Ravninski model ponašanja omeđenog ziđa pri cikličkom horizontalnom opterećenju

Matošević, Đurđica

Doctoral thesis / Disertacija

2015

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **Josip Juraj Strossmayer University of Osijek, Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek / Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek**

Permanent link / Trajna poveznica: https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:133:172563

Rights / Prava: In copyright / Zaštićeno autorskim pravom.

Download date / Datum preuzimanja: **2024-04-16**

GRAĐEVINSKI I ARHITEKTONSKI FAKULTET OSIJEK
Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek

Repository / Repozitorij:

Repository GrAFOS - Repository of Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek

SVEUČILIŠTE JOSIPA JURJA STROSSMAYERA U OSIJEKU

dabar
DIGITALNI AKADEMSKI ARHIVI I REPOZITORIJI

DOKTORSKA DISERTACIJA

RAVNINSKI MODEL PONAŠANJA OMEĐENOG ZIĐA PRI CIKLIČKOM HORIZONTALNOM OPTEREĆENJU

PODACI O AUTORU

Ime i prezime:	**dr. sc. Đurđica Matošević**, dipl.ing.građ.
Mjesto i godina rođenja:	Osijek, Republika Hrvatska, 1952.
Diplomirala:	Sveučilište u Zagrebu, Fakultet građevinskih znanosti u Zagrebu, 1977.,
Magistrirala:	Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet Zagreb, 1997.
Zaposlena:	Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski fakultet Osijek

PODACI O DOKTORSKOM RADU:

Znanstveno područje:	Tehničke znanosti
Znanstveno polje:	Građevinarstvo
Mentor:	prof. dr. sc. Vladimir Sigmund

POSTUPAK OCJENE I OBRANA:

Prijava teme: listopad 2007.

Povjerenstvo za ocjenu doktorske disertacije:

izv. prof. dr. sc. Ivica Guljaš, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Osijek, predsjednik,
prof. dr. sc. Vladimir Sigmund, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Osijek, mentor i član i
prof. dr. sc. Mehmed Čaušević, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Rijeka, član

Povjerenstvo za obranu doktorske disertacije:

izv. prof. dr. sc. Ivica Guljaš, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Osijek, predsjednik,
prof. dr. sc. Vladimir Sigmund, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Osijek, mentor i član i
prof. dr. sc. Mehmed Čaušević, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Rijeka, član

Mjesto i datum obrane: Građevinski fakultet Osijek, 28. svibnja 2015.

SVEUČILIŠTE JOSIPA JURJA STROSSMAYERA U OSIJEKU
GRAĐEVINSKI FAKULTET

DOKTORSKA DISERTACIJA

RAVNINSKI MODEL PONAŠANJA OMEĐENOG ZIĐA PRI CIKLIČKOM HORIZONTALNOM OPTEREĆENJU

ĐURĐICA MATOŠEVIĆ

Osijek, 2015.

Mentor rada: Prof.dr.sc. Vladimir Sigmund, dipl.ing.građ.

Doktorski rad sadrži 246 stranica, 240 slika i fotografija, 55 tablica i 1 prilog.

ŽIVOTOPIS AUTORICE

Rođena je u Osijeku 1952. god., gdje je završila osnovnu i srednju, Tehničku školu građevinskog smjera. Diplomirala je na konstruktorskom smjeru na Građevinskom fakultetu u Zagrebu 1977. god. Potom se u Osijeku zaposlila na Višoj tehničkoj građevinskoj školi kao asistent iz mehanike. Radila je na Građevinskom fakultetu u Osijeku do 1986. god., a zatim u projektnom birou "Arhitekt" u Osijeku kao projektant-statičar. Stručni je ispit položila 1987. god. U vrijeme domovinskog rata radila je na procjenama ratnih šteta na području grada Osijeka. 1992. god. ponovo se zaposlila na Građevinskom fakultetu u Osijeku te u okviru Zavoda za tehničku mehaniku radila kao asistent na sveučilišnom i predavač na stručnom studiju. U okviru Zavoda za materijale i konstrukcije držala je vježbe na predmetu Zidane konstrukcije. Magistrirala je 1997. god. na Građevinskom fakultetu u Zagrebu na temi iz dinamike konstrukcija. Sudjelovala je u radu hrvatskih i međunarodnih znanstveno-istraživačkih projekata, te domaćih i međunarodnih znanstvenih skupova s temama iz područja aseizmičkog projektiranja zidanih građevina.

Član je Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu.

Član je Hrvatskog društva za mehaniku.

Član je Društva građevinskih inženjera Osijeka.

ZAHVALA

Želim izraziti svoju zahvalnost osobama koje su mi pomogle tijekom izrade ovoga rada, a bez kojih bih teško postigla konačni cilj.

Kao prvome, želim se zahvaliti dr. Vladimiru Sigmundu, mojemu neumornom mentoru i savjetniku, koji mi je otvorio, meni do tada potpuno nepoznate, nove vidike. Zahvaljujem mu na svemu čemu me naučio, a posebno na podršci da ustrajem tijekom ovog napornog višegodišnjeg posla.

Mladim kolegama koji su me podržavali i pomagali svojim znanjima o numeričkim postupcima, ali se i smrzavali zajedno sa mnom i fizički radili tijekom eksperimentalne faze posla.

Laborantima koji su u vrlo teškim uvjetima i s malo opreme i iskustva obavili posao na najbolji mogući način.

Mojim sinovima, Jurju i Josipu, bez čije ljubavi i podrške ne bih doktorski rad privela kraju.

Mojim dragim prijateljima, na njihovom prijateljstvu, brizi i veselju kojom me okružuju.

SAŽETAK

Zbog svoje jednostavnosti, ekonomičnosti, dobrih fizikalnih svojstava, trajnosti i ljepote omeđeno ziđe se primjenjuje diljem svijeta za izgradnju stambenih, poslovnih i industrijskih objekata već cijelo stoljeće. Iskustva o njihovom ponašanju tijekom potresa su dobra. Međutim, u suvremenoj građevinskoj praksi tradicionalnom građenju je potrebna dopuna odgovarajućim proračunima. S obzirom na složenost samog materijala i nepouzdanost njegovih mehaničkih svojstava postupak proračuna nije moguće temeljiti na uobičajenim postavkama teorije elastičnosti. Neizbježna su pokusna ispitivanja cijelih konstrukcija, odnosno njezinih sastavnih dijelova, pojedinih zidova.

Cilj ovog rada je istraživanje ponašanja omeđenog ziđa pri horizontalnom naizmjeničnom opterećenju u ravnini zida, te nakon toga na osnovu eksperimentalnih podataka provesti numeričku simulaciju zgrada i predložiti neka rješenja i eventualna poboljšanja u projektiranju novih i vrednovanju postojećih zidanih zgrada. Na uzorcima u mjerilu 1:1,5 ispitane tri serije zidova jednakih dimenzija, omjera H/L=1,15, na horizontalno izmjenično opterećenje u razini gornjeg horizontalnog serklaža. Tri serije od po tri uzorka omeđenog ziđa imale su različit tip veze između vertikalnih serklaža i ziđa, a jedan je uzorak bio od nearmiranog ziđa. Na osnovu eksperimentalnih rezultata provedena je numerička analiza, te istraživanje prošireno na zidove drugih omjera H/L, te zidove s otvorima manjim od 1,5m^2. Procijenjeni su nelinearni seizmički odgovori zgrada koje imaju površinu zidova od 2%, 2,46%, 3%, 4%, 5% i 6% bruto tlocrta, visine jedne do pet etaža na po sedam potresa proračunskog ubrzanja tla od 0,1g, 0,2g i 0,3g. Procijenjene su veličine faktora ponašanja pojedinih tipova zidova. Određene su veličine dopuštenih međukatnih pomaka za razinu znatnih oštećenja i pripadajuće najmanje potrebne gustoće ziđa u tlocrtu građevine.

Ključne riječi: omeđeno ziđe, pokus, nelinearni seizmički odgovor, faktor ponašanja, gustoća ziđa

ABSTRACT

Because of its simplicity, low cost, good physical properties, durability and aesthetic qualities confined masonry is used worldwide for the construction of residential, commercial and industrial buildings during an entire century. Experiences on its behaviour during earthquakes are mostly good. However, in modern building practice it is necessary to supplement the traditional construction methods with corresponding numerical analysis. Considering that it is a composite material of uncertain mechanical properties the design process cannot be based on conventional solutions of the theory of elasticity. It is necessary to carry out experimental tests of entire structures, or its component parts, the walls.

The objective of this work is to investigate the behaviour of masonry walls subjected to a horizontal cyclic load in the plane of the wall. After that, on the basis of experimental data the numerical simulation of buildings should be carried out and some solutions and possible improvements in the design of new confined masonry buildings and in the evaluation of existing confined masonry buildings should be proposed. The three series of specimens aspect ratio H / L = 1.15 were scaled and tested to the horizontal cyclic loading at the upper level of the horizontal tie beams. Each of the series was composed of three specimens with a different type of connection between the tie-columns and masonry. One more specimen was built as unreinforced masonry and tested in the same way. Based on experimental results, numerical analysis was carried out, and research was expanded to the other aspect ratio H / L walls and the walls with openings smaller than 1,5m^2. The nonlinear seismic response was estimated for one to five stories buildings which have a wall area of 2%, 2.46%, 3%, 4%, 5% and 6% of the gross floor plan under twenty one earthquake a-t diagrams of different design ground acceleration: 0.1g, 0.2 g and 0.3 g. The behaviour factors were evaluated for particular wall types. Allowed interstory drift was determined according to the level of serious damage. The corresponding minimum required densities of the walls in the floor plan of the building were evaluated.

Keywords: confined masonry, experiment, nonlinear seismic response, behaviour factor, wall density

SADRŽAJ:

NASLOVNICA....II
MENTOR I OPSEG DOKTORSKOG RADA....III
ŽIVOTOPIS AUTORICE....IV
ZAHVALA....V
SAŽETAK....VI
ABSTRACT....VII
SADRŽAJ....VIII
POPIS OZNAKA....XII
POPIS SLIKA....XVII
POPIS TABLICA....XXIV

1. UVOD....1
1.1. Općenito....1
1.2. Cilj istraživanja....2
1.3. Kratki opis rada....4
1.3.1. Ispitivanje materijala i zidova....4
1.3.2. Numerička analiza....6
1.3.3. Višekatni modeli zgrada....6

2. PONAŠANJE OMEĐENOG ZIĐA PRI POTRESU....8
2.1. Općenito....8
2.2. Bitne razlike između a.b. okvira s zidanom ispunom i omeđenog ziđa....9
2.3. Otpornost zida na potresno djelovanje....10
2.3.1. Mehanizmi sloma....10
2.3.2. Prračun otpornosti na horizontalna djelovanja u ravnini omeđenog ida....13
2.3.2.1. Proračun nosivosti omeđenog zida prema ENV-1996-1:2005....13
2.3.2.2. Proračun nosivosti omeđenog zida prema Tomaževiču....16
2.3.2.3. Proračun nosivosti omeđenog zida prema Floresu i Alcoceru....18
2.3.2.4. Proračun nosivosti nearmiranog zida....18

3. ISPITIVANJA MATERIJALA....21
3.1. Općenito....21
3.2. Mehanička svojstva sastavnih materijala ziđa....21
3.2.1. Zidni elementi....21
3.2.2. Mort....23
3.2.3. Beton....24
3.2.4. Armatura....24

3.3. Mehanička svojstva ziđa....24
3.3.1. Tlačna čvrstoća....24
3.3.2. Posmična čvrstoća....25
3.4. Rekapitulacija ispitanih svojstava materijala....27

4. PROVEDENA ISPITIVANJA I PRIKAZ REZULTATA....28
4.1. Općenito....28
4.2. Opis prototipa....28
4.3. Opis uzoraka....32
4.4. Oprema za ispitivanje i način bilježenja rezultata....35
4.5. Vertikalno i horizontalno opterećenje....37
4.6. Način obrade i prikaza mjerenih podataka....38
4.6.1. Bilinearna idealizacija....39
4.6.2. Krutosti....40
4.6.3. Posmične deformacije....42
4.6.4. Razina oštećenja....42
4.6.5. Utrošak energije i prigušenje....44
4.7. Eksperimentalni rezultati pojedinih uzoraka....46
4.7.1. Serija A....46
4.7.1.1. Uzorak A1....46
4.7.1.2. Uzorak A2....50
4.7.1.3. Uzorak A3....55
4.7.2. Serija B....61
4.7.2.1. Uzorak B1....61
4.7.2.2. Uzorak B2....66
4.7.2.3. Uzorak B3....72
4.7.3. Serija C....78
4.7.3.1. Uzorak C1....78
4.7.3.2. Uzorak C2....85
4.7.3.3. Uzorak C3....90
4.7.4. Serija D....96
4.8. Prikaz i ocjena rezultata ispitivanja pojedinih tipova modela....103
4.8.1. Mehanizmi sloma....103
4.8.1.1. Tip A....104
4.8.1.2. Tip B....105
4.8.1.3. Tip C....105
4.8.1.4. Tip D....106
4.8.2. Opis oštećenja....106
4.8.3. Sposobnost deformacije....109

4.8.4. Nosivosti....110
4.8.5. Krutosti....112
4.8.6. Energija i prigušenje....115
4.8.7. Faktor ponašanja....119
4.9. Zaključak....123

5. NUMERIČKO MODELIRANJE....125
5.1. Općenito....125
5.2. Program Atena 2D Eng....125
5.3. Usklađivanje i usporedba rezultata dobivenih ispitivanjem i numeričkog modela....128
5.4. Proširenje analize na zidove dva i četiri puta većeg omjera L/H zid s otvorom programom Atena (tip E, F i G) 139
5.4.1. Zid E (L/H=1,65) 142
5.4.2. Zid F (L/H=3,22) 143
5.4.3. Zid G (L/H=1,65, s prozorskim otvorom < 1,5m^2) 146
5.5. Usporedba rezultata nosivosti i krutosti zidova E, F i G prema EC-6 i preporukama priznatih stručnjaka s vrijednostima iz numeričke analize 147
5.6. Zaključak....148

6. PROCJENA OČEKIVANIH POMAKA I RAZINE OŠTEĆENJA VIŠEKATNIH KONSTRUKCIJA PRI DJELOVANJU POTRESA 151
6.1. Općenito....151
6.2. Spektar odgovora....151
6.3. Postupak proračuna očekivanih pomaka....155
6.4. Proračun očekivanih pomaka i razina oštećenja....161
6.4.1. Razine oštećenja i procjena graničnog relativnog katnog pomaka....161
6.4.2. Očekivani pomaci....162
6.4.2.1. Odabrana potresna djelovanja....162
6.4.2.2. Opis modela....163
6.4.2.3. Veličine najvećih očekivanih pomaka....165
6.5. Analiza rezultata....167
6.5.1. Pojam gustoće ziđa....167
6.5.2. Relativni katni pomaci i gustoća ziđa d_{wA}....168
6.5.3. Usporedba odredbi HRN EN 1998:2011/NA:2011 i rezultata proračuna....171
6.5.4. Odnos razine oštećenja prema gustoći ziđa d_{wA}....172
6.5.5. Odnos razine oštećenja prema gustoći ziđa d_{wm}....175
6.6. Zaključak....177

7. KRATKI PREGLED RADA, ZAKLJUČCI I PREPORUKE ZA DALJNJA ISTRAŽIVANJA.....178

7.1. Kratki pregled rada.....178

7.2. Zaključci i preporuke za daljnja istraživanja.....180

7.2.1. Zaključci.....180

7.2.2. Preporuke za daljnja istraživanja.....182

POPIS LITERATURE..... 183

PRILOG A – Prikaz procijenjenih vrijednosti horizontalnih pomaka.....187

POPIS OZNAKA

Slova latinice

$[D]$	Matrica krutosti
$\lvert d(t)_{max} \rvert$	Najveći pomak jednostupnjevnog sustava
$[K]$	Matrica krutosti
$[M]$	Matrica masa
$\lvert d(t) \rvert_{max}$	Najveća veličina odgovora jednostupnjevnog sustava u linearnom području
a	Duljina pritisnutog dijela zida
a.b.	Armirani beton
A_{env}	Površina ispod d -V krivulje
a_g	Najveće ubrzanje tla normalizirano gravitacijom Zemlje
A_i	Ploština bruto tlocrta i-te etaže
a_{max}	Najveće ubrzanje tla
A_s	Ploština armature
A_{sA}	Ploština vertikalne armature u a.b. serklažima
a_{tmax}	Najveća vrijednost ubrzanja tla
A_w	Ploština zida
A_{wi}	Ploština nosivih zidova jednog od glavnih smjerova i-te etaže
A_z	Ploština presjeka zidnog uzorka
b	Faktor razdiobe posmičnih naprezanja u zidu
c	Kohezija
C_1	Koeficijent međudjelovanja a.b. serklaža i ziđa, te razdiobe posmičnog naprezanja
d	Horizontalni pomak vrha zida
d'	Udaljenost osi vertikalnih a.b. serklaža
d_1*	Horizontalni pomak vrha zida u prvom koraku opterećenja
d_1,d_2	duljine dijagonala
d_c	Duljina armiranobetonskog serklaža
d_{cr}	Horizontalni pomak zida pri pojavi prvih pukotina u zidu
d_{el}	Horizontalni pomak na granici elastičnog ponašanja
D_g	Odgovor ubrzanja linearnog oscilatora perioda T_g uz faktor prigušenja 2%
d_h	Horizontalni pomak vrha zida nastao smicanjem
d_L	Statička visina presjeka
d_{max}	Najveći horizontalni pomak vrha zida
D_{max}	Najveći pomak na razini „i-te“ etaže
$D_{max,i}$	Najveći pomak i-te etaže
DR	Faktor pomaka
d_s	Promjer armature
d_{tmax}	Najveća vrijednost pomaka tla
d_u	Horizontalni pomak zida koji odgovara pojavi V_u
d_{Vmax}	Horizontalni pomak zida koji odgovara pojavi V_{max}
d_{wA}	Gustoća zidova
d_{wm}	Gustoća zidova po jedinici mase građevine

E	Modul elastičnosti
E_e	Energija utrošena pri idealno elastičnom ponašanju
E_h	Površina unutar petlje jednog histereznog ciklusa
E_i	Uloženja energija pomicanja tla
E_m	Modul elastičnosti ziđa
e_u	Ekscentričnost uzdužne sile na granici nosivosti
F_{aa}	Faktor amplifikacije ubrzanja
F_{ac}	Faktor amplifikacije ubrzanja
F_{ad}	Faktor amplifikacije pomaka
F_{ad}	Faktor amplifikacije pomaka
F_{av}	Faktor amplifikacije brzine
F_{av}	Faktor amplifikacije brzine
f_b	Normalizirana tlačna čvrstoća zidnog elementa u smjeru šupljina
f_{bh}	Normalizirana tlačna čvrstoća elemenata u horizontalnom smjeru
$f_{c,cr}$	Naprezanje pri pojavi pukotina u zidnom uzorku
$f_{ck,cube}$	Karakteristična tlačna čvrstoća betonske kocke
$f_{cw,sr}$	Srednja vrijednost tlačne čvrstoće zidnog uzorka
f_d	Računska tlačna čvrstoća ziđa
F_i	Faktor smanjenja doprinosa vitkih zidova u gustoći ziđa
F_i	Faktor smanjenja doprinosa vitkih zidova
f_k	Karakteristična tlačna čvrstoća ziđa
F_m	Računska tlačna sila u ziđu
f_m	Karakteristična tlačna čvrstoća ziđa
f_m*	Karakteristična čvrstoća morta
$f_{mc,z}$	Tlačna čvstoća zidnog elementa u vertikalnom smjeru
$f_{mcz,sr}$	Srednja vrijednost tlačne čvrstoće zidnog elementa u vertikalnom smjeru
f_{mt}	Vlačna čvrstoća morta pri savijanju
FPRZ2	Faktor povjerenja pri razini znanja 2
F_{puk}	Sila pritiska pri pojavi pukotina u zidnom uzorku
F_s	Računska tlačna sila u armaturi
f_t	Karakteristična vlačna čvrstoća ziđa
f_t	Karakteristična vlačna čvrstoća morta pri savijanju
F_u	Sila pri slomu zidnog uzorka
f_v	Posmična čvrstoća ziđa
f_{vk}	Karakteristična posmična čvrstoća ziđa
f_{vko}	Karakteristična posmična čvrstoća tlačno neopterećenog ziđa
f_y	Granica velikih izduženja armature
f_{yd}	Računska vlačna čvrstoća armature
g	Gravitacija Zemlje
G	Modul posmika
G	Modul posmika
G1	Stupanj oštećenja: Blaga oštećenja
G2	Stupanj oštećenja: Srednje teška oštećenja
G3	Stupanj oštećenja: Teška oštećenja
G4	Stupanj oštećenja: Jako teška oštećenja
G5	Stupanj oštećenja: Uništenje
g_k	Stalno djelovanje
G_m	Modul posmika ziđa

H	Visina zida
IDR	Relativni katni pomak
IDR_u	Granični relativni katni pomak
I_z	Moment tromosti poprečnog presjeka zida
K	Krutost zida
K_e	Elastična krutost zida
K_e^*	Teorijski određena krutost zida (iz izraza 4.7.)
K_{nn}	Koeficijent krutosti (normalni) „inteface“ elementa
K_o	Početna krutost zida
$K_{prototipa}$	Krutost prototipa zida
K_{tt}	Koeficijent krutosti (tangencijalni) „inteface“ elementa
L	Ukupna duljina zida
l_o	Duljina ziđa unutar vertikalnih serklaža, duljina nearmiranog zida
m_i	Masa i-te etaže
$m_{prototipa}$	Masa prototipa
M_{sav}	Moment nosivosti na savijanje
M_{sd}	Računski moment savijanja
M_u	Moment na savijanje u graničnom stanju nosivosti
m_{uzorka}	Masa uzorka
n	Broj šipki armature
N_i	Ukupna sila pritiska u ziđu
N_{sd}	Računsko vertikalno opterećenje zida
n_w	Faktor oblika zida
N_w	Vertikalno opterećenje zida
OSR	Omjer povećanja nosivosti
q	Faktor ponašanja
q*	Faktor ponašanja koji ne uzima u obzir disipativna svojstva konstrukcije
q_k	Promjenjivo djelovanje
RZ	Razina znanja
$_s$	Modul elastičnosti armature
s	Standardna devijacija
S_a	Spektralno ubrzanje linearnog sustava
S_a'	Spektar odgovora ubrzanja (Lepage)
S_d	Spektralni pomak linearnog sustava
S_d'	Spektar odgovora pomaka (Lepage)
S_{pa}	Pseudoubrzanje
S_{pa}	Pseudoubrzanje
S_{pv}	Pseudobrzina
S_v	Spektralna brzina linearnog sustava
t	Debljina zida
T	Period oscilacija konstrukcije
T_b	Granični period oscilacija područja konstantnog ubrzanja
T_c	Granični period oscilacija područja konstantne brzine
T_d	Granični period oscilacija područja konstantnog pomaka
T_{eff}	Efektivni period konstrukcije
T_{eff}	Efektivni početni period $T \cdot \sqrt{2}$
T_g	Karakteistični period gibanja tla: najniži period pri kojem uložena energija, uz prigušenje od 10%, prestaje opadati ili rasti

TR	Omjer T_{eff}/T_g
TR	Omjer efektivnog početnog perioda i karakterističnog perioda gibanja tla
t_s	Debljina sljubnice
V	Horizontalna sila u ravnini zida
V_1	Horizontalna sila otpora zida u prvom koraku
V_{cr}	Horizontalna sila pri pojavi prvih pukotina u zidu
V_{cr}(A&F)	Horizontalna sila pri pojavi pukotina po Alcoceru i Floresu
V_{dmax}	Sila otpora pri rušenju zida
V_{max}	Najveća horizontalna sila otpornosti zida
v_{max}	Najveća brzina tla
V_{Rd}	Računska posmična otpornost zida
V_{Rd}	posmična otpornost zida
$V_{Rd(1)}$	Računska posmična otpornost ziđa
$V_{Rd(2)}$	Računska posmična otpornost armiranobetonskog serklaža
V_{Rd}(T)	posmična otpornost zida (po Tomaževiču)
V_{Rd1}(T)	Posmična otpornost ziđa (po Tomaževiču)
V_{Rd2}(T)	Posmična otpornost armiranobetonskih serklaža (po Tomaževiču)
V_{Rdr}(A&F)	Najveća računska horizontalna sila otpora zida po Alcoceru i Floresu
V_{sav}	Horizontalna sila otpora zida pri savojnom mehanizmu sloma
v_{tmax}	Najveća vrijednost brzine tla
V_u	Granična horizontalna sila otpornosti zida
W	Ukupna težina zgrade
x	Udaljenost neutralne osi od pritisnutog ruba presjeka
x_{tla}	Pomicanje tla
z	Krak unutarnjih sila

Slova Grčkog alfabeta

α	Koeficijent rubnih uvjeta
β	Koeficijent raspucanosti ziđa
β_{equ}	Ekvivalentno viskozno prigušenje jednostupnjevnog armiranobetonskog okvira
β_v	Viskozno prigušenje pri elastičnom odgovoru
γ_{pros}	Prosječna posmična deformacija
γ_1,γ_2	Posmične deformacije zida
Γ_i	Faktor sudjelovanja „i“-tog vlastitog oblika
Δ_1,Δ_2	Promjena duljine dijagonale uzorka zida
$[\varepsilon]$	Matrica deformacija
ε_m	Deformacija ziđa
ε_{mu}	Granična deformacija ziđa
ε_s	Deformacija armature
κ	Koeficijent posmika za pravokutni poprečni presjek
μ	Koeficijent trenja u zidu
μ_u	Faktor duktiliteta
ϑ	Parametar ovisan o načinu razdiobe pritiska na dodiru ziđa i vertikalnog serklaža
ξ	Koeficijent viskoznog prigušenja

$[\sigma]$	Matrica naprezanja
σ_c,σ_t	Glavna naprezanja
σ_d	Računsko tlačno naprezanje u zidu
σ_o	Ukupno tlačno naprezanje u zidu uslijed vertikalnog opterećenja
$\sigma_{o,i}$	Tlačno naprezanje u zidu od pritiska a.b. serklaža
$\sigma_{o,v}$	Tlačno naprezanje u zidu od vertikalnog opterećenja
τ	Posmično naprezanje
φ	Koeficijent uporabnog opterećenja
φ_c ,φ_t	Smjer glavnih tlačnih, vlačnih naprezanja
Φ_i	Ordinata osnovnog vlastitog oblika na razini „i“
Ψ_2	Koeficijent nazovistalnog djelovanja
ω	Kružna frekvencija konstrukcije
ω_o	Kružna frekvencija neprigušenih oscilacija jednostupnjevnog sustava
ω_{uzorka}	Kružna frekvencija uzorka

POPIS SLIKA

1. UVOD

Slika 1.1. Dur Untaš, 13. st. pr. Kr., Iran

Slika 1.2. Keopsova piramida, 25. st.pr. Kr, Egipat

Slika 1.3. Ponte Dell'Abbadia, 1.st.pr. Kr., Italija

Slika 1.4**.** Kazalište u Ammanu, 2 st.po. Kr. , Jordan

Slika 1.5. Položaj zida u zgradi

Slika 1.6. Detalj povezivanja ziđa i vertikalnih serklaža prototipa Tip A - bez povezivanja; tip B – prijeklop opeke; i tip C-s vilicama d_s=8mm

Slika 1.7. Naizmjenična horizontalna sila na vrhu zida

2. POGLAVLJE

Slika 2.1. Konstruktivni elementi zgrade od omeđenog ziđa

Slika 2.2. Ponašanje a.b. okvira (a) i omeđenog ziđa (b) pri seizmičkom opterećenju u ravnini zida

Slika 2.3. Slika pukotina eksperimentalno ispitanog omeđenog zida (Perez-Gavilan 2009.)

Slika 2.4. Fotografija stambene zgrade u Kini uništene 2008. potresom u pokrajini Beichuan (a) i u Meksiku oštećena Tehuacan potresom 1999.god.(b)

Slika 2.5. Posmični slom - Aguilar i Alcocer 2001. (a) i slom savijanjem – Yoshimura 2004. (b)

Slika 2.6. Ispadanje zida okomito na svoju ravninu – shema (a); potres 2010. Maule (b

Slika 2.7. Tlocrt omeđenog zida, shema proračuna nosivosti na posmik

Slika 2.8. Tlocrt omeđenog zida, shema proračuna nosivosti na čisto savijanje

Slika 2.9. Tlocrt omeđenog zida, shema proračuna nosivosti na savijanje uzdužnom silom

Slika 2.10. Međudjelovanje na dodiru ziđa i serklaža

Slika 2.11. Tipična krivulja nosivosti prema Alcoceru&Floresu

Slika 2.12. Ravnoteža nearmiranog zida opterećenog na tlak i savijanje

3. POGLAVLJE

Slika 3.1. Fotografija zidnog elementa

Slika 3.2. Ispitivanje tlačne čvrstoće glinenih šupljih blokova

Slika 3.3. Ispitivanje tlačne i čvrstoće morta na savijanje

Slika 3.4. Ispitivanje tlačne čvrstoće ziđa

Slika 3.5. Ispitivanje posmične čvrstoće ziđa

Slika 3.6. Posmična čvrstoća ziđa

4. POGLAVLJE

Slika 4.1. Položaj i dimenzije prototipa zida

Slika 4.2. Detalji povezivanja ziđa i vertikalnih serklaža : tip A, B, C, D

Slika 4.3. Prototip zida tipa A s detaljima prototipa zidova tipa B i C

Slika 4.4. Uzorci tipa B,C i D

Slika 4.5. Detaljni prikaz uzorka A

Slika 4.6. Izrada temelja uzoraka, priprema oplate za betoniranje vertikalnih serklaža uzoraka

Slika 4.7. Prikaz gotovog uzorka u okviru za ispitivanje

Slika 4.8. Položaj uzorka i preša za opterećenje

Slika 4.9. Položaj mjernih senzora na uzorku

Slika 4.10. Nivo gornjrg vertikalnog serklaža (a), mjerenje promjene duljine dijagonale (b)

Slika 4.11. Shema djelovanja vertikalnih i horizontalnih opterećenja na uzorak

Slika 4.12. Promjena horizontalne sile tijekom ispitivanja

Slika 4.13. Idealizacija eksperimentalnih rezultata bilinearnom krivuljom

Slika 4.14. Deformacija zida upetog na oba horizontalna ruba

Slika 4.15. Histerezna petlja 1. ciklusa opterećenja uzorka B1

Slika 4.16. Posmična deformacija zida

Slika 4.17. Nepovratno potrošena enegija tijekom cikličkog opterećivanja zida

Slika 4.18. Prikaz potrošene energije E_h i energije idealno elastične deformacije E_e

Slika 4.19. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska u uzorku A1

Slika 4.20 Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska u uzorku A1

Slika 4.21. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka A1 prema horizontalnom pomaku

Slika 4.22. Histerezna petlja uzorka

Slika 4.23. Bilinearna idealizacija uzorka A1

Slika 4.24. Opadanje krutosti uzorka A1

Slika 4.25. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka A2

Slika 4.26. Fotografija i Slika pukotina ispitanog uzorka A2

Slika 4.27. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka A2 prema horizontalnom pomaku

Slika 4.28. Promjena duljina dijagonala uzorka A2

Slika 4.29. Promjena Promjena duljina dijagonala o ovisnosti o promjeni hor. sile uzorka A2

Slika 4.30. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka A2

Slika 4.31. Histerezna petlja uzorka A2

Slika 4.32. Bilinearna idealizacija uzorka A2

Slika 4.33. Opadanje krutosti uzorka A2

Slika 4.34.. Ukupna potrošena i uložena energija uzorka A2

Slika 4.35. Prigušenje uzorka A2

Slika 4.36. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska zorka A3

Slika 4.37. Fotografija i Slika pukotina ispitanog uzorka A3

Slika 4.38. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka A3 prema horizontalnom pomaku

Slika 4.39.. Promjena duljina dijagonala uzorka A3

Slika 4.40. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka A3

Slika 4.41 Histerezna petlja uzorka A3
Slika 4.42. Bilinearna idealizacija uzorka A3
Slika 4.43. Opadanje krutosti uzorka A3
Slika 4.44. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka A3
Slika 4.45. Prigušenje uzorka A3
Slika 4.46. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka B1
Slika 4.47. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka B1
Slika 4.48. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka B1 prema horizontalnom pomaku
Slika 4.49. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o horizontalnom pomaku uzorka B1
Slika 4.50. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka B1
Slika 4.51. Histerezna petlja uzorka B1
Slika 4.52. Bilinearna idealizacija uzorka B1
Slika 4.53. Opadanje krutosti uzorka B1
Slika 4.54. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka B1
Slika 4.55. Prigušenje uzorka B1
Slika 4.56. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka B2
Slika 4.57. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka B2
Slika 4.58. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka B2 prema horizontalnom pomaku
Slika 4.59. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o horizontalnom pomaku uzorka B2
Slika 4.60. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o promjeni hor. sile V uzorka B2
Slika 4.61. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja
Slika 4.62 Histerezna petlja uzorka B2
Slika 4.63. Bilinearna idealizacija uzorka B2
Slika 4.64. Opadanje krutosti uzorka B2
Slika 4.65. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka B2
Slika 4.66. Prigušenje uzorka B2
Slika 4.67. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka B3
Slika 4.68. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka B3
Slika 4.69. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka B3 prema horizontalnom pomaku
Slika 4.70. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o horizontalnom pomaku uzorka B3
Slika 4.71. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o promjeni hor. sile V uzorka B3
Slika 4.72. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka B3
Slika 4.73. Histerezna petlja uzorka B3
Slika 4.74. Bilinearna idealizacija uzorka B3
Slika 4.75. Opadanje krutosti uzorka B3
Slika 4.76. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka B3
Slika 4.77. Prigušenje uzorka B3
Slika 4.78. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka C1
Slika 4.79. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka C1

Slika 4.80. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka C1 prema horizontalnom pomaku
Slika 4.81. Promjena duljina uzlazne dijagonale prije (a) i poslije 25. ciklusa (b) uzorka C1
Slika 4.82. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o hor. pomaku uzorka C1
Slika 4.83. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o promjeni hor. sile uzorka C1
Slika 4.84. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka C1
Slika 4.85. Histerezna petlja uzorka C1
Slika 4.86. Bilinearna idealizacija uzorka C1
Slika 4.87. Opadanje krutosti uzorka C1
Slika 4.88. Ukupna uložena i ukupna potrošena energija uzorka C1
Slika 4.89. Prigušenje uzorka C1
Slika 4.90. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka C2
Slika 4.91. Fotografija i crtež ispitanog uzorka C2
Slika 4.92. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka C2 prema horizontalnom pomaku
Slika 4.93. Promjena duljina dijagonala uzorka C2
Slika 4.94. Promjena duljina dijagonala o ovisnosti o promjeni hor. sile uzorka C2
Slika 4.95. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja u uzorku C2
Slika 4.96. Histerezna petlja uzorka C2
Slika 4.97. Bilinearna idealizacija uzorka C2
Slika 4.98. Opadanje krutosti uzorka C2
Slika 4.99. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka C2
Slika 4.100. Prigušenje uzorka C2
Slika 4.101. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka C3
Slika 4.102. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka C3
Slika 4.103. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka prema horizontalnom pomaku uzorka C3
Slika 4.104. Promjena duljina dijagonala uzorka C3
Slika 4.105. Promjena duljina dijagonala o ovisnosti o promjeni hor. sile uzorka C3
Slika 4.106. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka C3
Slika 4.107. Histerezna petlja uzorka C3
Slika 4.108. Bilinearna idealizacija uzorka C3
Slika 4.109. Opadanje krutosti
Slika 4.110. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka C3
Slika 4.111. Prigušenje uzorka C3
Slika 4.112. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska
Slika 4.113. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka D
Slika 4.114. Rasprostiranje pukotina po dubini zida uzorka D
Slika 4.115. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka D prema horizontalnom pomaku
Slika 4.116. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o hor. pomaku uzorka D
Slika 4.117. Promjena duljina dijagonala o ovisnosti o promjeni hor. sile uzorka D
Slika 4.118. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka D

Slika 4.119. Histerezna petlja uzorka D

Slika 4.120. Bilinearna idealizacija uzorka D

Slika 4.121. Opadanje krutosti uzorka D

Slika 4.122.. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka D

Slika 4.123. Prigušenje uzorka D

Slika 4.124. Histerezna petlja i slika pukotina savojnog mehanizma sloma (Frumento i dr.2009, str.80)

Slika 4.125. Histerezna petlja i slika pukotina posmičnog mehanizma sloma (Frumento i dr.2009, str.84)

Slika 4.126. Ktivulje oštećenja uzoraka A,B,C i D

Slika 4.127. Normalizirane krivulje oštećenja uzoraka A,B,C i D

Slika 4.128. Anvelopa nosivosti i njezina bilinearna idealizacija

Slika 4.129. Tlocrt omeđenog uzorka zida s oznakama za proračun

Slika 4.130. Nnačin određivanja sekantne krutosti „k“

Slika 4.131. Promjena krutosti svih uzoraka ovisnosti o relativnom katnom pomaku u području IDR=0-1%

Slika 4.132. Promjena krutosti svih uzoraka ovisnosti o relativnom katnom pomaku u području IDR=0-5%

Slika 4.133. Promjena omjera krutosti $\frac{K}{K_e}$ svih uzoraka ovisnosti o omjeru relativnog pomaka $\frac{d}{d_{H\,max}}$

(prikaz rezultata pojedinih uzoraka)

Slika 4.134. Promjena omjera krutosti $\frac{K}{K_e}$ pojedinih tipova uzoraka ovisnosti o omjeru relativnog pomaka

Slika 4.135. Ukupno uložena energija do granice teških oštećenja za tipove uzoraka A,B, C i D

Slika 4.136. Ukupno utrošena energija do granice teških oštećenja za tipove uzoraka A,B, C i D

Slika 4.137. Prigušenje uzoraka tipa A

Slika 4.138. Prosječne vrijednosti koeficijenata histereznog prigušenja za uzorke tipa A

Slika 4.139. Prigušenje uzoraka tipa B

Slika 4.140. Prosječne vrijednosti koeficijenata histereznog prigušenja za uzorke tipa B

Slika 4.141. Prigušenje uzoraka tipa C

Slika 4.142. Prosječne vrijednosti koeficijenata histereznog prigušenja za uzorke tipa C

Slika 4.143. Primarna krivulja uzoraka tipa „A“ (Matlab, Nedler-Meadov algoritam)

Slika 4.144. Primarna krivulja uzoraka tipa „A“

Slika 4.145. Primarna krivulja uzoraka tipa „B“

Slika 4.146. Primarna krivulja uzoraka tipa „C“

Slika 4.147. Primarna krivulja uzoraka tipa „D“

Slika 4.148. Primarne krivulja uzoraka tipa A,B,C i D

Slika 4.149. Bilinearne idealizacije osnovnih krivulja nosivosti uzoraka tipa A i B

Slika 4.150. Bilinearne idealizacije osnovnih krivulja nosivosti uzoraka tipa C i D

Slika 4.151. Definicija faktora ponašanja i omjera „veće čvrstoće“ (OSR)

5. POGLAVLJE

Slika 5.1. Srednja razina promatranja materijala zida (a); mikrostrukturalna razina promatranja morta (b)

Slika 5.2. Vrste proračuna na seizmička djelovanja

Slika 5.3. Kapacitet pomaka građevine

Slika 5.4. Način provjere sposobnosti horizontalne deformacije zgrade

Slika 5.5. Mreža konačnih elemenata

Slika 5.6. Vrste korištenih konačnih elemenata

Slika 5.7. Osnovna opterećenja za kombinacije

Crtež 5.8. Usporedba eksperimentalnih i rezultata numeričke analize za tip A

Slika 5.9. Usporedba eksperimentalnih i rezultata numeričke analize za tip B

Slika 5.10. Usporedba eksperimentalnih i rezultata numeričke analize za tip C

Slika 5.11. Usporedba eksperimentalnih i rezultata numeričke analize za tip D

Slika 5.12. Tip A, slika vlačnih dijagonala pri IDR=0,3% i tlačnih pri IDR=0,9%, prikazane pukotine širine veće od 0,1mm

Slika 5.13. Tip B, slika vlačnih dijagonala pri IDR=0,3% i tlačnih pri IDR=0,9%, prikazane pukotine širine veće od 0,1mm

Slika 5.14. Tip C, slika vlačnih dijagonala pri IDR=0,3% i tlačnih pri IDR=0,9%, prikazane pukotine širine veće od 0,1mm

Slika 5.15. Tip D, slika vlačnih dijagonala pri IDR=0,3% i tlačnih pri IDR=0,33%, prikazane pukotine širine veće od 0,1mm

Slika 5.16. Slika deformacije pri dosezanju granice sloma: tip A , IDR=0,85% ; tip B, IDR=0,73 (pomaci uvećani 5 puta)

Slika 5.17. Crtež deformacije pri dosezanju granice sloma: tip C , IDR=1,10% ; tip D, IDR=0,33 (pomaci uvećani 5 puta)

Slika 5.18. Model E

Slika 5.19. Model F

Slika 5.20. Model G

Slika 5.21. Model E, mreža konačnih elemenata

Slika 5.22. Dijagram d-V modela zida E

Slika 5.23. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,25% i 0,5% modela zida E

Slika 5.24. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,75% i 1.% modela zida E

Slika 5.25. Slika deformacija i pukotina većih od 0,1mm pri relativnom katnom pomaku od 1.% (pomaci povećani 10 puta) modela zida E

Slika 5.26. Model F, mreža konačnih elemenata

Slika 5.27. Dijagram d-V , model zida F

Slika 5.28. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,125% modela zida F

Slika 5.29. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,25% modela zida F

Slika 5.30. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,375 modela zida F

Slika 5.31. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,50% modela zida F

Slika 5.32. Slika deformacija i pukotina većih od 0,1mm pri relativnom katnom pomaku od 0,5.% (hor. pomaci povećani 10 puta) model zida F

Slika 5.33. Model G, mreža konačnih elemenata

Slika 5.34. Dijagram d-V modela zida G

Slika 5.36. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,52% i 0,7% modela zida G

Slika 5.37. Slika deformacija i pukotina većih od 0,1mm pri relativnom katnom pomaku od 0,7.% (hor. pomaci povećani 3 puta) modela zida G

6. POGLAVLJE

Slika 6.1. Ubrzanja odgovora za konstrikcije s periodima vibracija do 3 sek za tri različita faktora viskoznog prigušenja

Slika 6.2. Spektar odgovora preporučen u EC-8 za tipove tla od A-E uz 5% prigušenja za tip 1 potresa

Slika 6.3. Prikaz idealno elastičnog, stvarnog i bilinearnog modela odgovora konstrukcije te spektra odgovora

Slika 6.4. Newmark-Hallov elastični spektar

Slika 6.5. Jednakost potrošnje energije elastičnog i elasto-plastičnog sustava

Slika 6.6. Jednakost najvećeg pomaka elastičnog i elasto-plastičnog sustava

Slika 6.7. Spektri odgovora za različite faktore duktiliteta prema a) Newmarku i Hallu i b) Vidicu, Fajfaru

Slika 6.8. Normalizirana krivulja oštećenja

Slika 6.9. Prototip s jednim stupnjem slobode

Slika 6.10. Promjena ploštine međukatne konstrukcije pripadajuće zidu

Slika 6.11. Promjena katnosti prototipa

Slika 6.12. Relativni katni pomaci za jednoetažni model

Slika 6.13. Relativni katni pomaci za dvoetažni model

Slika 6.14. Relativni katni pomaci za troetažni model

Slika 6.15. Relativni katni pomaci za četveroetažni model

Slika 6.16. Relativni katni pomaci za petetažni model

Slika 6.17. Relativni katni pomaci za nivo potresa do 0,1g

Slika 6.18. Relativni katni pomaci za nivo potresa do 0,2g

Slika 6.19. Relativni katni pomaci za nivo potresa do 0,3g

Slika 6.20. Očekivani intenzitet potresnog djelovanja pri dosezanju razine oštećenja jednoetažnog modela

Slika 6.21. Očekivani intenzitet potresnog djelovanja pri dosezanju razine oštećenja dvoetažnog modela

Slika 6.22. Očekivani intenzitet potresnog djelovanja pri dosezanju razine oštećenja troetažnog modela

Slika 6.23. Očekivani intenzitet potresnog djelovanja pri dosezanju razine oštećenja četveroetažnog modela

Slika 6.24. Očekivani intenzitet potresnog djelovanja pri dosezanju razine oštećenja petetažnog modela

Slika 6.25. Odnos očekivanog relativnog katnog pomaka prema d_{wm} za intenzitete potresa do 0,1g

Slika 6.26. Odnos očekivanog relativnog katnog pomaka prema d_{wm} za intenzitete potresa do 0,2g

Slika 6.27. Odnos očekivanog relativnog katnog pomaka prema d_{wm} za intenzitete potresa do 0,3g

Popis slika

POPIS TABLICA

1. UVOD nema tablica

2. POGLAVLJE

Tablica 2.1. Usporedba načina izvedbe omeđenog ziđa i a.b. okvira s zidanim ispunima

3. POGLAVLJE

Tablica 3. 1. Klase odstupanja dimenzija zidnih elemanata

Tablica 3.2. Grupe zidnih elemenata

Tablica 3.2. Grupe zidnih elemenata

Tablica 3.3. Tlačna čvrstoća zidnih elemenata

Tablica 3.4. Tlačna i vlačna čvrstoća morta serija uzoraka 1,2 i 3

Tablica 3.5. Tlačna čvrstoća betona vertikalnih i horizontalnih serklaža uzoraka serija 1,2 i 3

Tablica 3.6. Tlačna čvrstoća i modula elastičnosti ziđa uzoraka 1,2 i 3

Tablica 3.7. Ispitana svojstva svih materijala

4. POGLAVLJE

Tablica 4.1. Proračun ukupnog vertikalnog opterećenja zida

Tablica 4.2. Preslikavanje prototipa u model

Tablica 4.3. Materijalne i geometrijske karakteristike ispitivanog uzorka

Tablica 4.4. Podjela konstrukcija (zgrada) u razrede oštetljivosti (tablica oštetljivosti)

Tablica 4.5. Razdjelba oštećenja zidanih zgrada

Tablica 4.6. Mehaničke osobitosti uzorka A1

Tablica 4.7. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka A2

Tablica 4.8. Mehaničke osobitosti uzorka A2

Tablica 4.9. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka A3

Tablica 4.10. Mehaničke osobitosti uzorka A3

Tablica 4.11. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka B1

Tablica 4.12. Mehaničke osobitosti uzorka B1

Tablica 4.13. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka B2

Tablica 4.14. Mehaničke osobitosti uzorka B2

Tablica 4.15. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka B3

Tablica 4.16. Mehaničke osobitosti uzorka B3

Tablica 4.17. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka C1

Tablica 4.18. Mehaničke osobitosti uzorka C1

Tablica 4.19. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka C2

Tablica 4.20. Mehaničke osobitosti uzorka C2

Tablica 4.21. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka C3

Tablica 4.22. Mehaničke osobitosti uzorka C3

Tablica 4.23. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka D

Tablica 4.24. Mehaničke osobitosti uzorka D

Tablica 4.25. Opis oštećenja tijekom ispitivanja na horizontalno cikličko opterećenje svih uzoraka

Tablica 4.26. Relativni katni pomaci na granicama oštećenja G1, G2, G3 i G4

Tablica 4.27. Vrijednosti pomaka pri pojavi prvih pukotina, na granici elastičnosti i granični pomak svih uzoraka

Tablica 4.28. Najveće sile otpora i pripadajući horizontalni pomaci svih uzoraka

Tablica 4.29. Usporedba najvećih sila otpora određenih prema EC6, Tomaževiču i Floresu&Alcoceru i eksperimentalnih vrijednosti

Tablica 4.30. Usporedba krutosti pojedinih uzoraka i koeficijenti raspucanosti presjeka

Tablica 4.31. Parametri prosječnih krivulja otpornosti zidova tipa A, B, C i D

Tablica 4.32. Pparametri prosječnih krivulja otpornosti zidova tipa A, B, C i D

5. POGLAVLJE

Tablica 5.1. Usporedba eksperimentalnih i podataka dobivenih numeričkim postupkom push-over analize

Tablica 5.2. Usporedba eksperimentalnih i vrijednosti krutosti dobivenih numeričkom analizom

Tablica 5.3. Procjena najveće nosivosti zidova E,F

Tablica 5.4. Procjena elastične krutosti zidova

Tablica 5.5. Vrijednosti elastične krutosti, horizontalnih pomaka i horizontalne sile otpora dobivene numeričkim postupkom modela zida E

Tablica 5.6. Vrijednosti elastične krutosti, horizontalnih pomaka i horizontalne sile otpora dobivene numeričkim postupkom za model zida F

Tablica 5.7. Vrijednosti elastične krutosti, horizontalnih pomaka i horizontalne sile otpora dobivene numeričkim postupkom modela zida G

Tablica 5.8. Usporedba rezultata nosivosti za zidove E, F i G

Tablica 5.9. Usporedba rezultata krutosti prema EC-6 i priznatim autorima s rezultatima numeričke analize

6. POGLAVLJE

Tablica 6.1. Vrijednosti faktora ponašanja prema prEN1998-1:2003. (tablica 9.1)

Tablica 6.2. Vrijednosti faktora ponašanja prema HRN ENV 1998-1-3:2005. (tablica 5.1)

Tablica 6.3. Osnovni parametri odabranih potresnih djelovanja

Tablica 6.4. Proračun mase prototipa

Tablica 6.5. Svojstvene vrijednosti pojedinih modela

Tablica 6.6. Prikaz propisanih i analizom određenih gustoća ziđa

Tablica 6.7. Prikaz odnosa gustoća ziđa d_{wA} prema d_{wm} i odgovarajućih relativnih katnih pomaka

7. POGLAVLJE nema tablica

1. POGLAVLJE
UVOD

1.1. Općenito

U zidanoj izvedbi građevine se rade od najranijih početaka ljudske civilizacije. Hrpa kamenja kojom se zatvara ulaz u pećinu vjerojatno je prva od takve vrste. Poboljšanja i zanatska rješenja tijekom vremena, napredovala su u skladu s razvitkom ostalih tehnoloških dosega pojedinih kultura. Do danas su očuvane zidane građevine izvedene od kamenih blokova, dok su one od nepečene opeke uglavnom propale i o njima se danas nešto zna uglavnom iz pisanih povijesnih izvora.

Sumerani su zigurate i palače gradili od zemljanih opeka osušenih na suncu ili pečenih u pećima. Egipatske piramide, grčki hramovi i rimske palače, akvedukti i arene, uglavnom su građeni kao

Slika 1.1. . Dur Untaš, 13. st. pr. Kr., Iran

Slika 1.2. Keopsova piramida, 25. st.pr. Kr, Egipat

Slika 1.3. Ponte Dell'Abbadia, 1.st.pr. Kr., Italija

Slika 1.4. Kazalište u Ammanu, 2 st.po. Kr., Jordan

zidane konstrukcije od manje ili više obrađenih kamenih blokova. Objekti manje važnosti gradili su se od nepečenih, na suncu osušenih zidanih elemenata.

Pečenom opekom manjih formata izrađenom od zemlje u Europi su prvi gradili Etrušćani. Tada su se počele su izvoditi prve lučne konstrukcije od pojedinih blokova, sa zaglavnim elementom, nad otvorima vrata ili za mostovske konstrukcije.

Sva dobra svojstva zidanih konstrukcija izvrsno je u tri rečenice sažeo P.B. Lourenço (1996):

„Najvažnija osobina zidane konstrukcije je jednostavnost. Polaganje komada kamena ili opeke jedan na drugi, bilo sa ili bez morta, je jednostavna ali uspješna tehnika građenja od davnina. Ostala važna svojstva su: ljepota, čvrstoća, jednostavno održavanje, raznovrsnost, upijanje zvuka i vatrootpornost.“

Zidane kamene građevine ostale su do današnjih dana više ili manje očuvane, one izrađene od nepečene opeke potpuno su nestale, a dijelovi građevina od pečene opeke iz antičkog vremena još uvijek postoje. Naravno građevine nisu propadale samo uslijed djelovanja atmosfere na njihov materijal. Često su građevine namjerno rušene, slučajno ili ciljano paljene i uništavane na različite načine. Međutim tijekom svojega vijeka trajanja građevine su povremeno izložene i različitim elementarnim nepogodama: olujama, orkanskim vjetrovima, poplavama, erupcijama vulkana i potresima. Potres je jedna od najopasnijih situacija u kojima se građevina može naći. Ovisno o njihovom intenzitetu i duljini trajanja potresi ponekad ruše čitave gradove, a ponekad predstavljaju neznatno uznemirujuću pojavu. Tako je 226. god.pr.Kr. u potresu koji je pogodio Rodos zauvijek nestala tridesetak metara visoka figura „Kolosa“. Potres u Dubrovniku 1667. god. jedan je od najjačih potresa koji se dogodio u Hrvatskoj. U njemu je poginula polovina dubrovačkog stanovništa, a grad je od posljedica potresa gorio još dvadeset dana. Nakon potresa, ovisno o njihovom intenzitetu i duljini trajanja, građevine su uvijek više ili manje oštećene. Naravno, pri tome je uočeno da su se neke građevine pri seizmičkom opterećenju ponašale tako da su im oštećeni samo nebitni dijelovi i lako su se popravile, dok su neke druge toliko oštećene da se nisu dale popraviti. Cilj suvremenog aseizmičkog građevinarstva je projektiranje građevina čija će oštećenja pri potresu biti u skladu s intenzitetom i trajanjem potresa. Da bi se to osiguralo nužno je poznavati svojstva ugrađenih materijala i način ponašanja pojedinih vrsta konstrukcija pri seizmičkom opterećenju.

1.2. Cilj istraživanja

Zidane konstrukcije, koje su izvedene od kompozitnog materijala, sastavljenog od zidnih elemenata i morta, a čija kvaliteta značajno ovisi o vještini fizičke radne snage, teško je dovoljno pouzdano opisati jednadžbama otpornosti materijala i teorije elastičnosti. Ponašanje ovih konstrukcija ovisi o kvaliteti ziđa, ali i njihovim veličinama i međusobnim odnosima geometrijskih veličina zidova. Stoga su numeričke metode obrade ponašanja i odgovora ovakvih vrsta konstrukcija s jedne strane vrlo složene, a s druge strane dosta nepouzdane. Razina točnosti postupaka i opisa ponašanja pojedinih sastavnih materijala ziđa ne mogu osigurati zadovoljavajuću točnost rješenja, ako znamo s koliko nepouzdanim pretpostavkama ulazimo u sam proračun. Zato su eksperimentalni podaci i ispitivanja zidova, te cijelih nosivih sklopova, odnosno zgrada, od neprocjenjive vrijednosti u praksi projektiranja i izvedbe zidanih konstrukcija. Ponašanje pojedinog zida, koji predstavlja samostalni konstruktivni element zgrade, značajno utječe na ponašanje i otpornost zgrade u cjelini. Stoga je eksperimentalno ispitivanje mehaničkog ponašanja pojedinog zida kao cjeline, za sada jedini zadovoljavajuće pouzdan način određivanja osnovnih zakonitosti i pravila ponašanja ovih konstruktivnih elemenata.

Omeđeno ziđe se u građevinskoj praksi primjenjuje kao nosivi konstruktivni sustav posljednjih stotinjak godina. Nosivost omeđenog ziđa uobičajeno se računala kao da se radi konstrukciji od nearmiranog ziđa. Složenost konstrukcije koja se sastoji od dva kompozitna materijala: ziđa i armiranog betona, činila je profinjeniji proračun konstrukcije neprimjerenim. Međutim, veliki opseg eksperimentalnih istraživanja i velika količina prikupljenih podataka o ponašanju omeđenog ziđa omogućila je razvoj novih metoda određivanja nosivosti omeđenog ziđa i unaprjeđenje sadašnjih propisa.

Ovaj rad je napravljen s namjerom da se istraži ponašanje omeđenog ziđa pri opterećenjima sličnim seizmičkim i time pridonese projektiranju sigurnijih a ekonomski opravdanih konstrukcija. U radu su data i neka praktična i tehnološka rješenja.

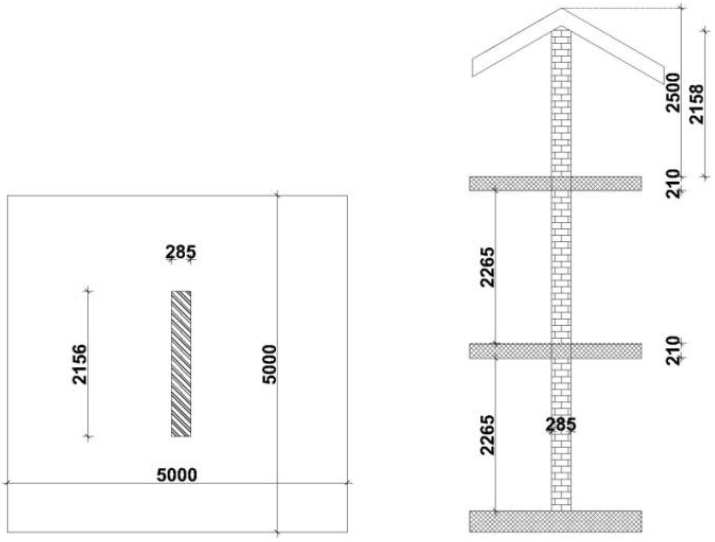
Prvi dio istraživanja odnosi se redu na problem osiguranja djelovanja ziđa i armiranobetonskog okvira (serklaža) kao cjelovitog konstruktivnog elementa (omeđeno ziđe). Prema EC-6 način povezivanja ziđa i vertikalnih serklaža u konstrukcijama omeđenog ziđa propisan je detaljno za slučaj povezivanja upuštanjem opeka u beton vertikalnih serklaža. Isto tako, predviđena je mogućnost drugog načina povezivanja uz opće upute (prEN 1996-1-1:2003(E): 8.1.4.1. (2)P "Masonry units in an unreinforced masonry wall shall be overlapped on alternate courses so that

that the wall acts as a single structural element".) Kod konstrukcija od omeđenog ziđa značajan utjecaj na nosivost i ponašanje pri cikličkom horizontalnom opterećenju ima razdioba i veličina pritiska na dodiru ziđa s vertikalnim a.b. serklažima. S druge pak strane, razdioba i veličina ovih kontaktnih naprezanja ovisna je o načinu povezivanja betona i ziđa. Prema tome način povezivanja ziđa i vertikalnih armirano-betonskih serklaža na kontaktu, te krutost te veze utječe na sveukupna svojstva konstrukcije od omeđenog ziđa. U Hrvatskoj se često izvode zgrade od omeđenog ziđa koje ne poštuje ovo pravilo, odnosno armirano-betonski vertikalni serklaži i ziđe se ne povezuju. Stoga sam nastojala utvrditi sličnosti i razlike u ponašanju omeđenih zidova za različite načine povezivanja ziđa s vertikalnim serklažima te predložiti neka rješenja, te procjeniti koliko to utječe na faktor ponašanja pojedinih tipova konstrukcija od omeđenog ziđa. Drugi dio istraživanja odnosio se na procjenu otpornosti višekatnih zgrada od omeđenog ziđa na seizmička djelovanja, ovisno o gustoći ziđa u bruto tlocrtu građevine, uz ograničenje razine oštećenja u područje koje osigurava mogućnost popravka građevine nakon potresnog djelovanja.

1.3. Kratki opis rada

1.3.1. Ispitivanje materijala i zidova

Istraživanje je provedeno na modelu omeđenog zida prizemlja stambene jednokatne zgrade s tavanom , opterećeno pripadajućom površinom od po 25 m^2 međukatne konstrukcije i krova. Prototip zida je duljine l=216 cm, visine h=248 cm, te debljine t=28,5 cm, odnosa H/L=1,15.

