanja harmonijske pobude



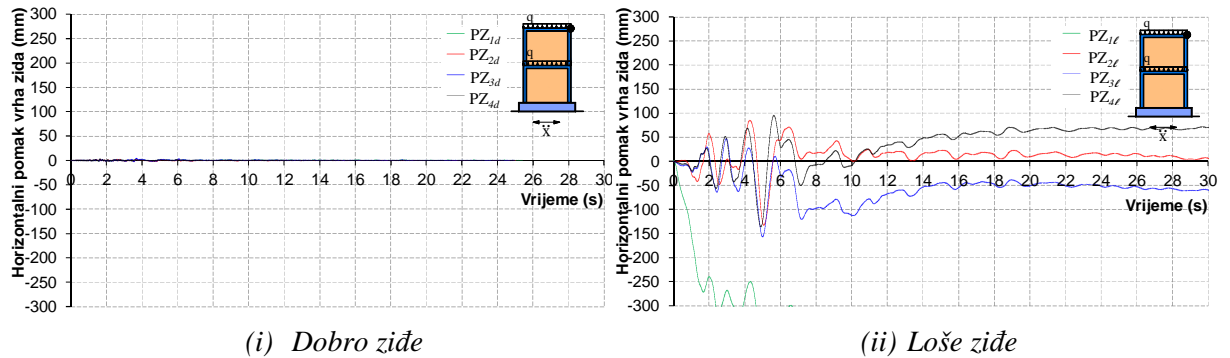
(i) Dobro žiđe

(ii) Loše žiđe

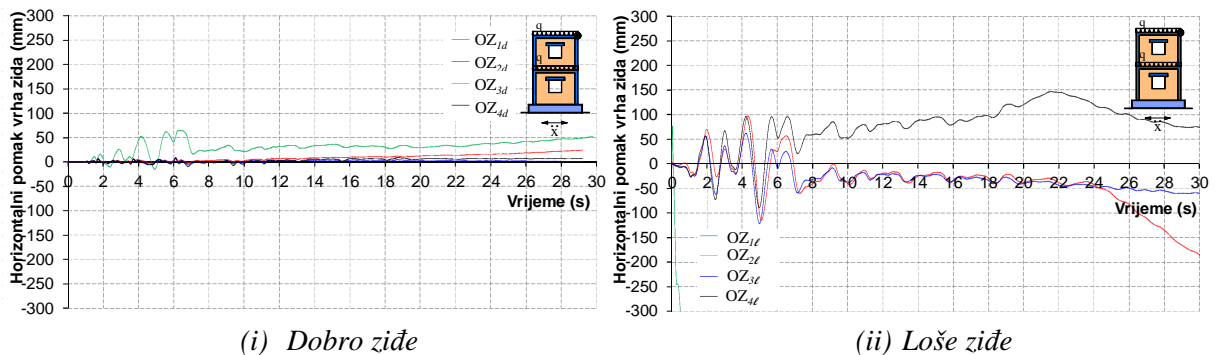
Slika 5.133. Stanje pukotina u zidanim zidovima s otvorima nakon prestanka djelovanja harmonijske pobude

B.2 Potresno opterećenje

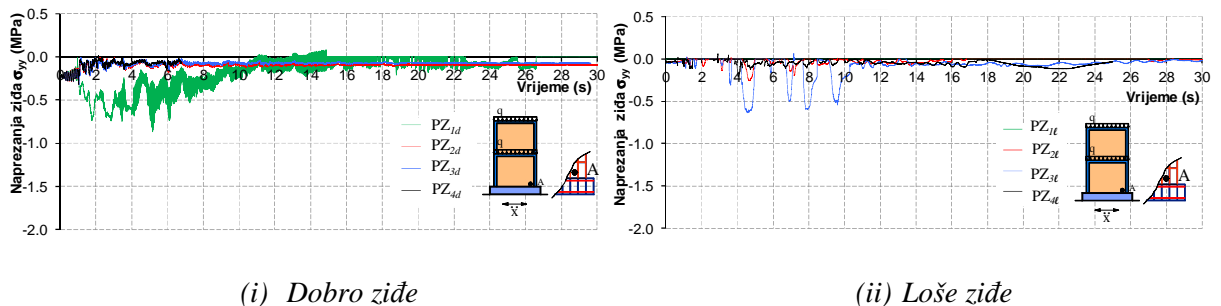
Izvršena je dinamička analiza analogno onoj u točki 5.4.3.2. Neki rezultati proračuna prikazani su na slikama 5.134-5.141. Kad se usporede odgovarajući rezultati za isti zid sa slobodno oslonjenim temeljem (slike 5.106-5.113), može se primijetiti da su oni slični.



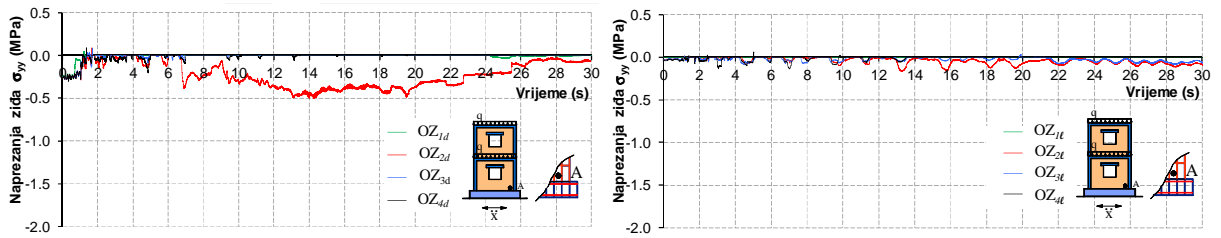
Slika 5.134. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova bez otvora



Slika 5.135. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova s otvorima



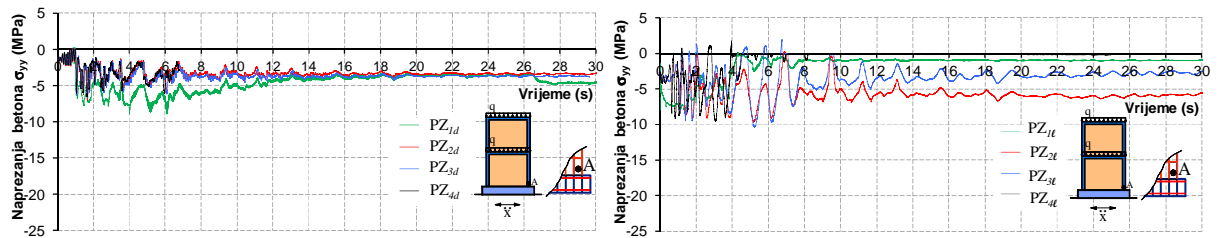
Slika 5.136. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

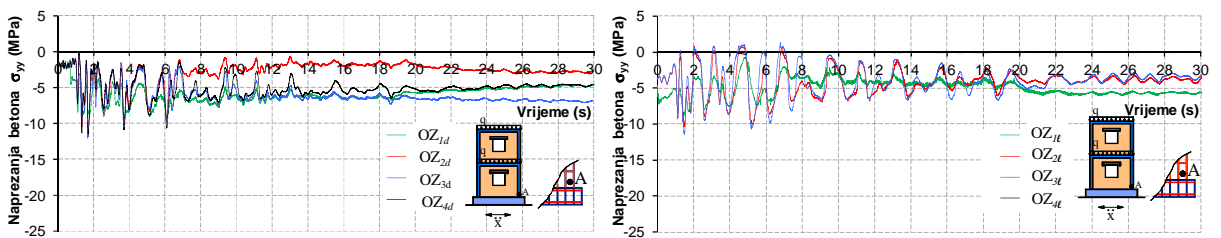
Slika 5.137. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

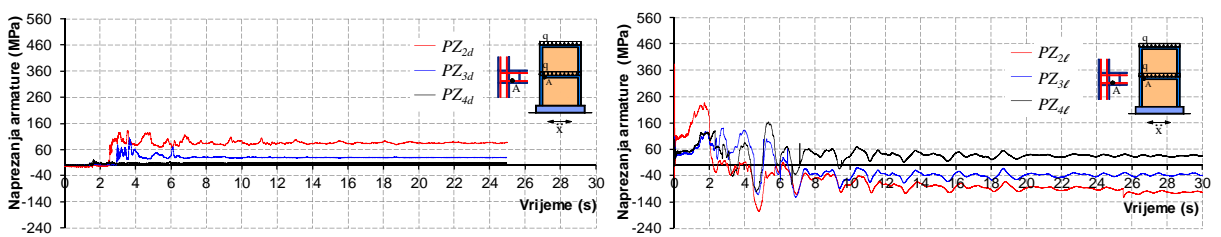
Slika 5.138. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova bez otvora



(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

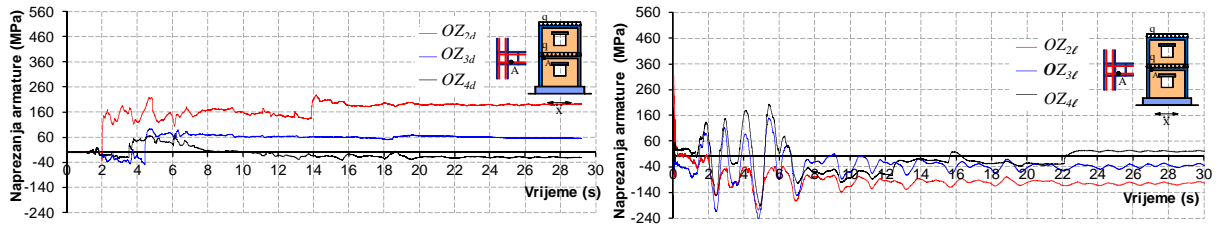
Slika 5.139. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu zidanih zidova s otvorima



(i) Dobro zide

(ii) Loše zide

Slika 5.140. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova bez otvora



(i) Dobro zid

(ii) Loše zid

Slika 5.141. Utjecaj promjera uzdužnih šipki horizontalnog serklaža na naprezanje armature u točki A donjeg horizontalnog serklaža zidanih zidova s otvorima

5.5.4. Zaključak

Zidovi bez horizontalnih serklaža imaju značajno manju graničnu nosivost od istih zidova s horizontalnim serklažima. Zidovi koji imaju veću armaturu horizontalnih serklaža, imaju veću graničnu nosivost na horizontalna statička opterećenja i pri djelovanju potresa – osobito za slučajeve kada nosivost zidova nije uvjetovana gubitkom njihove stabilnosti kao krutog tijela (klizanje, prevrtanje). Kod građevina s visokim etažama, treba izvoditi više horizontalnih serklaža. Djelovanje realnog potresa može biti nepovoljnije od rezonantnog harmonijskog ubrzanja podloge jednakog maksimalnog ubrzanja.). Kod građevina s visokim etažama, treba izvoditi više horizontalnih serklaža. Armaturu horizontalnih i vertikalnih serklaža treba oblikovati analogno armaturi betonskih okvira.

5.6. Numerički testovi utjecaja odnosa visine i duljine zidanih zidova na njihovu nosivost

5.6.1. Općenito

Odnos visine i duljine zidanih zidova ima značajan utjecaj na njihovo ponašanje pod horizontalnim statičkim i potresnim opterećenjem. Rezultati nekih eksperimentalnih istraživanja ovog utjecaja mogu se naći u radovima [176, 177, 207, 221, 342-345], a rezultati nekih numeričkih testova u radovima [346-348]. Daljnja istraživanja utjecaja odnosa visine i duljine zidanih zidova pod statičkim i dinamičkim opterećenjem još uvijek su dobro došla, a osobito radi ispravnog proračuna zidanih zidova u praksi.

Uporabom numeričkog modela za statičku i dinamičku analizu zidanih konstrukcija prikazanog u *Poglavlju 2* koji simulira najvažnije efekte njihova ponašanja, istražen je utjecaj odnosa visine i duljine nearmiranih i omeđenih zidanih zidova pod horizontalnim statičkim i potresnim opterećenjem. Razmatrani su zidovi bez otvora, s varijantama dobrog i lošeg ziđa. Pretpostavljeno je da može doći do odizanja temelja zidova od podloge, bez pojave klizanja temelja po podlozi.

Odvojeno su analizirani zidani zidovi jednake etažnosti i različite duljine, te zidani zidovi jednake duljine i različite etažnosti.

5.6.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima

U Primjeru 1 analizirani su zidovi jednake etažnosti (visine) i različite duljine, a u Primjeru 2 zidovi jednake duljine i različite etažnosti (visine). Svi su zidovi širine 0,24 m, sa širinom betonskog temelja 0,6 m. Temelji svih zidova te horizontalni i vertikalni serklaži armirani su na isti način kao kod zidova u točki 5.3. Usvojeno je da su zidovi oslonjeni na krutu nepopustljivu podlogu, s mogućnošću odizanja. Korišten je makromodel ziđa, s izotropnim svojstvima gradiva bez utjecaja posmika na slom ziđa. Razmatrani su slučajevi dobrog ziđa (visokih čvrstoća i krutosti) i lošeg ziđa (male čvrstoće i krutosti). Usvojeni osnovni parametri gradiva prikazani su u tablici 5.1 (vidjeti točku 5.2).

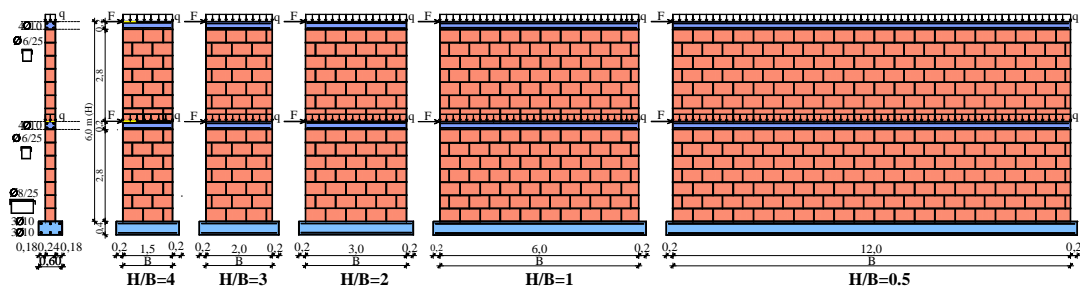
U statičkim analizama, uz konstantno vertikalno opterećenje $q=40$ kN/m, zidovi su na razini etaža opterećivani horizontalnim silama (F) do sloma. U dinamičkim analizama zidovi su izloženi horizontalnom harmonijskom ubrzanju podloge, čiji period odgovara prvom periodu (T_1) slobodnih oscilacija pojedinog zida s elastičnim svojstvima gradiva (slika 5.1 iii).

Maksimalno ubrzanje podloge uzeto je za omeđene zidane zidove $a_{\max}=0,3g$, a za nearmirane zidane zidova $a_{\max}=0,1g$. Trajanje pobude uzeto je $10T_1$, a trajanje analize $25T_1$.

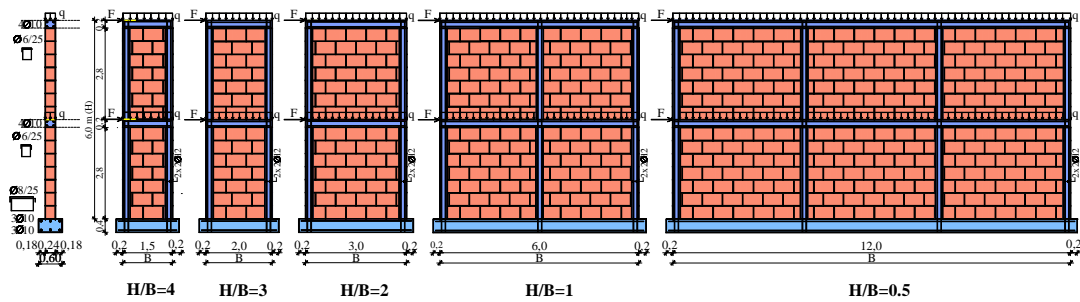
5.6.3. Rezultati numeričke analize

5.6.3.1. Primjer 1

Razmatrani su dvoetažni zidani zidovi različite duljine. Geometrija zidova prikazana je na slici 5.142. Zidovi imaju sljedeće odnose visine (H) i duljine (B): $H/B=4, 3, 2, 1$ i 0.5 . Na slici 5.143 prikazana je prostorna diskretizacija zidanih zidova u Primjeru 1.

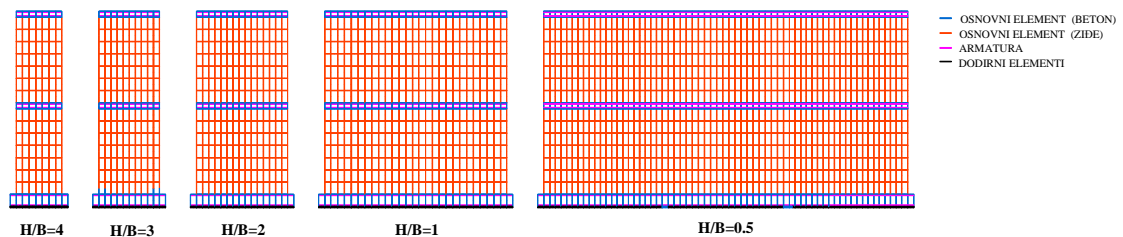


(i) Nearmirani zidani zidovi

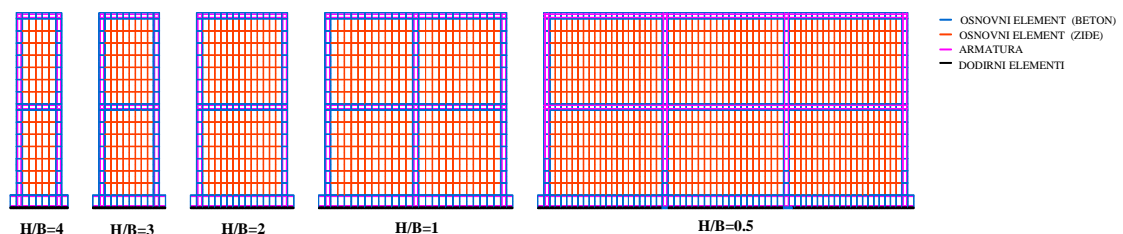


(ii) Omeđeni zidani zidovi

Slika 5.142. Geometrija zidanih zidova u Primjeru 1



(i) Nearmirani zidani zidovi



(ii) Omeđeni zidani zidovi

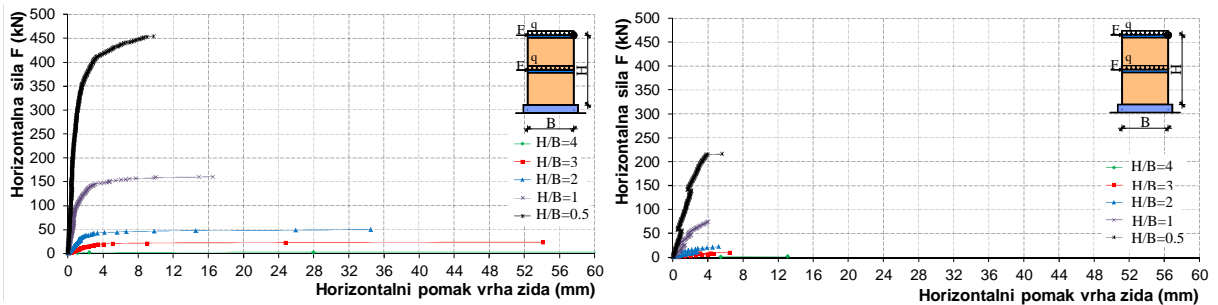
Slika 5.143. Prostorna diskretizacija analiziranih zidova konačnim elementima

A. Statička analiza

Prikazani su odabrani rezultati proračuna. Horizontalni pomak vrha omeđenih i nearmiranih zidanih zidova prikazan je na slici 5.144. Vidljivo je da omeđeni zidani zidovi imaju značajno veću graničnu nosivost od nearmiranih zidanih zidova. Također je vidljiv veliki utjecaj kvalitete ziđa na graničnu nosivost i deformabilnost zidova. Zidovi s dobrim ziđem imaju približno dvostruko veću graničnu nosivost od zidova s lošim ziđem. Odnos visine i duljine zida ima izrazito veliki utjecaj na njegovu graničnu nosivost. Sa smanjivanjem duljine zida povećava se utjecaj savijanja i drastično smanjuje njegova granična nosivost. Odnos granične sile F_u koju zid može nositi s odnosom H/B prikazana je na slici 5.145.

Pomake vrha zida neposredno pred slom treba uzeti s rezervom zbog manjkavosti modela u tom području i utjecaja brojnih lokalnih nelinearnih faktora.

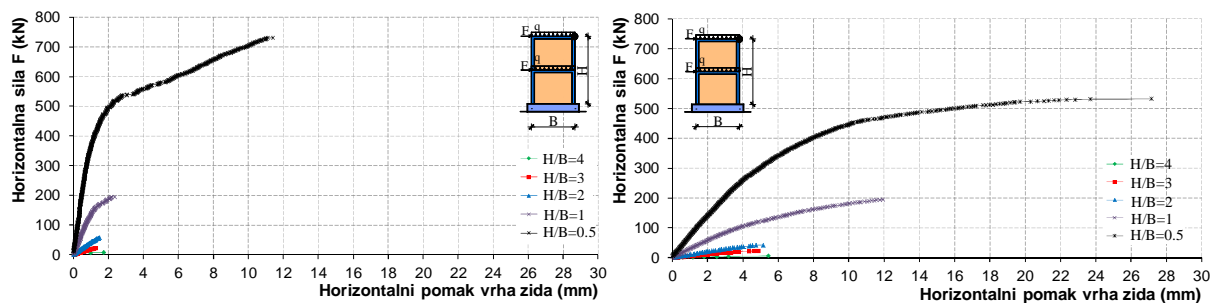
Vertikalno naprezanje u ziđu pri dnu zidanih zidova prikazano je na slici 5.146. U nearmiranim zidanim zidovima pri slomu je dosegnuta tlačna čvrstoća ziđa, dok su kod omeđenih zidanih zidova tlačna naprezanja pri slomu znatno ispod tlačne čvrstoće ziđa. Najmanja su za omeđene zidane zidove s lošim ziđem.



• Dobro ziđe

• Loše ziđe

(i) Nearmirani zidani zidovi

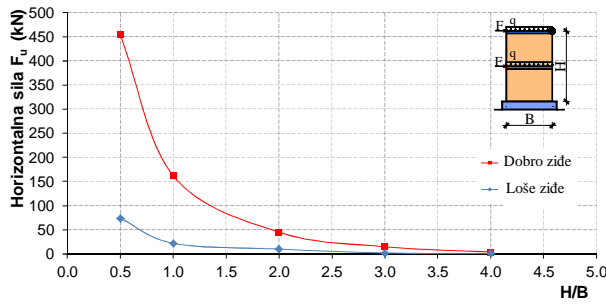


• Dobro ziđe

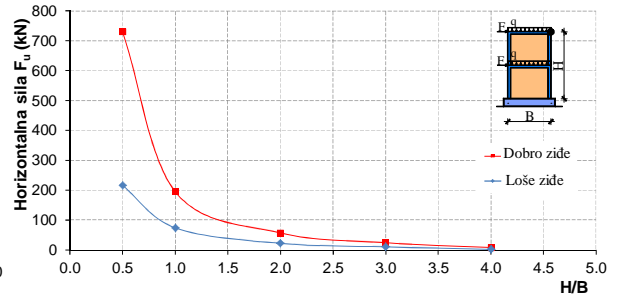
• Loše ziđe

(ii) Omeđeni zidani zidovi

Slika 5.144. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova u Primjeru 1

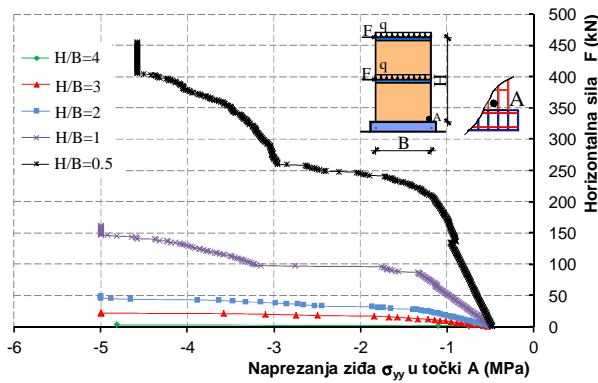


(i) Nearmirani zidani zidovi



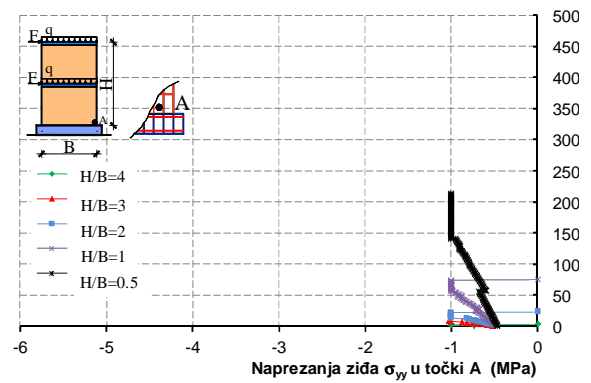
(ii) Omeđeni zidani zidovi

Slika 5.145. Ovisnost granične nosive sile F_u i odnosa H/B

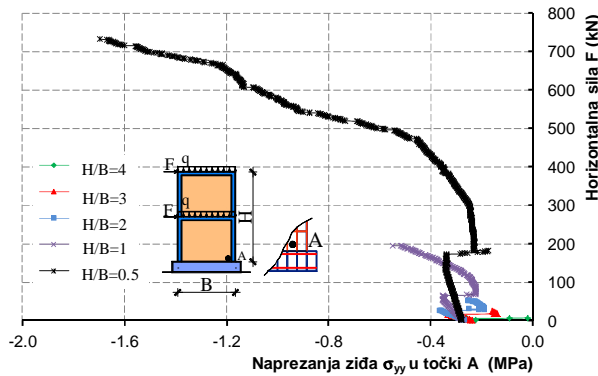


• Dobro zide

(i) Nearmirani zidani zidovi

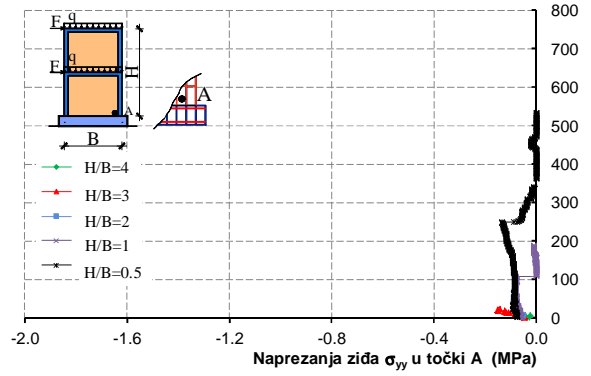


• Loše zide



• Dobro zide

(ii) Omeđeni zidani zidovi



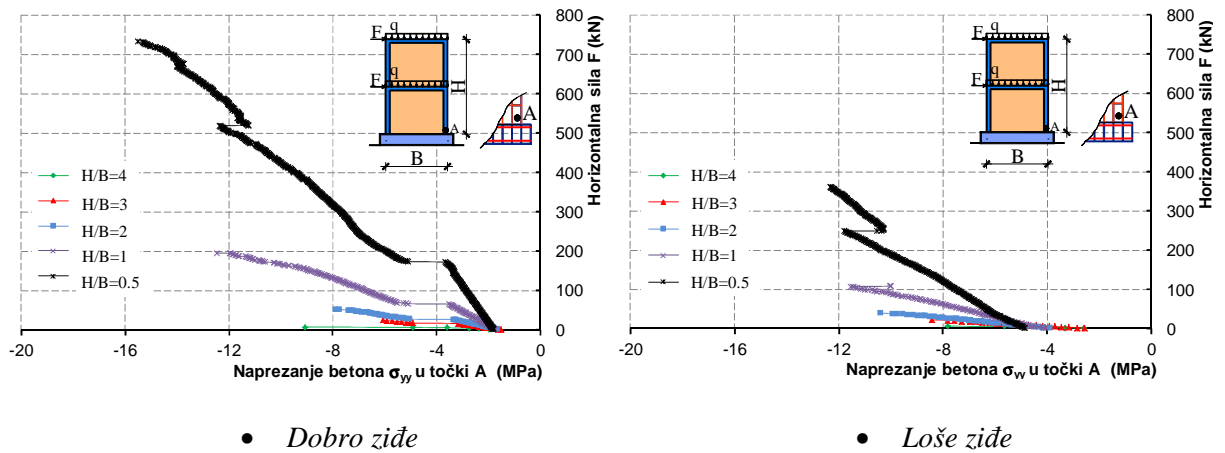
• Loše zide

Slika 5.146. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova

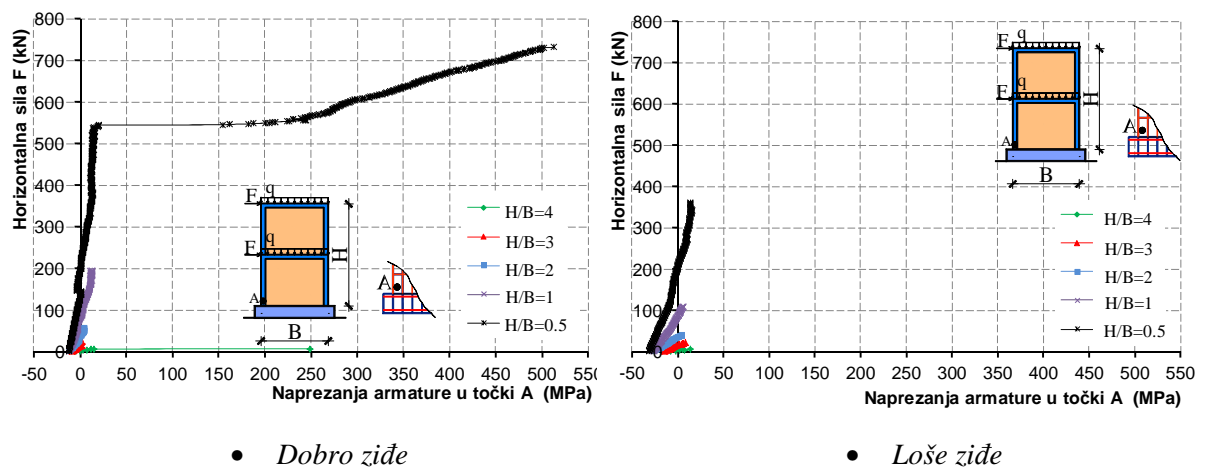
Vertikalno naprezanje betona u vertikalnom serklažu pri dnu omeđenih zidova prikazano je na slici 5.147. Najveća naprezanja su za najdulji zid ($B/H=0,5$) s dobrim zidom i značajno su ispod tlačne čvrstoće betona.

Vertikalno naprezanje vertikalne armature vertikalnog serklaža pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazana su na slici 5.148. Najveća naprezanja su također u najduljem zidu,

blizu granice čvrstoće čelika. U ostalim zidovima napreznja armature su mala. Ovo potvrđuje da je slom tih zidova nastupio prekoračenjem tlačne čvrstoće ziđa.

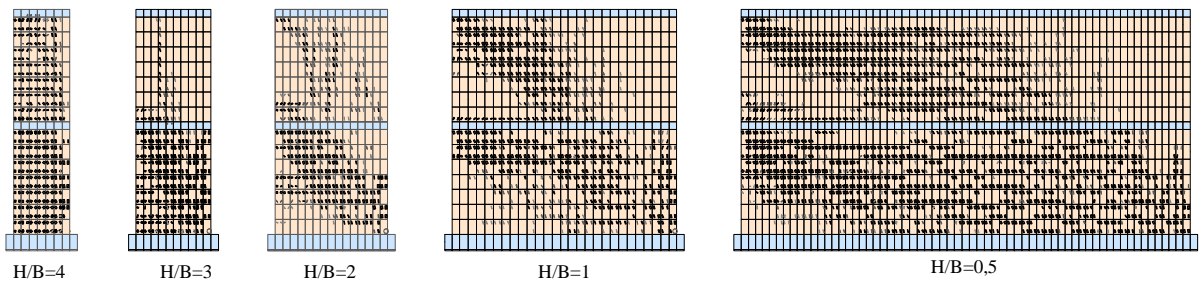


Slika 5.147. Vertikalno napreznje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova

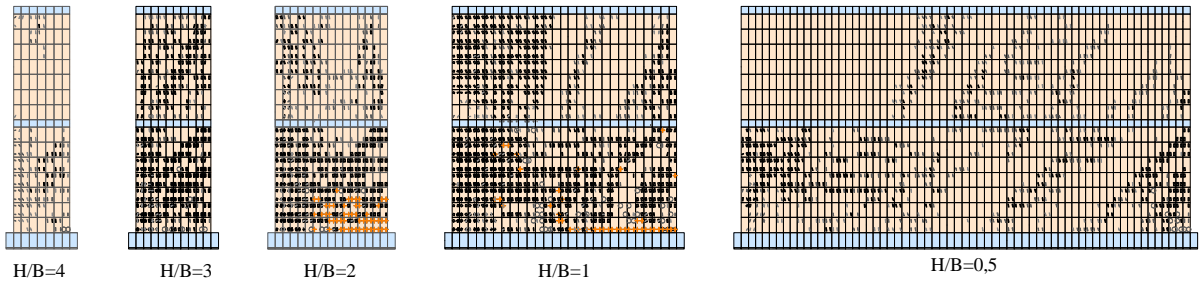


Slika 5.148. Napreznje vertikalne armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža omeđenih zidanih zidova

Računski položaj pukotina u zidanim zidovima neposredno pred slom prikazan je na slici 5.149. Pri tome treba imati na umu da se predmetnim modelom ne dobiva točan položaj pukotina, niti njihova stvarna širina. Definirane su samo zone pukotina i njihov nagib.

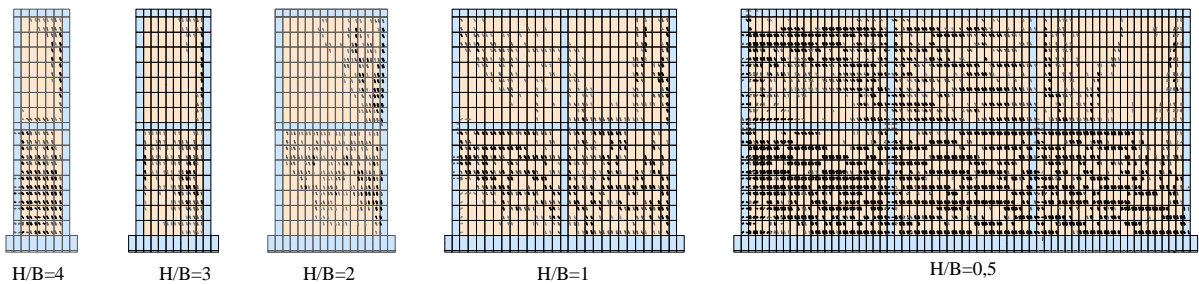


• *Dobro žide*

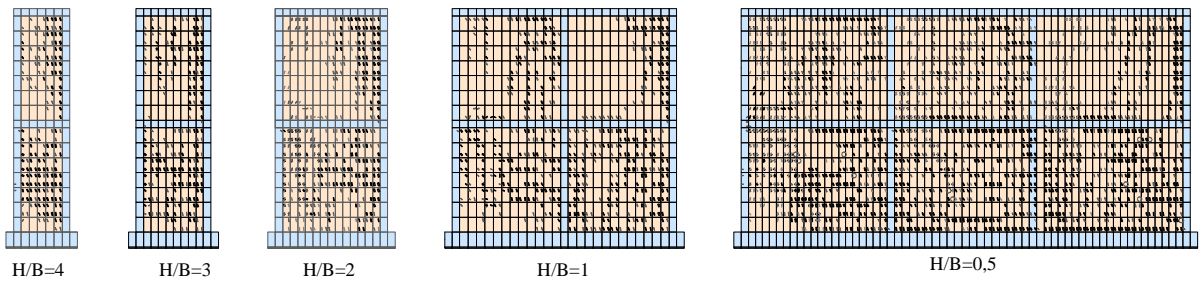


• *Loše žide*

(i) *Nearmirani zidani zidovi*



• *Dobro žide*



• *Loše žide*

(ii) *Omeđeni zidani zidovi*

- popuštanje (plastifikacija u tlaku)
- + drobljenje

Slika 5.149. Računski položaj pukotina u zidanim zidovima neposredno pred slom

B. Dinamička analiza

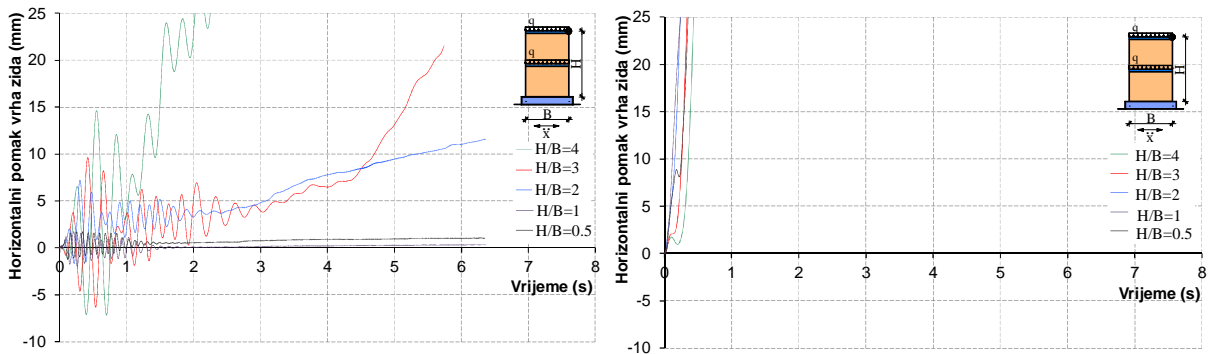
Prvi i drugi period slobodnih oscilacija zidanih zidova prikazan je u tablici 5.6. Zidovi su izloženi jednolikom harmonijskom ubrzanju podloge prema slici 5.1 iii. Period pobude odgovara prvom periodu slobodnih oscilacija elastičnog zida (T_1). Treba naglasiti da usvojena dinamička pobuda vjerojatno nije najnepovoljnija jer se krutost zidova naglo smanjuje pri pojavi nelinearnosti u zidu.

Tablica 5.6. Prvi (T_1) i drugi (T_2) period slobodnih oscilacija zidova iz Primjera 1

B/H	Nearmirani zidovi				Omeđeni zidovi			
	Dobro ziđe		Loše ziđe		Dobro ziđe		Loše ziđe	
	T_1 [s]	T_2 [s]	T_1 [s]	T_2 [s]	T_1 [s]	T_2 [s]	T_1 [s]	T_2 [s]
4	0.2542	0.0511	0.5647	0.1135	0.1403	0.0365	0.1935	0.0630
3	0.1958	0.0451	0.4407	0.1002	0.1221	0.0349	0.1845	0.0629
2	0.1459	0.0400	0.3239	0.0890	0.1042	0.0333	0.1767	0.0628
1	0.1009	0.0359	0.2241	0.0799	0.0856	0.0310	0.1650	0.0607
0.5	0.0874	0.0341	0.1882	0.0760	0.0782	0.0303	0.1621	0.0605

Horizontalni pomak vrha zidanih zidova prikazan je na slici 5.150. Nearmirani zidani zidovi imaju drastično manju otpornost na dinamičku pobudu od omeđenih zidanih zidova. Pri tome se svi nearmirani zidani zidovi s lošim ziđem urušavaju za pobudu s najvećim ubrzanjem podloge 0,1g, kao i oni s dobrim ziđem odnosa $H/B=4, 3$ i 2 . Jedino se nearmirani zidovi s odnosom $H/B=1$ i $0,5$ ne urušavaju za ovu pobudu. Svi omeđeni zidani zidovi mogu podnijeti pobudu s ubrzanjem baze 0,3g, osim onog s lošim ziđem odnosa $H/B=0,5$ koji se urušava. Zidovi s lošim ziđem imaju značajno veće horizontalne pomake u odnosu na one s dobrim ziđem. U početku djelovanja pobude javlja se rezonantno ponašanje zidova i vrlo brzo dolazi do nelinearnosti u zidu. Nakon pada krutosti zidova, pomaci se "prilagođavaju" pobudi. Odnos H/B ima manji utjecaj na ponašanje zidanih zidova pri ubrzanju podloge u odnosu na horizontalne statičke sile.

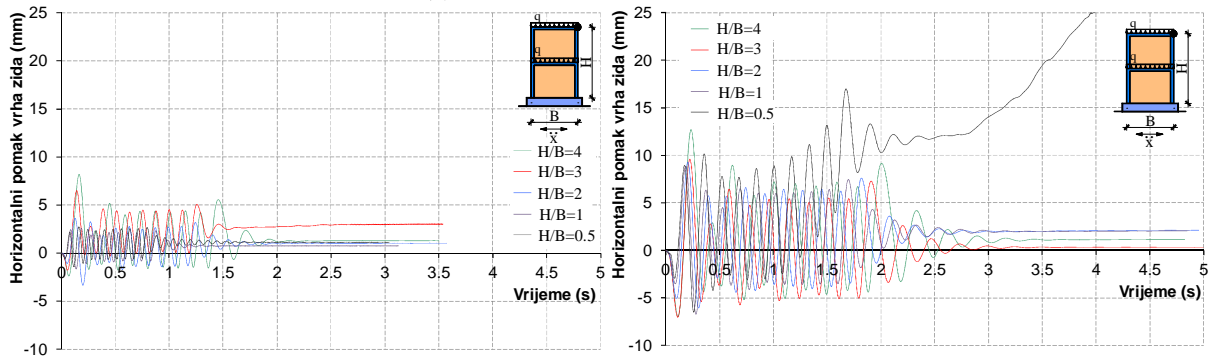
Vertikalno naprezanje u zidu pri dnu zidanih zidova prikazano je na slici 5.151. Ona se povećavaju s povećanjem odnosa visine i duljine zida. U nearmiranim zidanim zidovima s lošim ziđem, te kod nearmiranih zidanih zidova s dobrim ziđem koji teže urušavanju je dosegnuta tlačna čvrstoća ziđa, dok su kod omeđenih zidova tlačna naprezanja znatno ispod tlačne čvrstoće ziđa, osim za omeđeni zid s lošim ziđem i odnosom $H/B=0,5$ gdje je dosegnuta tlačna čvrstoća ziđa.



• Dobro žiđe

• Loše žiđe

(i) Nearmirani zidani zidovi

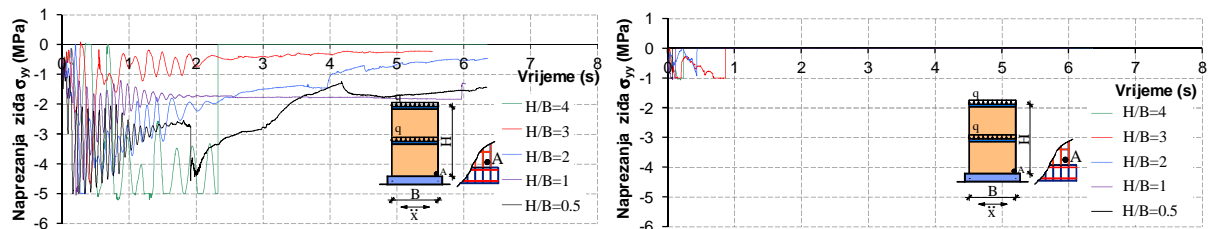


• Dobro žiđe

• Loše žiđe

(ii) Omeđeni zidani zidovi

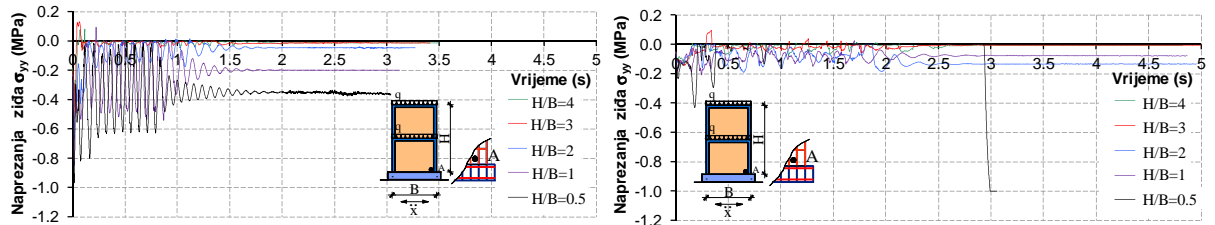
Slika 5.150. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova



• Dobro žiđe

• Loše žiđe

(i) Nearmirani zidani zidovi



• Dobro žiđe

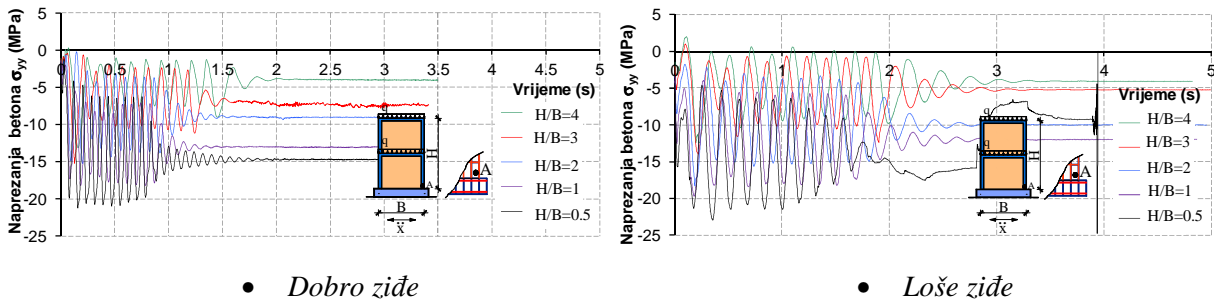
• Loše žiđe

(ii) Omeđeni zidani zidovi

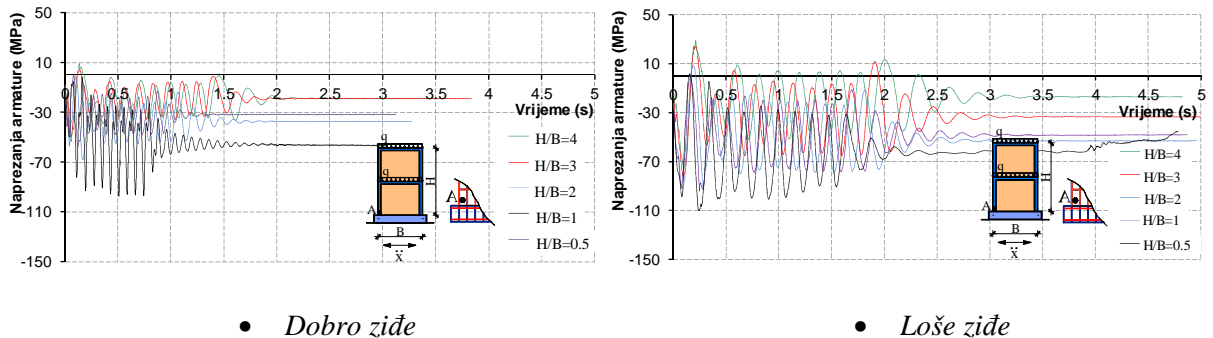
Slika 5.151. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova

Vertikalno naprezanje betona u vertikalnom serklažu pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazano je na slici 5.152. Ona se također povećavaju s povećanjem odnosa H/B. Najveća naprezanja su za najdulji zid (B/H=0,5) s lošim zidom.

Vertikalno naprezanje vertikalne armature vertikalnog serklaža pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazana su na slici 5.153. Naprezanja vertikalne armature su mala, te su značajno ispod granice čvrstoće čelika. Ovo potvrđuje da je slom tih zidova nastupio prekoračenjem tlačne čvrstoće ziđa.



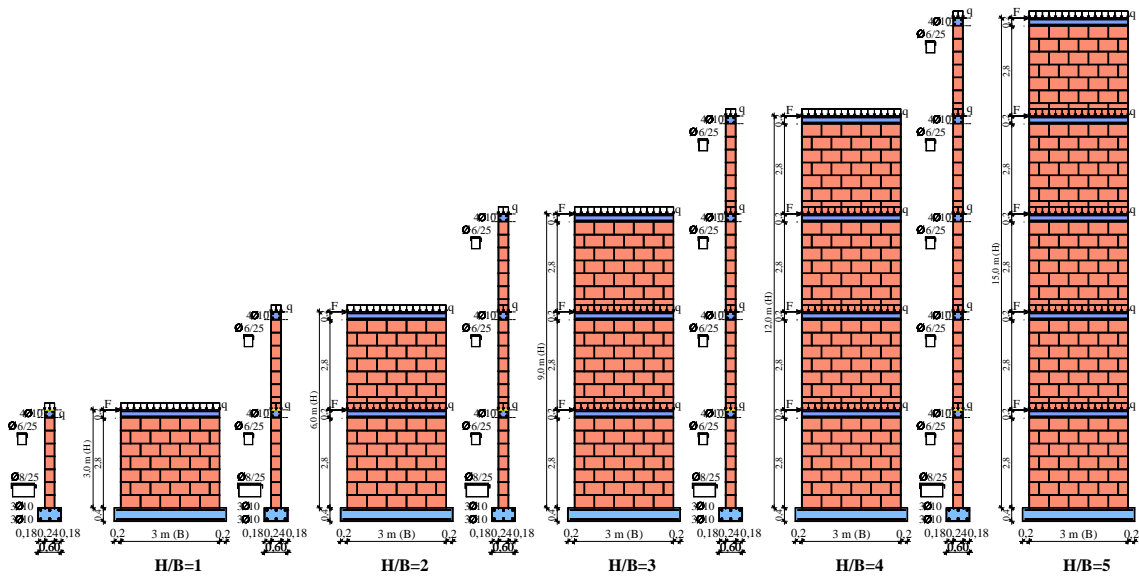
Slika 5.152. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova



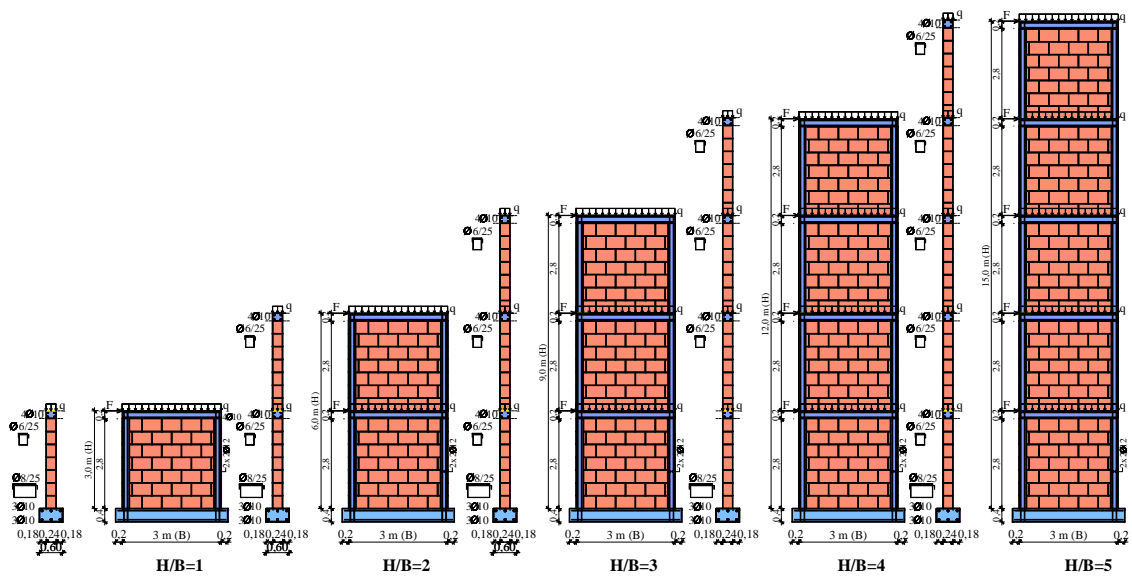
Slika 5.153. Naprezanje vertikalne armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža omeđenih zidanih zidova

5.6.3.2 Primjer 2

Razmatrani su zidovi jednake duljine i različite etažnosti (visine). Geometrija zidova prikazana je na slici 5.154. Zidovi imaju odnose visine i duljine $H/B=1, 2, 3, 4$ i 5 . Prostorna diskretizacija zidanih zidova konačnim elementima prikazana je na slici 5.155 za Primjer 2.