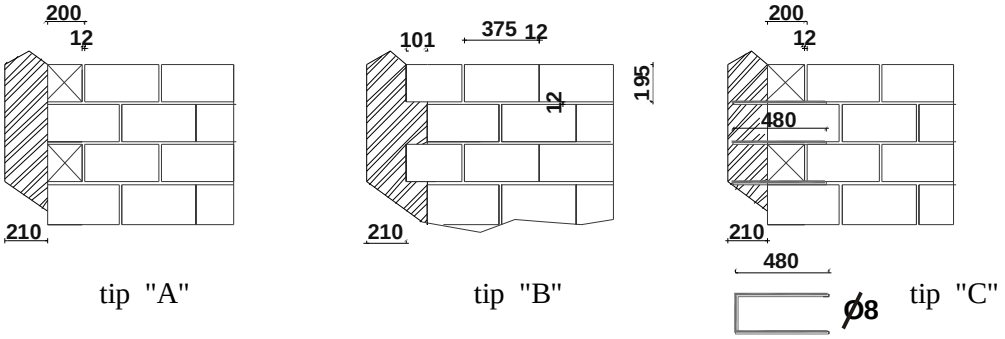


Slika 1.5. Položaj zida u zgradi

Ukupno vertikalno opterećenje zida iznosi 300 kN uz predvidivu iskorištenost vertikalne

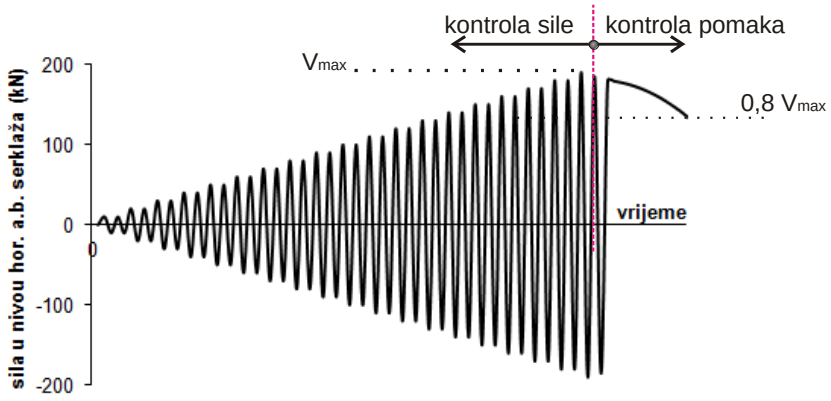
nosivosti zida od 22,4%. Zid je dimenzioniran i modeliran u skladu s propisanim pravilima HRN EC6 i HRN EC8.

Modelirana su tri različita načina povezivanja ziđa i vertikalnih serklaža: tip A je bez povezivanja ziđa i vertikalnog serklaža (osim adhezije), tip B vezom "na zub (sa prijeklopom)", te tip C u kojemu su amirano-betonski vertikalni serklaži i ziđe povezavi vilicama u svakoj horizontalnoj reški zida, kako pokazuje slika 1.6. Uzorci zida su izvedeni su u mjerilu 1:1,5 u skladu s pravilima potpune sličnosti, tj materijali prototipa i uzorka imaju jednaka svojstva. Svim ugrađenim materijalima ispitana su mehanička svojstva sukladno HRN EC propisima. Prema pravilima zidanja omeđenog ziđa, prvo je ozidano ziđe, a potom betonirani armirano-betonski vertikalni i horizontalni serklaži. Od svakog tipa modela izvedena su po tri uzorka, te jedan uzorak nearmiranog zida (tip D) koji je poslužio za usporedbu ponašanja nearmiranog i omeđenog ziđa općenito.



Slika 1.6. Detalj povezivanja ziđa i vertikalnih serklaža prototipa Tip A - bez povezivanja; tip B – preklop opeke; i tip C-s vilicama d_s=8 mm

Svih deset uzoraka ispitano je na konstantno vertikalno i cikličko horizontalno opterećenje u ravnini zida u nivou horizontalnog serklaža na vrhu uzorka. Pri tome se veličina horizontalne sile povećavala jednakim korakom, a sila je nanošena u dva ciklusa istog intenziteta s lijeve i desne strane zida (Slika 1.7.). Nakon dosezanja najveće vrijednosti poprečne sile uzorci su monotono gurani, s kontrolom pomaka, na jednu stranu do položaja u kojemu je sila otpora opala najmanje za 30%, odnosno do veličine koju je dopuštala postojeća oprema.



Slika 1.7. Naizmjenična horizontalna sila na vrhu zida

Mjereni podaci su prikupljani tijekom cijelog ispitivanja i obrađeni su u skladu s postojećom europskom praksom. Određene su histerezne petlje, ovojnice histereznih petlji, najveće nosivosti i njima pripadajući relativni katni pomaci, potrošnja energije tijekom cikličkog opterećivanja i rasterećivanja ziđa, te određeni mehanizmi sloma pojedinih uzoraka. Uspoređeni su rezultati nosivosti i ponašanja konstrukcije u elastičnom i plastičnom području za različita konstruktivna rješenja povezivanja ziđa i vertikalnih a.b. serklaža, te određene vrijednosti faktora ponašanja za pojedine tipove zidova.

1.3.2. Numerička analiza

Na osnovu dobivenih eksperimentalnih rezultata modeliran je materijal zidnog elementa i plošnog elemenata koji je primijenjen u računalnom programu ATENA ver. 4.3 koji ima mogućnost modeliranja materijalne i geometrijske nelinearnosti metodom konačnih elemenata. Nakon usklađivanja numeričkih i eksperimentalnih rezultata podešavanjem ulaznih parametara za proračun, analizirani su odgovori modela zidova sa drugim odnosima visine i dužine, modeli duljih zidova sa više raspona, modeli omeđenog ziđa s otvorima. Određene su nosivosti i krutosti modela, te vrijednosti uspoređene s vrijednostima koje preporučuje HRN EC6. Analizirana je primjenjivost i svrsi ishodnost proračuna primjenom mikro-modeliranja nelinearnom metodom konačnih elemenata.

1.3.3. Višekatni modeli zgrada

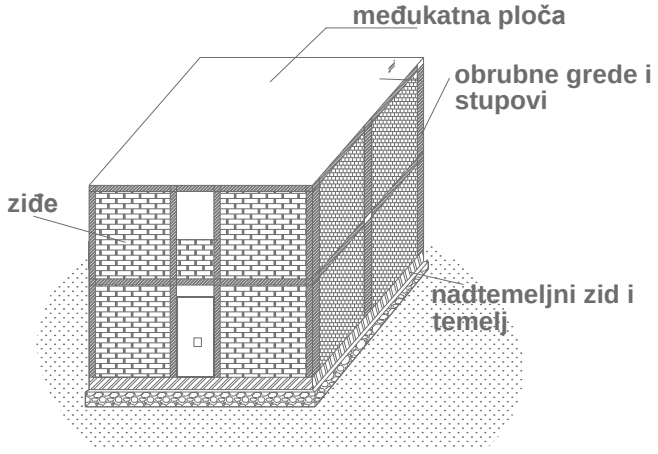
Procijenjeni su najveći očekivani pomaci jednoetažnih do petetažnih grada s različitom gustoćom ziđa pri djelovanju potresnih opterećenja. Za projektno ubrzanje potresa 0,1g, 0,2g i 0,3g određene su veličine najvećih relativnih katnih pomaka. Vrijednosti međukatnih pomaka su

izravno povezane s razinama oštećenjima koje su određene iz rezultata eksperimentalnih ispitivanja na uzorcima. Određene su vrijednosti potrebnih gustoća ziđa koje pri odgovarajućim intenzitetima potresnog djelovanja osiguravaju da granični relativni katni pomak neće biti premašen. Određene su krivulje oštetljivosti za sve modele za tri razine intenziteta potresa.

2. POGLAVLJE
PONAŠANJE OMEĐENOG ZIĐA PRI POTRESU

2.1. Općenito

Omeđeno ziđe, zamjena za nearmirano ziđe u armirano betonskom okviru, bez potrebe izvedbe oplate a.b. okvira, kao konstruktivni sustav izvodi se u zadnjih stotinjak godina. Zgrade od omeđenog ziđa grade se kako u urbanim tako i ruralnim područjima, kao prizemnice ili višestambene višekatne zgrade. Grade se i u područjima valike seizmičke opasnosti (Slovenija, Meksiko, Peru....) u cijelom svijetu, pa i u Hrvatskoj. Nazivom "omeđeno ziđe" se u općem smislu imenuju različiti tipovi zidanih konstrukcija pojačanih dodavanjem čelika, drveta ili željeza. U ovom će se radu rabiti za konstruktivne sustave koji su izvedeni od opeke omeđene nosivim elemenatima kako je to prikazano na crtežu 2.1. Potrebno je naglasiti da ovaj konstruktivni sustav objedinjuje dobra svojstva obaju osnovnih načina građenja, nearmiranog ziđa i a.b. okvira.



Slika 2.1. Konstruktivni elementi zgrade od omeđenog ziđa

Konstrukcija se izvodi s vrlo malom količinom oplate, a posjeduje dobra svojstva a.b. okvira koji:

- povećavaju stabilnost i osiguravaju cjelovitost zida u njegovoj ravnini i izvan nje,
- povećavaju otpornost zida na bočna djelovanja i
- smanjuju lomljivost (krtost) zida.

Strukturne sastavnice zgrade od omeđenog ziđa su:

- ziđe – prenosi vertikalna opterećenja u temelje,
- vertikalni i horizontalni a.b. rubni elementi (vertikalni i horizontalni a.b. serklaži) koji osiguravaju nearmirani zid od raspadanja,
- međukatne konstrukcije – prenose vertikalna opterećenja na zidove, a pri potresu osiguravaju jednake pomake zidova u horizontalnoj ravnini,
- podnožni prsten (nadtemeljni zid) koji prenosi opterećenje iz zidova u temelje, te
- temelje koji prenose vanjska opterećenja u tlo.

2.2. Bitne razlike između a.b. okvira s zidanom ispunom i omeđenog ziđa

Kod omeđenog ziđa armatura je koncentrirana u vertikalnim i horizontalnim obrubnim elementima dok je unutarnje ziđe obično nearmirano. Za razliku od a.b. okvira s zidnim ispunima, kod omeđenog ziđa glavni nosivi element konstrukcije je ziđe. Ono preuzima i vertikalna i horizontalna opterećenja. Vertikalni i horizontalni serklaži su znatno manjih dimenzija nego li grede i stupovi okvirnih konstrukcija. Temelji se uvijek izvode kao temeljne trake pod zidovima, dok se a.b. okviri obično oslanjaju na temeljne stope. Redoslijed i tehnologija izvedbe također su bitno različiti:

Omeđeno ziđe	Armiranobetonske okvirne konstrukcije s zidnim ispunima
1. Zida se zid 2. Betoniraju se vertikalni serklaži 3. Horizontalni serklaži se betoniraju na vrhu zida istovremeno s međukatnom konstrukcijom.	1. Izvode se a.b. okviri 2. Zidni ispuni se izvode nakon očvršćenja betona, nisu posebno povezani s okvirnim betonskim elementima.

Tablica 2.1. Usporedba načina izvedbe omeđenog ziđa i a.b. okvira s zidanim ispunima

U Hrvatskoj je često, pogotovo u izvedbi manjih objekata uobičajena praksa da se zgrade izvode tehnologijom kao konstrukcije od omeđenog ziđa, ali se ziđe i vertikalni serklaži ne povezuju kako je to propisima određeno, a armatura u a.b. elementima ne zadovoljava kriterije nosivih okvira. Na neki način te bi konstrukcije trebale pripasti u kategoriju a.b. okvirnih s zidanim ispunima, međutim ovakav proračunski model sigurno ne bi zadovoljio kriterije nosivosti čak ni samo za vertikalna opterećenja. Osim toga, kod ovakvih konstrukcija omjer krutosti okvira prema ziđu je onaj koji odgovara omeđenom ziđu, prema tome za očekivati je da će i preuzimanje opterećenja i ponašanje konstrukcije, te mehanizam sloma odgovarati onome za omeđeno ziđe.

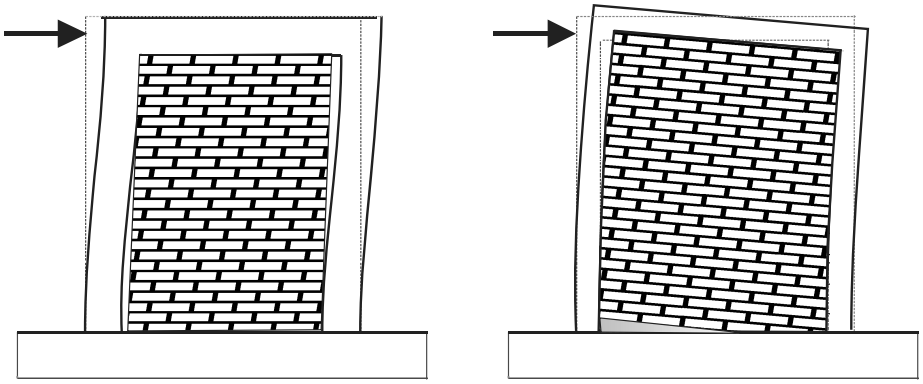
2.3. Otpornost zida na potresno djelovanje

Pri djelovanju seizmičkog opterećenja omeđeno ziđe djeluje kao monolitna kompozitna struktura ziđa i a.b. okvira. Zajedničko djelovanje osigurava povezanost ziđa i a.b. okvira upuštanjem zidnih elemenata u beton ili ugradnja moždanika. Tipični način sloma karakteriziraju dijagonalne pukotine kroz ziđe i vertikalne serklaže. Događa se u konstrukcijama kod kojih vertkalni obrubni armiranobetonski elementi nisu značajnijie krutosti u odnosu na ziđe ispune. Ako su a.b. vertikalni serklaži znatne krutosti, konstrukcija poprima osobitosti a.b. okvira s zidanim ispunima. Kapacitet nosivosti omeđenog ziđa obično se određuje kao zbroj nosivosti ziđa i vertikalnih armiranobetonskih obrubnih elemenata. Vertikalni a.b. serklaži preuzimaju opterećenje tek nakon što popusti ziđe. Donedavna projektantska praksa je bila da se doprinos vertikalnih a.b. elemenata nije uzimao u obzir pri određivanju nosivosti omeđenog ziđa. Posljednja varijanta EC-6 (ENV-1996-1-:2005) propisuje da se nosivost određuje tako da se nosivost ziđa i a.b. vertikalnih elemeanata omeđenog ziđa zbrajaju.

U najopćenitijem smislu, zid podvrgnut pomicanju tla opterećen je horizontalnim silama u nivou tla. S obzirom da je nosivost ziđa okomita na njegovu ravninu mala, nosivost zgrada osniva se najvećim dijelom na otpornosti njegovih zidova na opterećenja u njihovim ravninama. Nosivost zidova na pomicanje temelja u ravnini zida je svojstvo koje ima najvažniju ulogu u načinu ponašanja i veličini ukupnog kapaciteta nosivosti zidane konstrukcije na horizontalna opterećenja. Da bi se odredila nosivost, potrebno je poznavati mehanizam sloma. Uobičajen je postupak da se za pojedine mehanizme sloma odrede ukupni kapaciteti nosivosti. Naravno, minimalna otpornost određuje očekivani mehanizam sloma.

2.3.1. Mehanizmi sloma

Mehanizam sloma zida ovisan je o smjeru djelovanja seizmičkih opterećenja. Pri tome su moguće dvije ekstremne situcije: optrećenje djeluje u ravnini zida ili okomito na njega. Za razliku od armiranobetonskih okvira sa ispunima kod kojih se čvorovi u kojima su povezani vertikalni i horizontalni armiranobetonski elementi mogu smatrati upetima, dimenzije obrubnih grednih elemenata kod omeđenog ziđa su obično toliko male da se ova veza smatra zglobnom.

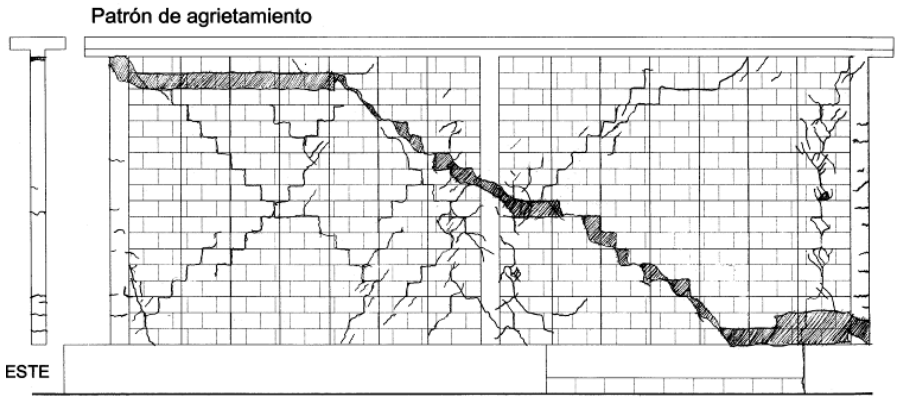


Slika 2.2. Ponašanje a.b. okvira (a) i omeđenog ziđa (b) pri seizmičkom opterećenju u ravnini zida

Nepostojanje veze između okvirnih a.b. elemenata i zidnog ispuna značajno smanjuje otpornost ispuna na opterećenja okomita na ravninu zida. Način sloma bitno je ovisan i o vrsti međukatnih i krovnoj konstrukciji. Razdioba seizmičke sile na zidove ovisna je odnosu krutosti zidova prema krutostima međukatnih ploča. Pri projektiranju se čelične i drvene konstrukcije tretiraju kao fleksibilne, a betonske (montažne ili monolitne) kao krute u svojoj ravnini. Kod konstrukcija sa krutim međukatnim konstrukcijama posmične sile u zidovima proporcinalne su njihovim relativnim krutostima.

Mehanizam sloma u ravnini zida

Tipičnu slika oštećenja omeđenog ziđa uslijed seizmičkih opterećenja predstavljaju dijagonalne pukotine. Obično prvo nastaju u polju ziđa otkuda se pri povećanju opterećenja šire prema rubovima, te naposlijetku u a.b. vertikalne elemente. Najčešće se popuštanje događa kao dijagonalni posmični slom. Uzdužna armatura vertikalnih serklaža obično je dostatna da spriječi slom savijanjem. Slom klizanjem u ovim je vrstama konstrukcija sasvim nevjerojatan.



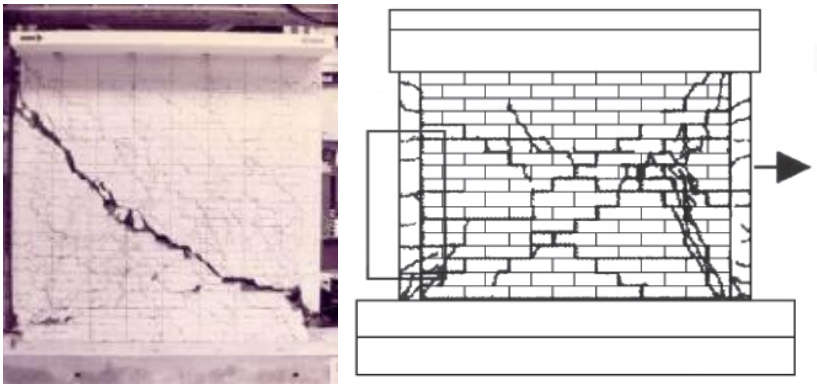
Slika 2.3. Slika pukotina eksperimentalno ispitanog omeđenog zida (Perez-Gavilan 2009.)

(a) (b)

Slika 2.4. Fotografija stambene zgrade u Kini uništene 2008. potresom u pokrajini Beichuan (a) i u Meksiku oštećena Tehuacan potresom 1999.god.(b)

Mehanizam posmičnog sloma

Osnovna odlika mehanizma posmičnog sloma je dijagonalna pukotina. Nastaje pri istovremenom djelovanju vertikalnog i horizontalnog opterećenja. Nastaje kada glavni vlačni naponi dosegnu vrijednost vlačne čvrstoće ziđa. Teorijsko objašnjenje pojave u elastičnom, homogenom izotropnom konstruktivnom elementu dali su Turnšek i Čačovič 1970. god. Ovo oštećenje nastaje zbog klizanja morta po zidnom elementu u sljubnici ili vlačnog pucanja zidnih elemenata. Prvo se opterećnju odupire ziđe ispune dok vertikalni a.b. elementi zbog svoje relativno male krutosti ne sudjeluju u prijenosu opterećenja. Nakon što ziđe iscrpi nosivost i popuca, počinje pritiskati vertikalne a.b. serklaže. U toj fazi se aktivira vertikalna armature serklaža. Na koncu nastaju ozbiljna oštećenja središnje plohe zida i vrha i podnožja vertikalnih a.b. elemenata.



(a) (b)

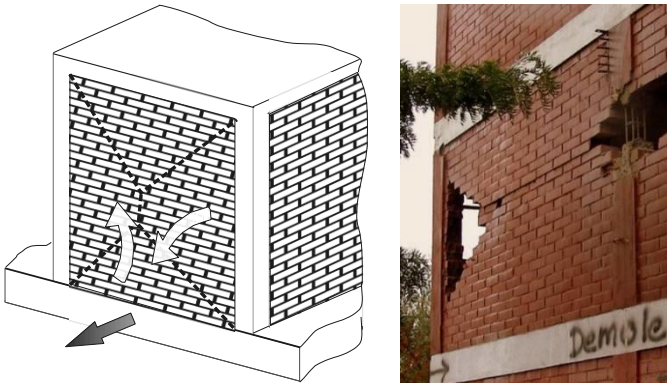
Slika 2.5. Posmični slom - Aguilar i Alcocer 2001. (a) i slom savijanjem – Yoshimura 2004. (b)

Mehanizam sloma savijanjem

Mehanizam sloma savijanjem karakteriziraju horizontalne pukotine u sljubnicama morta na vlačnoj strani zida i vlačne pukotine po cijeloj duljini a.b. vertikalnih serklaža. Nastaje uz drobljenje tlačnog dijela zida. Ako ziđe i vertikalni a.b. elementi nisu posebno povezani nastaje vertikalna pukotina između ziđa i betona. Slom savijanjem je povoljniji od posmičnog jer slom nastaje iscrpljenjem čvrstoće armature serklaža, a što osigurava duktilnost popuštanja cjeline, bez obzira na krto drobljnje betona i rubova ziđa.

Mehanizam sloma okomito na ravninu zida

Seizmička pobuda u smjeru okomito na ravninu zida uzrokuje savijanje i posmik zida. Ovo može izazvati slom ili prevrtanje zida, opasnije na višim etažama zgrade. Opseg i razina oštećenja ovise o vrsti međukatne konstrukcije i načina povezivanja ziđa i obrubnih elemenata (ako uopće postoji). Veća je vjerojatnost otkazivanja nosivosti izvan ravnine zida kod zgrada s fleksibilnim stropnim konstrukcijama. Vjerojatno je da će slom nastati kao da se radi o vertikalnoj ploči opterećenoj okomito na svoju ravninu, slobodno oslonjenu po sva četiri ruba.



(a) (b)

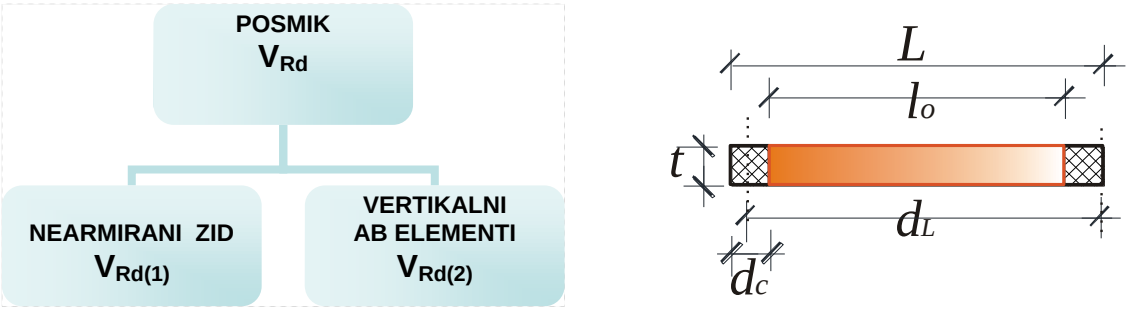
Slika 2.6. Ispadanje zida okomito na svoju ravninu – shema (a); potres 2010. Maule (b)

2.3.2. Proračun otpornosti na horizontalna djelovanja u ravnini omeđenog zida

2.3.2.1 . Proračun nosivosti omeđenog zida prema ENV-1996-1-:2005

Prema ENV-1996-1-:2005 posmična nosivost zida računa se kao da će mehanizam sloma zida biti klizanje po horizontalnoj reški, odnosno nosivost ziđa se dobije zbrajanjem kohezije i trenja u horizontalnoj sljubnici morta. Prema članku propisa 9.2 (2) pri provjeri nosivosti

zida na posmik otpornost se može odrediti kao zbroj posmične nosivosti ziđa i vertikalnih serklaža:



Slika 2.7. Tlocrt omeđenog zida, shema proračuna nosivosti na posmik

NEARMIRANI ZID
$V_{Rd(1)}$

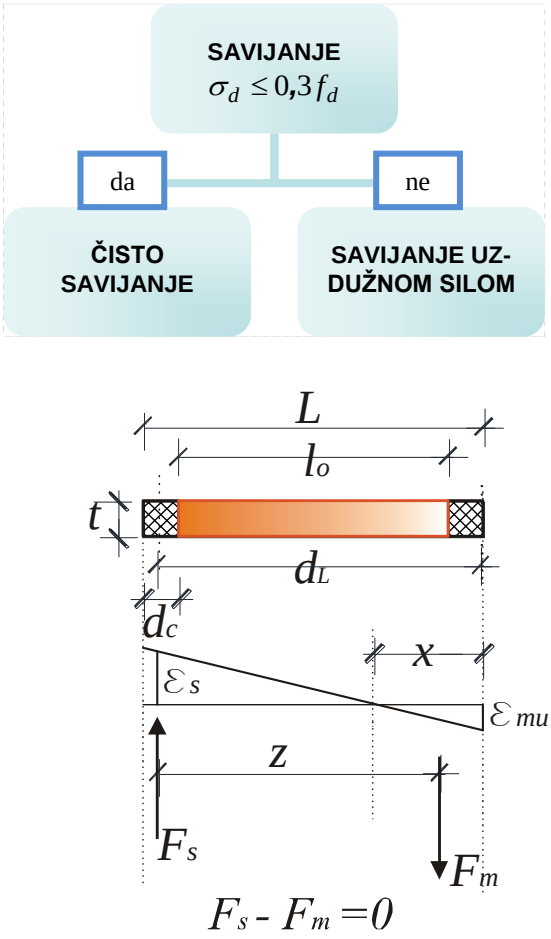
$$V_{Rd(1)} = manji\ od \begin{cases} \left(f_{vko} + 0{,}4\frac{N_{Sd}}{t \cdot L} \right) \cdot t \cdot l_o \\ 0{,}065 \cdot f_b \cdot t \cdot l_o \end{cases} \qquad \text{.....(2.1.)}$$

VERTIKALNI AB ELEMENTI
$V_{Rd(2)}$

$$V_{Rd(2)} \quad prema \quad EC-2 \qquad \text{.....(2.2.)}$$

Značenje geometrijskih veličina L, t, d_c i l_o prikazane su slikom. f_{vko} je karakteristična posmična čvrstoća ziđa ako u njemu nema tlačnog naprezanja, koeficijent trenja iznosi 0,4, $\frac{N_{Sd}}{t \cdot L} = \sigma_{Sd}$ je računsko tlačno naprezanje u zidu, a f_b normalizirana tlačna čvrstoća zidnog elementa. Doprinos nosivosti vertikalnih armiranobetonskih elemenata računa se kako je to propisano u EC-2 za betonske grede.

Nosivost na čisto savijanje dobije se tako da se traži najmanja nosivost od: popuštanja po armaturi vertikalnih serklaža ili popuštanja zbog prekoračenja tlačne dilatacije ziđa ($2^o/_{oo}$ za grupe zidnih elemenata 2,3,4, odnosno $3{,}5^o/_{oo}$ za grupu 1). Pri tome se razdiba tlačne sile u ziđu smatra konstantnom na reduciranoj duljini. Proračun se provodi uz pretpostavku da ravni presjeci ostaju ravni, a deformacije armature i okolnog ziđa su jednake. Armirani zidni elementi opterećeni uzdužnim opterećenjem mogu se dimenzionirati na savijanje ovisno o veličini tlačnog računskog naprezanja u zidu; ako je prosječno naprezanje u zidu manje od 30% računske tlačne čvrstoće ziđa kao čisto savijanje; ako je prosječno naprezanje veće, mora se računati kao savijanje uzdužnom silom. Razdioba naprezanja po ziđu ovisna je o geometrijskom odnosu duljine i visine zida. Pri projektiranju se nastoji osigurati savojni mehanizam sloma iz razloga bolje potrošnje energije pri slomu.



Slika 2.8. Tlocrt omeđenog zida, shema proračuna nosivosti na čisto savijanje

$$z = d\left(1 - 0{,}5\frac{A_s \cdot f_{yd}}{t \cdot d \cdot f_d}\right) \le 0{,}95d \qquad \text{.....(2.3.)}$$

ČISTO SAVIJANJE

$$M_{Rd} = manji\ od \begin{cases} A_{s \cdot} f_{yd} \cdot z \\ 0{,}3 \cdot f_d \cdot t \cdot d^2 \Rightarrow za\ grupe\ \ zidnih\ \ elemenata\ \ 2{,}3{,}4\ i\ grupu \\ \qquad\qquad 1\ \ za\ \ lako\ \ agregatne\ \ elemente \\ 0{,}4 \cdot f_d \cdot t \cdot d^2 \Rightarrow za\ grupu\ \ 1 zidnih\ \ elemenata \\ \qquad\qquad osim\ lako\ \ agregatnih \end{cases}$$

.....(2.4.)

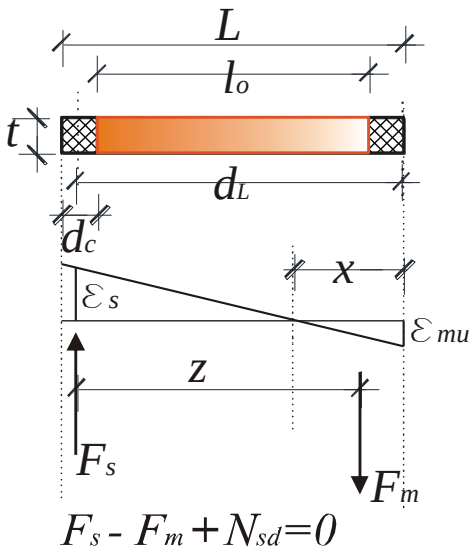
gdje je

t - debljina zida,
A_s - površina vlačne armature,
f_d - računska tlačna čvrstoća ziđa,
f_{yd} - računska čvrstoća armature.

$$x = (d - z) \cdot 2 \qquad \text{.....(2.5.)}$$

SAVIJANJE UZDUŽNOM SILOM

$$z = \frac{M_{Sd} + N_{Sd}\left(\frac{L}{2} - \frac{d_c}{2}\right)}{N_{Sd} + A_s \cdot f_{yd}} \qquad \text{.....(2.6.)}$$



$$\varepsilon_{mu} = 0{,}0035 \text{.....za grupu 1 zidnih el.}$$
$$\varepsilon_{mu} = 0{,}002 \text{.....za grupu 2,3,4 zidnih el.} \qquad \text{....(2.7.)}$$

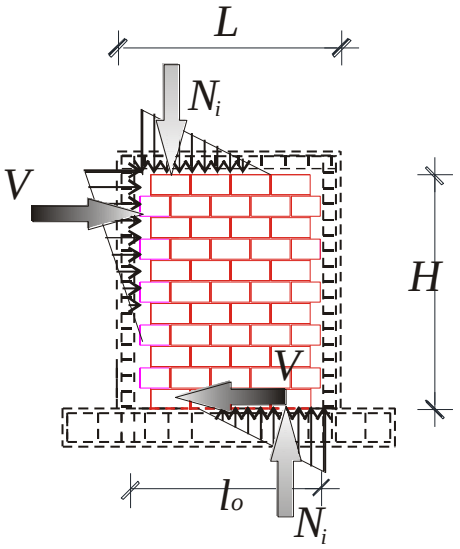
$$\varepsilon_s = \frac{0{,}8 \cdot \varepsilon_{mu} \cdot d - \varepsilon_{mu} \cdot x}{x} \le 0{,}01 \qquad \text{.....(2.8.)}$$

$$F_m = \frac{M_{Sd} + N_{Sd}\left(\frac{L}{2} - \frac{d_c}{2}\right)}{z} \le x \cdot t \cdot f_d \qquad \text{...(2.9.)}$$

Slika 2.9. Tlocrt omeđenog zida, shema proračuna nosivosti na savijanje uzdužnom silom

2.3.2.2 . Proračun nosivosti omeđenog zida prema Tomaževiču

Prije formiranja prvih pukotina u zidu njegovo ponašanje je u skladu s cjelovitošću konstrukcije, tj. monolitno. Ovaj način proračuna predviđa sljedeći način sloma zida: nakon što beton popuca horizontalni pomak spriječava možđaničko djelovanje vertikalne armature serklaža, a drobljenje zidnih elemenata zida prethodi konačnom slomu. Naravno, posmična čvrstoća ziđa ovisi o razini vertikalnog pritiska u zidu. Osim o gravitacijskom opterećenju pritisak u zidu ovisi i o savijanju vertikalnih serklaža, odnosno njihovom horizontalnom pritisku na zid na mjestu dodira betona i ziđa. Stoga se vertikalni pritisak u zidu dobiva kao zbroj $\sigma_o = \sigma_{o,v} + \sigma_{o,i}$, gdje je $\sigma_{o,v} = \frac{N_w}{t \cdot L}$, a $\sigma_{o,i}$ je pritisak uslijed djelovanja serklaža na ziđe.



Slika 2.10. Međudjelovanje na dodiru ziđa i serklaža

Veličina pritiska na dodiru ziđa i a.b. serklaža $\sigma_{o,i}$ može se odrediti slično kao i kod okvira ispunjenih ziđem:

$$\sigma_{o,i} = \frac{N_i}{A_w} = V \cdot \frac{n_w}{\vartheta \cdot A_w} \quad , \qquad \text{.....(2.10.)}$$

gdje je n_w faktor ovisan o obliku zida, $n_w = \frac{H}{L}$, a ϑ je parametar ovisan o načinu razdiobe pritiska na dodiru. Uvrštenjem ovog izraza u Turnšek-Čačovičevu jednadžbu za proračun horizontalne nosivosti zida nastaje izraz:

$$V_{Rd1}(T) = \frac{f_t \cdot A_w}{C_1 \cdot b}\left[1 + \sqrt{C^2{}_1\left(1 + \frac{N_w}{f_t \cdot A_w}\right) + 1}\right], \text{.....(2.11.)}$$

gdje je

$C_1 = \frac{2\vartheta \cdot b \cdot l_o}{H}$ koeficijent koji uzima u obzir razdiobu međujelovanja armirano-betonskih serklaža i posmičnih naprezanja unutar ziđa, a

b= faktor razdiobe posmičnih naprezanja.

Doprinos samih vertikalnih serklaža ukupnoj otpornosti zida uslijed moždaničkog djelovanja vertikalne armature serklaža određuje se kao:

$$V_{Rd2}(T) = n \cdot 0{,}806 \cdot d_s{}^2 \cdot \sqrt{f_{ck,cube} \cdot f_y} \text{ ,.....(2.12.)}$$

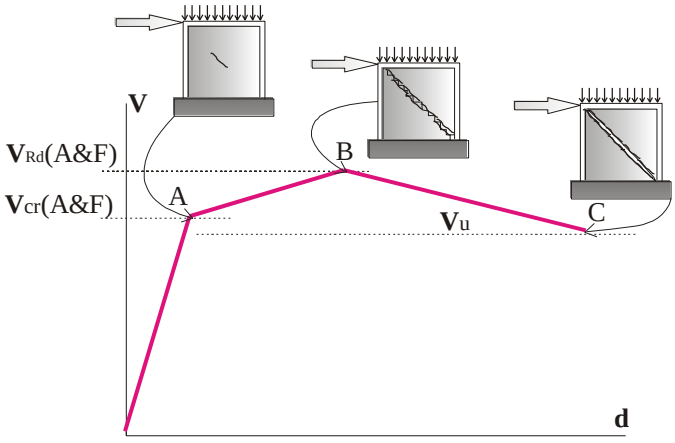
gdje je n broj šipki vertikalne armature u a.b. vertikalnim serklažima gdje je $f_{ck,cube}$ tlačna čvrstoća betona, a f_y granica popuštanja armaturnog čelika.

Ukupna nosivost određuje se kao zbroj nosivosti ziđa i vertikalnih a.b. serklaža:

$$V_{Rd}(T) = V_{Rd1}(T) + V_{Rd2}(T) \qquad \text{.....(2.13.)}$$

2.3.2.3 . Proračun nosivosti omeđenog zida prema prema Floresu i Alcoceru

Autori su na osnovu ispitivanja omeđenog ziđa zaključili da se tipična krivulja deformacija-opterećenje u pravilu može podijeliti u tri osnovna područja. Do deformacije pri kojoj se pojave prve kose pukotine (točke A) zid se ponaša linearno-elastično. Pri daljnje cikličkom opterećenju broj i širina pukotina se povećava, a koncentriraju se u srednjem dijelu zida oko dijagonale, pri čemu naglo opada krutost zida, otpornost nastaje uslijed trenja između zidnih elemenata i posmične čvrstoće vertikalnih a.b. serklaža. (točka B). Daljnje opadanje čvrstoće nastaje uslijed pucanja i ljuštenja stijenki zidnih elemenata, te konačno drobljenja betona vertikalnih a.b. serklaža (točka C).



Slika 2.11. Tipična krivulja nosivosti prema Alcoceru&Floresu

Matematički model trilinearne krivulje otpornosti omeđenog zida ima za određivanje veličina $V_{Rd}(A\&F)$ i $V_{cr}(A\&F)$ izraze:

$$V_{Rd}(A\&F) = 1{,}25 \cdot V_{cr} \quad \& \quad V_{cr}(A\&F) = 0{,}5 \cdot f_{vko} \cdot L \cdot t + 0{,}3N_w \qquad \text{.....(2.14.)}$$

2.3.3. Proračun nosivosti nearmiranog ziđa

Prema EC-6 otpornost zida na **klizanje** određuje se preko njegove posmične nosivosti koja je ograničene vrijednosti, tako da se nosivost zida na klizanje procjenjuje na manju od vrijednosti:

$$V_{max} = L \cdot t \cdot (f_{vo} + c \cdot \sigma_o) \qquad \text{.....(2.15.)}$$

$$V_{max} = L \cdot t \cdot (0{,}065 f_b) \qquad \text{.....(2.16.)}$$

Pri čemu je vrijednost u zagradi propisane najveće vrijednosti ovisno o materijalu i grupi zidnog elemnta, te čvrstoći morta. U horizontalno i vertikalno opterećenom zidu **posmični slom** nastaje uslijed prekoračenja vlačnih naprezanja u ziđu. Tada u zidu nastaju tzv. „X“

pukotine. Najveću horizontalnu otpornost u ravnini tako opterećnog zida razvili su autori Turnšek i Čačovič (1970). Temelji se na pretpostavci da je ziđe elastični, homogeni i izotropni materijal. U kombinaciji vertikalnog opterećenja N_w i horizontalnog V, glavna vlačna i tlačna naprezanja u zidu mogu se odrediti kao:

$$\sigma_c = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\cdot\tau)^2} + \frac{\sigma_o}{2} \;\&\; \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\cdot\tau)^2} - \frac{\sigma_o}{2}, \quad \text{.....(2.17.)}$$

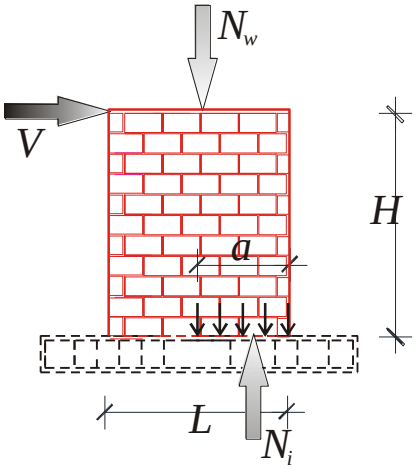
a smjer glavnih naprezanja određen je kutom

$$\varphi_c = \varphi_t = 0{,}5\cdot arctan\left(\frac{2\cdot\tau}{\sigma_o}\right), \quad \text{.....(2.18.)}$$

pri čemu je b faktor razdiobe posmičnih naprezanja ovisan o omjeru visine prema duljini zida (najmanje 1, najviše 1,5) a τ je prosječno posmično naprezanje. Najveća posmična nosivost zida postići će se u trenutku kada u zidu nastanu glavna vlačna naprezanja veličine vlačne čvrstoće ziđa. Na taj način posmična se može odrediti čvrstoća zida kao:

$$V_{max} = L\cdot t\cdot\frac{f_t}{b}\cdot\sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t}+1} \quad \text{.....(2.19.)}$$

Slom savijanjem nastaje uslijed drobljenja tlačnog dijela zida. Stoga otpornost na savijanje ovisi o tlačnoj čvrstoći ziđa. Iz uvjeta ravnoteže savijanog zida slijedi:



Slika 2.12. Ravnoteža nearmiranog zida opterećenog na tlak i savijanje

zbroj vertikalnih sila daje jednadžbu

$$N_i = N_w \Rightarrow \sigma_o\cdot L\cdot t = f_k\cdot a\cdot t \Rightarrow a = \frac{\sigma_o\cdot L}{f_k}, \quad \text{.....(2.20.)}$$

gdje a predstavlja tlačnu zonu podnožja zida, a N_w ukupnu vertikalnu silu u zidu. Ekscentricitet uzdužne sile na granici nosivosti iznosi:

$$e_u = \frac{L}{2} - \frac{a}{2} = \frac{L}{2}\left(1 - \frac{\sigma_o}{f_k}\right), \qquad \text{……(2.21.)}$$

a moment na granici nosivosti iznosi

$$M_u = \frac{\sigma_o \cdot t \cdot L^2}{2}\left(1 - \frac{\sigma_o}{f_k}\right). \qquad \text{……(2.22.)}$$

Najveća horizontalna sila koja uzrokuje proračunati moment otpora iznosi:

$$V = \frac{M_u}{\alpha \cdot H} = \frac{\frac{\sigma_o \cdot t \cdot L^2}{2}\left(1 - \frac{\sigma_o}{f_k}\right)}{\alpha \cdot H}, \qquad \text{……(2.23.)}$$

gdje je α koeficijent koji ovisi o rubnim uvjetima, odnosno točki infleksije (0,5 za obostrano upet zid).

3. POGLAVLJE
ISPITIVANJA MATERIJALA

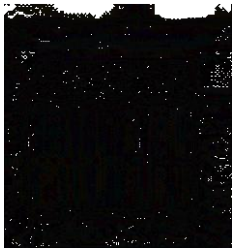
3.1. Općenito

Određivanje mehaničkih svojstava zidanih konstrukcija, u prvom redu čvrstoće i duktilnosti, nužno je da bi se moglo proračunavati i projektirati nove i rekonstruirati i održavati postojeće zidane objekte. Ziđe je kompozitno nehomogeno gradivo u kojemu su zidni elementi najčešće povezani mortom. Zidni elementi mogu biti napravljeni od raznih vrsta materijala, kao izotropni ili anizotropni, manje ili više pravilnih oblika i različitih dimenzija. Mortovi također variraju u debljinama i materijalima. Na mehaničke osobine ziđa ne utječu samo vrste upotrebljenih zidnih elemenata i morta, već i širine i broj sljubnica morta, te njihova popunjenost. Pri tome treba uzeti u obzir i obučenost izvoditelja. Međutim, mehanička svojstva ziđa ipak prvenstveno ovise o mehaničkim osobitostima njegovih zidnih elemenata i morta. Stoga je prvi korak u uvidu u ponašanje zidanih konstrukcija određivanje mehaničkih svojstava njegovih osnovnih dijelova: zidnih elemenata i morta. Kako je predmet ovog rada omeđeno ziđe, ispitana su i osnovna mehanička svojstva betona i armature serklaža. Prema postojećim propisima ispitana su i mehanička svojstva ziđa pri jednoaksialnom tlačnom vertikalnom opterećenju.

3.2. Mehanička svojstva sastavnih materijala

3.2.1. Zidni elementi

Zidnim elementima od pečene gline koji su korišteni za zidanje uzoraka koji su testirani ispitana su mehanička svojstva prema hrvatskim normama. Odabrana je opeka proizvođača "Opeka" Osijek V-5, dimenzija 25/19/19 cm, deklarirane tlačne čvrstoće od 150 daN/cm^2 i mase 6,7 kg/kom.



Slika 3.1. Fotografija zidnog elementa

Rasponi izmjera

Prema EN 772-16:2000 za određivanje izmjera određene su izmjere i odstupanja od srednje vrijednosti te rasponi izmjera. Glineni šuplji blok ima nedopušteno odstupanje u duljini.

Red. broj	Vrsta zidnog elementa	Odstupanje od srednje vrijednosti	Najveći raspon izmjere
1	Glineni šuplji	Nedopušteno (L)	R2

Tablica 3. 1. Klase odstupanja dimenzija zidnih elemenata

Grupa zidnih elemenata

Prema HRN ENV 1996-1-:2007 zidni elementi su prema ukupnom volumenu šupljina u bruto volumenu, veličini pojedine šupljine i složenoj debljini stijenki glineni i betonski elementi klasificirani u grupu 2.

Red. broj	Vrsta zidnog elementa	**Grupa**	
1	Glineni šuplji	**2**	ukupni volumen šupljina 54,42% <55%; složena debljina 27,8>16%; pojedina šupljina <12,5%

Tablica 3.2. Grupe zidnih elemenata

Tlačna čvrstoća

U skladu s normom DIN EN 772-1:2000 ispitane su tlačne čvrstoće zidnih elemenata. Iz zidnih elemenata nasumce je odabrano i ispitano šest elemenata. Pritisne površine obrađene su slojem za izravnavanje izvedenim od cementnog morta čvrstoće veće od 30 N/mm^2. Glineni zidni elementi uronjeni su u vodu 15 sati prije ispitivanja, pretvaranje u tlačnu čvrstoću suhog elementa određeno je množenjem s 1,2. Faktor oblika za blok dimenzija 25/19/19 iznosi 1,07.

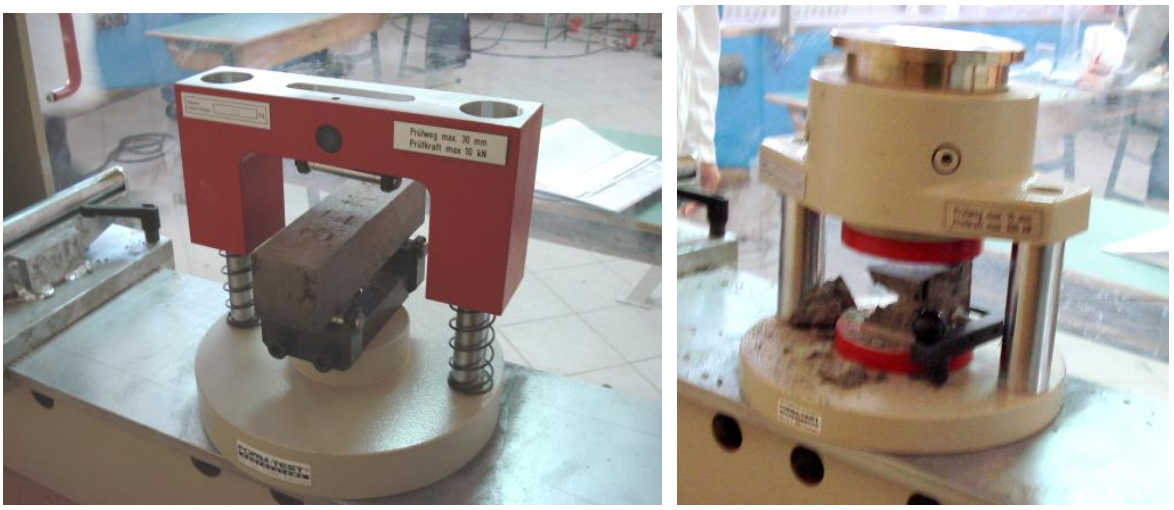
Slika 3.2. Ispitivanje tlačne čvrstoće glinenih šupljih blokova

Ispitni uzorak	Sila sloma (N)	Ploština (mm2)	Tlačna čvrstoća $f_{mc,z}$ (Mpa)	Srednja vrijednost $f_{mcz,sr}$ (Mpa)	Standardno odstupanje s		Koeficijent varijacije $V=s/f_{mcz,sr}$	Normalizirana tlačna čvrstoća f_b (MPa)
1	520000	45632	11,396	13,210		2,000	15,139	17,03
2	560000	45448	12,322					
3	640000	45756	13,987					
4	510000	45880	11,116					
5	640000	45632	14,025					
6	750000	45695	16,413					

Tablica 3.3. Tlačna čvrstoća zidnih elemenata

3.2.2. Mort

Mort je projektiran kao produžni mort omjera c:v:p=1:1:5. Njegovan je i ispitana mu je tlačna čvrstoća morta i čvrstoća morta na savijanje prema HRN EN 1015-11:2000:en. Za svaku seriju zidanja uzoraka ispitane su po tri prizmice 40/40/160 [mm]. Rezultati čvrsoća ispitanih nakon 28 dana njegovanja za serije 1, 2 i 3 prikazane su u tablici 3.4.



Slika 3.3. Ispitivanje tlačne i čvrstoće morta na savijanje

	tlačna čvrstoća morta (N/mm^2)			vlačna čvrstoća morta (N/mm^2)		
	serija 1	serija 2	serija 3,D	serija 1	serija 2	serija 3,D
minimalna vrijednost	5,183	5,01	6,06	0,9375	0,9375	1,078125
srednja vrijednost	6,638	5,522	5,231	1,5966797	1,1067708	1,1875
standardna devijacija	0,592	0,456	0,341	0,3074916	0,1122665	0,090773

Tablica 3.4. Tlačna i vlačna čvrstoća morta serija uzoraka 1, 2 i 3

3.2.3. Beton

Za svaku seriju uzoraka su izrađene, njegovane i ispitane po tri kocke dimenzija 15 cm, te im je određena tlačna čvrstoća u skladu s normom HRN EN 12350-3. Po pojedinim serijama dobivene vrijednosti prikazane su u tablici 3.5.

	srednja tlačna čvrstoća (N/mm^2)
serija 1	43,84
serija 2	38,03
serija 3	28,56
srednja vrijednost	**36,81**
uzorak D	32,09

Tablica 3.5. Tlačna čvrstoća betona vertikalnih i horizontalnih serklaža uzoraka serija 1,2 i 3

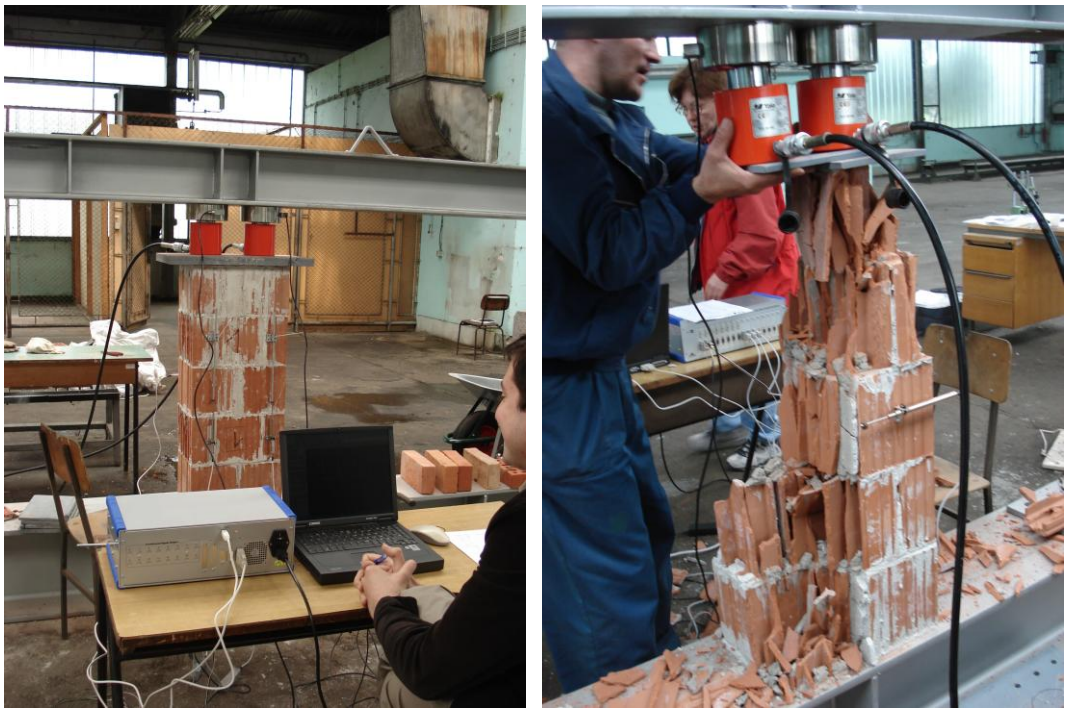
3.2.4. Armatura

U vertikalne i horizontalne serklaže ugrađena je rebrasta armatura profila d_s = 6-10mm deklarirana kao B500B. Ispitana je šipka d_s=8mm prema preporukama ISO 6892-1. Određena je veličina naprezanja na granici velikih izduženja koja je iznosila f_{yk}=594 N/mm^2, te modul elastičnosti od 206957 N/mm^2.

3.3. Mehanička svojstva ziđa

3.3.1. Tlačna čvrstoća

Tlačna čvrstoća ziđa ispitana je u skladu s normom EN 1052-1:1998. Ziđe je zidano u produžnom mortu 1:1:5 s debljinama horizontalnih reški 1cm i potpuno popunjenim vertikalnim reškama. Srednja vrijednost tri uzorka morta za zidanje na dan ispitivanja ziđa iznosila je 5,13 N/mm^2. Na liježuće plohe zidnih uzoraka obrađene su mortom kojim je zidano ziđe, a između uzorka i gornje čelične ploče postavljen je sloj tvrde gume debljine 5 mm. Uzorci su njegovani na zraku 28 dana. Mjerena je veličina pritiskujuće sile, te pomaci u uzdužnom i poprečnom smjeru ispitivanog uzorka. Mjerenje pomaka obavljeno je pomoću LVDT senzora s mjernom bazom od 40 cm.



Slika 3.4. Ispitivanje tlačne čvrstoće ziđa

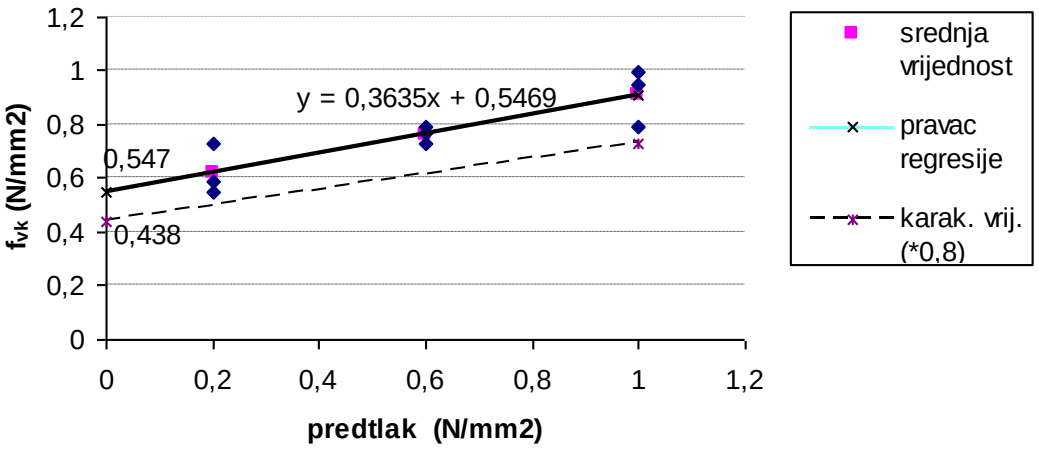
ispitni uzorak	sila pri pojavi pukotina F_{puk} (N)	sila sloma F_u (N)	Ploština presjeka A_z (mm^2)	naprezanje pri pojavi pukotina $f_{c,cr}=F_{puk}/A_z$ (Mpa)	srednja vrijednost tlačne čvrstoće $f_{cw,sr}$ (Mpa)	srednja vrijednost tlačne čvrstoće $f_{cw,sr}$ (Mpa)	karakteristična vrijednost tlačne čvrstoće f_{cwk} (Mpa)	modul elastičnosti (MPa)
1	150000	300000	97359	1,54069	3,08138	2,61840	2,182003	8205
2	150000	250000	96472	1,55486	2,59143			5922
3	115000	210000	96224	1,19513	2,18241			5745

Tablica 3.6. Tlačna čvrstoća i modula elastičnosti ziđa uzoraka 1, 2 i 3

3.3.2. Posmična čvrstoća

Veličina posmičnog naprezanja ako nema normalnih naprezanja eksperimentalno se određuje ekstrapolacijom, na osnovu ispitivanja posmične čvrstoće za različite vrijednosti pritisaka. Ova veličina je određena prema prEN 1052-3:2001. Devet uzoraka od po tri zidna elementa u ozidana u produžnom mortu srednje tlačne čvrstoće od od 6,02 N/mm^2 njegovana su 28 dana. Potom su po tri uzorka ispitana na način da je mjerena sila potrebna da srednji zidni element progura kroz dva rubna. Pri tome su nivoi pritisaka bili različiti: 0,2 N/mm^2, 0,6 N/mm^2 i 1 N/mm^2. Kod svih devet uzoraka slom se dogodio po mortu. Na osnovu obavljenih ispitivanja ekstrapolacijom je procijenjena kohezija ziđa na 0,547 N/mm^2 te kut unutrašnjeg trenja od

20^o. Prema preporukama norme ove se vrijednosti umanjuju faktorom 1,25 što daje konačne vrijednosti c=0,438 i μ=tg 16^o=0,291.



Slika 3.6. Posmična čvrstoća ziđa

3.4. Rekapitulacija ispitanih svojstava materijala

U tablici **3.7.** su prikazana ispitana mehanička svojstva ugrađenih materijala.

Materijal		**Svojstvo**	**Oznaka**	**Vrijednost**	**Std. Dev.**	**Jedinica**
Opečni element sa vertikalnim šupljinama		Normalizirana tlačna čvrstoća u vertikalnom smjeru	f_b	17.0		MPa
		Normalizirana tlačna čvrstoća u horizontalnom smjeru	f_{bh}	2.6		
Mort opće namjene	A1	tlačna čvrstoća / vlačna čvrstoća pri savijanju	f_m* / f_{mt}	6.11/1.26	pros. f_m = 6.04/1.17 (0.43/0.08)	MPa
	A2			5.57/1.12		
	A3			6.43/1.14		
	B1			6.64/1.58	pros. f_m = 6.15/1.32 (0.43/0.23)	
	B2			5.94/1.23		
	B3			5.86/1.15		
	C1			7.17/1.83	pros. f_m = 6.03/1.35 (1.07/0.42)	
	C2			5.06/1.07		
	C3			5.86/1.15		
	D1			5.89/1.26	-	
Ziđe		srednja vrij. / karak. tlačna čvrstoća	f_k	2.6/2.2		Mpa
		karak. vlačna čvrstoća	f_t	0,22		Mpa
		modul elastičnosti	E_m	3900		Mpa
		granična deformacija	ε_{mu}	0.57		‰
		karak. posmična čvrstoća tlačno neopterećenog ziđa	f_{vk0}	0.44		Mpa
		karak. koeficijent trenja	μ	0.291		-
Beton	A1	karakteristična tlačna čvrstoća betonske kocke	$f_{ck,cube}$	51.5	pros. f_{ck} = 43.5 (8.26)	N/mm^2
	A2			35.0		
	A3			44.0		
	B1			48.5	pros. f_{ck} = 43.7 (4.19)	
	B2			41.5		
	B3			41.0		
	C1			43.5	pros.f_{ck} = 42.9 (6.83)	
	C2			48.5		
	C3			35.0		
Uzduža i poprečna armatura		granica velikih izduženja	f_{yk}	594		N/mm^2
		karak. vlačna čvrstoća	f_{uk}	699		N/mm^2
		modul elastičnosti	E_s	206957		N/mm^2

Tablica 3.7. Ispitana svojstva svih materijala

4. POGLAVLJE
PROVEDENA ISPITIVANJA I PRIKAZ REZULTATA

4.1. Općenito

Eksperimentalni postupci istraživanja i projektiranja, oduvijek su značajni dio inženjerske prakse. Uvijek kada teoretska znanja i mogućnosi nisu dostatne za rješavanje praktičnih problema, pokus može poslužiti za procjenu prikladnosti nekih tehničkih rješenja. S druge pak strane, pokusima se može doći do podataka o nekim zakonitostima ponašanja materijala i konstrukcija, odnosno do teorijskih rješenja koja su općenito primjenjiva bez nužnosti ponavljanja eksperimenata. Poboljšanja numeričkih metoda, povećane mogućnosti primjene kompjutorskih programa i suvremeni matematički aparat u posljednje su vrijeme smanjili potrebu za izvedbom pokusa na modelima konstrukcija. Uzevši u obzir cijenu eksperimentalnih postupaka u usporedbi s uobičajenim kompjutorskim analizama, naravno da se eksperimentalni postupci provode za istraživanje složenih pojava i to samo u dijelu koji se ne može matematički modelirati s zadovoljavajućom pouzdanošću. S obzirom da se zidane konstrukcije izvode od kompozitnog materijala s velikim varijacijama u veličinama i vrstama materijala od kojih se rade zidni elementi i mortovi, različitim načinima slaganja, gotovo u pravilu manuelnim postupcima, teorijska obrada ponašanja konstrukcija moguća je tek u nekim aspektima i to uz priličnu nepouzdanost. U suvremenoj praksi projektiranja taj se problem rješava nešto većim koeficijentima sigurnosti materijala i konstrukcije, a pokusi koji daju bolji uvid u ponašanje zidanih konstrukcija mogu ih eventualno smanjiti, te su za sada nezamjenjivi dio istraživačkog rada. Na osnovu eksperimentalnih istraživanja pokušavaju se dobiti izrazi koji će dati zadovoljavajuće dobre procjene krutosti i nosivosti, te bolji uvid u ponašanja zidanih konstrukcija podvrgnutih različitim načinima opterećenja. Pri tome se pokusi provode na prototipu ili smanjenom modelu konstruktivnog elementa, dijela konstrukcije ili cijelog nosivog sklopa. Mjerilo izvedbe uzorka prilagođava se mogućnostima izvedbe, mjerenja i opterećivanja. Naravno, pokusi se mogu izvoditi na otvorenom ili u laboratorijskim uvjetima. Ograničenje cijene, raznovrsnost problema i točnost mjerenja daju prednost laboratorijskim ispitivanjima u kojima se nosivu strukturu izvodi u smanjenom, modelskom obliku. Za seizmičko inženjerstvo do sada najsavršeniji način ispitivanja konstrukcija se provodi na potresnim stolovima, ali to je u pravilu ispitivanje na modelu

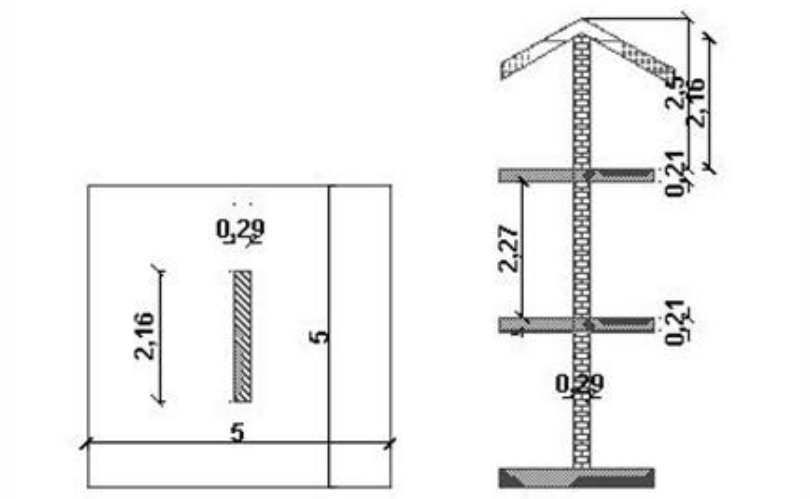
smanjenom 2 do 3 puta, izvedenom od materijala svojstava sličnih prototipu i opterećenom simuliranim opterećenjem.