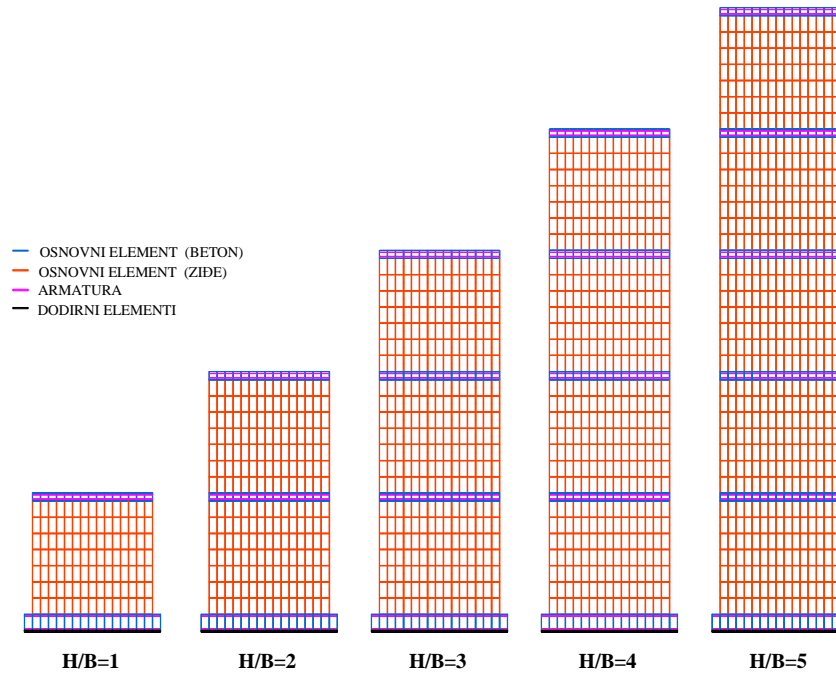


(i) Nearmirani zidani zidovi

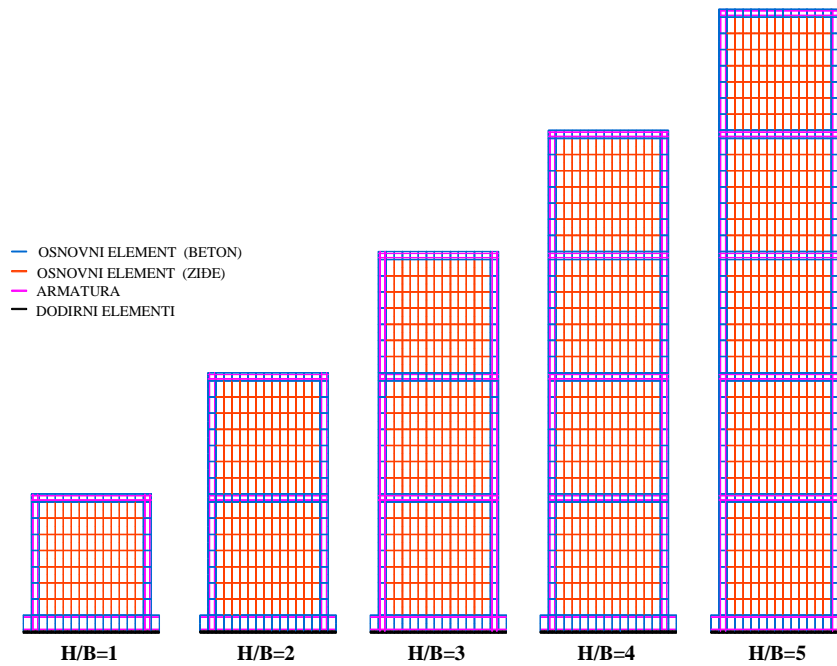


(ii) Omeđeni zidani zidovi

Slika 5.154. Geometrija analiziranih zidanih zidova u Primjeru 2



(i) Nearmirani zidani zidovi

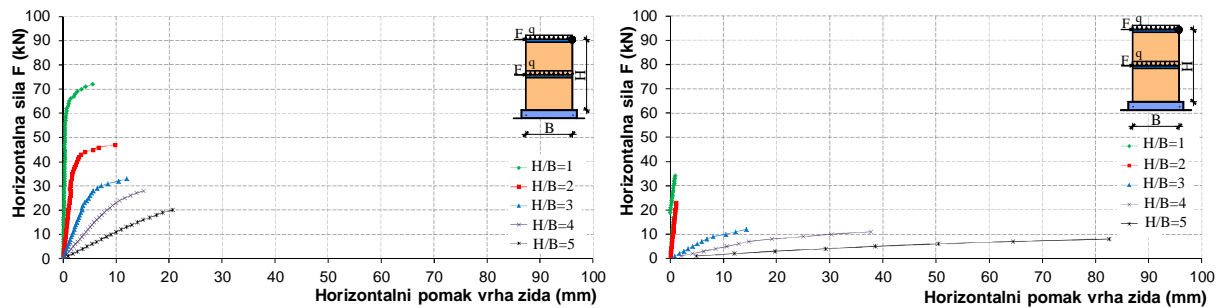


(ii) Omeđeni zidani zidovi

Slika 5.155. Prostorna diskretizacija analiziranih zidova u Primjeru 2

A. Statička analiza

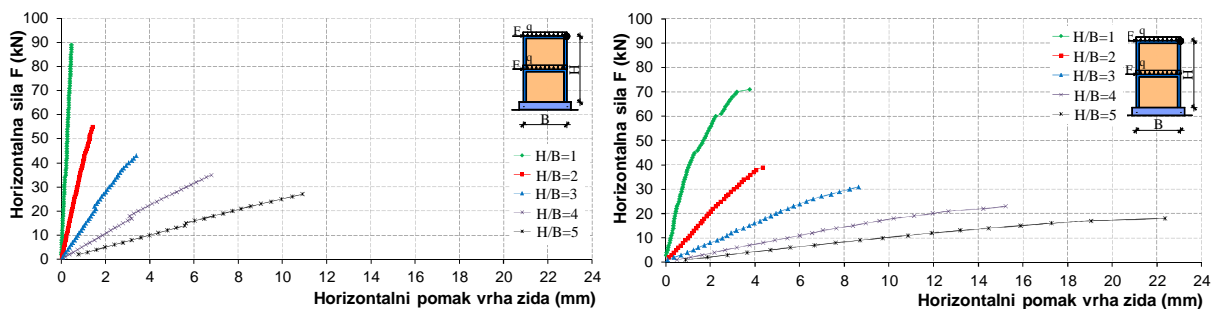
Horizontalni pomak vrha zidanih zidova prikazan je na slici 5.156. Omeđeni zidani zidovi imaju veću nosivost od nearmiranih zidanih zidova. Ta je razlika ovdje manja u odnosu na zidove iz Primjera 1. Zidovi s dobrim žiđem također imaju veću nosivost od zidova s lošim žiđem. Ta je razlika za omeđene zidane zidove ovdje manja u odnosu na zidove iz Primjera 1. Naime, treba primijetiti da široki zidovi u Primjeru 1 imaju više vertikalnih serklaža, dok zidovi iz Primjera 2 imaju samo dva. S povećanjem etažnosti smanjuje se njihova granična nosivost. Utjecaj odnosa granične nosivosti sile F_u i odnosa H/B prikazan je na slici 5.157.



• Dobro žiđe

(i) Nearmirani zidani zidovi

• Loše žiđe

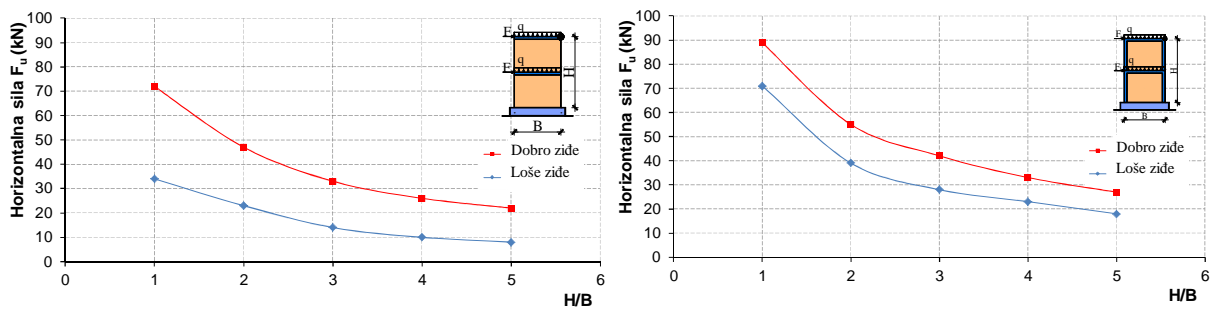


• Dobro žiđe

(ii) Omeđeni zidani zidovi

• Loše žiđe

Slika 5.156. Horizontalni pomak vrha zida u Primjeru 2 za statičko opterećenje



(i) Nearmirani zidani zidovi

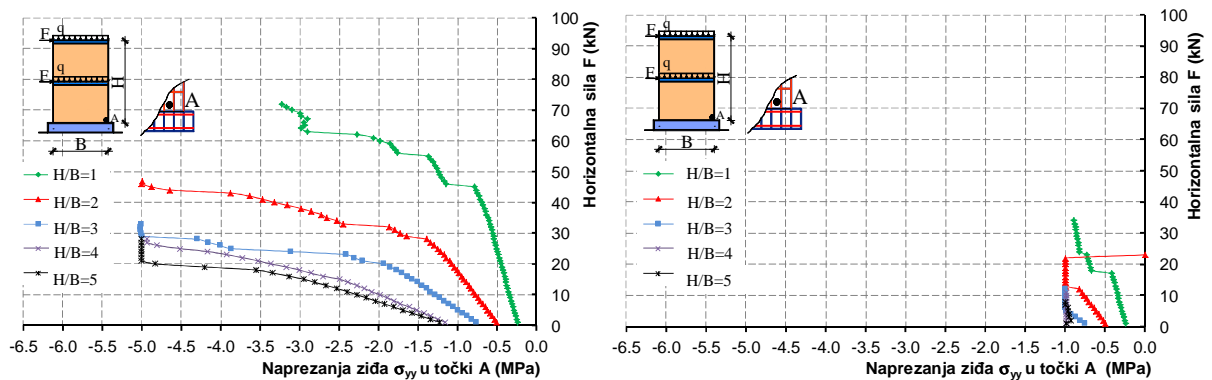
(ii) Omeđeni zidani zidovi

Slika 5.157. Ovisnost granične nosive sile F_u i odnosa H/B

Vertikalno naprezanje u zidu pri dnu zidanih zidova prikazano je na slici 5.158. U nearmiranim zidovima pri slomu je dosegnuta tlačna čvrstoća ziđa, dok su kod omeđenih zidova tlačna naprezanja u zidu značajno manja.

Naprezanje betona u vertikalnom serklažu pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazana je na slici 5.159. Rezultati su kompatibilni onima na slici 5.147.

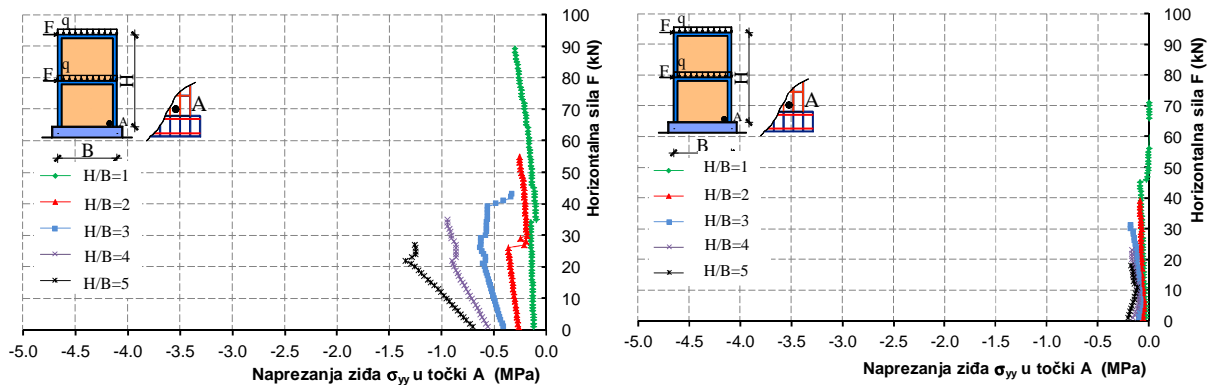
Naprezanje vertikalne armature vertikalnog serklaža pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazano je na slici 5.160. Naprezanja armature su vrlo mala jer slom zidova dolazi njihovim prevrtanjem.



• Dobro zide

• Loše zide

(i) Nearmirani zidani zidovi

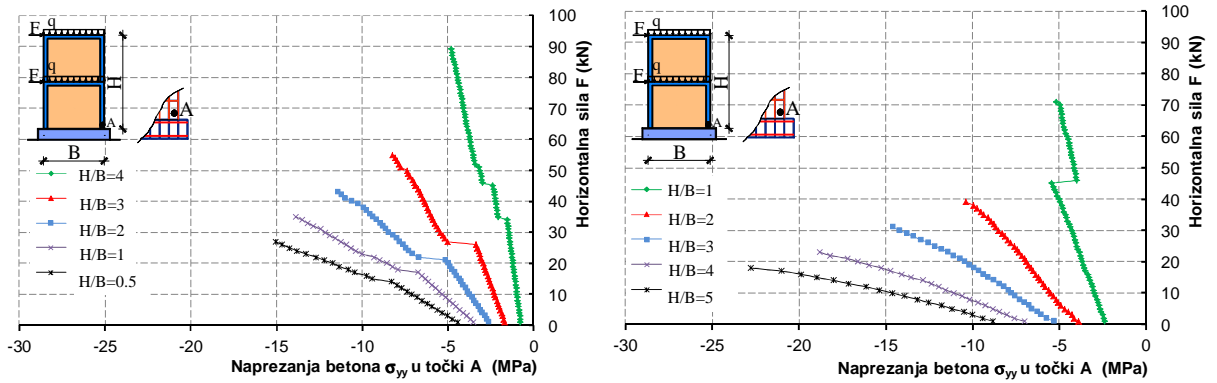


• Dobro zide

• Loše zide

(ii) Omeđeni zidani zidovi

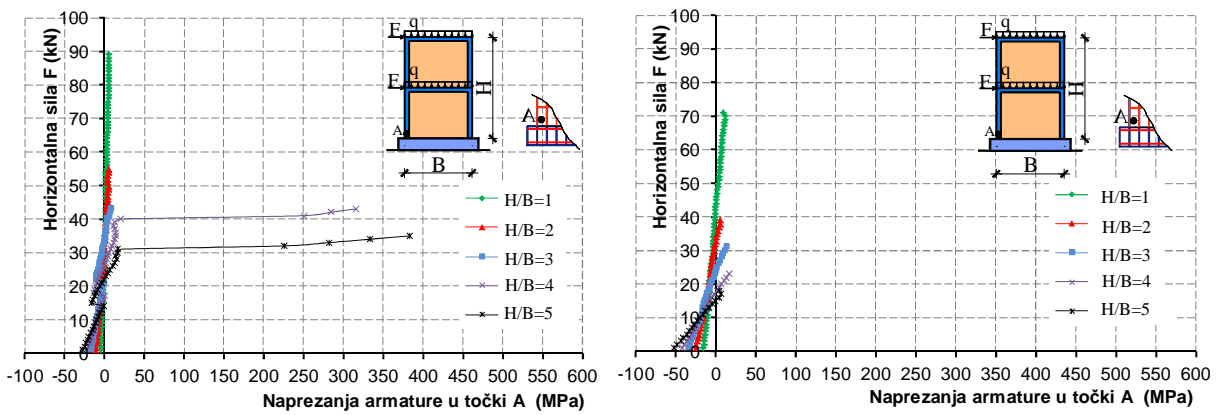
Slika 5.158. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A zidanih zidova



• Dobro zide

• Loše zide

Slika 5.159. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A omeđenih zidanih zidova

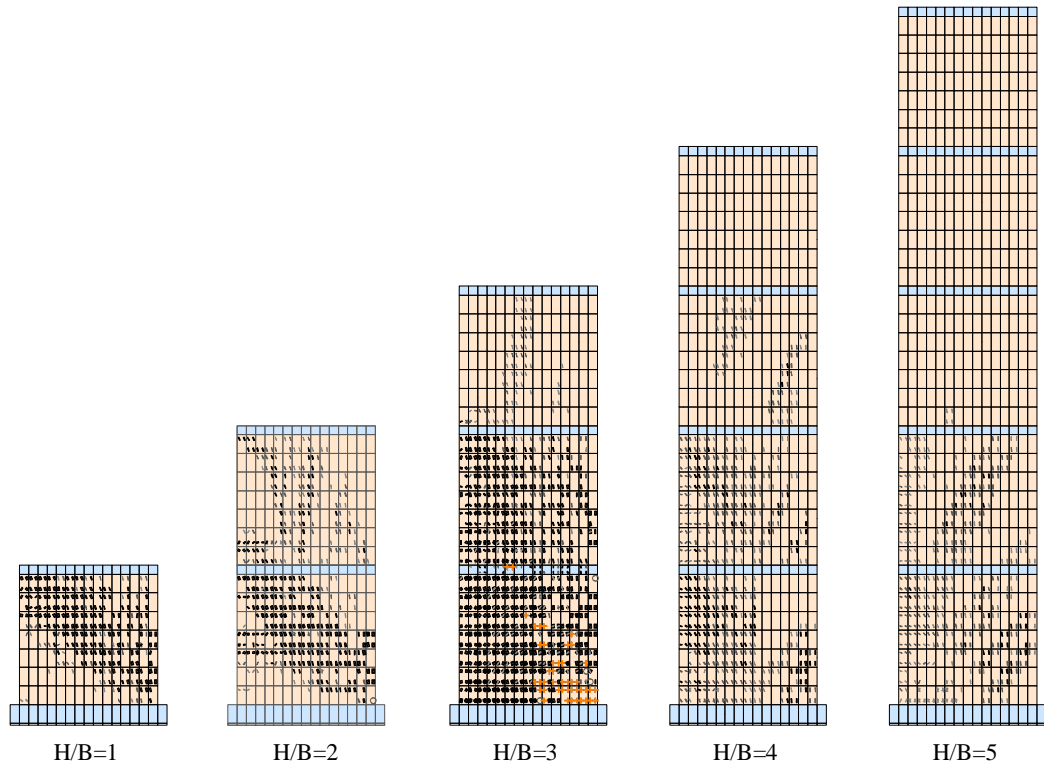


• Dobro zide

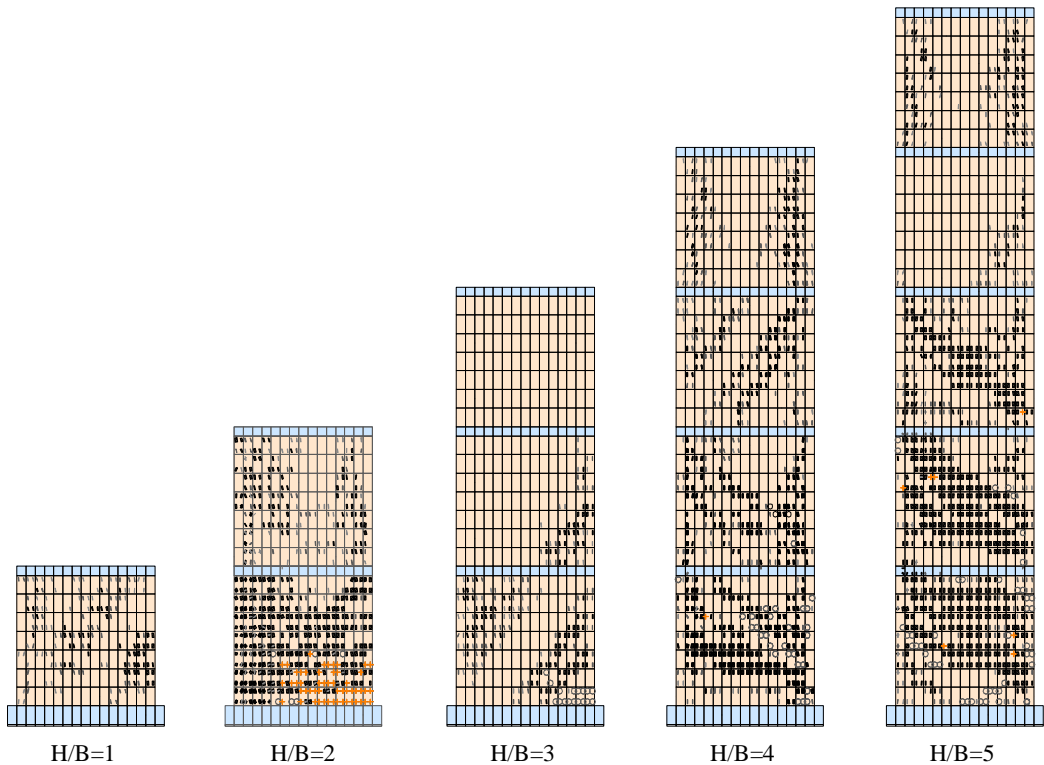
• Loše zide

Slika 5.160. Naprezanje vertikalne armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža omeđenih zidanih zidova

Računski položaj pukotina u zidovima prikazan je na slikama 5.161 i 5.162.



• *Dobro zide*

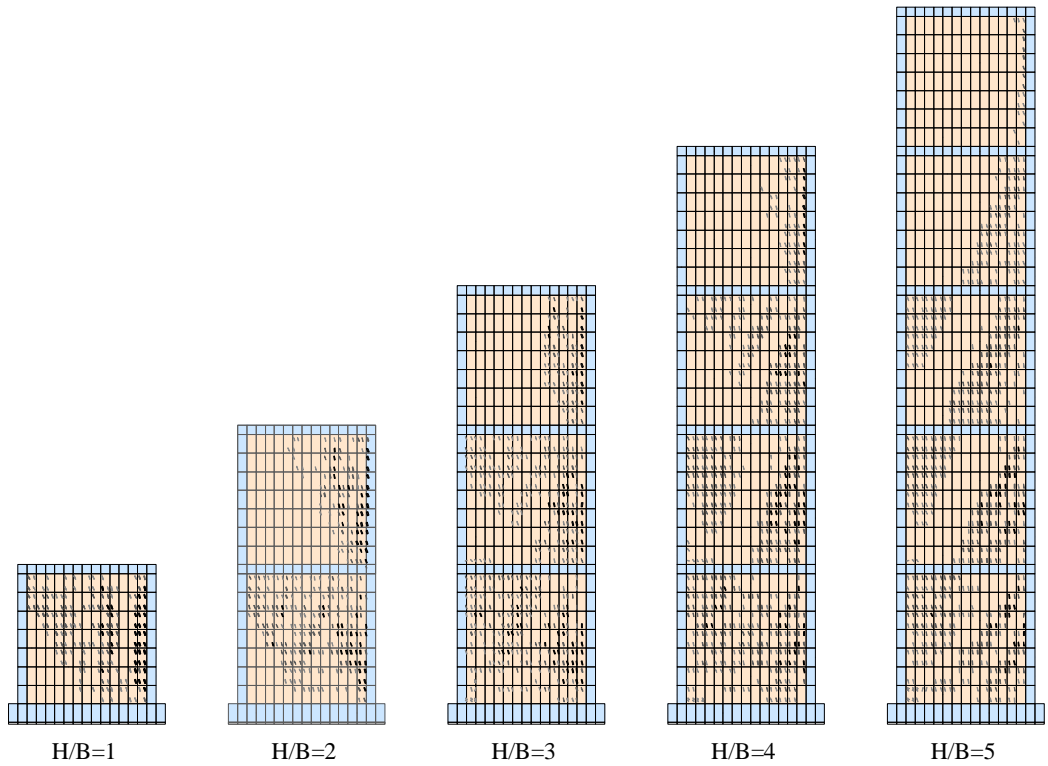


○ popuštanje (plastifikacija u tlaku)

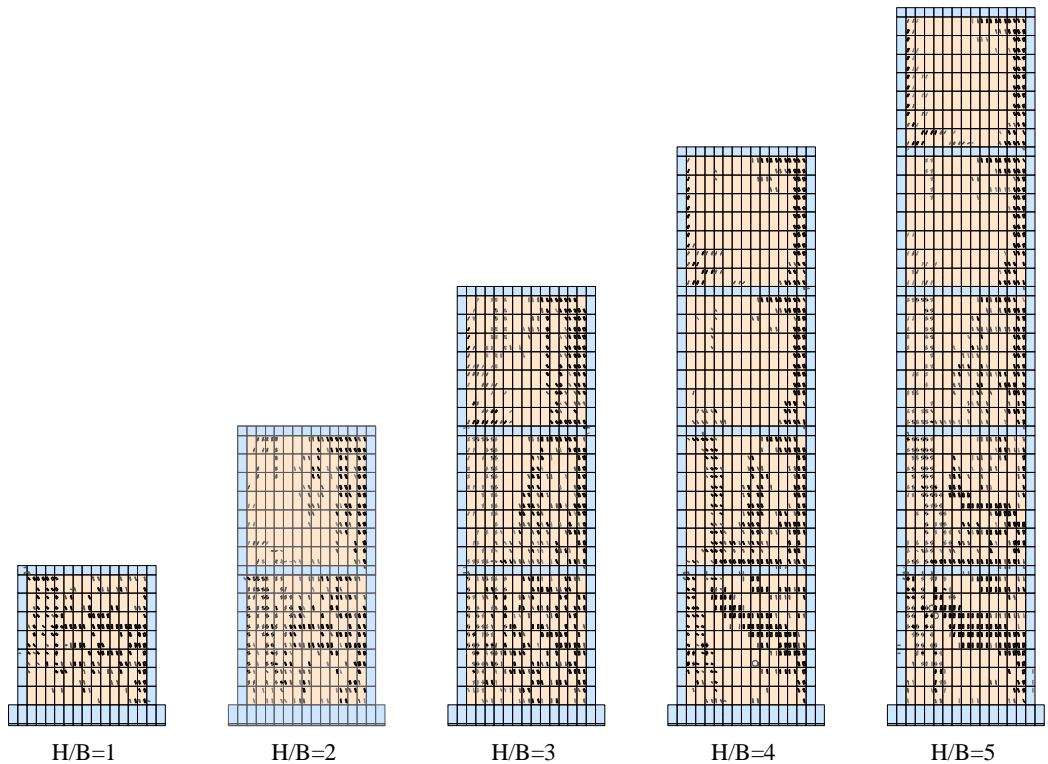
+ drobljenje

• *Loše zide*

Slika 5.161. Stanje pukotina u nearmiranim zidanim zidovima neposredno pred slom za statičko opterećenje



• *Dobro zide*



○ popuštanje (plastifikacija u tlaku)
 + drobljenje

• *Loše zide*

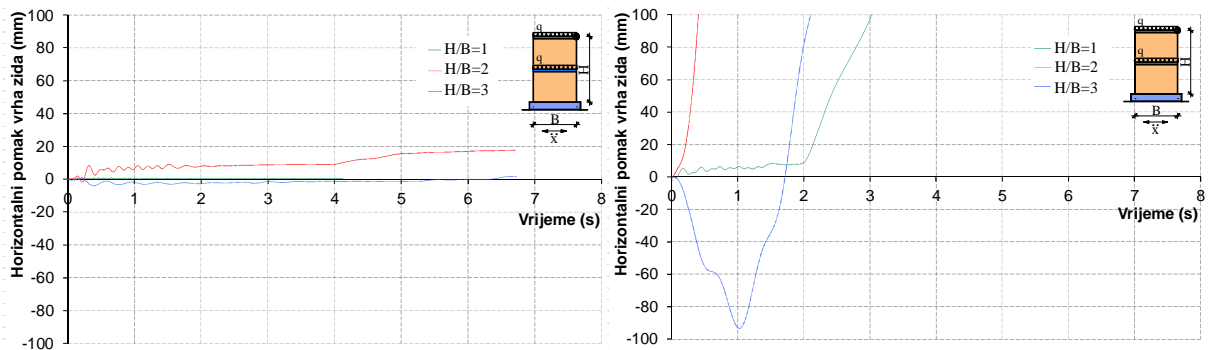
Slika 5.162. Stanje pukotina u omeđenim zidanim zidovima neposredno pred slom za statičko opterećenje

B. Dinamička analiza

Prvi i drugi period slobodnih oscilacija zidova prikazan je u tablici 5.7. Zidovi su također izloženi jednolikom harmonijskom ubrzanju podloge kao zidovi u točki 5.6.3.1. Period pobude također odgovara prvom periodu slobodnih oscilacija elastičnog zida (T_1).

Tablica 5.7. Prvi (T_1) i drugi (T_2) period slobodnih oscilacija zidova iz Primjera 2

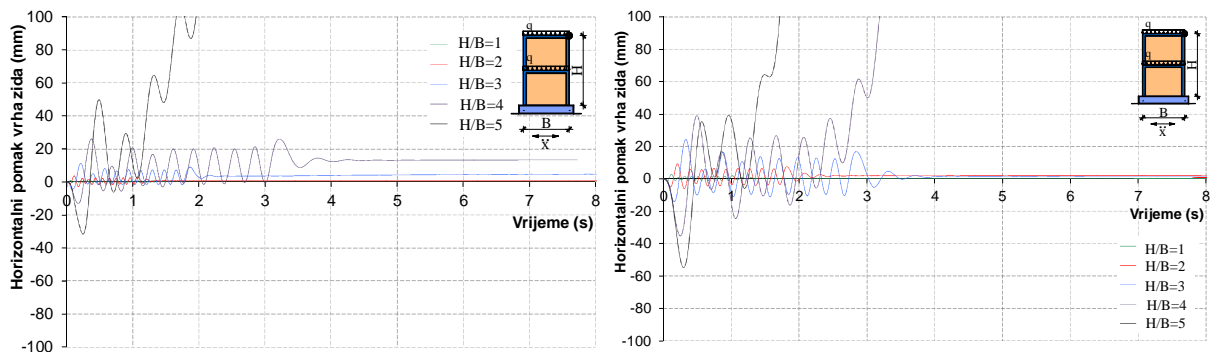
B/H	Nearmirani zidovi				Omeđeni zidovi			
	Dobro ziđe		Loše ziđe		Dobro ziđe		Loše ziđe	
	T_1 [s]	T_2 [s]	T_1 [s]	T_2 [s]	T_1 [s]	T_2 [s]	T_1 [s]	T_2 [s]
1	0.0635	0.0201	0.1409	0.0448	0.0512	0.0365	0.0982	0.0328
2	0.1459	0.0400	0.3239	0.0890	0.1042	0.0333	0.1767	0.0628
3	0.2689	0.0620	0.5974	0.1379	0.1801	0.0495	0.2742	0.0892
4					0.2801	0.0687	0.3938	0.1200
5					0.4008	0.0902	0.5323	0.1524



• Dobro ziđe

• Loše ziđe

(i) Nearmirani zidani zidovi



• Dobro ziđe

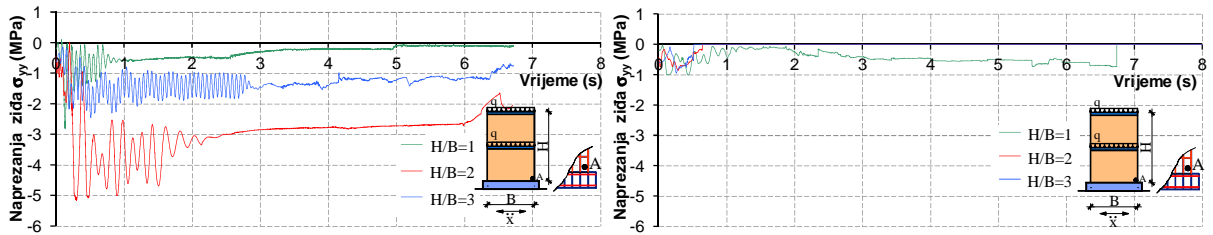
• Loše ziđe

(ii) Omeđeni zidani zidovi

Slika 5.163. Horizontalni pomak vrha zidanih zidova

Horizontalni pomak vrha zidanih zidova prikazan je na slici 5.163. Nearmirani zidani zidovi imaju daleko manju otpornost na usvojenu dinamičku pobudu od omeđenih zidanih zidova. Nearmirani zidani zidovi s lošim ziđem se urušavaju pri minimalnom ubrzanju

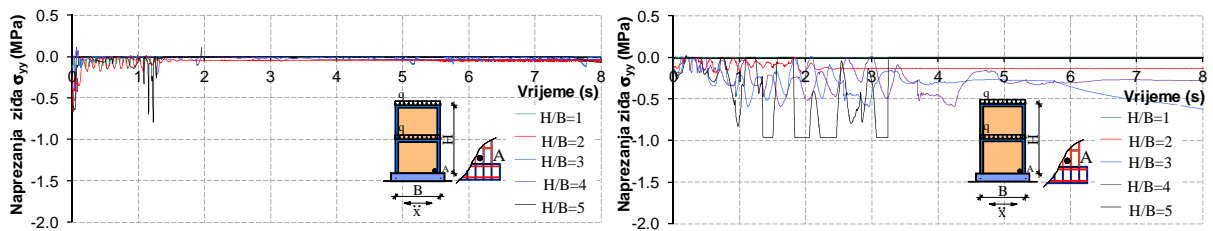
0.1g. Također se urušava omeđeni zidani zid s dobrim zidom odnosa $H/B=5$, kao i omeđeni zidani zidovi s lošim zidom odnosa $H/B=4$ i 5. U odnosu na zidove razmatrane u točki 5.6.3.1, ovi zidovi imaju veće pomake jer su savojno mekši.



• Dobro zide

• Loše zide

(i) Nearnmirani zidani zidovi

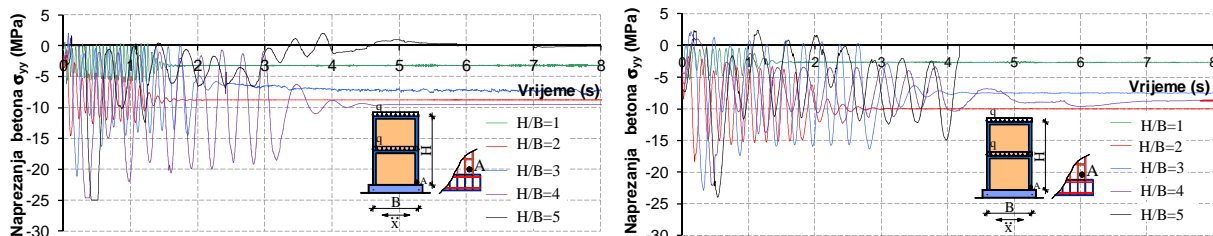


• Dobro zide

• Loše zide

(ii) Omeđeni zidani zidovi

Slika 5.164. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu zidanih zidova

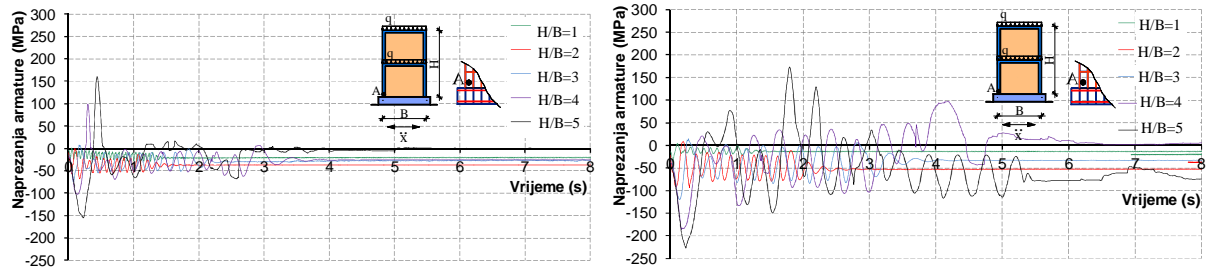


• Dobro zide

• Loše zide

Slika 5.165. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova

Napreznja zida pri dnu zidanih zidova prikazan su na slici 5.164. Ona se također povećavaju s povećanjem odnosa visine i duljine zida. Dosežu tlačnu čvrstoću zida kod nearmiranih zidanih zidova i omeđenih zidanih zidova s lošim zidom. Napreznja betona pri dnu vertikalnog serklaža omeđenih zidanih zidova prikazan su na slici 5.165 i također se povećavaju s povećanjem odnosa H/B , dosežu čvrstoću betona za dobro zide. Napreznje armature vertikalnog serklaža pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazano ja slici 5.166. Značajno su veća nego za zidane zidove razmatrane u Primjeru 1, a osobito za loše zide.



- *Dobro ziđe*

- *Loše ziđe*

Slika 166. Naprezanje vertikalne armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža omeđenih zidanih zidova

5.6.4. Zaključak

Na temelju provedenih numeričkih istraživanja, mogu se donijeti niže navedeni zaključci. Odnos visine i duljine zidanih zidova ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje pri statičkom opterećenju i potresu. Uz istu visinu (etažnost), povećanjem duljine zida povećava se njegova posmična krutost i osobito krutost na savijanje. Uz istu širinu zida, povećanjem njegove visine (etažnosti) značajno se smanjuje njegova krutost na savijanje. S povećanjem odnosa visine i duljine zida smanjuje se njegova granična nosivost, te povećavaju pomaci, naprezanja u zidu, betonu i armaturi. Omeđeni zidani zidovi imaju značajno veću graničnu nosivost i manje pomake od nearmiranih zidanih zidova. Kvaliteta ziđa ima veliki utjecaj na njihovu graničnu nosivost, deformabilnost i naprezanje u zidu i serklažima. U odnosu na dobro ziđe, loše ziđe ima za posljedicu značajno manju nosivost i veću deformabilnost zidanih zidova. Nearmirani zidani zidovi mogu izdržati samo mala potresna ubrzanja i to za samo nisku etažnost. Takve zidove ne treba koristiti u seizmički aktivnim područjima. Uporabu lošeg ziđa treba isključiti, a osobito kod konstrukcija u potresnim područjima.

5.7. Numerički testovi utjecaja anizotropije zida na nosivost zidanih zidova

5.7.1. Općenito

Zide je izrazito anizotropan materijal. Prije svega, zidni elementi najčešće imaju vertikalne šupljine, odnosno različite čvrstoće i krutosti u horizontalnom i vertikalnom smjeru. Kod toga je čvrstoća i krutost zidnih elemenata u vertikalnom smjeru redovito značajno veća od čvrstoće i krutosti u horizontalnom smjeru. Isto tako, čvrstoća i krutost horizontalnih i vertikalnih sljubnica je dosta različita. Kod toga su vertikalne sljubnice često djelomično ispunjene mortom ili ga uopće nemaju. Anizotropija zidnih elemenata i morta u sljubnicama imaju za posljedicu i anizotropiju zida. Kod punih zidnih elemenata izotropnih svojstava, anizotropija zida je manje izražena. U praksi se susreće zide s relativno malom, ali i velikom anizotropijom u horizontalnom i vertikalnom smjeru.

Neka istraživanja utjecaja anizotropije zida na njegovo ponašanje pod opterećenjem mogu se naći u [86, 100, 102, 140, 142, 221, 269, 299, 349-354]. Svaka daljnja istraživanja u tom pogledu su dobro došla jer anizotropija zida može imati značajan utjecaj na ponašanje nearmiranih i osobito omeđenih zidanih zidova pod horizontalnim statičkim i potresnim opterećenjem.

5.7.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima

Analizirani su dvoetažni nearmirani i omeđeni zidani zidovi različite duljine ($B=3$ m, 6 m, 12 m), čija je geometrija prikazana na slici 5.167. Svi su zidovi širine 0,24 m, sa širinom betonskog temelja 0,6 m. Temelji svih zidova te horizontalni i vertikalni serklaži armirani su na isti način kao kod zidova u točki 5.3. Usvojeno je da su zidovi oslonjeni na krutu nepopustljivu podlogu, s mogućnošću odizanja. Korišten je makromodel zida, s anizotropnim svojstvima gradiva. Razmatrani su slučajevi dobrog zida (visokih čvrstoća i krutosti) i lošeg zida (male čvrstoće i krutosti). Usvojeni osnovni parametri gradiva prikazani su u tablici 5.9 i 5.10. Prostorna diskretizacija analiziranih zidanih zidova konačnim elementima prikazana je na slici 5.143 (vidjeti točku 5.6.2).

Analizirani su različiti koeficijenti anizotropije zida K_a (tablica 5.9 i 5.10), gdje je:

$$K_a = E_{mh}/E_{mv} = f_{mch}/f_{mcv} = f_{mth}/f_{mtv} \quad (5.1)$$

U gornjim izrazima E_{mh} , E_{mv} označava module elastičnosti u horizontalnom i vertikalnom smjeru, f_{mch} , f_{mcv} tlačnu čvrstoću ziđa u vertikalnom i horizontalnom smjeru i f_{mth} , f_{mtv} vlačnu čvrstoću ziđa u horizontalnom i vertikalnom smjeru.

Treba napomenuti da vrijedi:

$$E_{mv}v_{mh} = E_{mh}v_{mv} \quad (5.2)$$

gdje su v_{mh} i v_{mv} Poisson-ovi koeficijenti u horizontalnom i vertikalnom smjeru. Modul posmika za ziđe G_m dat je izrazom:

$$G_m = \frac{1}{\frac{1+v_{mh}}{E_{mh}} + \frac{1+v_{mv}}{E_{mv}}} \quad (5.3)$$

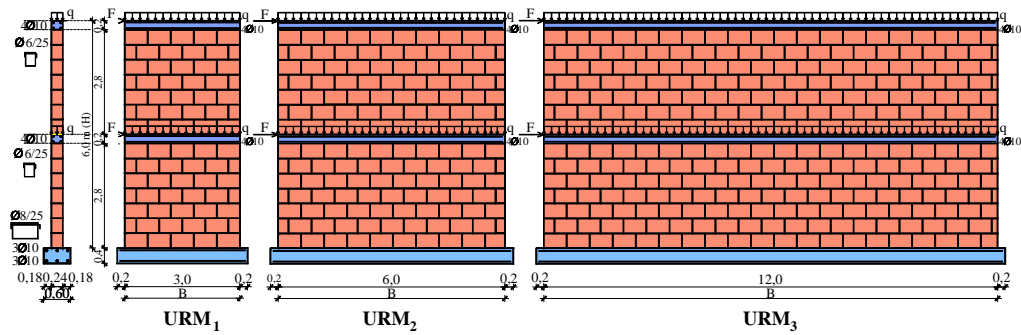
U statičkim analizama, uz konstantno vertikalno opterećenje u iznosu od 40 kN/m, zidovi su na razini etaža opterećivani horizontalnim silama (F) do sloma. U dinamičkim analizama, zidovi su izloženi horizontalnom harmonijskom ubrzanju podloge čiji period odgovara prvom periodu (T_1) slobodnih oscilacija pojedinog zida s elastičnim svojstvima gradiva (slika 5.1iii). Maksimalno ubrzanje podloge uzeto je za omeđene zidane zidove $a_{max}=0,3g$, a za nearmirane zidane zidove $a_{max}=0,1g$. Trajanje pobude uzeto je $10T_1$, a trajanje analize $25T_1$.

Tablica 5.9. Faktori anizotropije i osnovni parametri za dobro ziđe

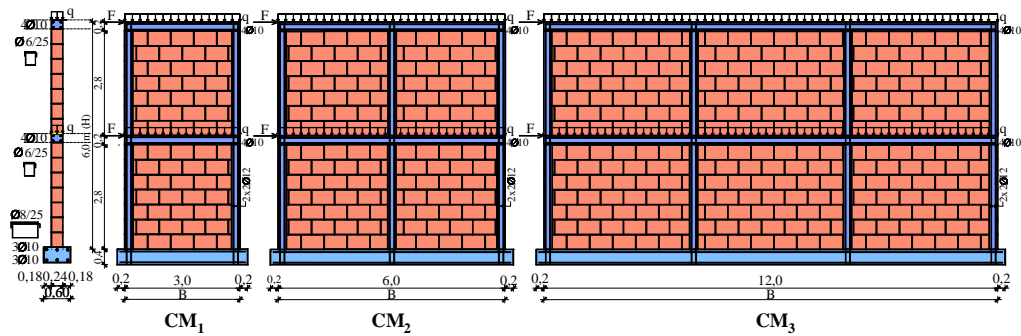
Parametri	Jedinica	Dobro ziđe			
		$K_a=0.2$	$K_a=0.4$	$K_a=0.6$	$K_a=1.0$
modul elastičnosti E_v	MPa	5 000	5 000	5 000	5 000
modul elastičnosti E_h	MPa	1 000	2 000	3 000	5 000
modul posmika	MPa	793.6	1315.7	1685.4	2173.9
tlačna čvrstoća f_{mcv}	MPa	5.0	5.0	5.0	5.0
tlačna čvrstoća f_{mch}	MPa	1.0	2.0	3.0	5.0
vlačna čvrstoća f_{mtv}	MPa	0.15	0.15	0.15	0.15
vlačna čvrstoća f_{mth}	MPa	0.03	0.06	0.09	0.15

Tablica 5.10. Faktori anizotropije i osnovni parametri za loše ziđe

Parametri	Jedinica	Loše ziđe			
		$K_a=0.2$	$K_a=0.4$	$K_a=0.6$	$K_a=1.0$
modul elastičnosti E_{mv}	MPa	1 000	1 000	1 000	1 000
modul elastičnosti E_{mh}	MPa	200	400	600	1 000
modul posmika	MPa	158.7	263.2	337.1	434.8
tlačna čvrstoća f_{mcv}	MPa	1.0	1.0	1.0	1.0
tlačna čvrstoća f_{mch}	MPa	0.2	0.4	0.6	1.0
vlačna čvrstoća f_{mtv}	MPa	0.03	0.15	0.15	0.03
vlačna čvrstoća f_{mth}	MPa	0.006	0.012	0.018	0.03



(i) Nearmirani zidani zidovi



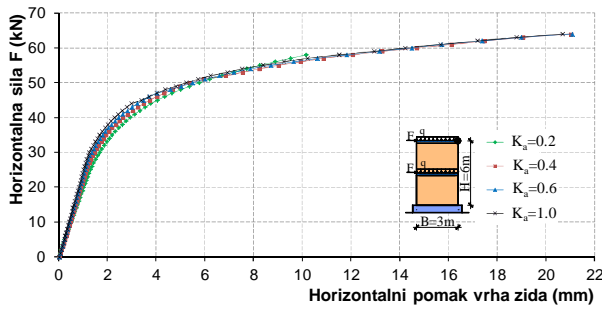
(ii) Omeđeni zidani zidovi

Slika 5.167. Geometrija analiziranih zidanih zidova

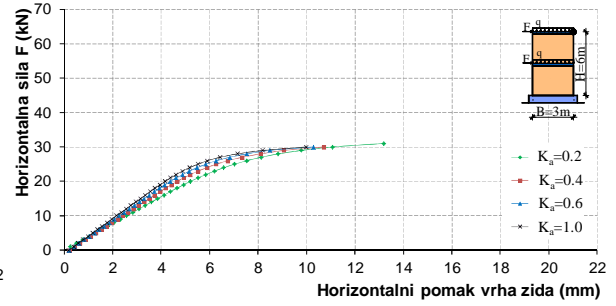
5.7.3. Rezultati numeričke analize

5.7.3.1. Statička analiza

U nastavku su prikazani odabrani rezultati numeričke analize. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova u ovisnosti o sili F prikazan je na slici 5.168, a omeđenih zidanih zidova na slici 5.169. Odnos granične nosive sile F_u i koeficijenta anizotropije K_a prikazan je na slici 5.170. Vertikalno naprezanje zida pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 5.171 i 5.172. Vertikalno naprezanje betona pri dnu zidanih zidova prikazano je na slici 5.173. Vertikalno naprezanje armature pri dnu vertikalnog serklaža zidanih zidova prikazano je na slici 5.174.