Tijekom potresa zidovi su opterećeni i vertikalnim i horizontalnim djelovanjima. Horizontalna nastaju kao posljedica horizontalnih ubrzanja seizmičkih djelovanja, a vertikalna uslijed gravitacije i vertikalne komponente seizmičkih ubrzanja. Cilj eksperimentalnih ispitivanja je da što bolje simuliraju sva djelovanja, ali i osiguraju odgovarajuće rubne uvjete.

U ovome je istraživanju provedeno „nazovimo“ statičko ispitivanje jer ne zahtijeva posebno složenu opremu, uvijek se može zaustaviti, obaviti opažanja i nastaviti. Tijekom pokusa moguće je kontrolirati pomake ili opterećenja. Uobičajeno je u početnim fazama pokusa kontrolirati opterećenja, a nakon početnih pucanja i deformacija uzorka (kada deformacije počinju naglo rasti) zadavati deformacije. Tako se može detaljno proučiti način ponašanja konstrukcije i dobiti osnovne podatke potrebne za kalibraciju numeričkog modela. Horizontalna sila tijekom ispitivanja se ciklički mijenjala i povećala konstantnim korakom, pri čemu je ista veličina sile ponavljana dva puta. Uzorak je izveden u mjerilu 1:1,5, pri čemu su materijalne karakteristike ziđa nepromijenjene. Vertikalno opterećenje zida je držano konstantnim tijekom ispitivanja, ali nije osigurana spriječenost rotacije gornjeg ruba zida. Način ispitivanja, mjerilo uzorka i rubni uvjeti uzorka prilikom opterećivanja izvedeni su na način koji je bio usklađen s mogućnostima opreme, ali i praksom nekih prethodno slično provedenih ispitivanja koja su pokazala sasvim dobre i primjenjive rezultate u analizi zidanih zgrada (Abrams i Eppeson [1990]; Costa [2007]).

4.2. Opis prototipa

Ispitivani zid predstavlja zid prizemlja stambene dvoetažne zgrade (prizemlje, prvi kat i tavan) koji preuzima vertikalno opterećenje od 25m^2 međukatnih konstrukcija i krova. Stropna konstrukcija je projektirana kao FERT-strop stalnog opterećenja od 4 kN/m^2, s promjenjivim opterećenjem od 2 kN/m^2, vlastita težina zida je procijenjena na 12 kN/m^2.



Slika 4.1. Položaj i dimenzije prototipa zida

- Pripadajuća površina 5x5 (m^2)
- 1. Kat stalno djelovanje g_k=4 kN/m^2, promjenjivo q_k=2 kN/m^2
- Tavan stalno djelovanje g_k=4 kN/m^2, promjenjivo q_k=1 kN/m^2
- Krov stalno djelovanje g_k=1 kN/m^2, promjenjivo q_k=1 kN/m^2
- Vlastita težina zida 6,69 m x 0,285m x 2,156m x 12 kN/m^3=49,33 kN

Na osnovu ovako usvojenih veličina određeno je proračunsko opterećenje kao:

$$N_{sd} = \Sigma G_{k,j} + \psi_{2i} \cdot \varphi \cdot Q_{k,i} \qquad \text{.....(4.1.)}$$

Vertikalno opterećenje je određeno prema EC8 s koeficijentima: koeficijent „nazovimo“ stalnog djelovanja ψ_2 = 0,3 (stanovi, uredi), koeficijent $\varphi = 0{,}5$ za neovisno upotrebljavane prostore (prvi kat) i $\varphi = 1{,}0$ (krov i tavan).

Vertikalno opterećenje:

$$N_{sd} = (1 \cdot g_k + \psi_{2i} \cdot \varphi \cdot q_k) \cdot 25 \qquad \text{.....(4.2.)}$$

v.t. zida		49,33	kN
krov	(1*1+0.3*1*1)*25=	32,5	kN
međukatna konstr. tavana	(1*4+0,3*1*1)*25=	107,5	kN
međukatna konstr. 1 kata	(1*4+0,3*0,5*2)*25=	107,5	kN
Ukupno:		296,83	kN

Tablica 4.1. Proračun ukupnog vertikalnog opterećenja zida

Zid je duljine 216 cm, visine 248 cm, debljine 28,5 cm, s potpuno popunjenim horizontalnim i vertikalnim sljubnicama debljine 12 mm. Vertikalni i horizontalni armirano-betonski

obrubni elementi su dimenzija 21/28,5 cm. Proračunsko naprezanje u zidu uslijed vertikalnog djelovanja iznosi $\sigma_o = 0.49$ MPa što iznosi 22,4% eksperimentalno određene tlačne čvrstoće ziđa (2,16 Mpa). Prototip je projektiran u skladu prema propisima EC6 i EC8 od materijala koji su uobičajeno u uporabi u istočnoj Hrvatskoj. Tako je ziđe projektirano od zidnih elemenata od pečene gline proizvođača "Opeka" Osijek, tip V-5, dimenzija 25/19/19 cm, deklarirane tlačne čvrstoće od 150 daN/cm2 i mase 6,7 kg/kom u produžnom mortu c:v:p=1:1:5. Armiranobetonski vertikalni i horizontalni obrubni elementi zida su od betona klase C30/37, armirani čeličnim šipkama B500B. Vertikalni i horizontalni serklaži su armirani uzdužnom rebrastom armaturom d_s=12 mm s vilicama na razmaku 15 cm u vertikalnim i 20 cm u horizontalnim serklažima.

Projektirana su tri različita tipa detalja na spoju ziđa i vertikalnih serklaža:

a) ne postoji posebna veza – tip A

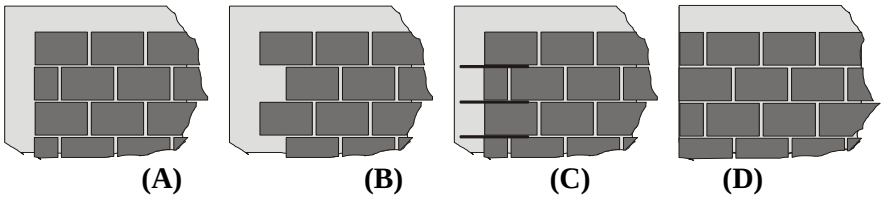
b) povezivanje ziđa i vertikalnih serklaža „zubom" u skladu s EC6 – tip B

c) povezivanje ziđa i vertikalnih serklaža armaturnom šipkom d_s=8 mm – tip C,

te jedan zid izveden od nearmiranog ziđa s armiranobetonskim horizontalnim serklažem,

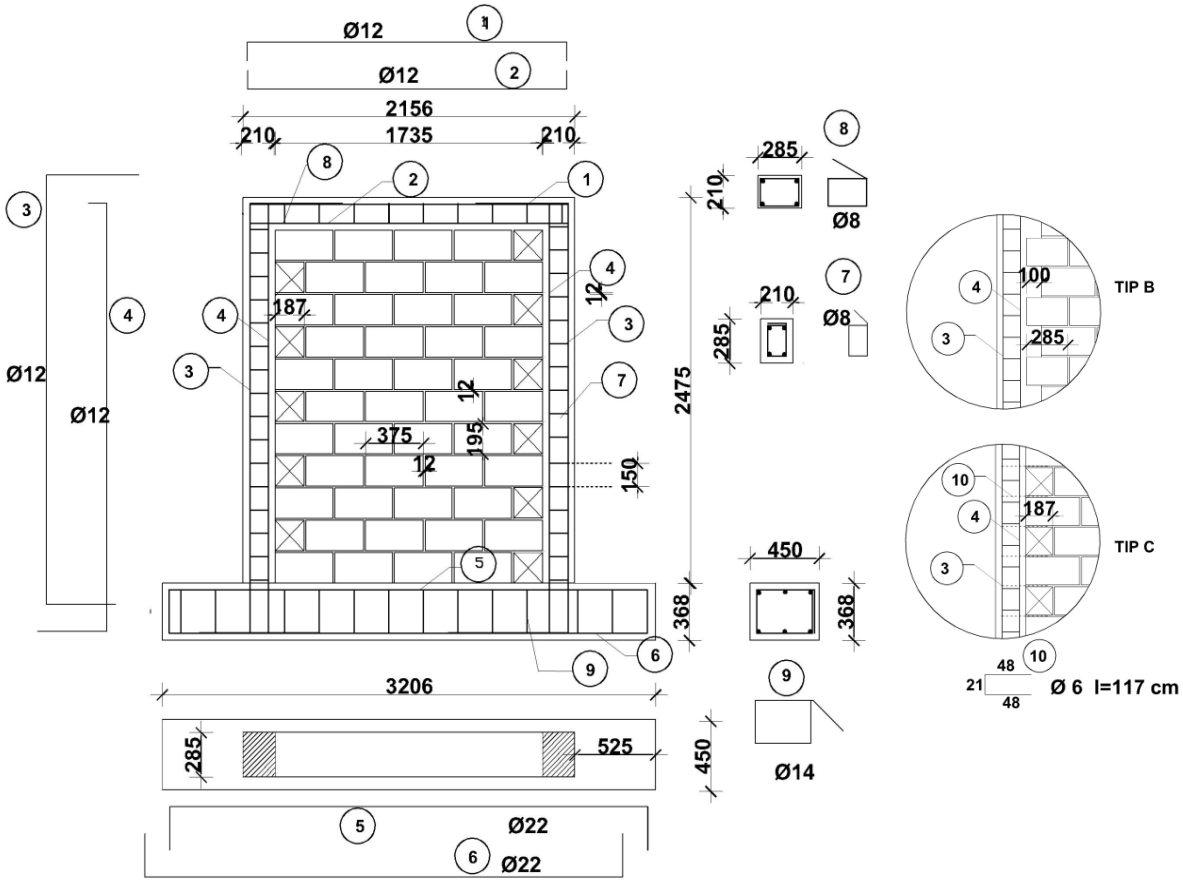
d) nearmirani zid – tip D.

Detalji izvedbe su prikazani na slici 4.2.



Slika 4.2. Detalji povezivanja ziđa i vertikalnih serklaža : tip A, B, C, D

Na slici 4.3. je prikazan prototip zida i osobitosti pojedinih varijanti detalja spoja ziđa i vertikalnih serklaža.



Slika 4.3. Prototip zida tipa A s detaljima prototipa zidova tipa B i C

4.3. Opis uzoraka

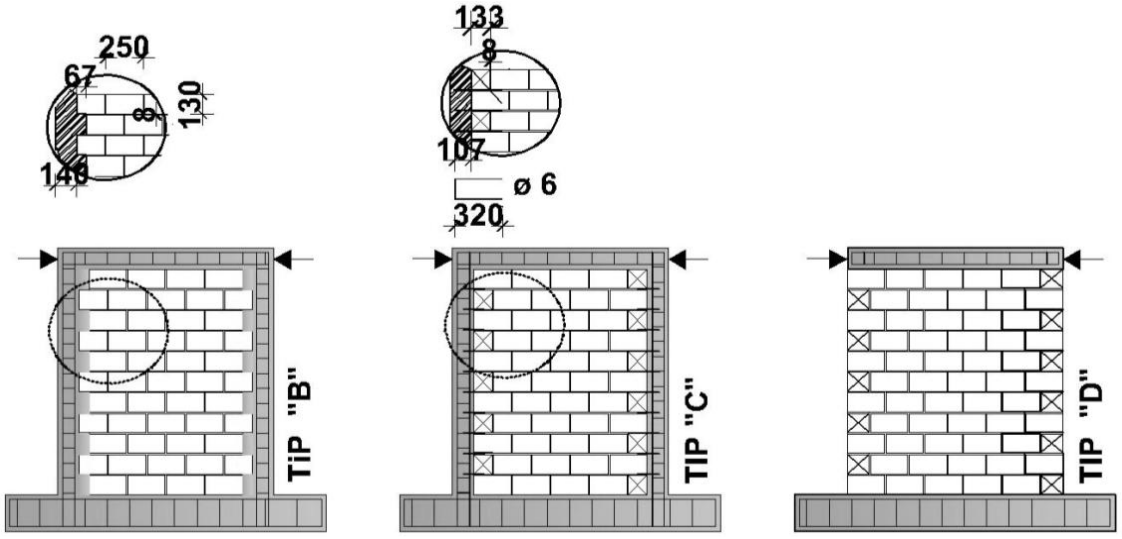
Od svakog tipa modela (A,B,C), osim tipa D, izvedena su po tri uzorka u mjerilu 1:1,5 u skladu s pravilima sličnosti pri čemu su svojstva materijala prototipa i modela ostala jednaka (Harris, Sabnis 1999.) Serije od po tri uzorka zidane su i betonirane istovremeno. Tako je napravljeno deset uzoraka: A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, C3 i D, gdje je broj uz oznaku tipa uzorka broj serije u kojoj je izveden. U trećoj seriji izvedbe napravljen je i jedan uzorak tipa D radi usporedbe rezultata.

Mehaničke i geometrijske karakteristike prototipa i uzoraka te koeficijenti preslikavanja prikazani su tablicom 4.2.

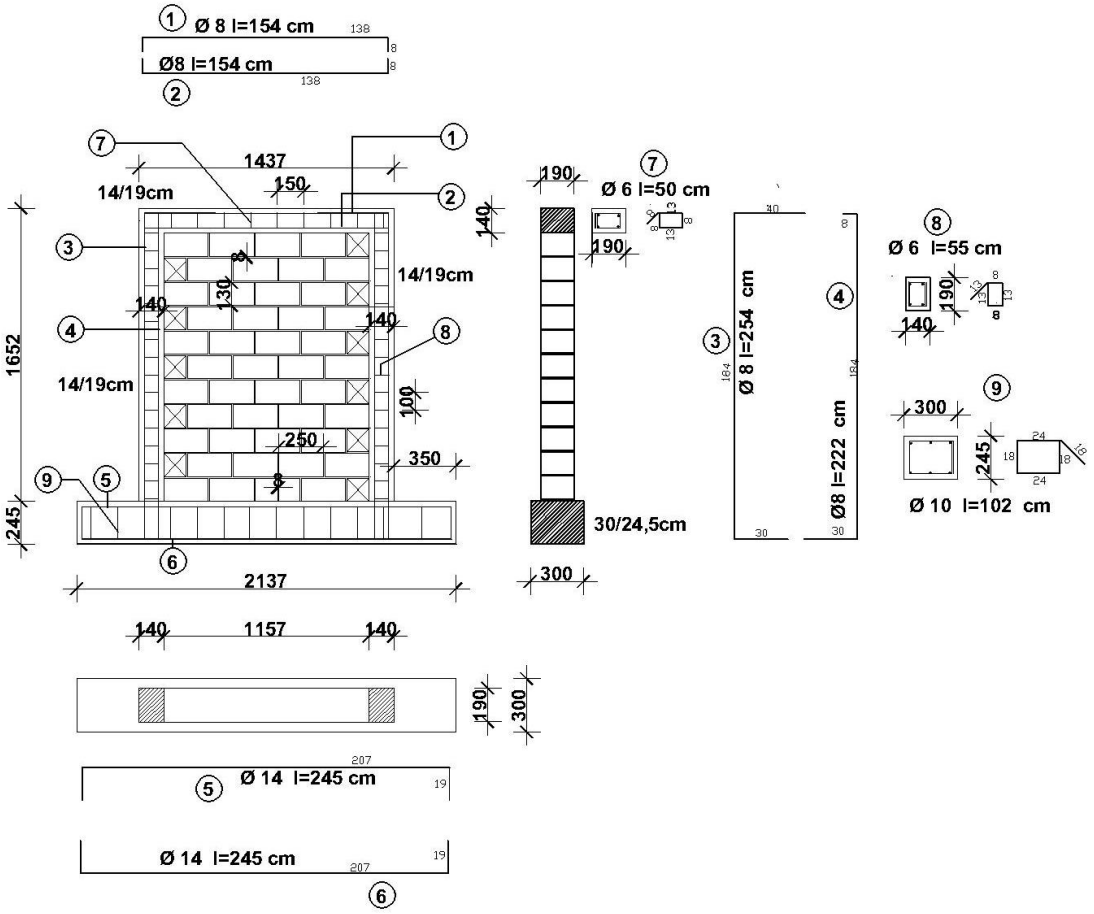
veličina	koeficijent preslikavanja	vrijednost na modelu	vrijednost u naravi (prototip)	opis
	1,5	250/190/130	375/285/195	element za zidanje (mm)
t_s	1,5	8	12	debljina sljubnice (mm)
L	1,5	1437	2155,5	duljina zida (mm)
t	1,5	190	285	debljina zida (mm)
H	1,5	1650	2475	visina zida (mm)
f_m	1	2,16	2,16	karak. tlačna čvrstoća ziđa (N/mm^2)
f_{vko}	1	0,438	0,438	karak. vrij. početne posm. čvrstoće (N/mm^2)
f_t	1	0,12	0,12	vlačna čvrstoća ziđa (N/mm^2)
μ	1	0,309	0,309	koef. trenja ziđa
α	1	1	1	koef. upetosti zida
ε_m	1			deformacija zida
N_{sd}	2,25	131,92	296,83	tlačna sila u zidu (kN)
E_m	1	2620	2620	modul elastičnosti ziđa (N/mm^2)
G_m	1	1048	1048	modul posmika zida (40%E) (N/mm^2)
ω	1/1,5	-	-	Kružna frekvencija (1/sek)

Tablica 4.2. Preslikavanje prototipa u model

Na slici 4.4. prikazane su dimenzije i detalji izvedbe uzoraka tipa B, C i D, a na slici 4.5. detaljni nacrt uzorka tipa A.



Slika 4.4. Uzorci tipa B,C i D



Slika 4.5. Detaljni prikaz uzorka A

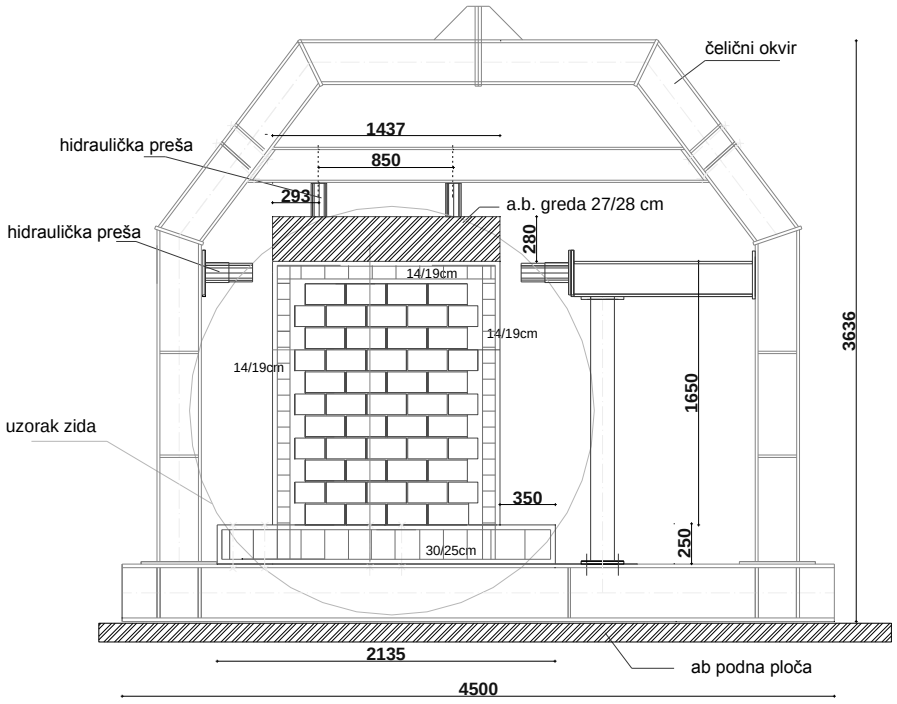
Da bi broj horizontalnih sljubnica u uzorku i prototipu bio jednak, zidni blokovi su po visini piljeni na visinu od 13 cm; duljine zidnih elemenata u uzorku su jednake onima u prototipu i iznose 25 cm. Širina bloka uzorka je 19 cm. Uzorci su zidani na armirano-betonskoj temeljnoj gredi dimenzija 30/24,5 cm. Armatura vertikalnih serklaža je usidrena u temeljnu armiranobetonski temelj. Zidanju se pristupilo nakon što je beton temelja očvrsnuo. Ziđe uzoraka je omeđeno betonskim vertikalnim i horizontalnim serklažima, nakon što su napravljeni zidovi. Izvedeni su na način da je betoniranje pojedine serije obavljeno tijekom tri dana, u jednom danu - po jedan uzorak tipa A, B i C. Ispitivanje svake serije obavljeno je kroz tri dana 28 dana nakon betoniranja serklaža.

Slika 4.6. Izrada temelja uzoraka, priprema oplate za betoniranje vertikalnih serklaža uzoraka

Slika 4.7. Prikaz gotovog uzorka u okviru za ispitivanje

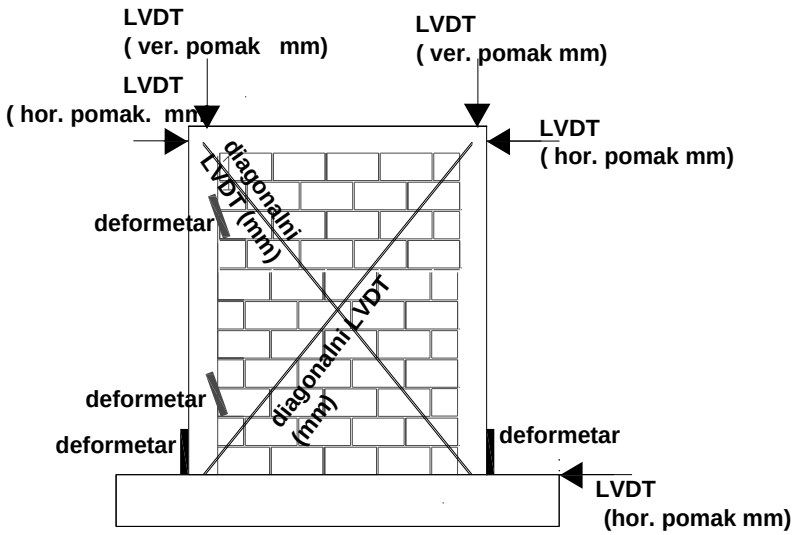
4.4. Oprema za ispitivanje i način bilježenja rezultata

Ispitivanje je provedeno na način da je uzorak opterećen vanjskim konstantnim vertikalnim opterećenjem, upet u temelj i horizontalno naizmjenično opterećivan u nivou gornje a.b. grede u ravnini zida. Uzorak je vijcima kroz temelj učvršćen u čvrsti čelični okvir koji je fiksiran u armiranobetonsku podnu ploču. Vertikalna opterećenja postavljena su na zid preko armiranobetonske grede koja je rasporedila pritisak dviju hidrauličkih preša kapciteta 350 kN, a horizontalna su djelovala naizmjenično preko dviju hidrauličkih preša koje su bile vijcima učvršćene na stupove čeličnog okvira.



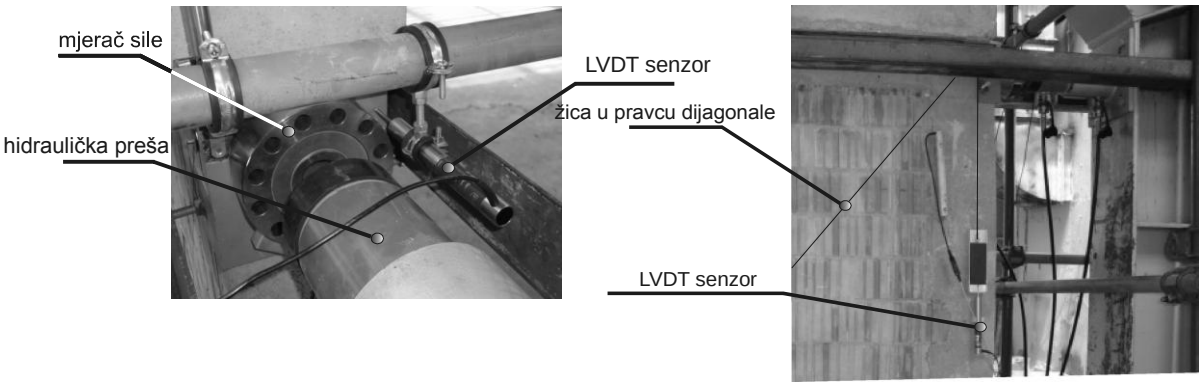
Slika 4.8. Položaj uzorka i preša za opterećenje

Mjerni instrumenti pomaka nalazili su se na nepomičnoj skeli oko uzorka. Pri tome se LVDT (Linear Variable Differential Transformer) senzorima mjerilo pomake u nivou temelja, gornjeg ruba i promjenu duljine dijagonale u ravnini zida te odstupanje od ravnine u nivou gornjeg ruba zida. Na vertikalne serklaže pričvršćeni su induktivni deformetri s bazom 20 cm kojima se mjerila deformacija armiranobetonskih serklaža na mjestima najvećeg savijanja i klizanje između ziđa i vertikalnih serklaža na dnu i vrhu zida. Pojava pukotina bilježena je nakon svakog ciklusa opterećenja.



Slika 4.9. Položaj mjernih senzora na uzorku

Vrh zida je pomoću dva čelična L profila obostrano bio osiguran od možebitnog ispadanja iz ravnine. Cijeli sustav promjene opterećenja i pomaka i deformacija zabilježen je programom DEWESoft s vremenskom gustoćom uzorka od 1/100 sek na prijenosnom računalu. Prikaz postavljanja uzorka u kruti čelični okvir prikazan je na slici 4.8., a shema položaja horizontalnih i vertikalnih sila te mjernih instrumenata na slici 4.9.

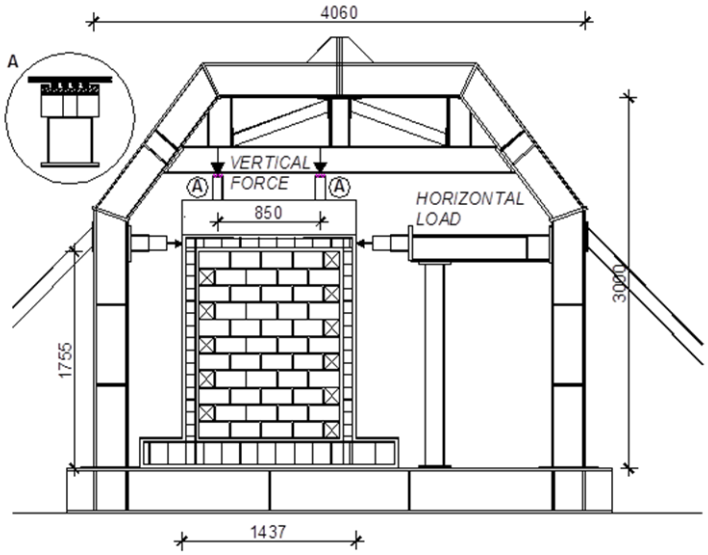


(a) (b)

Slika 4.10. Nivo gornjeg vertikalnog serklaža (a), mjerenje promjene duljine dijagonale (b)

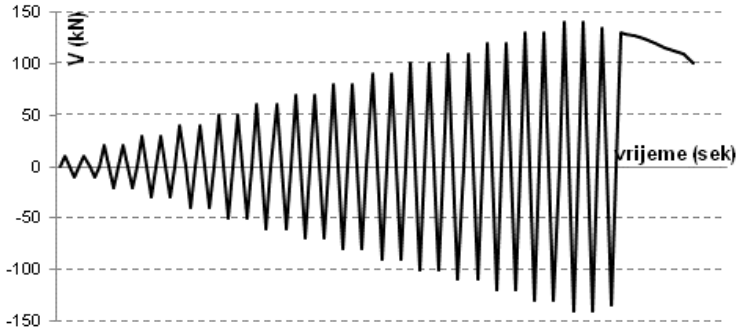
4.5. Vertikalno i horizontalno opterećenje

Vertikalno opterećenje je postignuto dvjema hidrauličkim prešama kapaciteta od 350 kN, koje su simetrično pritisnule armirano-betonsku gredu koja je jednoliko raspodijelila opterećenje na zid. Na mjestima djelovanja vertikalnih sila na gredu izvedeni su horizontalno pomični klizni oslonci. Horizontalno opterećenje djelovalo je kao izmjenična horizontalna sila u nivou osi horizontalnih serklaža. Nanošeno je hidruličkim prešama kapaciteta 350 kN. Pri tome je temelj bio nepomično učvršćen u okvir za ispitivanje kako je prikazano na slici 4.11.



Slika 4.11. Shema djelovanja vertikalnih i horizontalnih opterećenja na uzorak

Horizontalna sila se od početne vrijednosti od 10 kN povećavala s korakom od 10 kN, pri čemu je izmjenično svaki korak ponovljen dva puta. Od trenutka kada je dosegnuta najveća horizontalna sila (opaženo je opadanje sile uz povećanje pomaka) kontroliran je pomak uz monoton prirast do veličine kada je sila opala na 80% najveće vrijednosti. Daljnje ispitivanje je bilo nemoguće zbog ograničenja veličine mjerenja pomaka LVDT-a. Promjena sile u vremenu prikazana je na slici 4.12.



Slika 4.12. Promjena horizontalne sile tijekom ispitivanja

4.6. Način obrade i prikaz mjerenih podataka

Najbitnija mehanička svojstva, koja određuju kapacitet nosivosti i deformaciju zidova sastoje se od dvije osnovne grupe podataka: to su svojstva ugrađenih kompozita u materijal ziđa i osobitosti ziđa tretiranog kao cjeloviti anizotropni materijal. Najvažnija mehanička svojstva kompozitnog materijala ziđa

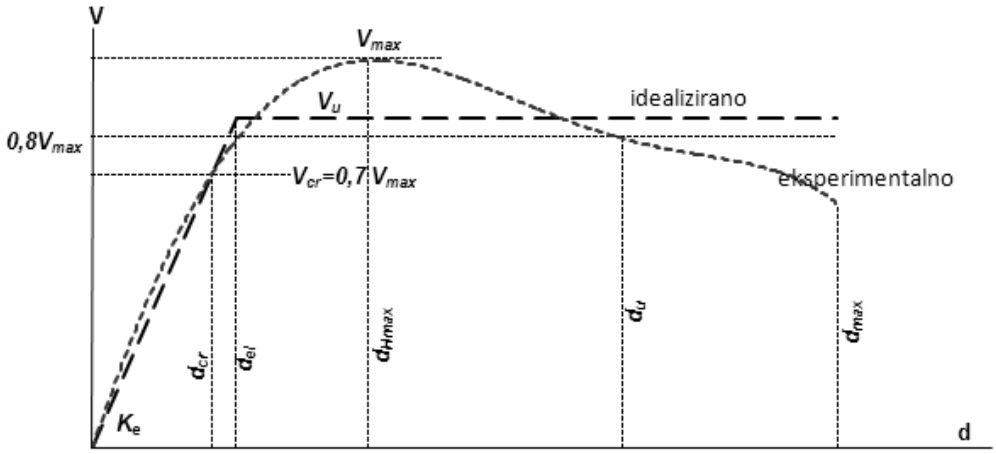
- tlačna čvrstoća ziđa f_m ,

- posmična f_v i vlačna čvrstoća f_t,
- modul elastičnosti E_m,
- modul posmika G_m,
- krutost K i
- faktor duktiliteta μ_u,

mogu se odrediti, odnosno procijeniti na osnovu nekih eksperimentalno utvrđenih veličina. Kako je prikazano na slici 4.9. na ispitivanim uzorcima mjerene su vrijednosti horizontalnih i vertikalnih pomaka na pojedinim mjestima, te veličine horizontalnih i vertikalnih sila koje su pri tome djelovale na gornjem rubu zida. Tlačna, vlačna i posmična čvrstoća ziđa prethodno su određene na uzorku ziđa kako to nalažu odgovarajuće norme (opisano u poglavlju 3.). Modul elastičnosti ziđa E_m procijenjen je na osnovu preporuke EC6 kao 1000 f_k, a modul posmika G_m kao 40% vrijednosti E_m. Krutosti zidova i faktori duktiliteta određeni su na osnovu mjerenja pomaka i sila. Pri tome su korišteni neki već standardni postupci obrade. Uobičajeno je idealiziranje eksperimentalno dobivene krivulje odnosa horizontalnog pomaka vrha zida prema veličini horizontalne sile bilinearnom ili trilinearnom anvelopom. U daljnjem tekstu pomakom zida nazivat će se pomak gornjeg ruba horizontalnog serklaža uzorka.

4.6.1. Bilinearna idealizacija

U ovom radu idealizacija za svaki od uzoraka provedena je bilinearnim odnosom u kojem je granična vrijednost horizontalne sile V_u određena iz uvjeta izjednačenja potrošnje energije stvarne i idealizirane krivulje (Tomaževič,1999.). Pri tome se procijenilo da pojava prvih značajnih pukotina svim uzorcima nastaje pri veličini horizontalne sile koja je 70% vrijednosti najveće $V_{\max}$, a granicom rušenja $V_{d\max}$ stanje pri kojem najveća horizontalna sila opadne za cca 25% svoje vrijednosti. Granični pomak odgovara opadanju najveće sile otpora za 20% (Frumento i dr. 2009.). Efektivna krutost se dobije kao omjer $K_e = V_{cr} / d_{cr}$.



Slika 4.13. Idealizacija eksperimentalnih rezultata bilinearnom krivuljom

Kada je određena krutost K_e iz uvjeta da je površina ispod krivulje eksperimentalno dobivenih rezultata jednaka onoj ispod idealizirane može se izračunati idealizirana granična sila kao:

$$V_u = K_e\left(d_{max} - \sqrt{{d_{max}}^2 - \frac{2A_{anv}}{K_e}}\right) \qquad \text{.....(4.3.)}$$

Veličina faktora duktiliteta definira se kao odnos odnos pomaka na granici nosivosti s pomakom na idealiziranoj granici elastičnosi:

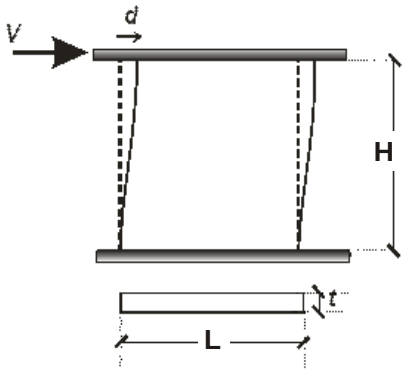
$$\mu_u = \frac{d_u}{d_{el}} \qquad \text{.....(4.4.)}$$

4.6.2. Krutosti

Efektivna krutost K_e može se izračunati iz odnosa najveće sile u bilinearnom dijagramu i idealizirane veličine pomaka na granici elastične grane:

$$K_e = \frac{V_u}{d_{el}} \qquad \text{.....(4.5.)}$$

Veličina efektivne krutosti je značajna pri određivanju razdiobe seizmičkih sila po pojedinim zidovima građevine, jer krutost građevine kao superpozicija krutosti njezinih zidova određuje period vibracija zgrade. Stoga usporedba vrijednosti veličine elastične krutosti zida koja bi se dobila iz momenta tromosti poprečnog presjeka i eksperimentalno dobivenih krutosti daje dobru osnovu za prosudbu o utjecaju detalja izvedbe na mehanička svojstva zida. Po definiciji elastična krutost je vrijednost posmične sile koja uzrokuje jedinični pomak na zidu s određenim rubnim uvjetima, geometrijom i svojstvima ugrađenih materijala.



Slika 4.14. Deformacija zida upetog na oba horizontalna ruba

Pomak koji nastaje uslijed djelovanja savijanja i smicanja je veličine:

$$d = \frac{V \cdot H^3}{12EI_z} + \frac{\kappa \cdot V}{GA_w} \qquad \text{.....(4.6.)}$$

gdje je $I_z = \frac{t \cdot L^3}{12}$ = moment tromosti poprečnog presjeka zida,

A_w = površina poprečnog presjeka zida, a

κ = koeficijent posmika za pravokutni poprečni presjek.

Ako se izrazi za površinu i moment tromosti poprečnog presjeka i $\kappa = 1{,}2$ uvrste u izraz (4.6.) može se odrediti teorijski izraz za večilinu efektivne krutosti zida kao:

$$K_e = \frac{V}{d} = \frac{G \cdot A_w}{1{,}2H \cdot \left[1 + \alpha \frac{G}{E}\left(\frac{H}{L}\right)^2\right]} \qquad \text{.....(4.7.)}$$

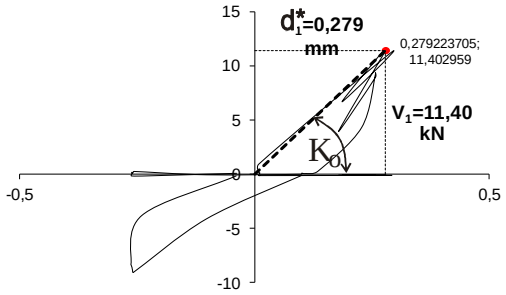
gdje je α koeficijent ovisan o rubnim uvjetima, u ovom slučaju (obostrano upet zid) 0,83. Vrijednosti veličina modula elastičnosti i posmika su procijenjene prema preporukama EC6 i prikazane u tablici 4.3.

$E_m=1000f_k$	2620	N/mm^2
$G_m=0{,}4E$	1048	N/mm^2
H	1652	mm
L	1437	mm
t	190	mm
α	0,83	

Tablica 4.3. Materijalne i geometrijske karakteristike ispitivanog uzorka

Procijenjena vrijednost elastične krutosti neraspucanih uzoraka na osnovu izraza (4.7.) iznosi K_e*=100,*39 kN/mm. Kako vertikalni serklaži ne utječu bitno na krutost zida u proračunu nisu niti uzeti u obzir. Na svim anvelopama nosivosti naznačene su vrijednosti efektivne krutosti

koji se dobiju u bilinearnom dijagramu. Iz ovih je podataka moguće odrediti veličinu ekvivalentnog modula elastičnosti raspucanog presjeka kao $E_{ras}=E\cdot\beta$. Kako se promjena krutosti može dovesti u izravnu vezu s razinom oštećenja zida, iz anvelope nosivosti određena je krivulja opadanja sekantne krutosti, pri čemu je početna krutost određena izravno iz mjerenih vrijednosti prvog ciklusa opterećenja, kako je prikazano na slici 4.15. (za uzorak B1).



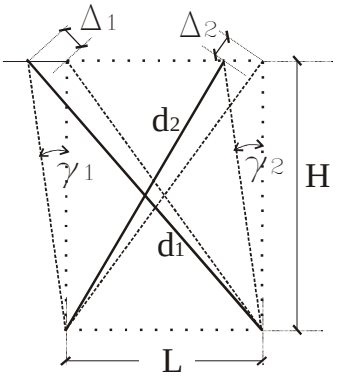
Slika 4.15. Histerezna petlja 1. ciklusa opterećenja uzorka B1

$$K_o = \frac{V_1}{d_1 *} \qquad \text{.....(4.8.)}$$

Nakon prikaza vrijednosti za pojedinačne uzorke rezultati su obrađeni preko srednjih vrijednosti za pojedini tip uzoraka, odnosno fit-funkcijom za grafičke prikaze.

4.6.3. Posmične deformacije

Da bi se odredila veličina posmičnih deformacija i njihov udio u ukupnom horizontalnom pomaku zida analizirana je promjena duljina dviju dijagonala. Iz poznatih dijagonalnih pomaka moguće je odrediti posmične deformacije. Ovdje je ukupna posmična deformacija određena kao srednja vrijednost mjerenja na dvije dijagonale kako pokazuje slika 4.16.



Slika 4.16. Posmična deformacija zida

$$\gamma_1 = |\Delta_1| \cdot \frac{d_1}{L \cdot H} \,\&\, \gamma_2 = |\Delta_2| \cdot \frac{d_2}{L \cdot H} \Rightarrow \gamma_{pros} = \frac{1}{2}(\gamma_1 + \gamma_2) \quad \text{.....(4.9.)}$$

Horizontalni pomak zida uslijed posmične deformacije može se odrediti kao:

$$d_h = \gamma_{pros} \cdot H \quad (4.10.)$$

Razlika između ukupnog pomaka i pomaka koji je nastao od posmične deformacije predstavlja veličinu pomaka prouzročenu savijanjem. Ovaj pokazatelj je jedan od bitnih pri procjenjivanju mehanizma sloma.

4.6.4. Razina oštećenja

Europska makroseizmička ljestvica zamijenila je do tada korištenu Medvedev-Spoheuer-Karnikovu ljestvicu intenziteta potresa. Na XXV skupštini Europske seizmološke komisije u Rejkjaviku usvojena je rezolucija kojom se preporučuje zemljama članicama primjena nove seizmičke ljestvice. Pri tome se nastojalo objediniti znanja i uspostaviti suradnju između inženjera i seizmologa. Navedeni dokument sadrži detaljne upute o primjeni. Za razliku od mjerenja potresa preko oslobođene energije, odnosno magnitude, EMS-98 intenzitet potresa izražava preko njegovog učinka na određeno područje. Ljestvica ima dvanaest stupnjeva intenziteta. Np. stupanj II. opisan kao „jedva primjetan“ uz dodatno obrazloženja: „ Titranje osjećaju tek poneki ljudi na počinku,posebno na višim katovima zgrada“; stupanj V. je „jaki“ uz dodatni opis: „Potres osjećaju u zatvorenim prostorima gotovo svi, na otvorenom većina. Mnogi usnuli se bude. Naki bježe na otvoreno. Svi dijelovi zgrada podrhtavaju. Većina objekata se značajno njišu. Porculan i staklo zveckaju. Vibracije su snažne. Objekti s velikom masom na vrhu se prevrću. Vrata i prozorska krila se njišu.“ Podjela konstrukcija (zgrada) u razrede oštetljivosti predviđa grupe A, B, C, D, E i F, uz pretpostavku vjerojatne, manje vjerojatne i očekivane pojave oštećenja za pojedine vrste konstruktivnih sustava: zidane, armiranobetonske, čelične i drvene. Područje zidanih konstrukcija predviđa razrede oštetljivosti i njihovu očekivanost kako je prikazano u tablici 4.4.

Vrsta konstrukcije		Razred oštetljivosti					
		A	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**
ziđe	suhozid, ziđe od neobrađenog kamena vezanog mortom	○					
	od nepečenih zidnih elemenata	○	▬				
	od klesanaca	┤	┈	○			
	od kamenih masiva		├	▬	○	┈	
	nearmirano ili od obrađenog kamena	├	┈	○	▬	┤	
	nearmirano s a.b. međukatnim konstrukcijama		├	▬	○	┈	
	omeđeno i armirano			├	┈	○	▬

Tablica 4.4. Podjela konstrukcija (zgrada) u razrede oštetljivosti (tablica oštetljivosti)

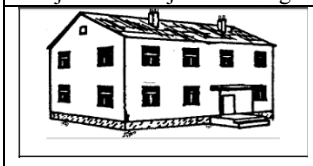
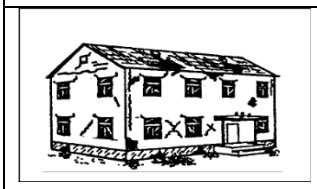
U prikazanoj tablici vjerojatnost pojave oštećenja za pojedine vrste zidanih zgrada predstavljaju oznake:

○ - najvjerojatnije oštetljiva

▬▬▬- vjerojatno oštetljiva

┈┈┈┈┈┈┈┈ - manja vjerojatnost, iznimke.

Težine oštećenja zidanih zgrada podijeljene su u pet stupnjeva kako je prikazano u tablici 4.5.

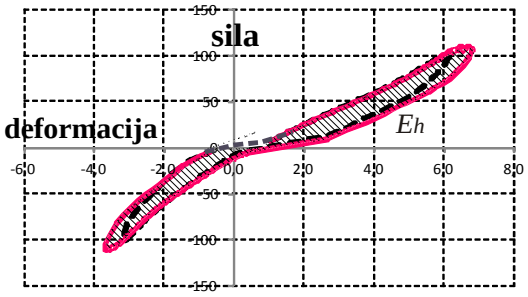
Podjela oštećenja zidanih zgrada	
	**Stupanj G1. Zanemariva do blaga oštećenja** U ponekim zidovima vlasate pukotine. Otpadanje malih komadića žbuke. Vrlo rijetko moguće je ispadanje pojedinih komada zidnih elemenata s viših etaža.
	Stupanj G2. Umjerena oštećenja (blaga oštećenja konstrukcije, umjerena oštećenja nekonstruktivnih dijelova) Pukotine u većini zidova. Otpadanje većih komada žbuke. Dlelomično rušenje dimnjaka.
	**Stupanj G3. Znatna do teška oštećenja (umjerena oštećenja konstrukcije, teška oštećenja nekonstruktivnih dijelova)** U većini zidova velike pukotine. Odvajanje pokrova. Pucanje dimnjaka u razini pokrova; slom pojedinih pregrada i zabata.
	Stupanj G4. Jako teška oštećenja (teška konstruktivna oštećenja, jako teška oštećenja nekonstruktivnih dijelova) Ozbiljni lomovi zidova; djelomično rušenje konstrukcije krova i stropnih konstrukcija.
	Stupanj G5. Razorno (jako teška oštećenja konstrukcije) Potpuno ili skoro potpuno rušenje.

Tablica 4.5. Razdjelba oštećenja zidanih zgrada

Na temelju kriterija tablice oštećenja zgrada i opažanja tijekom ispitivanja zidova određene su granice, odnosno veličine relativnih katnih pomaka, pojedinih područja oštećenja zidova koja će postužiti za detaljnije analize oštećenja višekatnih zgrada od omeđenog ziđa.

4.6.5. Utrošak energije i prigušenje

Materijalna nelinearnost zidanih konstrukcija očituje se u opadanju krutosti i povećanju prigušenja do određene razine oštećenja. Sa stanovišta energije u dijagramu pomak-sila površina ispod krivulje predstavlja veličinu energije pohranjene u konstruktivni element. Ako je materijal napregnut u području nelinearnog ponašanja, činjenica je da nakon rasterećenja postoji dio nepovratne deformacije, a što upućuje na zaključak da je na trajnu deformaciju nepovratno potrošen dio uložene energije. Konstrukcija povratnom deformacijom vraća samo dio energije koji bi vratila da je materijal u području linearno-elastičnih deformacija. Mjeru količina nepovratno izgubljene energije predstavlja površina unutar histerezne petlje, kako pokazuje slika 4.15.

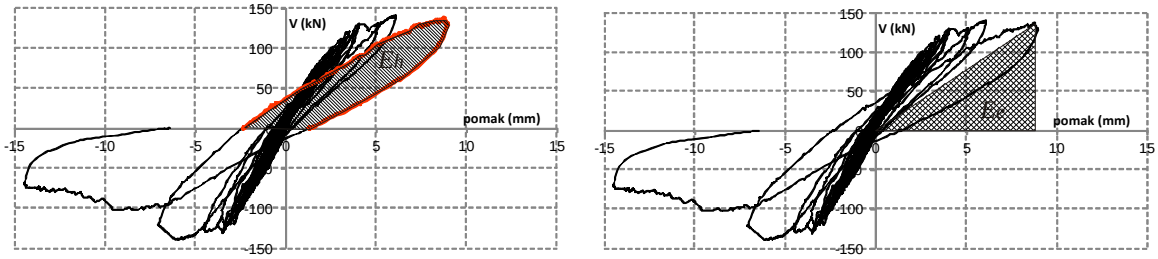


Slika 4.17. Nepovratno potrošena enegija tijekom cikličkog opterećivanja zida

Po pojedinim ciklusima ispitivanja moguće je odrediti ukupno uloženu i disipiranu energiju. Pri tome se histerezno prigušenje opisuje koeficijentom ekvivalentnog viskoznog prigušenja ξ:

$$\xi = \frac{E_h}{4 \cdot \pi \cdot E_e} \ , \qquad \text{.....(4.11)}$$

gdje je E_h je površina unutar petlje jednog histereznog ciklusa, a E_e površina koja odgovara idealno elastičnoj deformaciji na istoj razini deformacije kao i promatrani ciklus.



Slika 4.18. Prikaz potrošene energije E_h i energije idealno elastične deformacije E_e

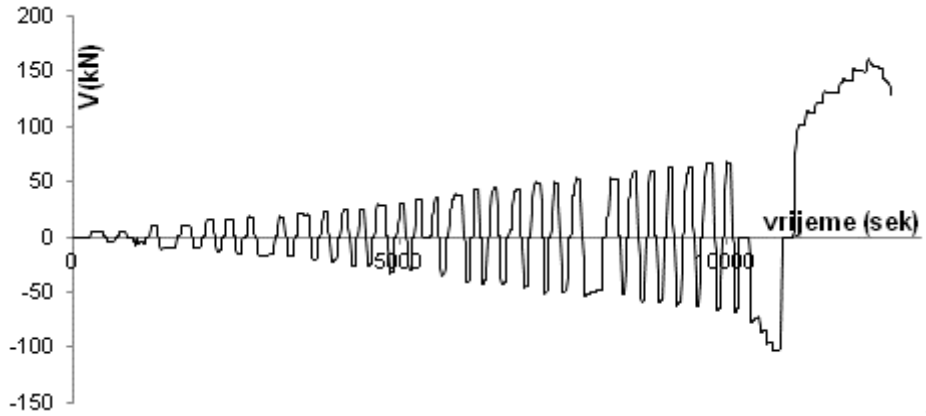
4.7. Eksperimantalni rezultati pojedinih uzoraka

Na osnovu mjerenih veličina sila, pomaka i deformacija, opažanja pojava pukotina, ljuštenja i svih drugih podataka koji se čine značajnim za pojavu popuštanja uzoraka zidova pri cikličkom horizontalnom opterećenju istim postupkom su obrađeni rezultati ispitivanja svih deset uzoraka. U svim rezultatima mjerenja horizontalnih pomaka uočena je blaga nesimetričnost koja se je najvjerojatnije nastala kao posljedica nedovoljne krutosti gornje čelične grede okvira za ispitivanje i nesimetričnog položaja uzorka u okviru.

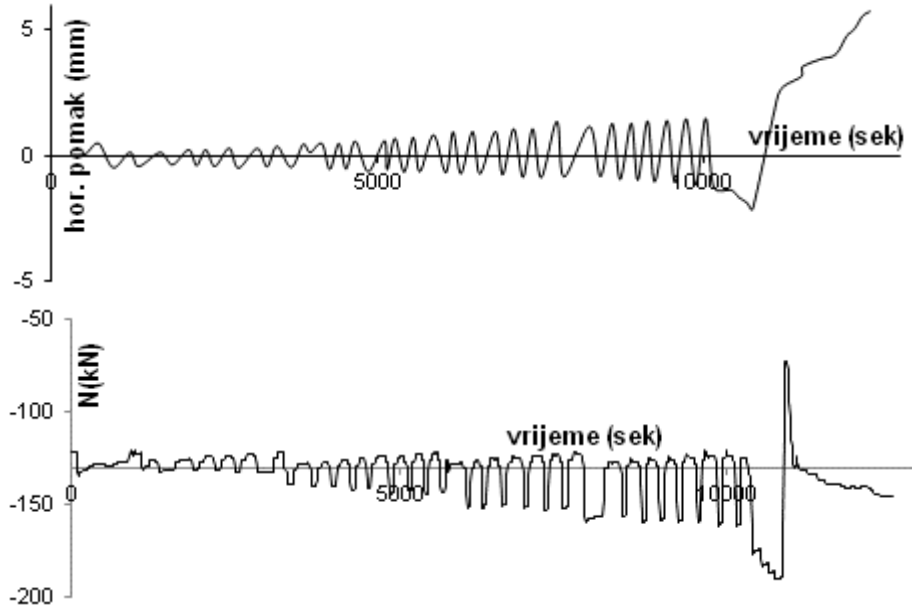
4.7.1. Serija A

4.7.1.1. Uzorak A1

Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu zida, te promjenu vertikalne sile prikazuju slike 4.19 a) do c).



a) vrijeme - hor.sila

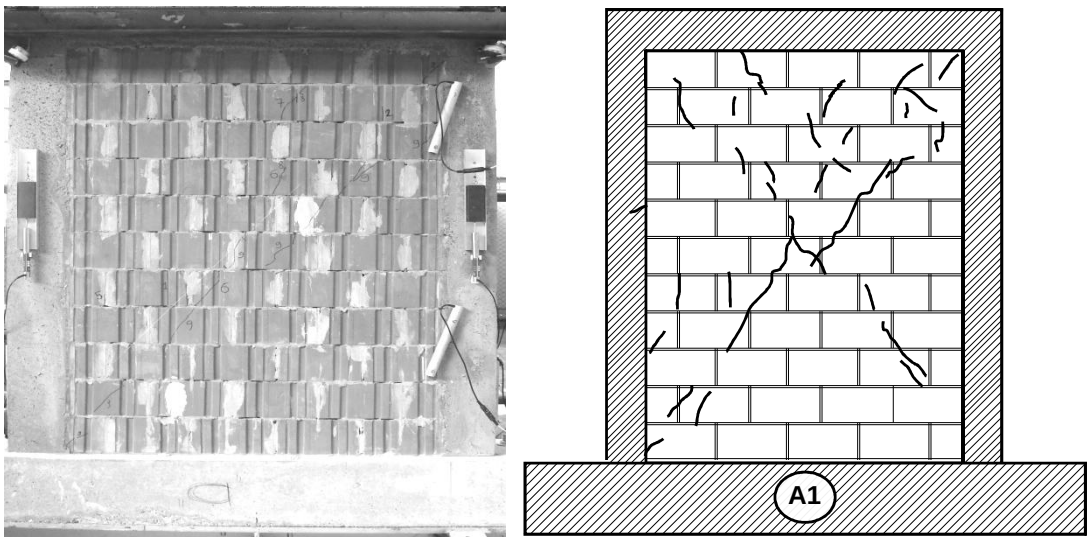


b) vrijeme - hor. pomak

c) vrijeme – ukupna vert. Sila

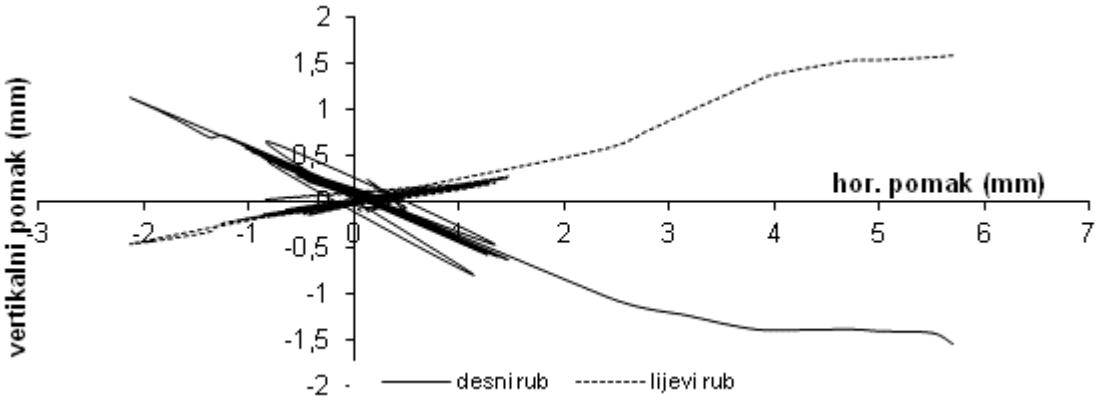
Slika 4.19. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska u uzorku A1

Iz prikazanog odnosa ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka vidljiv je trend blagog povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Najveći relativni katni pomak koji je zid dosegnuo iznosio je 0,36%. Tijekom pokusa su prve pukotine opažene pri hor. pomaku od 1mm, odnosno IDR=0,063% u zidnim elementima kao uske vertikalne pukotine visinom ograničene na jedan element. Kose pukotine nastaju pri nivou opterećenja od cca 130 kN pri hor. pomaku 3,2mm (IDR=0,2%) u području dijagonale ziđa. U slijedećim ciklusima pukotine počinju stvarati kontinuiranu liniju duž dijagonale ziđa.



Slika 4.20. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka A1

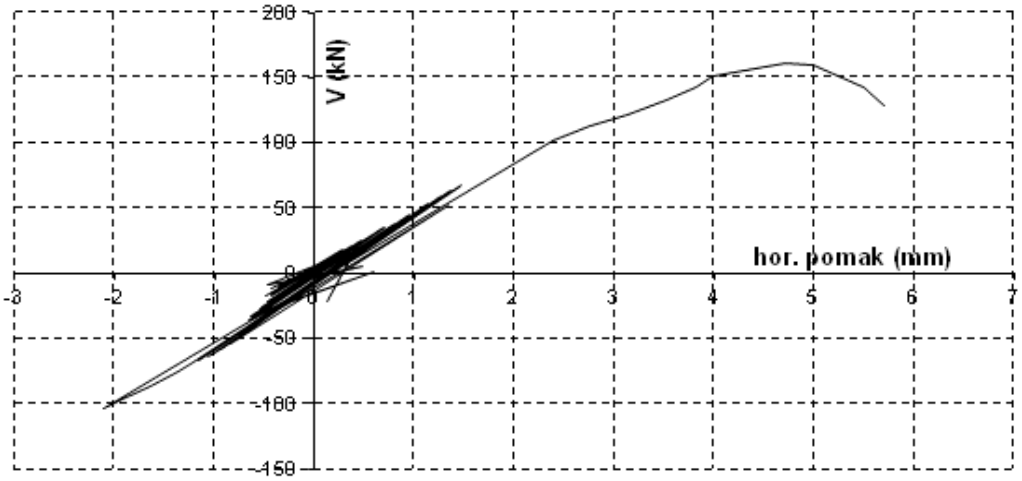
Koso pružanje najvećeg dijela pukotina ukazuje na slom uslijed prekoračenja glavnih vlačnih naprezanja u materijalu. Konačna ocjena mehanizma sloma nalazi se u pog. 4.8.1. Najveća otpornost na horizontalno djelovanje iznosila je 160,65 kN pri relativnom katnom pomaku od 0,298%.