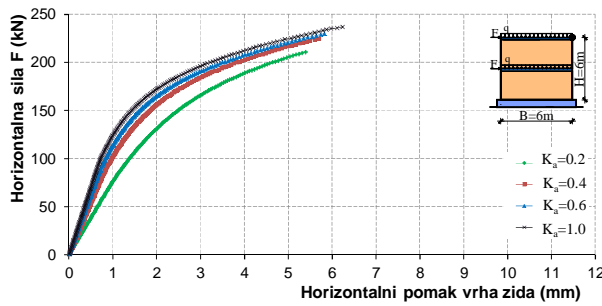


• Dobro žiđe

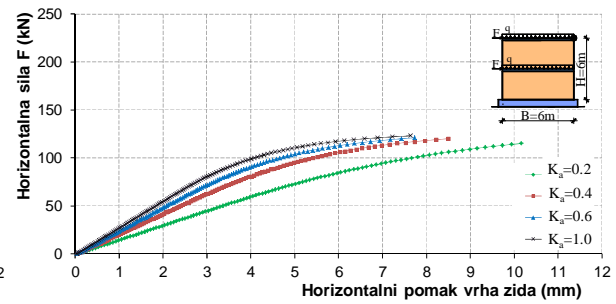


• Loše žiđe

(i) Zid URM₁

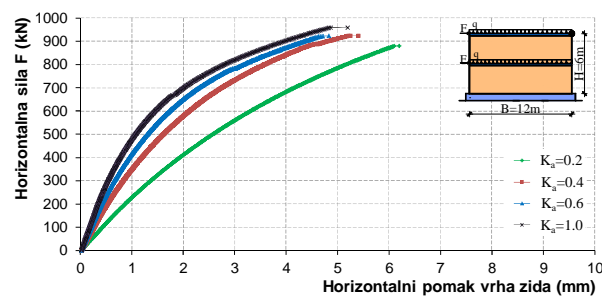


• Dobro žiđe

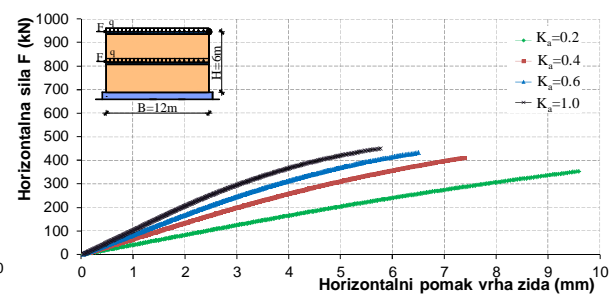


• Loše žiđe

(ii) Zid URM₂



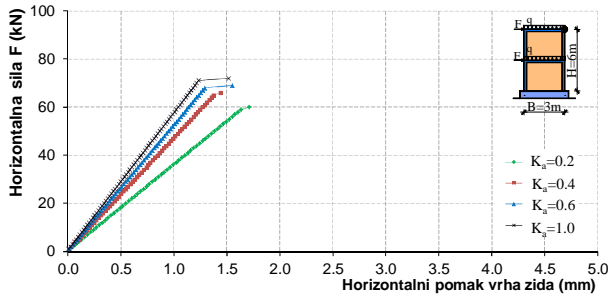
• Dobro žiđe



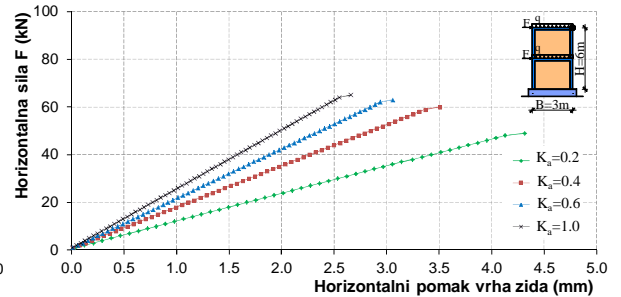
• Loše žiđe

(iii) Zid URM₃

Slika 5.168. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova

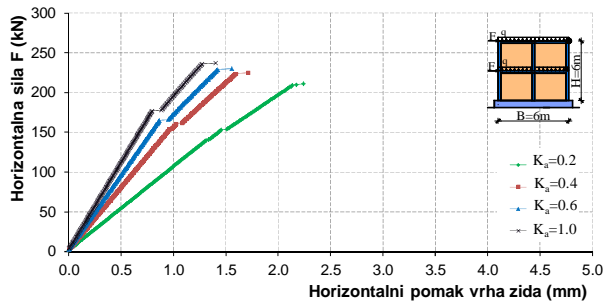


• Dobro zide

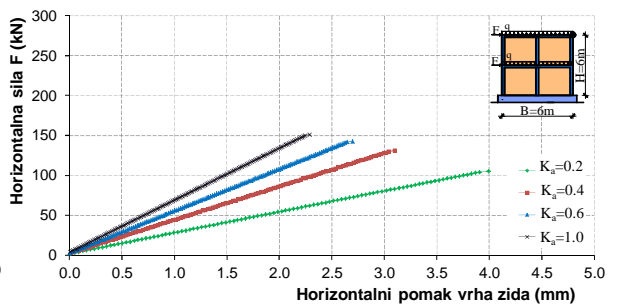


• Loše zide

(i) Zid CM_1

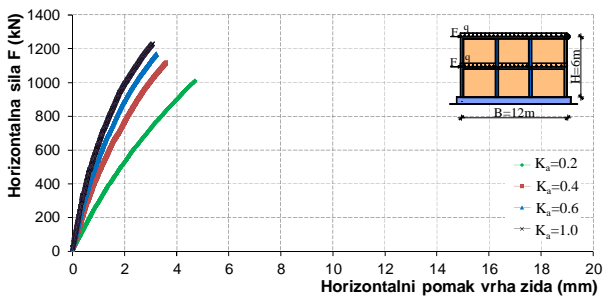


• Dobro zide

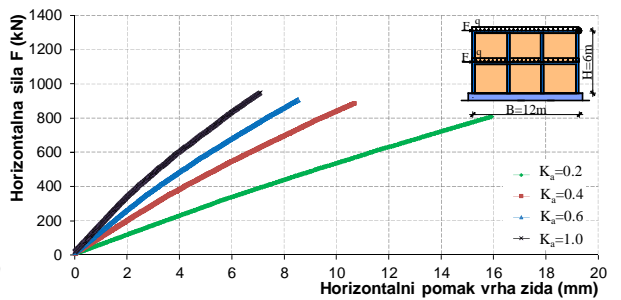


• Loše zide

(ii) Zid CM_2



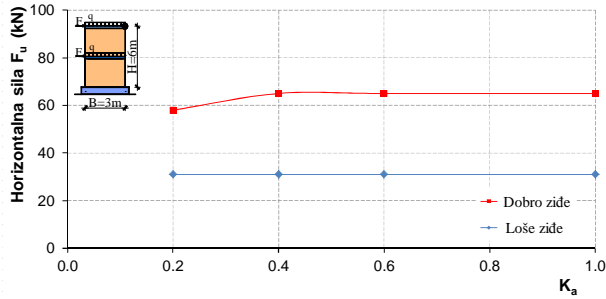
• Dobro zide



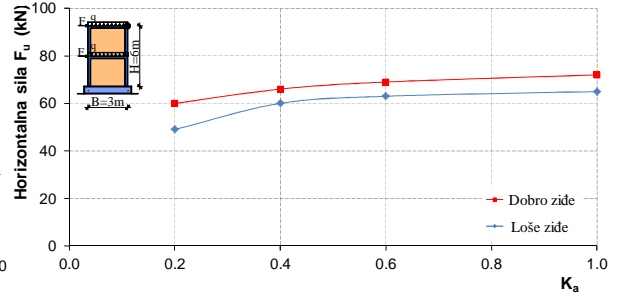
• Loše zide

(iii) Zid CM_3

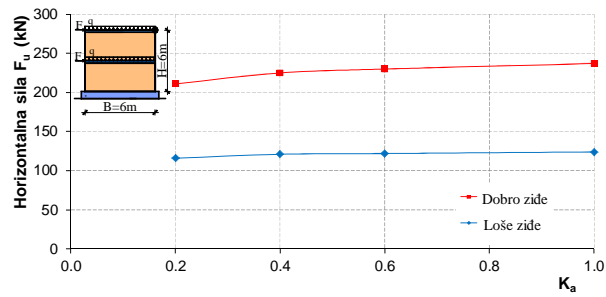
Slika 5.169. Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova



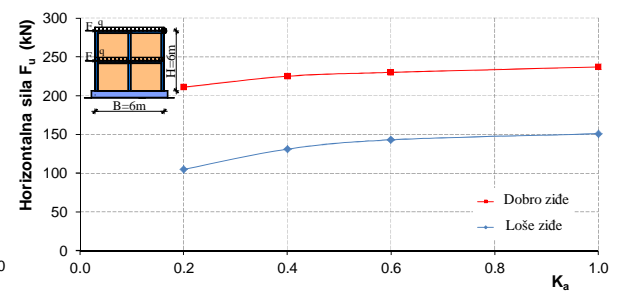
• Zid URM₁



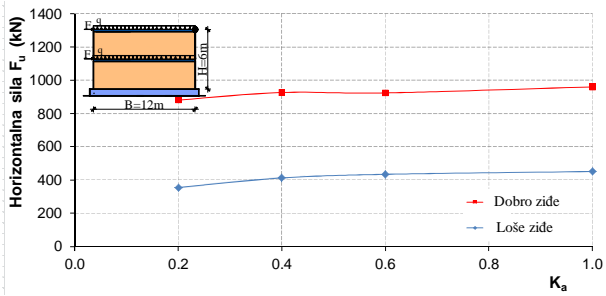
• Zid CM₁



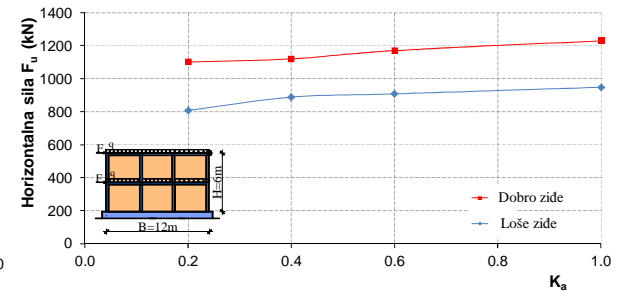
• Zid URM₂



• Zid CM₂

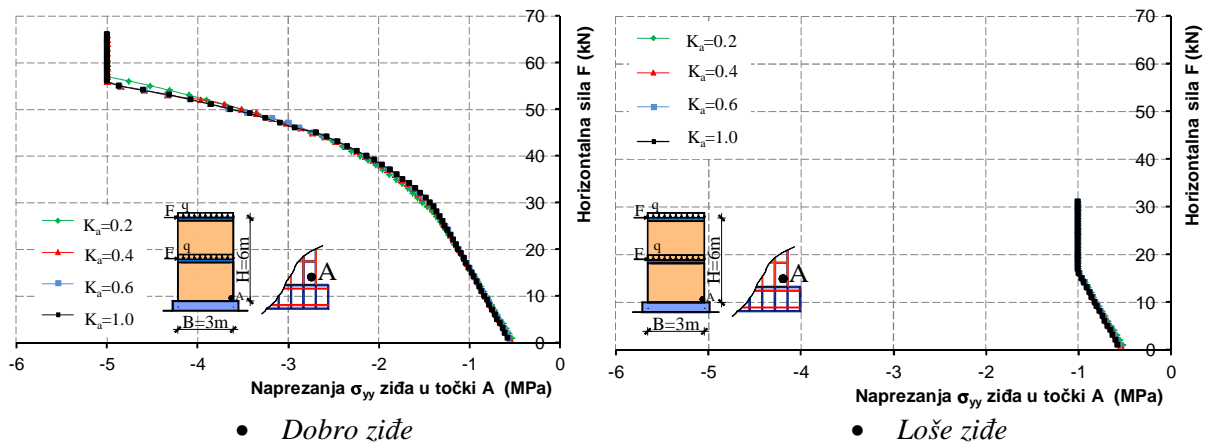


• Zid URM₃

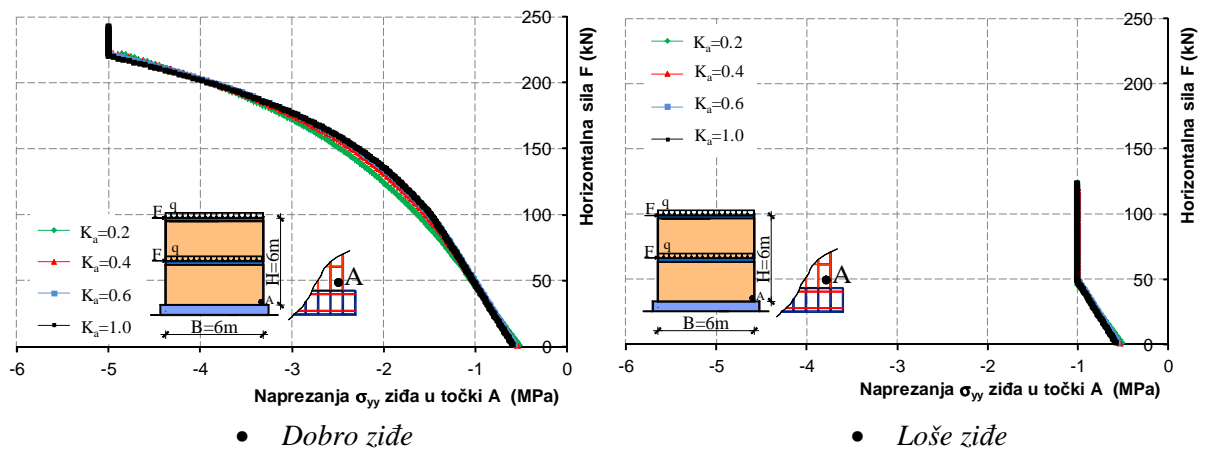


• Zid CM₃

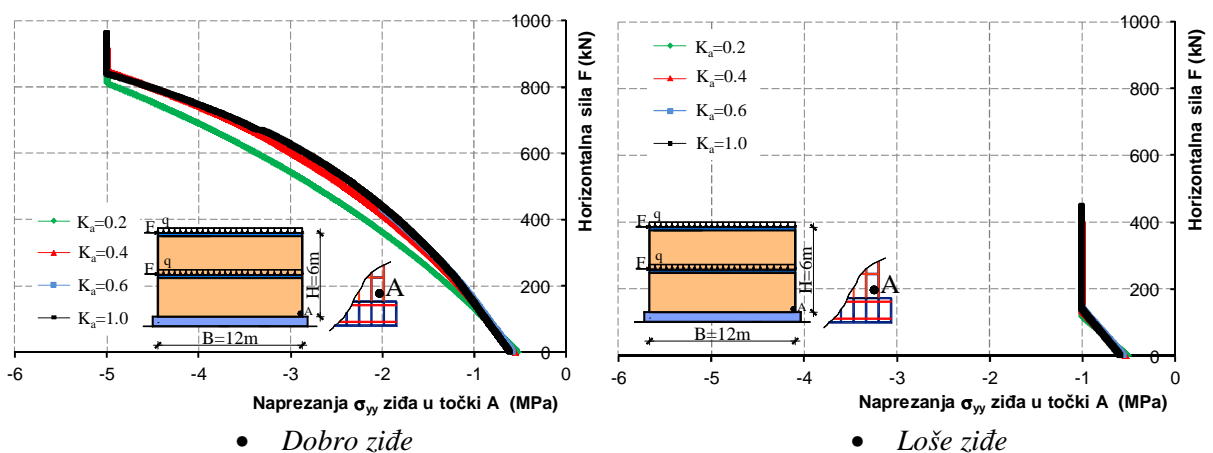
Slika 5.170. Odnos granične nosive sile F_u i koeficijenta anizotropije K_a



(i) Zid URM₁

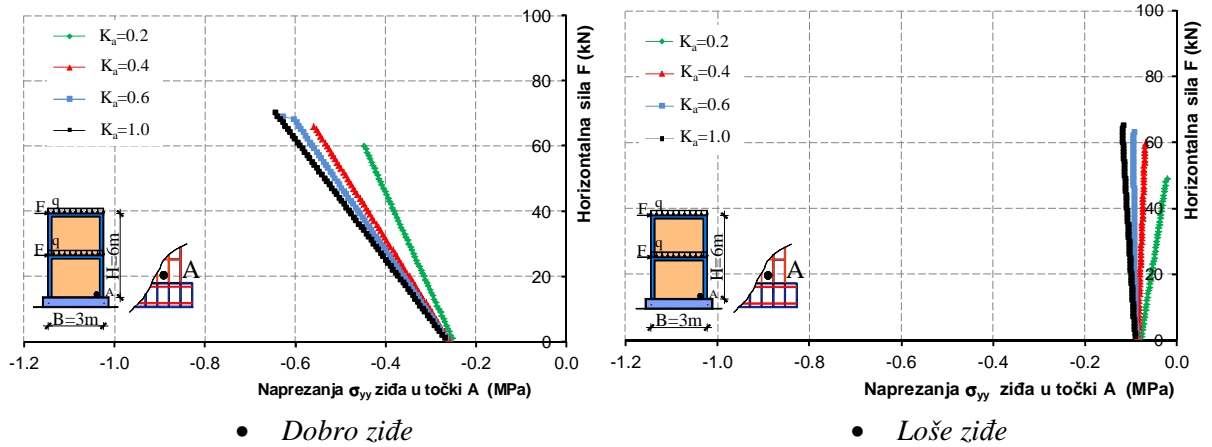


(ii) Zid URM₂

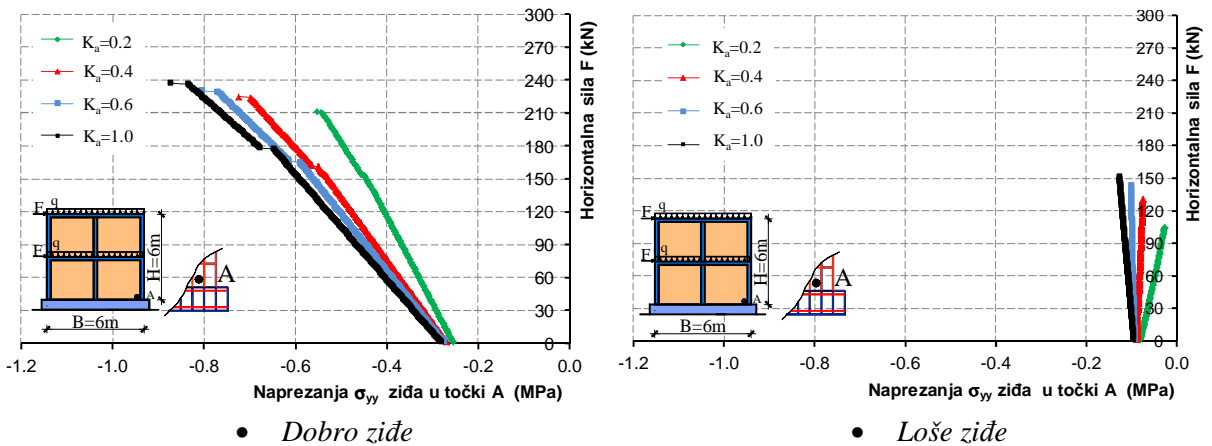


(iii) Zid URM₃

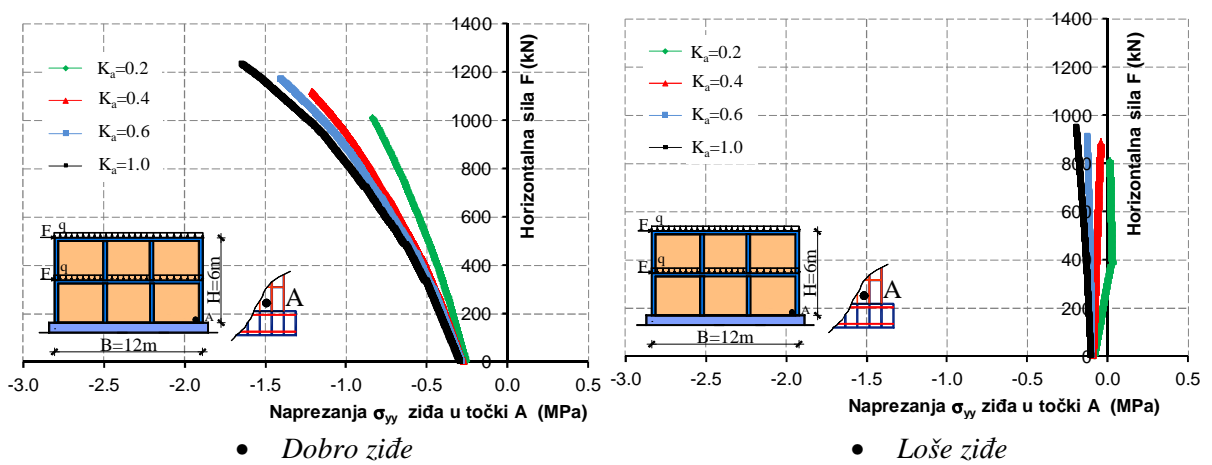
Slika 5.171. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova



(i) Zid CM_1

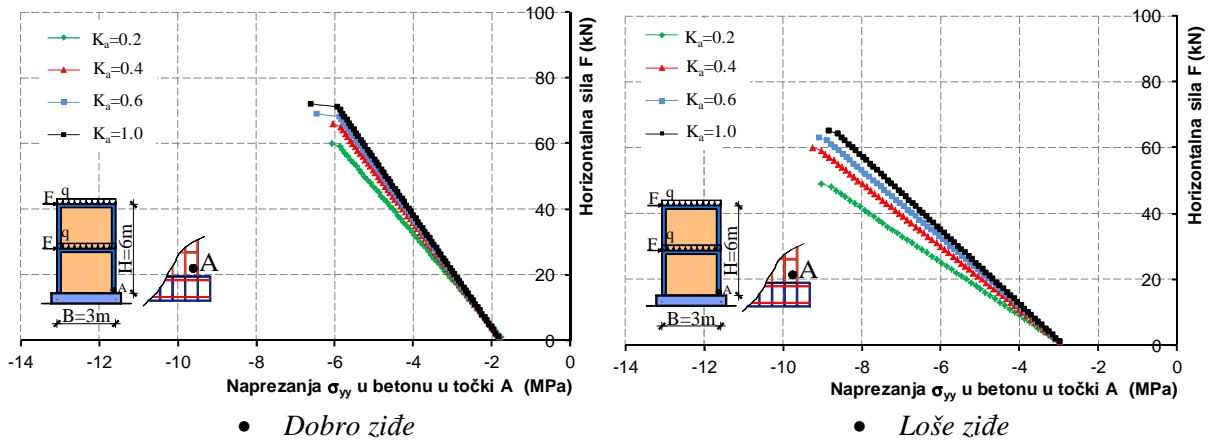


(ii) Zid CM_2

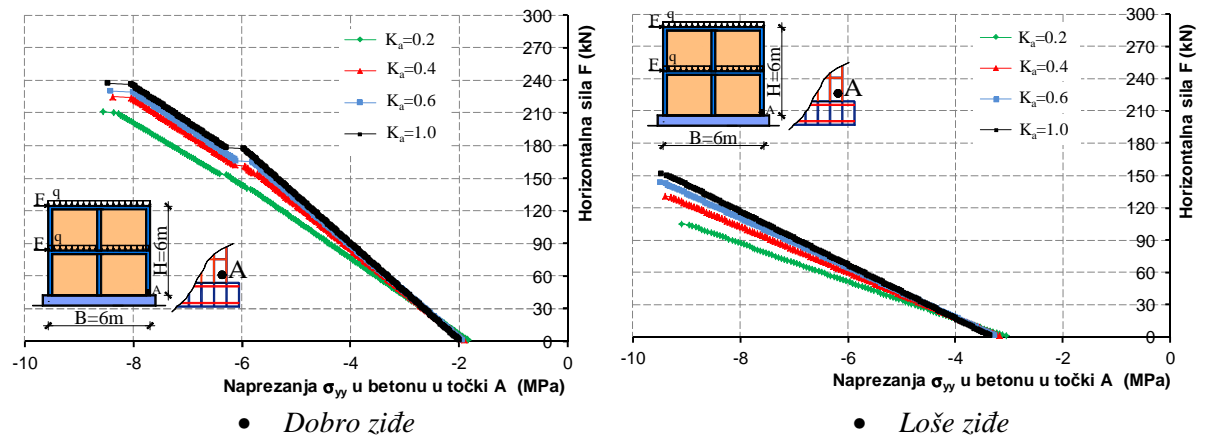


(iii) Zid CM_3

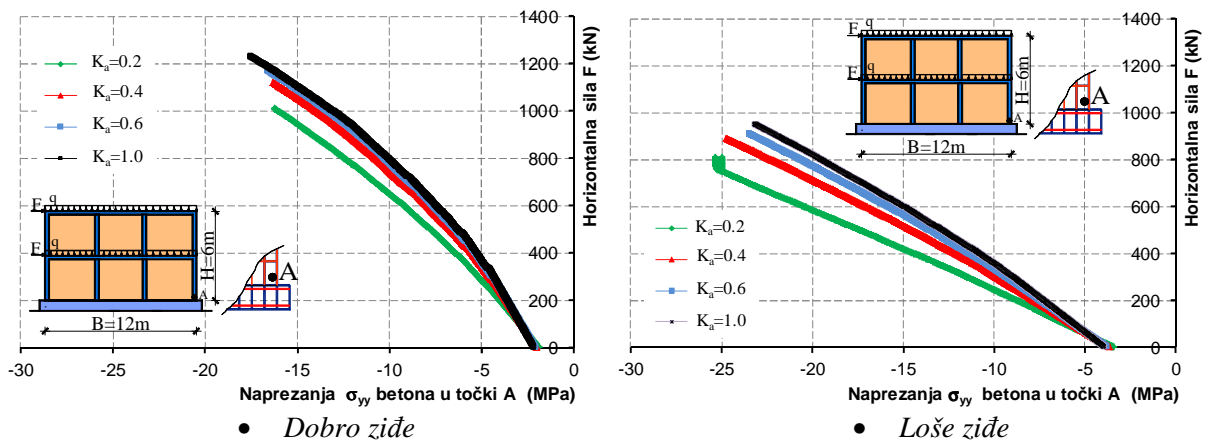
Slika 5.172. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova



(i) Zid CM₁

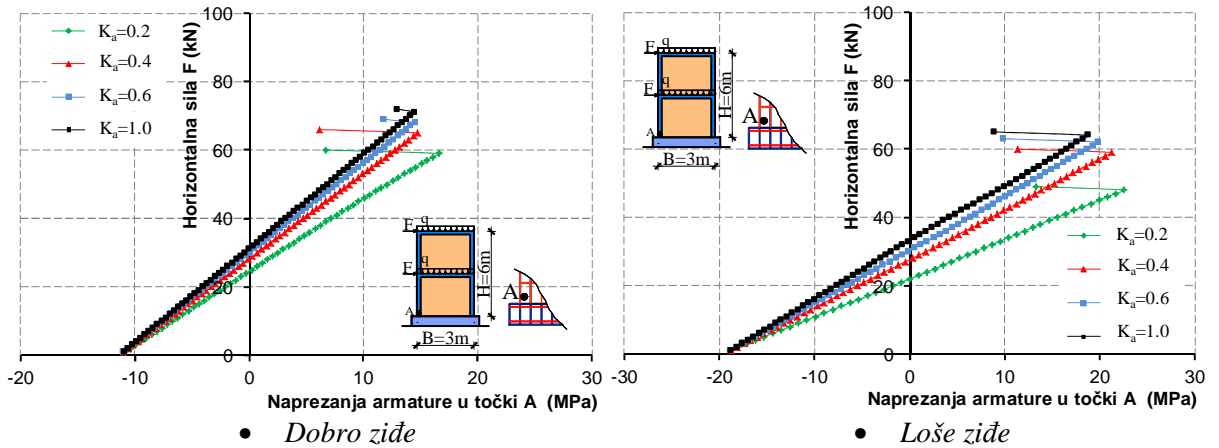
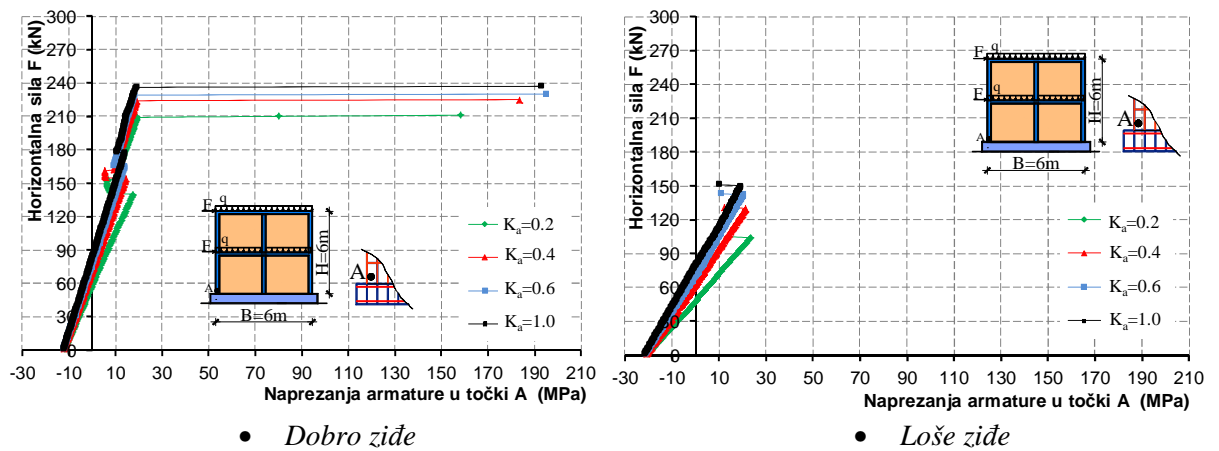
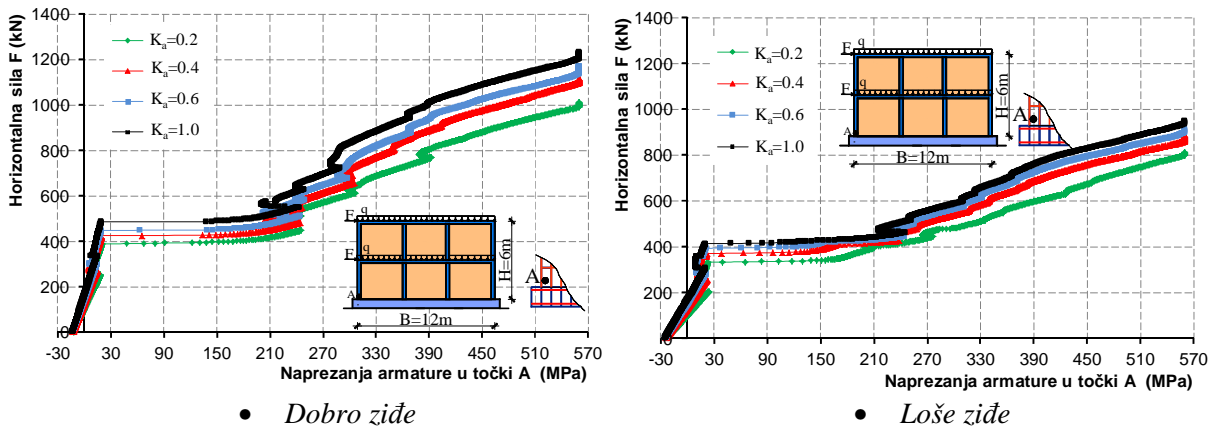


(ii) Zid CM₂



(iii) Zid CM₃

Slika 5.173. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova

(i) Zid CM_1 (ii) Zid CM_2 (iii) Zid CM_3

Slika 5.174. Naprezanje armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža omeđenih zidanih zidova

Kao što se vidi s priloženih crteža, granična nosivost i deformabilnost (horizontalni pomaci) te naprezanja u zidu, betonu i armaturi (vertikalnim serklažima) ovise o koeficijentu anizotropije K_a . Što je anizotropija veća (manji K_a), to je i razlika u navedenim veličinama

veća. Uz isti koeficijent anizotropije, ponašanje zida ovisi o tome da li je nearmiran ili omeđen, o odnosu duljine i visine zida te o kvaliteti ziđa (dobro ziđe, loše ziđe).

Dulji zidovi imaju veći utjecaj anizotropije u odnosu na kraće zidove. Lošije ziđe ima značajniji utjecaj anizotropije u odnosu na dobro ziđe. Utjecaj anizotropije se više manifestira na horizontalne pomake (deformabilnost) zida, a nešto manje na njegovu graničnu nosivost. Omeđeni zidani zidovi imaju veći utjecaj anizotropije u odnosu na nearmirane zidane zidove jer je kod njih prisutan veći utjecaj horizontalnih naprezanja (opasani su serklažima). Za visoke vrijednosti koeficijenta K_a (niža anizotropija), ponašanje anizotropnih zidova se malo razlikuje od ponašanja izotropnih zidova.

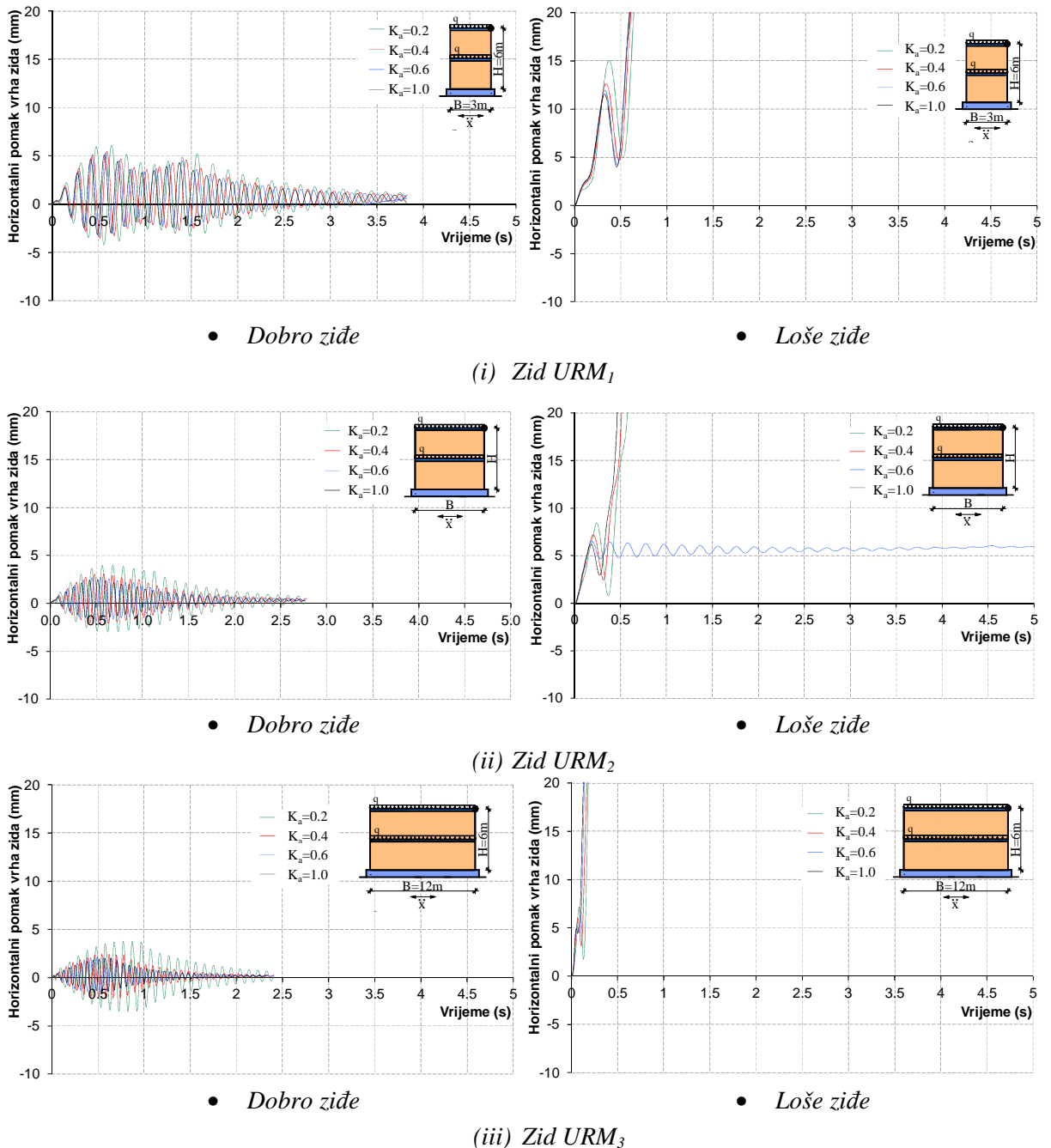
5.7.3.2. Dinamička analiza

Analizirani su zidovi na slici 5.167 na harmonijsko ubrzanje podloge. Prvi i drugi period slobodnih oscilacija zidova prikazan je u tablici 5.11. Zidovi su izloženi jednolikom harmonijskom ubrzanju podloge prema slici 5.1iii. Period pobude odgovara prvom periodu slobodnih oscilacija elastičnog zida (T_1).

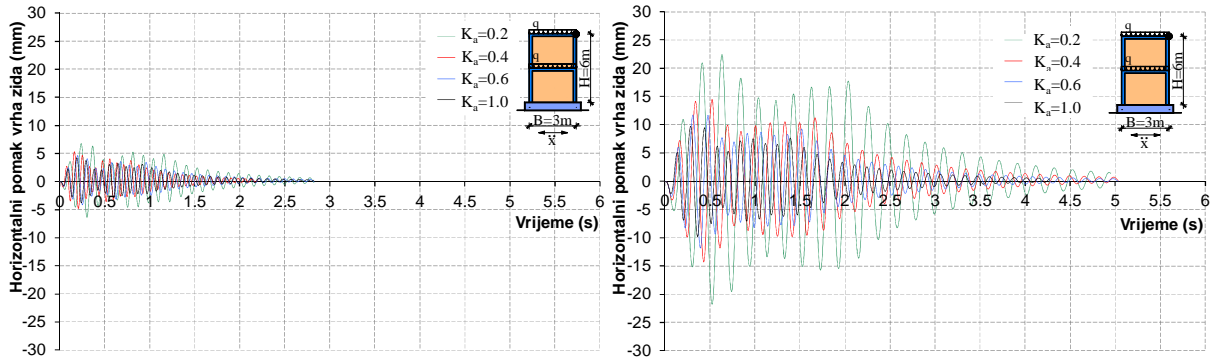
Tablica 5.11. Prvi (T_1) i drugi (T_2) period slobodnih oscilacija zidanih zidova

Zid	T_1 [s]	T_2 [s]		T_1 [s]	T_2 [s]
$K_a=0.2$	0,1528	0,0444		0,3393	0,0987
$K_a=0.4$	URM ₁	0,1414	0,0370	URM ₁	0,3139
$K_a=0.6$	Dobro zide	0,1374	0,0341	Loše zide	0,3051
$K_a=1.0$		0,1343	0,0331		0,2987
$K_a=0.2$		0,1107	0,0397		0,2460
$K_a=0.4$	URM ₂	0,0944	0,0333	URM ₂	0,2097
$K_a=0.6$	Dobro zide	0,0886	0,0331	Loše zide	0,1965
$K_a=1.0$		0,0839	0,0331		0,1860
$K_a=0.2$		0,0961	0,0369		0,2137
$K_a=0.4$	URM ₃	0,0771	0,0346	URM ₃	0,1710
$K_a=0.6$	Dobro zide	0,0698	0,0335	Loše zide	0,1547
$K_a=1.0$		0,0638	0,0332		0,1412
$K_a=0.2$		0,1128	0,0374		0,1987
$K_a=0.4$	CM ₁	0,0987	0,0306	CM ₁	0,1624
$K_a=0.6$	Dobro zide	0,0936	0,0278	Loše zide	0,1480
$K_a=1.0$		0,0896	0,0263		0,1357
$K_a=0.2$		0,0956	0,0348		0,1884
$K_a=0.4$	CM ₂	0,0790	0,0286	CM ₂	0,1497
$K_a=0.6$	Dobro zide	0,0728	0,0277	Loše zide	0,1341
$K_a=1.0$		0,0677	0,0276		0,1207
$K_a=0.2$		0,0893	0,0338		0,1868
$K_a=0.4$	CM ₃	0,0708	0,0324	CM ₃	0,1457
$K_a=0.6$	Dobro zide	0,0636	0,0306	Loše zide	0,1291
$K_a=1.0$		0,0575	0,0293		0,1146

Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova prikazan je na slici 5.175, a omeđenih zidanih zidova na slici 5.176. Vertikalno naprezanje žiđa pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 5.177 i 5.178. Vertikalno naprezanje betona pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazano je na slici 5.179. Vertikalno naprezanje armature pri dnu vertikalnog serklaža omeđenih zidanih zidova prikazano je na slici 5.180.



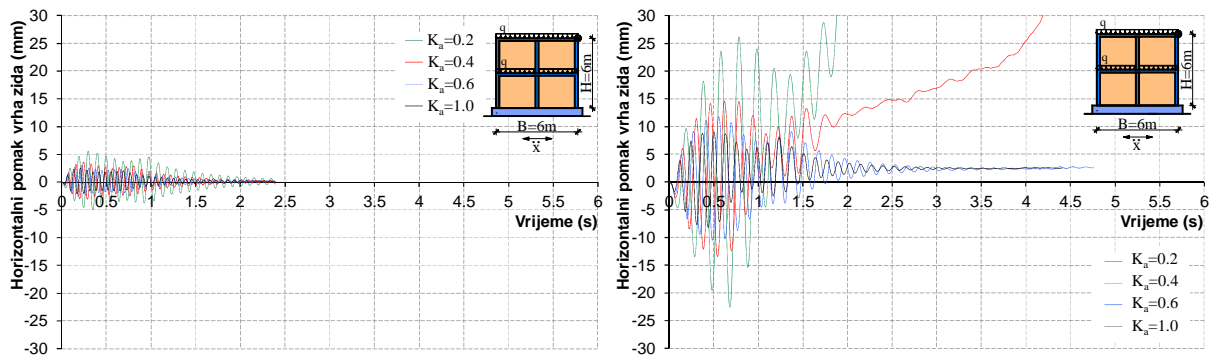
Slika 5.175. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova



• Dobro zide

• Loše zide

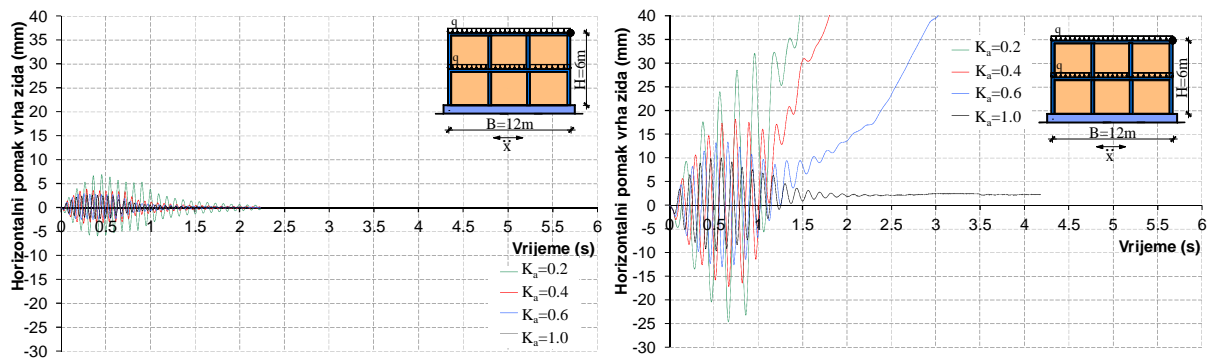
(i) Zid CM_1



• Dobro zide

• Loše zide

(ii) Zid CM_2

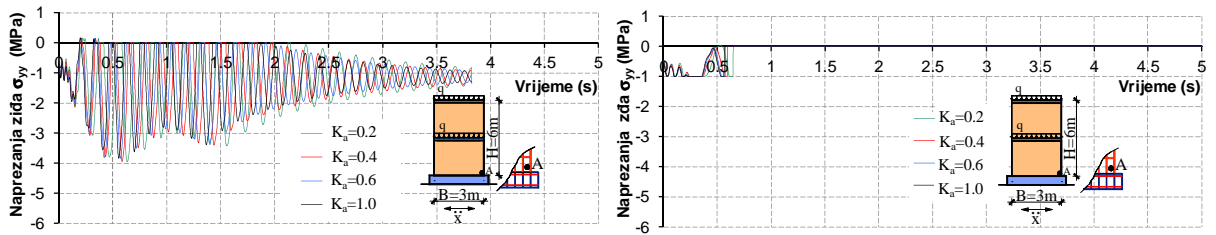


• Dobro zide

• Loše zide

(iii) Zid CM_3

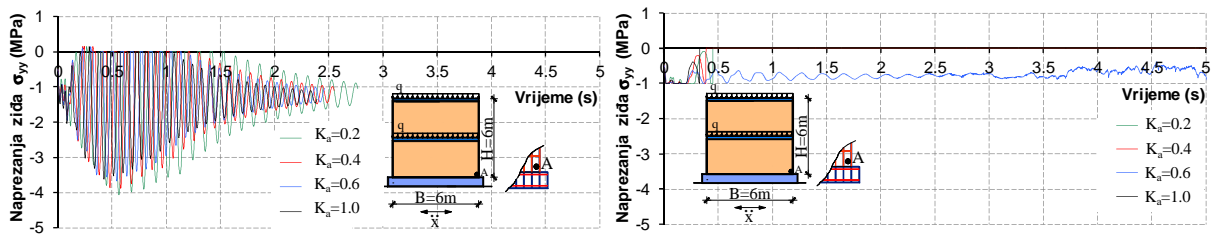
Slika 5.176. Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova



• Dobro zide

• Loše zide

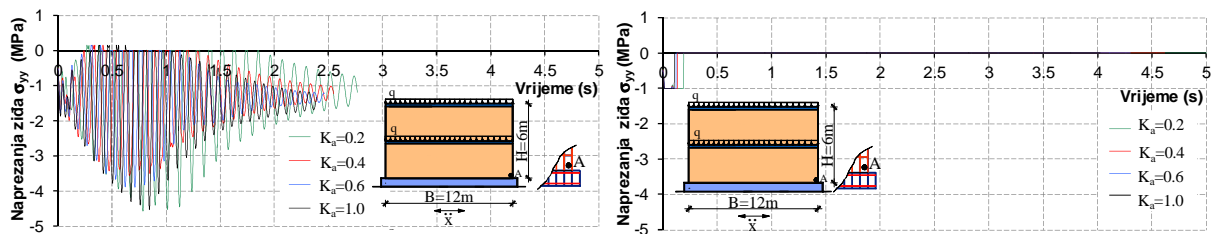
(i) Zid URM₁



• Dobro zide

• Loše zide

(ii) Zid URM₂

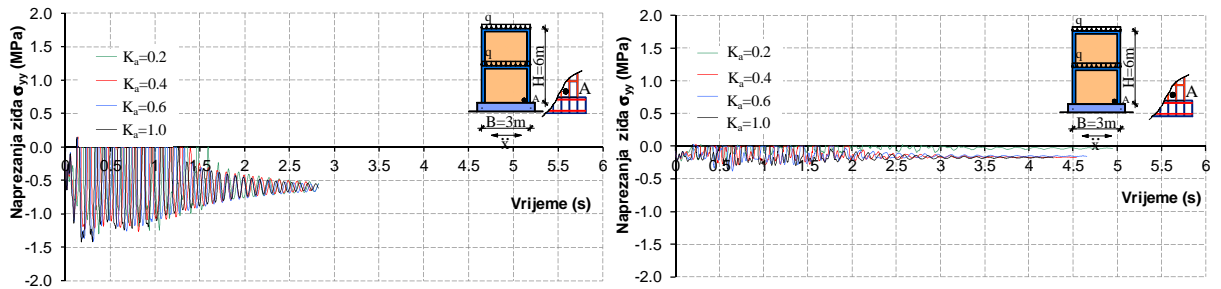


• Dobro zide

• Loše zide

(iii) Zid URM₃

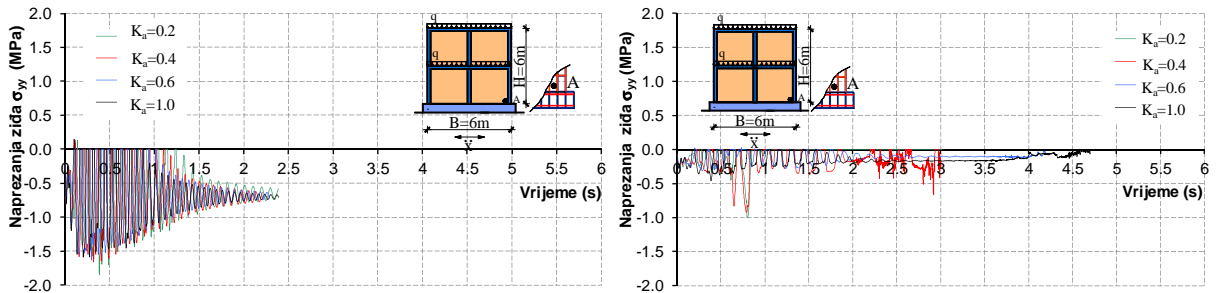
Slika 5.177. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova



• Dobro žiđe

• Loše žiđe

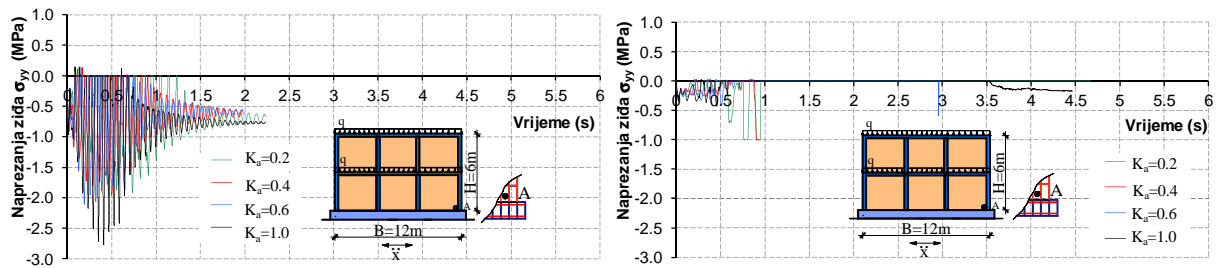
(i) Zid CM_1



• Dobro žiđe

• Loše žiđe

(ii) Zid CM_2

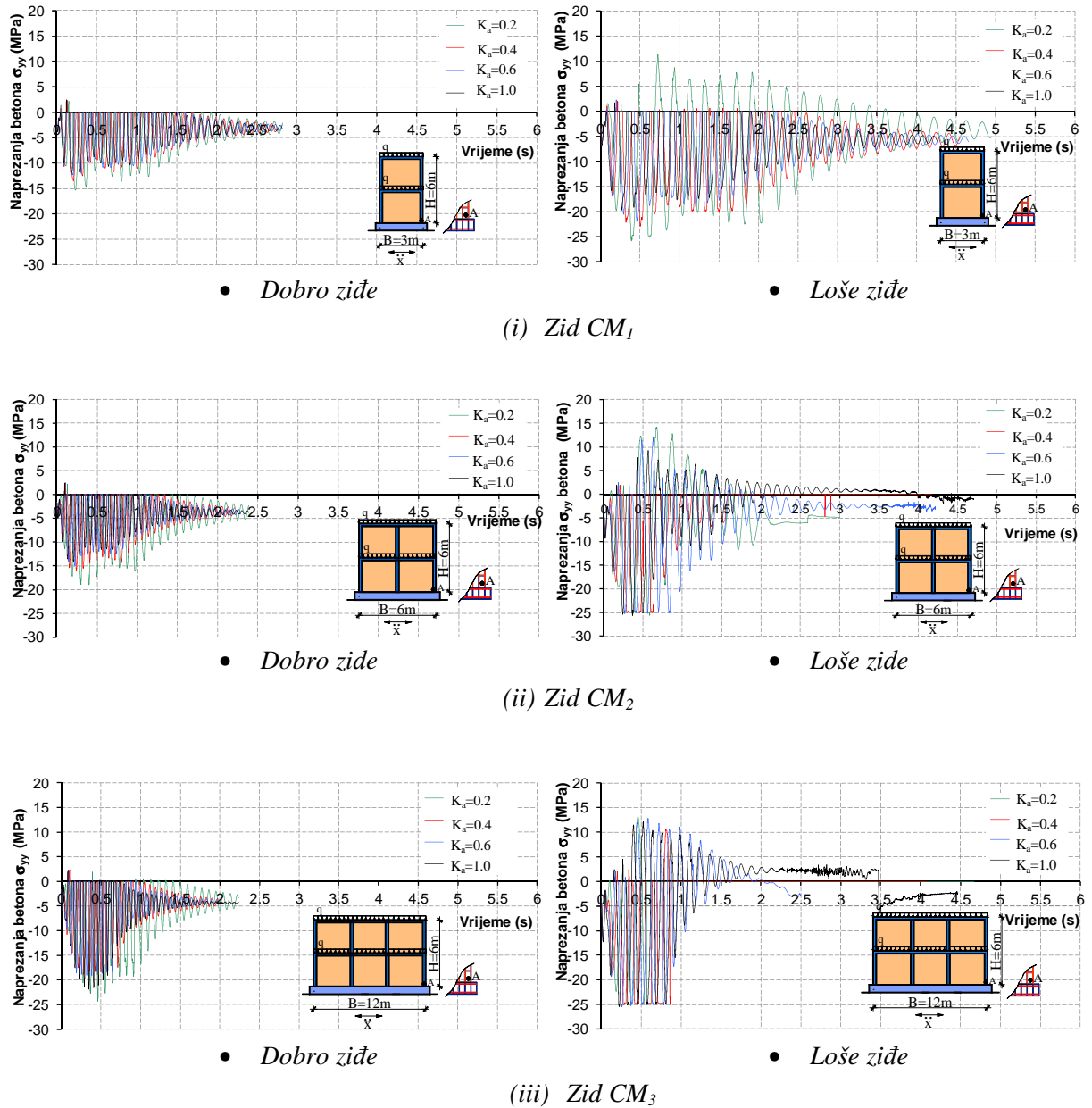


• Dobro žiđe

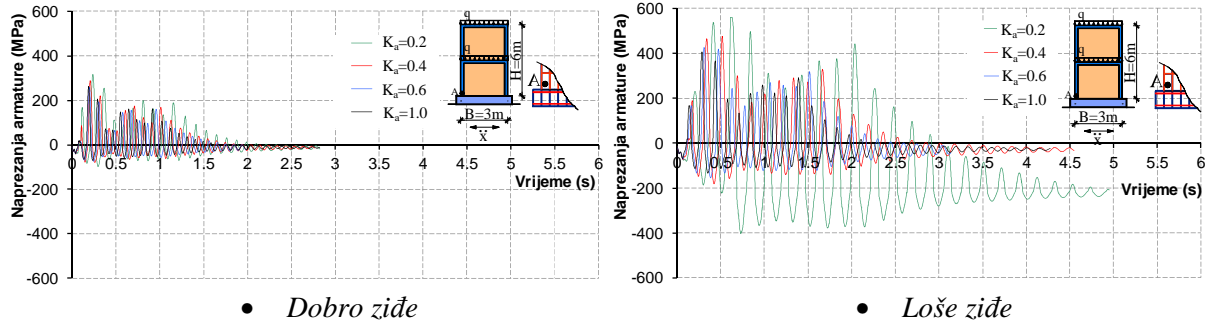
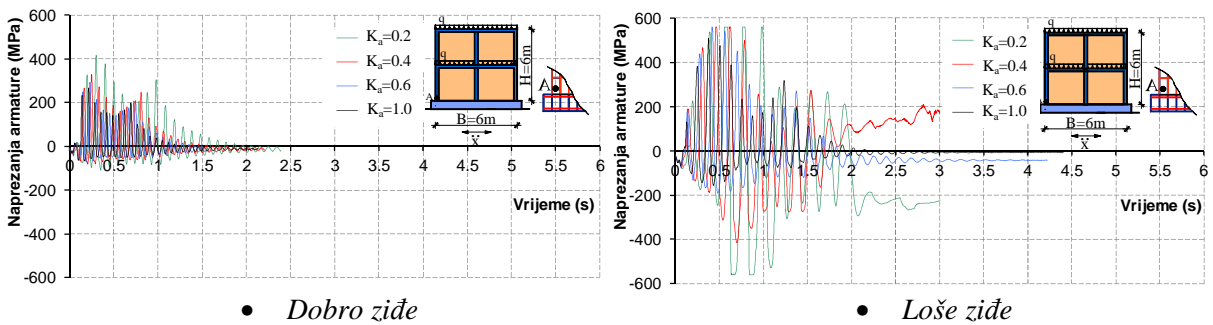
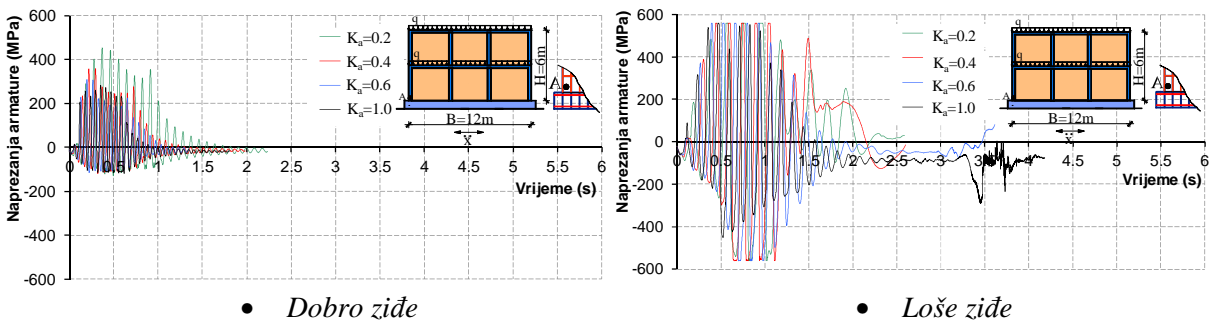
• Loše žiđe

(iii) Zid CM_3

Slika 5.178. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova



Slika 5.179. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova

(i) Zid CM_1 (ii) Zid CM_2 (iii) Zid CM_3

Slika 5.180. Naprezanje armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža omeđenih zidanih zidova

Kao što je vidljivo na prikazanim crtežima, otpornost zidova na dinamičku pobudu, njihova deformabilnost (pomaci) te naprezanja u zidu, betonu i armaturi ovise o koeficijentu anizotropije zida. Što je anizotropija zida veća (manji K_a), to je i razlika u navedenim veličinama veća. Uz isti koeficijent anizotropije, ponašanje zida također ovisi i tome da li je nearmiran ili omeđen, o odnosu duljine i visine zida, te o kvaliteti zida.