Slika 4.21. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka A1 prema horizontalnom pomaku

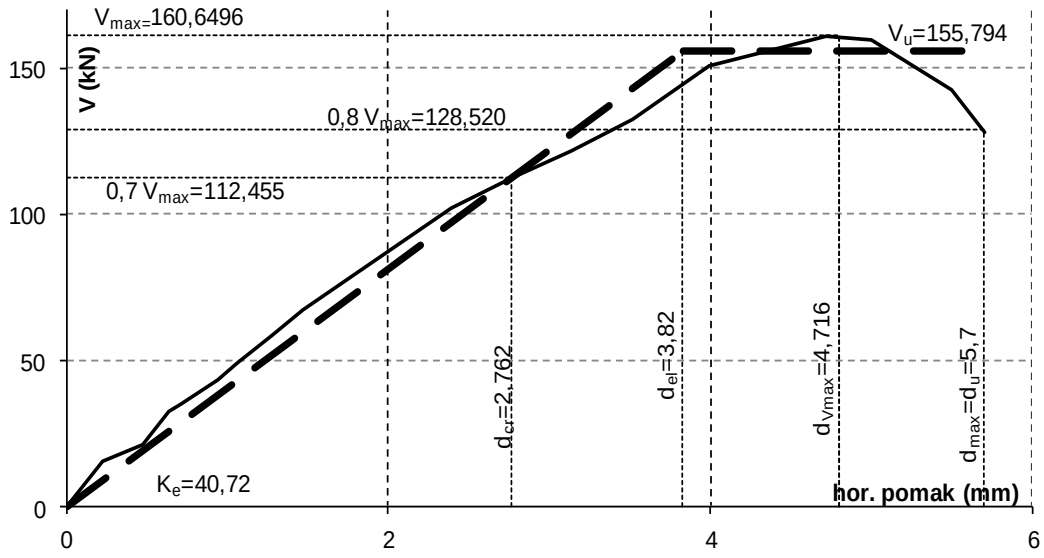
Na slici pomaka lijevog i desnog vertikalnog ruba vidi se blaga nesimetrija. U posljednjoj fazi ispitivanja „guranjem“ odizanje jednog i spuštanje drugog kraja zida uglavnom je simetrično i ukazuje na savijanje uzorka.

Nažalost, histereznu petlju ovog uzorka nije moguće rekonstruirati u cijelosti, jer su nestali kompjutorski zapisi pomaka tijekom ispitavanja. Na osnovu računalnog zapisa promjene sile i podataka o pomacima koji su bilježeni manuelno, određena je histerezna petlja, točno koliko je bilo moguće.



Slika 4.22. Histerezna petlja uzorka A1

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom te su određeni osnovni opće prihvaćeni parametri ponašanja uzorka koji su očitani iz slika i prikazani u tablici 4.6.

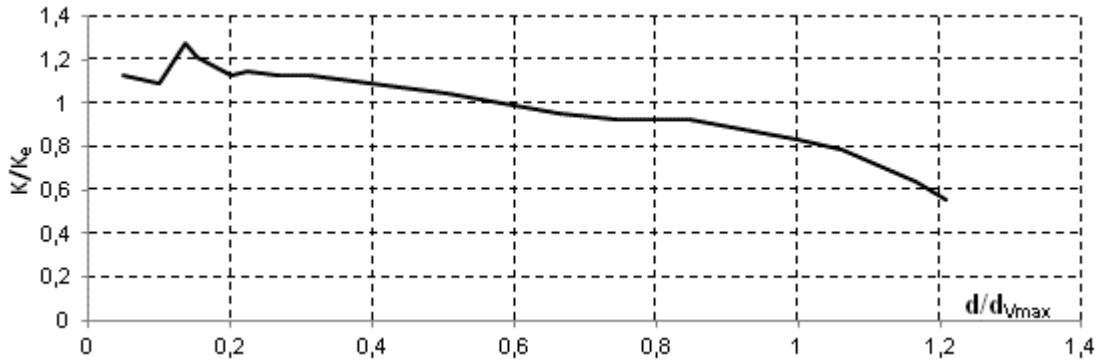


Slika 4.23. Bilinearna idealizacija uzorka A1

svojstvo	određena vrijednost
elastična krutost (kN/mm)	40,72
pojava prvih pukotina (kN)	112,455
granična sila otpora (kN)	155,794
IDR granice elastičnosti (%)	0,242
IDR najveće sile otpora (%)	0,298
IDR granice sloma (%)	0,361

Tablica 4.6. Mehaničke osobitosti uzorka A1

Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na slici 4.24. Uz malo početno kolebanje sekantna krutost uzoraka opada za d/d_{Vmax} veće od 0,2 ujednačeno, skoro linearno do vrijednosti cca 60% vrijednosti elastične krutosti određene bilinearnom idealizacijom..

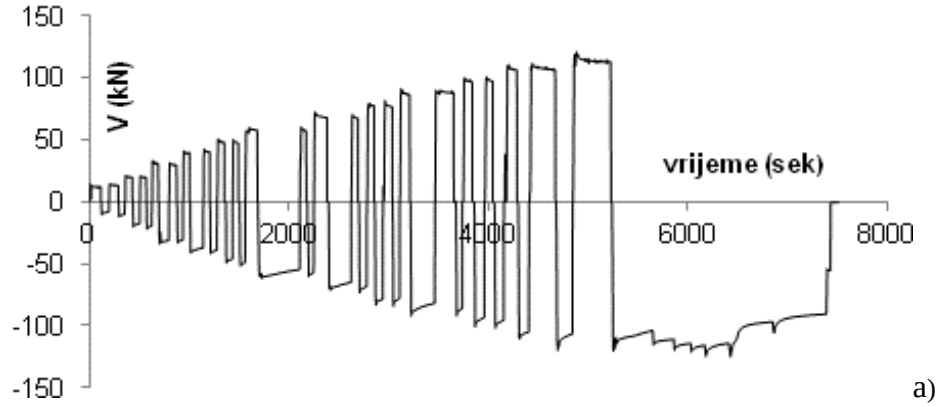


Slika 4.24. Opadanje krutosti uzorka A1

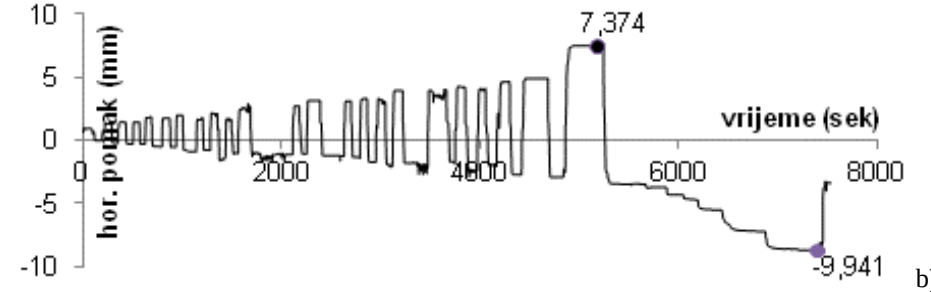
Energetska analiza nije provedena iz razloga koji su već navedeni u opisu histerezne petlje.

4.7.1.2. Uzorak A2

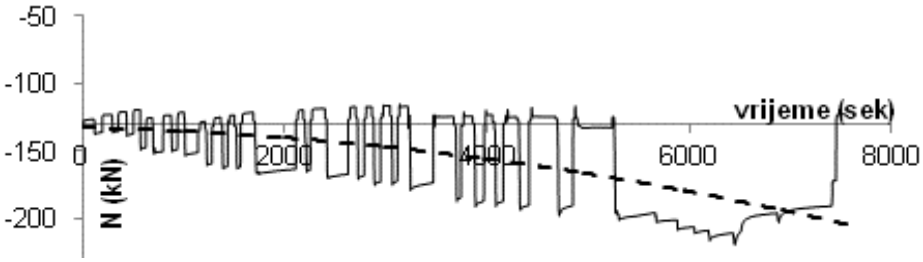
Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu zida, te promjenu tlačne sile u zidu prikazuju slike 4.25 a) do c).



a) vrijeme - hor. sila



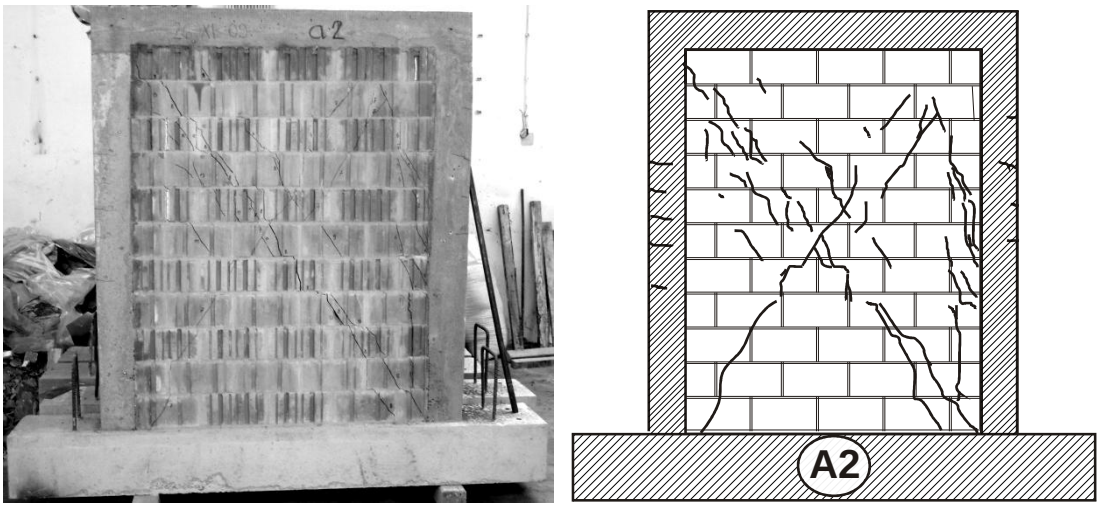
b) vrijeme - hor. pomak



c) vrijeme – ukupna vert.sila

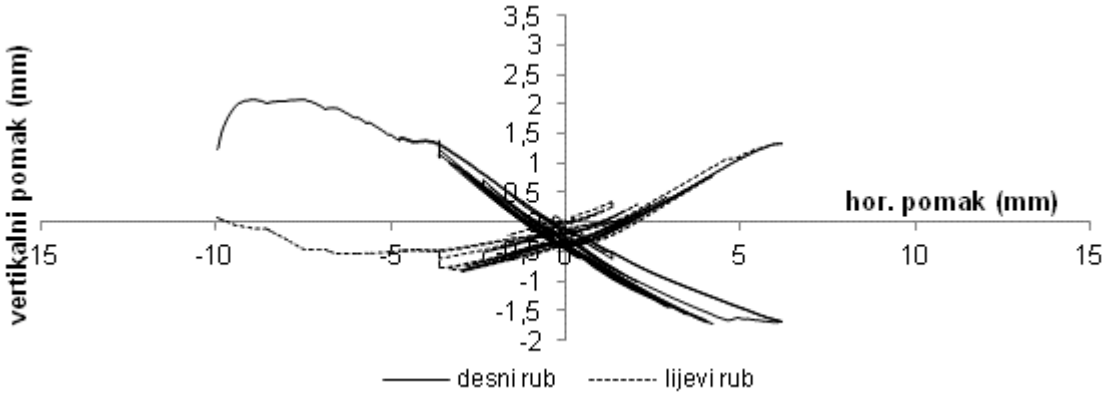
Slika 4.25. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka A2

Iz prikazanog odnosa ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka očigledan je trend povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Najveći relativni katni pomak do kojega je uzorak ispitivan iznosio je 0,62%. Prve pukotine pojavile su se pri relativnom pomaku od 0,17% u središnjem dijelu zida, a najveća otpornost na horizontalno djelovanje iznosila je 125,4 kN pri relativnom katnom pomaku od 0,41%.



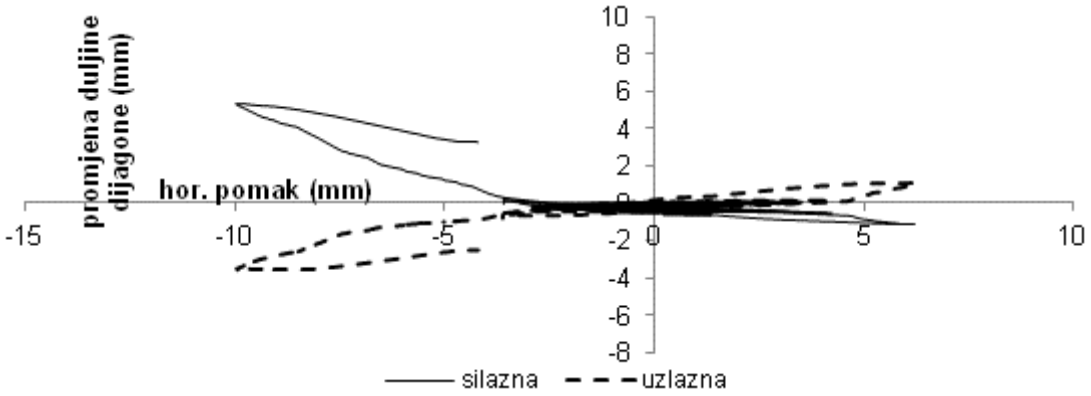
Slika 4.26. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka A2

Prve pukotine su se pojavile uglavnom u dijagonalnom smjeru, uz neznatnu pojavu tankih kratkih vertikalnih u zidnim elementima. S povećanjem horizontalnog pomaka debljine i duljine pukotina su se povećavale šireći se radijalno prema rubovima zida, odnosno vertikalnim i horizontalnim serklažima i temelju. Naposljetku su se pojavile pukotine u betonu vetikalnih serklaža. Konačna slika pukotina pokazuje najveću količinu pukotina u gornjem dijelu zida. Horizontalne pukotine su u vertikalnim a.b. serklažima nastale pri katnom pomaku od 0,24%. U ziđu prevladavaju dijagonalne kose pukotine kroz središnji dio zida. Konačna ocjena mehanizma sloma nalazi se u pog. 4.8.1.

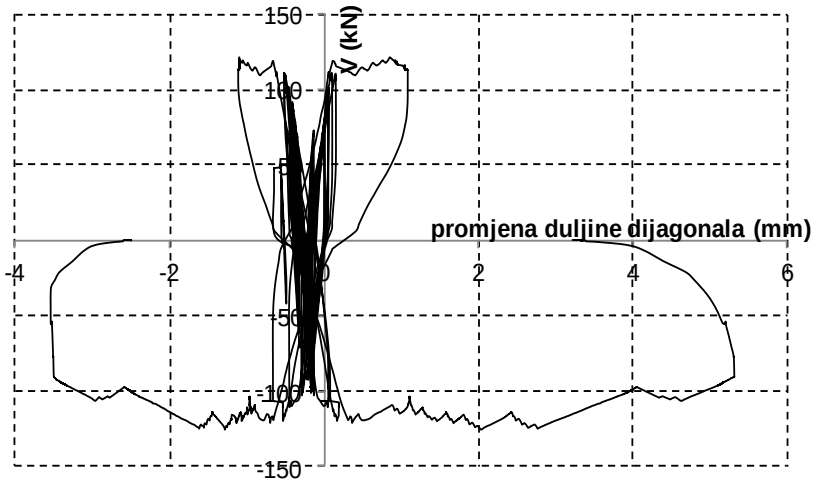


Slika 4.27. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka A2 prema horizontalnom pomaku

Na slici pomaka lijevog i desnog vertikalnog ruba vidi se očekivana simetrija samo do do relativnog katnog pomaka od 0,17%, tj. do granice pojave prvih pukotina. Pri tome se povećava ukupna tlačna sila u zidu. Očita je nesimetričnost u posljednjoj fazi ispitivanja „guranjem“ pri kojemu se deni rub znatno izdizao pri čemu se lijevi nije očekivano spuštao.

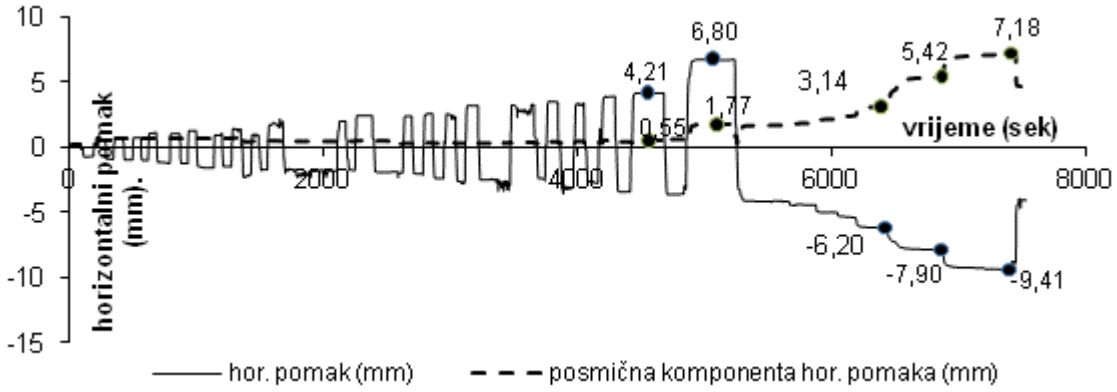


Slika 4.28. Promjena duljina dijagonala uzorka A2



Slika 4.29. Promjena duljina dijagonala o ovisnosti o promjeni hor. Sile V uzorka A2

Iz mjerene promjene duljina dijagonala određene su posmične deformacije prema ukupnom pomaku. Značajno posmično popuštanje nastaje u području relativnog katnog pomaka IDR=0,40%, a koji odgovara relativnom katnom pomaku koji neposredno prethodi položaju najveće sile otpora zida.



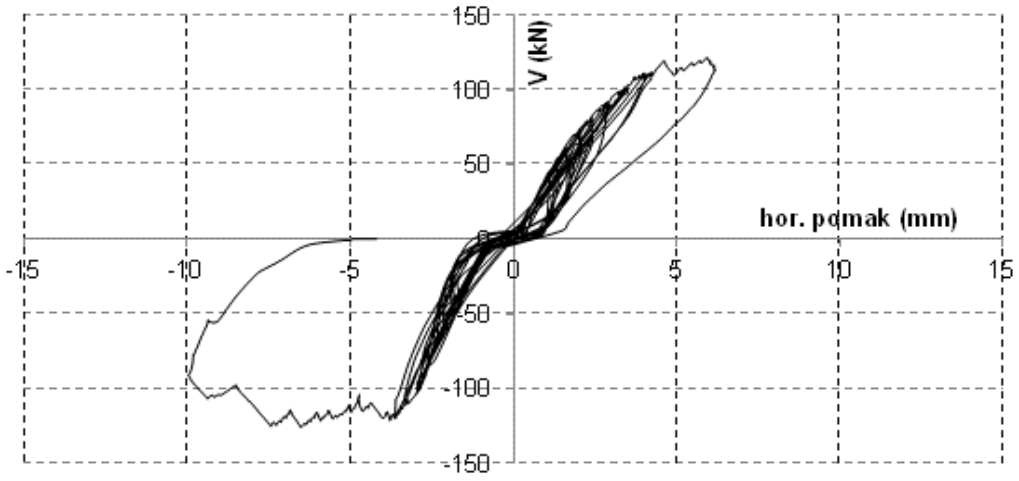
Slika 4.30. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka A2

Veličine odnosa posmičnog prema ukupnom horizontalnom pomaku prikazan je u tablici 4.7.

relativni katni pomak IDR %	**0,27**	**0,43**	**0,39**	**0,50**	**0,60**
horizontalni pomak (mm)	4,21	6,80	6,2	7,90	9,41
hor. komp. posmične deformacije (mm)	0,55	1,77	3,14	5,42	7,18
udio posmične deformacije u ukupnoj (%)	13,06	26,03	50,65	68,61	76,30

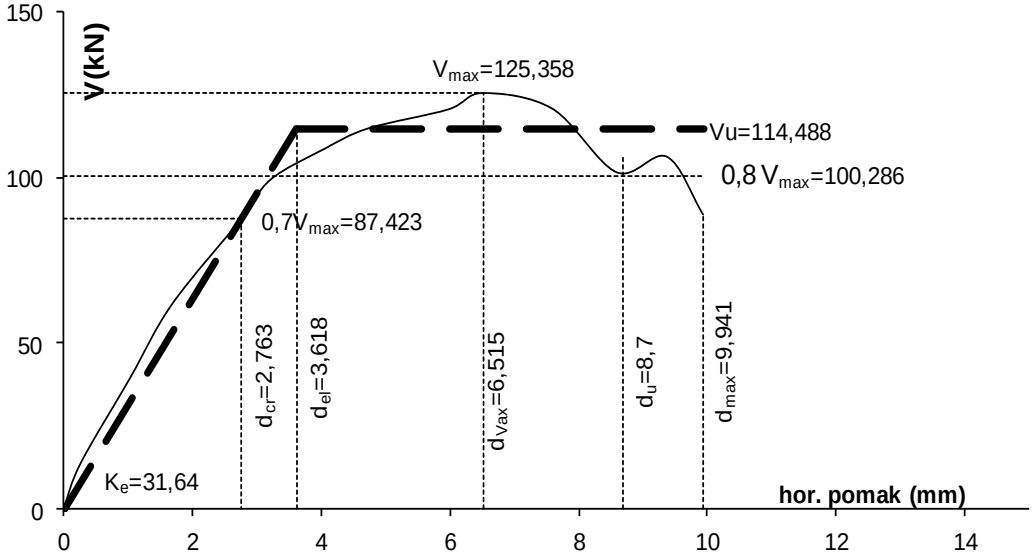
Tablica 4.7. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka A2

Histerezna petlja je izbočenog oblika po ciklusima. Nakon dosezanja sile otpora oko 110 kN nagib prirasta postaje sve blaži. Uz blago kolebanje vrijednosti sile otpora horizontalni pomak naglo raste do 6,2 mm (IDR=0,40%). Nakon toga, u slijedećem ciklusu sila otpora više ne može prekoračiti veličinu od 120 kN, te lagano opada uz veliki prirast pomaka. Uzorak ima velika plastična popuštanja, pri čemu ne dolazi do naglog povećanja širina pukotina ili značajnog ljuštenja stijenki zidnih blokova.



Slika 4.31. Histerezna petlja uzorka A2

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom koji onda određuje osnovne općeprihvaćene parametre ponašanja uzorka koji su očitani iz slika 4.32 i prikazani u tablici 4.8.

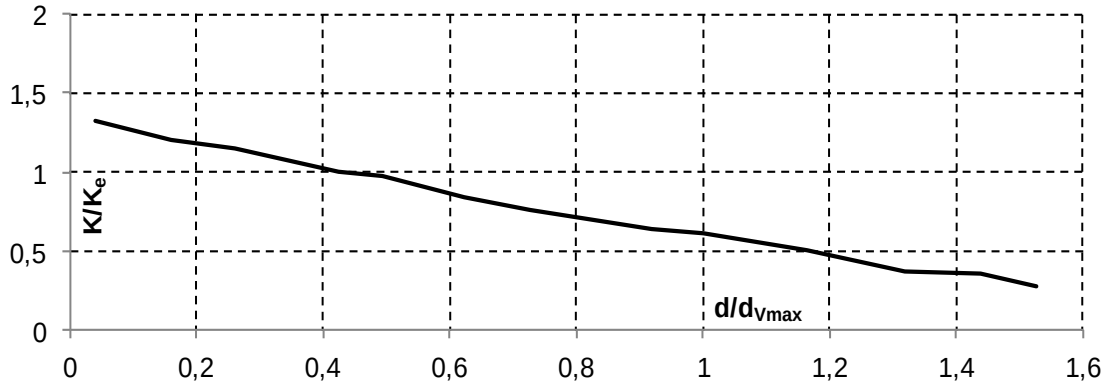


Slika 4.32. Bilinearna idealizacija uzorka A2

svojstvo	određena vrijednost
početna krutost (kN/mm)	31,64
pojava prvih pukotina (kN)	87,42
granična sila otpora (kN)	114,49
IDR granice elastičnosti (%)	0,23
IDR najveće sile otpora (%)	0,41
IDR granice sloma (%)	0,63

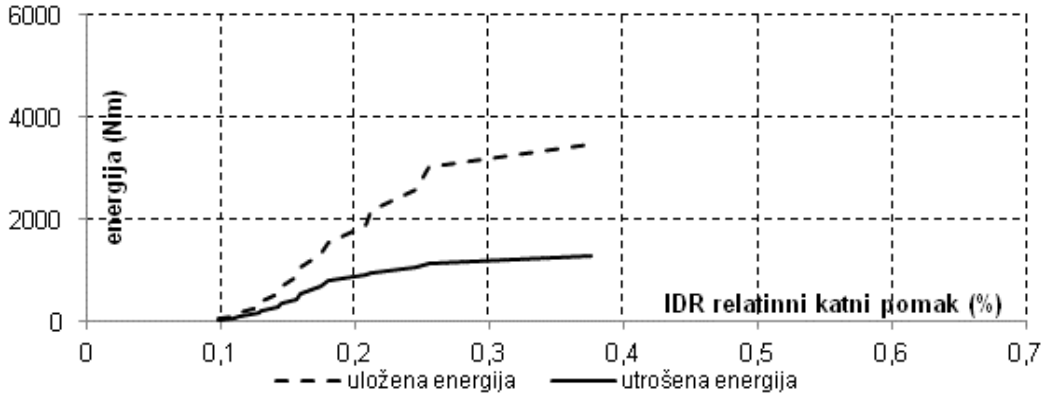
Tablica 4.8. Mehaničke osobitosti uzorka A2

Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na crtežu 4.33. Normalizirane sekantne krutosti opadaju s relativnim katnim pomakom praktički linearno.



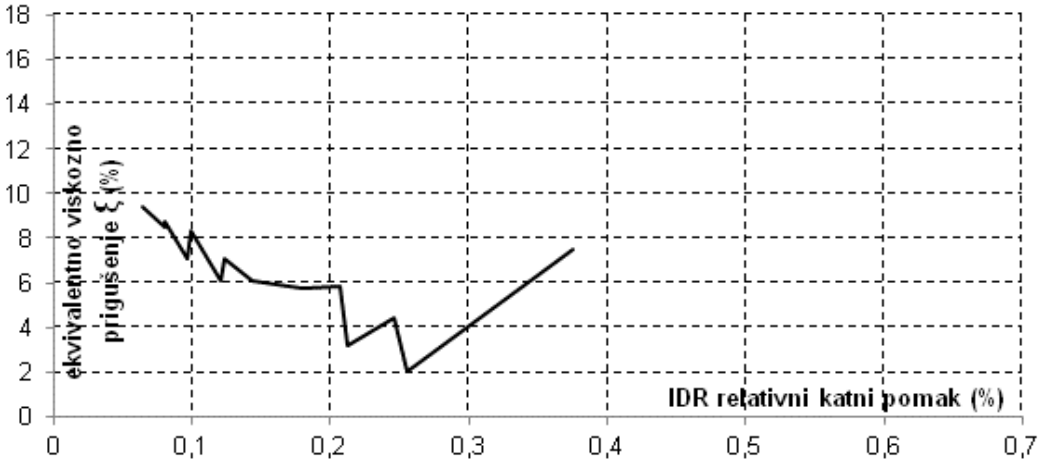
Slika Slika 4.33. Opadanje krutosti uzorka A2

Energetska analiza je provedena za opetovane cikluse opterećenja osim za dio pokusa u kojem se provodilo guranje u jednom smjeru. Potrošnja energije raste u području elastičnog ponašanja. Nakon što uzorak prekorači granicu pojave prvih pukotina uložena energija dobije sasvim mali prirast, dok utroška praktično nema.



Slika 4.34. Ukupna potrošena i uložena energija uzorka A2

Kako se vidi na slici 4.35. koeficijent prigušenja ima zakonitost promjene sličan armiranobetonskim konstrukcijama: prvobitno opadanje u linearnom i porast u području plastičnog popuštanja.

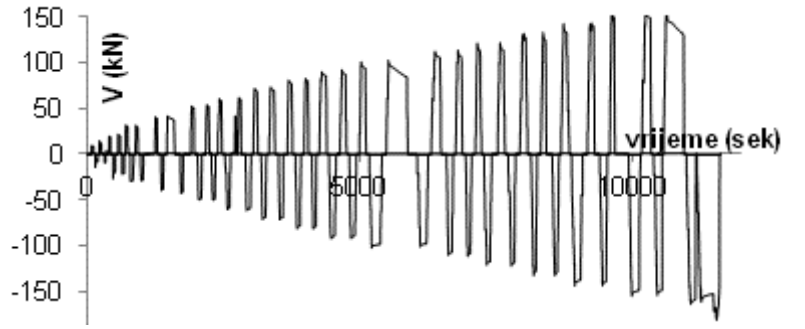


Slika 4.35. Prigušenje uzorka A2

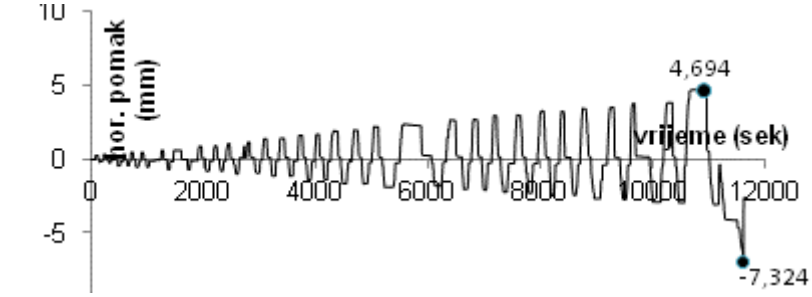
Koeficijent prigušenja ima zakonitost promjene sličan a.b. konstrukcijama, prvobitno opadanje u linearnom i porast u području plastičnog popuštanja.

4.7.1.3. Uzorak A3

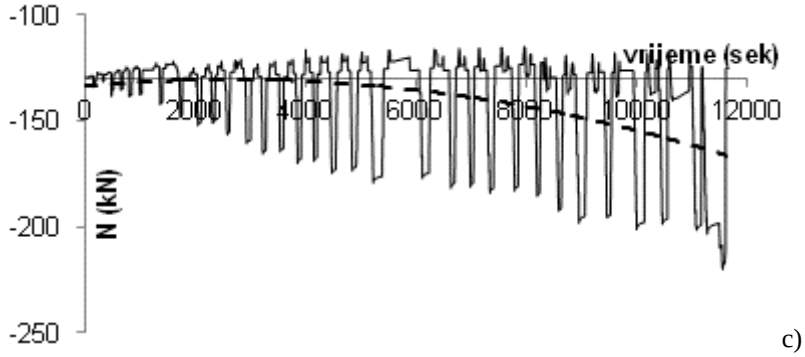
Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu zida, te promjenu vertikalnog pritiska u zidu prikazuju slike 4.36. a) do c).



a) vrijeme - hor. sila



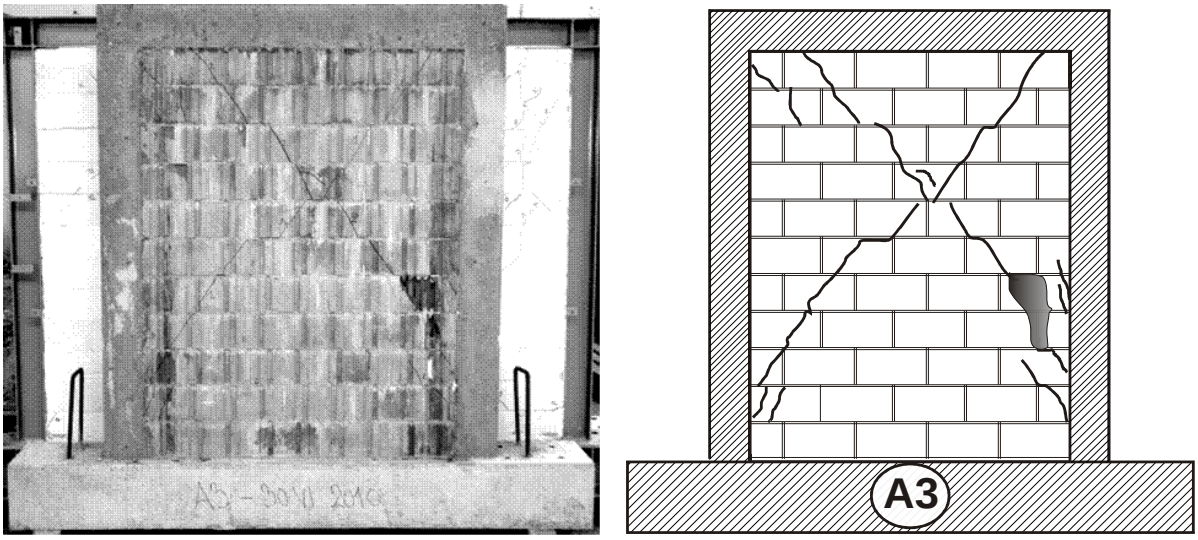
b) vrijeme - hor. pomak



c) vrijeme-ukupna vert. sila

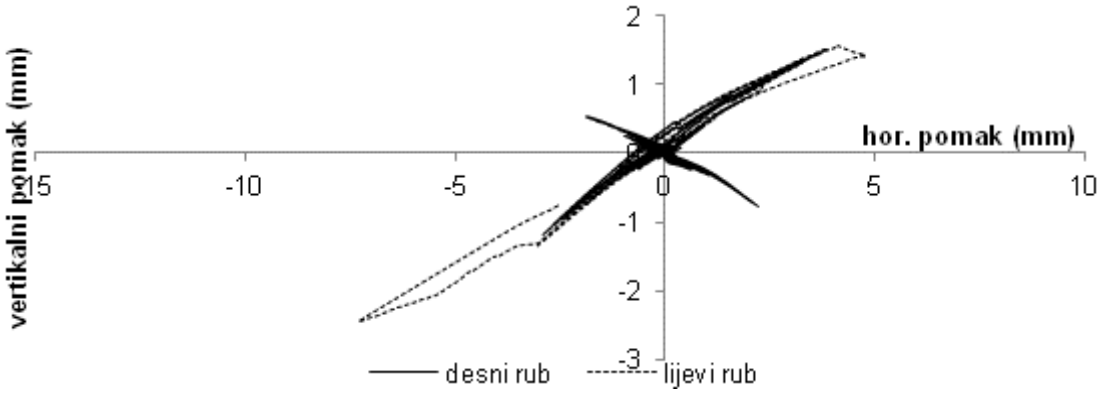
Slika 4.36. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska zorka A3

Iz prikazanog odnosa ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka očigledan je trend povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Najveći relativni katni pomak koji je zid dosegnuo iznosio je 0,46%. Do relativnog katnog pomaka od 0,3% (pomaku 4,7 mm) nisu nastajale nikakove pukotine u uzorku. Ponašanje je bilo idealno elastično. Do pojave pukotina došlo je naglo, uz zvučni prasak, u smjeru tlačne dijagonale uz naglu pojavu popuštanja, odnosno opadanja sile otpora. Nakon toga pri promjeni smjera horizontalnog opterećenja dosegnuta je najveća sila horizontalnog otpora pri pomaku od 5,5 mm, nakon čega je došlo do naglog opadanja nosivosti. Uzorak je popustio na vrlo neuobičajen način, pri sili znatno većoj od ostalih, bez značajnijeg plastičnog područja, krhko, uz pojavu dviju koncentriranih, uočljivih dijagonalnih pukotina X oblika. Najveća otpornost na horizontalno djelovanje iznosila je 177,62 kN pri relativnom katnom pomaku od 0,35%.



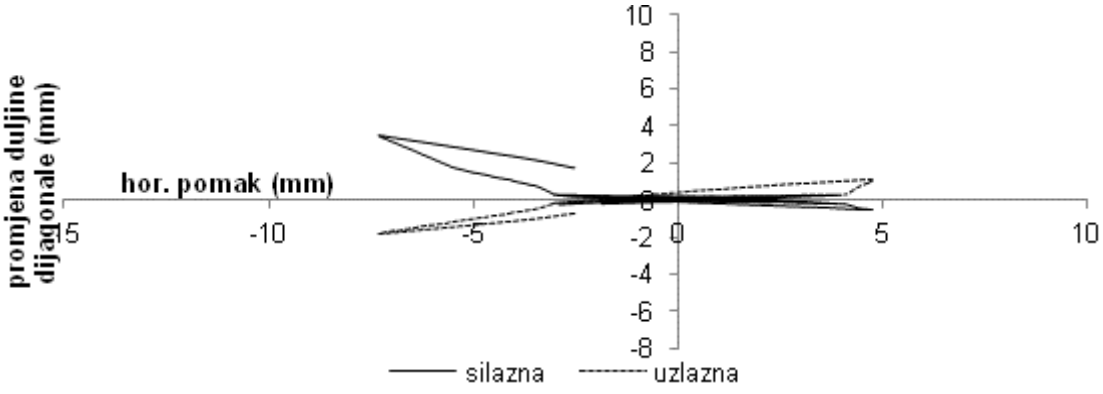
Slika 4.37. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka A3

Pukotine se nisu širile u armirani beton serklaža. Konačna ocjena mehanizma sloma nalazi se u pog. 4.8.1.



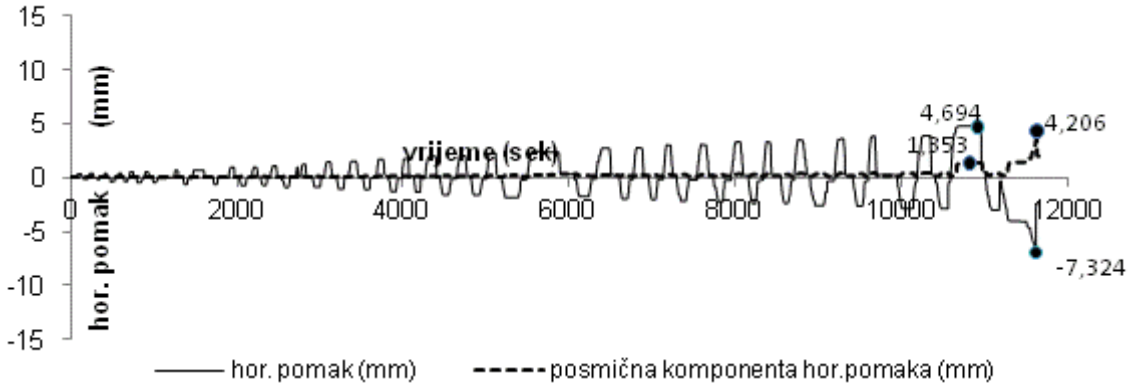
Slika 4.38. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka A3 prema horizontalnom pomaku

Na slici vertikalnog pomaka lijevog i desnog ruba vidi se očekivana simetrija. Nakon relativnog katnog pomaka od 0,16% došlo je do otkazivanja mjernog instrumenta na desnom rubu zida.



Slika 4.39. Promjena duljina dijagonala uzorka A3

Iz slike odnosa hor. pomaka koji nastaje od posmične deformacije prema ukupnom pomaku pokazuje značajno posmično popuštanje od relativnog katnog pomaka zida koji odgovara trenutku opadanja nosivosti zida , odnosno položaju najveće sile otpora IDR=0,30%.



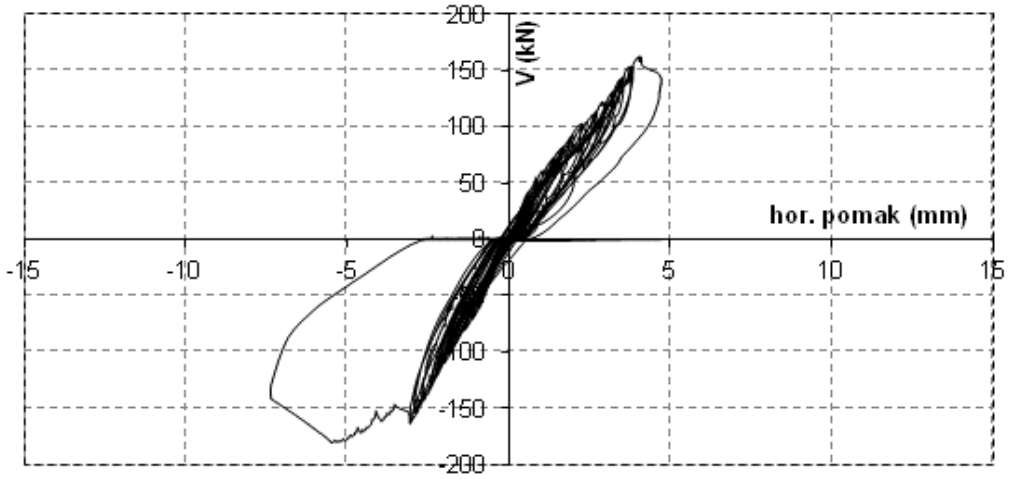
Slika 4.40. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka A3

Veličine odnosa posmičnog prema ukupnom horizontalnom pomaku prikazan je u tablici 4.9.

relativni katni pomak %	**0,30**	**0,46**
horizontalni pomak (mm)	4,694	7,324
hor. komp. posmične deformacije (mm)	1,353	4,206
udio posmične deformacije u ukupnoj (%)	28,82	57,43

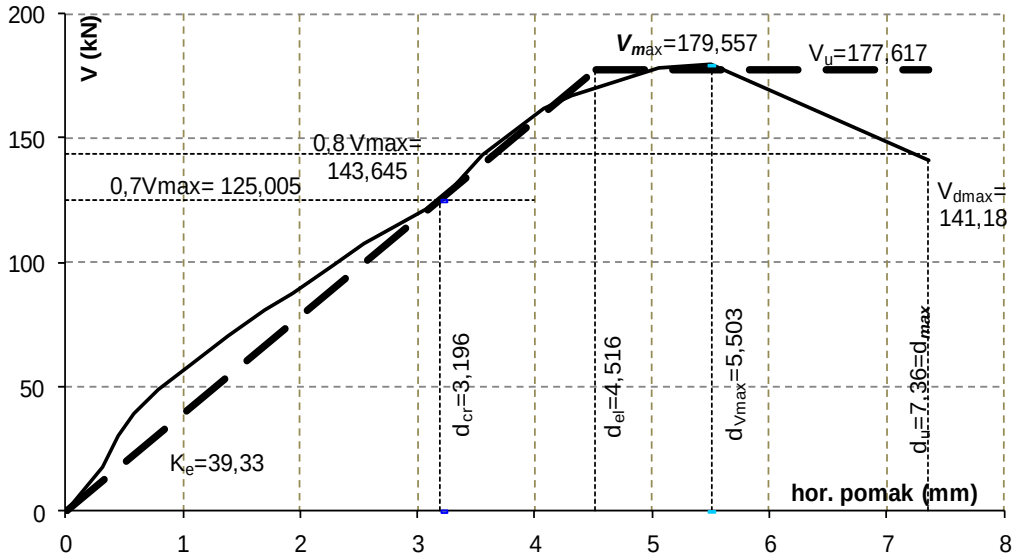
Tablica 4.9. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka A3

Na granici nosivosti zida udio posmične deformacije iznosi 57,43 % što odgovara relativnom katnom pomaku ostalih uzoraka, ali kod njih pri tome ne dolazi do sloma. Pri relativno malom horizontalnom pomaku, a nakon dosezanja najveće vrijednosti nosivost uzorka je naglo opadala pri čemu je došlo do krtog sloma.



Slika 4.41 Histerezna petlja uzorka A3

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom koji onda određuje osnovne općeprihvaćene parametre ponašanja uzorka koji su očitani iz slika i prikazani u tablici 4.10.

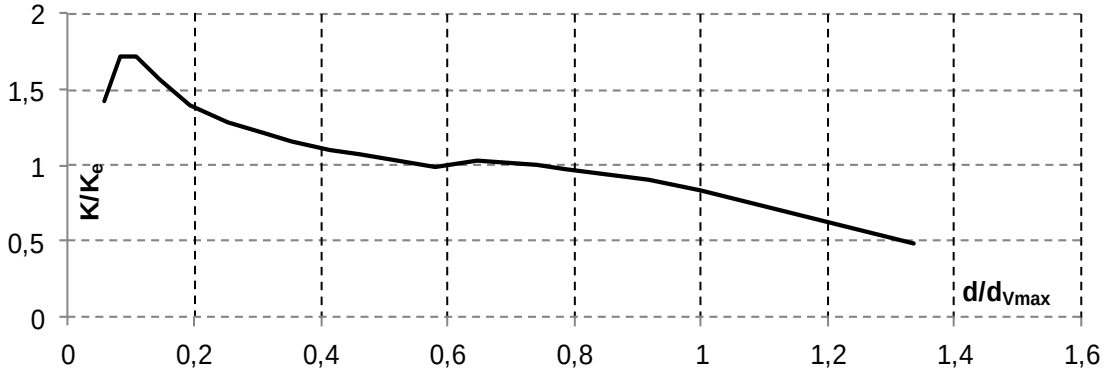


Slika 4.42. Bilinearna idealizacija uzorka A3

svojstvo	određena vrijednost
elastična krutost (kN/mm)	39,33
granica elastičnosti (kN)	125,005
granična sila otpora (kN)	177,617
IDR granice elastičnosti (%)	0,20
IDR najveće sile otpora (%)	0,35
IDR granice sloma (%)	0,47

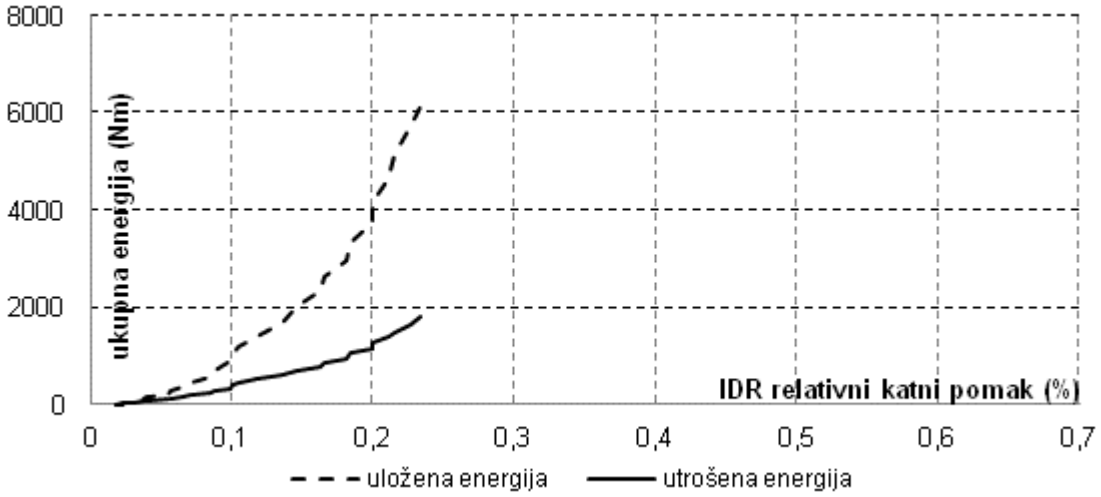
Tablica 4.10. Mehaničke osobitosti uzorka A3

Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na slici 4.43. Omjer aktualne i elastične krutosti stavljen je odnos prema omjeru pomaka i pomaka koji odgovara pomaku pri dosezanju najveće sile otpora. Uz malo početno kolebanje sekantna krutost uzoraka opada sasvim pravilno, vrlo blizu linearnom.

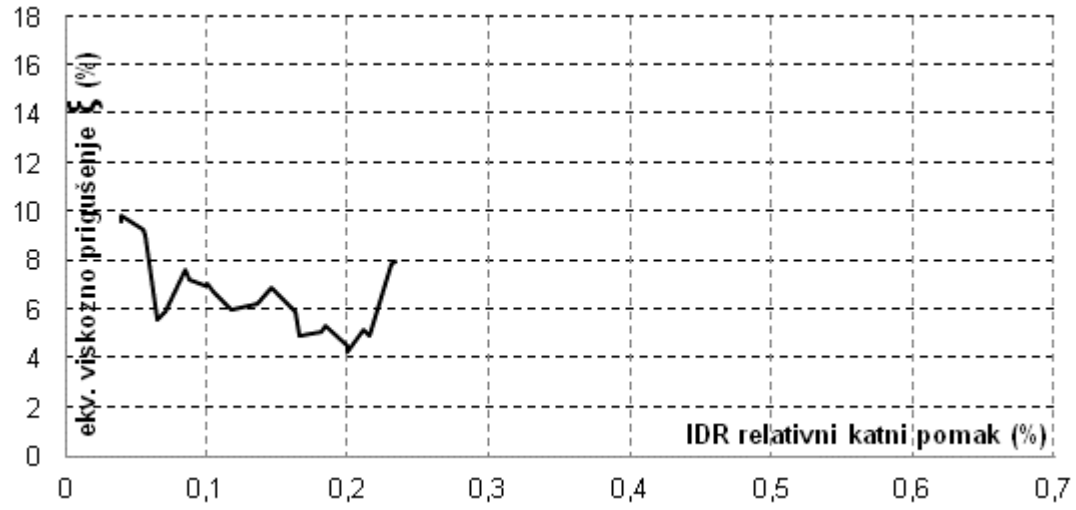


Slika 4.43. Opadanje krutosti uzorka A3

Energetska analiza je pokazuje specifičnost ponašanja uzorka A3. Energiju koja je podjednaka onoj potrošenoj do relativnog katnog pomaka ostalih uzoraka od cca 0,7% ovdje je utrošena do veličine od 0,23%.



Slika 4.44. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka A3



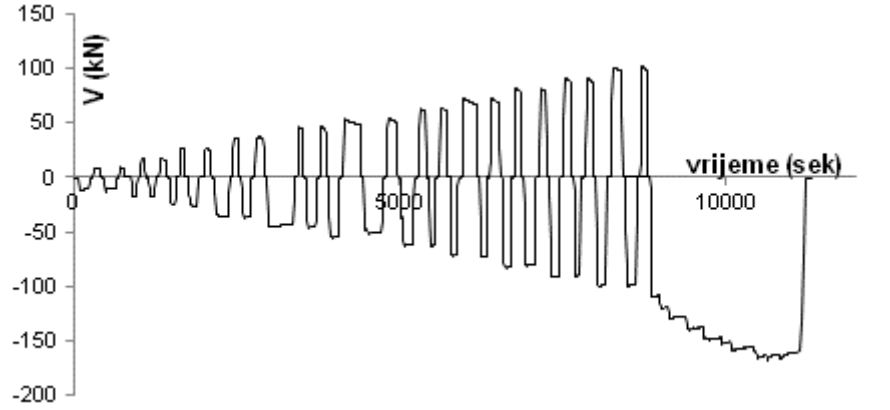
Slika 4.45. Prigušenje uzorka A3

Promjena koeficijenta ekvivalentnog viskoznog prigušenja potvrđuje specifičnost uzorka, tj. neuobičajeno ponašanje u području od 0,1% do 0,2% relativnog katnog pomaka, uz očekivano opadanje pri pomacima manjim od 0,5%, odnosno porast koji prethodi slomu. Pri tome su veličine prigušenja u skladu s vrijednostima ostalih uzoraka u početnim fazama, ali konačna vrijednost prigušenja doseže tek polovinu vrijednosti ostalih uzoraka.

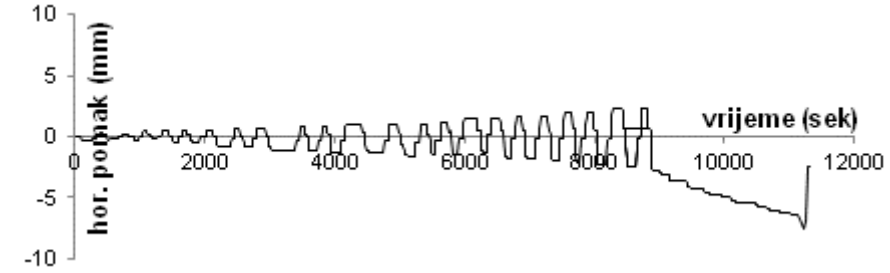
4.7.2. Serija B

4.7.2.1. Uzorak B1

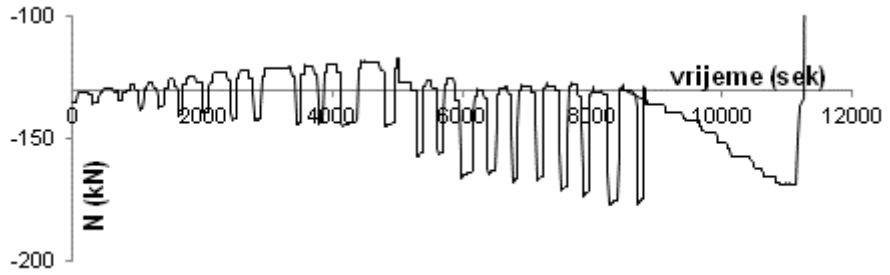
Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu zida prikazuju slike 4.46. a) do c).



a) vrijeme - hor.sila



b) vrijeme - hor. pomak

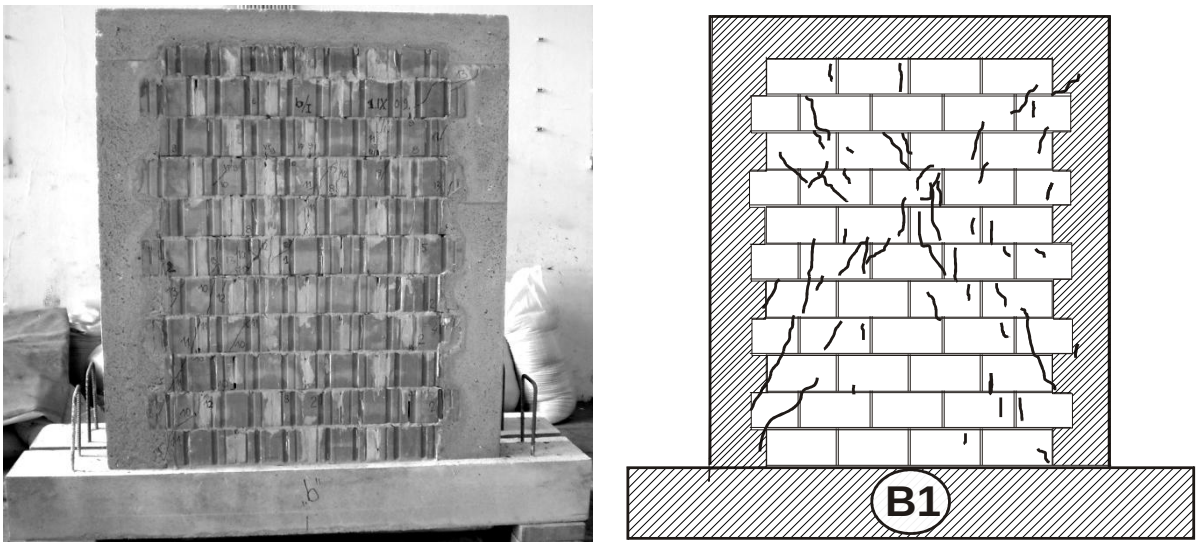


c) vrijeme – ukupna vert. sila

Slika 4.46. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka B1

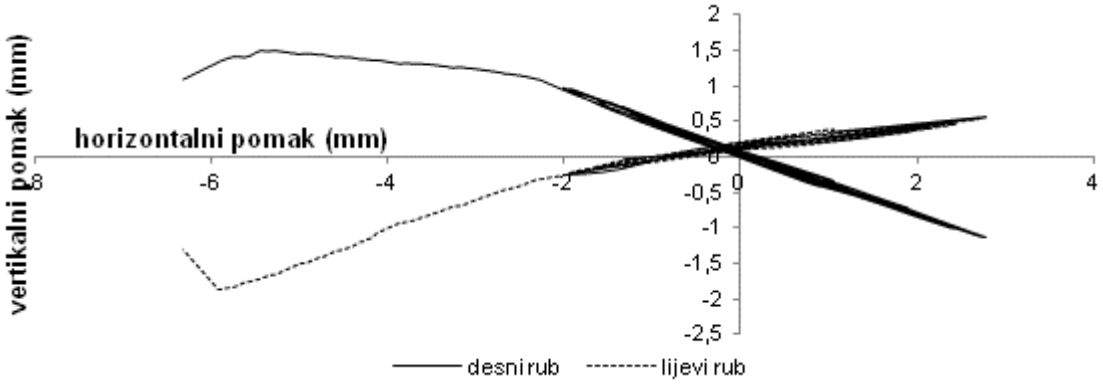
Iz prikazanog odnosa ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka očigledan je trend povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Najveći relativni katni pomak koji je zid dosegnuo iznosio je 0,47%. Prve pukotine pojavile su se pri relativnom pomaku od 0,18% u središnjem dijelu zida kao vertikalne pukotine zidnih elemenata. Prve kose pukotine nastale su u dvanaestom ciklusu opterećenja; na rubovima uz vertikalne serklaže počinju u

vršku „zuba“ opeke, a pružaju se dijagonalom ziđa. Opažene su kratke pukotine betona vertikalnih serklaža koje se nastavljaju iz ziđa u područjima gornjih i donjih kutova zida.



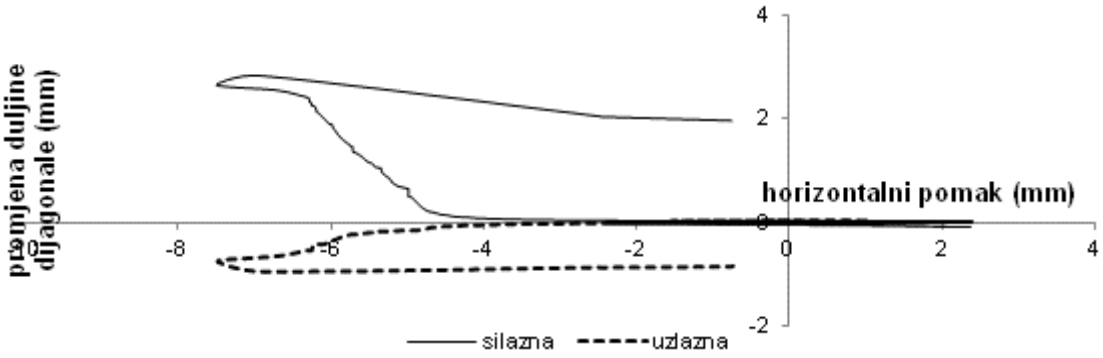
Slika 4.47. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka B1

Slika pukotina pokazuje raspršenost pukotina po cijeloj plohi zida uz blagu koncentraciju uz pružanje dijagonale. Koso pružanje najvećeg dijela pukotina ukazuje na slom uslijed prekoračenja glavnih vlačnih naprezanja u materijalu. Konačna ocjena mehanizma sloma nalazi se u pog. 4.81. Najveća otpornost na horizontalno djelovanje iznosila je 167,39 kN pri relativnom katnom pomaku od 0,37%.



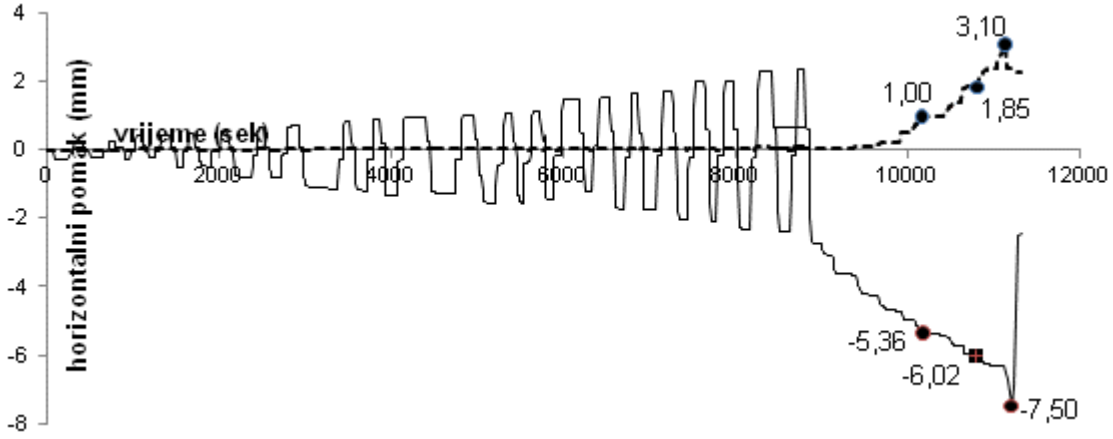
Slika 4.48. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka B1 prema horizontalnom pomaku

Na slici pomaka lijevog i desnog vertikalnog ruba vidi se blaga nesimetrija. Očita je nesimetričnost spuštanja i izdizanja rubova pri pomaku u lijevu stranu (negativni horizontalni pomak). U posljednjoj fazi ispitivanja „guranjem“ odizanje jednog i spuštanje drugog kraja zida ukazuje na savijanje uzorka.