Utjecaj anizotropije kod lošeg zida je izraženiji. Utjecaj anizotropije kod omeđenih zidanih zidova je nešto veći nego kod nearmiranih zidanih zidova. Utjecaj anizotropije kod dinamičkog (potresnog) opterećenja značajno se manifestira na nosivost i deformabilnost zidova. Utjecaj anizotropije je osobito izražen kod zidova s lošim žiđem. Kao što je vidljivo

sa crteža, najveći broj nearmiranih zidanih zidova nije izdržao pobudu s najvećim ubrzanjem $a_{\max}=0,1g$. Isto tako, dio omeđenih zidanih zidova s lošim zidom nije izdržao pobudu s $a_{\max}=0,3g$. U analiziranom primjeru, dulji zidovi su pokazali uglavnom nepovoljnije ponašanje i manju relativnu nosivost od kraćih zidova.

5.7.4. Zaključak

Granična nosivost, horizontalni pomaci, te naprezanja u zidu, betonu i armaturi omeđenih i nearmiranih zidanih zidova izloženih horizontalnom statičkom i potresnom opterećenju značajno ovise o anizotropiji ziđa. Što je anizotropija ziđa veća (manji K_a), to je razlika u navedenim veličinama veća. Za niske anizotropije ziđa, ponašanje zidova je slično ponašanju zidova s izotropnim zidom. Utjecaj anizotropije ovisi o vrsti zida (nearmirani, omeđeni), kvaliteti ziđa, te odnosu duljine i visine zida. Dulji zidovi imaju veći utjecaj anizotropije od kraćih zidova. Omeđeni zidani zidovi imaju veći utjecaj anizotropije nego nearmirani zidani zidovi. Utjecaj anizotropije kod lošeg ziđa je značajno veći od utjecaja anizotropije kod dobrog ziđa. Treba isključiti uporabu lošeg ziđa, a osobito onog s izraženom anizotropijom.

5.8. Numerički testovi utjecaja posmika na slom zida

5.8.1. Općenito

U nelinearnim analizama konstrukcija još uvijek se često koriste numerički modeli koji modeliraju slom materijala samo od utjecaja normalnih napreznja. Takvi modeli mogu dati pouzdane rezultate samo u slučajevima kod kojih je mali utjecaj posmičnih napreznja na nosivost i deformabilnost materijala i čitave konstrukcije. Kod nekih gradiva, kao što je primjerice zide, utjecaj posmičnih napreznja na njegovu deformabilnost i nosivost može biti veoma značajan. Neki numerički modeli koji uključuju utjecaj posmika na ponašanje zida mogu se naći u [44, 67, 75, 178, 269, 295, 355-369]. Modeliranje utjecaja posmika na ponašanje zidanih zidova važan je kod zidova opterećenih horizontalnim statičkim opterećenjem i osobito kod onih u uvjetima jakih potresa. Daljnji razvoj vjerodostojnih numeričkih modela za statičku i dinamičku analizu zidanih zidova koji mogu pouzdano simulirati posmični slom zida još uvijek je poželjan.

U ovom je primjeru istražen utjecaj modeliranja posmičnog sloma zida na nosivost i deformabilnost nearmiranih i omeđenih zidanih zidova s modelom prikazanim u *Poglavlju 2*.

5.8.2. Osnovni podaci o analiziranim zidovima

Analizirani su dvoetažni nearmirani i omeđeni zidani zidovi iste geometrije i svojstava gradiva kao u točki 5.7, s jednakim statičkim i dinamičkim opterećenjem. Usvojen je izotropni model zida, s modeliranjem utjecaja posmika na njegov slom. Pretpostavljeno je da su temelji pridržani u bazi, tj. da nema mogućnosti njihova odizanja.

U svim su primjerima uspoređeni rezultati s modelom bez posmičnog sloma zida i rezultati s modelom koji simulira posmični slom zida. Oba modela uključuju utjecaj normalnih napreznja na slom zida.

U statičkim analizama, uz konstantno vertikalno opterećenje u iznosu od 40 kN/m, zidovi su na razini etaža opterećivani horizontalnim silama (F) do sloma. Usvojeno horizontalno ubrzanje tla za analizirane zidove prikazano je na slici 5.1iii. Maksimalno ubrzanje podloge za nearmirane zidane zidove uzeto je $a_{\max}=0,05g$, $0,1g$, i $0,15g$ (odvojene analize). Maksimalno ubrzanje podloge za omeđene zidane zidove uzeto je $a_{\max}=0,1g$, $0,2g$ i $0,3g$ (odvojene analize). Geometrija analiziranih zidova (slika 5.167) ista je kao i geometrija zidova analiziranih u točki 5.7, jedino je ovdje spriječeno odizanje temelja od podloge.

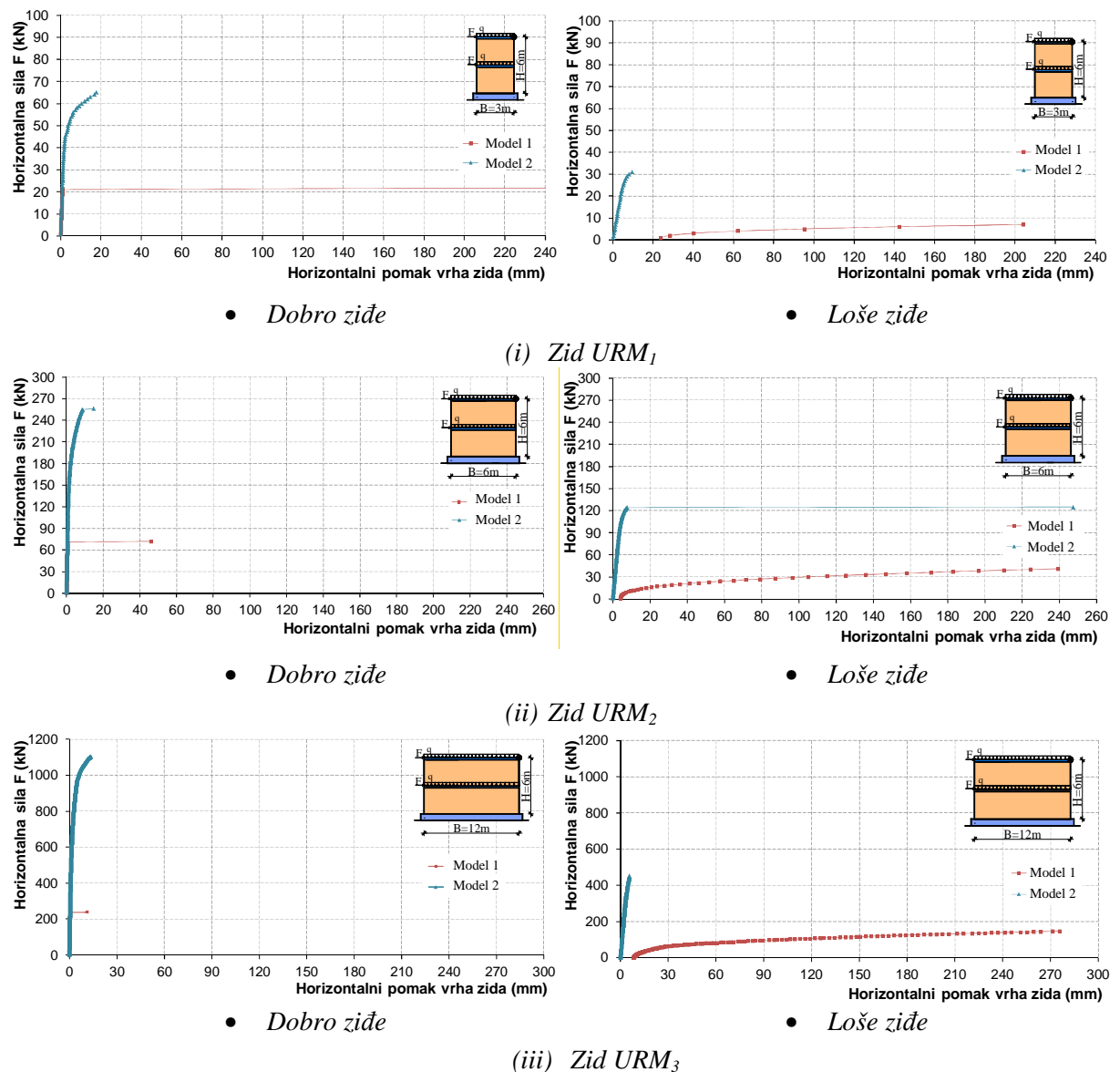
Usvojena prostorna diskretizacija analiziranih zidova prikazana je na slici 5.143 (vidjeti točku 5.6.2).

5.8.3. Rezultati numeričke analize

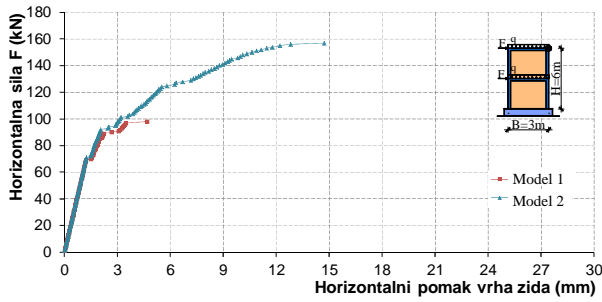
Za svaki je zid izvršen proračun i usporedno prikazani rezultati s Modelom 1 koji simulira slom ziđa od utjecaja savijanja i posmika, te s Modelom 2 koji simulira slom ziđa samo od utjecaja savijanja.

5.8.3.1. Statička analiza

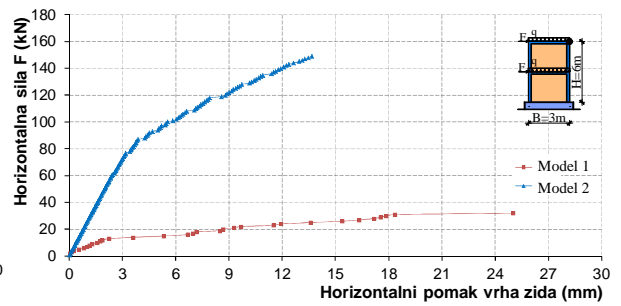
Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova u ovisnosti o sili F prikazan je na slici 5.181, a horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova na slici 5.182.



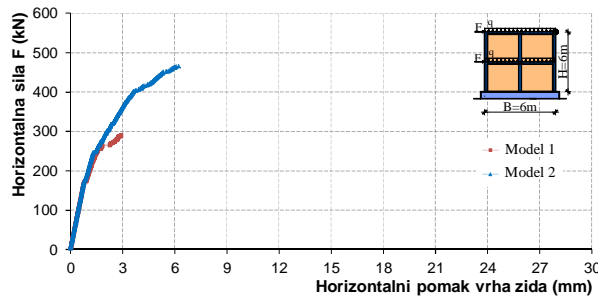
Slika 5.180. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova



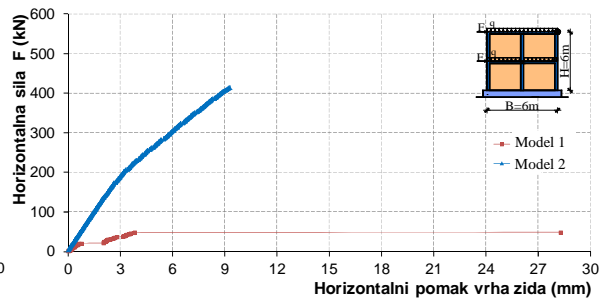
- Dobro zide



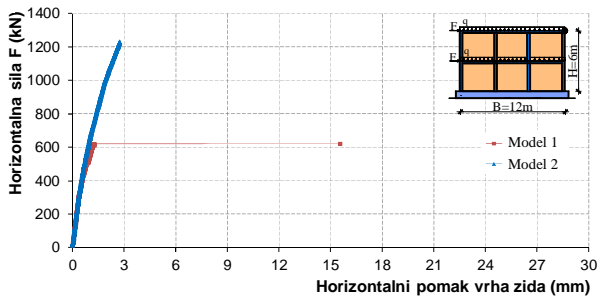
- Loše zide

(i) Zid CM_1 

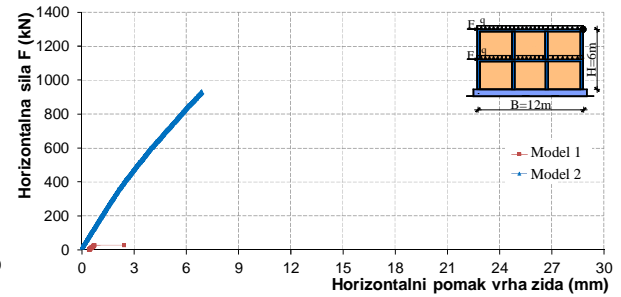
- Dobro zide



- Loše zide

(ii) Zid CM_2 

- Dobro zide



- Loše zide

(iii) Zid CM_3

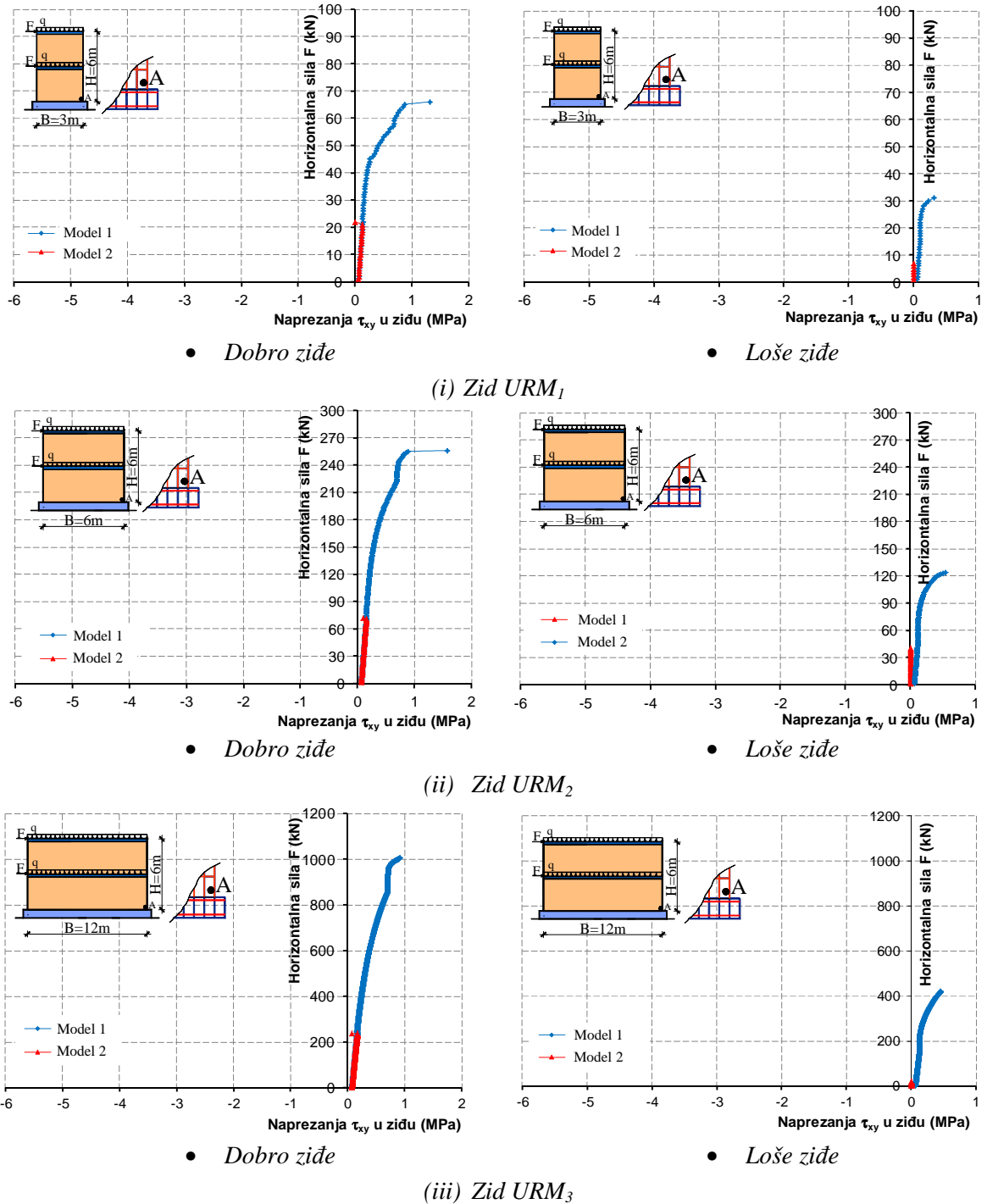
Slika 5.181. Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova

Kod nearmiranih i omeđenih zidanih zidova vidljiv je vrlo veliki utjecaj modeliranja (uključenja) posmika na slom zida. Naime, Model 1 daje značajno manju graničnu nosivost i značajno manju krutost zidova od Modela 2. Ta razlika je izraženija što je zide lošije kvalitete. Također, ta je razlika veća što je veći odnos duljine i visine zida. S povećanjem duljine zida drastično mu se povećava krutost na savijanje, dok mu se posmična krutost povećava približno linearno. Omeđeni zidani zidovi imaju značajno veću posmičnu krutost i nosivost od nearmiranih zidanih zidova zbog značajnog doprinosa vertikalnih serklaža.

Može se uočiti da kod nearmiranih zidanih zidova s lošim zidom postoji horizontalni pomak vrha zidova već od djelovanja vertikalnog opterećenja (prije djelovanja horizontalnih sila). On je veći kod zidova manje duljine u odnosu na zidove veće duljine.

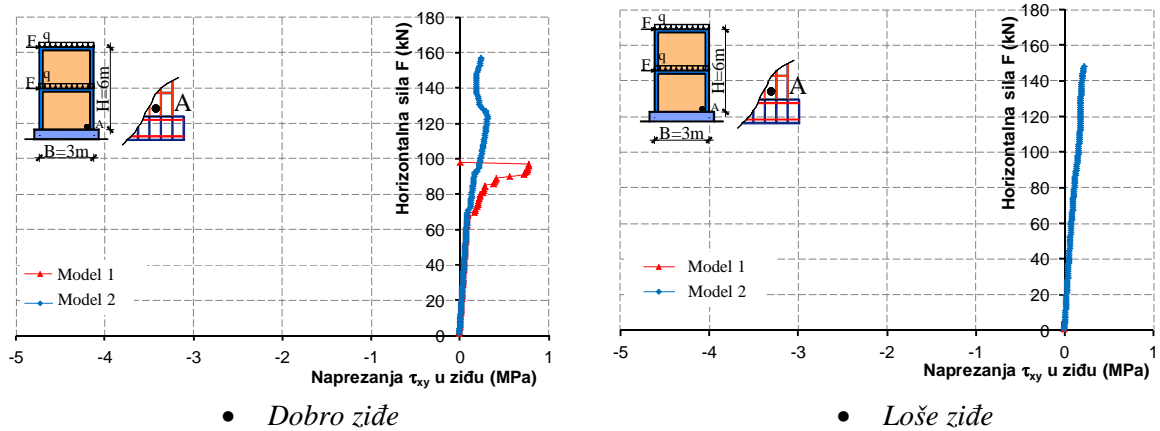
Smatra se da su numerički rezultati s Modelom 1 mnogo bliži stvarnom ponašanju zidova od rezultata s Modelom 2. Dakle, kod zidanih zidova, a osobito onih s većim odnosom duljine i visine te lošijim zidom, nužno je uključiti utjecaj posmičnih napreznja na slom zida.

Posmično napreznje u zidu pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 5.182 i 5.183.

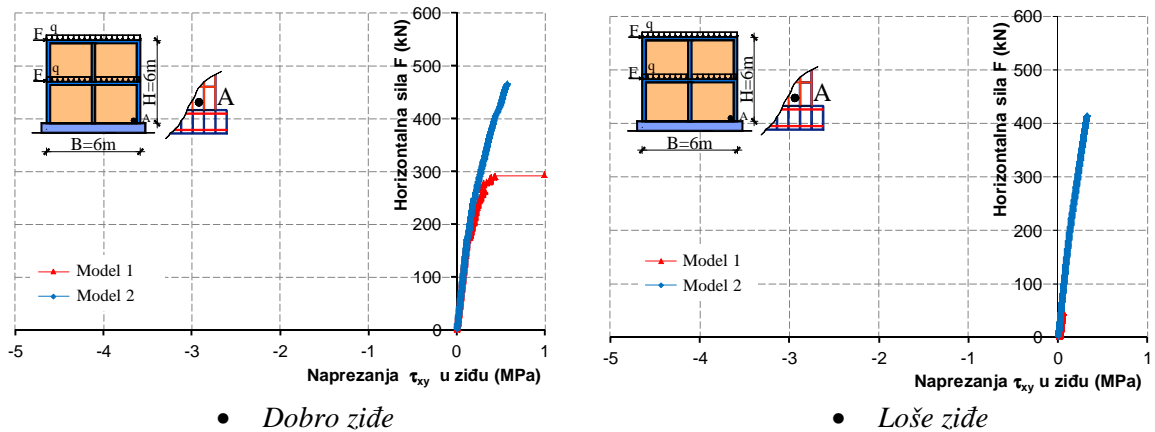


Slika 5.183. Posmično napreznje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova

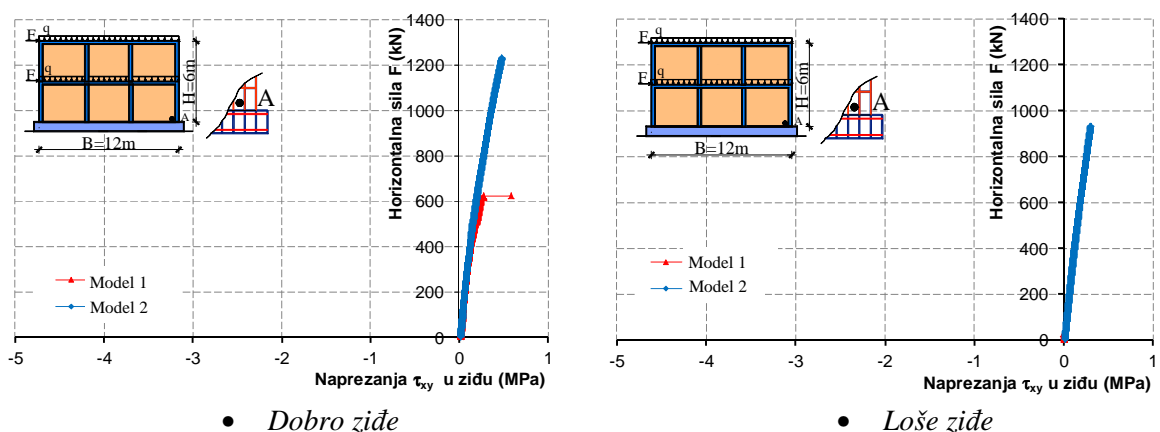
Vidljivo je da ona kod Modela 2 prelaze posmičnu čvrstoću ziđa, što ovaj model ne uključuje za sloma ziđa (samo indirektno kroz glavna normalna naprezanja). U Modelu 1 granična se nosivost ziđa postiže iscrpljenjem nosivosti na posmik.



(i) Zid CM_1



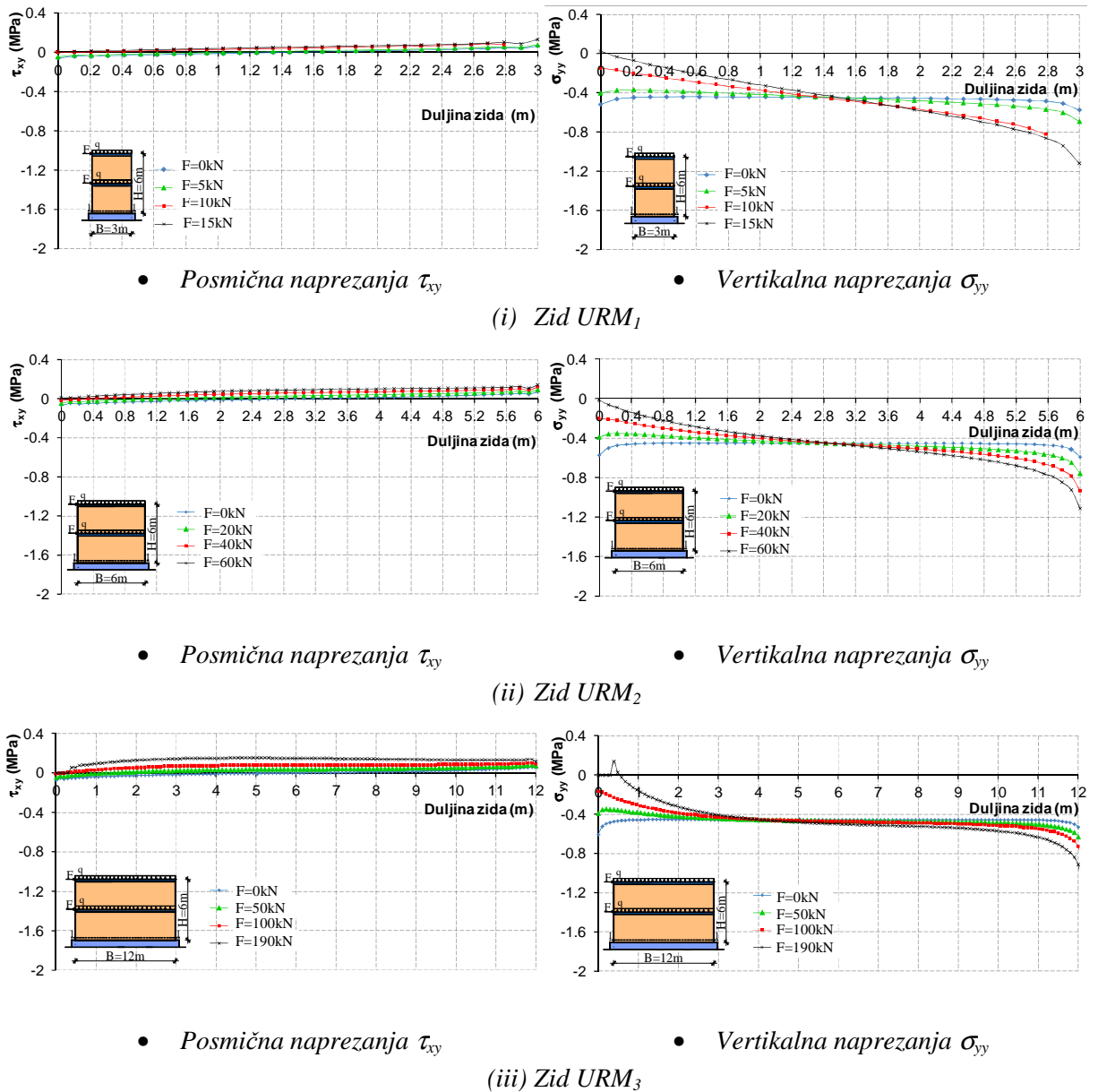
(ii) Zid CM_2



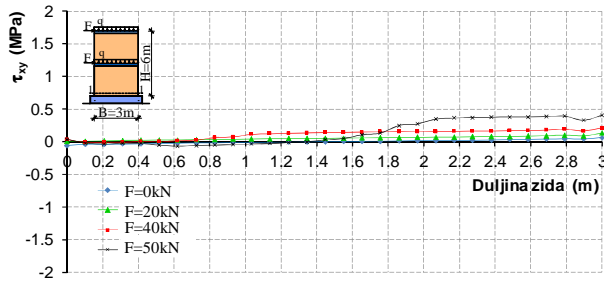
(iii) Zid CM_3

Slika 5.184. Posmično naprezanje u ziđu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova

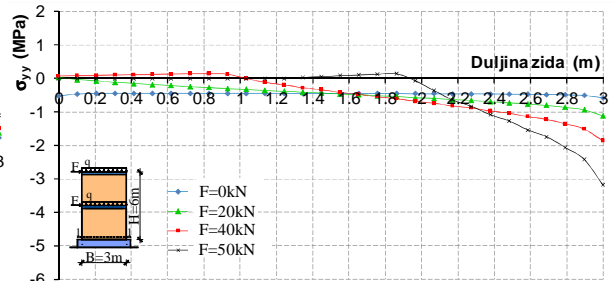
Prikaz posmičnih naprežanja τ_{xy} i vertikalnih normalnih naprežanja σ_{yy} za zidove s dobrim zidom na spoju s temeljem dan je na slikama 5.185-5.188.



Slika 5.185. Prikaz naprežanja u zidu pri temelju nearmiranih zidanih zidova s dobrim zidom za Model 1

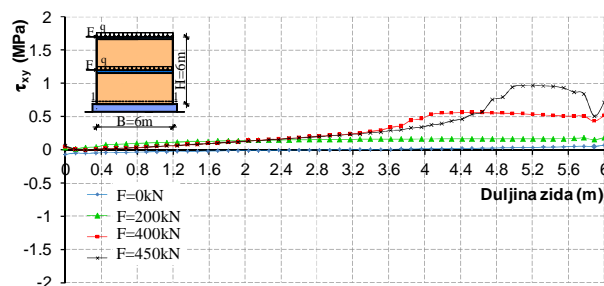


• Posmična naprezanja τ_{xy}

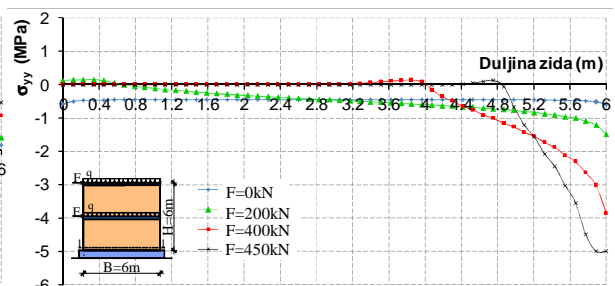


• Vertikalna naprezanja σ_{yy}

(i) Zid URM₁

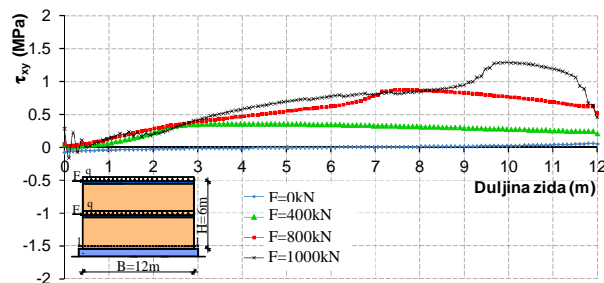


• Posmična naprezanja τ_{xy}

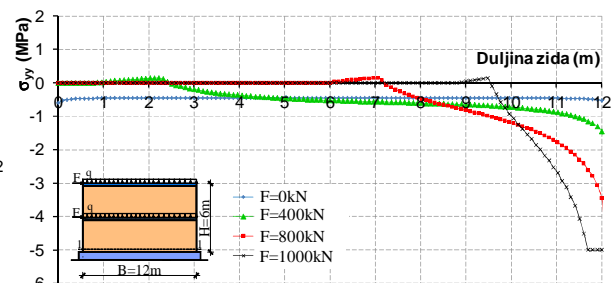


• Vertikalna naprezanja σ_{yy}

(ii) Zid URM₂



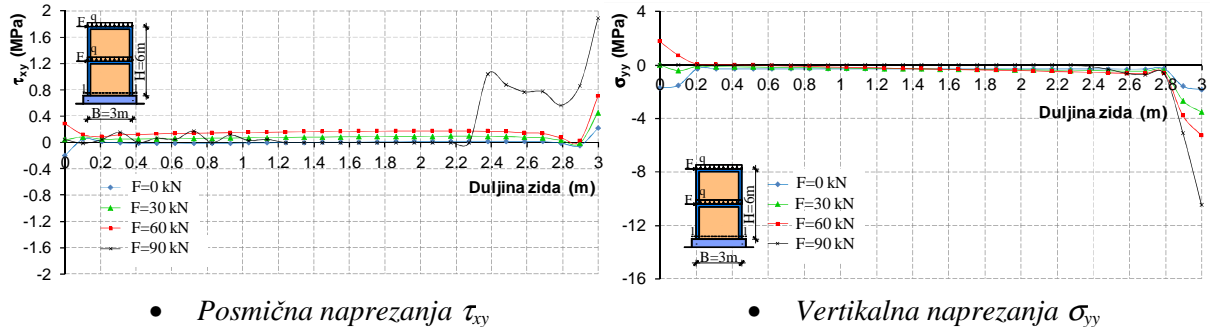
• Posmična naprezanja τ_{xy}



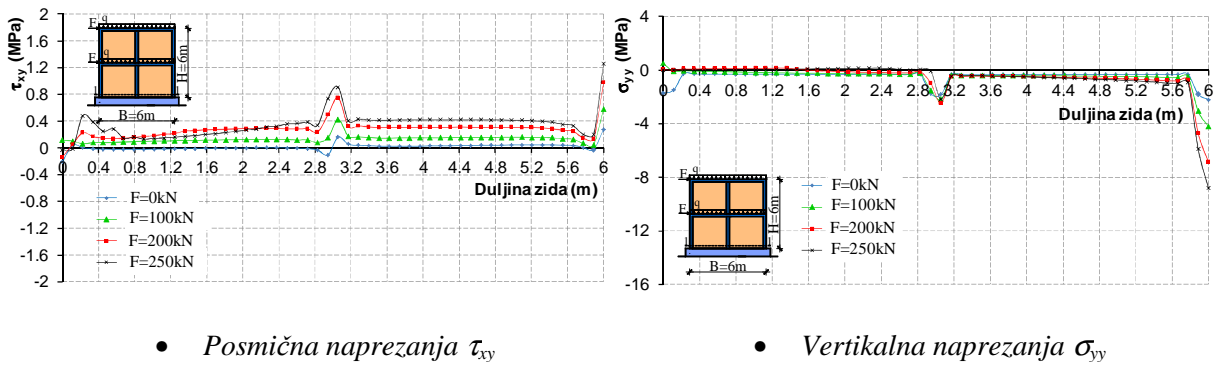
• Vertikalna naprezanja σ_{yy}

(iii) Zid URM₃

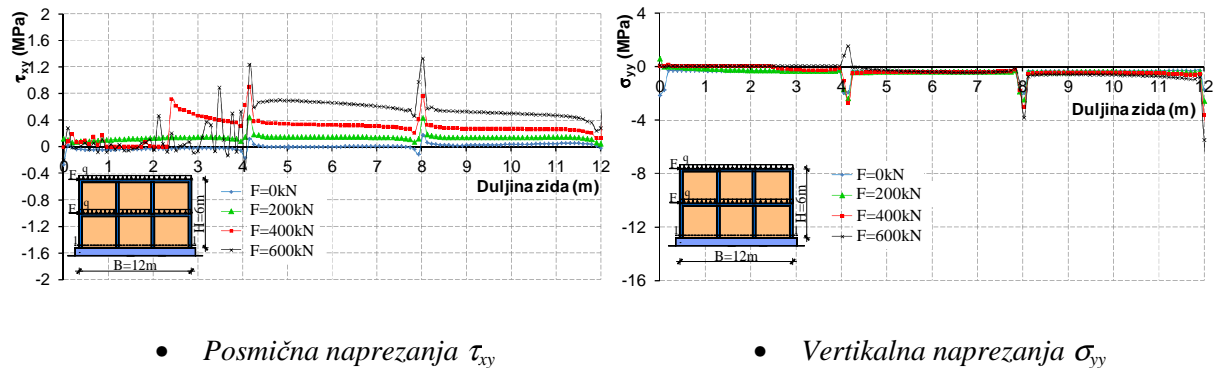
Slika 5.186. Prikaz naprezanja u zidu pri temelju nearmiranih zidanih zidova s dobrim židem za Model 2



(i) Zid CM_1

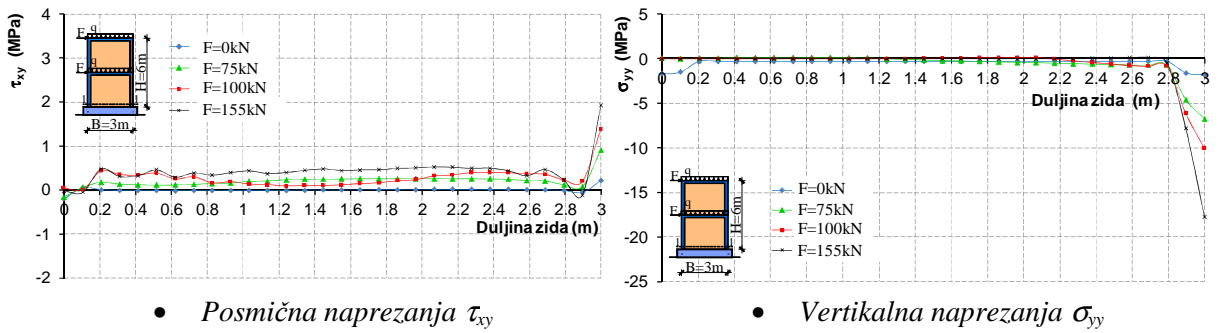
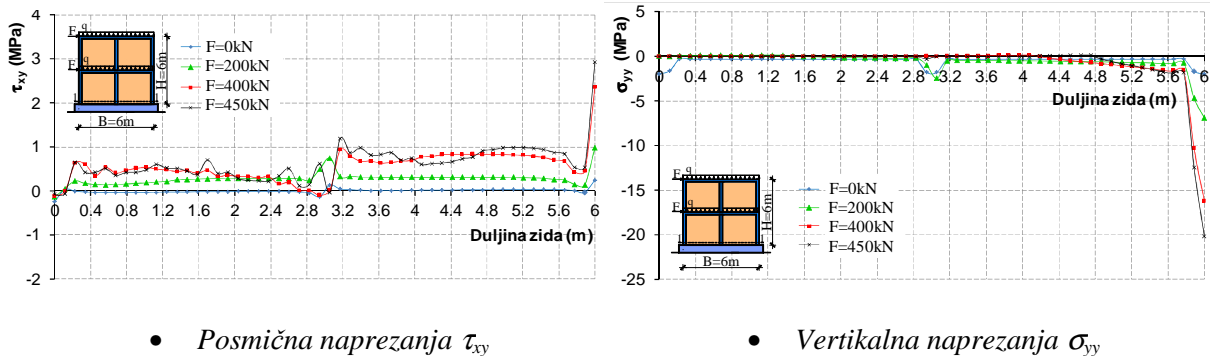
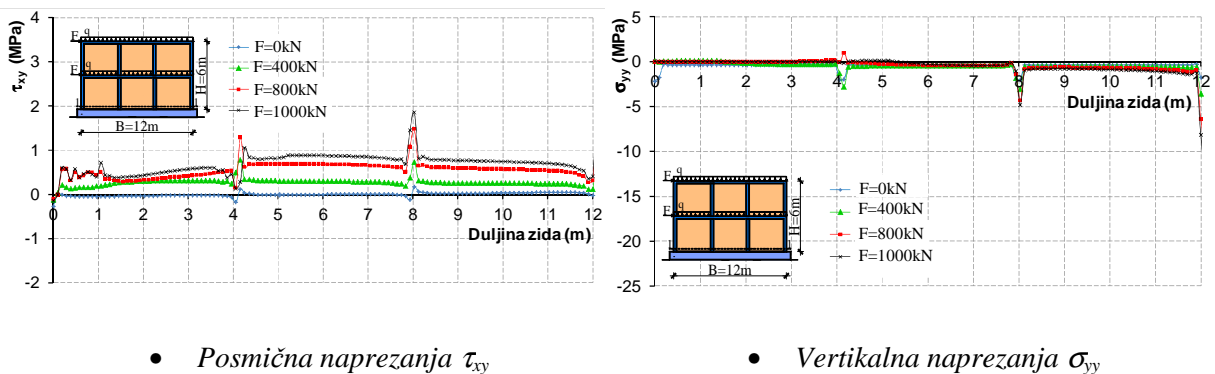


(ii) Zid CM_2



(iii) Zid CM_3

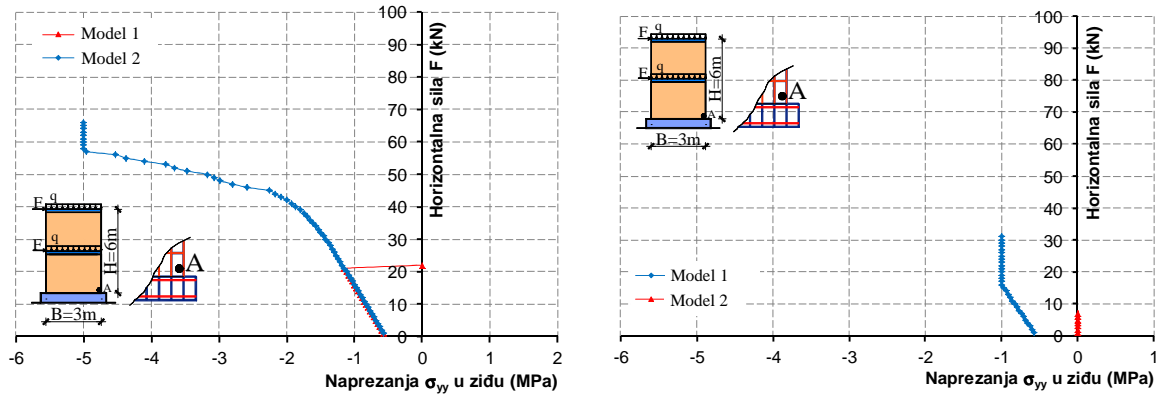
Slika 5.187. Prikaz naprezanja u zidu pri temelju omeđenih zidanih zidova s dobrim židem za Model 1

(i) Zid CM_1 (ii) Zid CM_2 (iii) Zid CM_3

Slika 5.188. Prikaz naprezanja u zidu pri temelju omeđenih zidanih zidova s dobrim zidom za Model 2

Vidljivo je da raspodjela posmičnih naprezanja značajno ovisi o vrsti zida (nearmirani, omeđeni) i duljini zida. Kod zidova s vertikalnim serklažima, vidljiv je značajan doprinos serklaža na posmičnu nosivost zida.

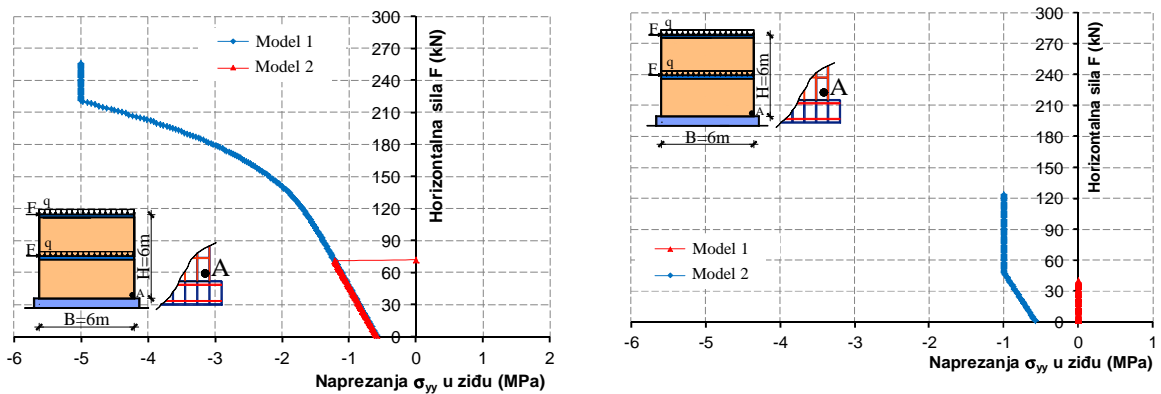
Vertikalno naprezanje u zidu pri dnu zidanih zidova prikazano je na slikama 5.189 i 5.190. Vidljivo je da u Modelu 1 ono ne doseže tlačnu čvrstoću zida jer slom zida nastupa ranije iscrpljenjem posmične nosivosti zida. U Modelu 2 tlačna naprezanja zida dosežu tlačnu čvrstoću zida kod nearmiranih zidova (nije modeliran utjecaj posmika na slom zida).



• Dobro zide

• Loše zide

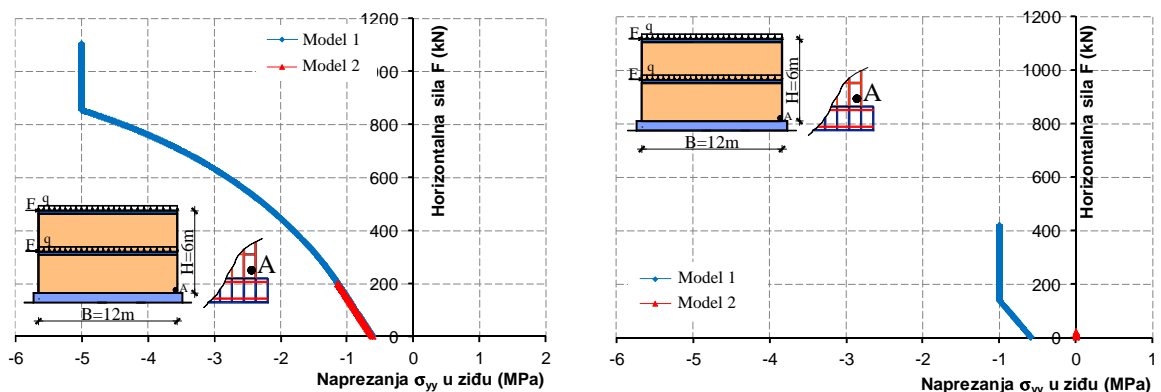
(i) Zid URM₁



• Dobro zide

• Loše zide

(ii) Zid URM₂

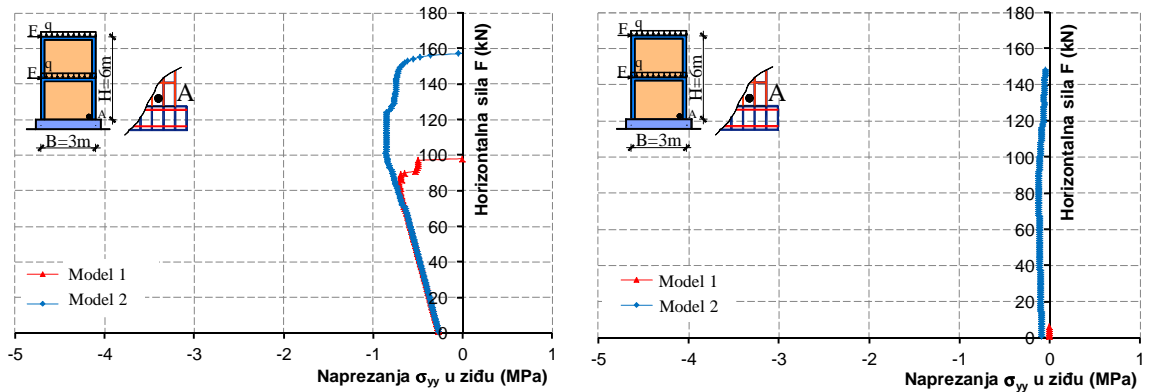


• Dobro zide

• Loše zide

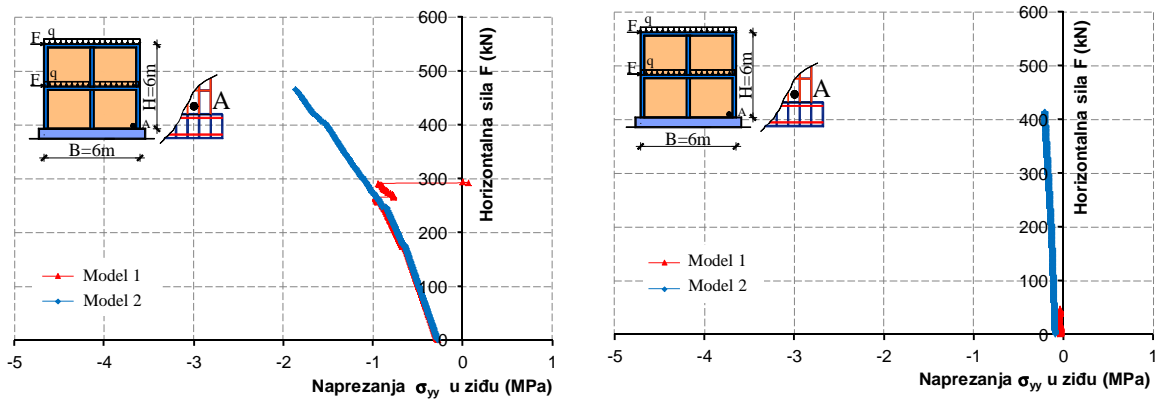
(iii) Zid URM₃

Slika 5.189. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu nearmiranih zidanih zidova



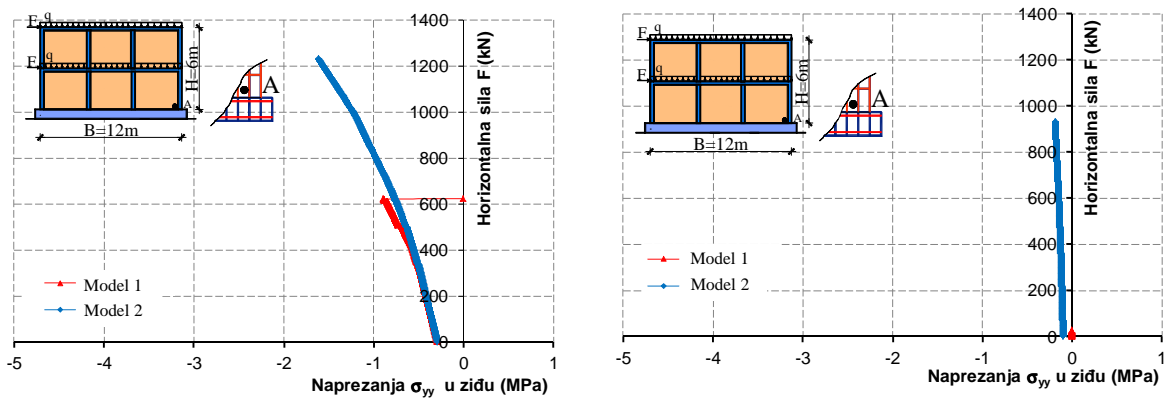
- Dobro zide

- Loše zide

(i) Zid CM_1 

- Dobro zide

- Loše zide

(ii) Zid CM_2 

- Dobro zide

- Loše zide

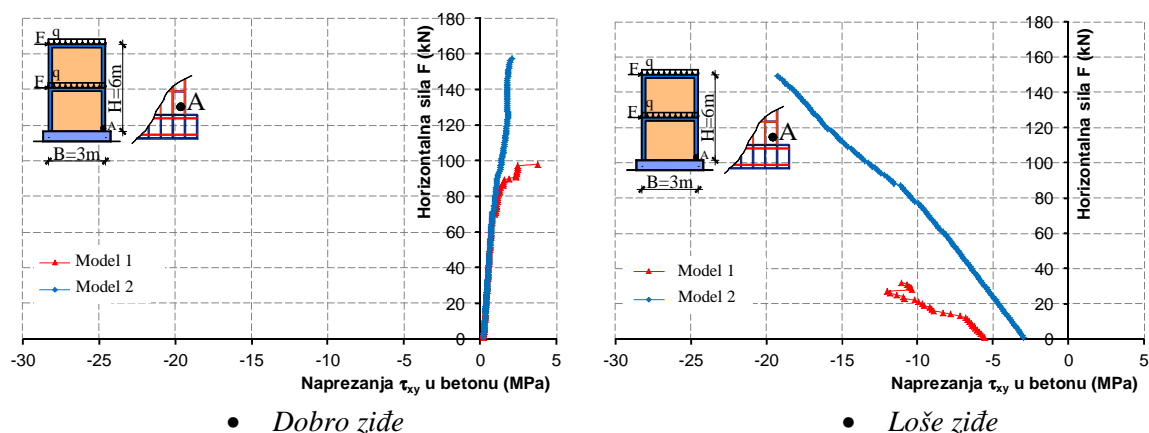
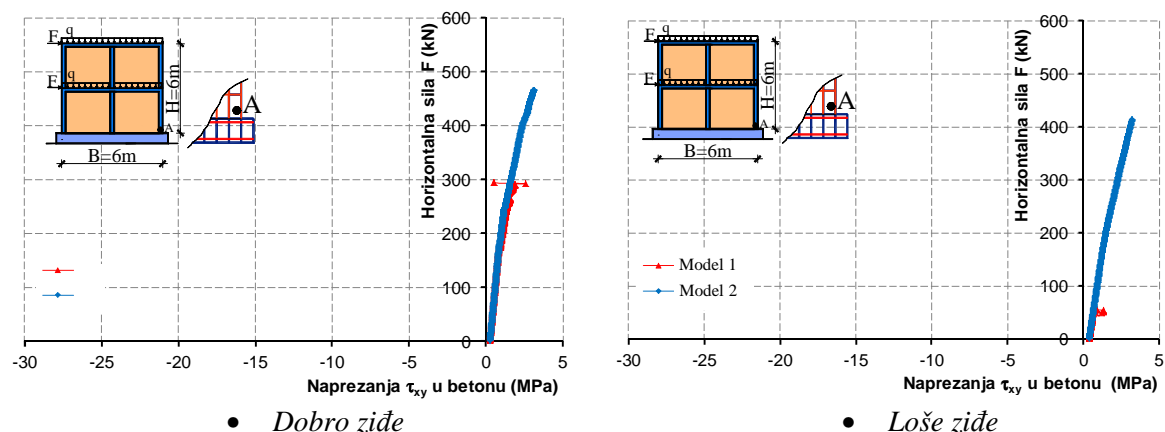
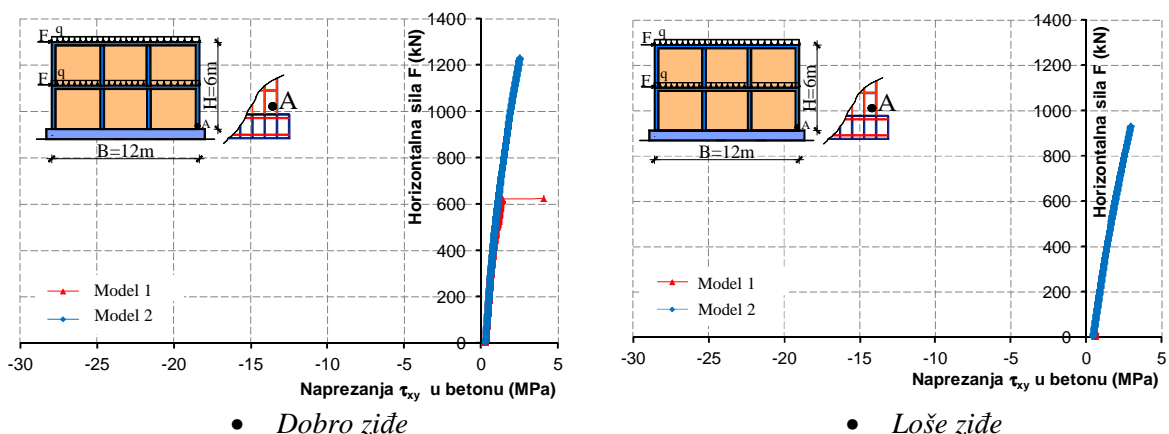
(iii) Zid CM_3

Slika 5.190. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova

Ova naprezanja odgovaraju rubnim napreznjima u zidu σ_{yy} na slikama 5.189 i 5.190.