Slika 4.49. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o horizontalnom pomaku uzorka B1

Uočljiva je očekivana blaga nesimetričnost deformacija dijagonala. Iz slike odnosa hor. pomaka koji nastaje od posmične deformacije prema ukupnom pomaku vidljivo je značajno posmično popuštanje od relativnog katnog pomaka zida koji odgovara trenutku opadanja nosivosti zida , odnosno položaju najveće sile otpora IDR=0,38%.



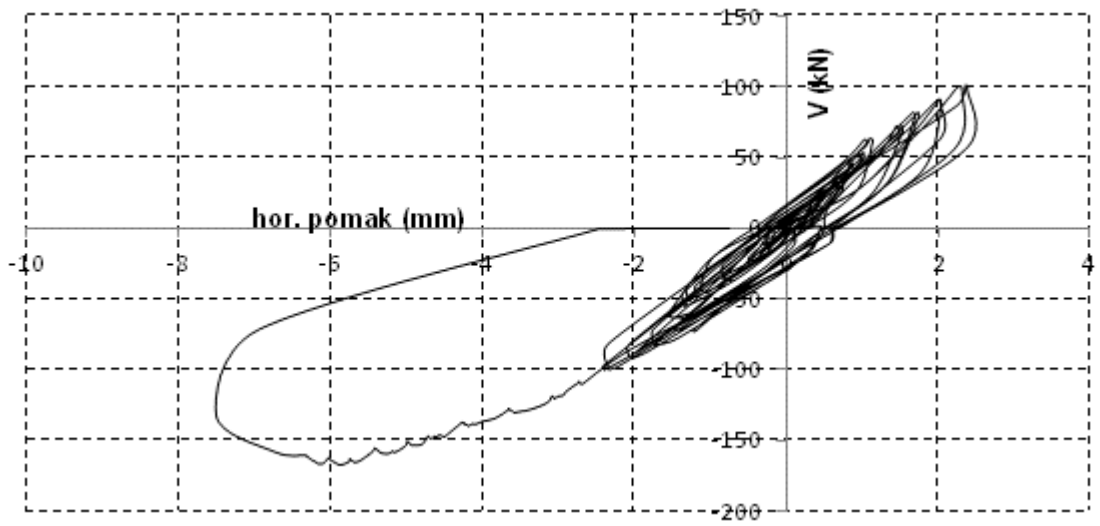
Slika 4.50. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka B1

Veličine odnosa posmičnog prema ukupnom horizontalnom pomaku prikazan je u tablici 4.11.

relativni katni pomak %	**0,34**	**0,38**	**0,47**
horizontalni pomak (mm)	5,36	6,02	7,5
hor. komp. posmične deformacije (mm(mm)	1	1,85	3,1
udio posmične deformacije u ukupnoj (%)	18,66	30,73	41,33

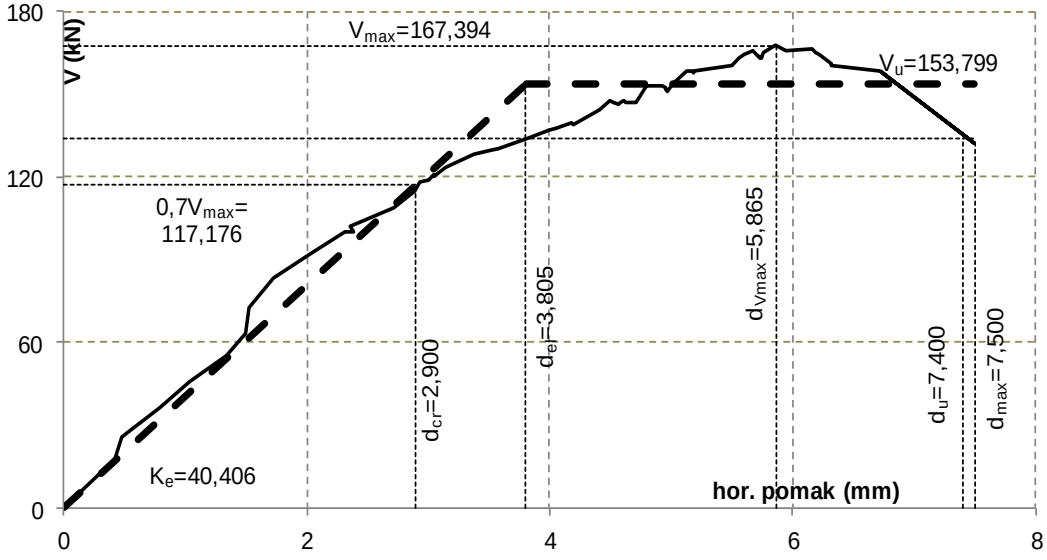
Tablica 4.11. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka B1

Histerezna petlja je izbočenog oblik po ciklusima, što znači da dobro apsorbira energiju. Nakon dosezanja najveće vrijednosti nosivost uzorka je opadala pri čemu nije došlo do krtog sloma. Oblik histerezne krivulje u pojedinim ciklusima nije očekivanog oblika što je najvjerojatnije nastalo uslijed neke sistematske greške u mjernim instrumentima.



Slika 4.51. Histerezna petlja uzorka B1

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom koji onda određuje osnovne općeprihvaćene parametre ponašanja uzorka koji su očitani iz crteža i prikazani u tablici 4.12. Uzorak ima značajno veću početnu krutost od ostala dva uzorka tipa B. To je dovelo i do najveće ukupne sile otpora u toj grupi, ali zato najmanjeg pomaka na granici nosivosti.

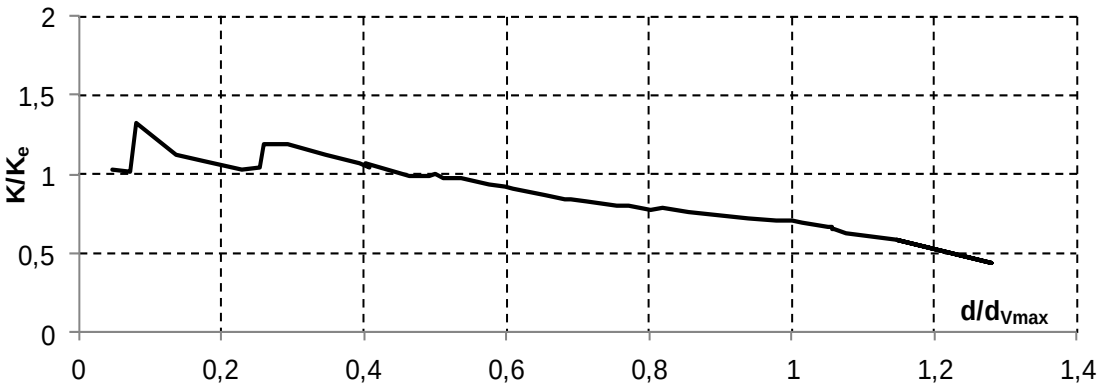


Slika 4.52. Bilinearna idealizacija uzorka B1

svojstvo	određena vrijednost
elastična krutost (kN/mm)	40,406
pojava prvih pukotina (kN)	117,176
granična sila otpora (kN)	153,799
IDR granice elastičnosti (%)	0,24
IDR najveće sile otpora (%)	0,475
IDR granice sloma (%)	0,468

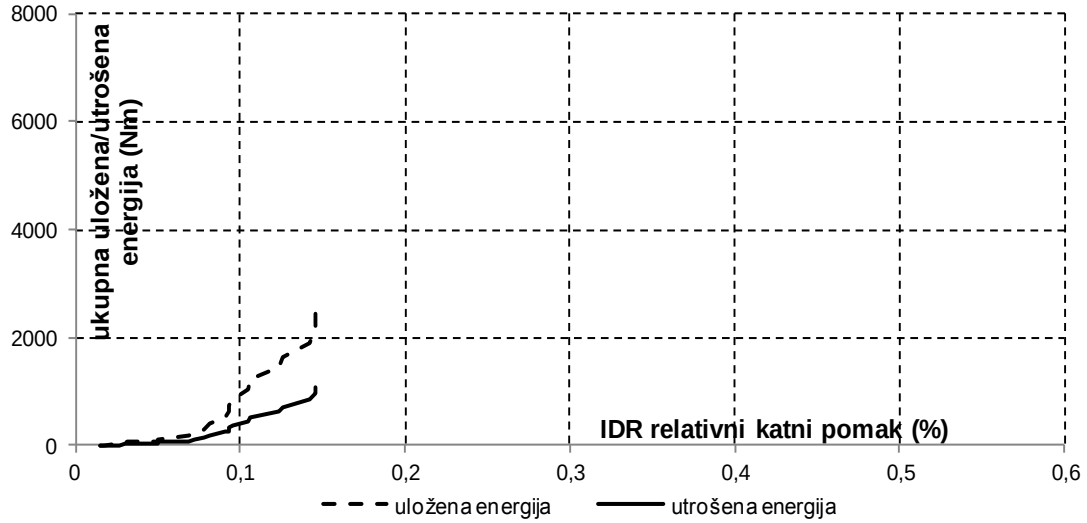
Tablica 4.12. Mehaničke osobitosti uzorka B1

Uzorak ima značajno veću početnu krutost od ostala dva uzorka tipa B. Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na slici 4.53. Uz malo početno kolebanje sekantna krutost uzoraka opada za pomake veće od 0,4% ujednačeno, skoro linearno.



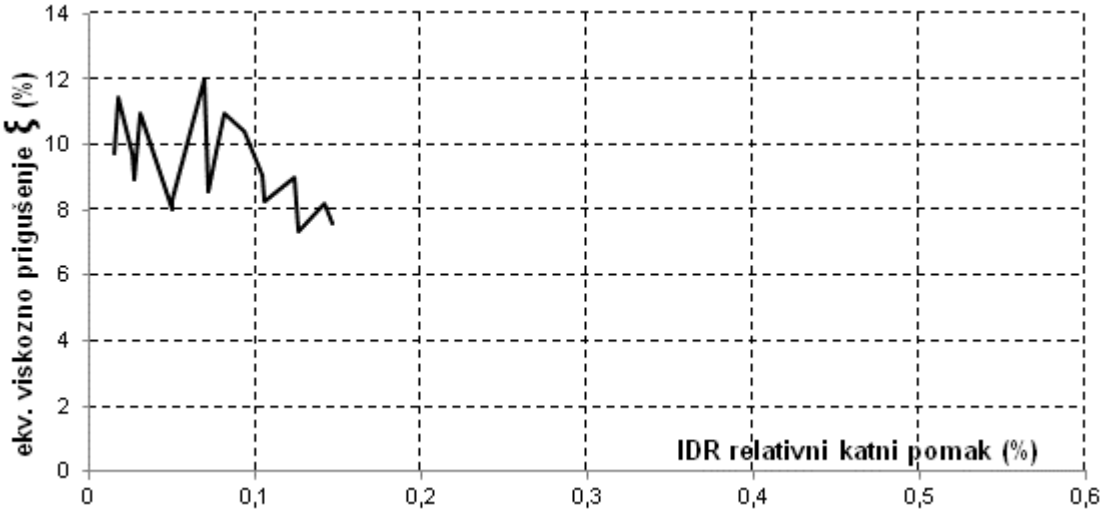
Slika 4.53. Opadanje krutosti uzorka B1

Energetska analiza je provedena za opetovane cikluse opterećenja osim za dio pokusa u kojem se provodilo guranje u jednom smjeru. Ukupno uložena energija je znatno manja od ostala dva uzorka istog tipa (B), ali je u skladu s veličinom relativnog katnog pomaka do kojega je pokus izveden bez guranja u jednom smjeru.



Slika 4.54. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka B1

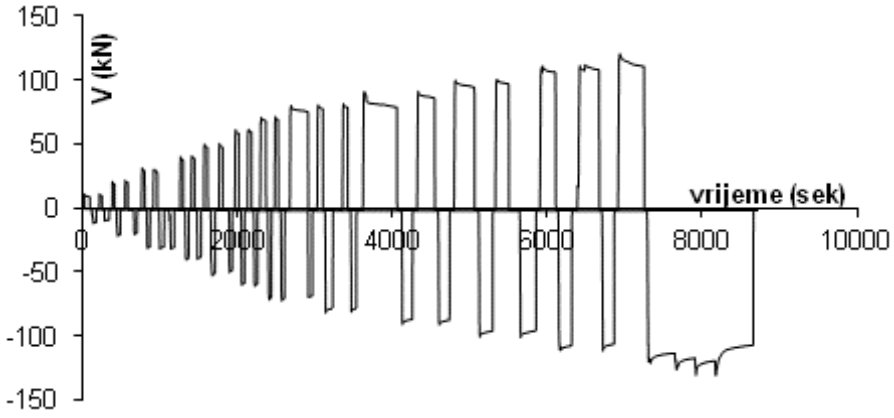
Koeficijent ekvivalentnog viskoznog prigušenja tijekom ispitivanja kreće se u granicama 8-12% bez neke jasne pravilnosti. Nakon prekoračenja relativnog katnog pomaka od 0,1% pokazuje trend laganog opadanja.



Slika 4.55. Prigušenje uzorka B1

4.7.2.2. Uzorak B2

Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu zida uzorka B2 prikazuju crteži 4.56. a) do c).



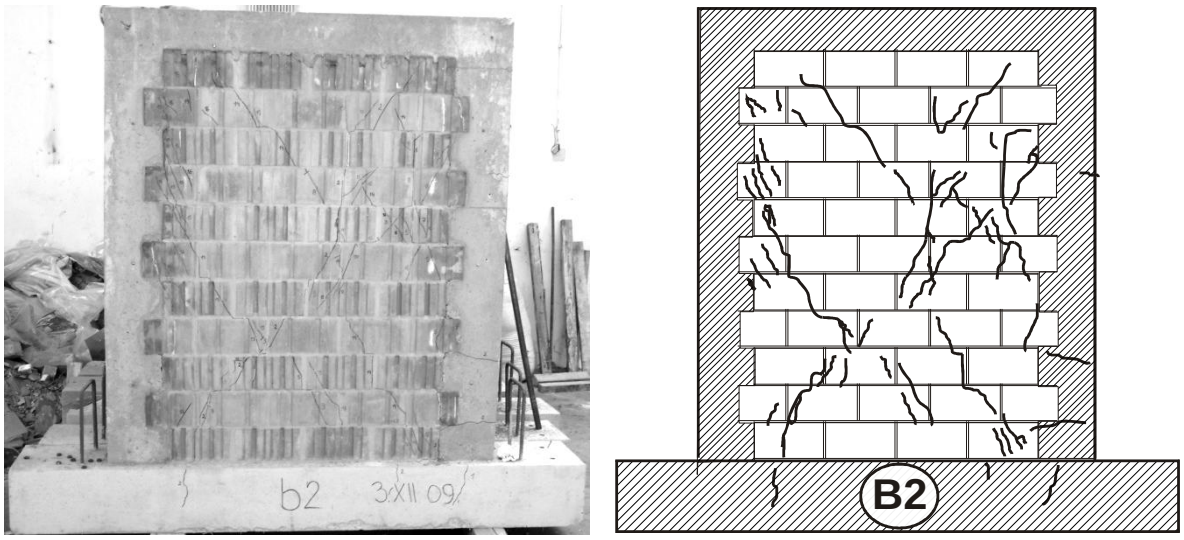
a) vrijeme - hor.sila

b) vrijeme - hor. pomak

c) vrijeme – ukupna vert. sila

Slika 4.56. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka B2

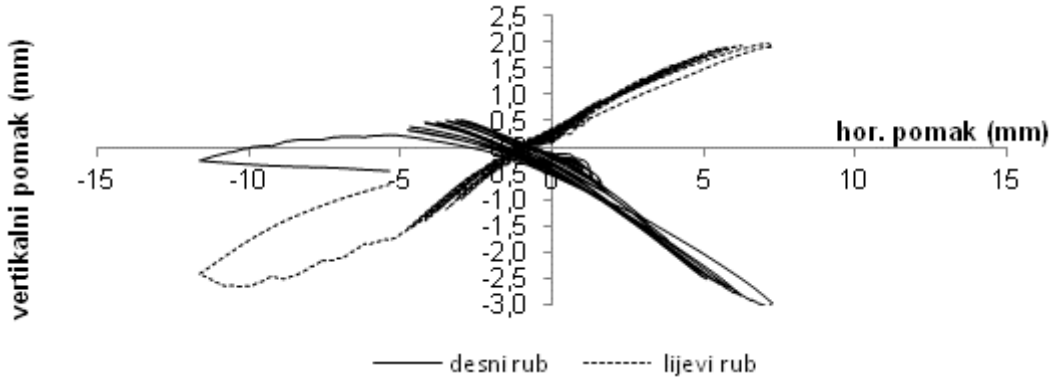
Iz prikazanog odnosa ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka očigledan je trend povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Najveći relativni katni pomak koji je zid dosegnuo iznosio je 0,67%. Prve pukotine pojavile su se pri relativnom pomaku od 0,22% u središnjem dijelu zida, a najveća otpornost na horizontalno djelovanje iznosila je 130,7 kN pri relativnom katnom pomaku od 0,65%.



Slika 4.57. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka B2

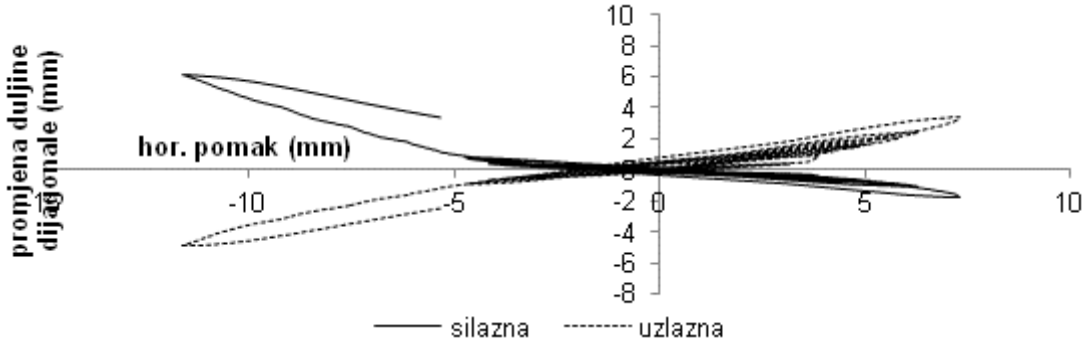
Prve pukotine su bile dijagonalno orijentirane smještene uglavnom u središnjem dijelu zida. S povećanjem horizontalnog pomaka debljine i duljine pukotina su se povećavale šireći se

radijalno prema rubovima zida, odnosno vertikalnim i horizontalnim serklažima i temelju. Naposljetku su se pojavile pukotine u betonu vertikalnih serklaža i temelju. Slika pukotina pokazuje raspršenost pukotina po cijeloj plohi zida uz blagu koncentraciju uz vertikalne serklaže. Koso pružanje najvećeg dijela pukotina ukazuje na slom uslijed prekoračenja glavnih vlačnih naprezanja u materijalu. Konačna ocjena mehanizma sloma nalazi se u poglavlju 4.8.1.



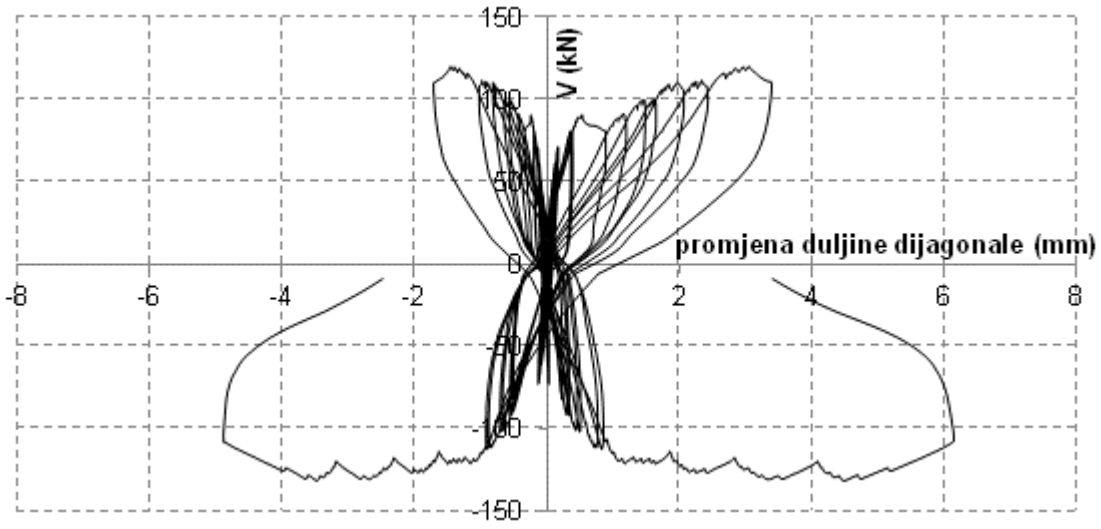
Slika 4.58. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka B2 prema horizontalnom pomaku

Na slici pomaka lijevog i desnog vertikalnog ruba vidi se očekivana simetrija do relativnog katnog pomaka od 0,19%. Očita je nesimetričnost spuštanja i izdizanja rubova pri pomaku u lijevu stranu (negativni hor. pomak). U posljednjoj fazi ispitivanja „guranjem“ oba su se ruba spuštala što je prouzročilo značajno povećanje vertikalnog pritiska u zidu.



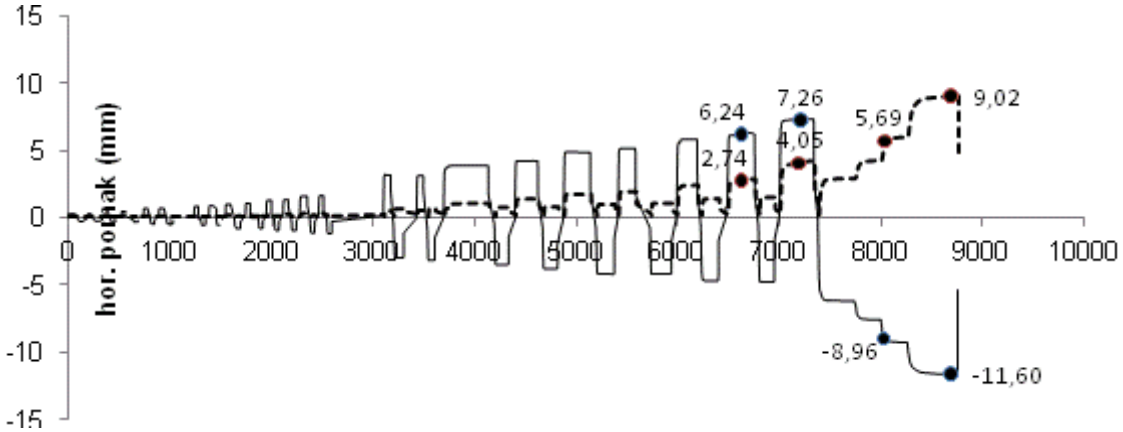
Slika 4.59. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o horizontalnom pomaku uzorka B2

Na slikama promjene duljine dijagonala, jasno je vidljiva blaga nesimetričnost lijevog prema desnom pomaku.



Slika 4.60. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o promjeni hor. sile V uzorka B2

Iz slike odnosa horizontalnog pomaka koji nastaje od posmične deformacije prema ukupnom pomaku vidljivo je značajno posmično popuštanje od relativnog katnog pomaka zida koji odgovara trenutku opadanja nosivosti zida, odnosno položaju najveće sile otpora IDR=0,39%.



Slika 4.61. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja

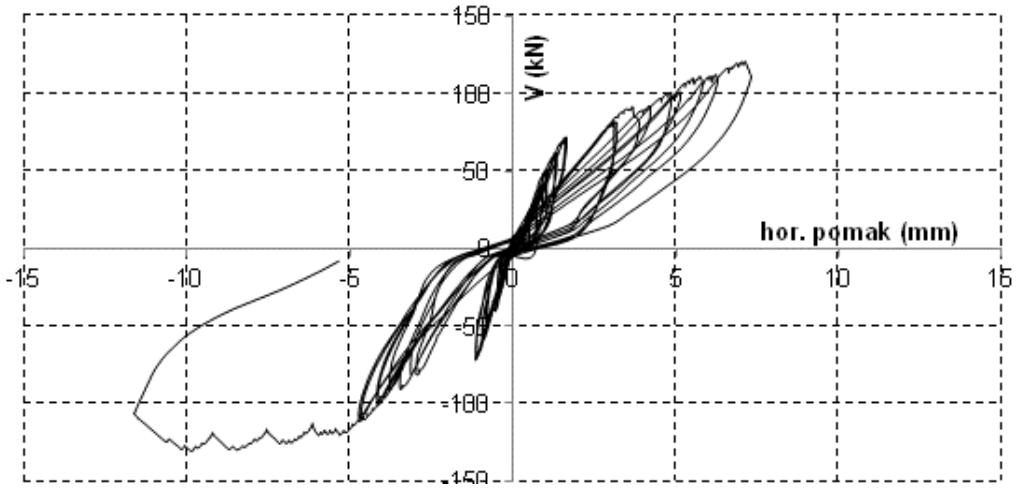
Odnosa posmičnog prema ukupnom horizontalnom pomaku prikazan je u tablici 4.13.

relativni katni pomak %	**0,39**	**0,46**	**0,57**	**0,73**
horizontalni pomak (mm)	6,24	7,26	8,96	11,60
hor. komp. posmične deformacije (mm)	2,74	4,05	5,69	9,02
udio posmične deformacije u ukupnoj (%)	43,91	55,79	63,5	77,76

Tablica 4.13. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka B2

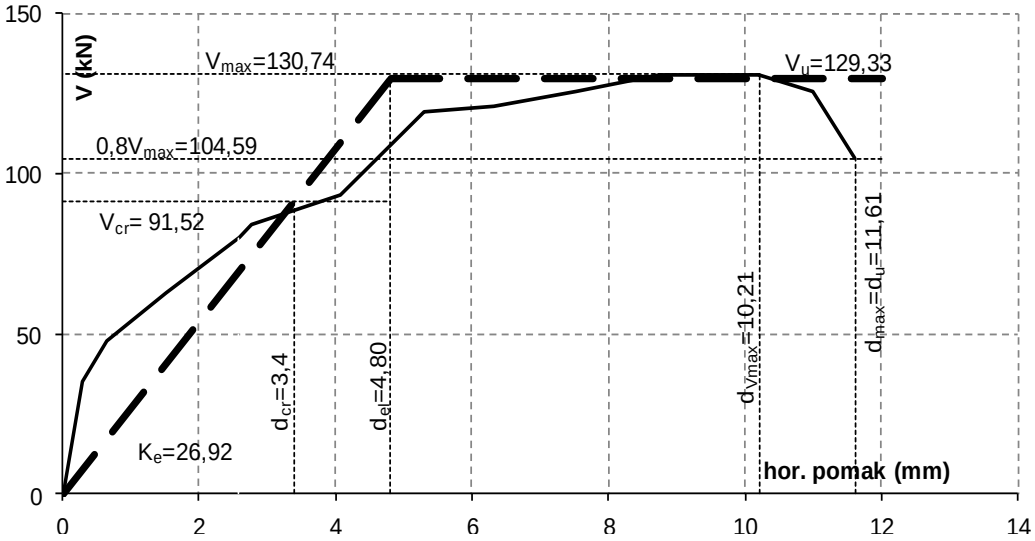
Histerezna petlja je izbočenog oblik po ciklusima, što ukazuje na dobru potrošnju energije. Nakon dosezanja najveće vrijednosti nosivost uzorka je opadala pri čemu nije došlo do krtog sloma. Najlogičnije objašnjenje ovakve pojave duktiliteta je aktiviranje nosive armature u

vertikalnim a.b. obrubnim stupovima. Mjestimično opadanje nosivosti uz ponovno ojačanje uz održavanje podjednake sile uz porast pomaka posljedica je otvaranja pukotina drobljenja stijenki zidnih elemenata.



Slika 4.62 Histerezna petlja uzorka B2

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom koji onda određuje osnovne općeprihvaćene parametre ponašanja uzorka koji su očitani iz crteža 4.63. i prikazani u tablici 4.14.

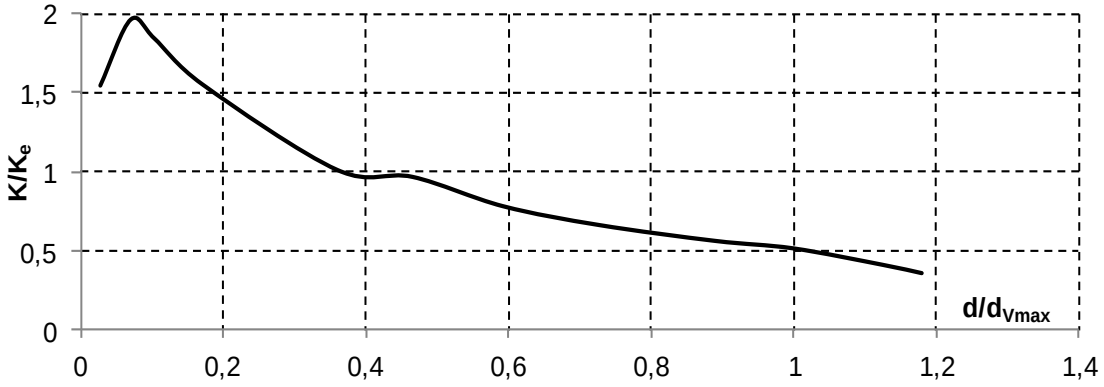


Slika 4.63. Bilinearna idealizacija uzorka B2

svojstvo	određena vrijednost
elastična krutost (kN/mm)	26,92
pojava prvih pukotina (kN)	91,52
granična sila otpora (kN)	129,33
IDR granice elastičnosti (%)	0,30
IDR najveće sile otpora (%)	0,64
IDR granice sloma (%)	0,73

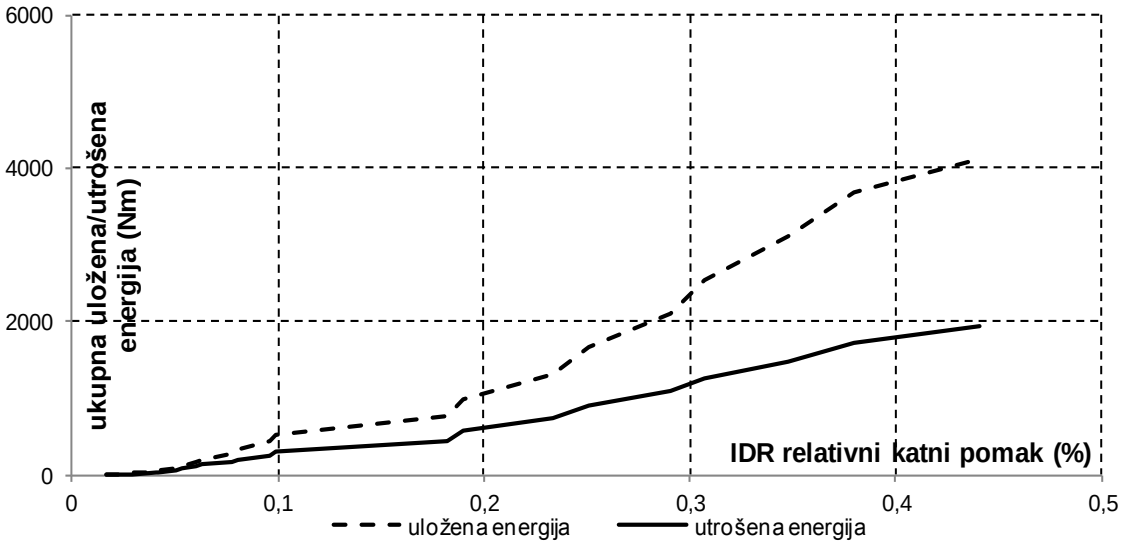
Tablica 4.14. Mehaničke osobitosti uzorka B2

Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na slici 4.64. Uz malo početno kolebanje sekantna krutost uzoraka opada za pomake manje od 0,4% znatno brže nego li za veće.

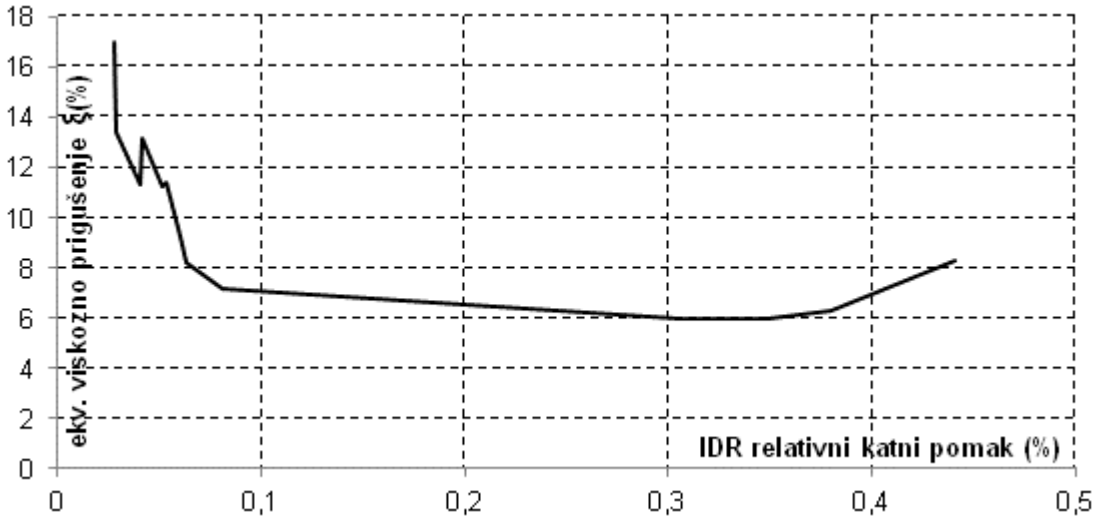


Slika 4.64. Opadanje krutosti uzorka B2

Energetska analiza je provedena za opetovane cikluse opterećenja osim za dio pokusa u kojem se provodilo guranje u jednom smjeru. Potrošnja energije raste nešto brže u elastičnog ponašanja i nastavlja blaže rasti do vrijednosti najvećeg otpora (V_{max}).



Slika 4.65. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka B2

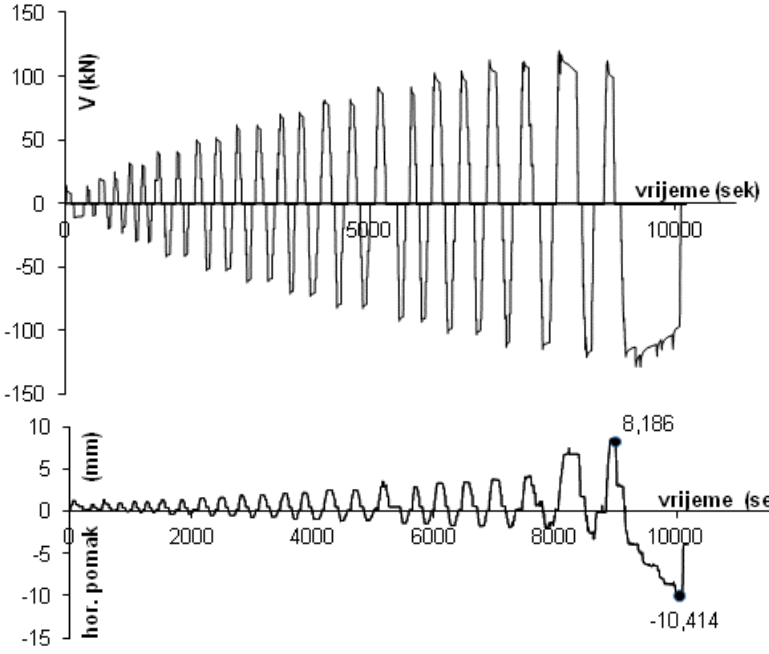


Slika 4.66. Prigušenje uzorka B2

Koeficijent prigušenja ima zakonitost promjene sličan armiranobetonskim konstrukcijama, prvobitno opadanje u linearnom i porast u području plastičnog popuštanja.

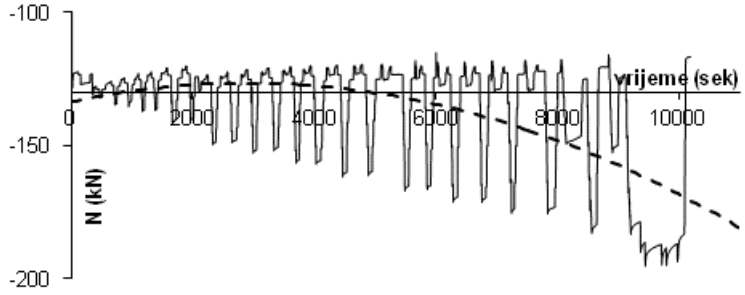
4.7.2.3. Uzorak B3

Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu uzorka B3 zida prikazuju crteži 4.67. a) do c).



a) vrijeme - hor. sila

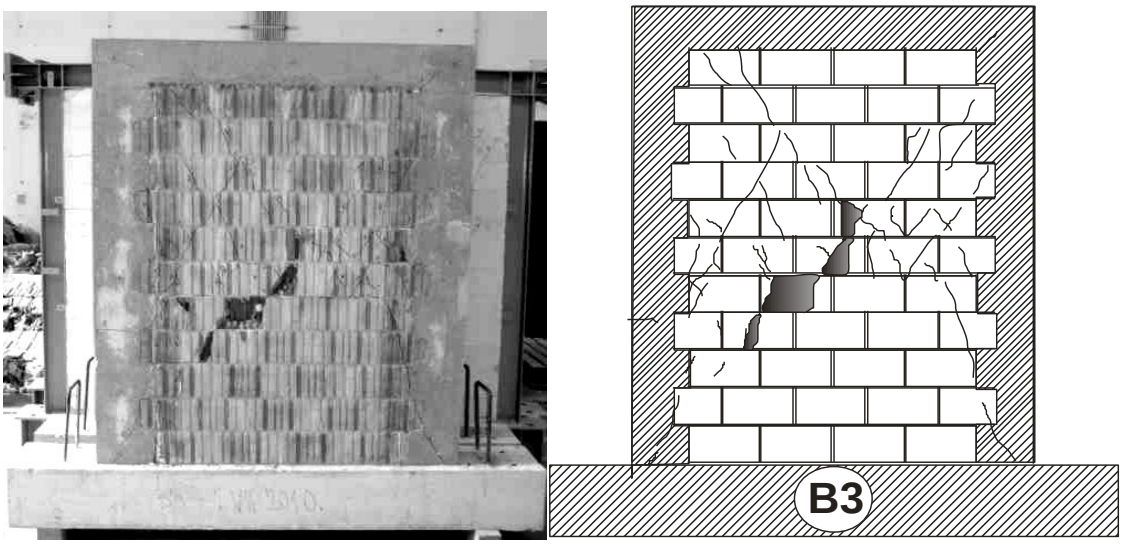
b) vrijeme - hor. Pomak



c) vrijeme – ukupna vert. sila

Slika 4.67. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka B3

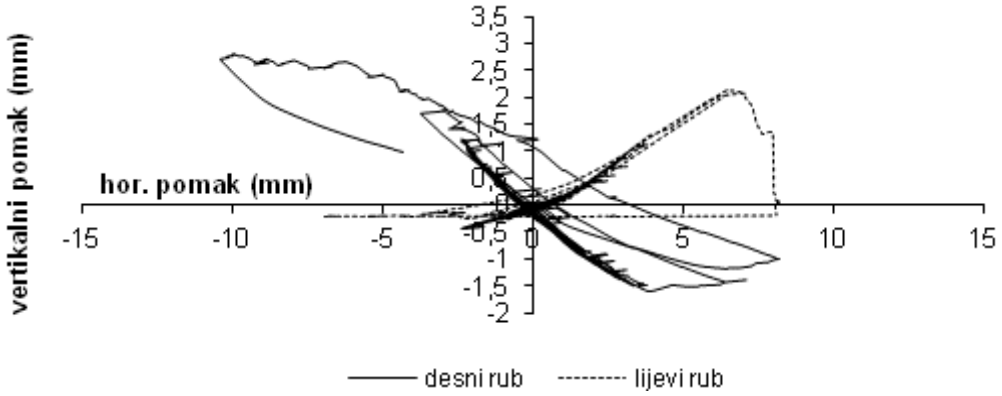
Iz prikazanog odnosa ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka očigledan je trend povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Najveći relativni katni pomak koji je zid dosegnuo iznosio je 0,63%. Prve pukotine pojavile su se pri relativnom pomaku od 0,19% u središnjem dijelu zida, a najveća otpornost na horizontalno djelovanje iznosila je 128,6 kN pri relativnom katnom pomaku od 0,38%.



Slika 4.68. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka B3

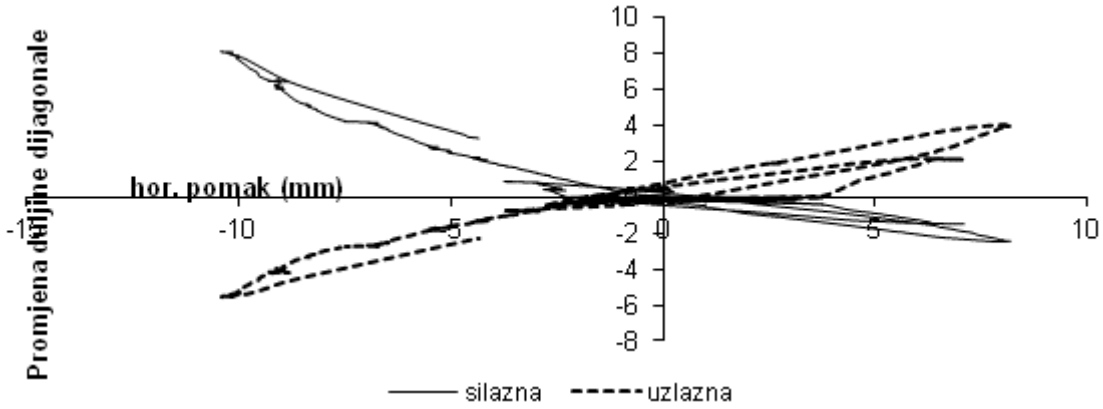
Prve pukotine su pretežno dijagonalno orijentirane uz sporadičnu pojavu vertikalnih. S povećanjem horizontalnog pomaka debljine i duljine pukotina su se povećavale šireći se radijalno prema rubovima zida, odnosno vertikalnim i horizontalnim serklažima i temelju. Naposljetku su se pojavile pukotine u betonu vertikalnih serklaža, a stijenke zidnih blokova su se počele ljuštiti u središnjem dijelu zida. Slika pukotina pokazuje koncentraciju pukotina u srednjem dijelu visine. Širenje pukotina iz ziđa u beton vertikalnih serklaža pri dnu zida pri relativnom katnom pomaku od 0,5% ukazuje na mehanizam sloma uslijed savijanja. Unatoč

tome, koso pružanje najvećeg dijela pukotina znači slom uslijed prekoračenja glavnih vlačnih naprezanja u materijalu. Konačna ocjena mehanizma sloma nalazi se u pog. 4.8.1.

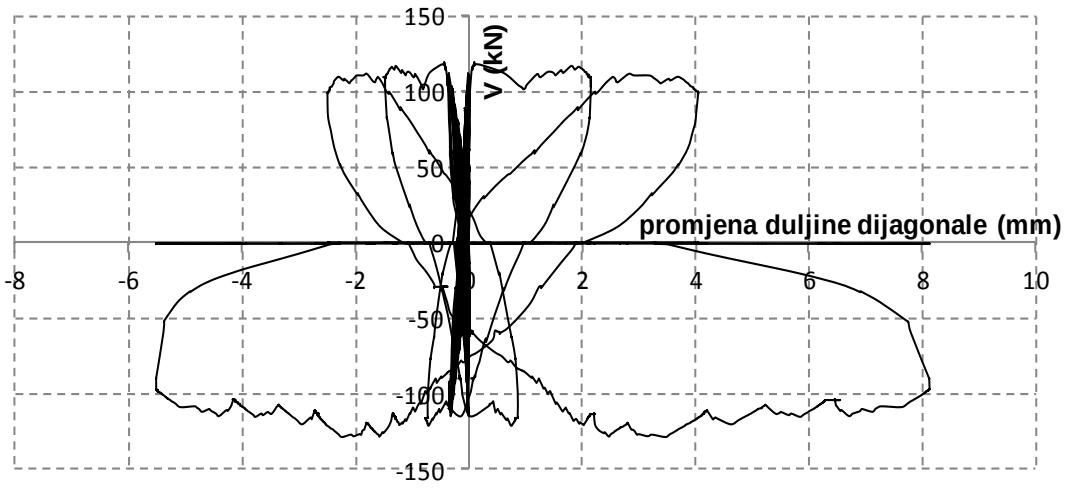


Slika 4.69. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka B3 prema horizontalnom pomaku

Na slici pomaka lijevog i desnog vertikalnog ruba vidi se očekivana simetrija do relativnog katnog pomaka od 0,24%. Ovo je granica od koje pomaci počinju znatno rasti, tj. uzorak značajno popuštati. Pri tome se povećava ukupna tlačna sila u zidu. Očita je nesimetričnost u posljednjoj fazi ispitivanja „guranjem“ pri kojemu se desni rub znatno izdizao pri čemu se lijevi nije očekivano spuštao. Ova se pojava može pripisati značajnom ne homogenosću materijala raspucanog ziđa kao i elastičnosti grede na koju se upirao gornji rub zida.

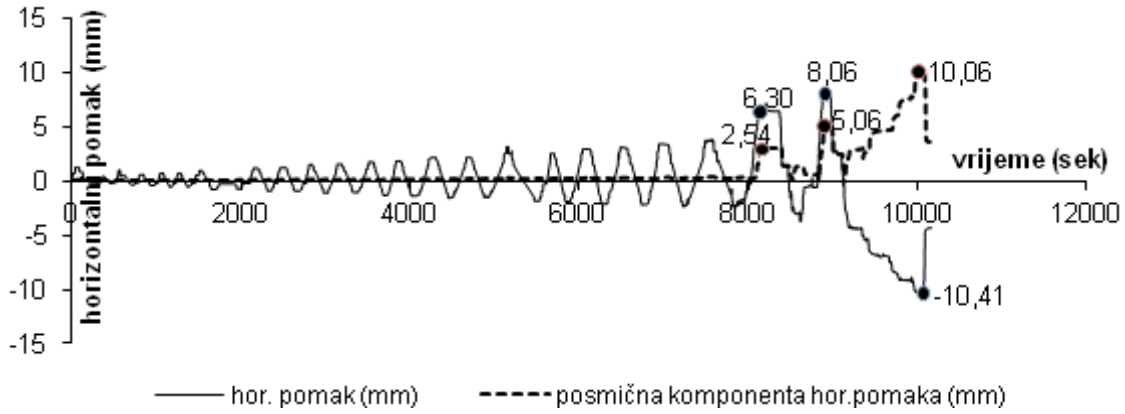


Slika 4.70. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o horizontalnom pomaku uzorka B3



Slika 4.71. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o promjeni hor. sile V uzorka B3

Iz slike odnosa hor. pomaka koji nastaje od posmične deformacije prema ukupnom pomaku pokazuje značajno posmično popuštanje od relativnog katnog pomaka zida koji odgovara trenutku opadanja nosivosti zida , odnosno položaju najveće sile otpora IDR=0,39%.



Slika 4.72. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka B3

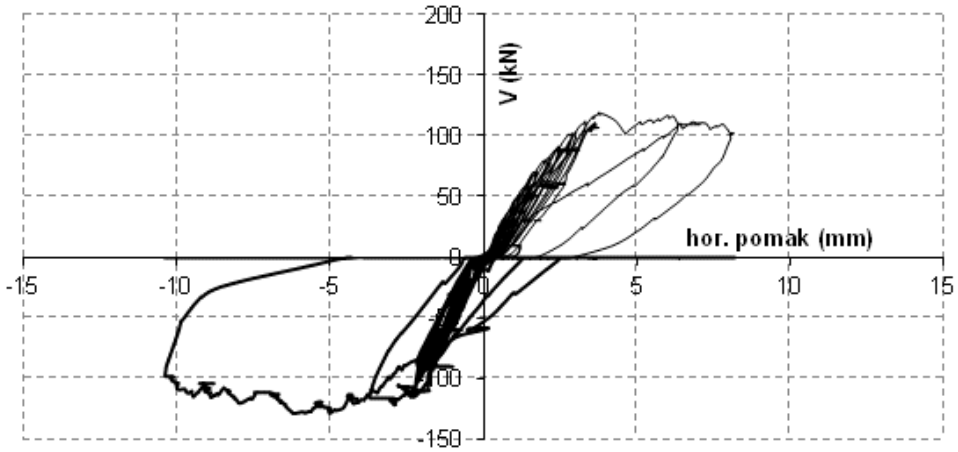
Veličine odnosa posmičnog prema ukupnom horizontalnom pomaku prikazan je u tablici 4.15.

relativni katni pomak %	**0,40**	**0,51**	**0,66**
horizontalni pomak (mm)	6,3	8,06	10,41
hor. komp. posmične deformacije (mm)	2,54	5,06	10,06
udio posmične deformacije u ukupnoj (%)	40,32	62,78	96,64

Tablica 4.15. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka B3

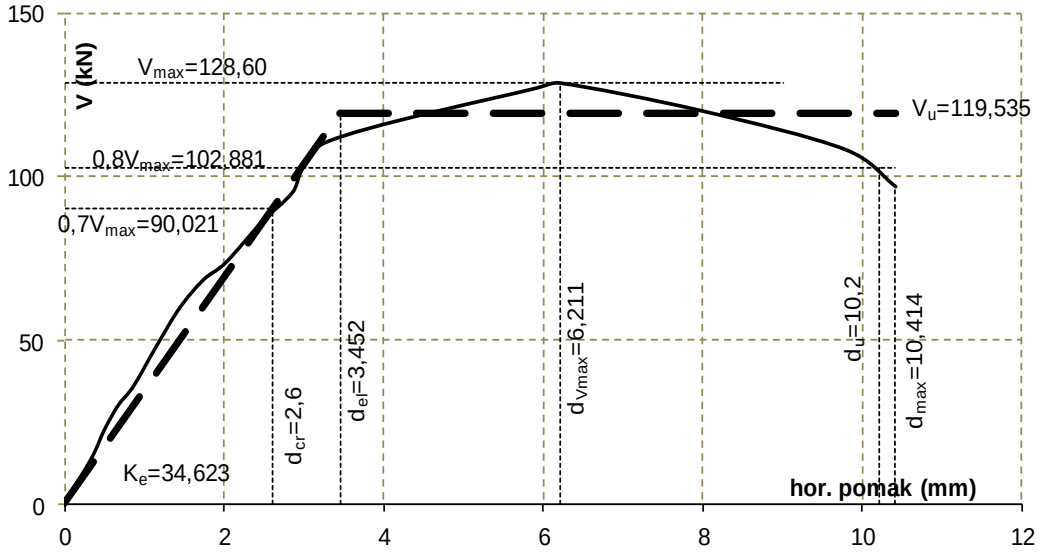
Histerezna petlja je izbočenog oblik po ciklusima, što ukazuje na dobru potrošnju energije. Nakon dosezanja najveće vrijednosti nosivost uzorka je opadala pri čemu nije došlo do krtog

sloma. Najlogičnije objašnjenje ovakve pojave duktiliteta je aktiviranje nosive armature u vertikalnim a.b. obrubnim stupovima. Mjestimično opadanje nosivosti uz ponovno ojačanje uz održavanje podjednake sile uz porast pomaka posljedica je otvaranja pukotina drobljenja stijenki zidnih elemenata.



Slika 4.73. Histerezna petlja uzorka B3

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom koji onda određuje osnovne opće prihvaćene parametre ponašanja uzorka koji su očitani iz crteža 4.74. i prikazani u tablici 4.16.

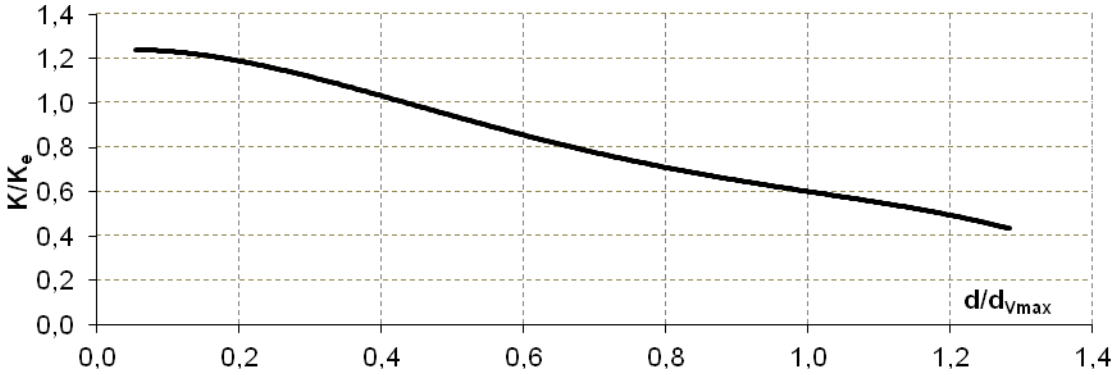


Slika 4.74. Bilinearna idealizacija uzorka B3

svojstvo	određena vrijednost
elastična krutost (kN/mm)	34,62
granica elastičnosti (kN)	90,02
granična sila otpora (kN)	119,54
IDR granice elastičnosti (%)	0,22
IDR najveće sile otpora (%)	0,39
IDR granice sloma (%)	0,65

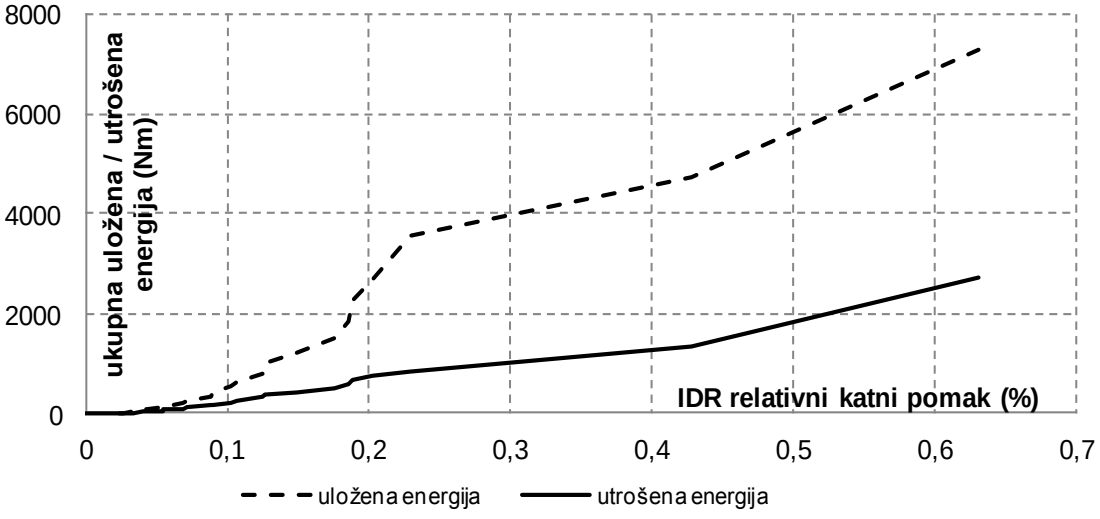
Tablica 4.16. Mehaničke osobitosti uzorka B3

Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na slici 4.75. Uz malo početno kolebanje sekantna krutost uzoraka opada sasvim pravilno, vrlo blizu linearnom.

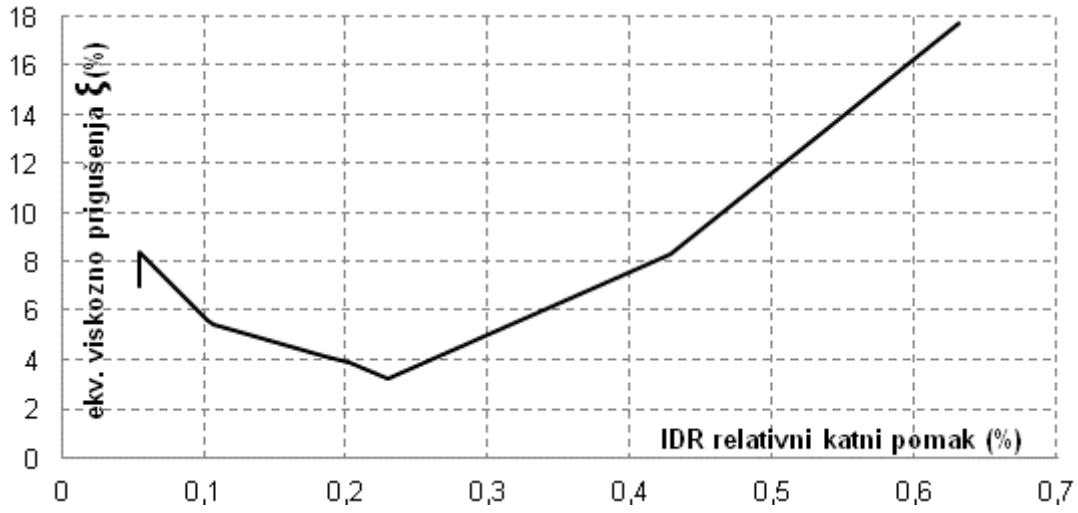


Slika 4.75. Opadanje krutosti uzorka B3

Energetska analiza je provedena za opetovane cikluse opterećenja osim za dio pokusa u kojem se provodilo guranje u jednom smjeru. Potrošnja energije raste nešto brže u elastičnog ponašanja i nastavlja rasti manje više linearno do vrijednosti najvećeg otpora (V_{max}).



Slika 4.76. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka B3



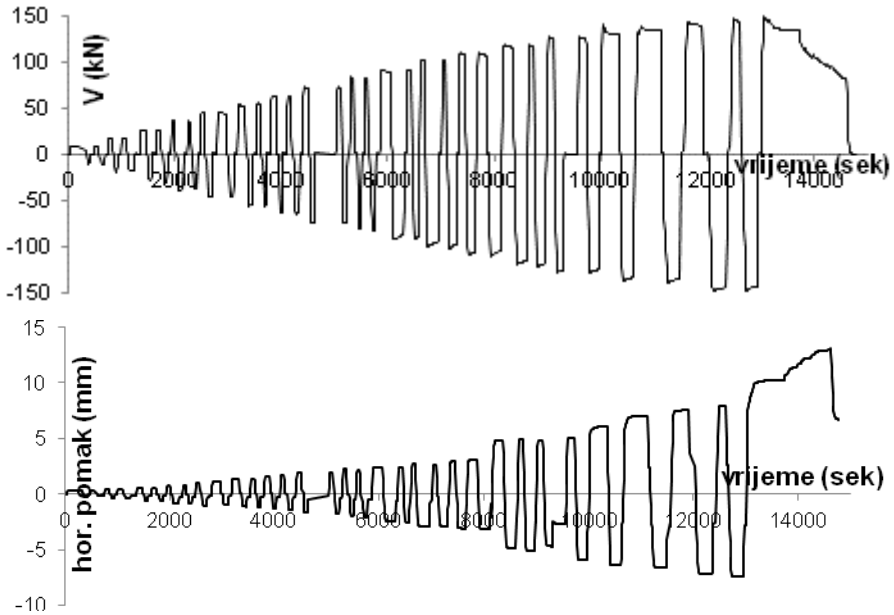
Slika 4.77. Prigušenje uzorka B3

Koeficijent ekvivalentnog viskoznog prigušenja ima zakonitost promjene sličan armiranobetonskim konstrukcijama, prvobitno opadanje u linearnom i porast u području plastičnog popuštanja.