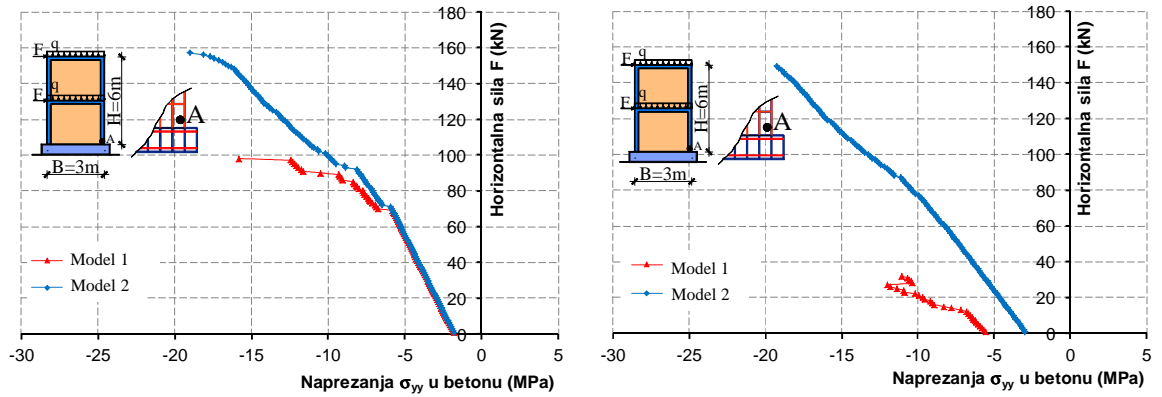
Posmično naprezanje u betonu pri dnu vertikalnog serklaža omeđenih zidanih zidova prikazano je na slici 5.191. Ono je dosta veliko i za Model 2 je iznad posmične čvrstoće betona. Kod toga treba navesti da u ovom primjeru nije modeliran utjecaj posmika na slom

betona. Ovaj se efekt može simulirati Modelom 1 ako se ponašanje betona opiše modelom ziđa (uz adekvatne parametre gradiva).

(i) Zid CM_1 (ii) Zid CM_2 (iii) Zid CM_3

Slika 5.191. Posmično naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova

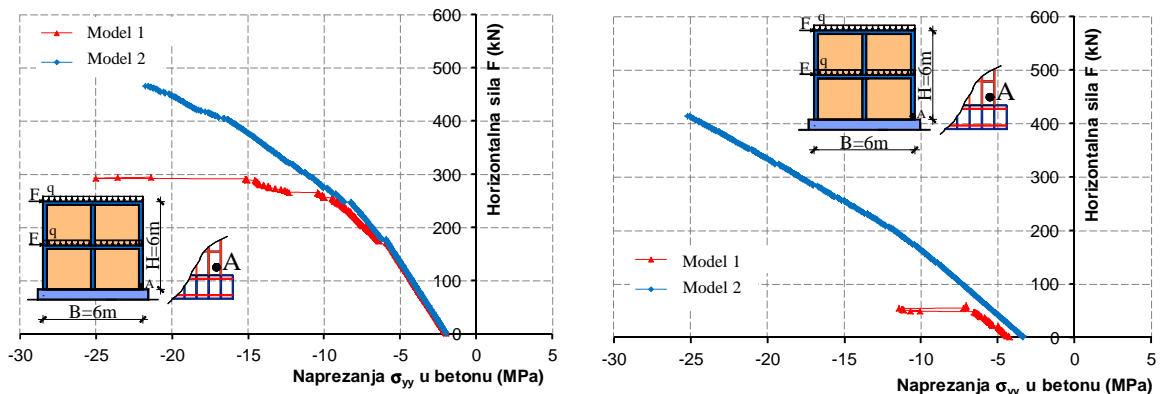
Vertikalno naprezanje u betonu omeđenih zidanih zidova u točki A prikazano je na slici 5.192. U Modelu 2 ona su relativno visoka (u odnosu na tlačnu čvrstoću betona), dok su u Modelu 1 značajno niža.



• Dobro zide

• Loše zide

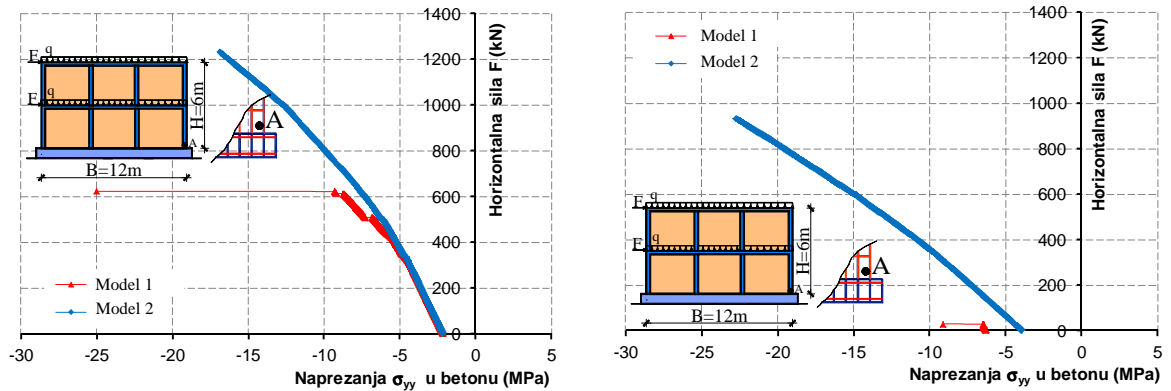
(i) Zid CM₁



• Dobro zide

• Loše zide

(ii) Zid CM₂



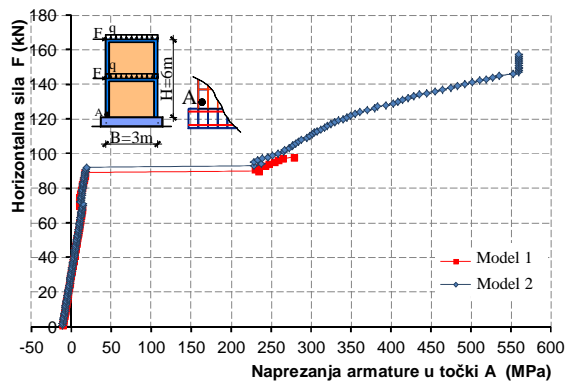
• Dobro zide

• Loše zide

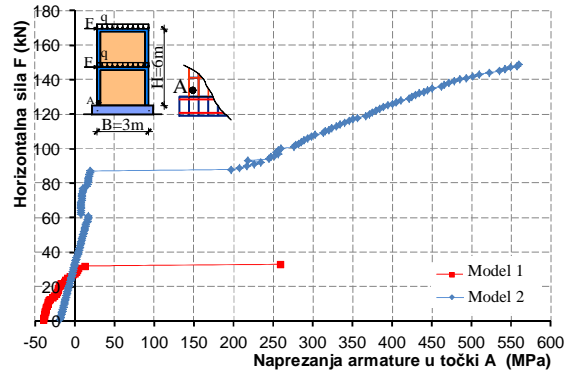
(iii) Zid CM₃

Slika 5.192. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A pri dnu omeđenih zidanih zidova

Naprezanje vertikalne armature pri dnu vertikalnog serklaža omeđenih zidanih zidova prikazano je na slici 5.193. Granična naprezanja u Modelu 2 su također veća nego u Modelu 1.

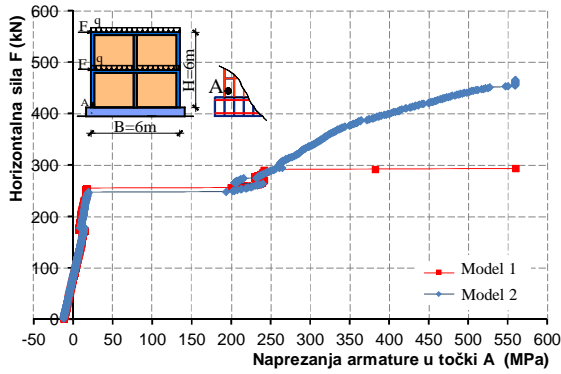


• Dobro zide

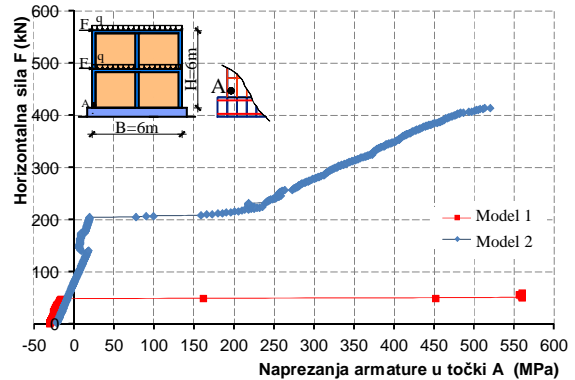


• Loše zide

(i) Zid CM_1

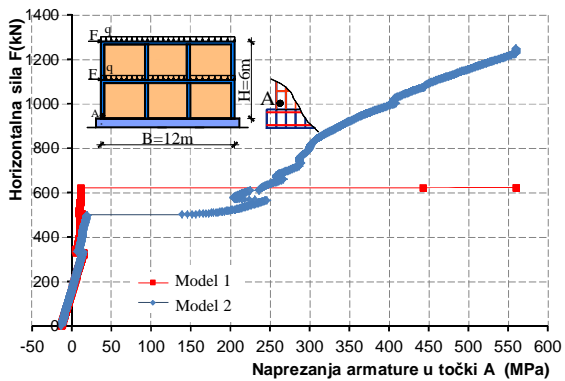


• Dobro zide

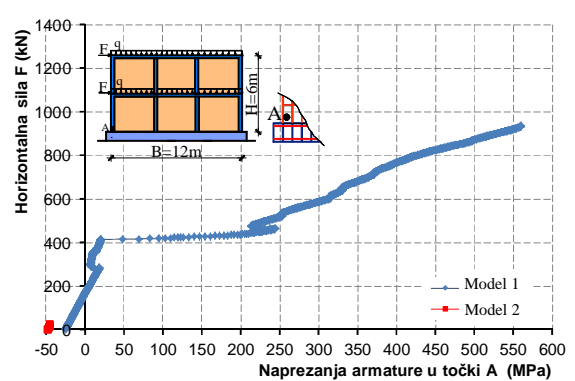


• Loše zide

(ii) Zid CM_2



• Dobro zide



• Loše zide

(iii) Zid CM_3

Slika 5.193. Naprezanje armature u točki A pri dnu vertikalnih serklaža omeđenih zidanih zidova

5.8.3.2. Dinamička analiza

Prvi i drugi period slobodnih oscilacija razmatranih zidanih zidova prikazan je u tablici 5.12. Zidovi su izloženi jednolikom harmonijskom ubrzanju podloge prema slici 5.1iii. Period pobude odgovara prvom periodu slobodnih oscilacija elastičnog zida (T_1).

U nastavku su prikazani samo neki rezultati provedenih dinamičkih testova.

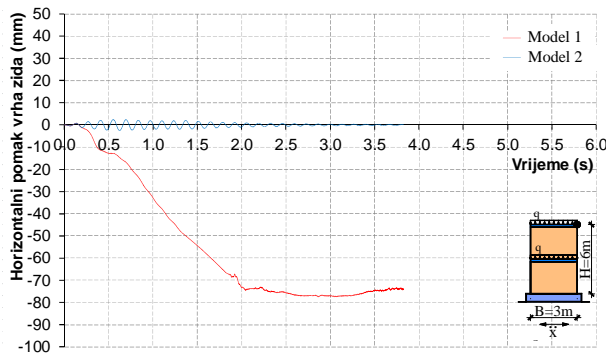
Tablica 5.12. Prvi (T_1) i drugi (T_2) period slobodnih oscilacija zidanih zidova

Zid		T_1 [s]	T_2 [s]		T_1 [s]	T_2 [s]
URM ₁		0,1343	0,0331		0,2987	0,0736
URM ₂	Dobro zide	0,0839	0,0331	Loše zide	0,1860	0,0734
URM ₃		0,0638	0,0332		0,1412	0,0733
CM ₁		0,0896	0,0263		0,1357	0,0463
CM ₂	Dobro zide	0,0677	0,0276	Loše zide	0,1207	0,0444
CM ₃		0,0575	0,0293		0,1146	0,0494

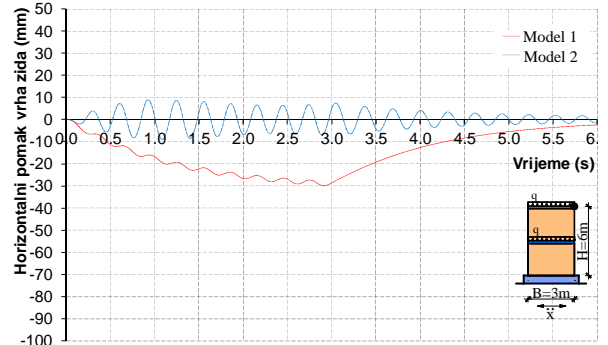
Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova s $a_{\max}=0,05g$ prikazan je na slici 5.194, s $a_{\max}=0,1g$ na slici 5.195 te s $a_{\max}=0,15g$ na slici 5.196.

Rješenja s Modelom 1 pokazuju da se svi zidovi s lošim zidom uglavnom ponašaju povoljnije od zidova s dobrim zidom. Ovo se na prvi pogled čini nelogičnim. Ipak, ovo se objašnjava činjenicom da lošije zide ima daleko manju krutost i na sebe navlači daleko manje potresne sile. Iako značajno manje čvrstoće, ali zbog značajno manje krutosti, zidovi s lošim zidom (u odnosu na zidove s dobrim zidom) pokazuju uglavnom veću sigurnost. Također je vidljivo da se s povećanjem duljine zida s dobrim zidom, smanjuje njegova sigurnost pri potresu. Kod zidova s lošim zidom, s povećanjem duljine zida povećava se njegova sigurnost pri potresu.

Rješenja s Modelom 2 su potpuno različita od rješenja s Modelom 1. Ona daju drastično veću krutost i značajno veću nosivost i sigurnost, što se ne smatra realnim. Svi zidovi, čak i za $a_{\max}=0,15g$, imaju očuvanu stabilnost uz relativno male pomake. Dok Model 2 kao rezultat daje dosta pravilne oscilatorne pomake, ona su kod Modela 1 pretežito samo u jednom smjeru zbog popuštanja zida od posmika.

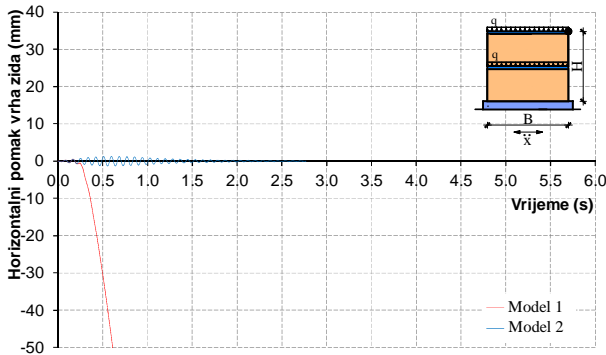


• Dobro zide

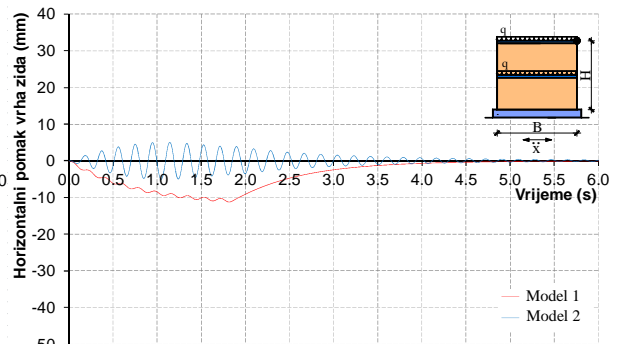


• Loše zide

(i) Zid URM₁

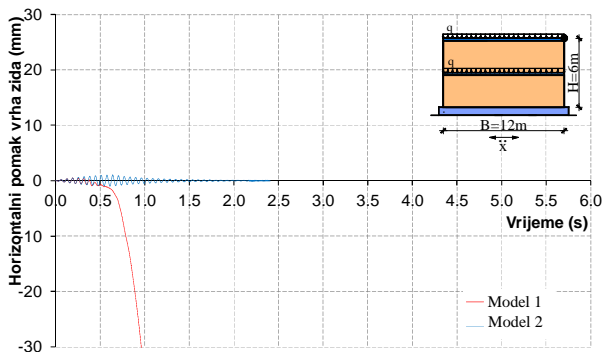


• Dobro zide

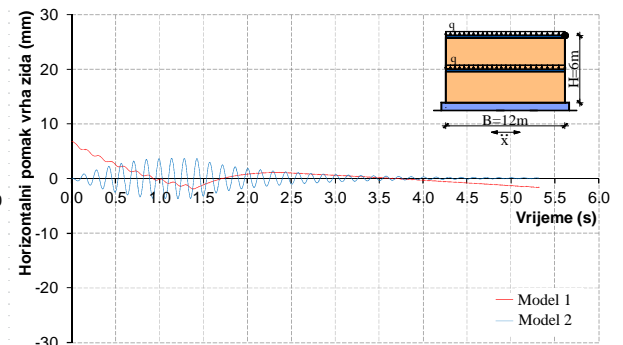


• Loše zide

(ii) Zid URM₂



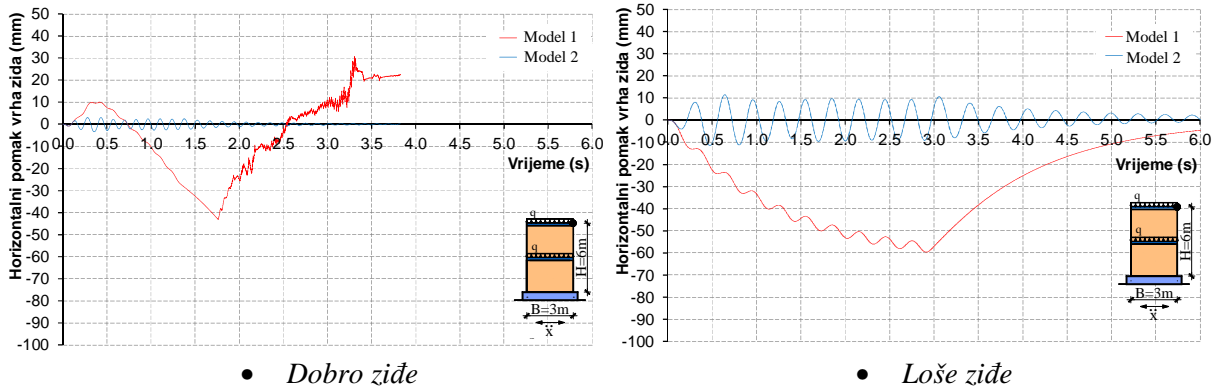
• Dobro zide



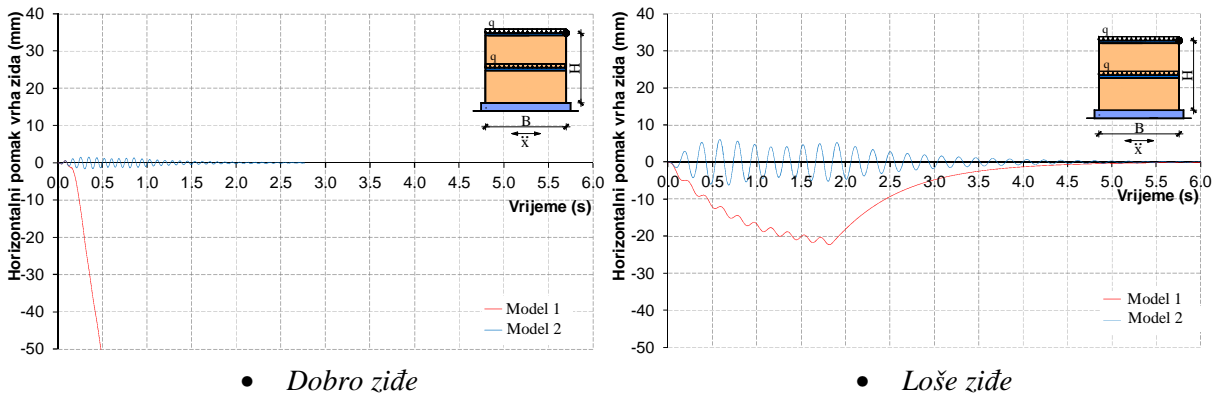
• Loše zide

(iii) Zid URM₃

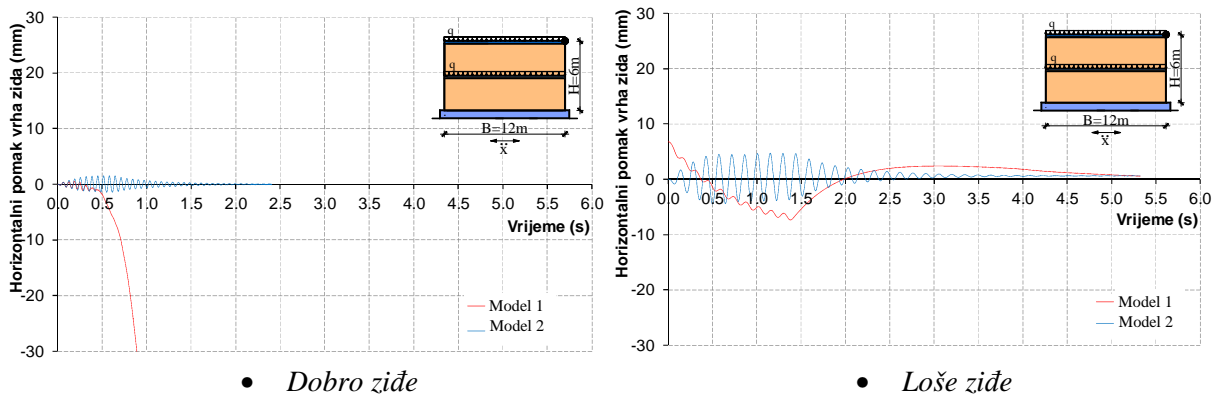
Slika 5.194. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,05g$



(i) Zid URM₁

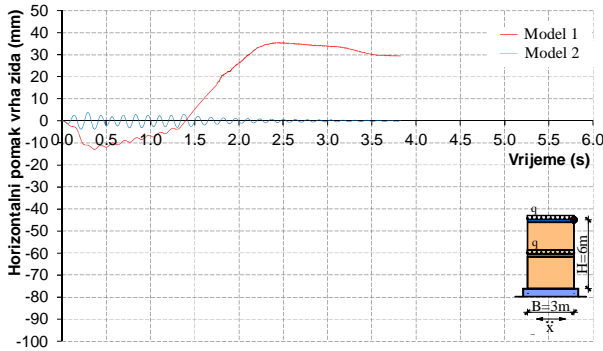


(ii) Zid URM₂

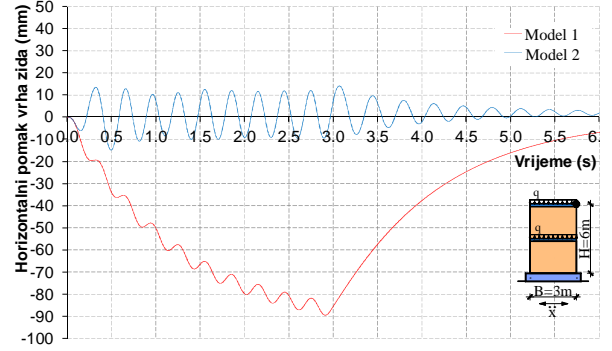


(iii) Zid URM₃

Slika 5.195. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,1g$

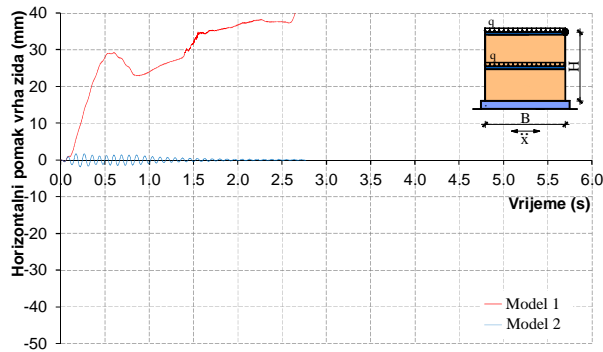


• Dobro žiđe

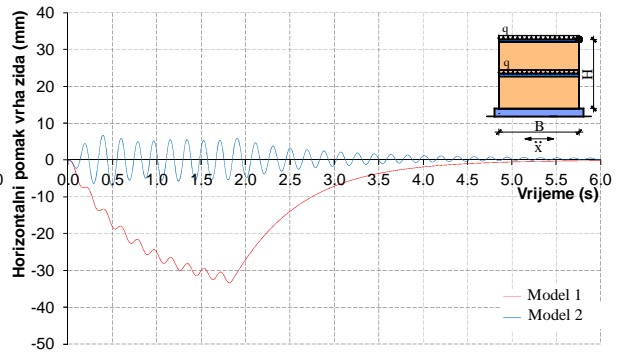


• Loše žiđe

(i) Zid URM₁

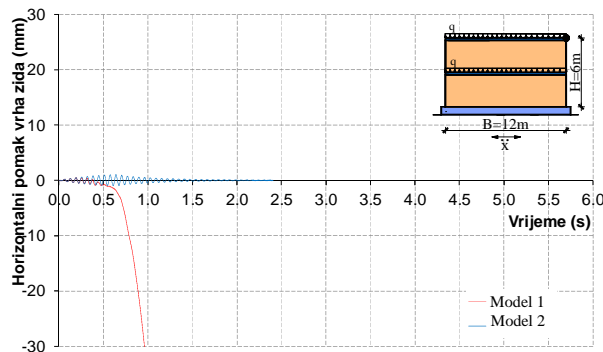


• Dobro žiđe

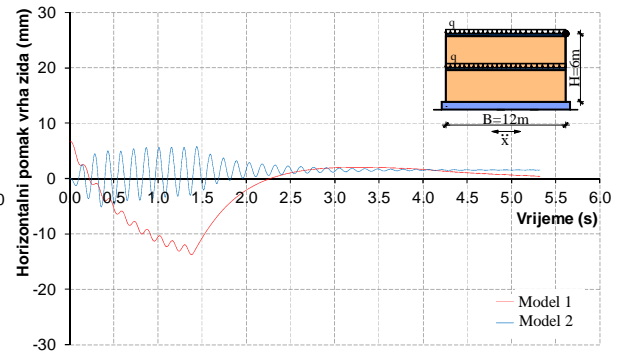


• Loše žiđe

(ii) Zid URM₂



• Dobro žiđe

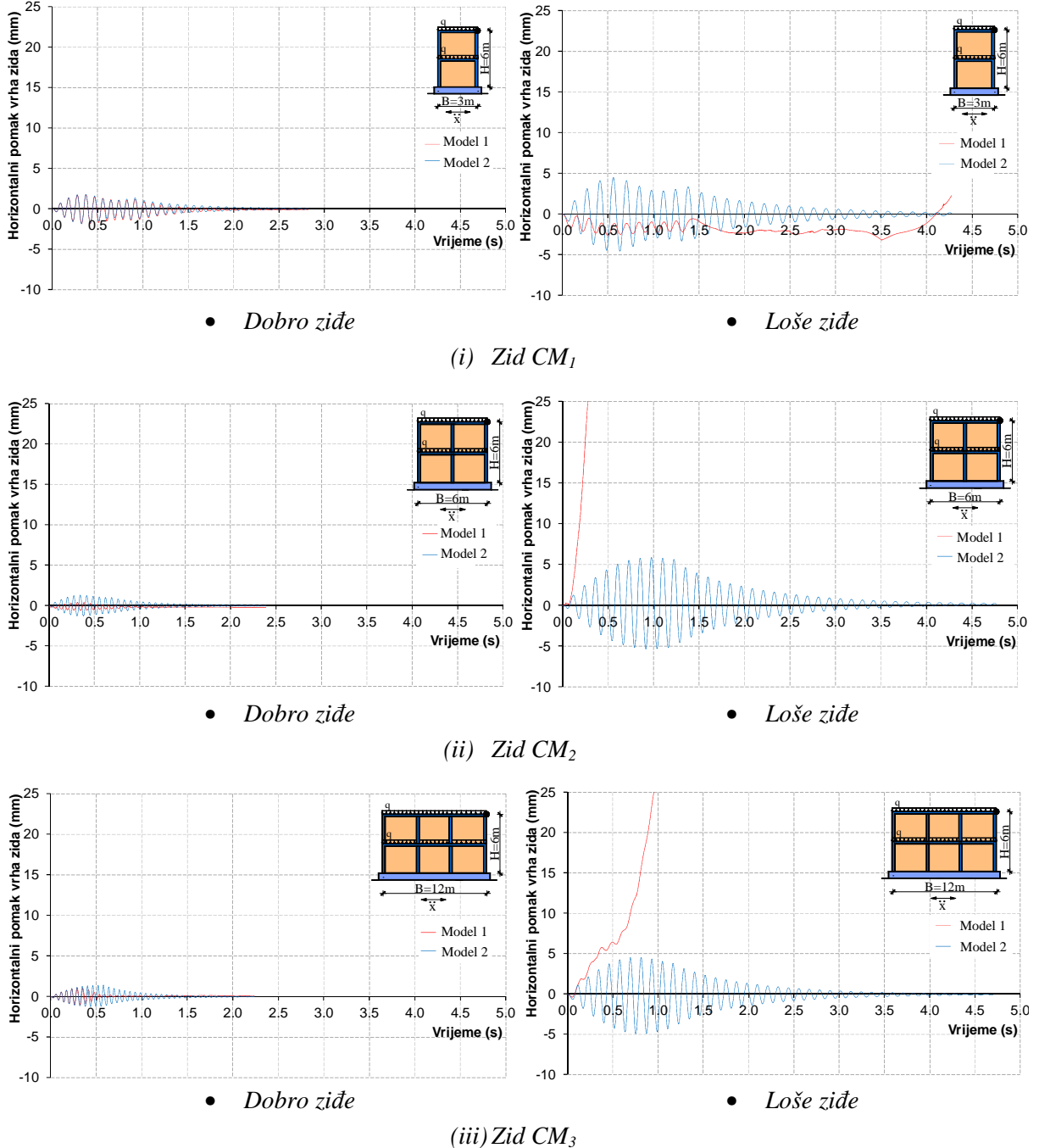


• Loše žiđe

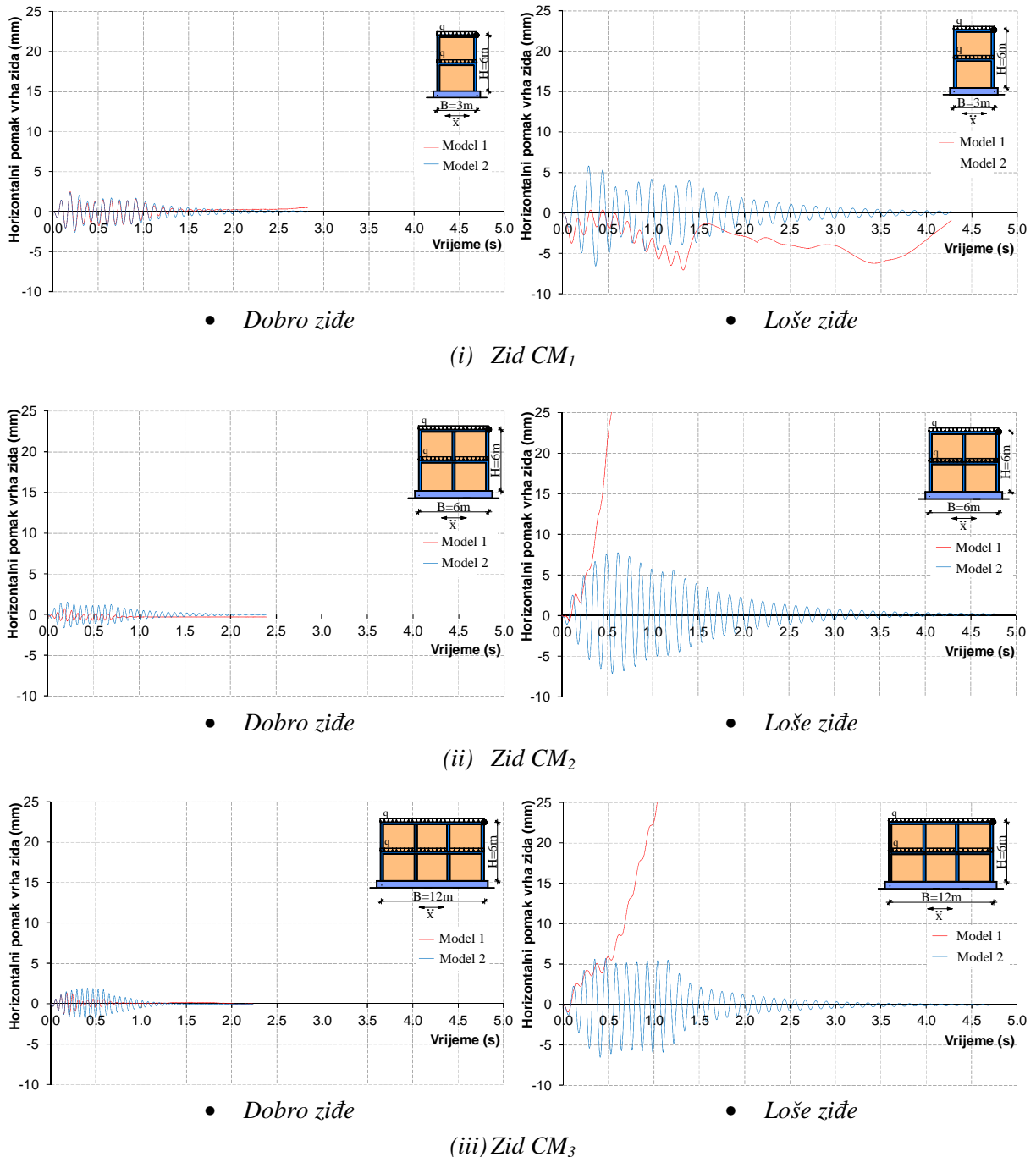
(iii) Zid URM₃

Slika 5.196. Horizontalni pomak vrha nearmiranih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,15g$

Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova s $a_{\max}=0,1g$ prikazan je na slici 5.197, s $a_{\max}=0,2g$ na slici 5.198 i s $a_{\max}=0,3g$ na slici 5.199. Model 1 i Model 2 daju značajno različite rezultate i kod omeđenih zidova.

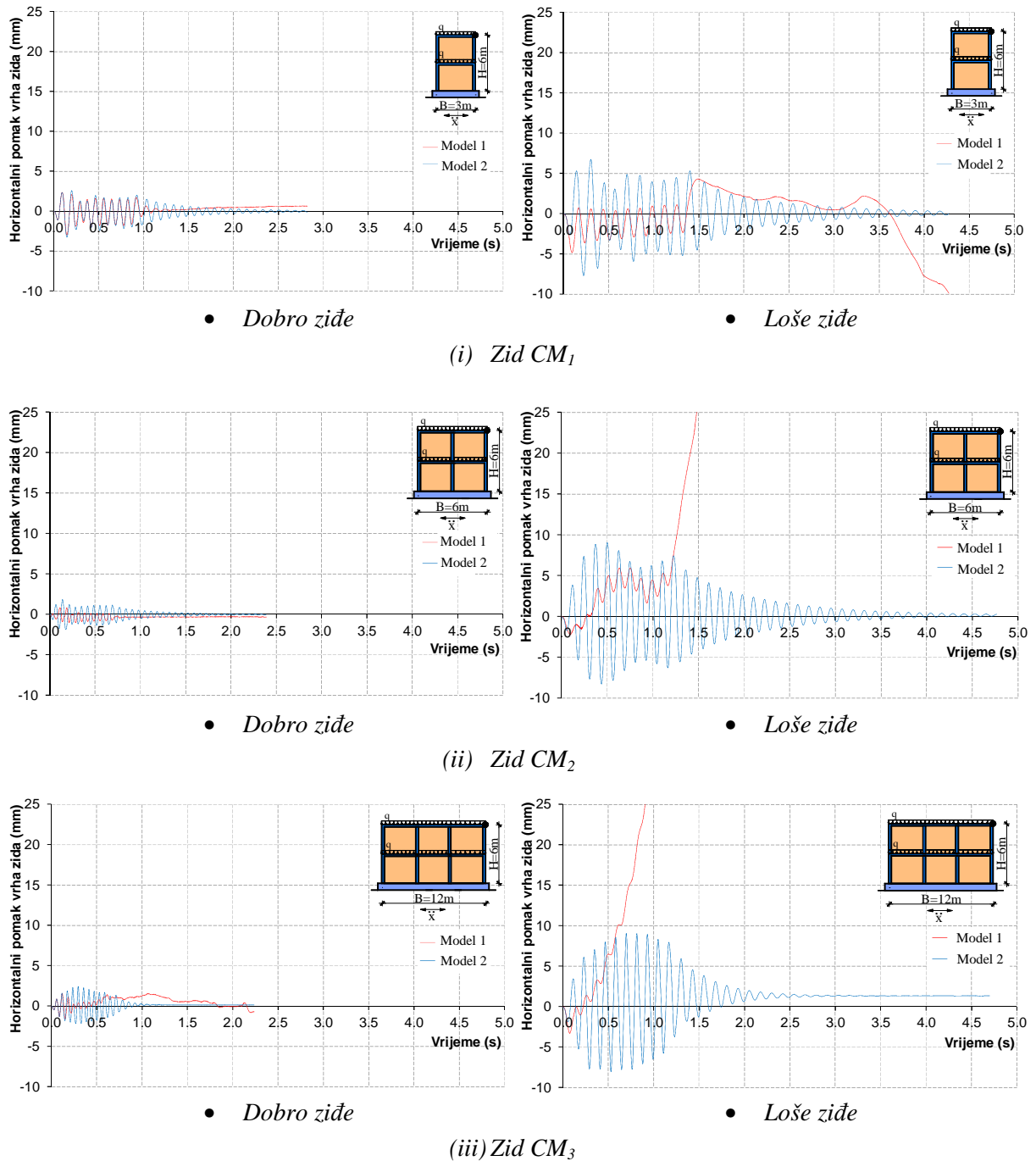


Slika 5.197. Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,1g$



Slika 5.198. Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,2g$

Za slučaj dobrog ziđa, Model 1 i Model 2 daju globalno podjednake maksimalne rezultate (iako u vremenu različite). Ovo je bilo i za očekivati jer dobro ziđe ima veliku posmičnu nosivost, odnosno posmična krutost i nosivost ziđa nije presudna za globalnu nosivost i sigurnost čitavog zida. Horizontalni pomaci vrha zida za oba modela su relativno mala i malo ovise o odnosu duljine i visine zida. Svi zidovi imaju osiguranu stabilnost i nosivost za $a_{\max}=0,3g$.

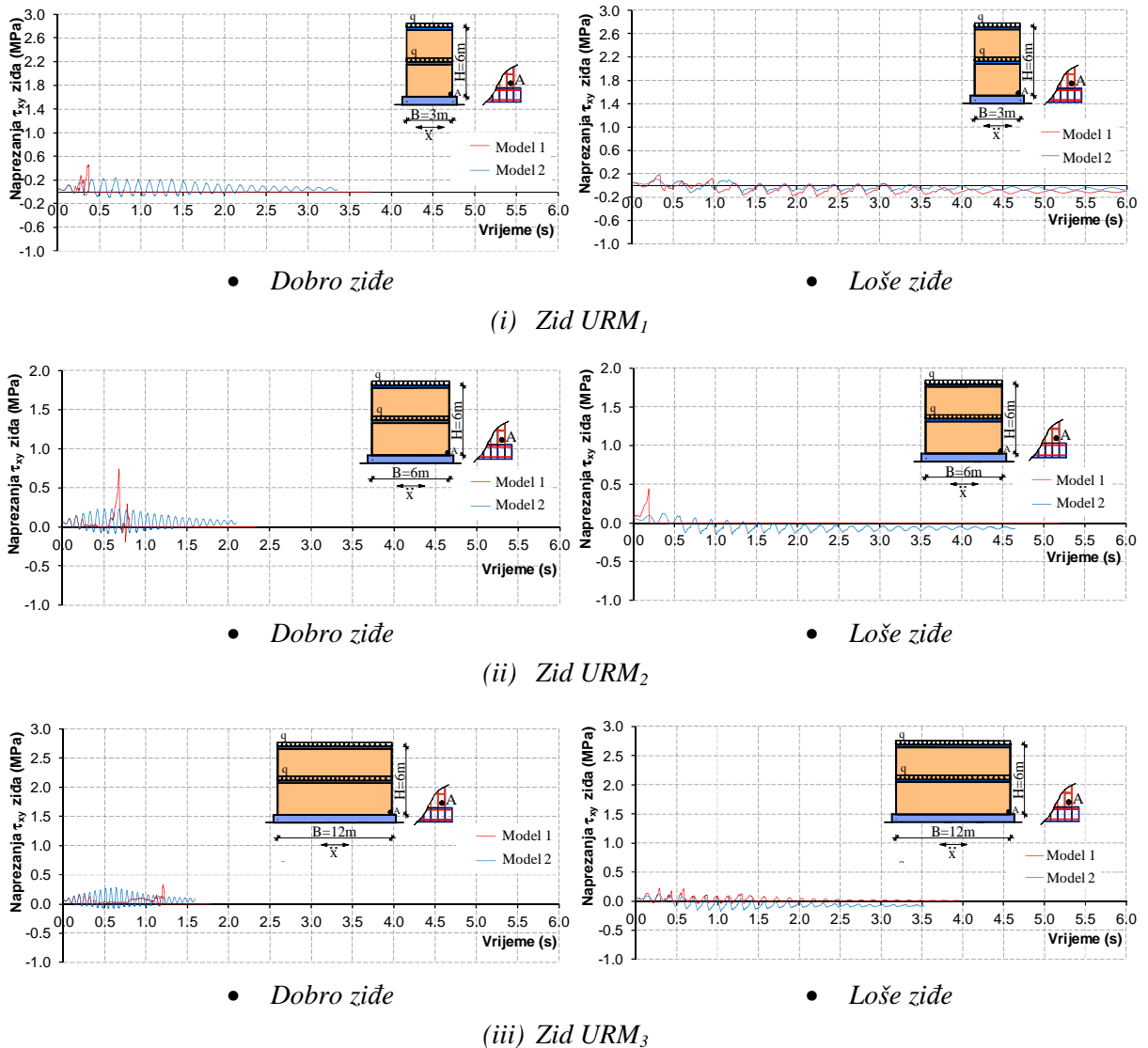


Slika 5.199. Horizontalni pomak vrha omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,3g$

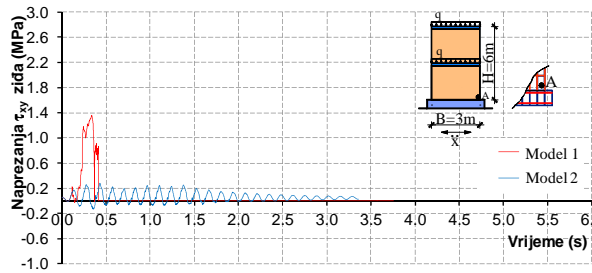
Za slučaj lošeg zida, nosivost i deformabilnost zidova je znatno manja. Samo zid najmanje duljine CM_1 može izdržati pobudu s $a_{\max}=0,3g$. Ostali zidovi ne mogu izdržati ni pobudu s $a_{\max}=0,1g$. Dakle, vidljiv je veliki utjecaj duljine omeđenih zidanih zidova s lošim zidom na njihovo ponašanje pri dinamičkoj pobudi.

Sve dok ne dođe do popuštanja зида u posmiku, Model 1 ima oscilatorne pomake u vremenu (kao i Model 2 kao kod nearmiranih zidova). Nakon toga dominira pomak u jednom smjeru.

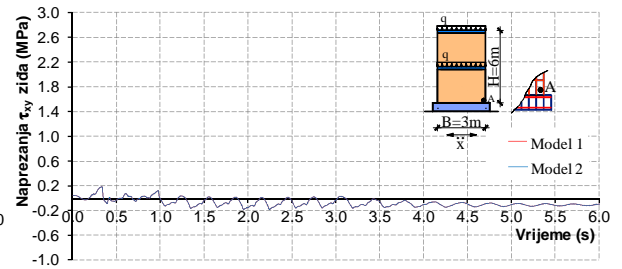
Posmično naprezanje u зиду pri dnu nearmiranih zidanih zidova za $a_{\max}=0,05g$ prikazano je na slici 5.200, za $a_{\max}=0,1g$ na slici 5.201 i za $a_{\max}=0,15g$ na slici 5.202. Za neke slučajeve Model 1 i Model 2 daju podjednake ili vrlo slične maksimalne rezultate, dok se za neke slučajeve dosta razlikuju. Sukladno pomacima zidova, njihova je vremenska raspodjela različita.