4.7.3. Serija C

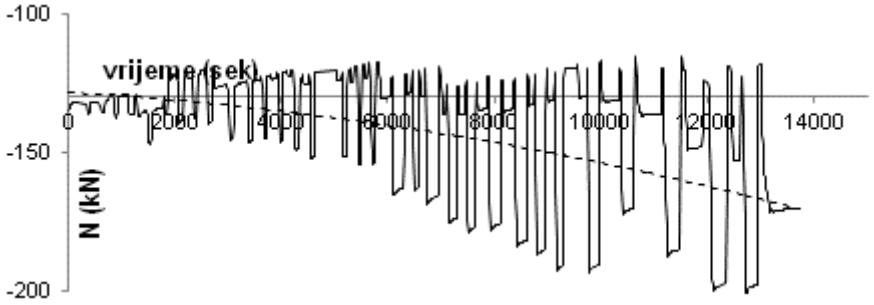
4.7.3.1. Uzorak C1

Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu uzorka C1 zida prikazuju slike 4.78. a) do c).



a) vrijeme - hor. sila

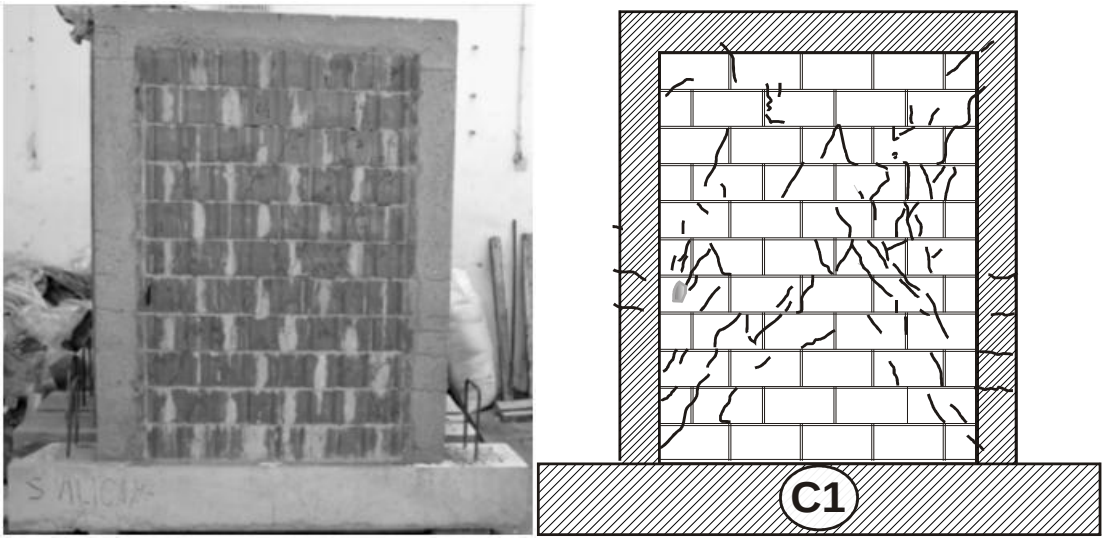
b) vrijeme - hor. pomak



c) vrijeme – ukupna vert. sila

Slika 4.78. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka C1

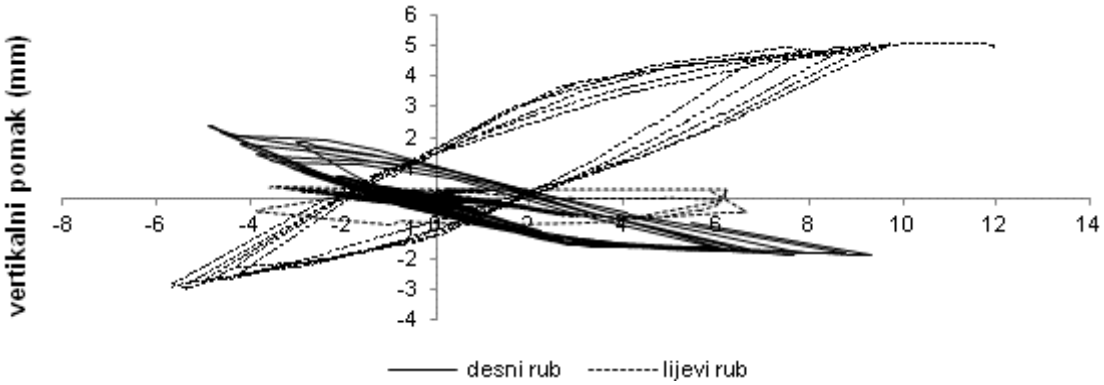
Iz prikazanog odnosa ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka očigledan je trend povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Najveći relativni katni pomak koji je zid dosegnuo iznosio je 0,82%. Prve pukotine pojavile su se pri relativnom pomaku od 0,17% u središnjem dijelu zida, a najveća otpornost na horizontalno djelovanje iznosila je 148,68 kN pri relativnom katnom pomaku od 0,53%.



Slika 4.79. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka C1

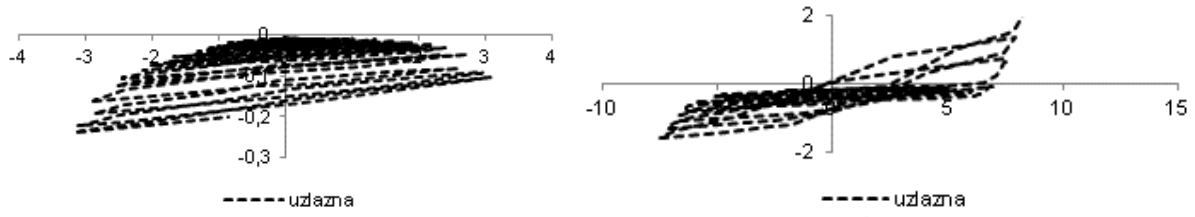
Prve pukotine su se pojavile uglavnom u dijagonalnom smjeru, uz neznatnu pojavu tankih, kratkih,vertikalnih pucanja u zidnim elementima. S povećanjem horizontalnog pomaka, debljine i duljine pukotina su se povećavale, šireći se radijalno prema rubovima zida, odnosno vertikalnim i horizontalnim serklažima i temelju. Naposljetku su se pojavile pukotine u betonu vertikalnih serklaža. Stijenke zidnih elemenata oljuštile su se samo na jednom zidnom bloku u posljednjem ciklusu opterećenja. Konačna slika pukotina pokazuje nešto veći broj pukotina u srednjem dijelu visine zida i u području uz vertikalne serklaže. Horizontalne pukotine u betonu vertikalnih serklaža posljedica su savijanja, ali unatoč tome,

koso pružanje najvećeg dijela pukotina svojstvo je mehanizma sloma uslijed prekoračenja glavnih vlačnih naprezanja u materijalu. Konačna ocjena mehanizma sloma nalazi se u pog. 4.8.1.



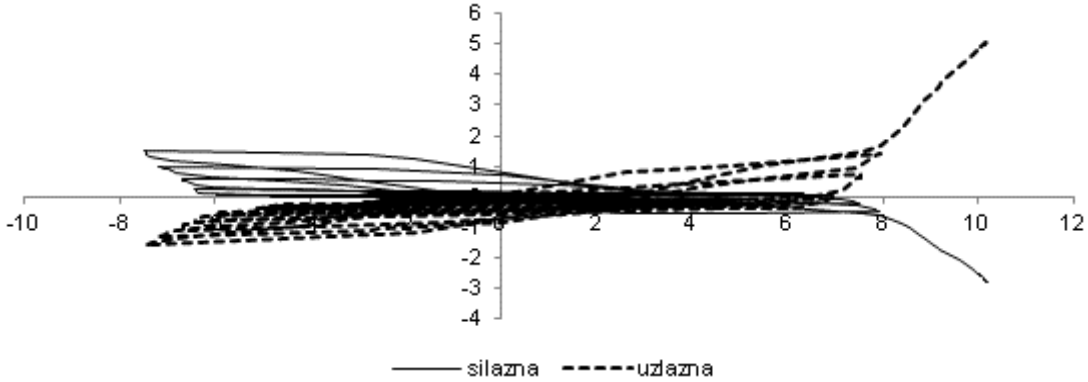
Slika 4.80. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka C1 prema horizontalnom pomaku

Na slici pomaka lijevog i desnog vertikalnog ruba vidljiva je neočekivano velika nesimetrija. Detaljni pregled ovog dijagrama pokazuje uobičajenu simetričnost do 25 ciklusa, odnosno do relativnog katnog pomaka od 0,2%, nakon kojega dolazi do nagle promjene i lijevi rub se pri pomaku udesno naglo počeo izdizati. Uzorak je naglo popustio što je vidljivo i u histereznoj petlji. S obzirom da su geometrijska svojstva prije ispitivanja provjerena, a okvir za ispitivanje u slijedećim pokusima nije dodatno ukrućen ovo naglo popuštanje mora imati uzrok u promjeni krutosti, odnosno nekom neočekivanom pucanju materijala uzorka.

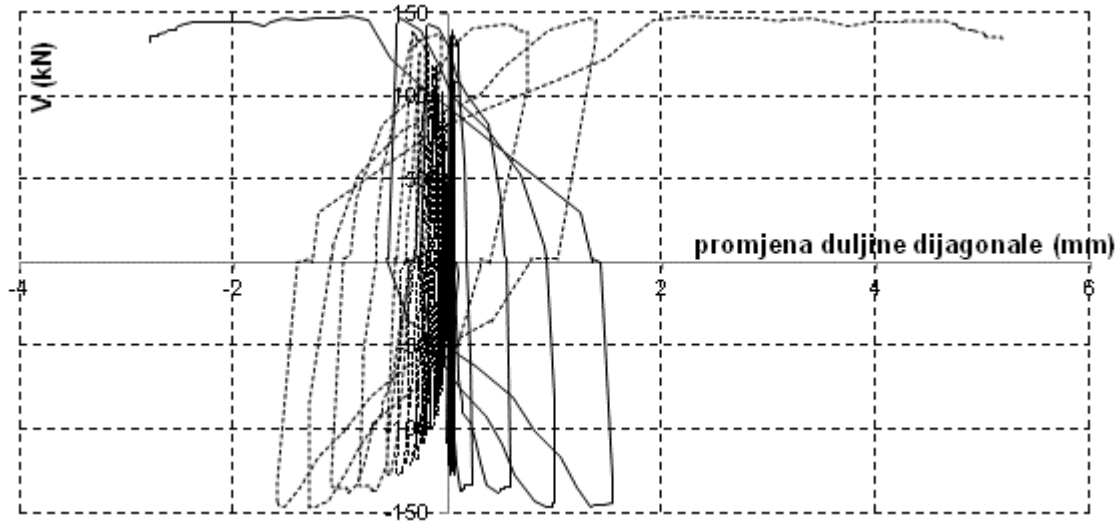


(a) (b)

Slika 4.81. Promjena duljina uzlazne dijagonale prije (a) i poslije 25. ciklusa (b) uzorka C1

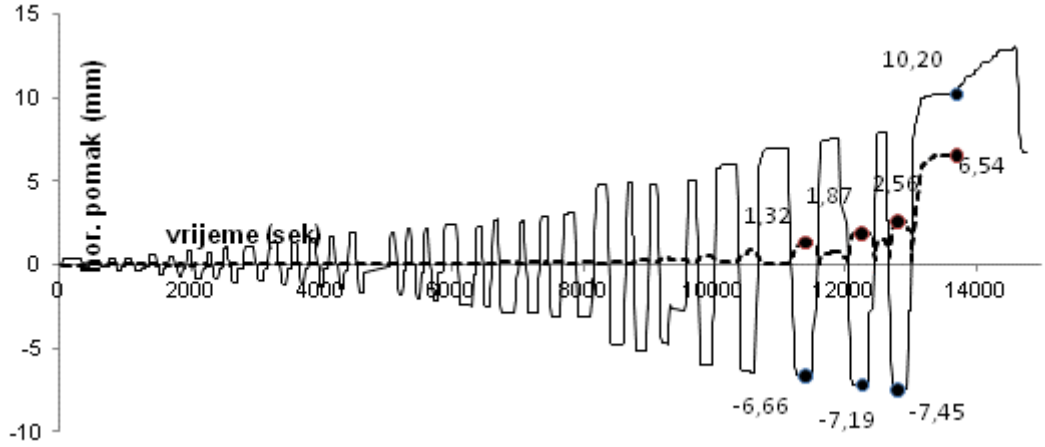


Slika 4.82. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o hor. pomaku uzorka C1



Slika 4.83. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o promjeni hor. sile uzorka C1

Vidi se neobična promjena duljine dijagonale do 25. ciklusa, odnosno uzlazna dijagonala se neprestano skraćuje i nema očekivano uzastopno produljenje, odnosno skaćenje. Nakon 25. ciklusa ciklusa način promjene teče očekivano. Iz mjerene promjene duljina dijagonala određene su posmične deformacije prema ukupnom pomaku. Vidi se da udio posmičnih u ukupnom horizontalnom pomaku postaje značajan tek pri pomacima koji premašuju relativni katni pomak od IDR=0,42%. To je područje pomaka u kojemu promjene dijagonala imaju uobičajeni tok.



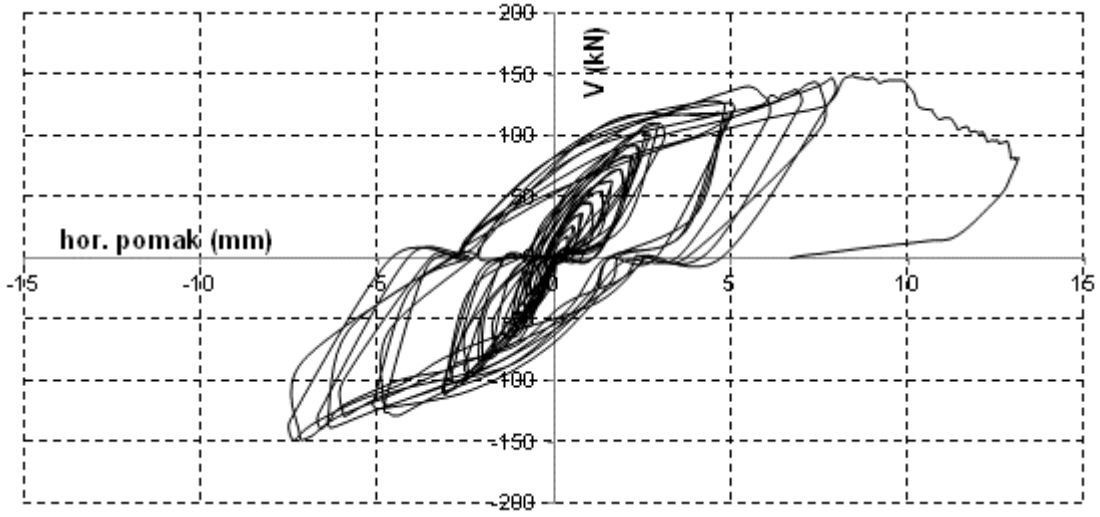
Slika 4.84. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka C1

Veličine odnosa posmičnog prema ukupnom horizontalnom pomaku prikazan je u tablici 4.17.

relativni katni pomak %	**0,42**	**0,46**	**0,47**	**0,65**
horizontalni pomak (mm)	6,66	7,19	7,45	10,2
hor. komp. posmične deformacije (mm)	1,32	1,87	2,56	6,54
udio posmične deformacije u ukupnoj (%)	19,82	26,01	34,36	64,12

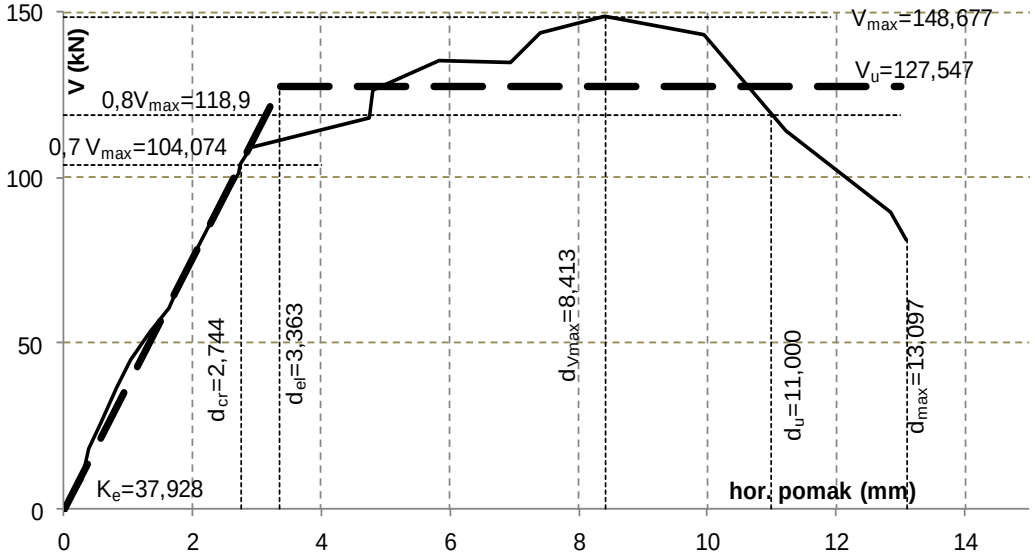
Tablica 4.17. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka C1

Histerezna petlja je izbočena u svim ciklusima opterećenja. Postoji značajni diskontinuitet u pravilu ponašanja uzorka koji je nastao nakon 24 ciklusa. Nakon pomaka od 3,155 mm u slijedećem (25.) ciklusu pomak naraste na 5,126 mm. To predstavlja povećanje pomaka od 62%, pri čemu je sila porasla sa 110 kN na 120 kN. Prema usvojenim kriterijima predviđena je pojava prvih pukotina pri pomaku od 2,744 mm, ali naravno taj podatak predstavlja okvirnu vrijednost. Prve su pukotine opažane na uzorku pri pomaku od 1mm, ali su sve vertikalnog smjera i ograničene duljine unutar pojedinih zidnih elemenata. Prve kose pukotine nastale su pri sili od 110 kN, odnosu pri pomaku od 3mm. U tom trenutku zid je naglo popustio da bi se u slijedećem koraku konsolidirao. Neposredno prije popuštanja zida pukotine su se iz ziđa proširile u vertikalne serklaže. Pri najvećoj hor. sili od 148,68 kN horizontalni pomak počne naglo rasti, a sila otpora opadati. Uzorak ima velika plastična popuštanja, pri čemu ne dolazi do naglog povećanja širina pukotina ili značajnog ljuštenja stijenki zidnih blokova.



Slika 4.85. Histerezna petlja uzorka C1

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom koji onda određuje osnovne općeprihvaćene parametre ponašanja uzorka koji su očitani iz slike 4.85. i prikazani u tablici 4.18.

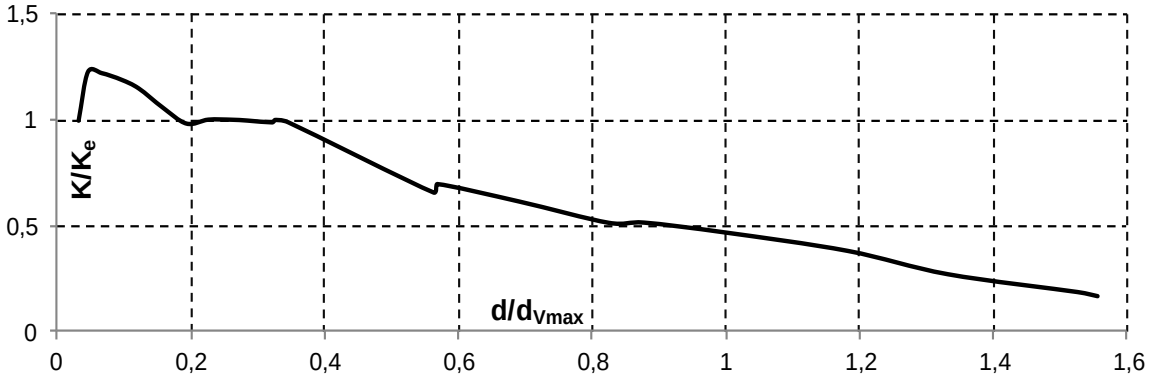


Slika 4.86. Bilinearna idealizacija uzorka C1

svojstvo	određena vrijednost
početna krutost (kN/mm)	37,928
granica elastičnosti (kN)	104,074
granična sila otpora (kN)	127,547
IDR granice elastičnosti (%)	0,21
IDR najveće sile otpora (%)	0,532
IDR granice sloma (%)	0,70

Tablica 4.18. Mehaničke osobitosti uzorka C1

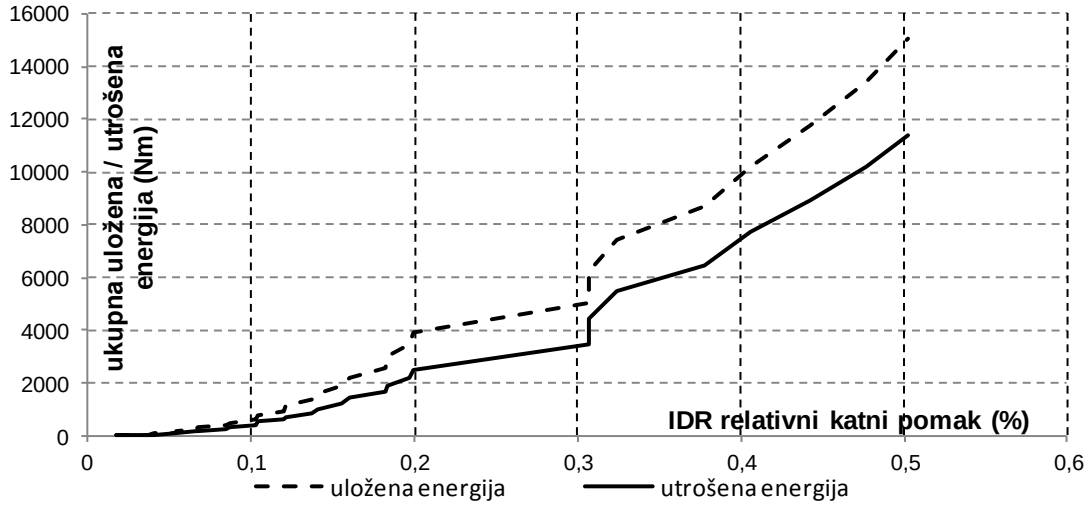
Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na crtežu 4.87. Uz malo početno kolebanje sekantna krutost opada po približno linearnom pravilu.



Slika 4.87. Opadanje krutosti uzorka C1

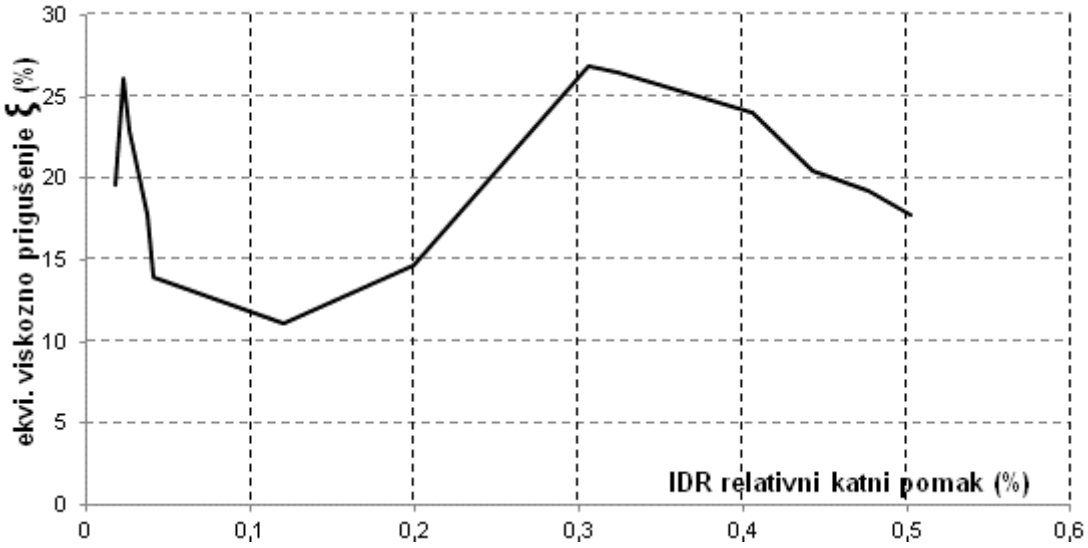
Energetska analiza je provedena za opetovane cikluse opterećenja, osim za dio pokusa u kojem se provodilo guranje u jednom smjeru. Potrošnja energije raste potpuno sukladno utrošenoj; obje energije naglo počinju rasti od 25. ciklusa opterećenja. Ukupno uložena

energija potrebna za dosezanje relativnog katnog pomaka od 0,5% je značajno veća od energije ostalih uzoraka tipa C.



Slika 4.88. Ukupna uložena i ukupna potrošena energija uzorka C1

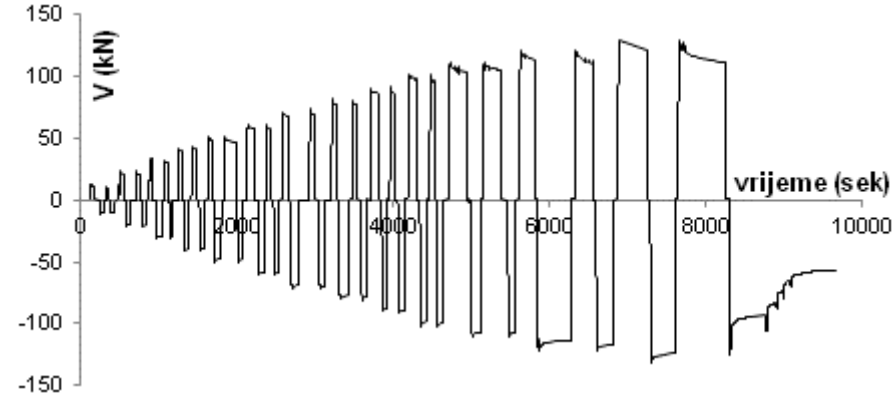
Koeficijent prigušenja ima zakonitost promjene sličan armiranobetonskim konstrukcijama: prvobitno opadanje u linearnom i porast u području plastičnog popuštanja, ali samo do IDR=0,3%, nakon čega blago opada. Pri IDR=0,5% vraća se na vrijednost početnog prigušenja.



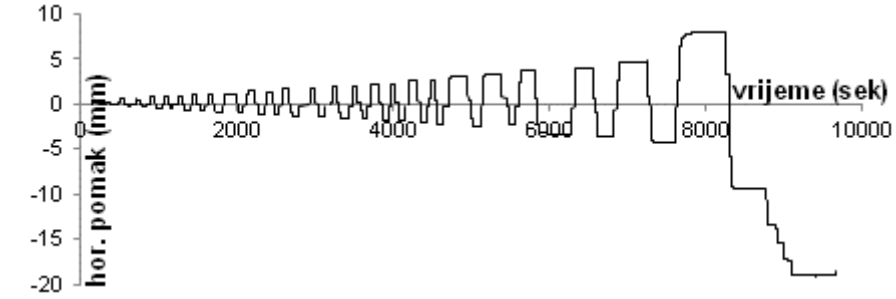
Slika 4.89. Prigušenje uzorka C1

4.7.3.2. Uzorak C2

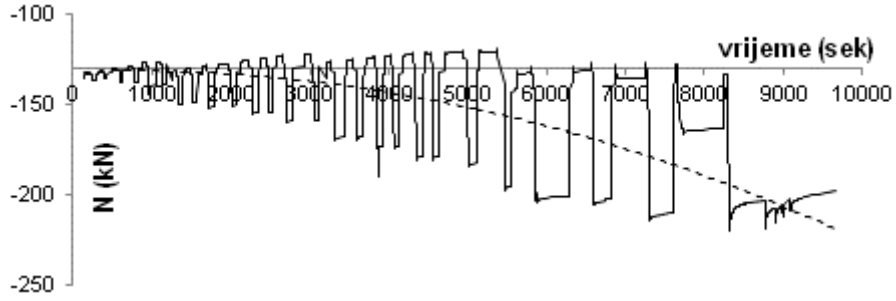
Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu uzorka C2 zida prikazuju Slika 4.90. a) do c).



a) vrijeme - hor. sila



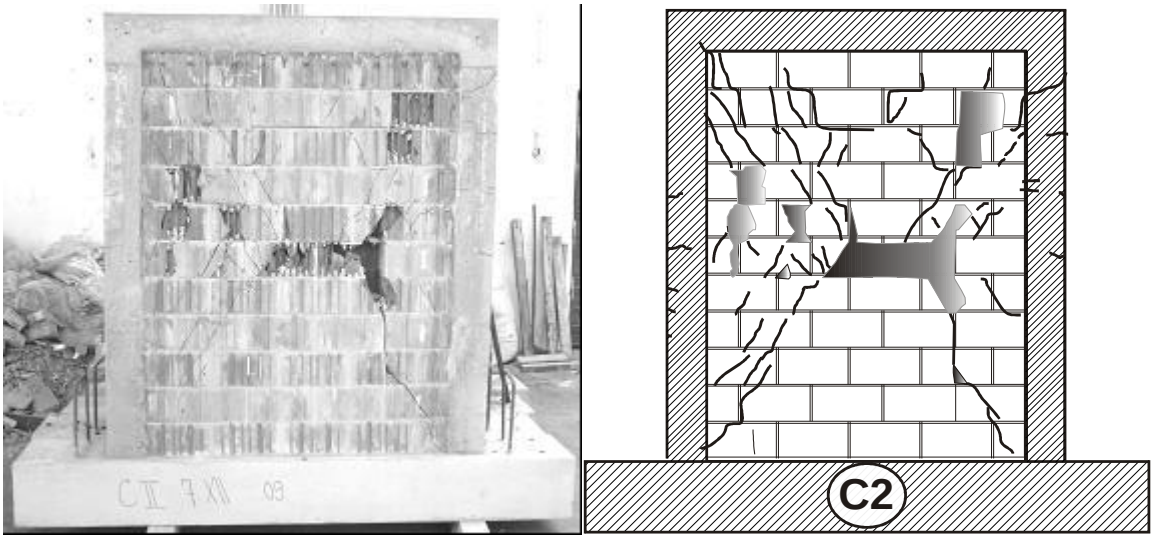
b) vrijeme - hor. pomak



c) vrijeme – ukupna vert.sila

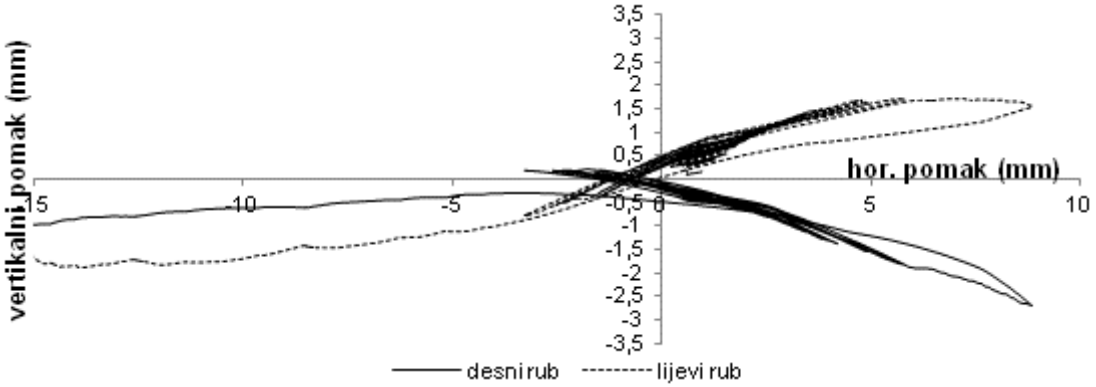
Slika 4.90. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka C2

Iz prikazanog odnosa ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka očigledan je trend povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Najveći relativni katni pomak koji je zid dosegnuo iznosio je 1,21%. Prve pukotine pojavile su se pri relativnom pomaku od 0,21% u središnjem dijelu zida, a najveća otpornost na horizontalno djelovanje iznosila je 136,4 kN pri relativnom katnom pomaku od 0,38%.



Slika 4.91. Fotografija i crtež ispitanog uzorka C2

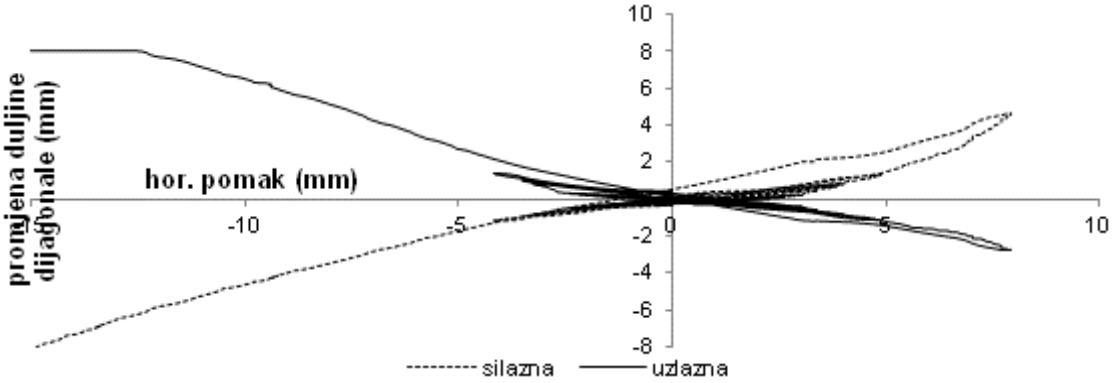
Prve pukotine su se pojavile uglavnom u dijagonalnom smjeru, uz neznatnu pojavu tankih kratkih vertikalnih u zidnim elementima. S povećanjem horizontalnog pomaka debljine i duljine pukotina su se povećavale šireći se radijalno prema rubovima zida, odnosno vertikalnim i horizontalnim serklažima i temelju. Naposljetku su se pojavile horizontalne pukotine u betonu vertikalnih serklaža, a stijenke zidnih blokova su se počele ljuštiti i središnjem i uz vertikalne serklaže zida. Konačna slika pukotina pokazuje neznatnu koncentraciju pukotina u srednjem dijelu visine, pukotine su raspodijeljene po cijeloj površini zida. Koso pružanje najvećeg dijela pukotina svojstvo je mehanizma sloma uslijed prekoračenja glavnih vlačnih naprezanja u materijalu. Konačna ocjena mehanizma sloma nalazi se u pog. 4.8.1.



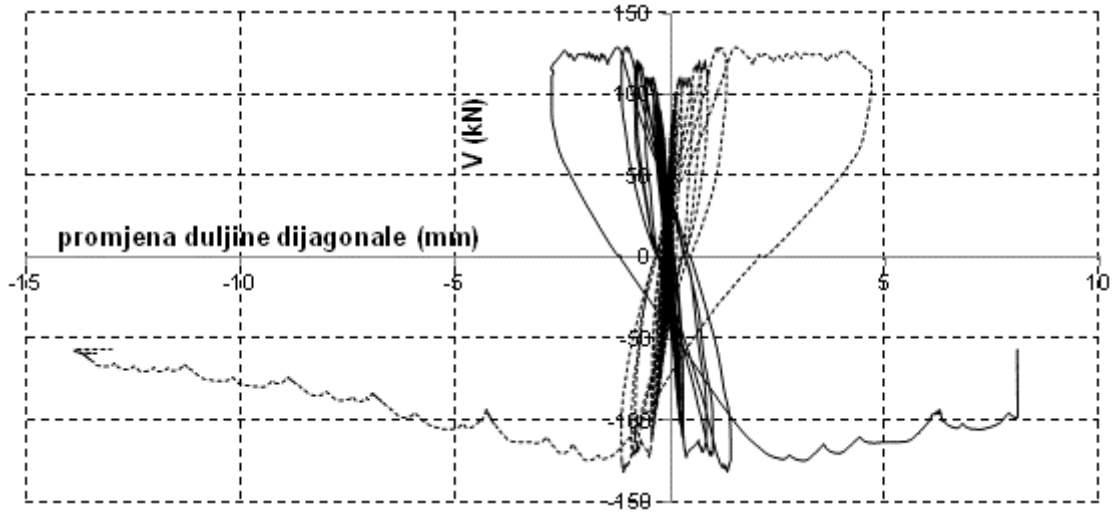
Slika 4.92. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka C2 prema horizontalnom pomaku

Na slici pomaka lijevog i desnog vertikalnog ruba vidi se očekivana simetrija samo u spuštanju, odnosno izdizanju lijevog i desnog ruba. Pri tome nema simetrije između desnog i

lijevog pomaka. Ova se pojava može pripisati elastičnosti grede na koju se upirao gornji rub zida.

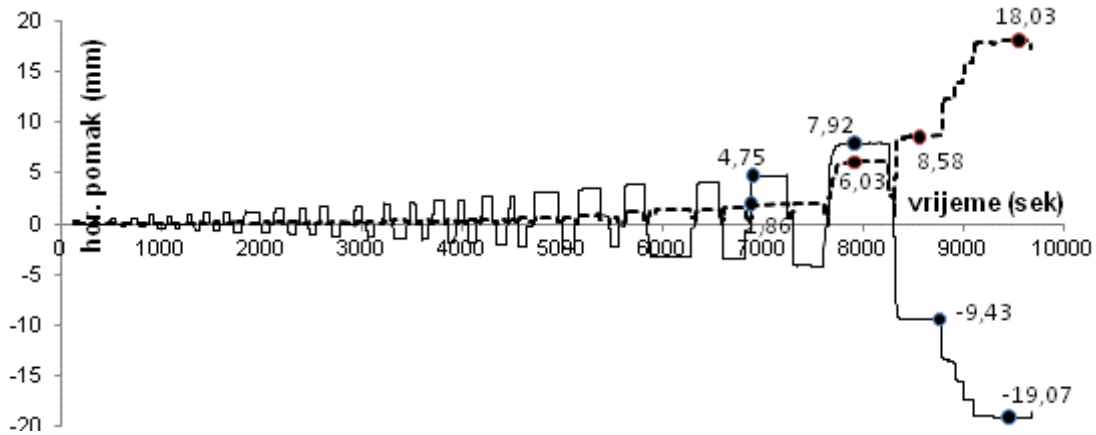


Slika 4.93. Promjena duljina dijagonala uzorka C2



Slika 4.94. Promjena duljina dijagonala o ovisnosti o promjeni hor. sile uzorka C2

Iz mjerene promjene duljina dijagonala određene su posmične deformacije prema ukupnom pomaku. Značajno posmično popuštanje nastaje od relativnog katnog pomaka zida koji odgovara IDR=0,50%.



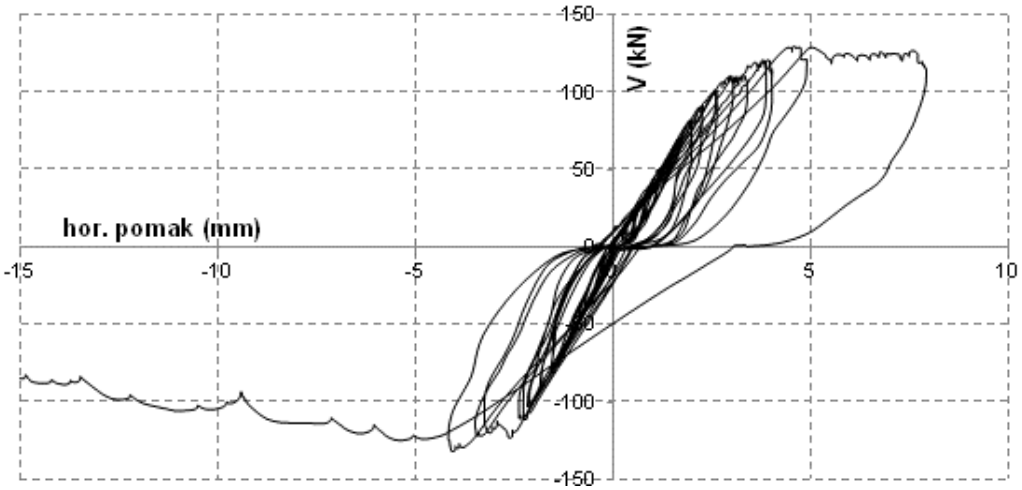
Slika 4.95. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja u uzorku C2

Veličine odnosa posmičnog prema ukupnom horizontalnom pomaku prikazan je u tablici 4.19.

relativni katni pomak %	**0,30**	**0,50**	**0,60**	**1,21**
horizontalni pomak (mm)	4,75	7,92	9,43	19,07
hor. komp. posmične deformacije (mm)	1,86	6,03	8,58	18,03
udio posmične deformacije u ukupnoj (%)	39,16	76,14	90,99	94,55

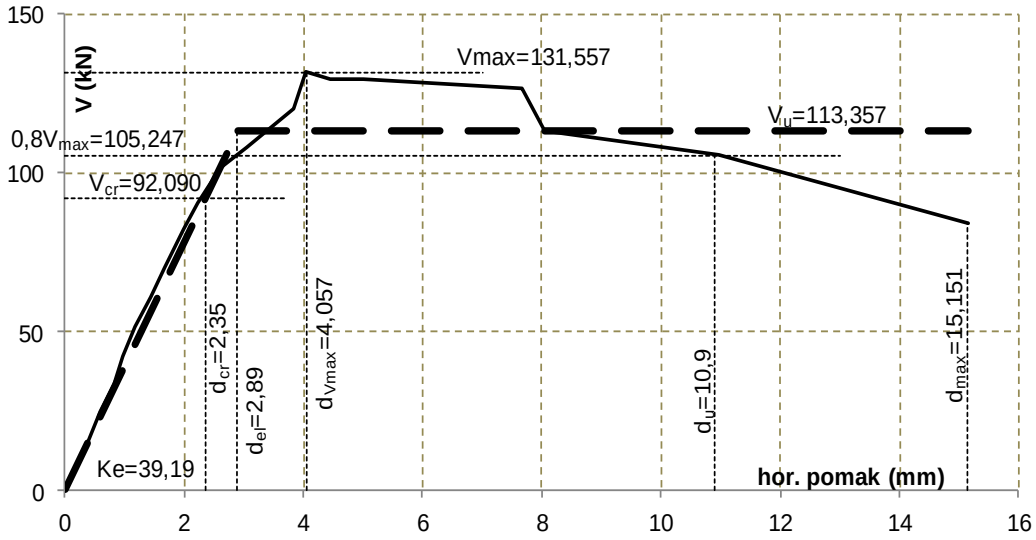
Tablica 4.19. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka C2

Histerezna petlja je izbočenog oblik po ciklusima, što ukazuje na dobru potrošnju energije. Nakon prekoračenja horizontalne sile od 100 kN nagib pojedinih petlji (ciklusa) postaje sve blaži. Uz blago opadanje sile otpora horizontalni pomak naglo raste do 8mm (IDR=0,51%). Nakon toga u slijedećem ciklusu sila otpora više ne može nadmašiti silu prethodnog ciklusa, te lagano opada uz veliki prirast pomaka. Uzorak ima velika plastična popuštanja, pri čemu ne dolazi do naglog povećanja širina pukotina ili značajnog ljuštenja stijenki zidnih blokova pri pomacima koji su ispod 0,65% . Ljuštenje stijenki zidnih elementa počelo je pri pomaku od 8mm (IDR=0,506%).



Slika 4.96. Histerezna petlja uzorka C2

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom koji onda određuje osnovne općeprihvaćene parametre ponašanja uzorka koji su očitani iz crteža i prikazani u tablici 4.20.

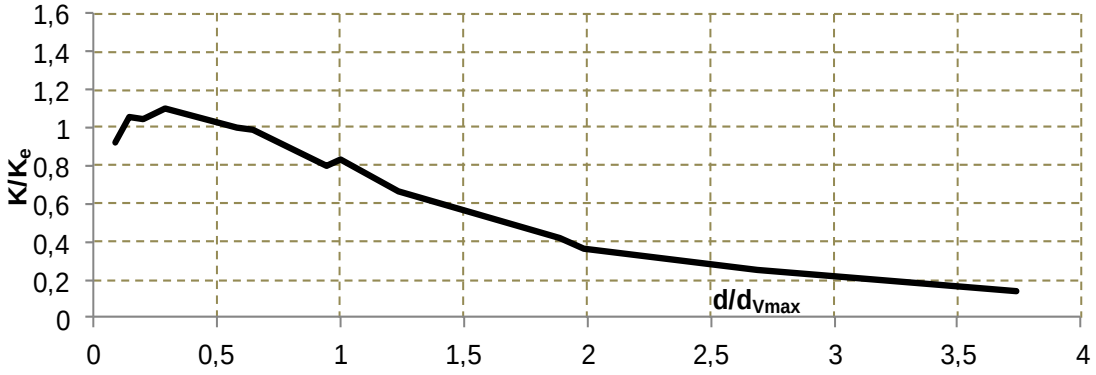


Slika 4.97. Bilinearna idealizacija uzorka C2

svojstvo	određena vrijednost
početna krutost (kN/mm)	39,10
pojava pukotina (kN)	92,09
granična sila otpora (kN)	113,36
IDR granice elastičnosti (%)	0,18
IDR najveće sile otpora (%)	0,26
IDR granice sloma (%)	0,69

Tablica 4.20. Mehaničke osobitosti uzorka C2

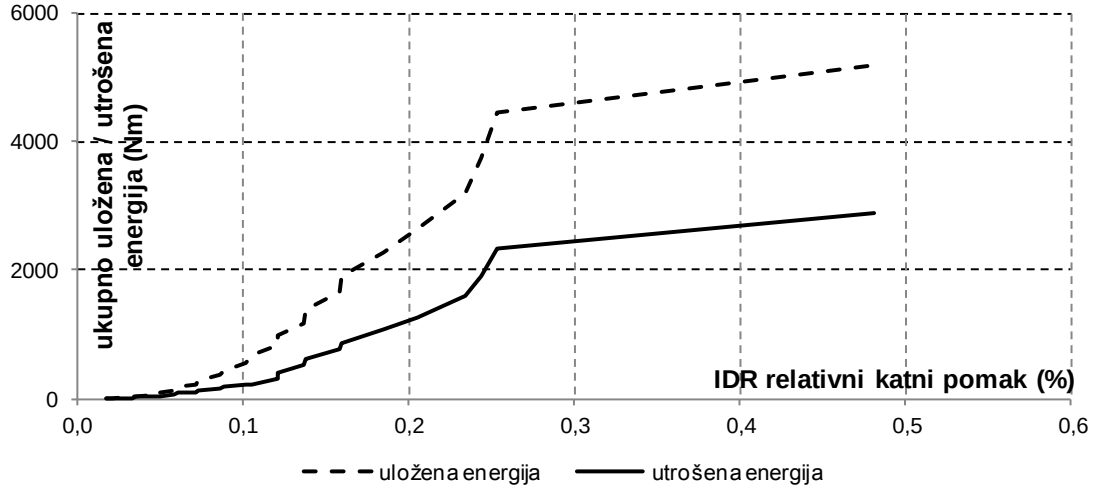
Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na slici 4.98. Uz malo početno kolebanje sekantna krutost uzoraka opada na očekivani način.



Slika 4.98. Opadanje krutosti uzorka C2

Energetska analiza je provedena za opetovane cikluse opterećenja osim za dio pokusa u kojem se provodilo guranje u jednom smjeru. Potrošnja energije raste nešto brže u području

elastičnog ponašanja i nastavlja slabije rasti do posljednjeg ciklusa opterećenja (prije guranja do sloma).



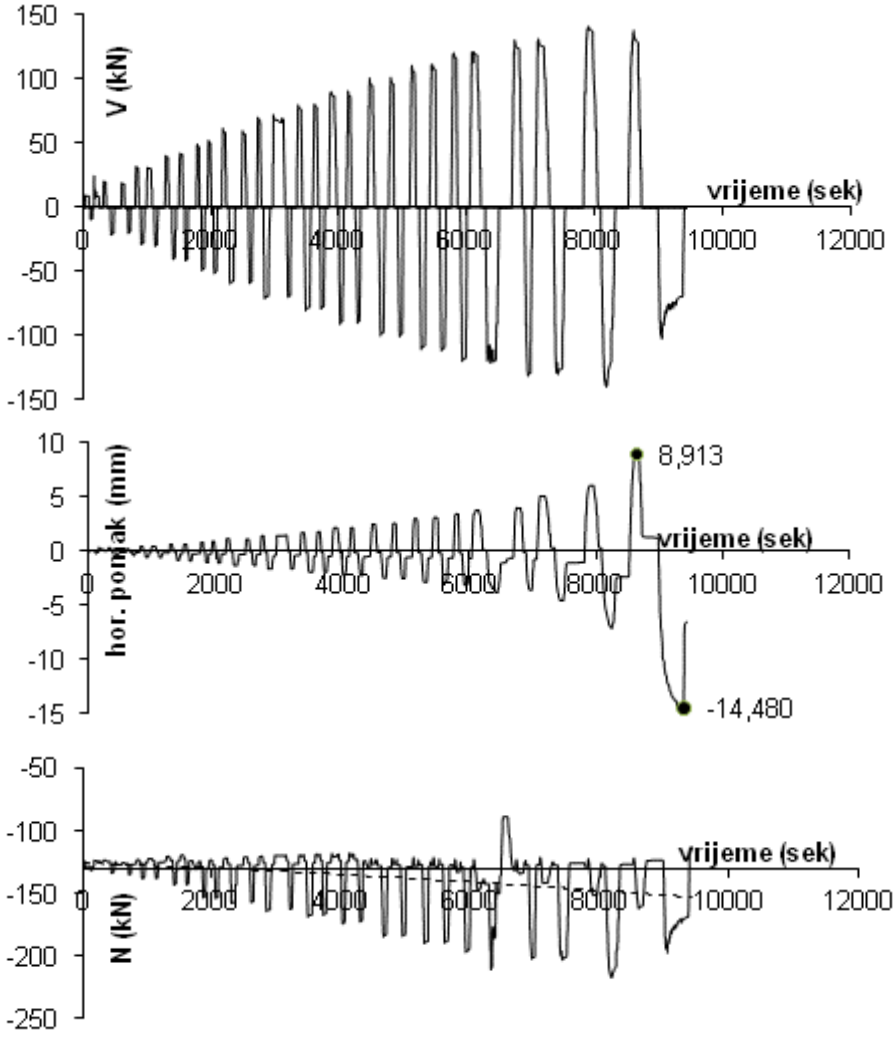
Slika 4.99. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka C2

Slika 4.100. Prigušenje uzorka C2

Koeficijent ekvivalentnog viskoznog prigušenja ima globalnu zakonitost promjene sličan armiranobetonskim konstrukcijama, prvobitno opadanje u linearnom i porast u području plastičnog popuštanja. Pri tome veličine prigušenja nepravilno kolebaju.

4.7.3.3. Uzorak C3

Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu uzorka C3 zida prikazuju slike 4.101. a) do c).



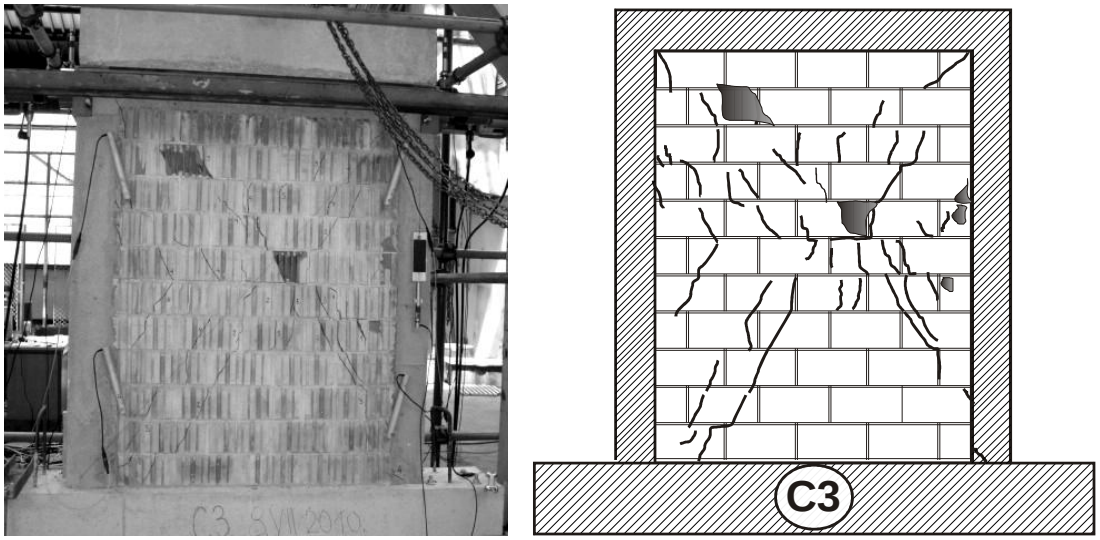
a) vrijeme - hor. sila

b) vrijeme - hor. pomak

c) vrijeme – ukupna vert.sila

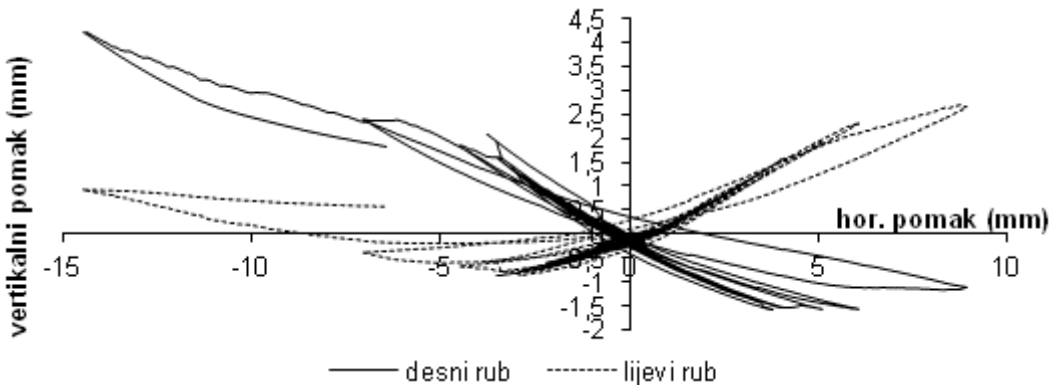
Slika 4.101. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska uzorka C3

Iz prikazanog odnosa ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka očigledan je trend povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Najveći relativni katni pomak koji je zid dosegnuo iznosio je 0,66%. Prve pukotine pojavile su se pri relativnom pomaku od 0,21% u središnjem dijelu zida, a najveća otpornost na horizontalno djelovanje iznosila je 136,4 kN pri relativnom katnom pomaku od 0,38%.



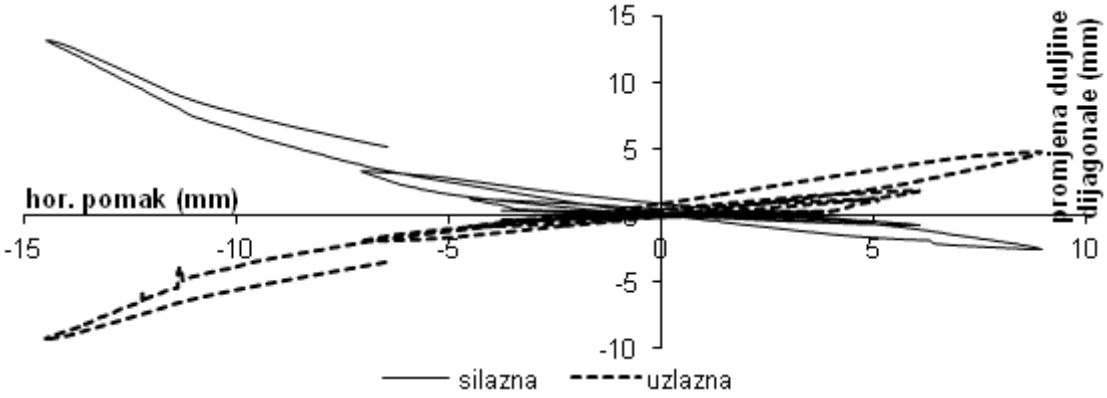
Slika 4.102. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka C3

Prve pukotine su se pojavile u središnjem dijelu zida uglavnom u dijagonalnom smjeru, uz neznatnu pojavu tankih kratkih vertikalnih u zidnim elementima. S povećanjem horizontalnog pomaka debljine i duljine pukotina su se povećavale šireći se radijalno prema rubovima zida, odnosno vertikalnim i horizontalnim serklažima i temelju. Naposljetku su se pojavile pukotine u betonu vertikalnih serklaža, a stijenke zidnih blokova su se počele ljuštiti i središnjem dijelu zida i uz vertikalne serklaže. Konačna slika pukotina pokazuje neznatnu koncentraciju pukotina u srednjem dijelu visine, pukotine su raspodijeljene po cijeloj površini zida. Pukotine u dijelu a.b. vertikalnog serklaža upetom u temelj nastale su širenjem iz ziđa pri relativnom katnom pomaku od 0,5% ukazuje na mehanizam sloma uslijed savijanja. Unatoč tome, koso pružanje najvećeg dijela pukotina svojstvo je mehanizma sloma uslijed prekoračenja glavnih vlačnih naprezanja u materijalu. Konačna ocjena mehanizma sloma nalazi se u pog. 4.8.1.

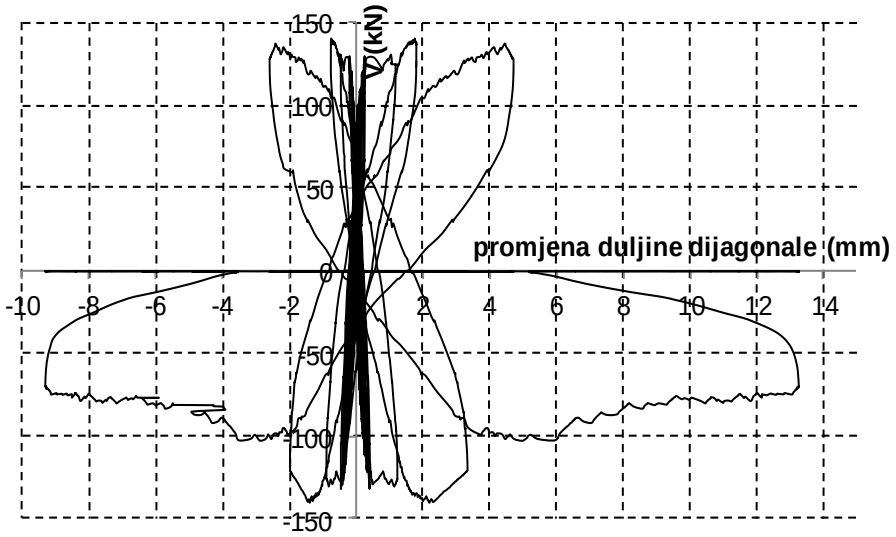


Slika 4.103. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka prema horizontalnom pomaku uzorka C3

Na slici pomaka lijevog i desnog vertikalnog ruba vidi se očekivana simetrija samo do do relativnog katnog pomaka od 0,24%. Ovo je granica od koje pomaci počinju znatno rasti, tj. uzorak značajno popuštati. Pri tome se povećava ukupna tlačna sila u zidu. Očita je nesimetričnost u posljednjoj fazi ispitivanja „guranjem“ pri kojemu se desni rub znatno izdizao pri čemu se lijevi nije očekivano spuštao. Ova se pojava može pripisati značajnom nehomogenosću materijala raspucanog ziđa kao i elastičnosti grede na koju se upirao gornji rub zida.

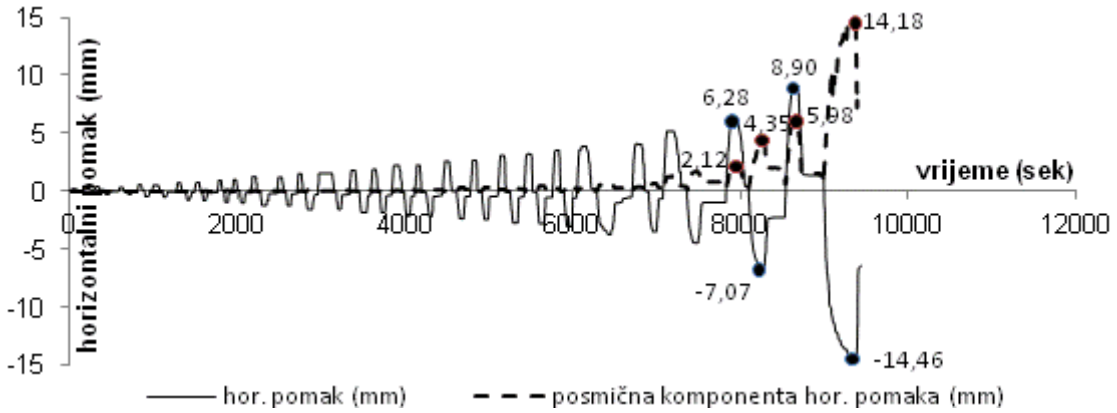


Slika 4.104. Promjena duljina dijagonala uzorka C3



Slika 4.105. Promjena duljina dijagonala o ovisnosti o promjeni hor. sile uzorka C3

Iz mjerene promjene duljina dijagonala određene su posmične deformacije prema ukupnom pomaku očito je značajno posmično popuštanje od relativnog katnog pomaka zida koji odgovara trenutku najveće nosivosti zida , odnosno položaju najveće sile otpora IDR=0,38%.