Slika 5.200. Posmično naprezanje u зиду u točki A nearmiranih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,05g$

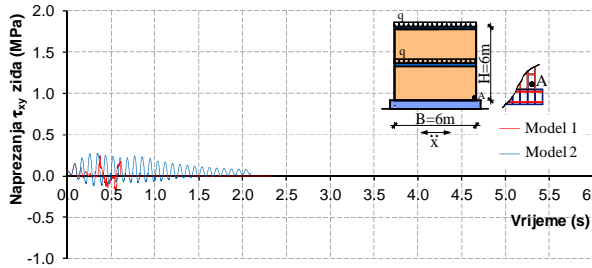


• Dobro zidē

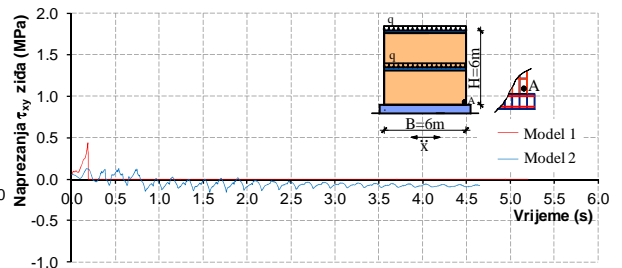


• Loše zidē

(i) Zid URM₁

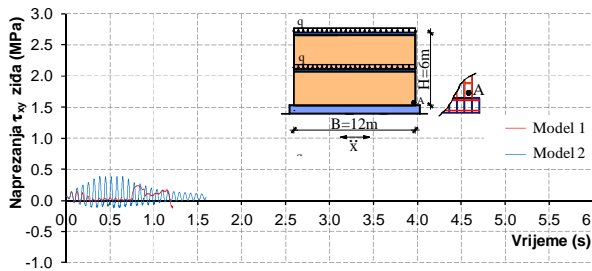


• Dobro zidē

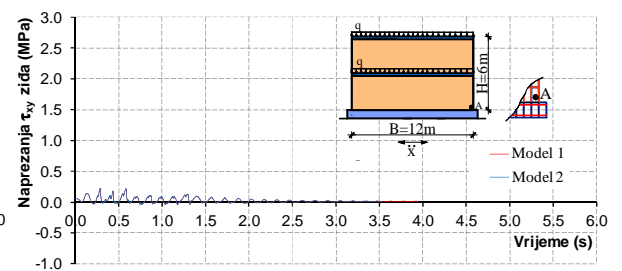


• Loše zidē

(ii) Zid URM₂



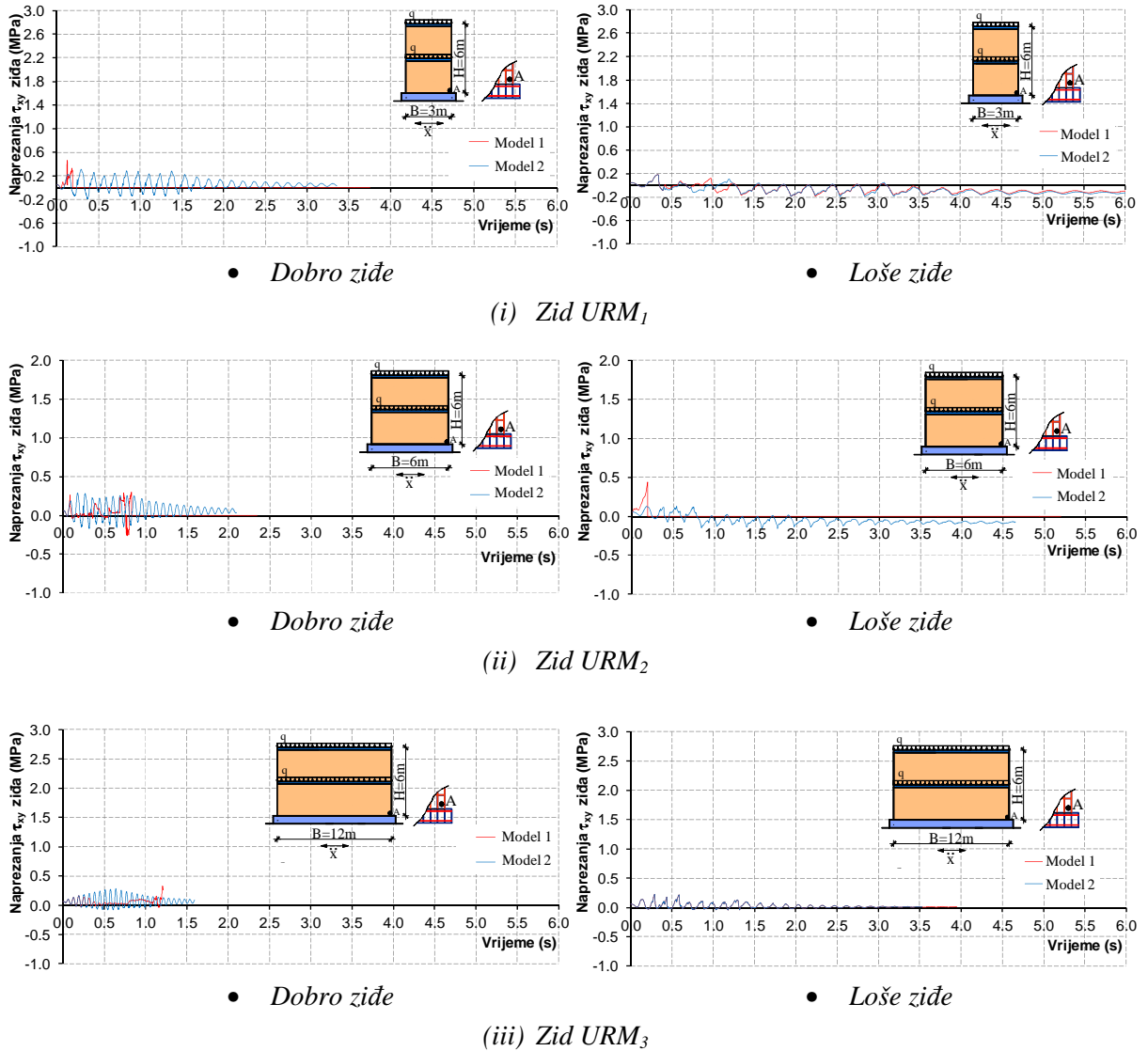
• Dobro zidē



• Loše zidē

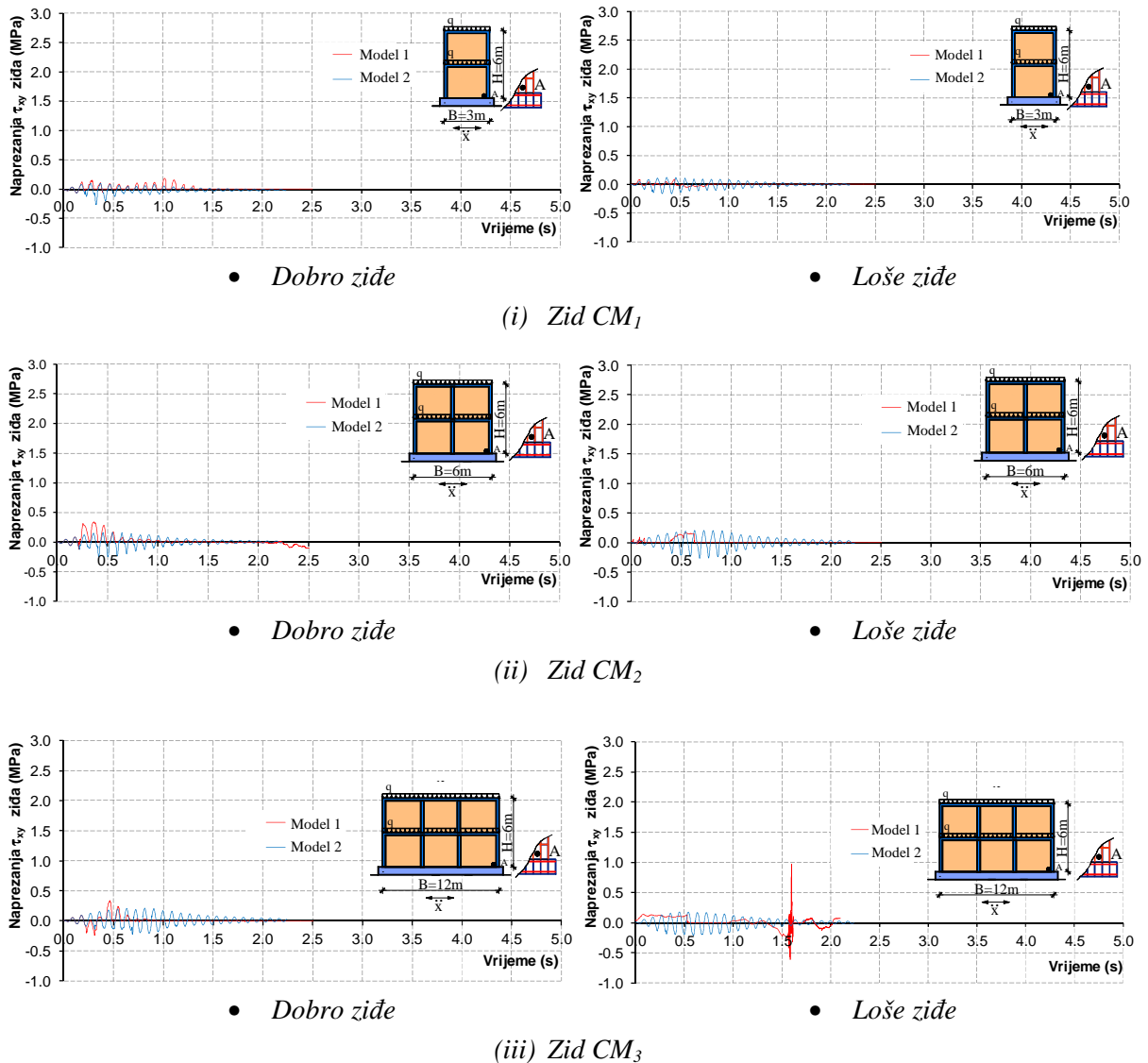
(iii) Zid URM₃

Slika 5.201. Posmično naprezanje u zidu u točki A nearmiranih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,1g$

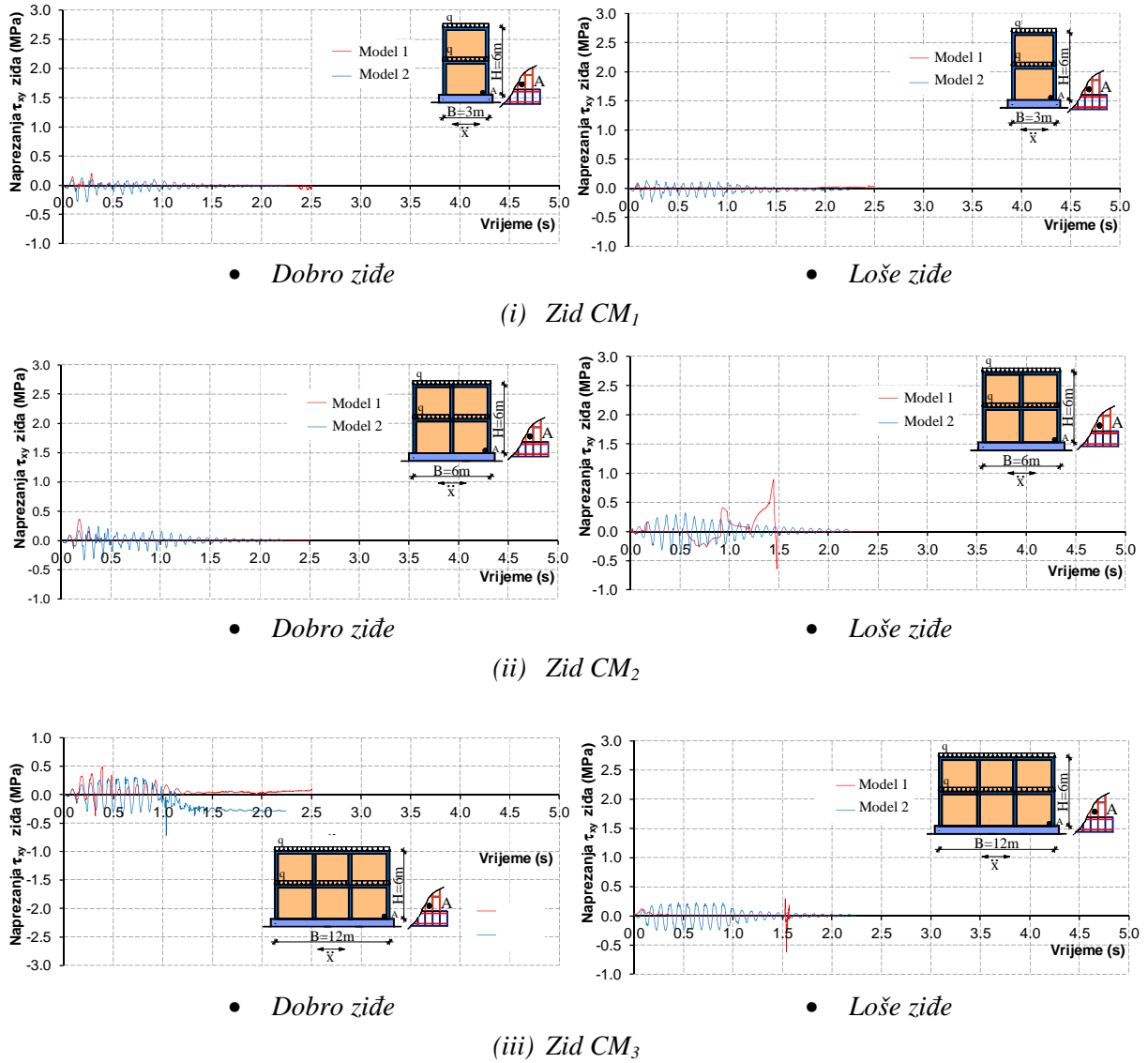


Slika 5.202. Posmično naprezanje u zidu u točki A nearmiranih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,15g$

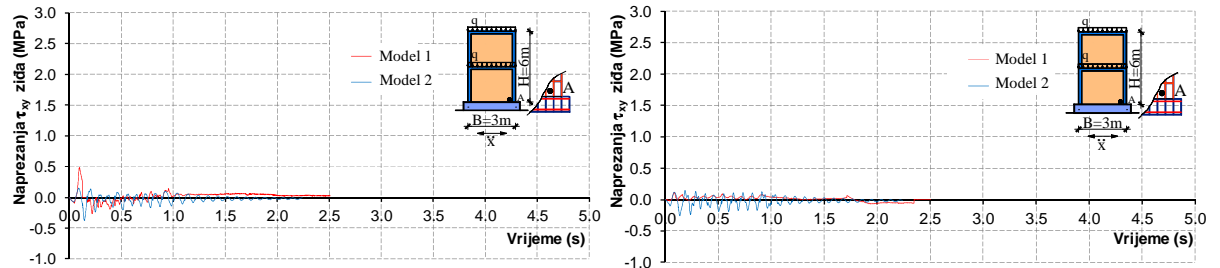
Posmično naprezanje u zidu pri dnu omeđenih zidanih zidova u točki A za $a_{\max}=0,1g$ prikazano je na slici 5.203, za $a_{\max}=0,2g$ na slici 5.204 i za $a_{\max}=0,3g$ na slici 5.205. Ovo je naprezanje kompatibilno posmičnom naprezanju nearmiranih zidanih zidova prikazanom na slikama 5.198-5.200.



Slika 5.203. Posmično naprezanje u zidu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,1g$

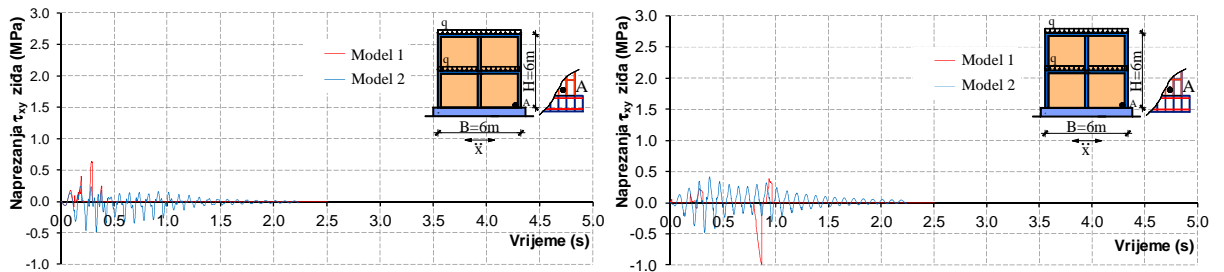


Slika 5.204. Posmično naprezanje u zidu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{max}=0,2g$



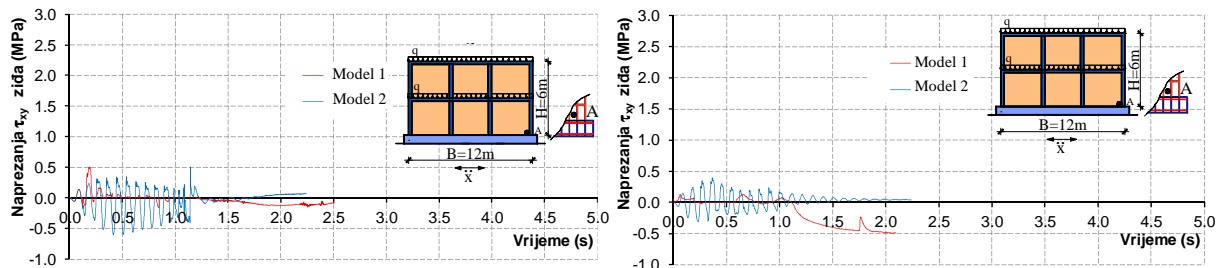
• Dobro zide

• Loše zide

(i) Zid CM_1 

• Dobro zide

• Loše zide

(ii) Zid CM_2 

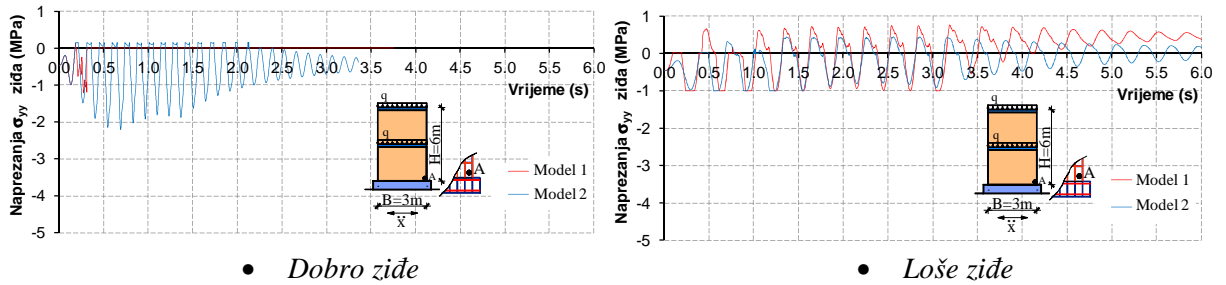
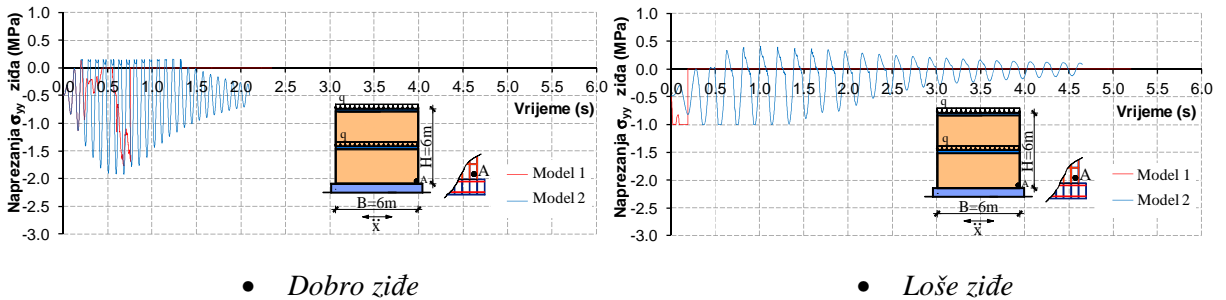
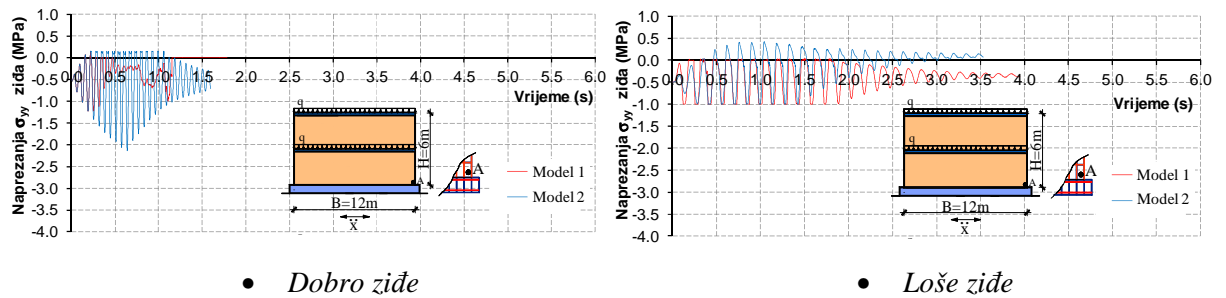
• Dobro zide

• Loše zide

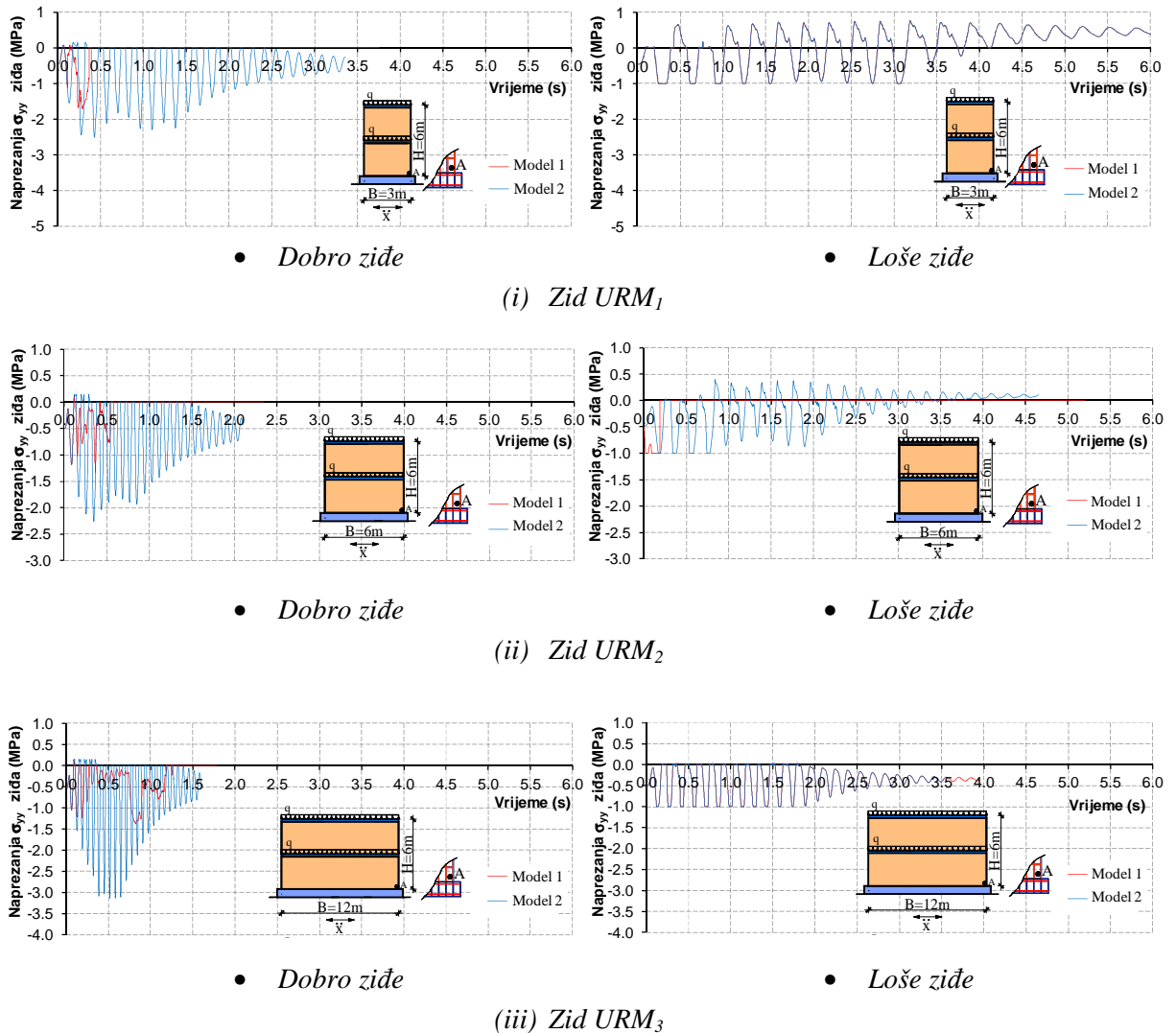
(iii) Zid CM_3

Slika 5.205. Posmično naprezanje u zidu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,3g$

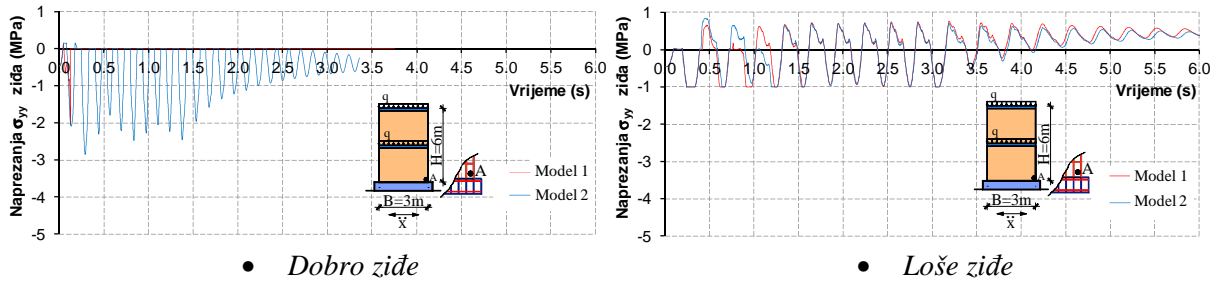
Vertikalno naprezanje u zidu pri dnu nearmiranih zidanih zidova prikazano je na slikama 5.206-5.208. Za dobro ziđe, najveća tlačna naprezanja su za oba modela značajno ispod tlačne čvrstoće zida. Za loše ziđe, najveća tlačna naprezanja su za oba modela dosegla tlačnu čvrstoću zida već pri $a_{\max}=0,05g$. Za oba modela maksimalne vrijednosti najvećih naprezanja su slična, dok se razlikuje promjena naprezanja u vremenu.

(i) Zid URM₁(ii) Zid URM₂(iii) Zid URM₃

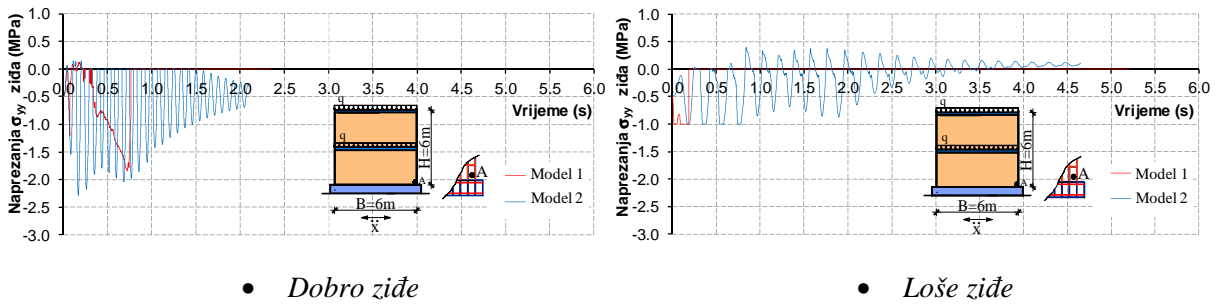
Slika 5.206. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A nearmiranih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,05g$



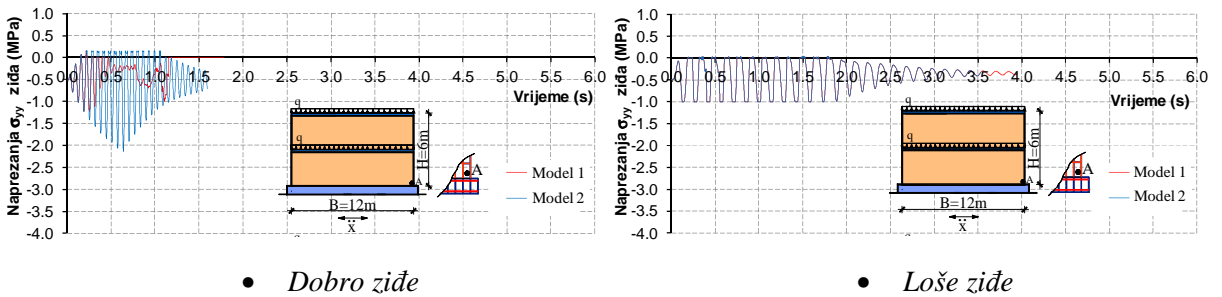
Slika 5.207. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A nearmiranih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,1g$



(i) Zid URM₁



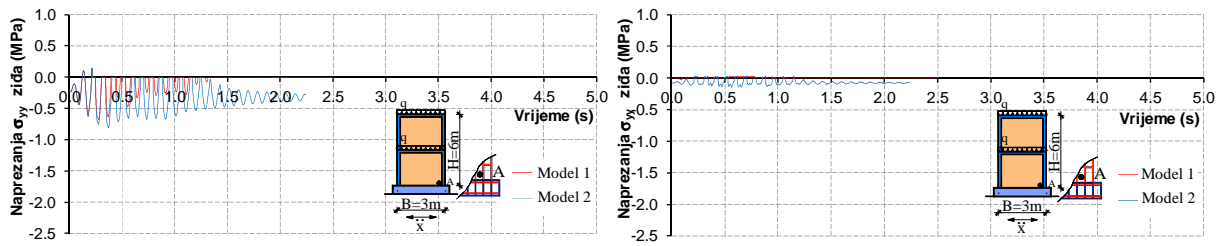
(ii) Zid URM₂



(iii) Zid URM₃

Slika 5.208. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A nearmiranih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,15g$

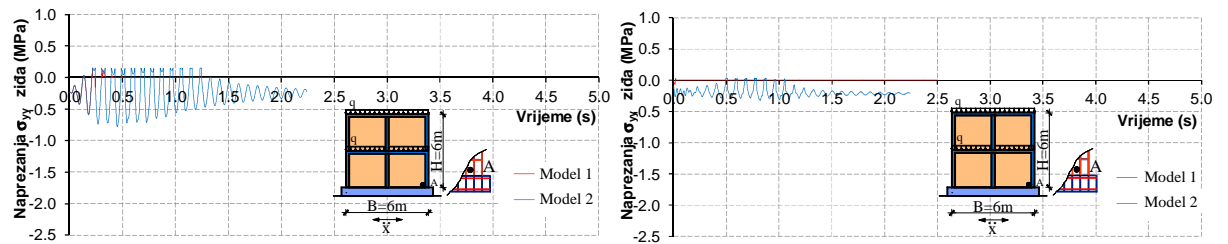
Vertikalno naprezanje u zidu pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazano je na slikama 5.209-5.211. Mogu se iznijeti približno slični zaključci kao i kod nearmiranih zidanih zidova.



• Dobro zide

• Loše zide

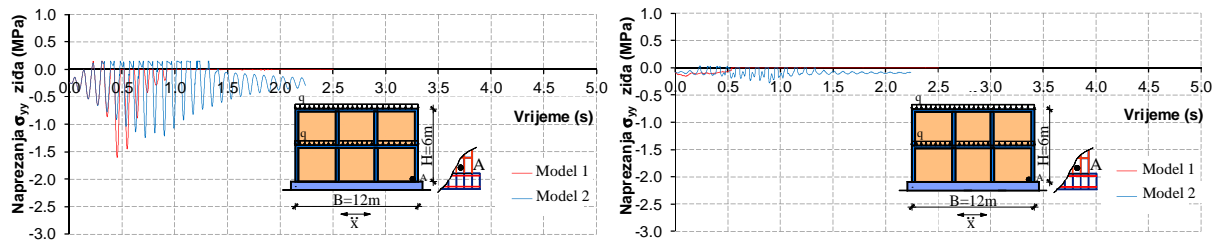
(i) Zid CM_1



• Dobro zide

• Loše zide

(ii) Zid CM_2

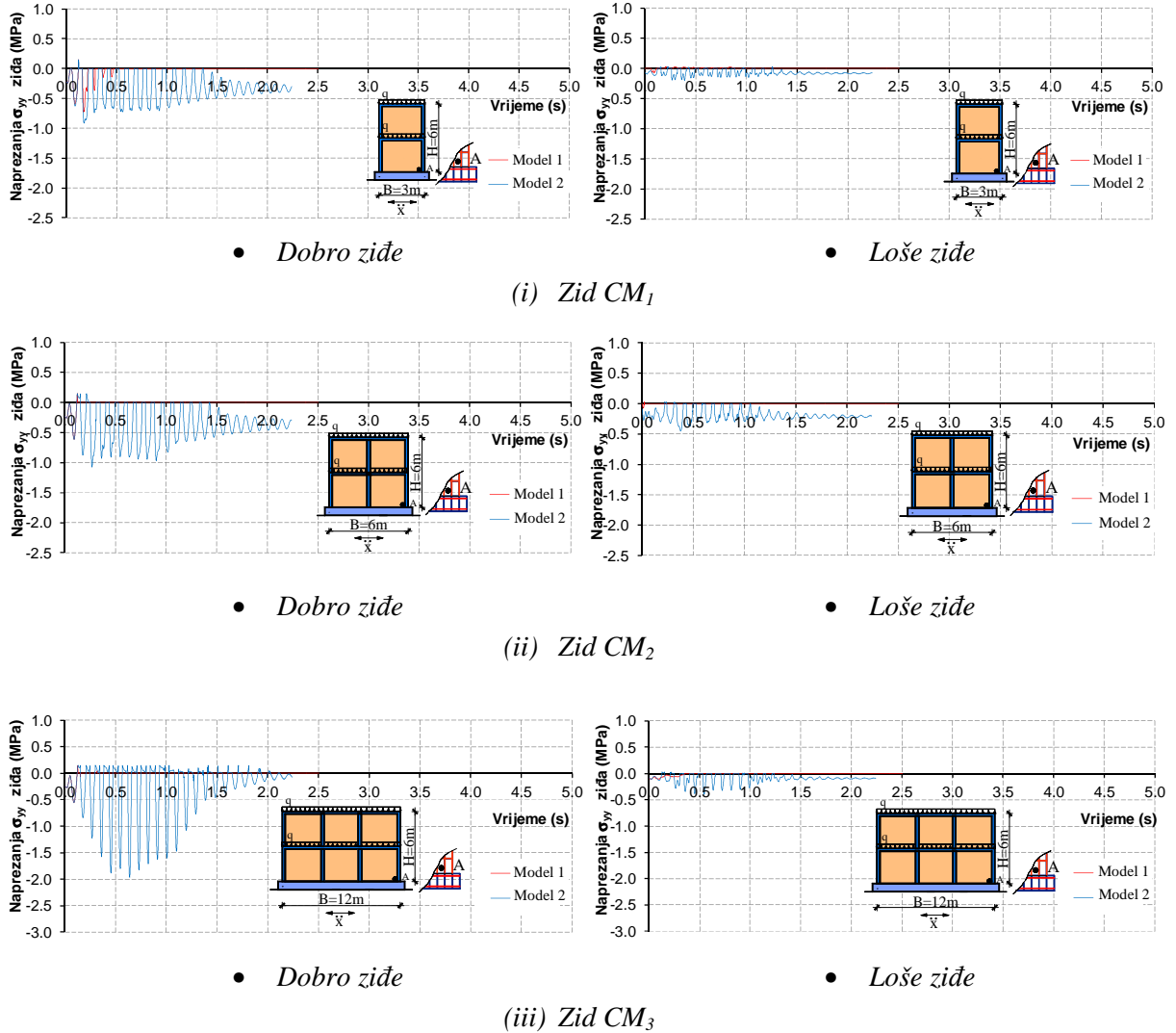


• Dobro zide

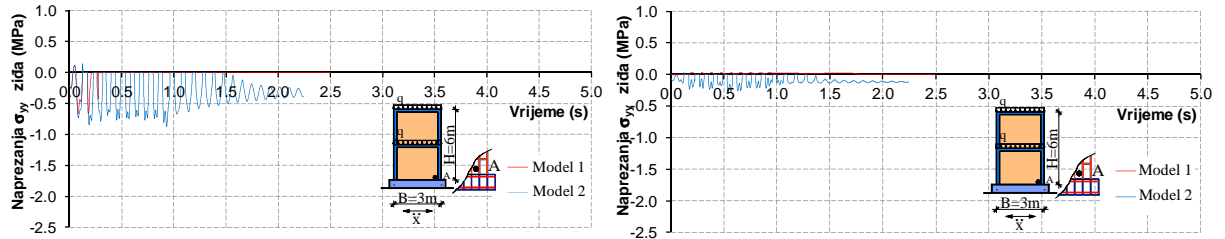
• Loše zide

(iii) Zid CM_3

Slika 5.209. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,1g$



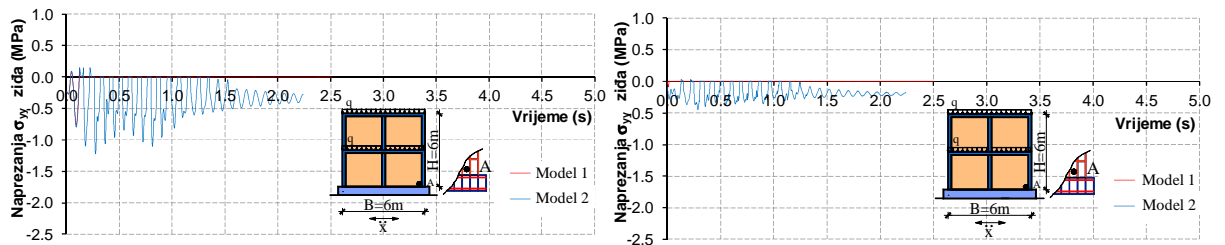
Slika 5.210. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{max}=0,2g$



• Dobro žiđe

• Loše žiđe

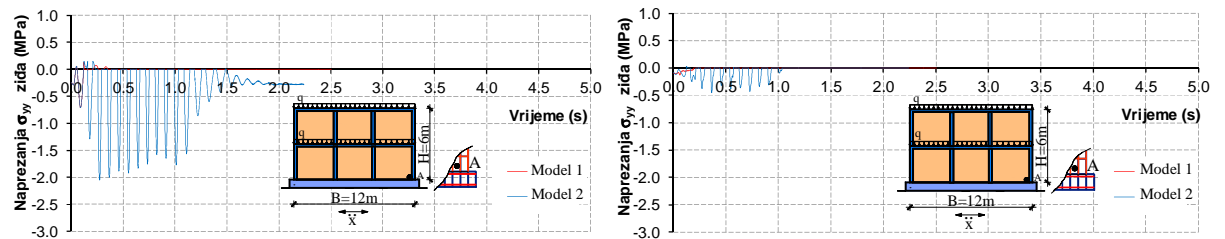
(i) Zid CM_1



• Dobro žiđe

• Loše žiđe

(ii) Zid CM_2



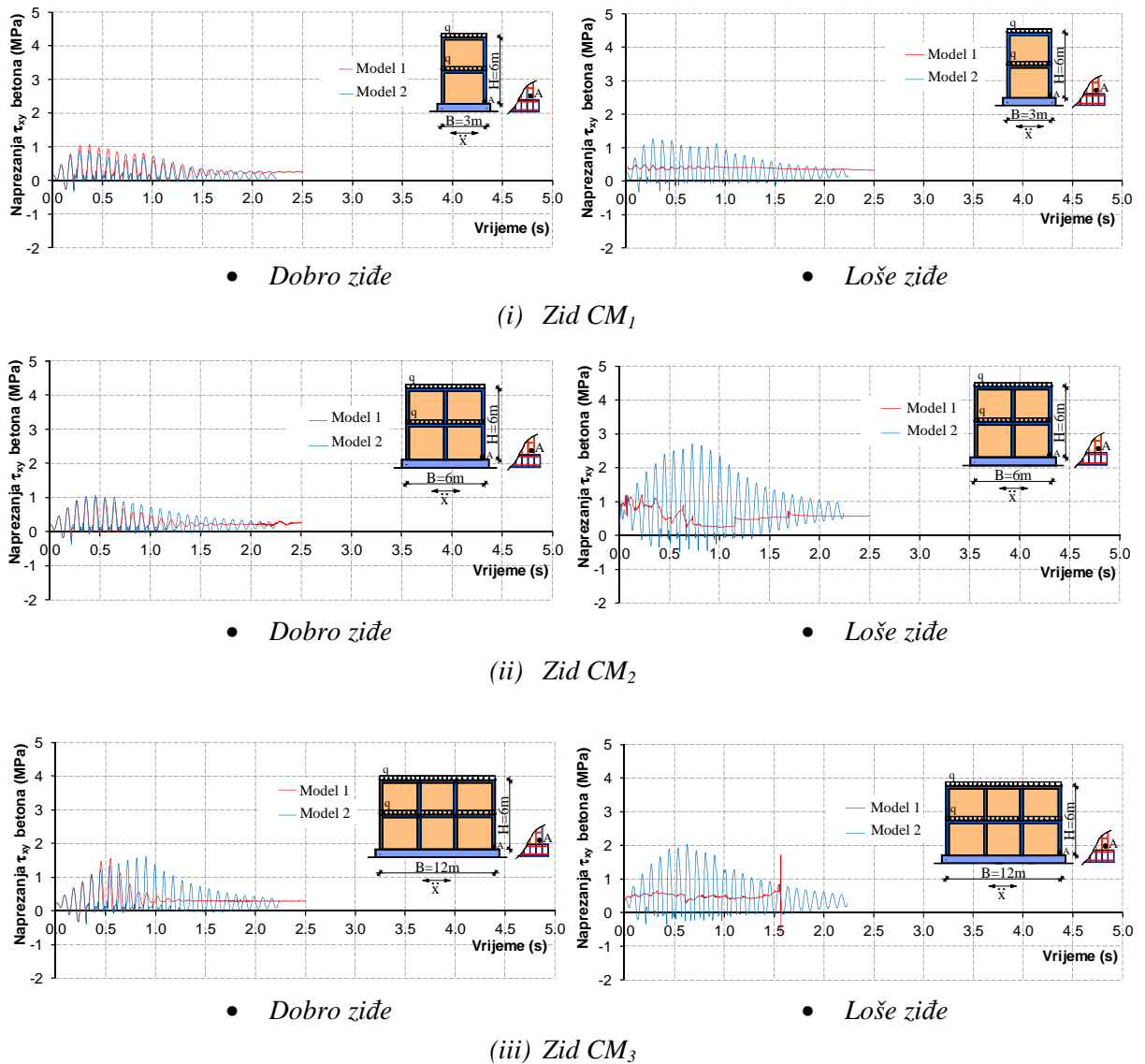
• Dobro žiđe

• Loše žiđe

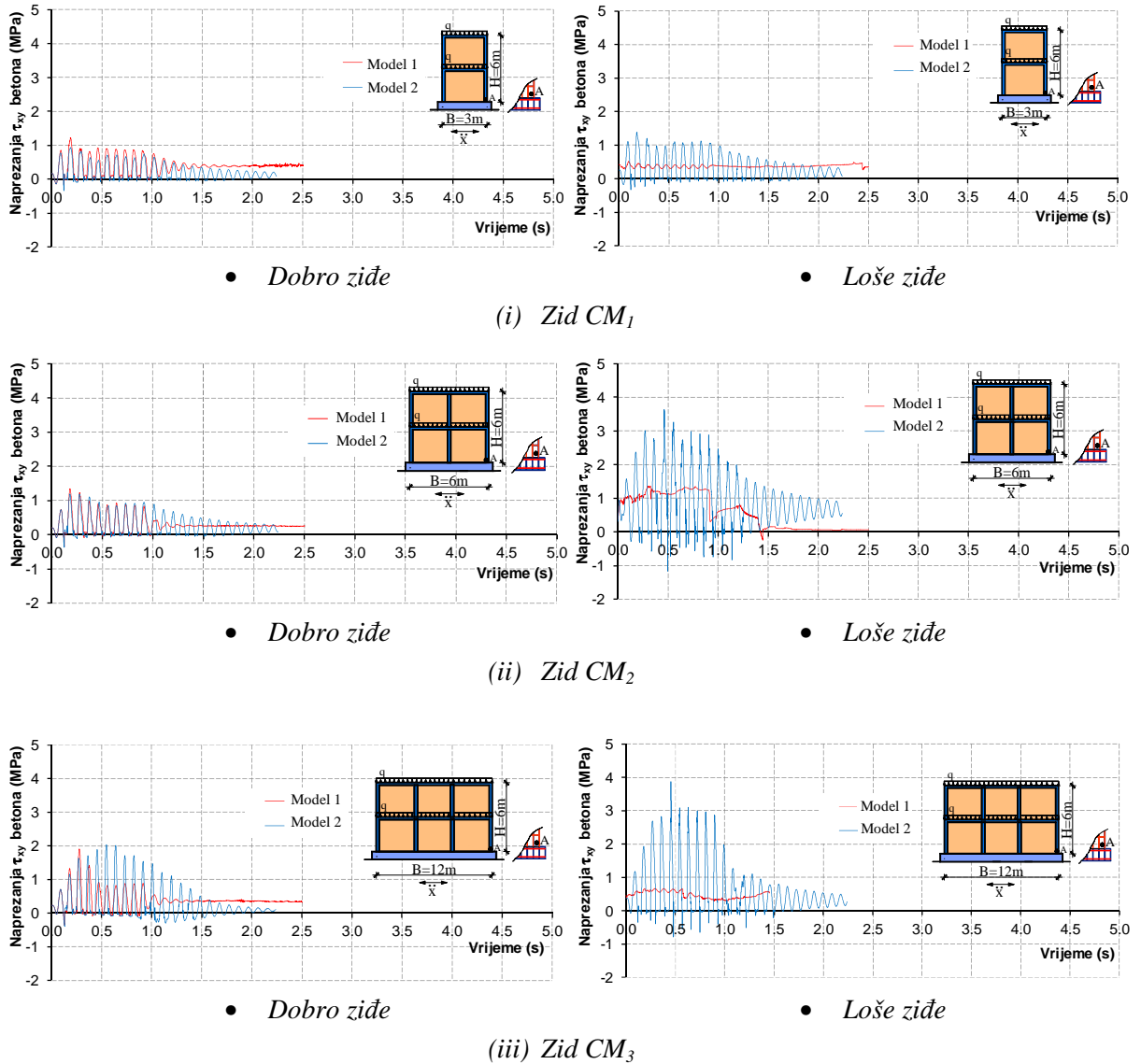
(iii) Zid CM_3

Slika 5.211. Vertikalno naprezanje u zidu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,3g$

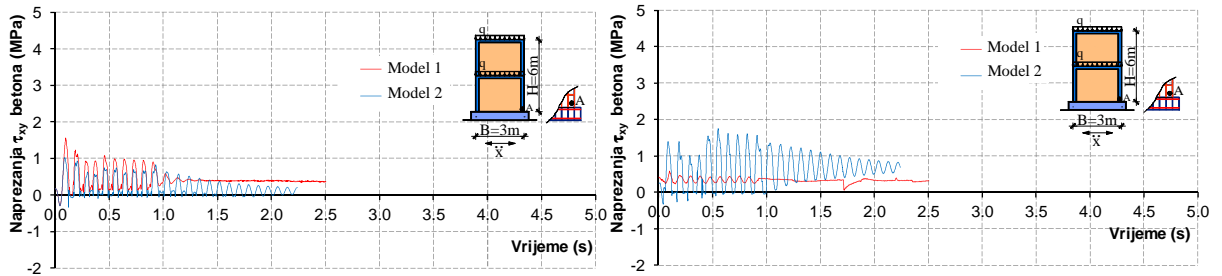
Posmično naprezanje u betonu pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazano je na slikama 5.212-5.214.



Slika 5.212. Posmično naprezanje u betonu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,1g$

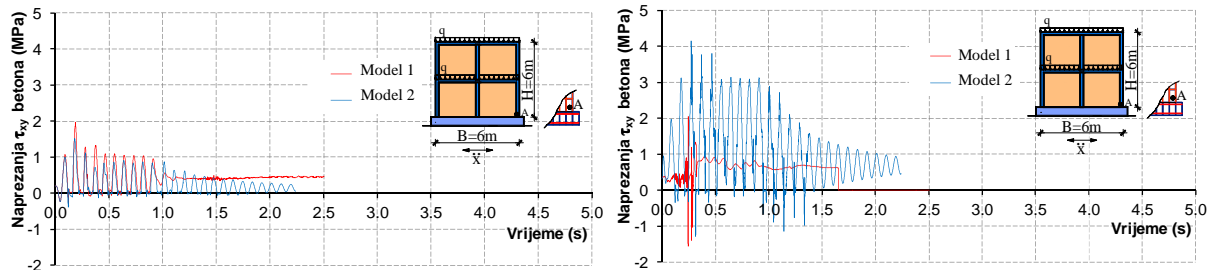


Slika 5.213. Posmično naprezanje u betonu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{max}=0,2g$



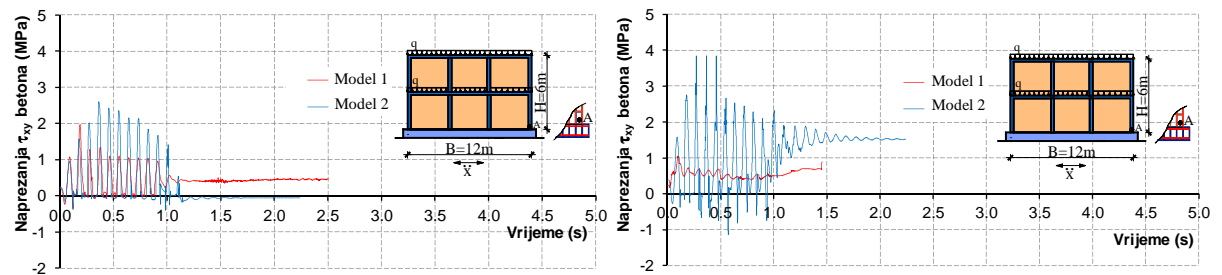
- Dobro žiđe

- Loše žiđe

(i) Zid CM_1 

- Dobro žiđe

- Loše žiđe

(ii) Zid CM_2 

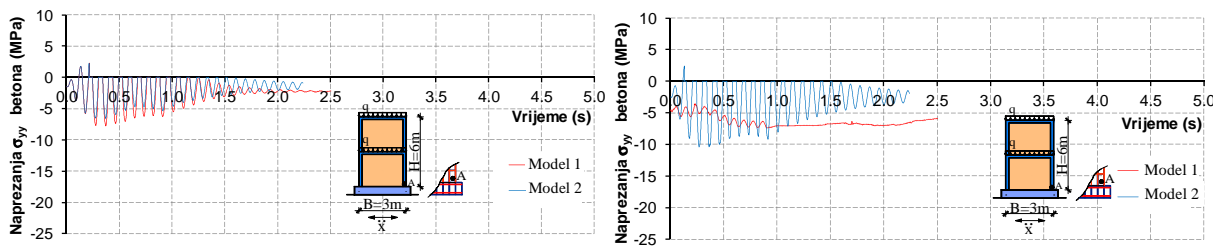
- Dobro žiđe

- Loše žiđe

(iii) Zid CM_3

Slika 5.214. Posmično naprezanje u betonu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,3g$

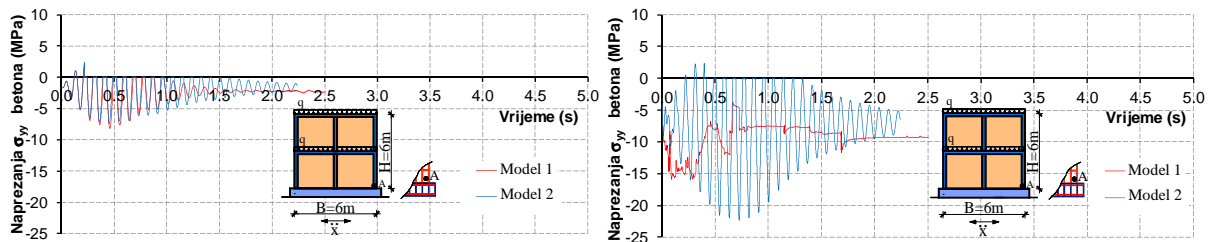
Vertikalno naprezanje u betonu pri dnu omeđenih zidanih zidova prikazano je na slikama 5.215-5.217.



• Dobro žiđe

• Loše žiđe

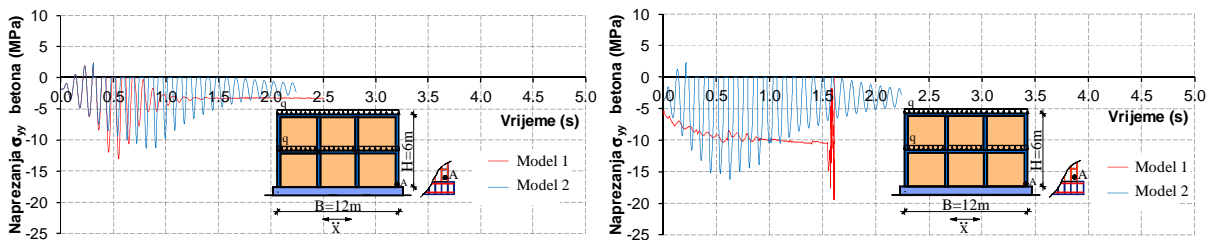
(i) Zid CM_1



• Dobro žiđe

• Loše žiđe

(ii) Zid CM_2

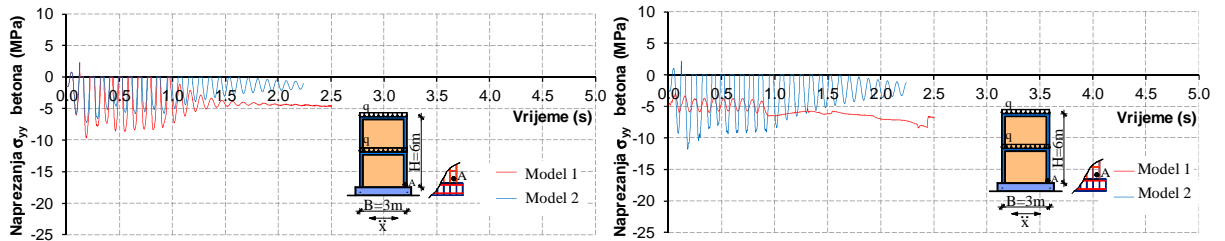


• Dobro žiđe

• Loše žiđe

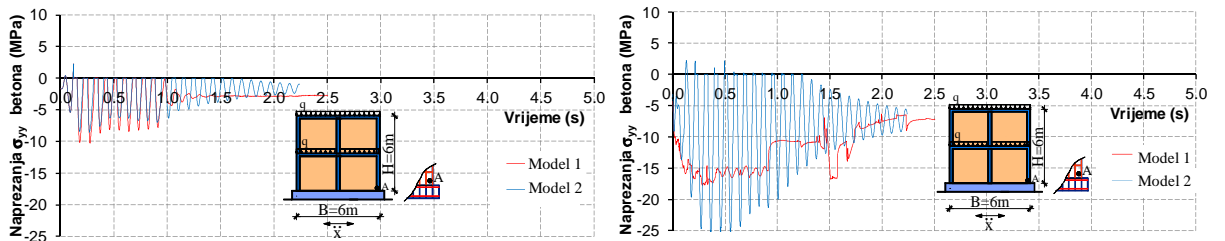
(iii) Zid CM_3

Slika 5.215. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,1g$



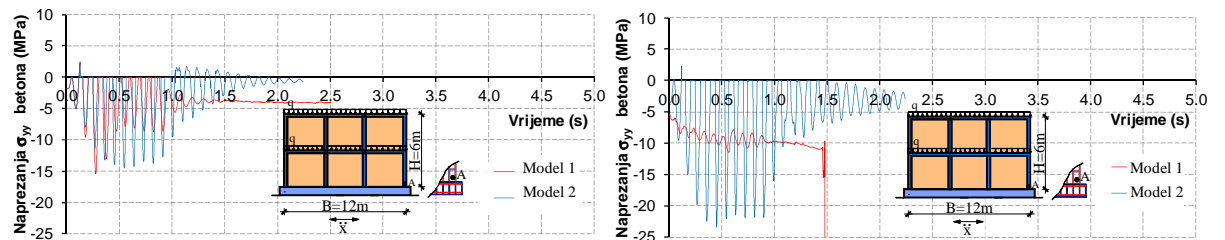
- Dobro zide

- Loše zide

(i) Zid CM_1 

- Dobro zide

- Loše zide

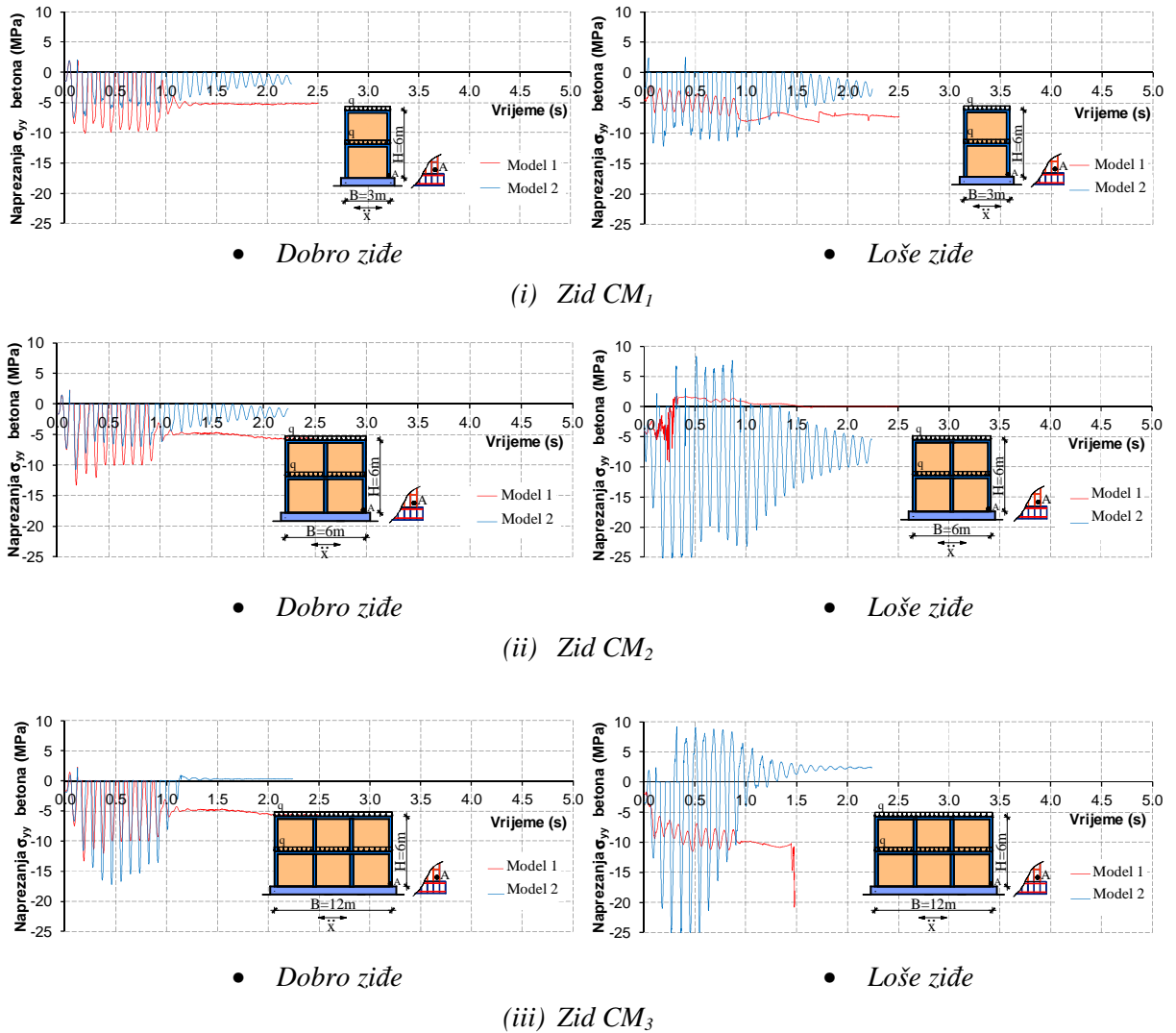
(ii) Zid CM_2 

- Dobro zide

- Loše zide

(iii) Zid CM_3

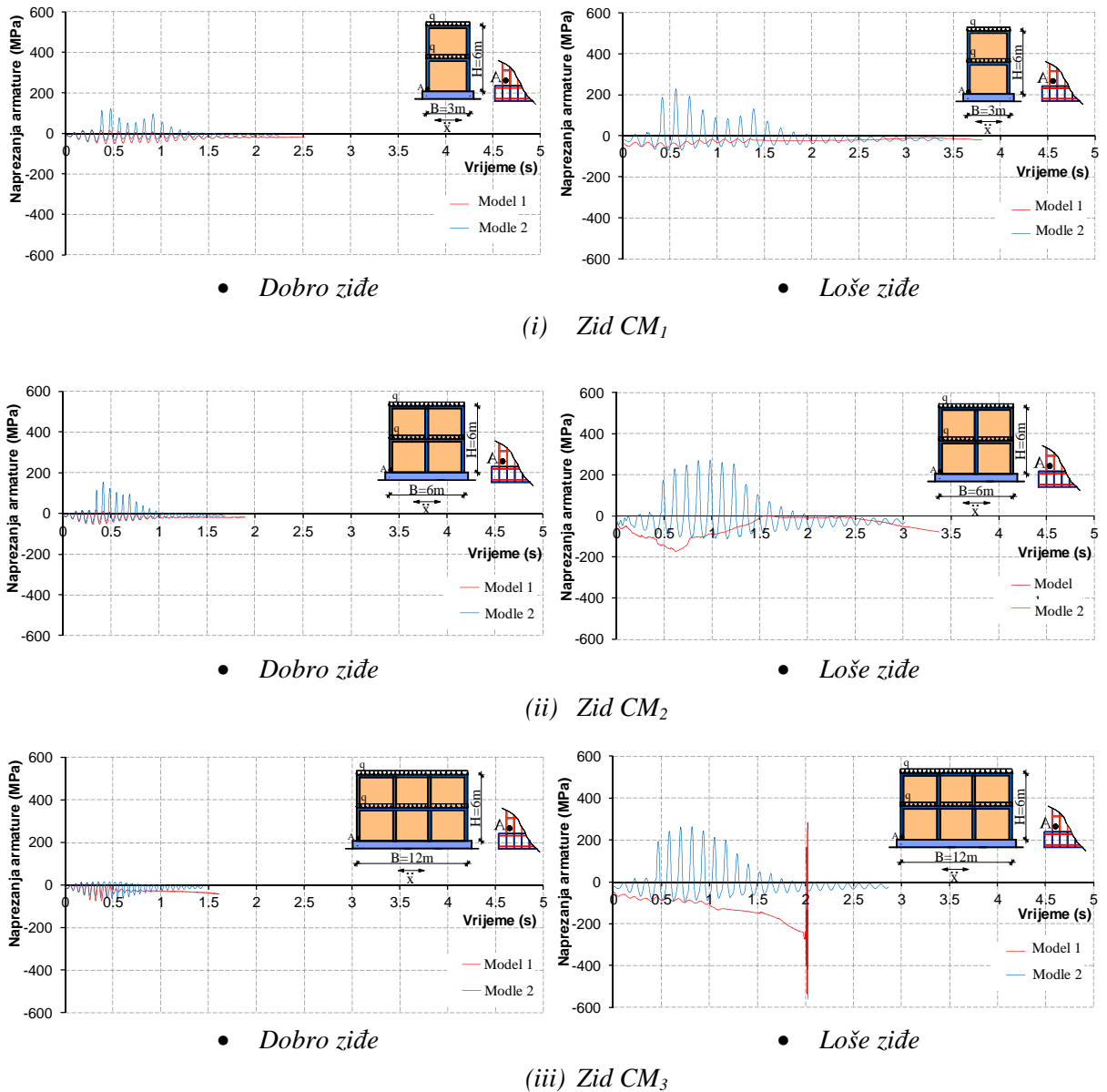
Slika 5.216. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,2g$



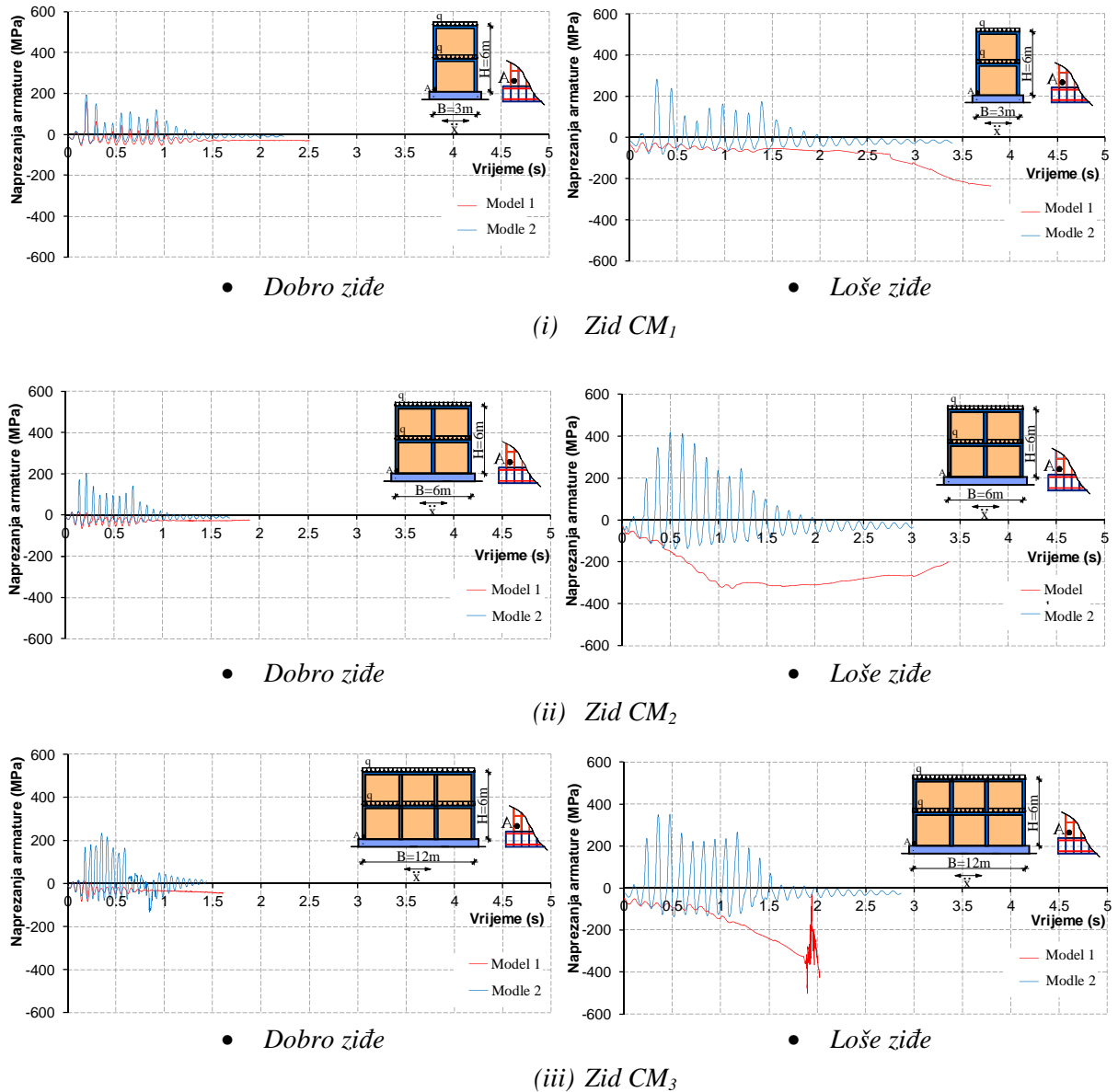
Slika 5.217. Vertikalno naprezanje u betonu u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,3g$

Model 1 i Model 2 daju različite maksimalne rezultate, te različite rezultate u vremenu. Vidljivo je da su za Model 2 vertikalna naprezanja dosta velika, te da za loše žiđe dosežu tlačnu čvrstoću betona već pri $a_{\max}=0,2g$. Za istu kvalitetu žiđa, velika je razlika u rezultatima u ovisnosti o duljini zida. Kod dugih zidova su naprezanja značajno veća nego kod kratkih (za oba modela).

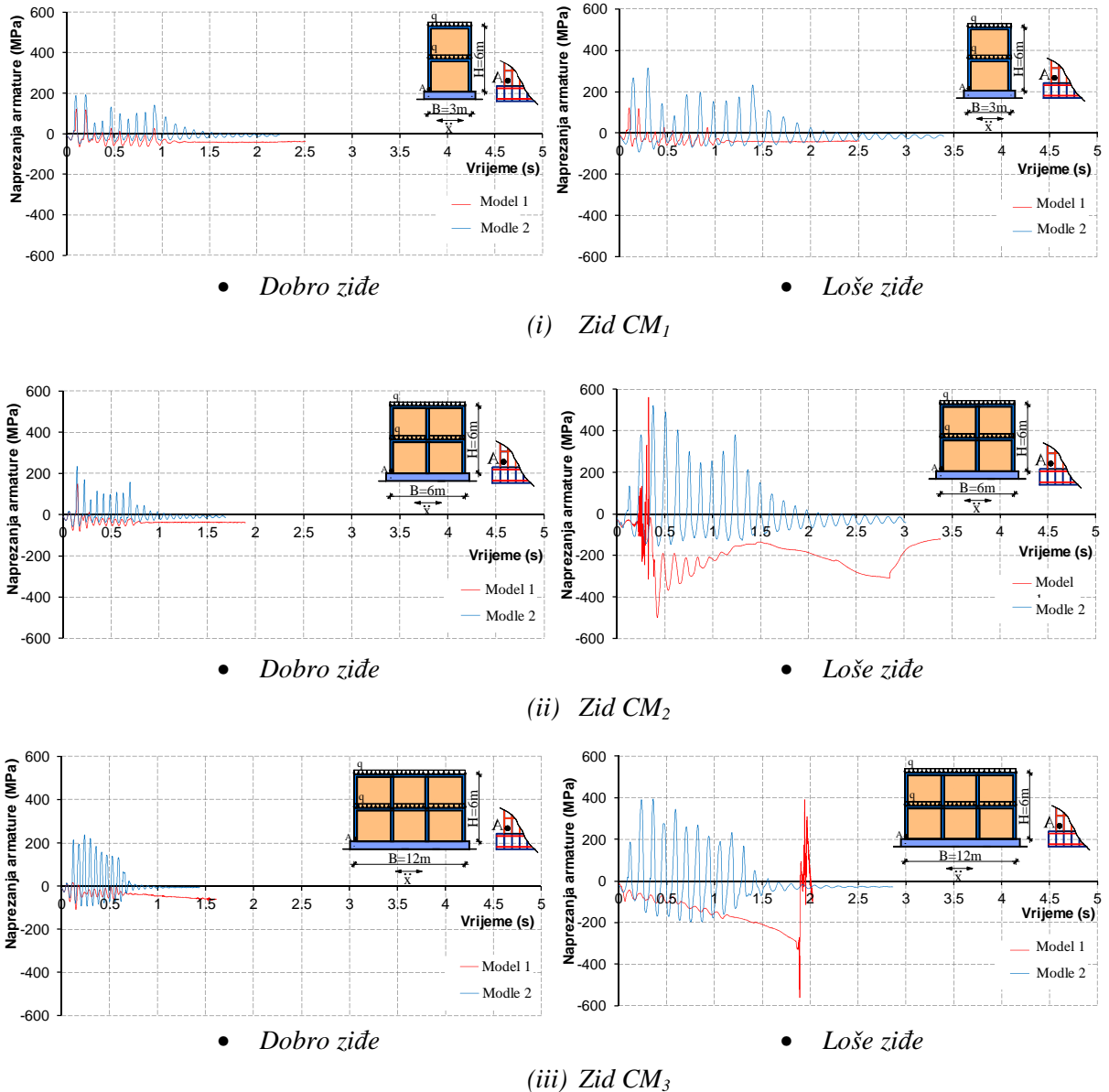
Naprezanje armature pri dnu vertikalnog serklaža omeđenih zidanih zidova prikazano je na slikama 5.218-5.220.



Slika 5.218. Naprezanje armature u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih horizontalnom harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,1g$



Slika 5.219. Naprezanje armature u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih horizontalnom harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{max}=0,2g$



Slika 5.220. Naprezanje armature u točki A omeđenih zidanih zidova izloženih horizontalnom harmonijskom ubrzanju podloge s $a_{\max}=0,3g$

Također je vidljiva velika razlika u rezultatima za Model 1 i Model 2. Općenito, naprezanja u armaturi su niska sve do pred slom zidova. Pri tome su naprezanja u Modelu 2 veća nego u Modelu 1, s pravilnijom oscilatornom promjenom u vremenu.

5.8.4. Zaključak

Na temelju provedenih numeričkih istraživanja, mogu se donijeti slijedeći najvažniji zaključci:

- Kod zidanih zidova posmik ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje pri statičkom i dinamičkom opterećenju, kao i na njihovu deformabilnost i graničnu nosivost.
- Utjecaj posmika se manifestira značajnim smanjenjem krutosti i nosivosti zidova. Ovo je osobito izraženo kod nearmiranih zidanih zidova.
- Modeli koji ne uzimaju u obzir utjecaj posmika na nosivost zidanih zidova mogu pri većem statičkom i dinamičkom opterećenju dati rezultate koji drastično odstupaju od realnih.
- Osim uključivanja utjecaja normalnih naprezanja na slom zida, pouzdani numerički modeli trebaju uključivati i utjecaj posmičnih naprezanja.
- Primjenom korištenih modela u statičkim analizama razmatranih zidova, model koji ne uzima utjecaj posmika u nekim slučajevima daje i do dvostruko veću graničnu nosivost i značajno manje pomake zida od modela koji uzima utjecaj posmika.
- Čini se da je kod dinamičkih (potresnih) opterećenja razlika u rezultatima korištenih modela manja nego kod statičkih, ali još uvijek vrlo izražena.
- Utjecaj posmika na nosivost zidanih zidova značajno ovisi o tipu zida (nearmirani, omeđeni), kvaliteti zida i odnosu duljine i visine zida.
- Osim velikih razlika u najvećoj vrijednosti razmatranih veličina za oba korištena modela, njihova je vremenska funkcija još izraženije različita.
- Model bez utjecaja posmika daje pravilnije i dominantno oscilatorne pomake zidanih zidova pri potresu. Kod modela koji uključuje utjecaj posmika, pomaci su pretežito u jednom smjeru nakon popuštanja u posmiku.
- Svaki numerički model koji ima pretenziju opisivanja stvarnog ponašanja zidanih zidova do sloma treba uključivati utjecaj posmika na slom zida.

6. ZAKLJUČCI I PRAVCI DALJNJIH ISTRAŽIVANJA

6.1. Zaključci

Problem eksperimentalnog istraživanja i numeričkog modeliranja ponašanja zidanih konstrukcija izloženih statičkom i dinamičkom opterećenju još uvijek predstavlja nedovoljno istraženo područje. Ovaj rad pokušava doprinijeti boljem poznavanju i modeliranju složenog ponašanja zidanih konstrukcija pod statičkim i dinamičkim opterećenjem. Istraživanja se sastoje od:

- (i) razvoja pouzdanog numeričkog modela za statičku i dinamičku analizu zidanih konstrukcija,
- (ii) eksperimentalnog istraživanja ponašanja realnih dvoetažnih omeđenih zidanih zidova pod statičkim opterećenjem, te
- (iii) numeričkog istraživanja utjecaja brojnih parametara na ponašanje zidanih zidova pod statičkim i dinamičkim opterećenjem.

Na temelju provedenih istraživanja, mogu se ukratko iznijeti slijedeći globalni zaključci i preporuke kod praktičnih numeričkih analiza zidanih konstrukcija.

6.1.1. Numerički model

Razvijeni numerički model za statičku i dinamičku (seizmičku) analizu ravninskih zidanih konstrukcija može simulirati najvažnije nelinearne efekte ponašanja zida, armiranog betona i tla, kao što su: popuštanje i drobljenje u tlaku, pucanje u vlaku, otvaranje i zatvaranje pukotina, vlačna i posmična krutost materijala s pukotinama itd. Za zide je uveden nelinearni anizotropni model ponašanja, s odgovarajućim modulima elastičnosti, modulima posmika, graničnim naprezanjima i graničnim deformacijama u dva međusobno okomita smjera. Modeliran je utjecaj posmika na slom zida. Kriterij popuštanja (čvrstoće) zida definiran je istovremeno u tri koordinatna sustava, preko: (i) glavnih (najvećih) normalnih naprezanja, (ii) normalnih naprezanja i odgovarajućih posmičnih naprezanja, te (iii) najvećeg posmičnog naprezanja i odgovarajućih normalnih naprezanja. Slom zida definiran je na analogan način, u funkciji deformacija. Uvedeni su originalni dijagrami veze između normalnih i posmičnih naprezanja, te normalnih i posmičnih deformacija. Model može simulirati sve najvažnije tipove sloma u zidu, kao što su slom u dvososnom tlaku, pucanje u vlaku, posmični slom u vertikalnim i horizontalnim sljubnicama te simulacija otvaranja dijagonalnih pukotina.

Na temelju usporedbe numeričkih rezultata dobivenih s pomoću razvijenog numeričkog modela i rezultata eksperimentalnih testova, može se zaključiti da se oni vrlo dobro podudaraju ne samo za uporabna naprezanja već i za stanja neposredno pred slom konstrukcija. Ovo upućuje na zaključak da se razvijeni numerički model za statičku i dinamičku (potresnu) analizu ravninskih zidanih konstrukcija može pouzdano koristiti u svakodnevnoj inženjerskoj primjeni. Ipak, potrebna su daljnja verificiranja ovog modela. Također je moguće i potrebno daljnje poboljšanje ovog numeričkog modela.

6.1.2. Eksperimentalna istraživanja

Rezultati provedenih eksperimentalnih ispitivanja ponašanja omeđenih zidanih zidova doprinose boljem poznavanju ponašanja ovih zidova pod statičkim opterećenjem. Ponašanje zidova pod horizontalnim opterećenjem, između ostalog, značajno ovisi o njihovom vertikalnom opterećenju i mogućnosti proklizavanja temelja. U provedenom eksperimentu usvojeno je vertikalno opterećenje koje odgovara niže do srednje opterećenom zidu. Kod oba tipa zida, odnosno kod oba tipa rubnih uvjeta temelja, došlo je do otkazivanja nosivosti zida gubitkom njegove stabilnosti. Kod toga je kod zida s mogućim proklizavanjem temelja došlo do proklizavanja zida po podlozi, a kod zida sa spriječenim proklizavanjem do početka

prevrtanja zida. Zid sa spriječenim horizontalnim pomakom temelja, u odnosu na zid kod kojeg može doći do proklizavanja temelja, ima značajno veću nosivost. Sve do pojave odizanja na vlačnoj strani zida, ponašanje zidova bilo je linearno. Ukoliko se u praksi zidanom zidu želi povjeriti što veća nosivost horizontalnih sila, nužno je da isti ima dostatno veliko vertikalno opterećenje. Isto tako, treba osigurati da ne dođe do proklizavanja temelja po podlozi.

6.1.3. Parametarske numeričke analize

Nakon provjere poboljšanog numeričkog modela na eksperimentalnim testovima i drugim provjerenim numeričkim modelima, izvršen je niz numeričkih testova, tj. niz statičkih i niz dinamičkih analiza brojnih nearmiranih i omeđenih zidova, s variranjem različitih utjecajnih parametara (tlačna, vlačna i posmična čvrstoća ziđa, modul elastičnosti i modul posmika ziđa, vlačna i posmična krutost ziđa, odnos visine i širine zidova, otvori u zidovima, veličina vertikalnog opterećenja, vertikalni i horizontalni serklaži, deformabilnost podloge, trajanje, period i amplituda dinamičke pobude i sl.), uz analizu dobivenih rezultata. U nastavku su prikazani najvažniji zaključci provedenih nelinearnih numeričkih testova, zasebno za svaki ispitivani utjecajni parametar.

Utjecaj vertikalnog opterećenja

Povećano vertikalno opterećenje zidanih zidova najčešće ima pozitivne efekte na njihovo ponašanje u uvjetima mirnog (statičkog) opterećenja (smanjuje eventualna vlačna naprezanja u ziđu, betonu i armaturi, umanjuje mogućnost odizanja temelja zidova od podloge te mogućnost prevrtanja i sl.). U uvjetima dinamičkog (potresnog) opterećenja, povećano vertikalno opterećenje zidanih zidova ima nepovoljan utjecaj na njihovo ponašanje zbog generiranja povećanih inercijalnih (dinamičkih) sila na konstrukciju. Vertikalno opterećenje (masu) zidova treba što više smanjivati osobito kod visokih građevina, posebno onih u zonama s jakim očekivanim potresima. Naročito je nepovoljna kombinacija visokih zidova, velike mase građevine, značajne perforacije zidova otvorima i uporabe loše kvalitete ziđa. Nearmirane zidane zidove treba koristiti samo kod građevina male važnosti, male visine (do dvije etaže), niske seizmičnosti i uz uporabu dobre kvalitete ziđa.

Utjecaj vertikalnih serklaža

Zidovi s mogućim klizanjem temelja po podlozi i odizanjem temelja od podloge, kada su ti uvjeti ispunjeni, u pravilu imaju značajno manju graničnu nosivost od istih zidova s nepomičnim temeljima. Zidovi bez vertikalnih serklaža imaju značajno manju graničnu nosivost od istih zidova s vertikalnim serklažima. Zidovi koji imaju veću armaturu (veće profile šipki) vertikalnih serklaža, imaju veću graničnu nosivost na horizontalna statička opterećenja i pri djelovanju potresa – osobito za slučajeve kada nosivost zidova nije uvjetovana gubitkom njihove stabilnosti kao krutog tijela (klizanje, prevrtanje). Razmak vertikalnih serklaža u zonama jakih potresa ne smije premašivati 4 m. Manji razmak vertikalnih serklaža vodi većoj potresnoj otpornosti zida.

Utjecaj horizontalnih serklaža

Zidovi bez horizontalnih serklaža imaju značajno manju graničnu nosivost od istih zidova s horizontalnim serklažima. Zidovi koji imaju veću armaturu horizontalnih serklaža, imaju veću graničnu nosivost na horizontalna statička opterećenja i pri djelovanju potresa – osobito za slučajeve kada nosivost zidova nije uvjetovana gubitkom njihove stabilnosti kao krutog tijela (klizanje, prevrtanje). Kod građevina s visokim etažama, treba izvoditi više horizontalnih serklaža. Armaturu horizontalnih i vertikalnih serklaža treba oblikovati analogno armaturi betonskih okvira.

Utjecaj odnosa duljine i visine zidanih zidova

Odnos visine i duljine zidanih zidova ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje pri statičkom opterećenju i potresu. Uz istu visinu (etažnost), povećanjem duljine zida povećava se njegova posmična krutost i osobito krutost na savijanje. Uz istu širinu zida, povećanjem njegove visine (etažnosti) značajno se smanjuje njegova krutost na savijanje. S povećanjem odnosa visine i duljine zida, smanjuje se njegova granična nosivost, te povećavaju pomaci, naprezanja u zidu, betonu i armaturi. Omeđeni zidani zidovi imaju značajno veću graničnu nosivost i manje pomake od nearmiranih zidanih zidova. Kvaliteta ziđa ima veliki utjecaj na njihovu graničnu nosivost, deformabilnost i naprezanje u zidu i serklažima. U odnosu na dobro ziđe, loše ziđe ima za posljedicu značajno manju nosivost i veću deformabilnost zidanih zidova. Nearmirani zidani zidovi mogu izdržati samo mala potresna ubrzanja i to za samo nisku etažnost. Takve zidove ne treba koristiti u seizmički aktivnim područjima. Uporabu lošeg ziđa treba isključiti, a osobito kod konstrukcija u potresnim područjima.

Utjecaj anizotropije zida

Granična nosivost, horizontalni pomaci, te naprezanja u zidu, betonu i armaturi omeđenih i nearmiranih zidanih zidova izloženih horizontalnom statičkom i potresnom opterećenju značajno ovise o anizotropiji zida. Što je anizotropija zida veća, to je razlika u navedenim veličinama veća. Za niske anizotropije zida, ponašanje zidova je slično ponašanju zidova s izotropnim zidom. Utjecaj anizotropije ovisi o vrsti zida (nearmirani, omeđeni), kvaliteti zida, te odnosu duljine i visine zida. Dulji zidovi imaju veći utjecaj anizotropije od kraćih zidova. Omeđeni zidani zidovi imaju veći utjecaj anizotropije nego nearmirani zidani zidovi. Utjecaj anizotropije kod lošeg zida je značajno veći od utjecaja anizotropije kod dobrog zida. Treba isključiti uporabu lošeg zida, a osobito onog s izraženom anizotropijom. Treba izbjegavati zide s izraženom anizotropijom u seizmički aktivnim područjima.

Utjecaj posmičnog sloma zida

Kod zidanih zidova posmik ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje pri statičkom i dinamičkom opterećenju, kao i na njihovu deformabilnost i graničnu nosivost. Utjecaj posmika se manifestira značajnim smanjenjem krutosti i nosivosti zidova. Ovo je osobito izraženo kod nearmiranih zidanih zidova. Modeli koji ne uzimaju u obzir utjecaj posmika na nosivost zidanih zidova mogu pri većem statičkom i dinamičkom opterećenju dati rezultate koji drastično odstupaju od realnih. Osim uključivanja utjecaja normalnih naprezanja na slom zida, pouzdani numerički modeli trebaju uključivati i utjecaj posmičnih naprezanja. Primjenom korištenih modela u statičkim analizama razmatranih zidova, model koji ne uzima utjecaj posmika u nekim slučajevima daje i do dvostruko veću graničnu nosivost i značajno manje pomake zida od modela koji uzima utjecaj posmika. Čini se da je kod dinamičkih (potresnih) opterećenja razlika u rezultatima korištenih modela manja nego kod statičkih, ali još uvijek vrlo izražena. Utjecaj posmika na nosivost zidanih zidova značajno ovisi o tipu zida (nearmirani, omeđeni), kvaliteti zida i odnosu duljine i visine zida. Osim velikih razlika u najvećoj vrijednosti razmatranih veličina za oba korištena modela, njihova je vremenska funkcija još izraženije različita. Model bez utjecaja posmika daje pravilnije i dominantno oscilatorne pomake zidanih zidova pri potresu. Kod modela koji uključuje utjecaj posmika, pomaci su pretežito u jednom smjeru nakon popuštanja u posmiku. Svaki numerički model koji ima pretenziju opisivanja stvarnog ponašanja zidanih zidova do sloma treba uključivati utjecaj posmika na slom zida.

Utjecaj tipa pobude (potresa)

Pri provedbi numeričkih analiza realnih konstrukcija na djelovanje potresa, treba koristiti što veći broj mogućih akceleroograma potresa (najmanje šest za važnije građevine). Odabiru realnih akceleroograma treba posvetiti naročitu pažnju. Preporuča se usporedba skaliranih realnih akceleroograma koji su prethodno registrirani u području lokacije analizirane građevine. Moguća je i usporedba umjetno generiranih akceleroograma potresa u skladu s važećim propisima (primjerice Eurocode 8 [370]). Harmonijske pobude su u pravilu manje nepovoljne od kompetentnih realnih akceleroograma.

6.2. Pravci daljnjeg istraživanja

S ciljem daljnjeg doprinosa poznavanju ponašanja ravninskih zidanih konstrukcija izloženih statičkom i dinamičkom opterećenju, ukratko će se navesti neki pravci daljnjih istraživanja.

Da bi se postigao što realističniji numerički opis stvarnog složenog ponašanja zidanih konstrukcija, nužan je daljnji razvoj i verifikacija izloženog numeričkog modela za simulaciju ponašanja ravninskih zidanih konstrukcija u uvjetima statičkog i dinamičkog opterećenja. U tom smislu, planira se poboljšanje numeričkog modela kroz poboljšanje simulacije različitih utjecajnih faktora ziđa (višeosni tlak, cikličko opterećenje, utjecaj brzine deformacije, utjecaj zamora, utjecaj žbuke, modeliranje pukotina i sl.). Za kvalitetniju simulaciju vezanih problema konstrukcija-temelj-tlo, planira se razvoj adekvatnog modela tla.

U cilju daljnjih eksperimentalnih istraživanja ponašanja zidanih konstrukcija pri potresu, planira se niz eksperimentalnih istraživanja zidanih zidova s pomoću potresne platforme. Pri tome se planira istražiti i utjecaj većeg dijela utjecajnih parametara koji su numerički istraživani u ovom radu. Također se planira istražiti i utjecaj drugih važnih parametara (nadvoja, duljine preklapanja glavne armature vertikalnih i horizontalnih serklaža, razmaka spona, veličine i položaja otvora u zidu i sl.). Analizirali bi se i zidovi opterećeni okomito na njihovu ravninu. Također bi se istraživali efikasni načini sanacije oštećenih zidova pri potresu. U planu je i istraživanje mogućnosti efikasne protupotresne izolacije zidanih konstrukcija u cilju postizanja što manje potresne sile na konstrukciji.

LITERATURA

- [1] Binda, L: "Restoration of heritage masonry buildings", Proc. Seventh Canadian Masonry Symp, pp.23-42, Hamilton, Ontario, 1995.
- [2] Uzoegbo, H. C.: "Seismic behavior of single-story URM buildings with light weight steel roof", International Journal of Advanced Technology in Civil Engineering, S., pp. 28-35, 2011.
- [3] http://en.wikipedia.org/wiki/Earthquake#mediaviewer/File:Quake_epicenters_1963-98.png
- [4] Jaiswal, K., Wald, D. J.: "Creating a global building inventory for earthquake loss assessment and risk management", U.S.A.: U.S. Geological Survey, 2008.
- [5] Lüders, C.: "Técnicas de reparación y refuerzo de muros de albañilería armada", Santiago, Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile, 1990. (in Spain).
- [6] Mayorca, P., Meguro, K.: "Proposal of a new economic retrofitting method for masonry structures", JSCE Journal of Earthquake Engineering, pp. 1-4, 2003.
- [7] Bruneau, M.: "State of the art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings", J Struct Eng, 120(1) pp. 22, 1994.
- [8] Campos Costa, A., Sousa, M., Carvalho, A., Coelho, E.: "Seismic loss scenarios based on hazard disaggregation, Application to the metropolitan region of Lisbon", Portugal. Assess Manag Earthq Risk, 2, pp. 449–462, 2006.

- [9] Lang, K.: "Seismic vulnerability of existing buildings", Ph.D thesis, Civil, Environmental and Geomatics Engineering. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland, 2000.
- [10] Lourenco, P.B., Roque, J.: "Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings", *Constr Build Mater*, 20(4), pp. 200–208, 2006.
- [11] Mendes, N., Lourenco, P.B.: "Seismic assessment of masonry "Gaioleiro" buildings in Lisbon Portugal", *J Earthq Eng*, 14(1), pp. 80–101, 2009.
- [12] Meli, R., Brzev, S., Astroza, M., Boen, T., Crisafulli, F., Dai, J., Farsi, M., Hart, T., Mebarki, A., Moghadan, A.S., Quiun, D., Tomažević, M., Yamin, L.: "Seismic Design Guide for Low – Rise Confined masonry building", *Confined Masonry Network, A Project of the World Housing Encyclopedia, EERI&IAEE with founding support from Risk Management Solutions*, 2011.
- [13] Asinari, M.: "Building with structural masonry walls connected to tie-columns and bond beams", *Dissertation*, 2007.
- [14] Naseer, A.: "Performance Behavior of confined Brick Masonry Buildings under Seismic Demand", *Dissertation*, 2009.
- [15] Brzev, S.: "Earthquake – Resistant Confined masonry Construction", *National information Center of Earthquake Engineering, India*, 2007.
- [16] HRN ENV 1996-1-1: 2007, Eurokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcija,
- [17] Mageses, G.: "Masonry buildings design in seismic areas: recent experiences and prospects from a european standpoint" In: *First European conference in earthquake engineering and seismology, Geneva, Switzerland*, 2006.
- [18] Sorić, Z.: "Zidane konstrukcije", *Udžbenik Sveučilišta u Zagrebu*, 2004.
- [19] Wood, R.H.: "Studies in composite construction, part I. The composite action of brick panel walls supported on reinforced concrete beams", *Research Paper No. 13, National Building Studies, Building Research Station, Waterford, UK.*, 1952.
- [20] Rosenhaupt, S., Sokal, Y.: "Masonry Walls on Continuous Beams", *J. Structural Division, ASCE*, 91, No ST1, pp. 155-171, 1965.
- [21] Saw, C. B.: "Linear Elastic Finite Element Analysis of Masonry Walls on Beams", *Building Science*, 9, 1974, pp. 299-307, 1974.
- [22] Pande, G.N., Liang, J.X., Middleton, J.: "Equivalent elastic moduli for brick masonry", *Comput. Geotech*, 8, pp. 243–265, 1989.
- [23] Ganju, T. N.: "Nonlinear Finite Element Analysis of Clay Brick Masonry", *Proc. 6th Australasian Conf. on Mech. of Structures and Materials*, pp. 59-65, 1977.

-
- [24] Samarasinghe, W., Page, A. W., Hendry, A. W.: "A Finite Element Model for the In-Plane Behavior of Brickwork", Proc. Inst. of Civil Engineers, 73, pp. 171-178, 1982.
- [25] Lourenco, P.B., Rots, J.G., Blaauwendraad, J.: "Continuum model for masonry: Parameter estimation and validation", Journal of Structural Engineering, 124(6), pp. 642-652, 1998.
- [26] El-Dakhkhni, W.W., Drysdale, R.G.; Khattab, M.M.: "Multilaminate Macromodel for Concrete Masonry: Formulation and Verification", Journal of Structural Engineering, 132(12), pp. 1984-1996, 2006.
- [27] Gambarota, L., Lagomarsino, S.: "Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: The continuum model and its applications", Earthquake engineering and structural dynamics, 26, pp. 441-462, 1997.
- [28] Asteris, P.G., Tzamtzis, A.D.: "On the Use of a Regular Yield Surface for the Analysis of Unreinforced Masonry Walls", Electronic Journal of Structural Engineering, 3, pp. 23-42, 2003.
- [29] Brencich, A., Lagomarsino, S.: "A macro-element dynamic model for masonry shear walls", Computer methods in structural masonry – 4, Proc of the Int Symp, E&FN Spon, London; 1998.
- [30] Dhanasekar, M., Haider, W.: "Explicit finite element analysis of lightly reinforced masonry shear walls", Comput. Struct, 86, pp. 15–26, 2008.
- [31] Andreas, U.: "Failure criteria for masonry panels under in-plane loading", ASCE J. Struct. Engrg., ASCE, 122 (1), pp. 37-46, 1996.
- [32] Asteris, P. G.: "Analysis of anisotropic nonlinear masonry", PhD thesis, Dept. of Civ. Engrg., National Technical University of Athens, Greece, 2000.
- [33] Akhaveissy, A.H., Desai, C.S.: "Unreinforced masonry walls: nonlinear finite element analysis with a unified constitutive model", Arch Comput Methods Eng, 18(4), pp. 485–502, 2011.
- [34] Lourenco, P.B., de Borst, R., Rots, J.G.: "A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials", Int J Numer Meth Eng, 40, pp. 4033–57, 1997.
- [35] Lourenco, P.B., Zucchini A.: "A coupled homogenization–damage model for masonry cracking", Comput Struct, 82, pp. 917-929, 2004.
- [36] Samarasinghe, W., Page, A.W., Hendry, A.W.: "Behavior of masonry shear walls", Struct Eng, 59, pp. 42–48, 1981.
- [37] Papa, E., Nappi, A.: "Numerical modeling of masonry: A material model accounting for damage defects and plastic strains", Appl Math Model, 2131, pp. 9–335,

-
- [38] Massart, T.J., Peerlings, R.H.J., Geers, M.G.D., Gottcheiner, S.: "Mesoscopic modeling of failure in brick masonry accounting for three-dimensional effects", *Eng Fracture Mech*, 72, pp. 1238–1253, 2005.
- [39] Zhuge, Y., Thambiratnam, D., Corderoy, J.: "Nonlinear Dynamic Analysis of Unreinforced Masonry." *J Struct Eng*, 124(3), pp. 270–277, 1998.
- [40] Gambarotta, L., Lagomarsino, S.: "On dynamic response of masonry panels", in Gambarotta L. (ed.) *Proc. Nat. Conf. "Masonry mechanics between theory and practice"*, Messina, 1996., (in italian).
- [41] Penna, A.: "A macro-element procedure for the nonlinear dynamic analysis of masonry buildings", Ph.D. Dissertation, Politecnico di Milano, Italy, 2002. (in italian).
- [42] Lourenco, P.B., Rots, J.G.: "Multisurface interface model for analysis of masonry structures", *Journal of Engineering Mechanics*, 123(7), pp. 660-668, 1997.
- [43] Sutcliffe, D. J., Yu, H. S., Page, A. W.: "Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls", *Computers & Structures*, 79(14), pp. 1295-1312, 2001.
- [44] Chaimoon, K., Attard, M.M.: "Modeling of unreinforced masonry walls under shear and compression", *Engineering structures*, 29(3), pp. 2056-2068, 2007.
- [45] Lofti, H.R., Shing, P.B.: "Interface model applied to fracture of masonry structures", *J Struct Eng*, 120(1), pp. 63–80, 1994.
- [46] Page, A. W.: "Finite element model for masonry", *J. Str. Div., ASCE*, 104(8), pp. 1267-85, 1978.
- [47] Page, A. W., Kleeman, P. W., Dhanasekar, M.: "An in-plane finite element model for brick masonry", New York, U.S.A.: American Society of Civil Engineers, 1985.
- [48] Ali, S., Page, A.W.: "Finite element model for masonry subjected to concentrated loads", *J. Str. Div., ASCE*, 114(8), pp. 1761-84, 1988.
- [49] Tzamtzis, A.D.: "Dynamic finite element analysis of complex discontinuous and jointed structural systems using interface elements", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, QMWC, University of London, 1994.
- [50] Lourenco, P. B.: "Computational strategies for masonry structures", Dissertation, Dept. of Civ. Engrg., Delft University of Technology, 1996.
- [51] Lourenco, P.B., Rots, J.: "On the use of micromodels for the analysis of masonry shear walls", In: Pande, Middleton, editors. *Computer methods in structural Masonry-2*, Swansea, pp. 14–26, 1993.
- [52] Zucchini, A., Lourenco, P.B.: "A micro-mechanical model for the homogenization of masonry", *Int J Solids Struct*, 39(3), pp. 233–55, 2002.

- [53] Salerno, G., Bilotta, A., Porco, F.: "A finite element with micro-scale effects for the linear analysis of masonry brickwork", *Comput Methods Appl Mech Engng*, 190, pp. 4365–78, 2001.
- [54] Adam, J.M., Brencich, A., Hughes, T.G., Jefferson, T.: "Micromodelling of eccentrically loaded brickwork: study of masonry wallettes", *Eng Struct*, 32(5), pp. 1244–51, 2010.
- [55] Akhaveissy, A.H.: "Numerical modelling of unreinforced masonry walls using contact element", In: *Proceedings of the tenth international conference on computational structures technology*, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Paper No. 346, 2010.
- [56] Akhaveissy, A.H.: "Lateral strength force of URM structures based on a constitutive model for interface element", *Latin Am J Solids Struct*, 8, pp. 445–61, 2011.
- [57] Giambanco, G., Rizzo, S., Spallino, R.: "Numerical analysis of masonry structures via interface models", *Comput Methods Appl Mech Eng*, 190, pp. 6493–511, 2001.
- [58] Oliveira, D.V., Lourenco, P.B.: "Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements", *Comput & Struct*, 82(17–19), pp. 1451–61, 2004.
- [59] Alfano, G., Sacco, E.: "Combining interface damage and friction in a cohesive-zone model", *Int J Numer Methods Eng*, 68, pp. 542–82, 2006.
- [60] Lourenco, P.B., Rots, J.G.: "Multisurface interface model for analysis of masonry structures", *J Eng Mech*, 123(7), pp. 660–8, 1997.
- [61] Giambanco, G., Di Gatti, L.: "A cohesive interface model for the structural mechanics of block masonry", *Mech Res Commun*, 24(5), pp. 503–12, 1997.
- [62] Guinea, G.V., Hussein, G., Elices, M., Planas, J.: "Micromechanical modelling of brick-masonry fracture", *Cement Concr Res*, 30, pp. 731–737, 2000.
- [63] Lourenco, P.B., Pina-Henriques, J.L.: "Masonry micro-modelling: a continuum approach in compression", *Computers and Structures*, 84(29–30), pp. 1977–1989, 2006.
- [64] Shieh-Beygi, B., Pietruszczak, S.: "Numerical analysis of structural masonry: mesoscale approach", *Computer and Structures*, 86, pp. 1958–1973, 2008.
- [65] Barraza, J.A.C.: "Numerical model for nonlinear analysis of masonry walls", PhD, 2012.
- [66] Dhanasekar, M., Page, A. W., Kleeman, P. W.: "A Finite Element Model for the In-Plane Behavior of Brick Masonry", *Proc. 9th Australasian Conference on Mechanisms of Structures*, pp. 262–267, 1984.

-
- [67] Mann, W., Muller, H.: "Failure criteria for masonry and their application to masonry shear walls", *Bautechnik*, 50, pp. 421–5, 1973. (in German).
- [68] Yokel, F., Fatta, S.G.: "Failure hypothesis for masonry shear walls", *J Struct Div ASCE*, 102(ST3), pp. 515–32, 1976.
- [69] Hamid, A.A., Drysdale, R.G.: "Proposed failure criteria for concrete block masonry under biaxial stresses", *J Struct Div ASCE*, 107(8), pp. 1675–87, 1981.
- [70] Ganz, H.R., Thurlimann, B.: "Test on the biaxial strength of masonry", In: *Bericht 7502-3, Institute of Baustatic and Structural Engineering, ETH Zurich*, pp. 61, Switzerland, 1982., (in German).
- [71] Page, A. W.: "A Biaxial Failure Criterion for Brick Masonry in the Tension- Tension Range", *Int Journal Masonry Constr*, 1(1), pp. 26-29, 1980.
- [72] Page, A. W.: "The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry", *Proc. inst. of Civil Engrs*, 71, pp. 893-906, 1981.
- [73] Page, A. W.: "An Experimental Investigation of the Biaxial Strength of Brick Masonry", *Proc. Sixth Int. Brick Masonry Conf*, pp. 3-15, Rome, 1982.
- [74] Page, A. W.: "The Strength of Brick Masonry under Biaxial Compression- Tension", *Int. Journal of Masonry Construction*, 3(1), pp. 26-31, 1983.
- [75] Ganz, H. R., Thurlimann, B.: "Strength of Brick Walls under Normal Force and Shear", *Proc. 8th int. Symp. on Load Bearing Brickwork, London*, 1983.
- [76] Dhanasekar, M., Page, A.W., Kleeman, P.W.: "The failure of brick masonry under biaxial stresses", *Proc Inst Civ Eng*, 79, pp. 295–313, 1985.
- [77] Ganz, H.R.: "Mauerwerkscheiben unter Normalkraft und Schub", *ETH Zurich, Institut fur Baustatik und Konstruktion. Birkhauser Verlag Basel*, 1985., (in German).
- [78] Maier, G., Papa, E., Nappi, A.: "On damage and failure of unit masonry", In: *Experimental and numerical methods in earthquake engineering, Balkema*, pp. 223–45, Brussels and Luxemburg, 1991.
- [79] Pietruszczak, S., Nui, X.: "A mathematical description of macroscopic behavior of brick masonry", *Int J Solids Struct*, 29(5), pp. 531–46, 1992.
- [80] Lourenco, P.B.: "An orthotropic continuum model for the analysis masonry structures", *Report 03-21-1-31-27, Delft University of Technology. The Netherlands: Delft University Press*; 1995.
- [81] Andreaus, U.: "Failure criteria for masonry panels under in-plane loading", *J Struct Div ASCE*, 122(1), pp. 37–46, 1996.

-
- [82] Mojsilović, N., Marti, P.: "Strength of masonry subjected to combined actions", *ASI Struct J*, 94(6), pp. 633–42, 1997.
- [83] Frunzio, G., Gesualdo, A., Monaco, M.: "An anisotropic failure criterion for masonry", In: *Computer methods in structural masonry, Proc of 4th Int Symposium*, pp. 1–8, 1998.
- [84] Mirabella, R.G., Binda, L., Gardani, G.: "Numerical modeling of shear bond test on small brick-masonry assemblages", In: *Computer methods in structural masonry, Proc of 4th Int Symposium*, pp. 144–52, 1998.
- [85] Syrmakezis, C.A., Asteris, P.G.: "Masonry failure criterion under biaxial stress state", *J Mater Civ Eng*, 13(1), pp. 58–64, 2001.
- [86] Berto, L., Scotta, R., Vitaliani, R.: "An orthotropic damage model for masonry structures", *Int J Numer Methods Eng*, 55, pp. 127–57, 2002.
- [87] Ushaksaraei, R., Pietruszczak, S.: "Failure criterion for structural masonry based on critical plane approach", *J Eng Mech*, 128(7), pp. 769–79, 2002.
- [88] Bortolotti, L., Carta, S., Cireddu, D.: "Unified yield criterion for masonry and concrete in multiaxial stress states", *J Mater Civ Eng ASCE*, 17(1), pp. 54–62, 2005.
- [89] Badarloo, B., Tasnimi, A.A., Mohammadi, M.S.: "Failure criteria of unreinforced grouted brick masonry based on a biaxial compression test", *Sientia Iranica Civ Eng*, 16(6), pp. 502–11, 2009.
- [90] Kawa, M., Pietruszczak, S., Shieh-Beygi, B.: "Limit states for brick masonry based on homogenization approach", *Int J Solids Struct*, 45(3–4), pp. 998–1016, 2008.
- [91] Hoffman, O.: "The brittle strength of orthotropic material", *J Comp Mat*, 1, pp. 200–6, 1967.
- [92] Malyszko, L.: "Failure criteria for masonry as anisotropic material", *Proceedings of IV international conference on analytical models and new concepts in concrete and masonry structures*, pp. 111–115, Cracow, Poland, 2002.
- [93] Wawrzynek, A., Cincio, A.: "Adaptation of a plastic-damage concrete model for masonry material subjected to cyclic load", *Proceedings of VIII international conference on computational plasticity, CIMNE, Barcelona*, 2005.
- [94] Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S.: "In-plane strength of unreinforced masonry piers", *Earthquake Eng Struct Dyn*, 38(2), pp. 243–267, 2009.
- [95] Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S.: "The use of the diagonal compression test to identify the shear mechanical parameters of masonry", *Constr Build Mater*, 24(5), pp. 677–685, 2010.

-
- [96] Milani, G., Lourenco, P.B., Tralli, A.: "Homogenized limit analysis of masonry walls. Part I: Failure surfaces", *Comput Struct*, 84(3–4), pp. 166–180, 2006.
- [97] Milani, G., Lourenco, P.B., Tralli, A.: "Homogenized rigid-plastic model for masonry walls subjected to impact", *Int J Solids Struct*, 46(22–23), pp. 4133–4149, 2009.
- [98] Tomažević, M.: "The computer program POR", Report ZRMK, Ljubljana, 1978.
- [99] Tomažević, M.: "Earthquake -resistant design of masonry buildings", Series on Innovation in Structures and Construction, 1, Imperial College Press, London, 1999.
- [100] Calderini, C., Lagomarsino, S.: "A continuum model for in-plane anisotropic inelastic behaviour of masonry", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 134(2), pp. 209–220, 2008.
- [101] Brasile, S., Casciaro, R., Formica, G.: "Multilevel approach for brick masonry walls part II: On the use of equivalent continua", *Comput. Methods Appl Mech Engrg*, 196, pp. 4801–4810, 2007.
- [102] Massart, T.J., Peerlings, R.H.J., Geers, M.G.D.: "Mesoscopic modelling of failure and damage induced anisotropy in brick masonry", *European Jour. Of Mechanics. A Solids*, 23, pp. 719–735, 2004.
- [103] Cecchi, A., Sab, K.: "Discrete and continuous models for in plane loaded random elastic brickwork", *European Jour of Mechanics. A/Solids*, 2008.
- [104] Magenes, G., Della Fontana, A.: "Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings", *Proc. Of the British Masonry Society*, No. 8, pp. 190–195, 1998.
- [105] Lagomarsino, S., Galasco, A., Penna, A.: "Nonlinear macro-element dynamic analysis of masonry buildings", *Proc. ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rethymno, Crete, Greece, 2007.
- [106] Belmouden, Y., Lestuzzi, P.: "An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings", *Constr Build Mater*, 23, pp. 40–53, 2009.
- [107] Roca, P., Molins, C., Marí, A.R.: "Strength capacity of masonry wall structures by the equivalent frame method", *J Struct Eng*, ASCE, 131(10), pp. 1601–10, 2005.
- [108] Kappos, A., Penelis, G.G., Drakopoulos, C.G.: "Evaluation of simplified models for lateral load analysis of unreinforced masonry buildings", *Journ of Struct Eng*, ASCE, 128(7), pp. 890–897, 2002.
- [109] Salonikios, T., Karakostas, C., Lekidis, V., Anthoine, A.: "Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames", *Eng Struct.*, 25, pp. 1515–23, 2003.