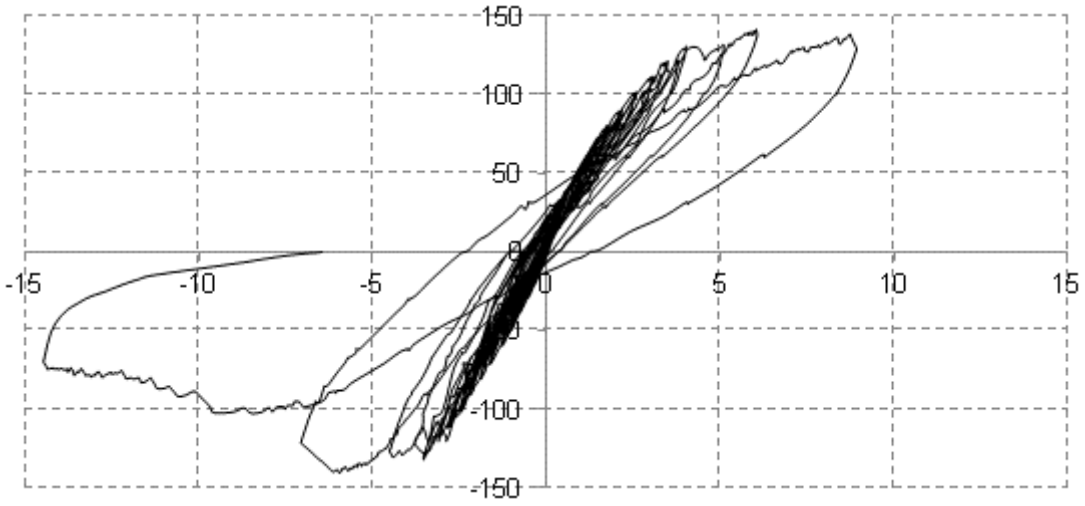
Slika 4.106. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka C3

Odnos posmičnog prema ukupnom horizontalnom pomaku prikazan je u tablici 4.21.

relativni katni pomak IDR %	**0,38**	**0,45**	**0,56**	**0,92**
horizontalni pomak (mm)	6,3	7,07	8,9	14,46
hor. komp. posmične deformacije (mm)	2,12	4,39	5,98	14,18
udio posmične deformacije u ukupnoj (%)	33,65	62,78	67,19	98,06

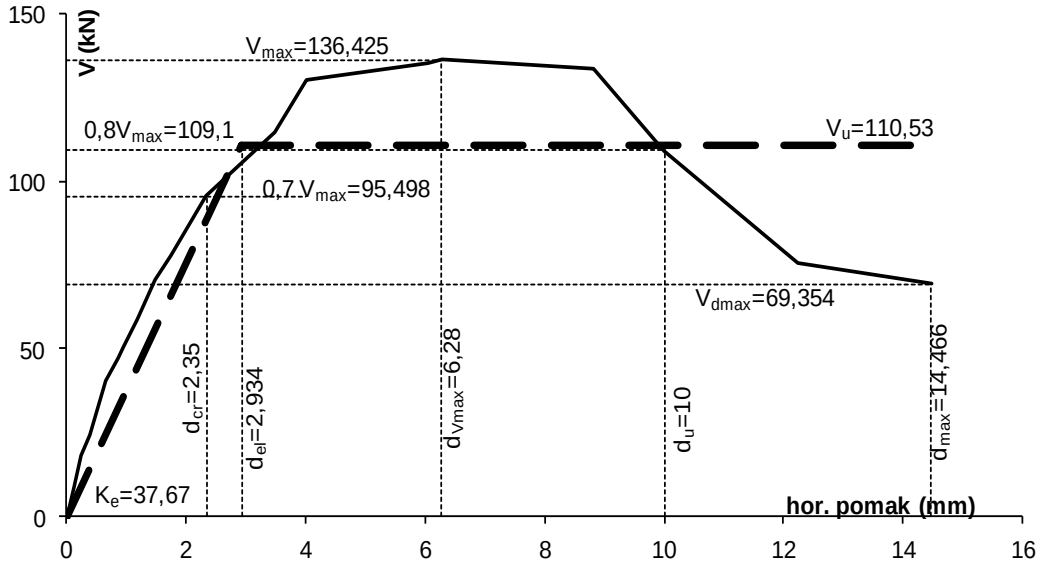
Tablica 4.21. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka C3

Histerezna petlja je izbočenog oblika po ciklusima, što ukazuje na dobru potrošnju energije. Nakon dosezanja najveće vrijednosti nosivosti uzorka nagib pojedinih petlji (ciklusa) postaje sve blaži. Uz blago opadanje sile otpora horizontalni pomak naglo raste do 8,8 mm (IDR=0,56%). Nakon toga u slijedećem ciklusu sila otpora naglo padne na veličinu cca 100 kN, te lagano opada uz veliki prirast pomaka. Uzorak ima velika plastična popuštanja, pri čemu ne dolazi do naglog povećanja širina pukotina ili značajnog ljuštenja stijenki zidnih blokova.



Slika 4.107. Histerezna petlja uzorka C3

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom koji onda određuje osnovne općeprihvaćene parametre ponašanja uzorka koji su očitani iz crteža i prikazani u tablici 4.22.

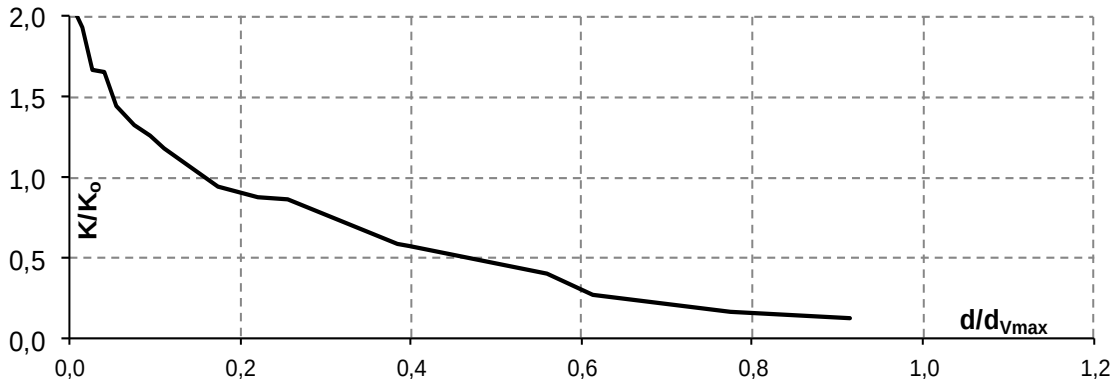


Slika 4.108. Bilinearna idealizacija uzorka C3

svojstvo	određena vrijednost
početna krutost (kN/mm)	37,67
granica elastičnosti (kN)	95,50
granična sila otpora (kN)	110,53
IDR granice elastičnosti (%)	0,19
IDR najveće sile otpora (%)	0,40
IDR granice sloma (%)	0,63

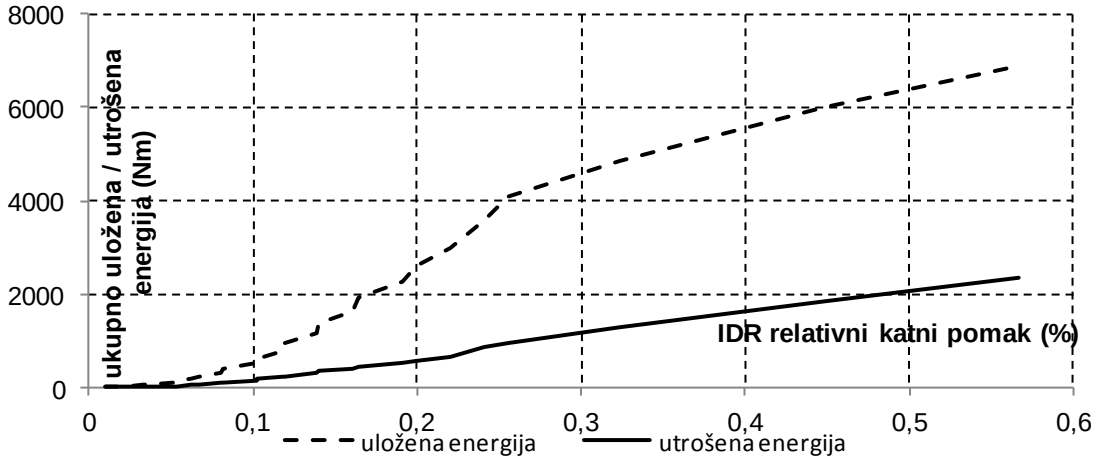
Tablica 4.22. Mehaničke osobitosti uzorka C3

Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na slici 4.109. Uz malo početno kolebanje sekantna krutost uzoraka opada na očekivani način.

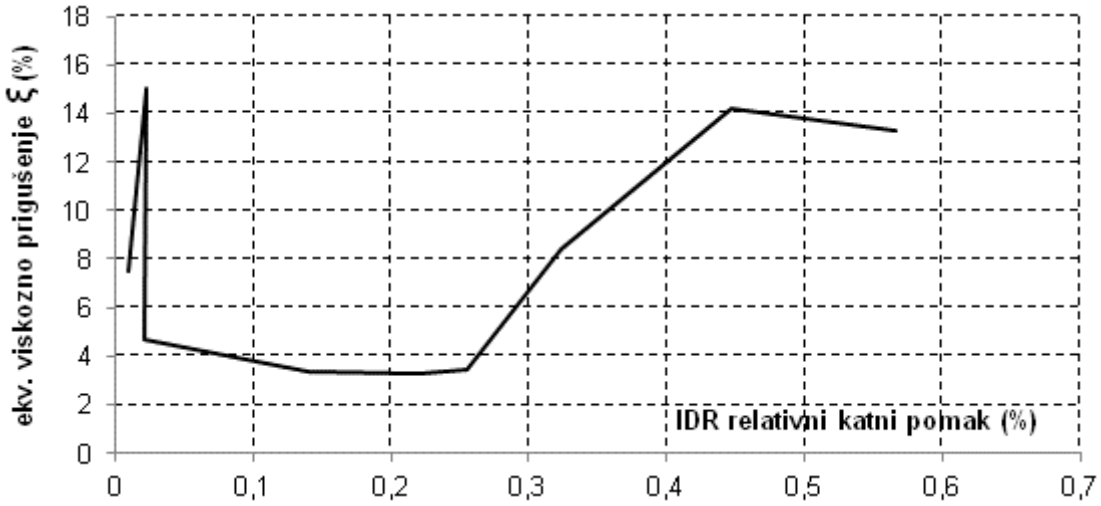


Slika 4.109. Opadanje krutosti

Energetska analiza je provedena za opetovane cikluse opterećenja osim za dio pokusa u kojem se provodilo guranje u jednom smjeru. Potrošnja energije raste nešto brže u području elastičnog ponašanja i nastavlja rasti manje više linearno do vrijednosti najvećeg otpora (V_{max}).



Slika 4.110. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka C3

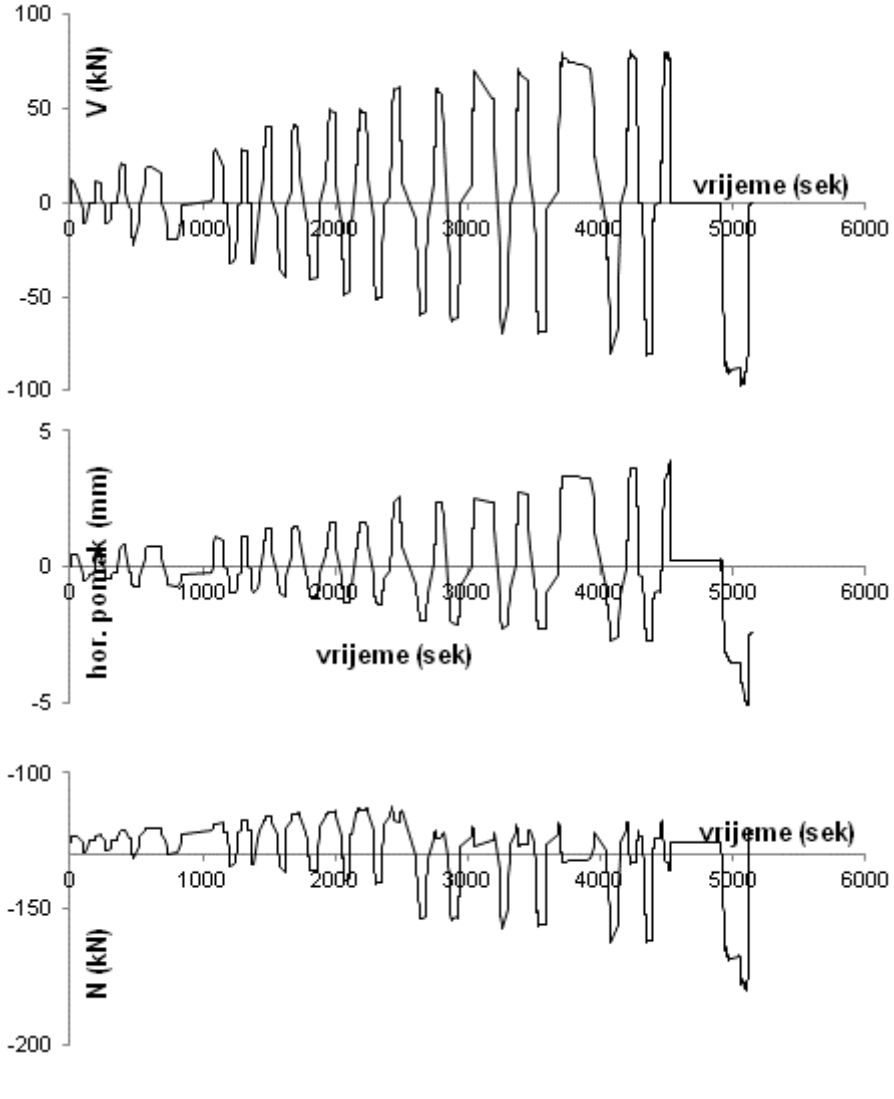


Slika 4.111. Prigušenje uzorka C3

Koeficijent prigušenja ima zakonitost promjene sličan a.b. konstrukcijama, prvobitno opadanje u linearnom i porast u području plastičnog popuštanja.

4.7.4. Serija D

Promjenu veličine i smjera horizontalne sile i pomaka na vrhu uzorka D zida prikazuju slike 4.112. a) do c).



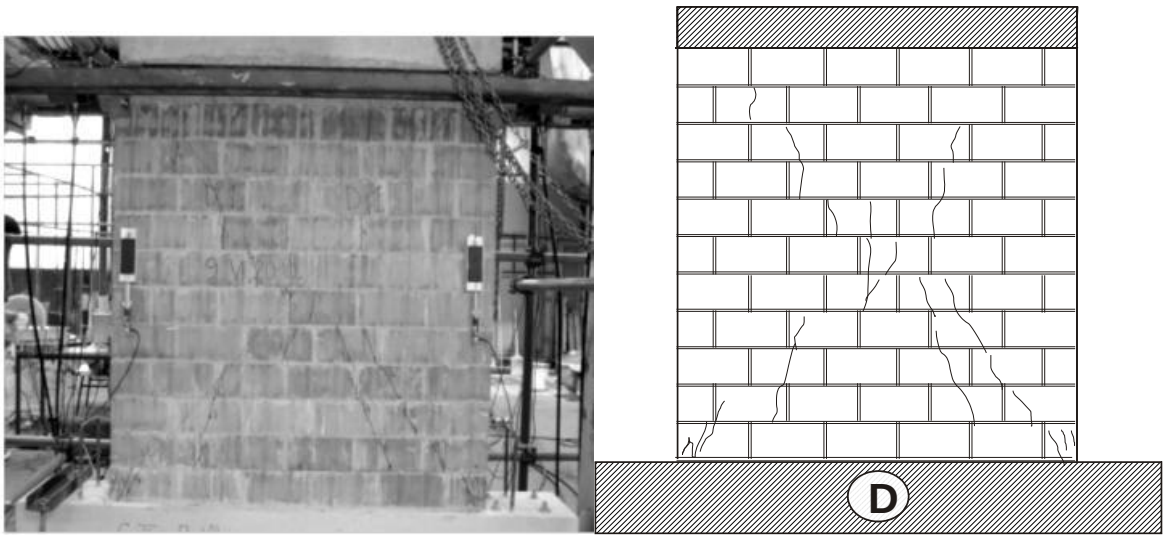
a) vrijeme - hor. sila

b) vrijeme - hor. pomak

c) vrijeme – ukupna vert. sila

Slika 4.112. Promjena horizontalne sile, pomaka i vertikalnog pritiska

Iz prikazane promjene ukupnog vertikalnog opterećenja i horizontalnog pomaka očigledan je trend blagog povećanja tlaka u zidu s porastom horizontalnog pomaka. Prve pukotine su se pojavile u 15 ciklusu opterećenja pri pomaku od 3,83 mm pri temelju, u kutu pritisnutog dijela zida, položene pod cca 60^0 prema horizontali. U slijedećem ciklusu slika pukotina se ponovila u suprotnom kutu i smjeru. U ciklusu 17, pri relativnom katnom pomaku IDR=0,24% nastala je isprekidana pukotina u dijagonalnom smjeru, uz neznatnu pojavu tankih kratkih vertikalnih u zidnim elementima. Pri nožici zida opažene su pukotine po središnjem dijelu zida. Nakon guranja u suprotnom smjeru pojavila se druga dijagonalna pukotina, a zid je popustio.

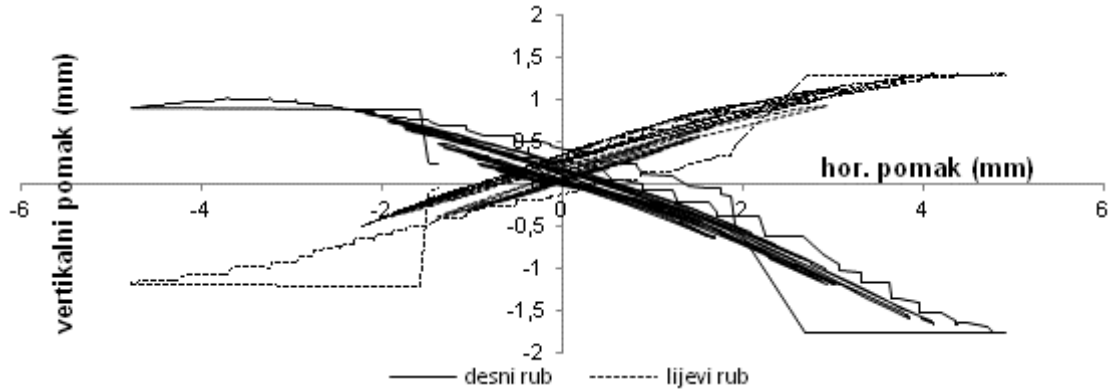


Slika 4.113. Fotografija i crtež pukotina ispitanog uzorka D

Konačna slika pukotina pokazuje blagu koncentraciju pukotina uz donje rubove, odnosno mjesta nastajanja prvih pukotina.

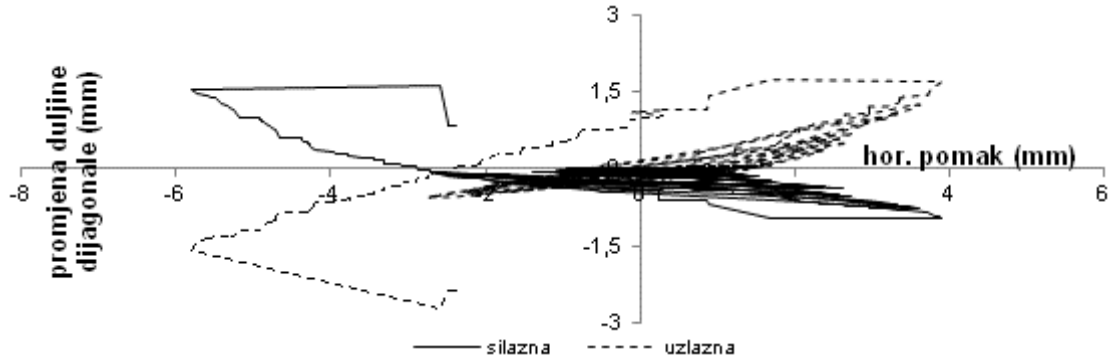
Slika 4.114. Rasprostiranje pukotina po dubini zida uzorka D

Suprotno očekivanom, u zidu koji ima relativno malu duljinu prema visini, slom nije nastao klizanjem. Slika pukotina tipičnog „X“ oblika posljedica je mehanizma sloma uslijed prekoračenja glavnih vlačnih naprezanja. Koncentracija pukotina u donjim kutovima upućuje na zaključak da nastaje blago savijanje koje dovodi do drobljenja rubova.

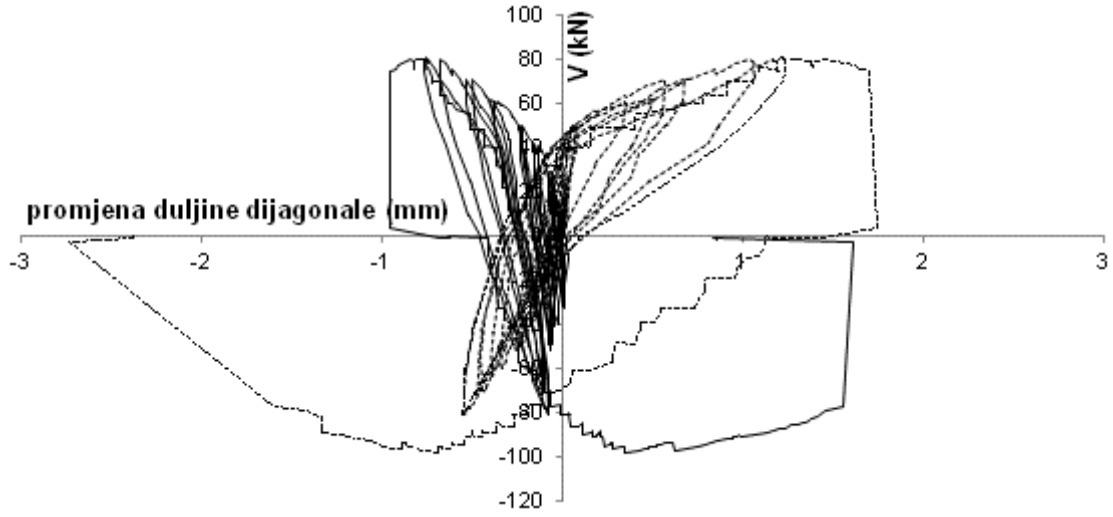


Slika 4.115. Veličina vertikalnog pomaka rubova uzorka D prema horizontalnom pomaku

Na slici pomaka lijevog i desnog vertikalnog ruba vidljiva je velika nesimetrija između lijevog i desnog pomaka, ali sasvim dobra simetrija spuštanja i odizanja lijevog u odnosu na desni rub.

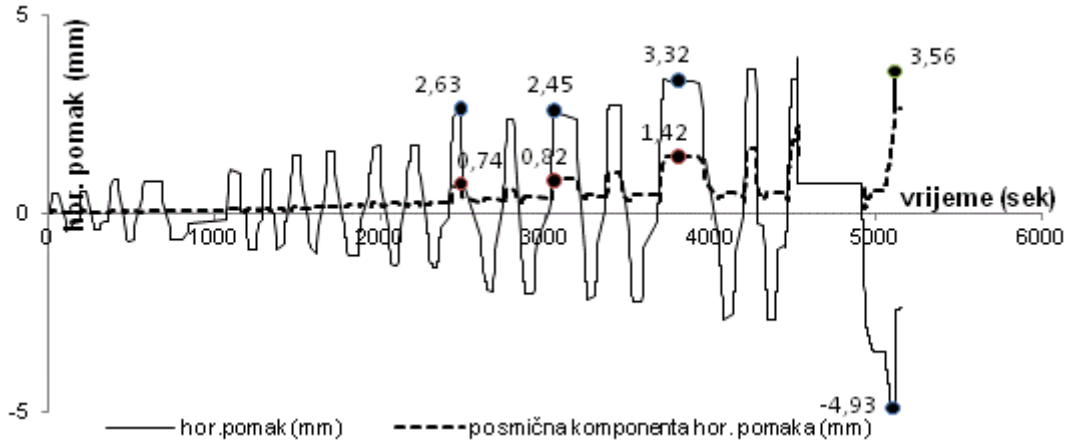


Slika 4.116. Promjena duljina dijagonala u ovisnosti o hor. pomaku uzorka D



Slika 4.117. Promjena duljina dijagonala o ovisnosti o promjeni hor. sile uzorka D

Vidi se neobična promjena duljine jedne od dijagonala. Skraćuje se tijekom svih ciklusa opterećenja, počinje se produljivati tek u području pomaka koji su veći od 3 mm.



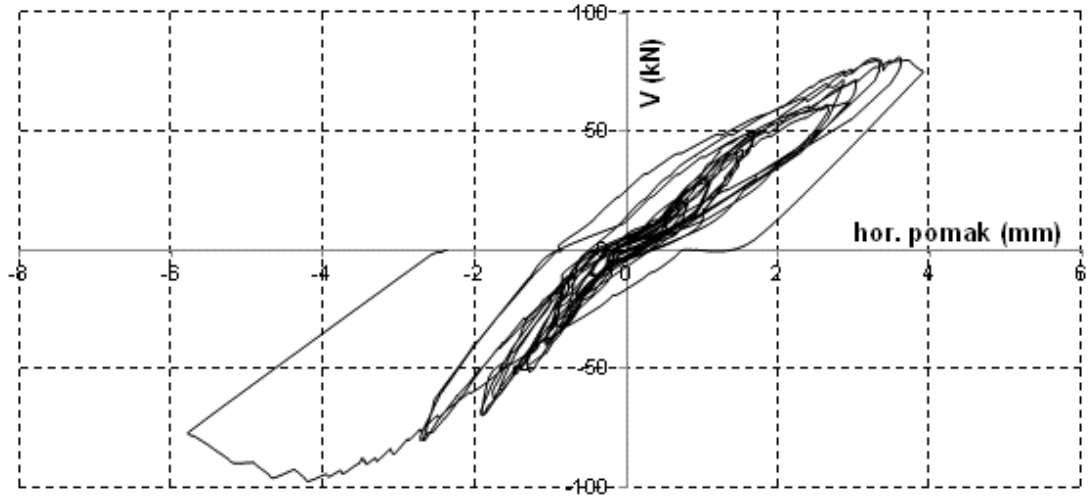
Slika 4.118. Odnos veličine ukupnog mjerenog horizontalnog i pomaka od smicanja uzorka D

Veličine odnosa posmičnog prema ukupnom horizontalnom pomaku prikazan je u tablici 4.23. Slom uzorka nastaje pri relativnom katnom pomaku od 0,31% , ali slom ne nastaje samo uslijed prekoračenja posmične čvrstoće.

relativni katni pomak %	**0,17**	**0,16**	**0,21**	**0,31**
horizontalni pomak (mm)	2,63	2,45	3,32	4,93
hor. komp. posmične deformacije (mm)	0,74	0,82	1,42	3,56
udio posmične deformacije u ukupnoj (%)	28,14	33,47	42,77	72,21

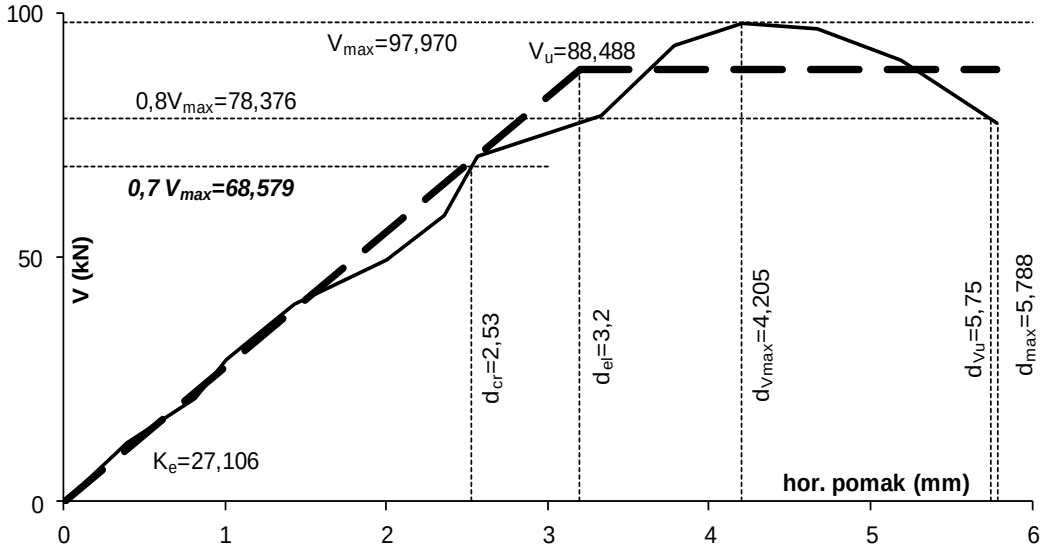
Tablica 4.23. Udio posmične u ukupnoj deformaciji uzorka D

Histerezna petlja je izbočena u svim ciklusima opterećenja. Najveća sila otpora koju je dosegnuo uzorak do sloma iznosila je 97,97 kN.



Slika 4.119. Histerezna petlja uzorka D

Eksperimentalni rezultati idealizirani su na prethodno opisan način bilinearnim oblikom koji onda određuje osnovne parametre ponašanja uzorka koji su očitani iz crteža i prikazani u tablici 4.24.

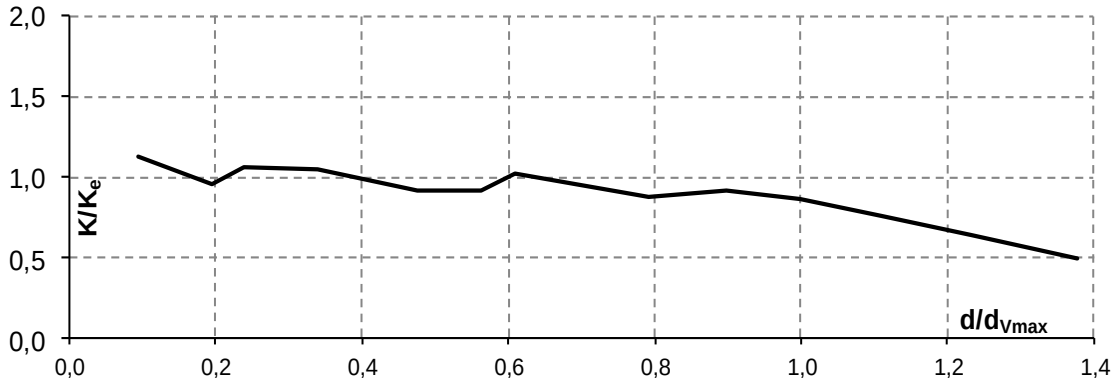


Slika 4.120. Bilinearna idealizacija uzorka D

svojstvo	**određena vrijednost**
elastična krutost (kN/mm)	27,106
sila pri pojavi 1. pukotine (kN)	68,579
najveća sila otpora (kN)	97,97
IDR granice elastičnosti (%)	0,203
IDR najveće sile otpora (%)	0,266
IDR granice sloma (%)	0,363

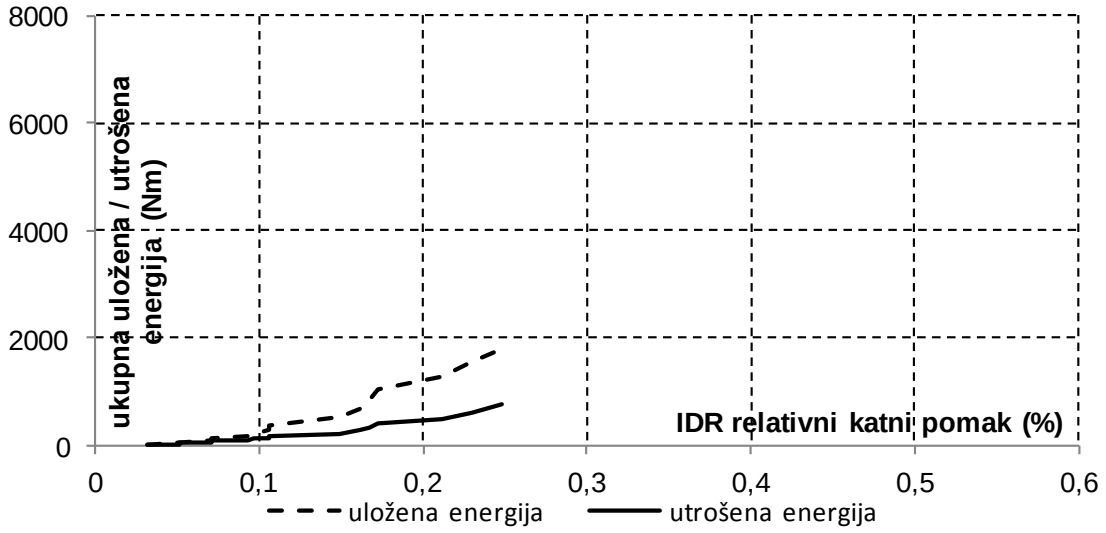
Tablica 4.24. Mehaničke osobitosti uzorka D

Opadanje sekantne krutosti uzorka prikazano je na slici 4.121. Uz malo početno kolebanje sekantna krutost uzoraka počinje opadati od pomaka koji odgovara pojavi prvih pukotina u uzorku.

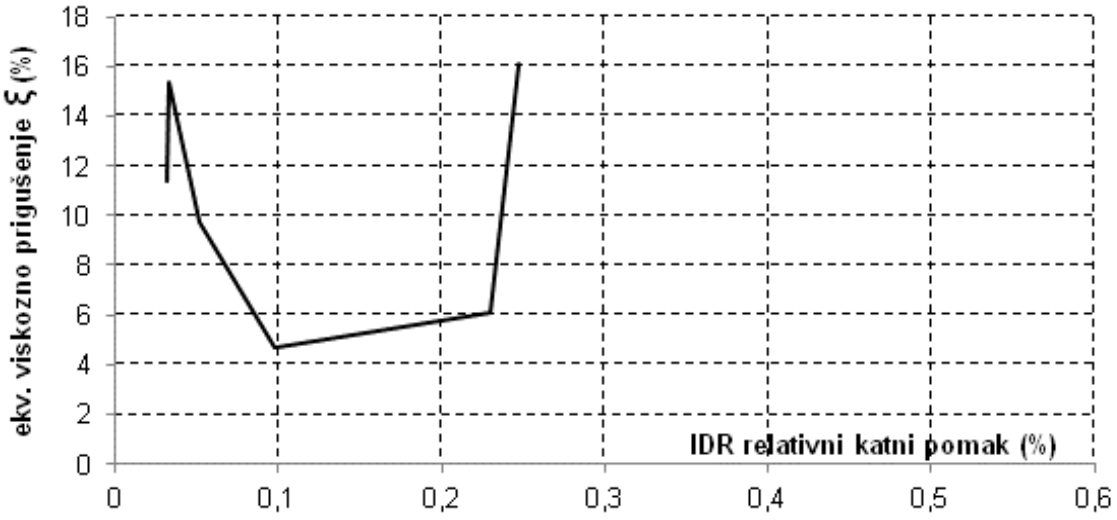


Slika 4.121. Opadanje krutosti uzorka D

Energetska analiza je provedena za opetovane cikluse opterećenja osim za dio pokusa u kojem se provodilo guranje u jednom smjeru. Energija utrošena u deformaciju nešto intenzivnije raste nakon dosezanja pomaka koji odgovara pojavi prvih pukotina (0,7Vmax; IDR=0,16%).



Slika 4.122.. Ukupna uložena i potrošena energija uzorka D



Slika 4.123. Prigušenje uzorka D

Koeficijent ekvivalentnog viskoznog prigušenja ima zakonitost promjene sličan a.b. konstrukcijama: prvobitno opadanje u linearnom i porast u području plastičnog popuštanja.

4.8. Prikaz i ocjena rezultata ispitivanja pojedinih tipova modela

Da bi se odredila eventualna zakonitost, odnosno razlike ponašanja pojedinih tipova zidova, po grupama su određena i međusobno uspoređena bitna mehanička svojstva pojedinih grupa zidova i to:

- mehanizmi sloma;
- najveće vrijednosti sila otpora;
- razine oštećenja;
- početne krutosti i njihovo opadanje;
- vrijednosti elastične krutosti i sile otpora te njima pripadajuće vrijednosti pomaka, odnosno duktilnosti, dobivenih bilinearnom idealizacijom;
- sposobnost potrošnje uložene energije, te procjena faktora ekvivalentnog viskoznog prigušenja.

Naposljetku su statistički obrađene anvelope nosivosti i iz njih procijenjen koeficijent ponašanja pojedinih modela i veličina omjera „povećanja nosivosti“.

4.8.1.Mehanizmi sloma

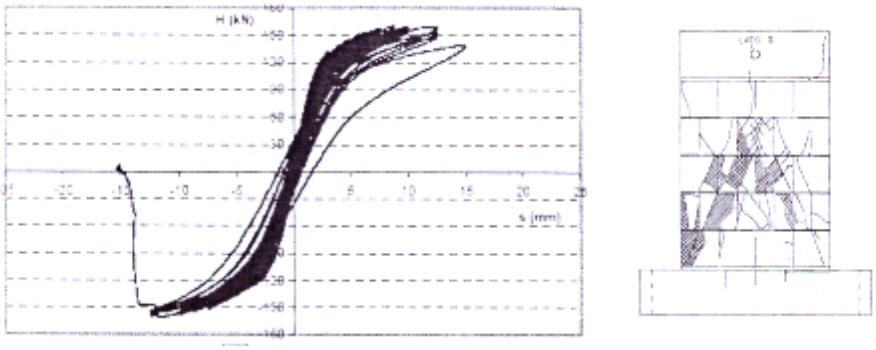
Općenito se mehanizam sloma ziđa procjenjuje na osnovu nekoliko bitnih pokazatelja: to su oblik histerezne petlje, način nastajanja i konačna slika pukotina, te usporedbe nosivosti određenih na osnovu pretpostavke o načinu sloma. Mehanizam sloma klizanjem kod zidova sa serklažima je isključen. Za potrebe određivanja nosivosti na savijanje koristit će se pojednostavljeni izraz koji u obzir uzima samo nosivost armature u vertikalnim serklažima (Frumento i dr. 2009.) :

$$M_{sav} = A_{sa} \cdot f_y \cdot d' \qquad \text{.....(4.12.),}$$

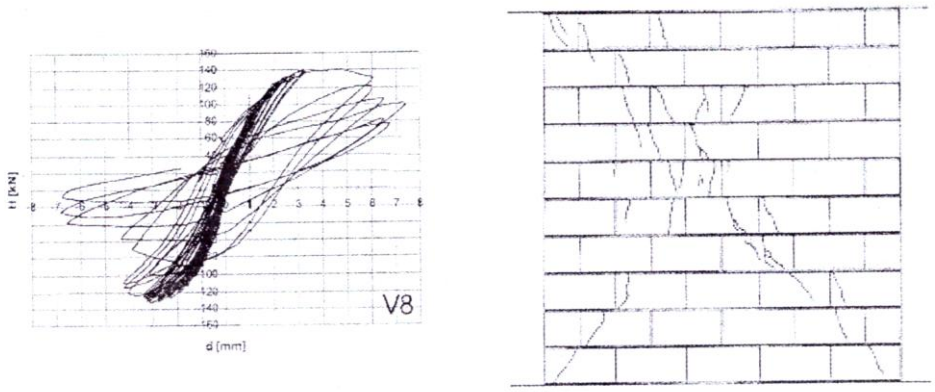
gdje je A_{sa} površina vertikalne armature, f_y granica velikih izduženja armature, a d' razmak težišta poprečnih presjeka vertikalnih serklaža. Tako se za obostrano upet zid dobije veličina poprečne sile nosivosti na savijanje kao:

$$V_{sav} = \frac{M_{sav}}{0{,}5 \cdot H} = \frac{2{,}01 \cdot 59{,}4 \cdot 129{,}7}{0{,}5 \cdot 158{,}3} = 195{,}76 \ kN \qquad \text{.....(4.13.)}$$

Tanki , „S“ oblik histerezne petlje odlika je sloma savijanjem, dok „obla“ histerezna petlja s dijagonalnim pukotinama ziđa odgovara posmičnom slomu.



Slika 4.124. Histerezna petlja i slika pukotina savojnog mehanizma sloma
(Frumento i dr.2009, str.80)



Slika 4.125. Histerezna petlja i slika pukotina posmičnog mehanizma sloma
(Frumento i dr.[2009], str.84)

S obzirom da je najveća nosivost svih omeđenih uzoraka bila 155 kN ne očekuje se pojava mehanizma sloma savijanjem, već posmičnim popuštanjem po tlačnoj dijagonali ili hibridni pri kojemu nastaju kose pukotine u ziđu i hor. pukotine koje nastaju od savijanja u armiranobetonskim serklažima. Analizirat će se popuštanje pojedinih tipova uzoraka da se provjeri ova pretpostavka.

4.8.1.1. Tip A

Način nastajanja pukotina je za prva dva uzorka tipa A bio jednak: prvo su nastale vlasaste vertikalne pukotine ograničene po visini na po jedan zidni element, a u kasnijim fazama opterećenja kose pukotine koje su se protezale po cijeloj duljini dijagonale zida uz nešto veći broj pukotina u gornjoj polovini visine zida. Uz to su na vanjskim rubovima armiranobetonskih vertikalnih serklaža nastale pukotine tipične za savijane grede. Uzorak A3

se ponašao nešto drugačije: bez pojave vertikalnih pukotina u uzorku je došlo do trenutnog popuštanja. Uz prasak se otvorila pukotina po cijeloj dijagonali u času kada je relativni katni pomak iznosio 0,3% (4,7mm). Nakon toga, u slijedećem koraku, pri djelovanju sile suprotnog smjera, otvorila se dijagonalna pukotina drugog smjera. Konačna slika pukotina imala je tipični X oblik od samo dvije dominantne pukotine. Oblik histerezne petlje uzoraka A3 i A2 ne razlikuje se oblikom, obje imaju konkavno zaobljenje koje daje relativno veliku potrošnju energije. Za uzorak A2 posmična deformacija u trenutku sloma iznosi 76% ukupne, a za uzorak A 3, 57% ukupne horizontalne deformacije.

Ocjena mehanizma sloma: HIBRIDNI (posmični sa savijanjem u vertikalnim serklažima)

4.8.1.2. Tip B

Pukotine su u sva tri uzorka početno nastajale koso na kutevima ziđa uz „zub“ betona vertikalnih serklaža. Postepeno im se povećavao broj, formirale su se pukotine kroz središnji dio zida, ali bez znatnije koncentracije u smjeru dijagonale. Naposljetku su se pukotine iz kuteva vert. serklaža proširile u beton. U uzorku B2 pukotine su nastale u a.b. temeljnoj gredi. Općenito uzevši pukotina je više nego u uzorcima tipa A, a raspršene su po cijeloj plohi zida, bez znatnije koncentracije u području dijagonale zida. Ljuštenje stijenki zidnih elemenata nastalo je na jednom uzorku. Ova se pojava može pripisati lokalnom izvijanju zidnih elemenata. Histerezne petlje su bitno „deblje“ od onih u uzrocima tipa A, a mjereni udio posmične deformacije u dva uzorka je 96% i 78%.

Ocjena mehanizma sloma: POSMIČNI

4.8.1.3. Tip C

Prve pukotine nastale su u središnjem dijelu zida, položene su koso, te su se postepeno širile prema rubovima zida. Konačno nije bilo značajne koncentracije pukotina u području dijagonale zida s nešto većim brojem pukotina manje duljine na gornjoj polovini zida. U završnim ciklusima opterećenja pojavile su se horizontalne pukotine na vanjskim vertikalnim plohama a.b. vertikalnih serklaža. Pri tome su se ljuštile vanjske stijenke zidnih elemenata.
Ova se pojava pripisuje lokalnom izvijanju zidnih elemenata. Histerezne petlje su debljine slične uzorcima tipa B. Mjereni udio posmične deformacije u ukupnoj na dva uzorka iznosi 96% i 98%.
Ocjena mehanizma sloma: POSMIČNI

4.8.1.4. Tip D

Prve dijagonale su nastale približno pod 60% prema horizontali, sa ishodištem u donjem kutu zida. U slijedećim ciklusima se broj pukotina uz donje kutove zida povećao, a pukotine su se širile po visini zida. Mjereni podaci promjene duljine dijagonala pokazuju velik udio posmičnih pomaka u ukupnim, pri slomu to iznosi 72%.

Ocjena mehanizma sloma: POSMIČNI

4.8.2. Opis oštećenja

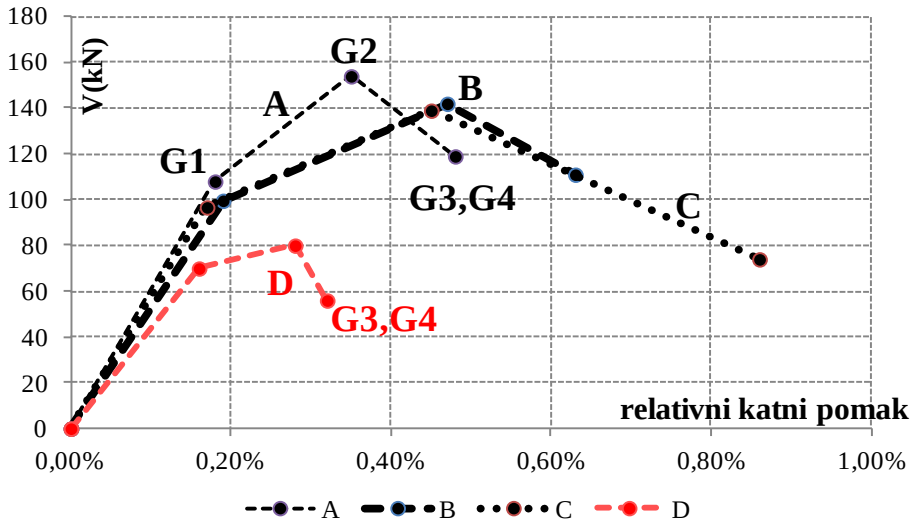
U svim tipovima uzoraka uglavnom su nastajale dijagonalne pukotine bez drobljenja kutova ziđa. Prema EMS-98 skali (Grünthal, 1998), nivoi oštećenja su određeni kao:

- 1. stupanj : blaga oštećenja (G1)
- 2. stupanj : srednje teška oštećenja (G2)
- 3. stupanj : teška oštećenja (G3)
- 4. stupanj : jako teška oštećenja (G4)
- 5. stupanj : uništenje (G5)

U tablici 4.25. prikazane su veličine relativnog katnog pomaka i pripadajuće horizontalne sile odgovarajuće pojedinom stupnju oštećenja uz detaljan opis nastajanja i vrste oštećenja koja su nastajala pri ispitivanju uzoraka. S obzirom na mogućnosti dostupne opreme pri eksperimentu uzorci nisu ispitani do potpunog rušenja nego na prethodno opisani način do graničnog stanja nosivosti. Stoga je bilo nemoguće odrediti krivulju odnosa ukupne horizontalne sile i relativnog katnog pomaka do stupnja G5. Krivulje su određene za svaki tip uzoraka posebno kao srednja vrijednost rezultata triju uzoraka i prikazane na slici 4.126. zalomljenom linijom u kojoj prva i druga točka zaloma označavaju točke G1 i G2. Kako se radi o iznimno krtim konstruktivnim elementima bilo je nemoguće odrediti razliku između nivoa oštećenja 3 i 4. Stoga posljednja točka ovako određene krivulje oštećenja predstavlja točku G3 i G4.

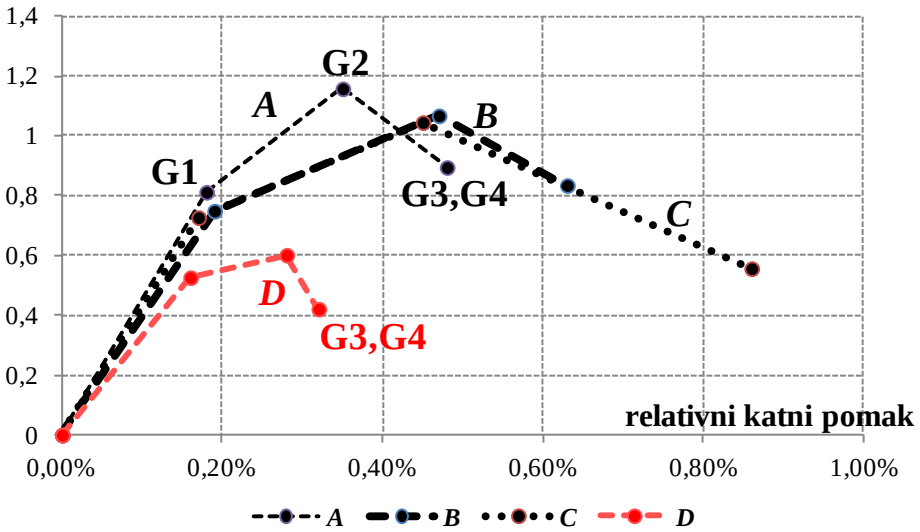
Uzorak		blaga oštećenja 1. stupanj		srednje teška oštećenja 2. stupanj		teška oštećenja 3. i 4. stupanj		Uočena šteta
		IDR(%)	V (kN)	IDR(%)	V (kN)	IDR(%)	V (kN)	
A	A1	0.17	112.8	0.30	156	0.36	129	Pojava vlasastih vertikalnih pukotina ograničenih na pojedine zidne elemente (G1). Prve dijagonalne pukotine pojavile su se u srednjem dijelu zida (G2). Širenje dijagonalnih pukotina prema kutovima (G3). Potpuno formirane pukotine X- oblika u ziđu i horizontalne pukotine na vanjskim plohama vertikalnih serklaža u sredini visine zida (G4).
	A2	0.17	89	0.41	125	0.62	86	
	A3	0.19	125.0	0.35	180	0.47	141	
	prosj./ stand. dev.	0.18 /0,01	108.9 /18.3	0.35 /0.06	154 /27.6	0.48 /0.13	119 /28.9	
B	B1	0.20	117.2	0.38	167	0.47	133	Prve pukotine nastaju na kutovima uz „zube“ vertikalnih serklaža, te se postepeno koso šire prema sredini zida (G1). Nastaje sasvim nepravilna mreža isprekidanih pukotina po cijeloj plohi (G2). Pukotine se iz ziđa šire u beton vertikalnih serklaža u podnožju zida (G3). Širenje pukotina u betonu i ljuštenje stijenki zidnih elemenata (G4).
	B2	0.21	91.5	0.65	131	0.76	105	
	B3	0.16	90.0	0.39	129	0.66	96	
	prosj./ stand. dev.	0.19 /0.03	99.6 /15.3	0.47 /0.15	142 /21.4	0.63 /0.15	111 /19.3	
C	C1	0.19	104.5	0.64	149	0.82	64	Prve pukotine su nastale u smjeru dijagonala u sredini visine zida, pružajući se po zidnim elementima i kroz mort sljubnica (G1). Broj dijagonalnih pukotina se povećavao u oba smjera (G2). Nastaje sve veći broj pukotina manje duljine, uglavnom u gornjoj polovini zida, preko zidnih elemenata i morta u sljubnicama. Pukotine se u kutovima spoja vertikalnih i horizontalnih serklaža šire dijagonalno u beton (G3). Potpuno formiran X-oblik slike pukotina u ziđu te serija hor. pukotina betona vertikalnih serklaža (G4).
	C2	0.19	90.1	0.32	132	0.86	88	
	C3	0.14	95.5	0.40	136	0.90	69	
	prosj./ stand. dev..	0.17 /0.03	96.7 /7.3	0.45 /0.17	139 /8.9	0.86 /0.04	74 /12.7	
D	D	0.16	70	0.28	80	0.32	56	Kose pukotine nagiba strmijeg od dijagonala po visini jednog do dva elementa (G1). X-oblik pukotina gušći u donjem dijelu zida (G2). Koncentracija pukotina uz donje kutove zida (G3&4).

Tablica 4.25. Opis oštećenja tijekom ispitivanja na horizontalno cikličko opterećenje svih uzoraka



Slika 4.126. Ktivulje oštećenja uzoraka A,B,C i D

Krivulje oštećenja normalizirane vertikalnim pritiskom u zidu prikazane su na crtežu 4.127.



Slika 4.127. Normalizirane krivulje oštećenja uzoraka A,B,C i D

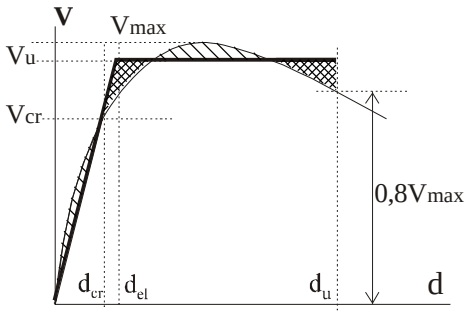
Očita je značajna razlika oštetljivosti zidova pojedinih tipova, pri čemu je očigledno da najbolja svojstva pokazuju zidovi tipa C, a tip B nešto manju oštetljivost od tipa A. Očekivano, nearmirani zid D je po opasnosti od oštećenja daleko iznad razine omeđenog ziđa.

Tip zida	G1 (%)	G2 (%)	G3,G4 (%)
A	0,18	0,35	0,48
B	0,19	0,47	0,63
C	0,17	0,45	0,86
D	0,16	0,28	0,32

Tablica 4.26. Relativni katni pomaci na granicama oštećenja G1, G2, G3 i G4

4.8.3. Sposobnost deformacije

Određene su vrijednosti horizontalnih pomaka koje odgovaraju veličinama d_{el} - pomaku na granici elastičnosti, d_u – graničnom pomaku, d_{cr} – pomaku koji odgovara pojavi prvih pukotina i koeficijent duktiliteta μ_u - veličina omjera graničnog i pomaka na granici elastičnosti.



Slika 4.128. Anvelopa nosivosti i njezina bilinearna idealizacija

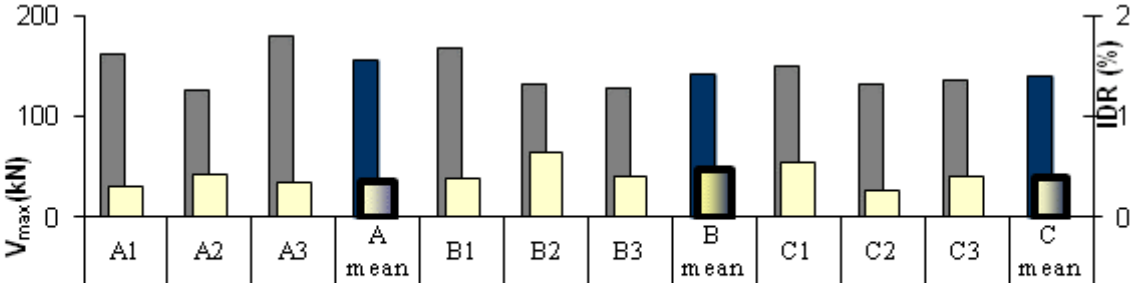
Srednje vrijednosti graničnih pomaka rastu od tipa A do tipa B za 35% , a od tipa B do tipa C za 10%. Srednje vrijednosti d_{el} kreću se u vrlo uskom području, od 3,45 mm do 4,02 mm, odnosno oko IDR=0,25%. Pojava prvih pukotina d_{cr} isto tako nastaje u vrlo uskom području srednjih vrijednosti: od 2,48 mm do 2,91 mm, tj. IDR= 0,17%. Međutim, faktor duktiliteta značajno raste od tipa A (1,83), preko B (2,44) do C (3,12) što predstavlja porast od A do C od 70%.

serija	**uzorak**	**d_u**	**d_{el}**	**d_{cr}**	**μ_u**
A	A1	5,70	3,82	2,76	1,49
	A2	8,70	3,62	2,76	2,40
	A3	7,20	4,52	3,20	1,59
srednja vrijednost		**7,20**	**3,99**	**2,91**	**1,83**
standardna devijacija		***1,50***	***0,47***	***0,25***	***0,50***
B	B1	7,40	3,81	2,90	1,94
	B2	11,60	4,80	3,40	2,42
	B3	10,20	3,45	2,60	2,96
srednja vrijednost		**9,73**	**4,02**	**2,97**	**2,44**
standardna devijacija		***2,14***	***0,70***	***0,40***	***0,51***
C	C1	11,00	3,36	2,74	3,27
	C2	10,90	4,06	2,35	2,68
	C3	10,00	2,93	2,35	3,41
srednja vrijednost		**10,63**	**3,45**	**2,48**	**3,12**
standardna devijacija		***0,55***	***0,57***	***0,23***	***0,39***
	D	5,75	3,20	2,53	3,27

Tablica 4.27. Vrijednosti pomaka pri pojavi prvih pukotina, na granici elastičnosti i granični pomak svih uzoraka

4.8.4. Nosivosti

Najveće sile nosivosti i njima odgovarajući relativni katni pomaci prikazani su u tablici 4.28.



	A1	A2	A3	A mean	B1	B2	B3	B mean	C1	C2	C3	C mean
Vmax (kN)	160,65	125,36	179,55	155,19	167,39	130,74	128,60	142,25	148,67	131,34	136,43	138,81
dVmax (mm)	4,72	6,52	5,50	5,58	6,04	10,21	6,21	7,49	8,41	4,06	6,28	6,25
IDR (%)	0,30	0,41	0,35	0,35	0,38	0,65	0,39	0,47	0,53	0,26	0,40	0,40

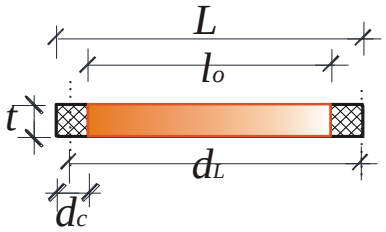
Tablica 4.28. Najveće sile otpora i pripadajući horizontalni pomaci svih uzoraka

Iz tablice 4.28. se vidi da uzorci tipa A daju najveću horizontalnu silu otpora pri najmanjem pomaku, uzorci tipa B 9% manju silu uz 30% veći pomak, dok uzorci tipa C imaju najmanju horizontalnu silu otpora pri horizontalnom pomaku nešto većem od tipa A, a manjem od tipa B. Neka značajnija zakonitost u odnosu horizontalne sile otpora i njima pripadajućih pomaka ne mogu se uočiti.

Usporedba vrijednosti najvećeg posmičnog kapaciteta nosivosti određenih prema odredbama EC6 (uključujući EC2), te prema preporukama priznatih stručnjaka u području zidanih konstrukcija, Tomaževiča(1999) i Floresa i Alcocera (1996) prikazane su u tablici 4.29.

- Nosivost omeđenog zida prema EC-6 i EC-2 određuje se kao zbroj nosivosti ziđa i serklaža kako je to propisano. $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2}$ (opisano u 2.3.3), gdje je V_{Rd1} nosivost ziđa, a V_{Rd2} nosivost a.b. serklaža.

$d_L = 1297\ mm;\quad l_o = 1157\ mm;\quad d_c = 140\ mm;\quad t = 190\ mm;\quad L = 1437\ mm$



Slika 4.129. Tlocrt omeđenog uzorka zida s oznakama za proračun

$$V_{Rd1} = (0{,}44 + 0{,}291 \cdot 0{,}49) \cdot 190 \cdot 1{,}157 = 128{,}07\ kN \quad \text{.....(4.14.)}$$

$$V_{Rd1} = 0{,}065 \cdot 17 \cdot 190 \cdot 1{,}157 = 242{,}91\ kN \quad \text{.....(4.15.)}$$

$$V_{Rd2} = (0{,}59 + 0{,}15 \cdot 4{,}81) \cdot 190 \cdot 110 = 27{,}4 \ kN \quad \text{.....(4.16.)}$$

$$V_{Rd2}{}^{*} = (0{,}59 - 0{,}15 \cdot 3{,}83) \cdot 190 \cdot 110 = 0{,}32 \ kN \quad \text{.....(4.17.)}$$

$$V_{Rd} = 128{,}07 + 27{,}4 + 0{,}32 = 155{,}79 \ kN \quad \text{.....(4.18.)}$$

- Nosivost omeđenog zida prema Tomaževiču ovisna je o omjeru visine i duljine zida i mehaničkim svojstvima materijala, te broju i promjeru uzdužne armature serklaža:

$$c_1 = \frac{2 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}15 \cdot 1157}{1650} = 2{,}016 \quad \& \quad b = \frac{1650}{1475} = 1{,}15 \quad \text{.....(4.19.)}$$

$$V_{Rd}(T) = \frac{0{,}22 \cdot 1157 \cdot 190}{2{,}016 \cdot 1{,}15} \cdot \left[1 + \sqrt{2{,}016^2 \left(1 + \frac{0{,}49}{0{,}22} \right) + 1} \right] + 4 \cdot 0{,}806 \cdot 8^{2 \cdot} \sqrt{36 \cdot 594} \quad \text{.....(4.20.)}$$

$$V_{Rd} = 98{,}7 + 30{,}2 = 128{,}9 \ kN. \quad \text{.....(4.21.)}$$

- Nosivost omeđenog zida prema Floresu i Alcoceru određuje se kao nosivost zida povećana za 25%:

$$V_{cr}(A\&F) = 0{,}5 \cdot 0{,}44 \cdot 1437 \cdot 190 + 0{,}3 \cdot 133 = 99{,}1 \ kN \quad \text{.....(4.22.)}$$

$$V_{Rd}(A\&F) = 1{,}25 \cdot 99{,}1 = 123{,}83 \ kN \ . \quad \text{.....(4.23.)}$$

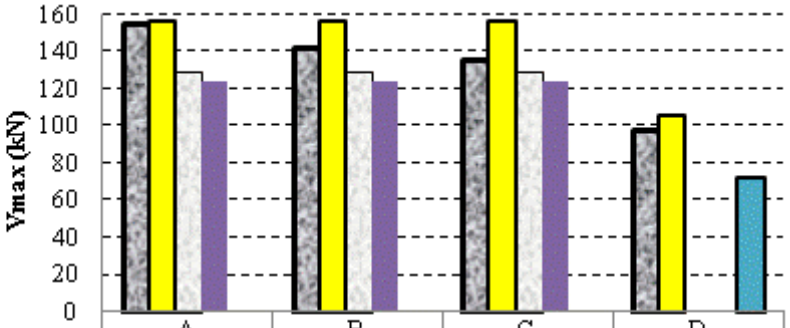
- Određena je nosivost nearmiranog zida prema EC-6 :

$$V_{Rd} = \frac{0{,}48 \cdot 1437^2 \cdot 190}{1650} \cdot \left(1 - \frac{0{,}48}{3 \cdot 0{,}22} \right) = 105{,}84 \ kN, \quad \text{.....(4.24.)}$$

- Prema autorima Turnšeku i Čačoviču:

$$V_{Rd} = 1437 \cdot 190 \cdot \frac{0{,}22}{1{,}5} \cdot \sqrt{\frac{0{,}48}{0{,}22} + 1} = 71{,}53 \ kN \ . \quad \text{.....(4.25.)}$$

Rezultati proračuna uspoređeni s eksperimentalnim vrijednostima prikazani su tablici 4.29.