- [110] Pasticier, L., Amadio, C., Fragiacomò, M.: "Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V. 10 code". *Earthquake Engineering structural Dynamic*, 37, pp. 467-485, 2008.
- [111] Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., Resemini, S.: "Non-linear Seismic Analysis of Masonry Structures", In *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, paper no. 843, Vancouver, 2004.
- [112] Rizzano, G., Sabatino, R.: "Non-linear Static Analysis of Masonry Structures by means of Equivalent Frames Simplified Approach", *Proc. of 8th International Masonry Conference*, pp. 1211- 1220, Dresden, Germany, 2010.
- [113] Rizzano, G., Sabatino, R.: "Non-linear Static Analysis of Masonry Structures. Simplified Equivalent Frames and accurate models", *Proc. of 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia, 2010.
- [114] Sabatino, R.: "Non-Linear Analysis Of Masonry Walls Under Horizontal Loads: Equivalent Frame Modeling", Ph. D. thesis, University of Salerno, Italy, 2011., (in Italian).
- [115] Penelis, G.: "An efficient approach for pushover analysis of unreinforced masonry (URM) structures", *Journal of Earthquake Engineering*, 10(3), pp. 359-379, 2006.
- [116] Cattari, S., S. Lagomarsino: "A Strength criterion for the flexural behavior of spandrels in unreinforced masonry walls", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [117] Magenes, G., Remino, M., Manzini, C., Morandi, P., Bolognini, D.: "SAM II Software for the simplified analysis of masonry buildings", University of Pavia and EUCENTRE, 2006.
- [118] Sima, J.F., Roca, P., Molins C.: "Nonlinear response of masonry wall structure subjected to cyclic and dynamic loading", *Engineering Structures*, 33, pp. 1955-1965, 2011.
- [119] Belmouden, Y., Lestuzzi, P.: "Analytical model for prediction nonlinear reversed cyclic behavior of reinforced concrete structural walls", *Eng. Struct.*, 29, pp. 1263–76, 2007.
- [120] Magenes, G.: "Masonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from a European standpoint", *Keynote 9, 1st European Conference on Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Geneva, Switzerland, 2006.
- [121] Karantoni, F.V., Fardis, M.N.: "Effectiveness of seismic strengthening techniques for masonry buildings", *J Struct. Eng*, 118(7), pp. 1884–902, 1992.

- [122] Magenes, G.: "A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings", In: Proc. of 12th world conference on earthquake engineering, 2000.
- [123] Milani, G., Beyer, K., Dazio A.: "Upper bound limit analysis of meso-mechanical spandrel models for the pushover analysis of 2D masonry frames", *Eng Struct*, 31(11), pp. 2696–710, 2009.
- [124] Lourenco, P.B., Mendes, L., Ramos, L.F., Oliveira, D.V.: "Analysis of masonry structures without box behavior", *Int J Architect Heritage*, 5, pp. 369–82, 2011.
- [125] Chen, S.Y., Moon, F.L., Yi, T.: "A macroelement for the nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers", *Eng Struct*, 30(8), pp. 2242–52, 2008.
- [126] Gambarotta, L., Lagomarsino, S.: "Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: The mortar joint model and its applications", *Earthq Engrg Struct, D* 26, pp. 423–439, 1997.
- [127] Lourenco, P.B., Milani, G., Tralli, A., Zucchini, A.: "Analysis of masonry structures: review and recent trends of homogenization techniques", *Can. J. Civil Engrg*, 34, pp. 1443–1457, 2007.
- [128] Pegon, P., Anthoine, A.: "Numerical strategies for solving continuum damage problems with softening: application to the homogenization of masonry", *Comput Struct*, 64(1–4), pp. 623–42, 1997.
- [129] Luciano, R., Sacco, E.: "Homogenization technique and damage model for old masonry material", *Internat. J Solids. Structures.*, 34(24), pp. 3191–208, 1997.
- [130] Pande, G. N., Liang, J. X., Middleton, J.: "Equivalent elastic moduli for brick masonry", *Comput. Geotech*, 8(3), pp. 243–265, 1989.
- [131] Anthoine, A., Magonette, G., Magenes, G.: "Shear compression testing and analysis of brick masonry walls", *Proc. 10th European European Conf. on Earthquake Engineering*, Vienna, 3, pp. 1657–1662, 1994.
- [132] Cecchi, A., Sab, K.: "A multi-parameter homogenization study for modelling elastic masonry", *Eur. J. Mech. A/Solids*, 21(2), pp. 249–268, 2002.
- [133] Calderini, C., Lagomarsino, S.: "A micromechanical inelastic model for historical masonry", *J Earthquake Eng*, 10(4), pp. 453–479, 2006.
- [134] DeJong, M.: "Seismic assessment strategies for Masonry structures", *Dissertation*, 2009.
- [135] Chaboche, J.L., Lesne, P., M., Maire, J. F.: "Continuum Damage Mechanics, Anisotropy and Damage deactivation for Brittle Materials Like Concrete and Ceramic Composites", *Int. J. of Damage Mechanics*, 4, pp. 5-22, 1995.

-
- [136] Faria, R., Oliver, J.: "A strain-based viscous-plastic-damage model for massive concrete structures", *Int. Journal of Solids and Structures*, 35, pp. 1533-1558, 1998.
- [137] Saetta A., Scotta, R., Vitaliani, R.: "Coupled Environmental-Mechanical Damage Model of RC Structures", *J. of Engng Mech ASCE*, 125, pp. 930-940, 1999.
- [138] Saetta A., Scotta, R., Vitaliani, R.: "Mechanical Behavior of Concrete under Physical-Chemical Attacks", *J. of Engng. Mech., ASCE*, 124(10), pp. 1100-1109, 1998.
- [139] Saetta A., Scotta R., Vitaliani R.: "An Orthotropic Fourth-Rank Damage Model for Masonry Structures", In *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Eccomas, Barcelona, 2000*.
- [140] Pela, L.: "Continuum Damage Model for Nonlinear Analysis of Masonry Structures", Ph.D. Thesis, Technical University of Catalonia, University of Ferrara, 2009.
- [141] Pela L., Cervera, M., Roca, P.: "An orthotropic damage model for the analysis of masonry structures", *Construction and Building Materials*, 2012.
- [142] Maier, G., Papa, E., and Nappi, A.: "Damage model for masonry as a composite material: A numerical and experimental analysis", *Constitutive laws for engineering material: Theory and application*, C. S. Desai, E. Krempl, G. Frantiziskonis, and H. Saadatmanesh, eds., ASME, pp. 427–432, New York, 1991.
- [143] Silva, B., Guedes, J.M., Arede, A., Costa A.: "Calibration and application of a continuum damage model on the simulation of stone masonry structures: Gonder church as a case study", *Bull Earthquake Eng*, 2009.
- [144] Massart, T.J., Peerlings, R.H.J., Geers, M.G.D.: "Structural damage analysis of masonry walls using computational homogenization", *Int J Damage Mech*, 16, pp. 199–226, 2007.
- [145] Lemos, J.V.: "Discrete element modelling of the seismic behavior of stone masonry arches", *Proceedings of the 4th International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry*, pp. 220-227, Florence, Italy, 1997.
- [146] Pagnoni, T.: "Seismic analysis of masonry and block structures with the discrete element method", In: *Proc. 10th European conference on earthquake engineering*, 3, pp. 1674- 1694, 1994.
- [147] Sincaian, G.E.: "Seismic behavior of blocky masonry structures. A discrete element method approach", PhD Dissertation, IST, Lisbon, Portugal, 2001.
- [148] Cundall, P.A.: "A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems", *Proceedings of the International Symposium on Rock Fracture, Nancy, France, Paper No. 11-8*, 1971.

- [149] Shi, G.H., Goodman, R.E.: "Discontinuous deformation analysis- A new method for computing stress, strain and sliding of block systems", In key questions in rock echanics, Balkema, pp. 381-393, 1988.
- [150] Mamaghani, I.H.P., Aydan, O., Kajikawa, Y.: "Analysis of masonry structures under static and dynamic loading by discrete finite element method", Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, 16, pp. 75-86, 1999.
- [151] Petrinic, N.: "Aspects of discrete element modelling involving facet-to-facet contact
- [152] Kariotis, J. C., Ewing, R. D. Johnson, A. W.: "Predictions of Stability for Unreinforced Brick Masonry Walls Shaken by Earthquakes", Proc. 7th Int. Brick Masonry Conference, Melbourne, Australia, pp. 1175-1184, 1985.
- [153] Kariotis, J. C., Ewing, R. D., Johnson, A. W.: "Methodology for Mitigation of Earthquake Hazards in Unreinforced Brick Masonry Buildings", Proc. 7th Int. Brick Masonry Conference, pp. 1339-1350, Melbourne, Australia, 1985.
- [154] Atkinson, R. H., i dr.: "Response of Masonry Bed Joints in Direct Shear", Journal of Structural Engineering, 115(9), pp. 2276-2296, 1989.
- [155] Meli, R.: "Behavior of Masonry Walls under Lateral Loads", Proc. Fifth World Conf. on Earthquake Engineering, Rome, 1973.
- [156] Priestley, M. J. N., Bridgeman, D. O.: "Seismic Resistance of Brick Masonry Walls", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 7(4), pp. 167-187, 1974.
- [157] Umek, A.: "Comparison between unreinforced, confined and horizontally reinforced masonry walls", Civil Engng. J, 20, pp. 241-248, Ljubljana, 1971., (in Slovene).
- [158] Aguila, V., Delfin, F., Astroza, M.: "Estudio experimental de soluciones de reparacion y refuerzo para elementos de albanileria", Pub. SES I 1/88 (221), Universidad de Chile, Santiago, 1988.
- [159] Alcocer, S. Meli, R.: "Test program on the seismic behaviour of confined masonry walls", The Masonry Soc. J, 13(2), pp. 68-76, 1995.
- [160] Aguilar, G., Meli, R., Diaz, R., Vasquez-del-Mercado, R.: "Influence of horizontal reinforcement on the behavior of confined masonry walls", Proc. 11th World Conf. Earthquake Engng, paper no. 1380, Acapulco, 1996.
- [161] Magenes, G., Calvi, G. M.: "Cyclic behavior of brick masonry walls", Proc., 10th world Conf. on Earthquake Engineering, A. A. Balkema, pp. 3517-3522, Madrid, Spain, 1992.

-
- [162] Yi, T.: "Large-Scale Testing of a Two Story URM Structure", Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, 2004.
- [163] Yi, T., Moon, F. L., Leon, R. T., Kahn, L. F.: "Lateral load tests on a two-story unreinforced masonry building", *Journal of Structural Engineering*, 132, pp. 643–652, 2006.
- [164] Griffith, M.C., Vaculik, J., Lam T.K., Wilson, J., Lumntarna, E.: "Cyclic testing of unreinforced walls in two-way bending", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(6), pp. 801-821, 2006.
- [165] Leon, R.T., Kahn, L.F.: "Lateral load tests on a two-story unreinforced masonry building", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 132(5), pp. 643-652, 2006.
- [166] Zabala, F., Bustos, J.L., Masanet, A., Santalucía, J.: "Experimental Behavior of masonry structural walls used in Argentina," *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper no 1093, Vancouver, B.C., Canada. 2004.
- [167] Yáñez, F., Astroza, M., Holmberg, A., Ogaz, O.: "Behavior of confined masonry shear walls with large openings," *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper no 3438, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [168] Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Nonaka, H., Kim, K.T., Wangdi, R. Oshikata, A.: "Experimental study on effects of height of lateral forces, column reinforcement and wall reinforcements on seismic behavior of confined masonry walls", *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, paper no. 1870, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [169] Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Nonaka, H., Kim, K.T., Wangdi, R. Oshikata, A.: "Experimental study for developing higher seismic performance of brick masonry walls", *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, paper no. 1597, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [170] Yoshimura, K., Kikuchi, K., Okamoto, T., Sanchez, T.: "Effects of vertical and horizontal wall reinforcement on seismic behavior of confined masonry walls", *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Elsevier, paper no. 191., 1996.
- [171] Alcocer, S.M., Zepeda, J.A.: "Behavior of multi-perforated clay bricks walls under earthquake clay brick walls", *The Masonry Society, The 8th North American Masonry Conference*, Austin, Texas, USA., 1999.

- [172] Irimies, M.T.: "Confined Masonry walls. The influence of the tie-column vertical reinforcement ratio on the seismic behavior", Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- [173] Marinilli, A., Castilla, E.: "Experimental evaluation of confined masonry walls with several confining columns", Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper no 2129, Vancouver, B.C., Canada. 2004.
- [174] Ishibashi, K., Meli, R., Alcocer, S.M., Leon, F., Sanchez, T.A.: "Experimental study on earthquake-resistant design of confined masonry structures," Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, 1992.
- [175] Anthoine, A., Magonette, G., Magenes, G.: "Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls", in G. Duma (ed.), Proc. 10th European conference on earthquake engineering, 3, pp. 1657-1662, Balkema, Rotterdam, 1995.
- [176] Calvi, G.M., Magenes, G.: "Experimental Research on Response of URM Building Systems", Proceedings of the U.S.- Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings, Pavia, technical Report NCEER-94-0021, National Centre for Earthquake Engineering, 1994.
- [177] Magenes, G., Calvi G. M., Kingsley, G. R.: "Seismic testing of a full-scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response", in: Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype – Numerical Prediction of the Experiment, Report 3á0 - G.N.D., Pavia, 1995.
- [178] Magenes, G., Calvi, G.M.: "In-plane seismic response of brick masonry walls", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 1997.
- [179] Fehling, E., Stuerz, J., Emami, A.: "Test results on the behavior of masonry under static (monotonic and cyclic) in-plane lateral loads", ESECMaSE deliverable D7.1a, University of Kassel, 2007.
- [180] Magenes, G., Morandi, P., Penna, A.: "Test results on the behavior of masonry under static cyclic in plane lateral loads", ESECMaSE project deliverable D7.1c, report RS-01/08, Department of Structural Mechanics, University of Pavia, 2008.
- [181] Magenes, G., Morandi, P., Penna, A.: "In-plane cyclic tests on calcium silicate masonry walls", Proceedings of the 14th International Brick/Block Masonry Conference, paper 193, pp. 17- 20, Sidney, Australia, 2008.
- [182] Magenes, G., Morandi, P., Penna, A.: "Experimental In-Plane Cyclic Response of Masonry Walls with Clay Units", Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Paper ID: 12-03-0095, Beijing, China, 2008.

- [183] Tomaževič, M.: "Earthquake-resistant design of masonry buildings", Series on Innovation in Structures and Construction, 1, Imperial College Press, London, 1999.
- [184] Abrams, D., Shah, N.: "Cyclic Load Testing of Unreinforced Masonry Walls", ACTC No. 92-26-10, UILU-ENG-92-1938, pp. 46, 1992.
- [185] Anthoine, A., Magenes, G., Magonette, G.: "Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls", Proceedings, Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, 1994.
- [186] Calvi, M., Magenes, G., Magenes, G., Pavese, A.: "Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype: Design of the experimental tests", Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università di Pavia, pp. 61, 1992.
- [187] Calvi, M., Magenes, G., Pavese, A., Abrams, D.: "Large Scale Seismic Testing of an Unreinforced Brick Masonry Building", Proceedings, Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, I, pp. 137-146, 1994.
- [188] Epperson, G., Abrams, D.: "Nondestructive Evaluation of Masonry Buildings", ACTC No. 89-26-03, pp. 208, 1989.
- [189] Feng, J.: "The Seismic Shear Strength of Masonry Wall", Proceedings of US-PRC Joint Workshop on Seismic Resistance of Masonry Structure, pp. II-4-1--II-4-12, 1986.
- [190] Alcocer, S., Meli, R.: "Experimental Program on the Seismic Behavior of Confined Masonry Structures", Proceedings, The Sixth North American Masonry Conference, 2, pp. 693-704, 1993.
- [191] Mahmoud, A., Hamid, A., El Magd, S.: "Lateral Response of Unreinforced Solid Masonry Shear Walls: An Experimental Study", Proceeding of the Seventh Canadian Masonry Symposium, 1, pp. 110-125, 1995.
- [192] Astroza, M., Holmberg, A., Luders C., Yáñez, F.: "Experimental study of lightly reinforced partially grouted masonry walls under cyclic lateral load", XI Iberoamerican Seminar on Earthquake Engineering, Mendoza, Argentina, 2003., (In Spanish)
- [193] Elgawady, M., Badoux Marc, P.L.: "Dynamic versus static cyclic tests of masonry walls before and after retrofitting with GFRP", In: 13th world conference on earthquake engineering, pp. 13, 2004.
- [194] Moon, F.L., Yi, T., Leon, R.T., Kahn, L.F.: "Testing of a full-scale unreinforced masonry building following seismic strengthening", J Earthq Eng, 133, pp. 1215, 2007.

- [195] Abrams, D.P.: "Lateral resistance of a two-story block building. In: ASCE structures congress", pp. 41–57, New Orleans, USA, 1986.
- [196] Modena, C., Porto, F., Valluzzi, M.R.: "Reinforced and rectified clay block masonry" In: Proceedings of 6th national congress of seismology and seismic engineering, Guimarães, pp. 155–77, Portugal, 2004.
- [197] Priestley, M.J.N., Bridgeman, D.O.: "Seismic resistance of brick masonry walls", Bull NZ Natl. Soc Earthq Eng, 7(4), pp. 167–87, 1974.
- [198] Tomaževič, M., Žarnić, R.: "The behavior of horizontally reinforced masonry walls subjected to cyclic lateral in-plane loads reversals", In: Proceedings of 8th European conference on earthquake engineering, 4(9), Lisbon, Portugal, 1984.
- [199] Shing, P.B., Schuller, M., Hoskere, V.S.: "In-plane resistance of reinforced masonry shear walls", J Struct Eng, 116(3), pp. 619–40, 1990.
- [200] Zhuge, Y., Corderoy, J., Thambiratnam, D.: "Behavior of unreinforced brick masonry under lateral (cyclic) loading", TMS J, 14(2), pp. 55–62, 1996.
- [201] Magenes, G.: "In-plane cyclic testing of reinforced masonry shear walls", In: Proceedings of 11th European conference on earthquake engineering, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1998.
- [202] Schultz, A.E., Hutchinson, R.S., Cheok, G.C.: "Seismic performance of masonry walls with bed joint reinforcement" In: Proceedings of structural engineers world congress, paper no 40, San Francisco, California, USA, 1998.
- [203] Bosiljkov, V., Page, A., Bokan-Bosiljkov, V., Zarnic, R.: "Performance based studies of in-plane loaded unreinforced masonry walls", Masonry Int., 16(2), pp. 39–50, 2003.
- [204] Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Nonaka, H., Kim, K.T., Matsumoto, Y., i dr.: "Experimental study on reinforcing methods for confined masonry walls subjected to seismic forces", In: Proceedings of 9th North American masonry conference, pp. 89–100, Clemson, South Carolina, USA, 2003.
- [205] Vasconcelos, G.: "Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls", PhD thesis. University of Minho, Guimarães, Portugal, 2005.
- [206] Voon, K.C., Ingham, J.M.: "Experimental in-plane shear strength investigation of reinforced concrete masonry walls", J Struct Eng, 132(3), pp. 400–8, 2006.
- [207] Steelman, J., Abrams, D.P.: "Effect of axial stress and aspect ratio on lateral strength of URM shear walls" In: Proceedings of 10th North American masonry conference, pp. 849–59, St. Louis, Missouri, USA, 2007.

- [208] Mosele, F., da Porto, F., Dalla Benetta, M., Modena, C.: "Experimental behavior of newly developed system for load-bearing reinforced masonry walls", In: Proceedings of 14th international brick and block masonry conference, Sydney, Australia, 2008.
- [209] Haach, V.G., Vasconcelos, G., Lourenco, P.B.: "Experimental analysis of reinforced concrete block masonry walls subjected to in-plane cyclic loading", *J Struct. Eng.* 136(4), pp. 452–62, 2010.
- [210] Shing, P.B., Noland, J.L., Klamerus, E. Spaeh, H.: "Inelastic Behavior of Concrete Masonry Shear Walls", *Journal of Structural Engineering*, 115(9), pp. 2204-2225, 1989.
- [211] Ibrahim, K.S. Suter, G.T.: "Ductility of Concrete Masonry Shear Walls Subjected to Cyclic Loading", Proceedings of the 8th North American Masonry Conference, The Masonry Society, University of Texas, Austin, TX, 1999.
- [212] Eikanas, I.K.: "Behavior of Concrete Masonry Shear Walls with Varying Aspect Ratio and Flexural Reinforcement", M.S. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, Pullman, WA, 2003.
- [213] Shedid, M.T., Drysdale, R.G., El-Dakhkhni, W.W.: "Behavior of Fully Grouted Reinforced Concrete Masonry Shear Walls Failing in Flexure: Experimental Results", *Journal of Structural Engineering*, 134(11), pp. 1754-1767, 2008.
- [214] Sherman, J.D.: "Effects of Key Parameters on the Performance of Concrete Masonry Shear Walls Under In-Plane Loading", M.S. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, Pullman, WA, 2011.
- [215] Bolong, Z., Mingshun, W., Deyuan, Z.: "Shaking table study of a five-story unreinforced block masonry model building strengthened with reinforced concrete columns and tie bars", Proc., S-PRC Joint Workshop on Seismic Resistance of Masonry Struct., Harbin, IV-11, pp. 1-11, 1988.
- [216] Wenzhong, Y., Zhaohong, J.: "Functions of ties concrete columns in brick walls", Proc. 9th World Conf. Earthquake Engng, 6, pp. 139-144, Tokyo-Kyoto, 1988.
- [217] Qamaruddin, M., Chandra, B.: "Behaviour of unreinforced masonry buildings subjected to earthquakes", *Professional Journal of Masonry Society of USA*, 9(12), pp. 47-55, 1991.
- [218] Benedetti, D., Carydis, P., Pezzoli, P.: "Shaking table test on 24 masonry buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, pp. 67-90, 1998.

- [219] Costley, A. C., Abrams, D. P.: "Dynamic Response of Unreinforced Masonry Buildings with Flexible Diaphragms", NCEER-96-0001, University of Buffalo, NY, 1996.
- [220] Alcocer, S.M., Arias, J.G., Vázquez, A.: "Response assessment of Mexican confined masonry structures through shaking table test", Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper no 2130., Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [221] Tomaževič, M., Klemenc, I., Petrovic, L., Lutman, M.: "Seismic behavior of confined masonry buildings. Part one: Shaking-table tests of model buildings M1 and M2 – Test results", A Report to the Ministry of Science and Technology of Republic of Slovenia. Grant no. J2-5208-1502ZAG/PI-95/04, Ljubljana: National buildings and civil engineering institute, 1996.
- [222] San Bartolomé, A., Quiun, D., Torrealva, D.: "Seismic behavior of a three-story half scale confined masonry structure", Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, 1992.
- [223] El Gawady, M.: "Seismic in-plane behavior of URM walls upgraded with composites", A thesis for the degree of PHD, EPFL, Lausanne, Switzerland, 2004.
- [224] Magenes, G., Calvi, G. M.: "Shaking table tests on brick masonry walls", 10th European Conf. Earthquake Engng, pp. 2419-2424, Vienna, 1994.
- [225] Tomaževič, M., Weiss, P.: "Seismic behavior of plain and reinforced masonry buildings", J Struct. Eng., ASCE, 120(2), pp. 323–38, 1994.
- [226] Clough, R., Mayes, R., Giilkan, P.: "Shaking Table Study of Single-Story Masonry Houses", Volume 3: Summary, Conclusions, and Recommendations", UCB/EERC-79/2, pp. 96, 1979.
- [227] Jurukovski, D., Krstevska, L., Alessi, R., Diotallevi, P., Merli, M., Zarri, F.: "Shaking table tests of three four-story brick masonry models: Original and strengthened by RC core and by RC jackets", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, 5, pp. 2795-2800, 1992.
- [228] Manos, G., Clough, R., Mayes R.: "Shaking Table Study of Single-Story Masonry Houses: Dynamic Performance Under Three Component Seismic Input and Recommendations", UCB/EERC-83/11, pp. 156, 1983.
- [229] Paulson, T., Abrams, D.: "Measured Inelastic Response of Reinforced Masonry Building Structures to Earthquake Motions", SRS No. 555, UILU-ENG-90-2013, pp. 290, 1990.

- [230] Modena, C., La Mendola, P., Terrusi, A.: "Shaking table study of a reinforced masonry building model", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, 6, pp. 3523-3526, 1992.
- [231] Xia, J., Wei, Z., Huang, Q., Gao, L.: "Shaking Table Test of Multi-Story Masonry Building with Coal-Slag-Gas-Concrete Blocks", Proceedings, Fifth North American Masonry Conference, I, pp. 165-176, 1990.
- [232] Zhu, B.: "A Review of Aseismic Test for Masonry Structures in China", Proceedings of usPRC Joint Workshop on Seismic Resistance of Masonry Structures, pp. III-5-1--III- 5-12, 1986.
- [233] Zhu, B., Wu, M., Zhou, D.: "Shaking Table Study of a Five-Story Unreinforced Block Masonry Model Building Strengthened with Reinforced Concrete Columns and Tie Bars", Proceedings of US-PRC Joint Workshop on Seismic Resistance of Masonry Structures, pp. IV-11-1--IV-11-11., 1986.
- [234] Magenes, G., Penna, A., Galasco, A.: "A full-scale shaking table test on a two storey stone masonry building", Proc. of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, 2010.
- [235] Magenes, G., Penna, A., Rota, M., Galasco, A., Senaldi, I.: "Shaking table test of a full scale stone masonry building strengthened maintaining flexible floor and roof diaphragms", Proc. 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Construction, Wroclaw, 2012.
- [236] Mazzon, N., Valluzzi, M.R., Aoki, T., Garbin, E., De Canio, G., Ranieri, N., Modena, C.: "Shaking table tests on two multi-leaf stone masonry buildings", Proc. 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto, 2009.
- [237] Tomaževič, M.: "The influence of rigidity of floors on the seismic resistance of old masonry buildings: shaking-table tests of stone-masonry houses", summary report, ZRMK Report, 117p, Ljubljana, 1992.
- [238] Minowa, C., Narafu, H., Imai, H., Nakagawa, T., Hanazato, T., Ali, Q.: "Collapse behavior test of a masonry using the shaking table", Proceedings of International seminar of seismic risk and rehabilitation of stone masonry housing, Portugal, 2008.
- [239] Iba, M., Mizuno, H., Goto, T., Kato, H.: "Shaking table test on seismic performance of confined masonry wall", 11th World Conference on Earthquake engineering, paper no. 659, Acapulco, 1996.
- [240] Tomaževič, M., Lutman, M., Petrovic, L.: "Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation", Struct Eng, ASCE, 122(9), pp. 1040–1047, 1996.

- [241] Tomaževič, M., Lutman, M., Weiss, P.: "The seismic resistance of historical urban buildings and the interventions in their floor systems: an experimental study", *J Mason Soc*, 12(1), pp. 10, 1993.
- [242] Calvi, G.M., Kingsley, G.R., Magenes, G.: "Testing of masonry structures for seismic assessment", *Earthq Spectra*, 12(1), pp. 145–162, 1996.
- [243] Mendes, N., Lourenco, P.B.: "Seismic assessment of masonry "Gaioleiro" buildings in Lisbon. Portugal, *J Earthq. Eng.*, 14(1), pp. 80–101, 2009.
- [244] Bairrão, R., Vaz, C.: "Shaking table testing of civil engineering structures—the LNEC 3D simulator experience" 12th world conference on earthquake engineering, 2000.
- [245] Carvalho, E.C.: "Seismic testing of structures", In: 11th European conference on earthquake engineering, pp. 53–64, Paris, France, 1998.
- [246] Henderson, R., Fricke, K., Jones, W., Beavers, J., Bennett, R.: "Summary of a large- and small-scale unreinforced masonry infill test program", *J Struct Eng*, 129(12), pp. 1667–1675, 2003.
- [247] Abrams, D.P.: "Seismic response evaluation for URM buildings", *J Mason Soc*, 18(1), pp. 71–78, 2000.
- [248] Bothara, J.K., Dhakal, R.P., Mander, J.B.: "Seismic performance of an unreinforced masonry building: an experimental investigation", *Earthq Eng Struct D*, 39(1), pp. 45–68, 2010.
- [249] Lourenco, P., Avila, L., Vasconcelos, G., Alves, J., Mendes, N., Costa, A.: "Experimental investigation on the seismic performance of masonry buildings using shaking table testing", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11, pp. 1157-1190, 2013.
- [250] Anthoine, A., Magenes, G., Magonette, G.: "Shear compression testing and analysis of brick masonry walls", *Proc. 10th European Conference on Earthquake Engng.*, pp. 1657-1662, Vienna, 1994.
- [251] Paquette, J., Bruneau, M: "Pseudo-dynamic testing of unreinforced masonry building with flexible diaphragm", *J Struct Eng*, 129(6), pp. 708–716, 2003.
- [252] Scaletti, H., Chariarse, V., Cuadra, C., Cuadros, G. Tsugawa, T.: "Pseudo dynamic tests of confined masonry buildings", *Earthquake Engineering, Tenth Word Conference*, Rotterdam, 1992.
- [253] Qu, T., Chen, J., Wang, X.: "Seismic Performance Experimental Research of added Ring Beams and Tie-columns masonry structures", *Applied Mechanics and materials*, 368-370, pp. 1747-1755, 2013.

- [254] An, D., Qu, T., Liang, J.: "Pseudo-dynamic test of brick masonry under different earthquake motion", *Applied Mechanics and materials*, 256-259, pp. 2111-2116, 2013.
- [255] Tan, X., Wu, B.: "Substructure Pseudo Dynamic testing of a Full Scale Confined Masonry Building", *Applied Materials research*, 250-253, pp. 2466-2570, 2011.
- [256] . An, D., Qu, T., Liang, J.: "Seismic behavior of two story brick masonry building", *Applied Mechanics and materials*, 275-277, pp. 1456-1460, 2013.
- [257] Scaletti, H., Chariarse, V., Cuadras, C., Cuadros G. and Tsugawa T.: "Pseudos dynamic tests of confined masonry buildings", *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, 1992.
- [258] Moroni, M. O., Astroza, M. Tavonatti, S.: "Nonlinear models for shear failure in confined masonry walls", *The Masonry Soc. J. (Boulder)*, 12(2), pp. 72-78, 1994.
- [259] Moroni, M., Astroza, M., Mesias, P.: "Displacement capacity and required story drift in confined masonry buildings", *Proc. 11th World Conf. Earthquake Engng.*, paper no. 1059, Acapulco, 1996.
- [260] Vasconcelos, G., Lourenco, P.B., Mouzakis, H., Karapitta, L.: "Experimental investigations on dry stone masonry walls", In: *1st international conference on restoration of heritage masonry structures*, pp. P31-31-P31-10, Cairo, Egypt, 2006.
- [261] ESECMaSE project (2004-2007), Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe, COLLECT-2003-500291.
- [262] DISWall project (2006-2008), Developing innovative systems for Reinforced Masonry Walls, COOPCT-2005-018120.
- [263] Franklin, S., Lynch, J., and Abrams, D. P.: "Performance of Rehabilitated URM Shear Walls: Flexural Behavior of Piers" (CD-ROM), Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL., 2003.
- [264] Ganz, H.R.: "Masonry Walls Subjected to Normal and Shear Forces", Ph.D. Thesis. Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Zurich, Switzerland, 1985., (in German).
- [265] Ganz, H.R., Thürlimann, B.: "Design of Masonry Walls under Normal Force and Shear", In: *Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference*, Dublin, Ireland, pp. 1447-1457, 1988.
- [266] Ganz, H.R., Thürlimann, B.: "Tests on biaxial strength of masonry" Report No.7502-3 Zurich: ETH Zurich Institute of Structural Engineering, 1982., (in German).

- [267] Guggisberg, R., Thürlimann, B.: "Tests to Determine Nominal Strength Values of Masonry" Report No. 7502-5. Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Zurich, Switzerland, 1987., (in German).
- [268] Lurati, F., Graf, H., Thürlimann, B.: "Experimental determination of the strength parameters of concrete masonry", Report No. 8401-2, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, 1990., (in German).
- [269] Ganz, H.R., Thurlimann, B.: "Tests on masonry walls under normal and shear loading", Report No.7502-4 Zurich: ETH Zurich Institute of Structural Engineering, 1984., (in German).
- [270] Raijmakers, T.M.J., Vermeltfoort, A.T.: "Deformation controlled tests in masonry shear walls" Research report TNO-Bouw, report B-92-1156, Delft, 1992., (in Dutch).
- [271] Vermeltfoort, A.T, Raijmakers, T.M.J., Janssen, H.J.M.: "Shear test on masonry walls", In: Proc. 6th North Am masonry conf, pp. 1183–1193, Philadelphia, 1993.
- [272] Smoljanović H.: "Seizmička analiza zidanih konstrukcija metodom konačno – diskretnih elemenata", Doktorska disertacija, FGAG, 2013.
- [273] Radnić, J., Damjanić, F.: "Numerički model za statičku i dinamičku analizu armiranobetonskih konstrukcija", *Izgradnja*, 10, pp. 5-14, 1989.
- [274] Radnić, J.: "Modelling of the strain rate effects in dynamic analysis of R/C structures", *Engineering modeling*, 3(1-2), pp. 13-20, 1990.
- [275] Radnić, J., Harapin, A. Matešan, D., Trogrlić, B., Smilović, M., Grgić, N., Baloević, G.: "Numerički model za statičku i dinamičku analizu zidanih konstrukcija ", *Građevinar*, 63, pp. 529-546, 2011.
- [276] Radnić, J., Harapin, A. Matešan, D., Smilović, M., Grgić, N.: "Numerical Model for Static and Dynamic Analysis of Masonry Structure", 5th International Conference on Advanced Computational Engineering and Experimenting ACEX-2011, 2011.
- [277] Radnić, J., Matešan, D., Harapin, A., Smilović, M., Grgić, N.: "Numerical Model for Static and Dynamic Analysis of Masonry Structures", *Mechanics and Properties of Composed Materials and Structures*, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin, pp. 1-33, 2012.
- [278] Harapin, A., Radnić, J., Brzović, D.: "WYD method for an eigen solution of coupled problems", *Int. Jnl. of Multiphysics*, 3(2), pp. 167-176, 2009.
- [279] Hughes, T.J.R., Pister K.S., Taylor R.L.: "Implicit-explicit finite elements in nonlinear transient analysis", *Comp. Meth. Apl. Mech. Engng.*, 17(18), pp. 159-182, 1979.

-
- [280] Bathe, K.J., Cimento A.: "Some practical procedures for the solution of nonlinear finite element equations", 5th Int. Conf. SMiRT, Berlin, 1979.
- [281] Bergan, P.G.: "Automated incremental-iterative solution schemes", Proc. Int. Conf. on Num. Meth. for Nonlinear Problems, Swansea, 1980.
- [282] Bergan, P.G., Holand I.: "Nonlinear finite element analysis of concrete structures", Comp. Meth. in Appl. Mech. and Engng., 17(18), pp. 443-467, 1979.
- [283] Crisfield, M.A.: "A faster modified Newton-Raphson iteration", Comp. Meth. in Appl. Mech. and Engng., 20, pp. 267-278, 1979.
- [284] Geradin, M., Hogge, M.A.: "Quasi Newton iteration in nonlinear structural dynamics", 5th Int. Conf. SMiRT, Berlin, 1979.
- [285] Matthies, H., Strang, G.: "The solution of nonlinear finite element equations", Int. J. Num. Meth. Eng., 14, pp. 1613-1626, 1979.
- [286] Mihanović, A.: "Dinamika konstrukcija", Građevinski fakultet Sveučilišta u Splitu, Split, 1995.
- [287] Mihanović, A., Marović, P., Dvornik, J.: "Nelinearni proračuni armirano betonskih konstrukcija", Društvo hrvatskih građevinskih konstruktora, serija Priručnici, knjiga 7, Zagreb, 1993.
- [288] Harapin, A.: "Numerička simulacija dinamičkog međudjelovanja tekućine i konstrukcije", Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Sveučilišta u Splitu, Split, 2000.
- [289] Hill, R.: "The mathematical Theory of Plasticity", Oxford University Press, 1950.
- [290] Prager, W.: "An introduction to plasticity", Addison-Wesley, Amsterdam & London, 1959.
- [291] Owen, D. R. J., Hinton, E.: "Finite elements in plasticity", Pineridge Press, Swansea, UK, 1980.
- [292] Zienkiewicz, O. C., and Taylor, R. L.: "The finite element method", 4th ed., Vol. 1, McGraw-Hill, New York, 1989.
- [293] Damjanić, F. B.: "Reinforced concrete failure under both static and transient conditions", Ph. D. Thesis, C/Ph/71/83, University of Wales, Swansea, 1983.
- [294] Salmanpour, A., Mojsilović, N., Schwartz, J.: "Experimental study of the deformation capacity of structural masonry", 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia, 2013.

- [295] Churilov, S., Dumova-Jovanoska, E.: "In-plane shear behavior of unreinforced masonry walls", 14 ECEE, OHRID, 2010.
- [296] Colunga, T., Juárez-Ángeles, A., Salinas-Vallejo, Víctor H.: "Cyclic behavior of combined and confined masonry walls", *Engineering Structures*, 31, pp. 240-259, 2009.
- [297] Salmanpour, A., Mojsilović, N., Schwartz, J.: "Experimental study of the deformation capacity of structural masonry", 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, 2013.
- [298] Konthesingha, K.M.C., Masia, M.J., Petersen, R.B., Mojsilović, N., Šimundić, G., A.W. Page: "Static cyclic in-plane shear response of damaged masonry walls retrofitted with NSM FRP strips – An experimental evaluation", *Engineering Structures*, 50, pp. 126-136, 2013.
- [299] da Porto, F., Mosele, F., Modena, C.: "In-plane cyclic behavior of a new reinforced masonry system: Experimental results", *Engineering Structures*, 33, pp. 2584–2596, 2011.
- [300] Herbert, D.M., Gardner, D.R., Harbottle, M., Thomas, J., Hughes, T.G.: "The development of a new method for testing the lateral load capacity of small-scale masonry walls using a centrifuge and digital image correlation", *Construction and Building Materials*, 25, pp. 4465–4476, 2011.
- [301] Petersen, R.B., Masia, M.J., Seracino, R.: "In-plane shear behavior of masonry panels strengthened with NSM FRP strips. I: experimental Investigation", *J Compos Construct*, 14(6), 2010.
- [302] Eslami, A., Ronagh, H.R., Mahini, S.S., Morshed, R.: "Experimental investigation and nonlinear FE analysis of historical masonry buildings – A case study", *Construction and Building Materials*, 35, pp. 251-260, 2010.
- [303] Gouveia, J. P., Lourenco, P. B.: "Masonry shear walls subjected to cyclic loading influence of confinement and horizontal reinforcement", 10th North American Masonry Conference, St. Louis, 2007.
- [304] Vasconcelos, G., Lourenco, P. B.: "In-Plane Experimental Behavior of Stone Masonry Walls under Cyclic Loading", *J. Struct. Eng.*, 135(10), pp. 1269–1277, 2009.
- [305] West, H.W.H., Hodgkinson, H.R., Haseltine, B.A.: "The resistance of brickwork to lateral loading]: part 1 – experimental methods and results of tests on small specimens and full sized walls", *Struct Eng*, 55(10), pp. 11–21, 1997.

- [306] Royles, R., Hendry, A. W.: "Model tests on masonry arches", Proc. Instn. Civ. Engrs, part 2, pp. 299 - 321, 1991.
- [307] Tehnički propisi za betonske konstrukcije, N. n, br. 139/09, 14/10, 125/10, 136/12, Zagreb, 2005.
- [308] Tehnički propisi za zidane konstrukcije, Narodne novine, br. 01/2007, Zagreb, 2007.
- [309] HRN EN 206-1:2006, Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity (includes amendments A1:2004 and A2:2005) (EN 206-1:2000+A1:2004+A2:2005)
- [310] niz HRN EN 771 – (specificirana tehnička svojstva kojima se ispunjavaju opći i posebni bitni zahtjevi za krajnju namjenu elemenata)
- [311] HRN EN 772 – Metode ispitivanja zidnih elemenata
- [312] HRN EN 1052 – Metode ispitivanja ziđa (svojstva ziđa) (vrijednosti za tlačne čvrstoće, čvrstoću na savijanje i posmičnu čvrstoću)
- [313] HRN EN 998-2:2003 – Tehnička svojstva morta
- [314] niz HRN EN 1015 – Norme za ispitivanje svojstava morta
- [315] Ispitivanje konstrukcija probnim opterećenjem i ispitivanje do sloma, HRN U.M1.047, Službeni list 4/87, 1987.
- [316] HBM Test and Measurement, www.hbm.com
- [317] Radnić, J., Smilović, M., Harapin, A., Sunara, M.: "Effect of horizontal ring beams on the ultimate bearing capacity of masonry walls", *Materialwissenschaft und Werkstofftechnik*, 44, pp. 436-448, 2013.
- [318] Smilović, M., Radnić J., Harapin, A.: "Utjecaj vertikalnih serklaža na nosivost zidanih zidova", *Građevinar*, 64, pp. 271-284, 2012.
- [319] Radnić J., Smilović, M., Harapin, A., Grgić, N.; Buzov, A.: "The effect of vertical load on seismic response of masonry wall", 7th International Conference on Advanced Computational Engineering and Experimenting, ACE-X 2013, Madrid, Spain, 2013.
- [320] Radnić J., Smilović, M., Harapin, A., Sunara, M.: "The effect of the horizontal ring beams on the ultimate bearing capacity of masonry walls", 6th International Conference on Advanced Computational Engineering and Experimenting, ACE-X 2012, Istanbul, Turkey, 2012.
- [321] Stavridis, A., Koutromanos, I., Shing, P.B.: "Shake table tests of a three-story reinforced concrete frame with masonry infill walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, pp. 1089-1108, 2012.

- [322] Stavridis, A.: "Analytical and experimental study of seismic performance of reinforced concrete frames infilled with masonry walls", Dissertations, UC San Diego, 2009.
- [323] Koutromanos, I.: "Numerical analysis of masonry-infilled reinforced concrete frames subjected to seismic loads and experimental evaluation of retrofit techniques", Dissertations, UC San Diego, 2011.
- [324] Bernat-Maso, E., Gil, L., Roca, P.: "Analytical method for the assessment of unreinforced brick masonry walls subjected to eccentric compressive loads", *Construction and Building Materials*, 73, pp. 180-186, 2014
- [325] Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Liu, L., Kajiwara, K. and Ushijima, M.: "Effect of the Vertical Axial Loads and Wall Reinforcements on Seismic Behavior of Confined Concrete Masonry Walls", *Proc. of the 23rd Conference on Our World in Concrete & Structures*, pp. 221-228, Singapore, 1998.
- [326] Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Liu, L., Ma, L.: "Effect of wall reinforcements, applied lateral forces and vertical axial loads on seismic behavior of confined concrete masonry walls", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, 2000.
- [327] Tomaževič, M.: Some aspect of experimental testing of seismic behavior of masonry walls and models of masonry buildings, *IEST Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 404, 37(4), pp. 101-117, 2000
- [328] Drobiec, I., Kubica, J.: "Influence of some types of bed joints reinforcement on mechanical properties of masonry under compression", In: *Proceedings of 6th international masonry conf London*, pp. 99-104, 2002.
- [329] Calaveri, L., Failla, A., La Mendola, L., Papia, M.: "Experimental and analytical response of masonry elements under eccentric vertical loads", *Engineering Structures*, 27, pp. 1175-1184, 2005.
- [330] Mura, I.: "Stability of nonlinear masonry members under combined load", *Comput struct* 86 (15-16), pp. 1579-93, 2008.
- [331] Zilch, K., Schermer, D., Scheufler, W.: "Behavior of reinforced Masonry Walls made of hollow clay units with concrete infill under combined loading", In: *Proceedings of 14th international brick and block masonry conference*, Sydney, Australia, 2008.
- [332] da Porto, F., Mosele, F., Modena, C.: "Reinforced clay masonry walls under shear-compression loads: experimental behavior", In: *Proceedings of 11th Canadian masonry symposium*, Toronto (CD ROM), 2009.

- [333] Paturova, A.: "The influence of vertical reinforcement and lateral confinement on the axial capacity of masonry block walls", Thesis, 2006.
- [334] Abdel-Halim, M.A.H., Abu-Lebdeh, T.M.: "Analytical Study for Concrete Confinement in Tied Columns", Journal of Structural Engineering, 111, pp. 2810-2827, 1989.
- [335] Grira, M., Saatcioglu, M.: "Concrete Columns Confined with Welded Reinforcement grids", ACI Structural Journal, 96, pp. 29-39, 1996.
- [336] Hart, G.C. et al.: "The Use of Confinement Steel to Increase the Ductility in Reinforced Concrete Masonry Shear Walls", TMS Journal, pp. T19-T42, 1988.
- [337] Martinez, S. et al.: "Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns", ACI Journal, pp. 431-442, 1984.
- [338] Mau, S.T., Elwi, A.E., Zhou, Si-Zhu.: "Analytical Study of Spacing of Lateral Steel and Column Confinement", Journal of Structural Eng., 124(3), pp. 262-269, 1998.
- [339] Pessiki, S., Pieroni, A.: "Strength and Ductility of Laterally Confined Concrete Columns", ACI Journal, pp. 304-314, 1997.
- [340] Shing, P.B., Carter, E.W., Noland, J.L.: "Influence of Confining Steel on Flexural Response of Reinforced Masonry Shear Walls", TMS Journal, pp. 72-85, 1993.
- [341] Medeiros, P., Vasconcelos, G., Lourenco, P.B., Gouveia, J.: "Numerical modelling of non-confined and confined masonry walls", Construction and Building Materials, 41, pp. 968-976, 2013.
- [342] Alvarez, J.J.: "Some topics on the seismic behavior of confined masonry structures", 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Paper No. 180., 1996.
- [343] Kikuchi, K., Yoshimura, K., Tanaka, A., Yoshida, K.: "Effect of wall aspect ratio on seismic behavior of reinforced fully grouted concrete masonry walls", Proceedings of 9th North American Masonry Conference, pp. 214 – 225, Clemson, South Carolina, USA, 2003.
- [344] Steelman, J., Abrams, D. P.: "Effect of axial stress and aspect ratio on lateral strength of URM shear walls", Proceedings of 10th North American Masonry Conference, pp. 849-859, St. Louis, Missouri, USA, 2007.
- [345] Farshchi, D. M., Motavalli, M., Schumacher, A., Marefat, M. S.: "Numerical modelling of in-plane behavior of URM walls and an investigation into the aspect ratio, vertical and horizontal post-tensioning and head joint as a parametric study" Archives of Civil and Mechanical Engineering, 9(1), pp. 5-27, 2009.

- [346] Haach, V.G., Vasconcelos, G., Lourenco, P.B: "Proposal of a design model for masonry subjected to in-plane loading", *Journal of Structural Engineering*, 139(4), pp. 537-547, 2013.
- [347] Haach, V.G., Vasconcelos, G., Lourenco, P.B: "Parametric study of masonry walls subjected to in-plane loading through numerical modeling", *Eng. Struct.*, 33(4), pp. 1377-1389, 2011.
- [348] M. Sharig, H. Abbas, H. Irtaza, M. Qamaruddin: "Influence of openings on seismic performance of masonry building walls", *Build. Environ.*, 43, pp. 1232-1240, 2008.
- [349] de Oliveira Neto, L., Masia, M. J., Taguti, Y., Rigitano, A. C.: " An anisotropic linear elastic boundary element formulation for masonry wall analysis", *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 37, pp. 434-440, 2013.
- [350] Pelà, L., Cervera, M., Roca, P.: " Continuum damage model for orthotropic materials: Application to masonry", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 200, pp. 917-930, 2011.
- [351] Lourenco, P.B., Rots, J.G., Blaauwendraad, J.: "Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling", *Heron*, 40, pp.313-340, 1995.
- [352] Lourenco, P.B., Rots, J.G., Feenstra, P.H.: "A "tensile" Rankine-type orthotropic model for masonry, G.N. Pande, J. Middleton (Eds.), *Computer Methods in Structural Masonry*, vol. 3Books & Journals International, Swansea, 1995.
- [353] Massart, T., Bouillard, P., Geers, M. G. D., Peerlings, R. H. J.: "Anisotropic damage effects in masonry walls", *Journal de Physique IV (Proceedings)*, 105(3), pp. 149-156, 2003.
- [354] Carol, I., Prat, P., Lopez, M: "Normal/shear cracking model: application to discrete crack analysis", *J of Eng mechanics, ASCE*, 123(8), pp. 765-773, 1997.
- [355] Matsumura, A.: "Shear strength of reinforced masonry wall", *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988.*
- [356] Waon-Ho, Y., Sang-Hoon, O., Jung-Han, L.: "Shear Capacity Assessment of Unreinforced masonry Wall", *13th World Conference on Earthquake Engineering, paper no. 1698, Vancouver, B.C., Canada, 2004.*
- [357] Vasconcelos, G., Lourenco, P.B.: "Assessment of the in-plane shear strength of stone masonry walls by simplified models", *Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, 2006.*

- [358] Alecci, V., Fagone, M., Rotunno, T., De Stefano, M.: " Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar", *Construction and Building Materials*, 40, pp. 1038-1045, 2013
- [359] M. Corradi, C., Tedeschi, L., Binda, A., Borri: "Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: deep repointing", *Constr Build Mater*, 22, pp. 463–472, 2008.
- [360] Valluzzi, M.R. , Tinazzi, D., Modena, C.: "Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates", *Constr Build Mater*, 16, pp. 409–416, 2002.
- [361] Corradi, M., Borri, A., Vignoli, A.: "Experimental study on the determination of strength of masonry walls", *Construct Build Mater*, 17, pp. 325–337, 2003.
- [362] Tomažević, M: "Shear resistance of masonry wall and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry, materials and structures, 42, pp. 889-907, 2009.
- [363] Mosallam, A., Banerjee, S.: "Enhancement in in-plane shear capacity of unreinforced masonry (URM) walls strengthened with fiber reinforced polymer composites", *Composites Part B: Engineering*, 42, pp. 1657-1670, 2011.
- [364] Faella, C., Martinelli, E., Nigro, E., Paciello, S.: "Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign, *Construction and Building Materials*, 24, pp. 84-93, 2010.
- [365] Najafgholipour, M.A., Maheri, M. R., Lourenco, P.B.: "Definition of interaction curves for the in-plane and out-of-plane capacity in brick masonry walls", *Construction and Building Materials*, 31, pp. 168-182, 2014.
- [366] Santa-Maria, H., Alcaino, P.: "Repair of in-plane shear damaged masonry walls with external FRP", *Construction and Building Materials*, 25, pp. 1172-1180, 2011.
- [367] Saghafi, M.H., Safakhah, S., Kheyroddin, A., Mohammadi, M.: "In-plane Shear Behavior of FRP Strengthened Masonry Walls", *APCBEE Procedia*, 9, pp. 264-268, 2014.
- [368] Borri, A., Castori, G., Corradi, M., Sisti, R.: "Masonry wall panels with GFRP and steel-cord strengthening subjected to cyclic shear: An experimental study", *Construction and Building Materials*, 56, pp. 63-73, 2014.

- [369] Mebarki, A., Bui, Q.H., Ami Saada, R., Delmotte, P., Sanchez Tizapa, S.: "A simplified mechanical model to assess the bearing capacity of masonry walls: Theory and experimental validation", *Construction and Building Materials*, 23, pp. 1109-1117, 2009.
- [370] HRN ENV 1998-1-3: 2005, Eurokod 8: Projektiranje konstrukcija otpornih na potres.

Životopis

Marija Smilović, dipl. ing. građ. rođena je 06.11.1974. godine u Zadvarju. Osnovnu školu završila je u Šestanovcu, a Matematičko-informatičku gimnaziju u Splitu. Akademske godine 1993./1994. upisala je sveučilišni diplomski studij na Građevinskom fakultetu u Splitu, na kojem je diplomirala 16. prosinca 1999.

Od 10. veljače 2002. do 03. prosinca 2008. radi kao stručni suradnik na Katedri za betonske konstrukcije i mostove Građevinskog fakulteta u Splitu.

Akademske godine 2008./2009. upisala je poslijediplomski doktorski studij na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Splitu, iz znanstvenog područja Tehničkih znanosti, znanstveno polje Građevinarstvo, znanstvena grana Nosive konstrukcije.

Dana 04. prosinca 2008. godine na istom fakultetu zasniva radni odnos u svojstvu znanstvenog novaka u suradničkom zvanju asistent, pri Katedri za betonske konstrukcije i mostove, za rad na znanstvenom projektu Ministarstva znanosti, obrazovanja i športa Republike Hrvatske pod nazivom: "Eksperimentalna i numerička istraživanja potresne otpornosti građevina", broj 083-0000000-1538, kod voditelja prof. dr. sc. Jure Radnića.

U nastavi sudjeluje održavajući vježbe iz predmeta Osnove betonskih konstrukcija i Mostovi, na Preddiplomskom sveučilišnom studiju građevinarstva, Betonske konstrukcije 1 i Prednapeti beton na Diplomskom sveučilišnom studiju građevinarstva, Nosive konstrukcije 1 na Preddiplomskom studiju arhitekture, te Betonske konstrukcije 2 i Mostove na Stručnom studiju građevinarstva. U proteklom periodu objavila je u koautorstvu 33 rada, a od toga: 4 znanstvena rada u CC časopisima, 3 poglavlja u knjizi te 26 znanstvena članka u drugim časopisima i zbornicima znanstvenih skupova u zemlji i inozemstvu. U svojstvu suradnika projektanta sudjelovala u izradi preko 50 stručnih projekata.