	A	B	C	D
Vpok	155	142	136	98
EC6	156	156	156	106
Tomaževič	129	129	129	
Flores&Alcocer	124	124	124	
Turnšek				72

Tablica 4.29. Usporedba najvećih sila otpora određenih prema EC6, Tomaževiču i Floresu&Alcoceru i eksperimentalnih vrijednosti

Rezultati pokazuju da EC6 dobro predviđa nosivost nearmiranih zidova. Za zidove uokvirene serklažima nosivost određena prema EC6 dobro poklapanje s eksperimentalnim podacima pokazuje za tip zidova A, dok za tipove B i C premašuje postignute vrijednosti (tip B - 8%; tip C - 13%). Najveće vrijednosti sila nosivosti dobivene prema autorima Tomaževiču i Floresu&Alcoceru vrlo skoro se podudaraju, međutim podbacuju u odnosu na eksperimentalno određene veličine za cca 9%.

4.8.5. Krutosti

Krutosti određene bilinearnom idealizacijom za pojedine uzorke prikazane su u tablici 4.30. Uspoređene su s vrijednostima određenim prema EC8 za obostrano upete neraspucane zidove i određeni faktori raspucanosti β.

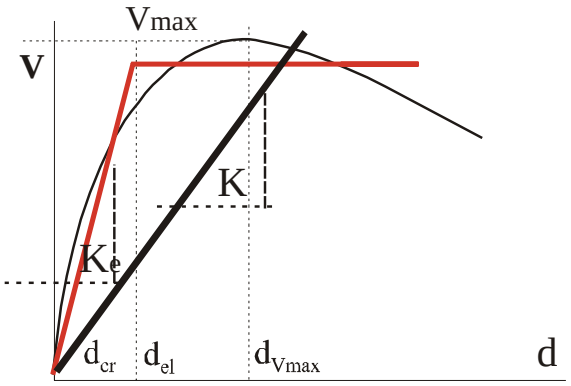
uzorak	**K [kN/mm]**	**bilinearna ideal. K_e (kN/mm)**	**koef. raspucanosti β [%]**
A1	100	40,72	41
A2	100	31,64	32
A3	100	39,33	39
srednja vrijednost		37,23	
standardna devijacija		4,89	

B1	100	40,41	40
B2	100	26,92	27
B3	100	34,62	35
srednja vrijednost		33,98	
standardna devijacija		6,77	
C1	100	37,93	38
C2	100	39,1	39
C3	100	37,67	38
srednja vrijednost		38,23	
standardna devijacija		0,76	
D	100	27,11	27

Tablica 4.30. Usporedba krutosti pojedinih uzoraka i koeficijenti raspucanosti presjeka

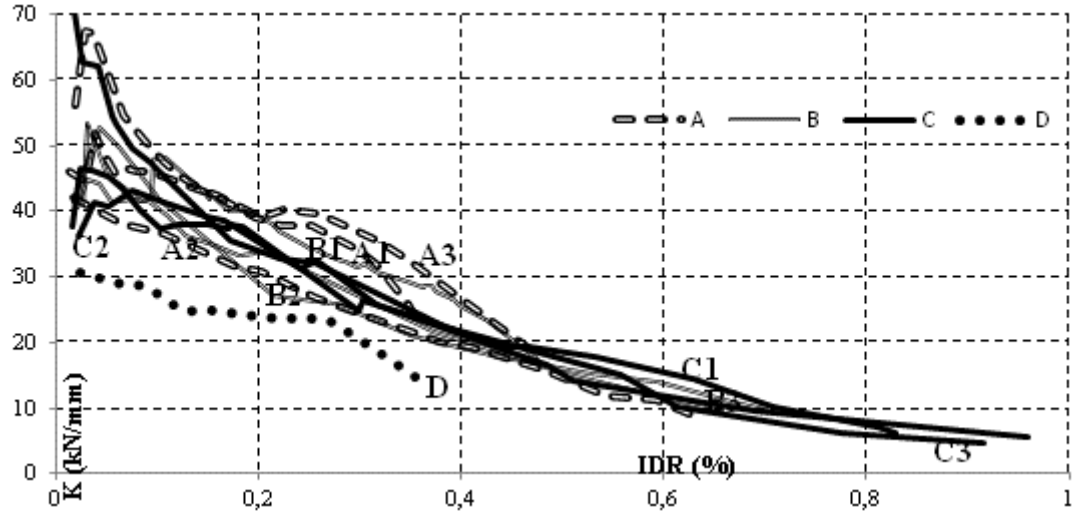
Koeficijent raspucanosti presjeka praktički je jednakih vrijednosti za sva tri tipa ziđa, a kreće se u rasponu od 34% do 38%, gdje je opet očigledna ujednačenost rezultata uzoraka tipa C.

Uspoređene su krivulje opadanja sekantne krutosti na ovojnicama nosivosti za pojedine tipove uzoraka. Napravljen je dijagram odnosa krutosti K i relativnog katnog pomaka, te dijagram odnosa $\frac{K}{K_e}$ u odnosu prema omjeru $\frac{d}{d_{V\,max}}$.



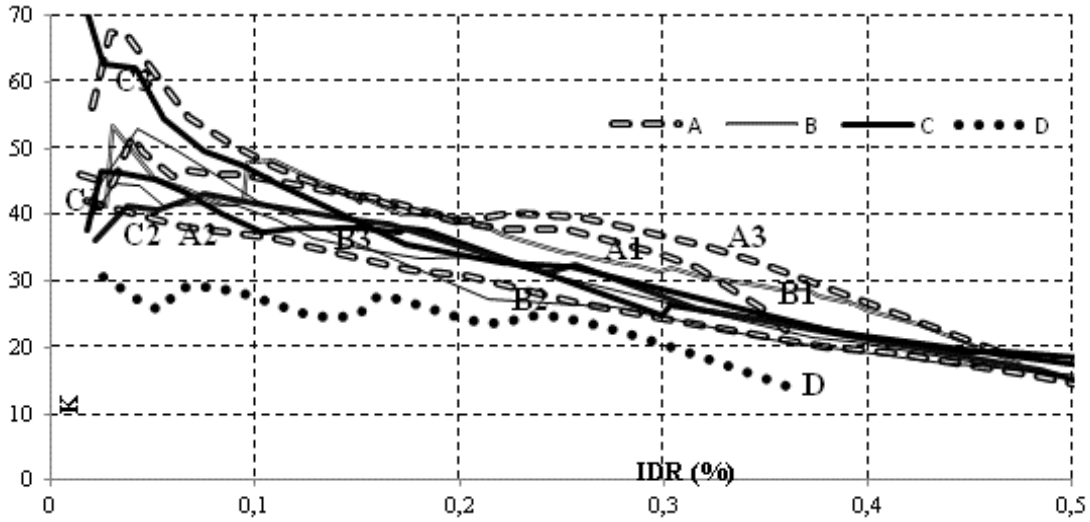
Slika 4.130. Nnačin određivanja sekantne krutosti „k“

Svi uzorci imaju sličan način opadanja krutosti. Do vrijednosti relativnog katnog pomaka od cca 0,4% svim uzorcima krutost padne na 50% početne vrijednosti. Kod uzoraka veće početne krutosti degradacija krutosti je jača do pomaka od 0,2% , a nakon toga se svi uzorci ponašaju slično.



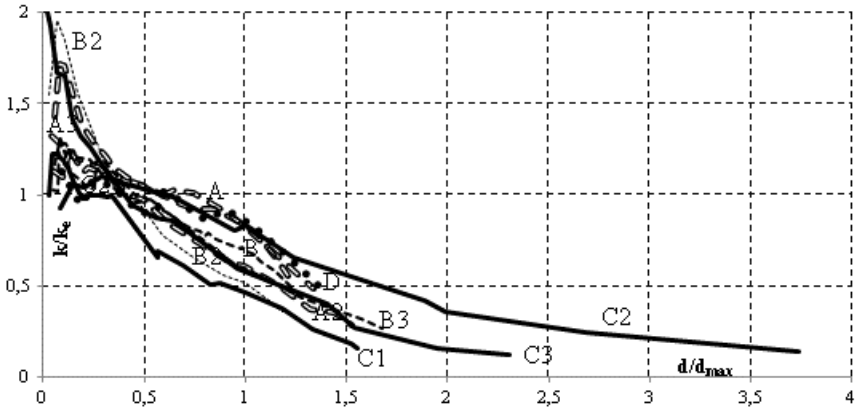
Slika 4.131. Promjena krutosti svih uzoraka ovisnosti o relativnom katnom pomaku u području IDR=0-1%

Način opadanja krutosti u apsolutnim vrijednostima u odnosu na relativni katni pomak prikazan je na slici 4.131. Kod uzorka A1 i A3 pri relativnom katnom pomaku od 0,2-0,4% uočljiv je blagi porast krutosti koji bi se mogao pripisati aktiviranju krutosti a.b. okvira vertikalnih i horizontalnih serklaža bez značajnijeg sudjelovanja ziđa. Ova je pojava znatno izražena na uzorku A3 čije je ponašanje bilo izrazito krhko. Detaljniji prikaz u području IDR=0-0,5% nalazi se na slici 4.132.

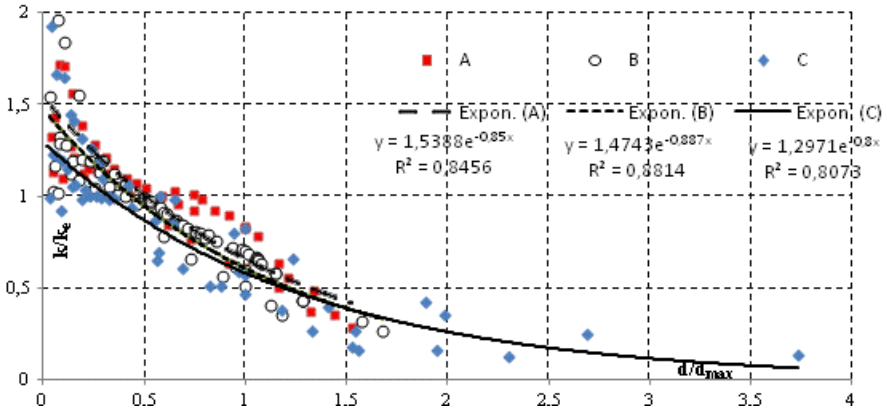


Slika 4.132. Promjena krutosti svih uzoraka ovisnosti o relativnom katnom pomaku u području IDR=0-5%

Način prikaza promjene sekantne krutosti koji preporučuje Tomaževič (1999) globalno daje očekivanu zakonitost promjene relativne krutosti prema ovisnosti $\frac{K}{K_e}$ prema relativnom pomaku $\frac{d}{d_{V\,max}}$ (Slika 4.133.).



Slika 4.133. Promjena omjera krutosti $\frac{K}{K_e}$ svih uzoraka ovisnosti o omjeru relativnog pomaka $\frac{d}{d_{Vax}}$ (prikaz rezultata pojedinih uzoraka)

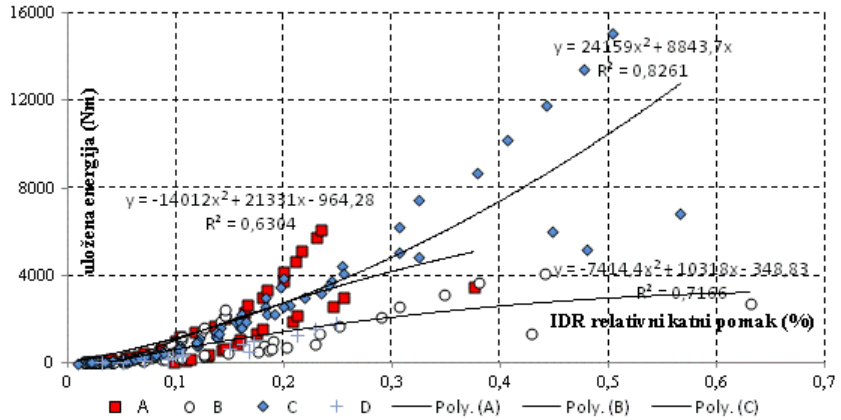


Slika 4.134. Promjena omjera krutosti $\frac{K}{K_e}$ pojedinih tipova uzoraka ovisnosti o omjeru relativnog pomaka

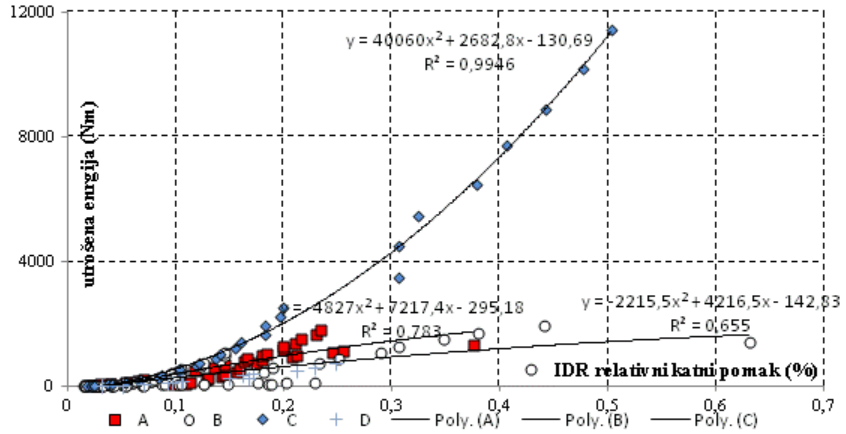
Pri tome su načini opadanja krutosti za sva tri tipa uzoraka vrlo slični, kako pokazuje slika 4.134.

4.8.6. Energija i prigušenje

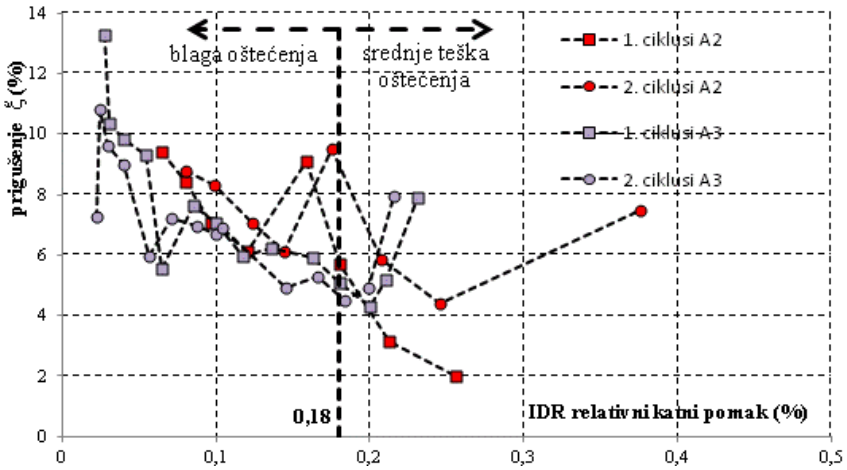
Po pojedinim ciklusima ispitivanja određena je ukupno uložena i disipirana energija. Izračunat je koeficijent histereznog prigušenja prema (4.11.). Veličina uložene i utrošene energije izražena je u odnosu prema relativnom katnom pomaku, odnosno veličini deformacije uzorka. Na isti je način prikazana i veličina prigušenja. Pri tome je određena prosječna vrijednost prigušenja u ovisnosti o veličini relativnog katnog pomaka. Veličine uložene i utrošene energije, te histereznog prigušenja određeno je po pojedinim ciklusima i prikazano u ovisnosti o relativnim katnim pomacima.



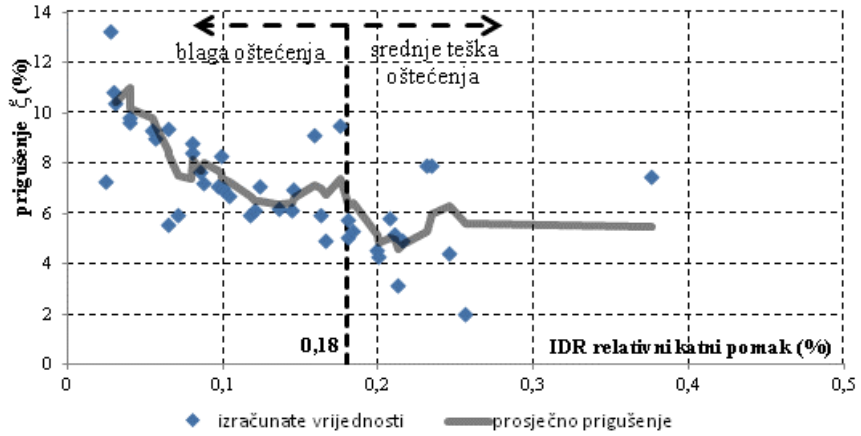
Slika 4.135. Ukupno uložena energija do granice teških oštećenja za tipove uzoraka A, B, C i D



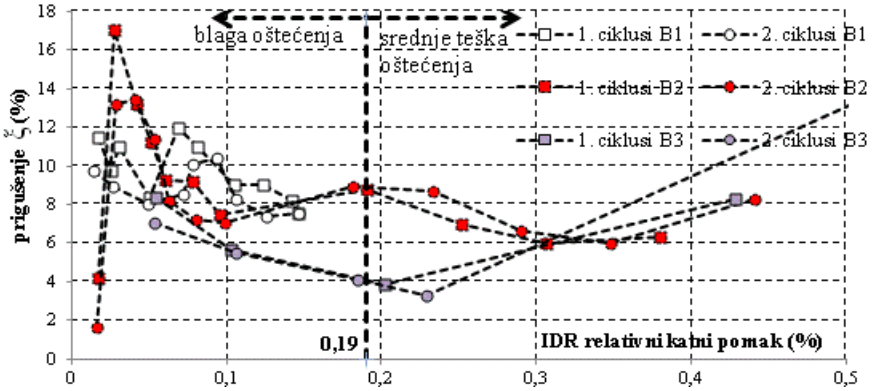
Slika 4.136. Ukupno utrošena energija do granice teških oštećenja za tipove uzoraka A, B, C i D



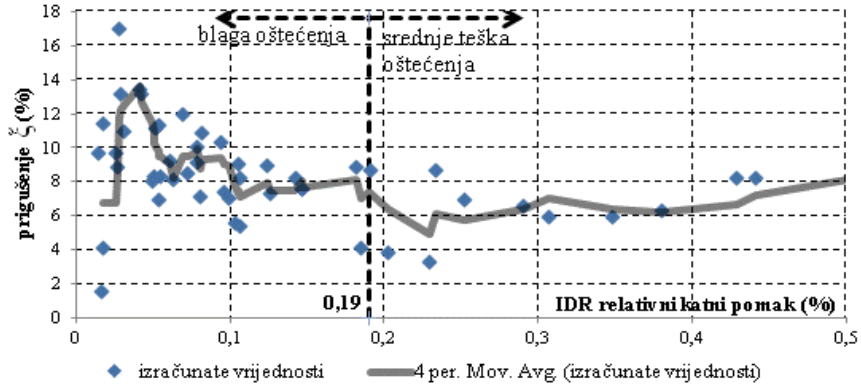
Slika 4.137. Prigušenje uzoraka tipa A



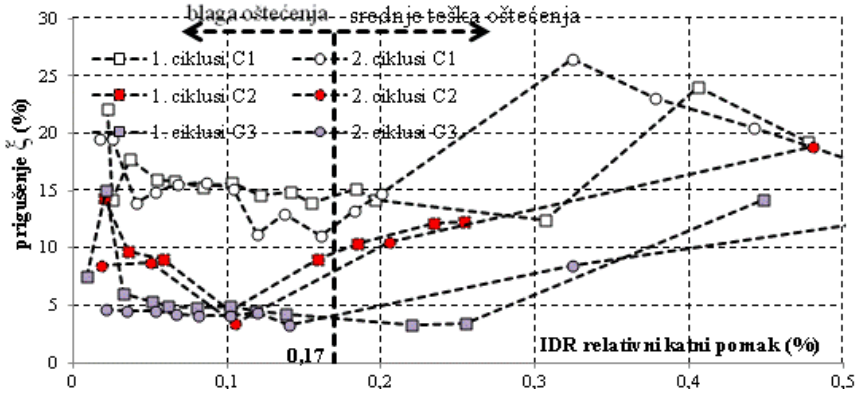
Slika 4.138. Prosječne vrijednosti koeficijenata histereznog prigušenja za uzorke tipa A



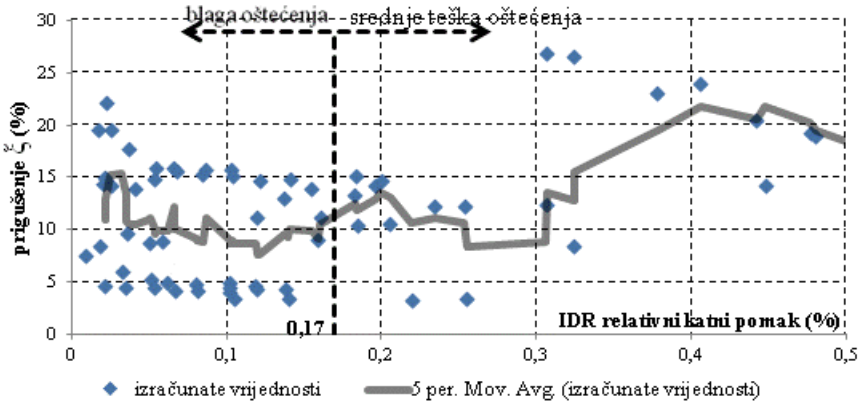
Slika 4.139. Prigušenje uzoraka tipa B



Slika 4.140. Prosječne vrijednosti koeficijenata histereznog prigušenja za uzorke tipa B



Slika 4.141. Prigušenje uzoraka tipa C

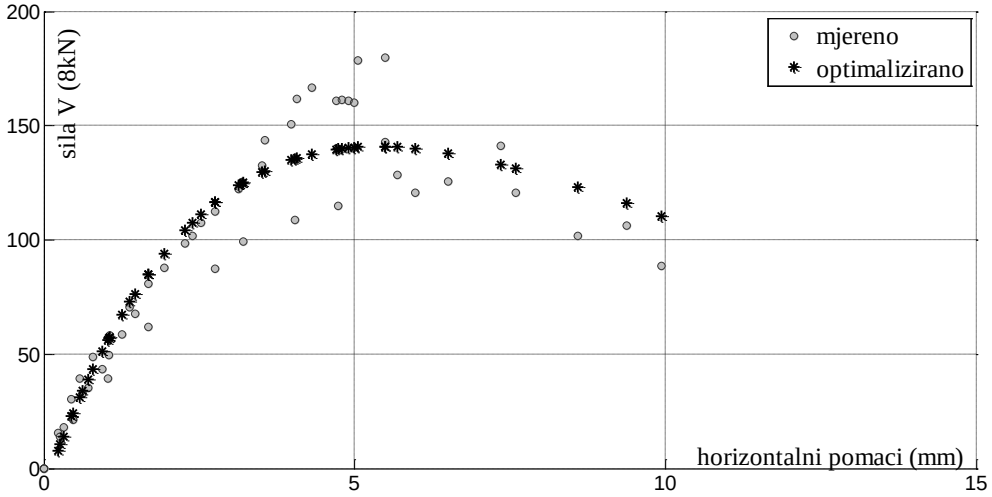


Slika 4.142. Prosječne vrijednosti koeficijenata histereznog prigušenja za uzorke tipa C

Do relativnog katnog pomaka od 0,2% (preko granice blagih oštećenja) uložena energija pokazuje podjednake vrijednosti uz veliki rasap rezultata. Kada deformacije prijeđu pomake blagih oštećenja energija utrošena u uzorke tipa A i C naglo poraste, s time što tip A dolazi do granice velikih oštećenja pri IDR=0,48%, a tip C tek pri 0,86% relativnog katnog pomaka. Uzorak tipa B pokazuje blaži prirast uložene energije, ali pri tome ostaje u području ispod granice teških oštećenja do relativnog katnog pomaka od 0,63%. Pri tome uložena i utrošena energija pokazuju jednak trend porasta za pojedine tipove uzoraka. Koeficijenti histereznog prigušenja kod svih uzoraka pokazuju veće vrijednosti u prvim ciklusima opterećivanja. Kod uzoraka tipa A prosječne vrijednosti prigušenja od početnih 10% opadnu do granice blagih oštećenja na oko 6%, da bi se nakon toga ustalile na vrijednostima u granicama 5-6%. Za uzorke tipa B prigušenje od početnih cca 14% do granice blagih oštećenja opadne na cca7% nakon čega ostaje u granicama 6-8%. Prosječne vrijednosti koeficijenata histereznog prigušenja za uzorke tipa C stagniraju oko vrijednosti 10% od početka opterećivanja do relativnog katnog pomaka od 0,3%. Nakon toga prigušenje počinje lagano rasti do 20% kod relativnog katnog pomaka od 0,5%.

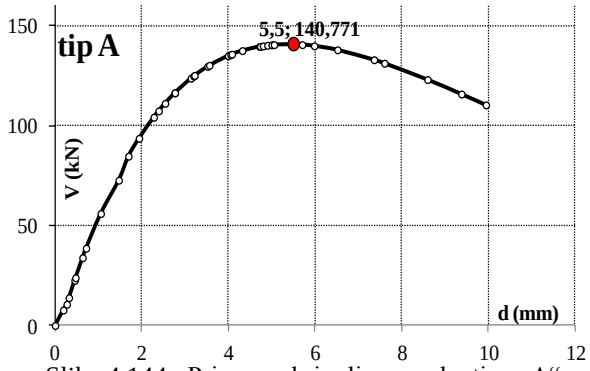
4.8.7. Faktor ponašanja

Optimizacija rezultata anvelopa nosivosti triju uzoraka za pojedine tipove zidova provedena je programom MatLab, Nelder-Mead-ovim algoritmom, „fitfun“ istraživačkom metodom, funkcijom tipa $y = c_1 e^{-\lambda_1 t} + c_2 e^{-\lambda_2 t}$, koja aproksimira lokalni optimum za glatke funkcije, gdje su „c“ linearni, a „λ“ nelinearni parametri. Obradom rezultata pojedinih uzoraka (Matlab R2012a) dobivene su idealizirane krivulje nosivosti za uzorke tipa A, B, C i D kako pokazuje slika 4.143.

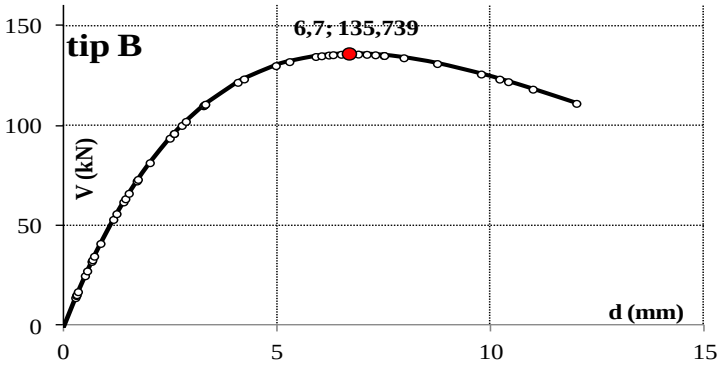


Slika 4.143. Primarna krivulja uzoraka tipa „A“ (MatLab, Nelder-Meadov algoritam)

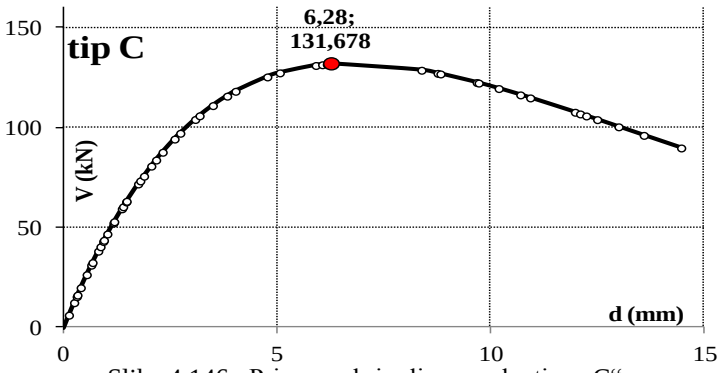
Anvelope nosivosti pojedinih uzoraka su obrađene programom Excel te su određene krivulje anvelopa nosivosti koje su prikazane na slikama 4.144. do 4.148. Najveću silu otpora postiže zid tipa A, dok B i C imaju približno jednake anvelope nosivosti uz vrlo malu razliku najveće sile nosivosti (cca 3%). Međutim, tipovi zidova B i C postižu svoju najveću vrijednost pri pomacima većim za cca 20% od zida tipa A. Nakon postizanja najveće sile otpora, nosivost zidova tipa B i C opada sporije, pri čemu zid tipa C ima najveću deformaciju prije nego li dospije u područje jako teških oštećenja. Nearmirani zid (tip D), naravno, ima značajno manju otpornost i sposobnost deformacije od zidova sa vertikalnim serklažima. Početne krutosti zidova tipa A su nešto veće od krutosti zidova tipa B i C koje su podjednakih vrijednosti.



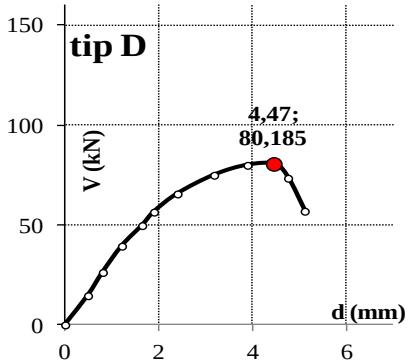
Slika 4.144. Primarna krivulja uzoraka tipa „A“



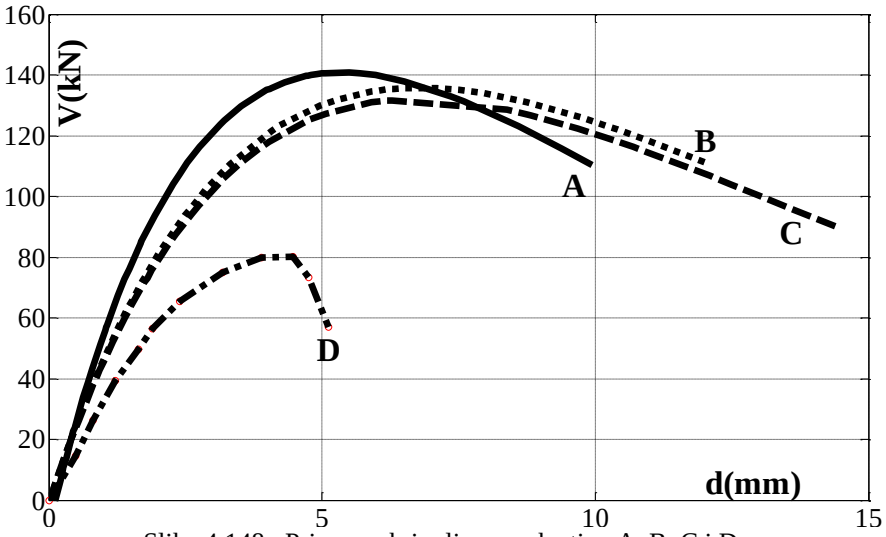
Slika 4.145. Primarna krivulja uzoraka tipa „B“



Slika 4.146. Primarna krivulja uzoraka tipa „C“

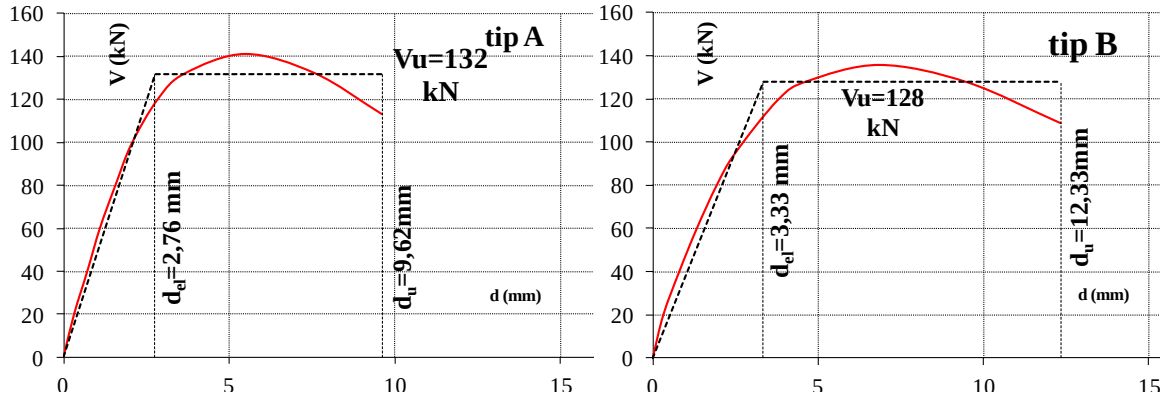


Slika 4.147. Primarna krivulja uzoraka tipa „C“

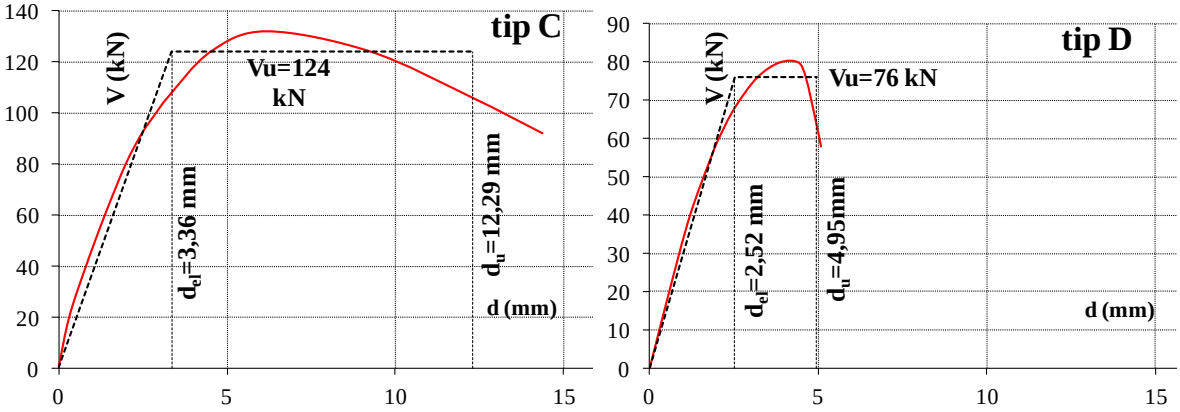


Slika 4.148. Primarne krivulja uzoraka tipa A, B, C i D

Obradom dobivenih krivulja nosivosti određene su veličine elastične krutosti, graničnog pomaka i granične sile na način kako je to opisano u pog.4.6.1., odnosno provedena bilinearna idealizacija pojedinih tipova zidova. Karakteristične vrijednosti anvelopa nosivosti i bilinearnih idealizacija pojedinih tipova zidova prikazane su a slikama 4.149. i 4.150. i u tablici 4.31.



Slika 4.149. Bilinearne idealizacije osnovnih krivulja nosivosti uzoraka tipa A i B



Slika 4.150. Bilinearne idealizacije osnovnih krivulja nosivosti uzoraka tipa C i D

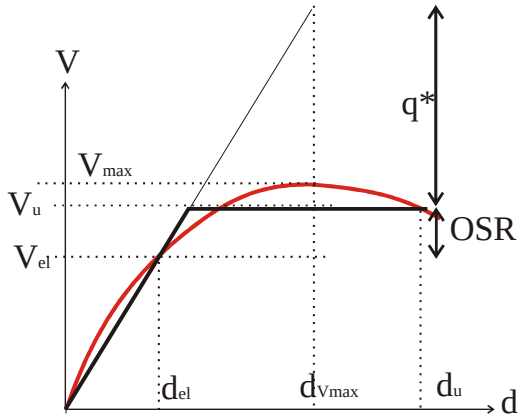
Uzorak	K_e (kN/mm)	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	d_{cr} (mm)	d_{el} (mm)	d_{max} (mm)	d_u (mm)	IDR_{cr} (%)	IDR_u (%)	$\mu_u=d_u/d_e$ (%)
A	48,3	99	132	2,05	2,76	9,94	9,62	0,12	0,58	3,49
B	38,2	95	128	2,49	3,33	12,33	12,33	0,15	0,75	3,7
C	37,2	92	124	2,48	3,36	14,47	12,29	0,15	0,74	3,66
D	30,2	56	76	1,86	2,52	5,11	4,95	0,11	0,30	1,96

Tablica 4.31. Parametri prosječnih krivulja otpornosti zidova tipa A, B, C i D

Iz tablice 4.31. Može se vidjeti kako modeli tipa B i C imaju uglavnom slična provjerena mehanička svojstva, dok model A ima veću početnu krutost i nosivost, ali manju sposobnost plastičnog deformiranja. Pri tome relativni katni pomak pri pojavi prvih značajnih pukotina za tipove u kojima su vertikalni serklaži povezani sa ziđem premašuje IDR_{cr} tipa A za oko 25%. Osnovna vrijednost faktora ponašanja izračunata je aproksimativnom formulom koja je određena uz zanemarenje međudjelovanja tla i konstrukcije uz izjednačenje utroška energije:

$$q^* = \sqrt{(2\mu_u - 1)} \qquad \text{.....(4.26.)}$$

Vrijednosti ovako određenih faktora ponašanja prikazani su u tablici 4.32. Iz eksperimentalnih istraživanja (Megenes, 2006.) provedenih na raznim sličnim tipovima zidova uočeno je da je stvarni faktor ponašanja veći od onoga određenog izrazom 4.26. Stoga je moguće redefinirati faktor ponašanja q* preko omjera „povećanja nosivosti“ V_u / V_{el}.



Slika 4.151. Definicija faktora ponašanja i omjera „veće čvrstoće“ (OSR)

Za zidane zgrade je mjerodavan kapacitet nosivosti pri graničnom stanju pomaka d_u. Odgovarajuća sila otpora pri tom pomaku V_u je mnogo veća od one koja odgovara pojavi sloma prvog zida u zgradi jer nakon popuštanja prvog zida dolazi do preraspodjele opterećenja na preostale zidove pri čemu ne dolazi do nekog značajnijeg gubitka ukupne otpornosti objekta. Veličina ovog „povećanja nosivosti“ ovisi o mnogim faktorima kako

stvarnog ponašanja konstrukcije, tako i modeliranja kao što su: raspodjela zidova po tlocrtu i njihova međusobna povezanost, modelske pretpostavke o sudjelovanja zidova okomitih na pobudu, zajedničkom djelovanju međusobno okomitih zidova, djelovanje parapeta, otvora i njihovoj čvrstoći. U ovom radu je OSR omjer određen uz pretpostavku da svaki zid djeluje u svojoj ravnini potpuno samostalno. Večiline faktora ponašanja q prikazane su u tablici 4.32.

Uzorak	IDR_u (%)	$\mu_u=d_u/d_{el}$ (%)	V_u/V_{cr} (kN)	q*	$q=q*(V_u/V_{el})$
A	0,58	3,486	1,333	2,76	3,258
B	0,75	3,700	1,347	3,33	3,409
C	0,74	3,660	1,348	3,36	3,388
D	0,30	1,962	1,962	2,52	2,321

Tablica 4.32. Parametri prosječnih krivulja otpornosti zidova tipa A, B, C i D

Na taj način se za provedena ispitivanja dobiju faktori ponašanja za nešto više od 30% većih vrijednosti. Pri tome se vidi kako je veličina faktora ponašanja q* u granicama koje propisuje EC-8 (za nearmirane zidove q=1,5-2,5, a za omeđene zidove q=2-3).

4.9. Zaključak

Nakon provedenog ispitivanja po tri uzorka omeđenih zidova tipa A, B i C i obrade dobivenih podataka može se zaključiti slijedeće:

- Mehanizam sloma svih uzoraka je tipa posmičnog sloma, s manje više raspršenim kosim pukotinama ziđa, osim kod tipa A u kojemu su zamijećene horizontalne pukotine, što daje naslutiti veće aktiviranje vertikalnih armiranobetonskih serklaža, odnosno kombinaciju posmika i savijanja modela.
- Modeli kod kojih ziđe nije povezano s vertikalnim armiranobetonskim serklažima kako to nalažu propisi (tip A) nemaju manju nosivost od modela izvedenih u skladu s propisima.
- Krutosti svih modela su podjednakih vrijednosti i opadaju na sličan način.
- Na osnovu sposobnosti potrošnje energije vidi se da se zidovi tipa A i C ponašaju slično, ali zid A nema ukupni kapacitet potrošnje kao tip C jer ne može dosegnuti njegov ukupni pomak. Koeficijenti ekvivalentnog viskoznog prigušenja rastu od tipa A prema C, a kreću se u granicama 4-20% pri čemu su najveći u prvim i posljednjim ciklusima opterećivanja.

- Modeli u kojima ziđe nije povezano s armiranobetonskim serklažima postižu oko 30% manje vrijednosti graničnih pomaka od modela izvedenih u skladu s propisima.
- Teška oštećenja zidovi tipa A dosegli su pri relativnom katnom pomaku od 0,48%, tipa B pri 0,63%, a zidovi tipa C pri 0,86%. Kako zidane građevine dolaze u granično stanje po pomaku, očigledna su poboljšana svojstva zidova u kojima je ziđe povezano s vertikalnim armiranobetonskim serklažima. Neramirani zid je dospio u stanje teškog oštećenja već pri relativnom katnom pomaku od 0,32%. Vidi se da vertikalni serklaži, čak i nepovezani sa ziđem na propisani način, povećavaju sposobnost deformacije zida za 50%. Na osnovu toga se može zaključiti da zidovi s nepropisno izvedenom vezom ziđe-vertikalni serklaž imaju veći faktor ponašanja od nearmiranih zidova, te bi ih bilo opravdano tretirati kao posebnu grupu omeđenog ziđa uz faktore ponašanja kako to predviđa EC-8. Međutim, za zidove s propisno izvedenom vezom ziđe-armiranobetonski vertikalni serklaži bilo bi opravdano razmotriti mogućnost povećanja faktora ponašanja zbog očiglednog utjecaja OSR omjera.

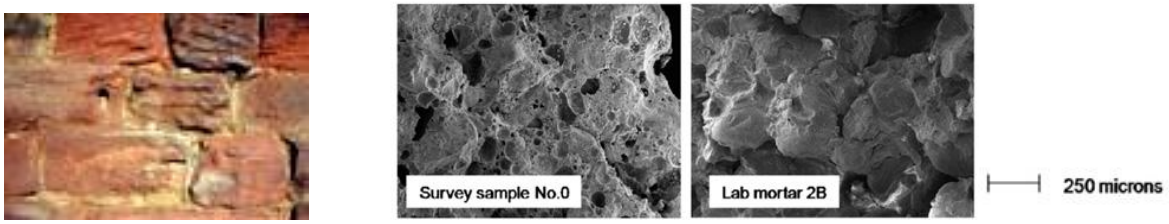
5. POGLAVLJE
NUMERIČKO MODELIRANJE

5.1. Općenito

S obzirom na složenost materijala, zidane konstrukcije spadaju u skupinu kojoj je posebno teško predvidjeti ponašanje, bilo da radi o predviđanju pojave pukotina uslijed slijeganja, promjene temperature, kretanja vlage ili seizmičkih djelovanja. Da bi se pouzdanije moglo odrediti odgovor i sigurnost zidane konstrukcije na vanjska djelovanja potrebno je poznavati način ponašanja kompozitnog materijala – ziđa. To se prvenstveno odnosi na veličinu osnovnih mehaničkih parametara materijala kao što su modul elastičnosti, čvrstoća i unutrašnje trenje materijala.

Pri tome je jedno od osnovnih pitanja s kojeg nivoa promatrati materijal:

- mezoskopski (cm) ili sa srednje razine promatranja, tako da se pojedini sastavni dijelovi ziđa promatraju odvojeno, sa svojim pojedinačnim mehaničkim svojstvima i tehničkim rješenjima povezivanja zidnih elemenata i morta;



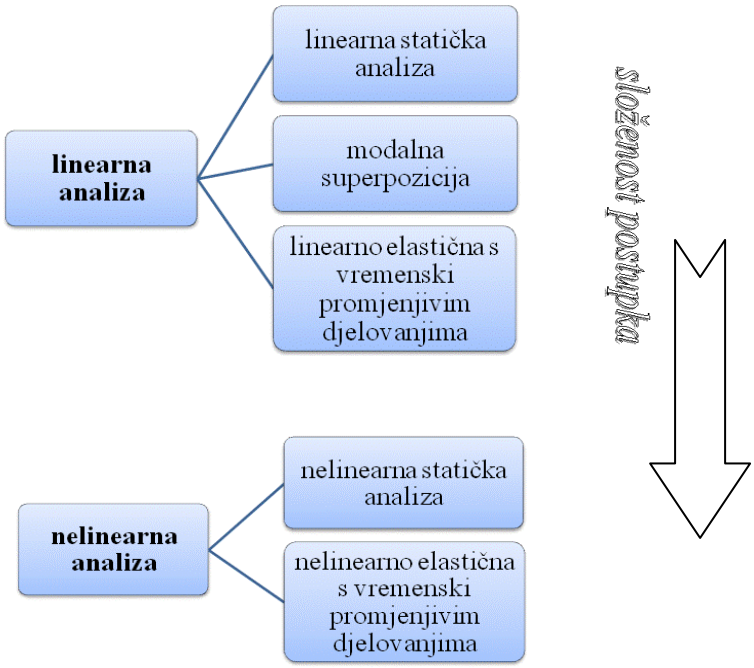
(a) (b)

Slika 5.1. Srednja razina promatranja materijala zida (a); mikrostrukturalna razina promatranja morta (b)

- ili mikrostukturno (mm), odnosno, prostim okom nesagledivo, pri čemu su obično od interesa upijanje vlage, skupljanje, i kemijsko djelovanje na okoliš.

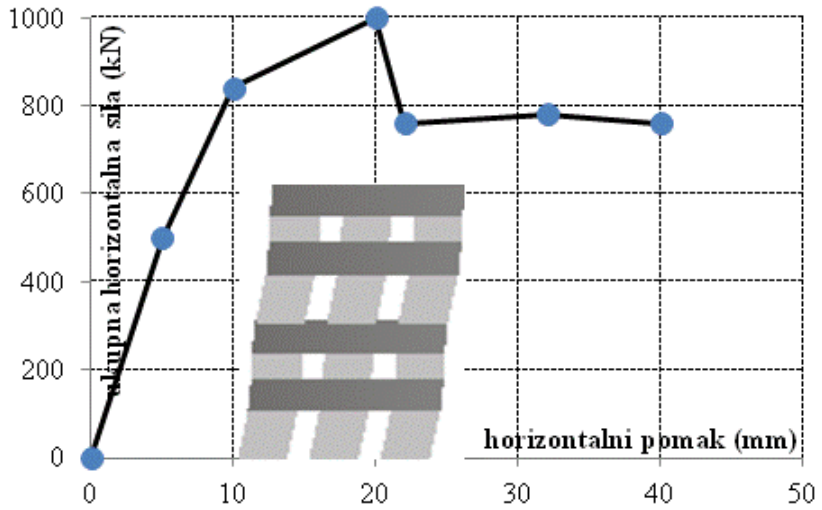
Na svim razinama promatranja, točan opis ponašanja pojedinih materijala u ziđu je iznimno složen, tako da su pojednostavljenja nužna. S druge strane, veliki rasap eksperimentalnih rezultata ispitivanja čini reprezentativne veličine svojstava materijala prilično upitnim. Pri tome se ipak konačnim rezultatom smatraju rješenja na makro-nivou; u konačnici se traži ponašanje građevine kao cjeline, njezina pouzdanost i odgovor na vanjska djelovanja. Na makro-nivou se heterogeni materijal može homogenizirati što se često i radi. Europski propisi EC u nekim dijelovima postupaju upravo na taj način: np. određuju faktor ponašanja za četiri

vrste zidanih konstrukcija: od običnog ziđa, armiranog ziđa, zidova sa serklažima i prednapetog ziđa. Postupak proračuna može se provoditi na nekoliko osnovnih načina (navedeno od jednostavnijeg ka složenijem):



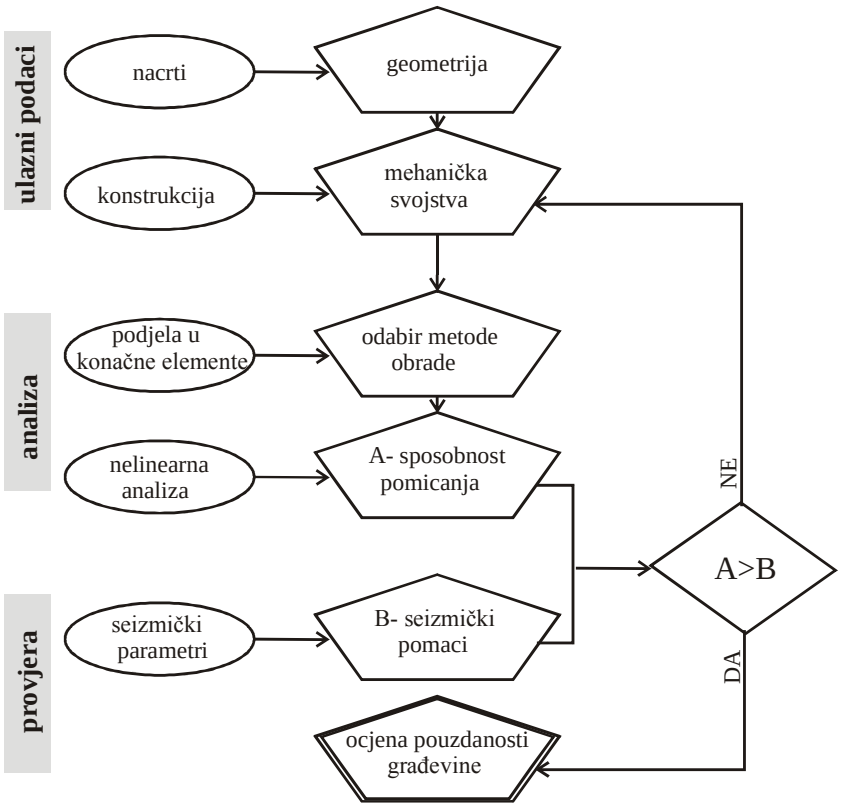
Slika 5.2. Vrste proračuna na seizmička djelovanja

Nekoliko godina unatrag uveden je novi pristup seizmičkoj procjeni i projektiranju, vezan uz „pushover“ analizu koja određuje ovisnost ukupne seizmičke silu o horizontalnim pomacima konstrukcije. Može se provoditi na način da se procjenjuje odgovor konstrukcije na vanjska djelovanja silama koje se po konstrukciji raspodjeljuju u omjerima krutosti, ili da se analiza provodi na način u kojem su unaprijed zadani pomaci konstrukcije. Drugi način analize omogućuje zadavanje nivoa oštećenja konstrukcije unaprijed.



Slika 5.3. Kapacitet pomaka građevine

Omjer kapaciteteta pomaka dopuštene razine oštećenja izražene preko veličine pomaka daje uvid o sigurnosti konstrukcije pri potresnom djelovanju. Shema etapa i načina provođenja proračuna prikazan je na crtežu 5.4.



Slika 5.4. Način provjere sposobnosti horizontalne deformacije zgrade

Eksperimentalni rezultati pokazuju da zidane konstrukcije kutijastog tipa općenito imaju značajni kapacitet neelastičnih deformacija, što nelinearnu analizu čini nezaobilaznom. Kao i

u drugim područjima građevinarstva, numeričke metode predstavljaju vrlo učinkovito i relativno jeftino sredstvo u istraživanju ponašanja i projektiranju zidanih konstrukcija na seizmička opterećenja. Počele su se primjenjivati unatrag dvadesetak godina.

Danas postoji već cijeli niz numeričkih uslužnih programa koji dimenzioniraju konstrukcije u skladu s važećim propisima, te u Europi nekoliko nekomercijalnih od kojih su najpoznatiji SeismoStruct, SAM (Megenes i dr.), 3Muri (Lagomarsino i dr.); 3DMacro (Calio i dr.) . Numeričke proračunske metode se obično provodi na mezoskopskom ili makro nivou. Naravno, i numerički modeli često primjenjuju različite vrste pojednostavljenja, kao np. izotropnost ili obično krhko ponašanje pojedinih sastavnica ziđa.

5.2. Program Atena 2D Eng

U ovom radu numerička je analiza provedena programom Atena 2D, Cervenka Consulting, Czech Republic. Ovaj je program prvenstveno namijenjen nelinearnoj analizi betonskih i armirano-betonskih konstrukcija. Prikazuje stvarno ponašanje betona, uključujući popuštanje armature, pucanje i drobljenje betona. Ima relativno jednostavno grafičko sučelje, a rezultati (deformacije, naprezanja i pukotine) se mogu prikazati slikama. Moguće je modele projektirati i kao 3-D. Ovim se programom mogu rješavati statički probleni u 2D i 3D prostorima metodom konačnih elemenata u području linearnog i nelinearnog ponašanja u smislu geometrijske i materijalne nelinearnosti.

Materijal 2D SBETA materijal je namijenjen prvenstveno za opis nazovi-krtih materijala, a ima mogućnost detaljnog opisa nastajanja pukotina, omekšavanja, smanjenja čvrstoće uslijed raspucanosti i termičkih dilatacija. Armatura se može zadavati kao bi-linarna ili više-linearna s mogućnošću opisa ponašanja pri cikličkom opterećenju. Za metale se može zadati Von Misesov kriterij popuštanja. Temeljno tlo je moguće opisati preko Drucker-Pragerovog kriterija plastičnog popuštanja. Dodirni elementi (interface) imaju Coulombov-Mohrovo pravilo ponašanja. Moguće je modelirati nelinearne opruge, puzanje i skupljanje materijala te protok vlage.

Opterećenja se mogu zadati kao vlastita težina, raspodjeljena, oslonci, pomaci, temperatura i prednapon. Opterećenjase mogu zadavati po koracima.

Konačni elementi: postoji više 2D tipova trokutnih i četverokutnih elemenata, 3D prostorni, ljuskasti i vlaknasti, te 2D i 3D dodirni elementi.

5.3. Usklađivanje i usporedba rezultata dobivenih ispitivanjem i numeričkog modela

Postojeći eksperimentalni rezultati su obrađeni programskim paketom Atena 2D, ver.4.3.1.0. (2012), Cervenka consulting, Republika Češka.

Pojedini model zida promatran je kao ravni problem, na mezo-razini s pojedinačnim mehaničkim svojstvima materijala: betona, armature i zidnih elemenata koji su određeni eksperimentalno. Slijedi kratki opis pojedinih materijala i njihovih materijalnih svojstva.

- Model zida je podijeljen u makroelemente betona i zidnih elemata. Dodirne plohe zidnih elemenata, zidnih elemenata i betona predstavljene su „inter-face“ elementima. Temelj, vertikalni i horizontalni serklaži su međusobno sljubljeni, a armatura šipki u njima je modelirana prema svom stvarnom položaju i veličini poprečnog presjeka, dok su vilice „raspodjeljene“ po površini makroelemenata. Mreža konačnih elemenata je napravljena automatskim postupkom pri čemu je veličina elementa dimenzije ograničene na 3,5 cm.
- Provedena je „push-over“ analiza modela u koracima od po 0,2 mm, a model je guran u nivou gornjeg ruba. Pri tome je donji rub zida upet u temelj preko armature vertikalnih serklaža i neprekinutosti makro elemenata temelja i vertikalnih serklaža. Gornji rub ima spriječen vertikalni pomak, dok se horizontalno slobodno pomiče. Stoga je prvo unešeno vertikalno opterećenje zida, a tek potom osigurana daljnja horizontalnost gornjeg ruba zida.
- Model materijala koji predstavlja opeke i beton odabran je tako da je moguće opisati osnovna mehanička svojstva ovih sastavnih materijala. nelinearno ponašanje u tlaku uključujući omekšavanje i očvršćivanje, pucanje u vlaku, smanjenje tlačne čvrstoće uslijed raspucavanja, ojačanje u vlaku i smanjenje posmične krutosti nakon pucanja. Ovaj se materijal u programu Atena najbolje može opisati SBETA modelom.
- SBETA (StahlBETonAnalyse) model je prvenstveno modeliran tako da opisuje osnovna svojstva betona: nelinearno ponašanje u tlaku uključujući omekšavanje i očvršćivanje, pucanje u vlaku, smanjenje tlačne čvrstoće uslijed raspucavanja, ojačanje u vlaku, smanjenje posmične krutosti nakon pucanja te mogućnost odabira između dva načina nastajanja pukotina: fiksni ili rotirajući položaj pukotina. Temeljni model opisan je jednadžbom ravnoteže:

$$[\sigma] = [D] \cdot [\varepsilon] \qquad \text{.....(5.1.)}$$

Gdje su $[\sigma]$, $[D]$, i $[\varepsilon]$ matrice naprezanja, krutosti i deformacija. Matrica $[D]$ napravljena je za neraspucani materijal na osnovi izotropnog materijala u Hookeovom području. Raspucani model matricu krutosti radi za ortotropni materijal u kojem su lokalne koordinatne

osi smjerovi pukotina. Postoje mogućnosti odabira različitih načina otvaranja pukotina (eksponencijalni, linearni, linearno omekšanje na osnovi lokalne vlačne deformacije....). Koeficijent smanjenja tlačne nosivosti zidnih elemenata dobiven je usporedbom teorijskih i eksperimentalno utvrđenih vrijednosti krutosti zidova kako je prikazano u pog. 4.8.5.

- Vrijednosti mehaničkih svojstava materijala betona i opeke usklađeni su s eksperimentalno određenim vrijednostima prethodnih ispitivanja. Pri tome kod modeliranja opeke nastaje problem jer su opeke anizotropne, odnosno znatno mekše u horizontalnom smjeru. Problem se pokušalo rješiti omekšanjem vertikalnog „inter-face“ elementa.

BETON: Name : beton
Type: CCSBETAMaterial
Elastic modulus E = 3.100E+04 [MPa]
Poisson''s ratio sm = 0.200 [-]
Tensile strength F_t = 2.317E+00 [MPa]
Compressive strength F_c = -3.300E+01 [MPa]
Type of tension softening : Exponential
Specific fracture energy G_f = 5.793E-05 [MN/m]
Crack model: Rotated
Compressive strain at compressive strength in the uniaxial compressive test Eps_C = -1.682E-03 [-]
Reduction of compressive strength due to cracks CompRed = 0.800 [-]
Type of compression softening : Crush Band
Critical compressive displacement Wd = -5.0000E-04 [m]
Shear Retention Factor Variable
Tension-compression interaction : Linear
Specific material weight Rho = 2.530E-02 [MN/m3]
Coefficient of thermal expansion Alpha = 1.200E-05 [1/K]

OPEKA: Name : opeka
Type: CCSBETAMaterial
Elastic modulus E = 2.500E+04 [MPa]
Poisson''s ratio sm = 0.200 [-]
Tensile strength F_t = 1.768E+00 [MPa]
Compressive strength F_c = -1.700E+01 [MPa]
Type of tension softening : Exponential
Specific fracture energy G_f = 4.400E-05 [MN/m]
Crack model: Rotated
Compressive strain at compressive strength in the uniaxial compressive test Eps_C = -1.336E-03 [-]
Reduction of compressive strength due to cracks CompRed = 0.360 **[-]**
Type of compression softening : Crush Band
Critical compressive displacement Wd = -5.0000E-04 [m]
Shear Retention Factor Variable
Tension-compression interaction : Linear
Specific material weight Rho = 1.050E-02 [MN/m3]
Coefficient of thermal expansion Alpha = 1.200E-05 [1/K]

- Materijal morta u sljubnicama modeliran je kao „interface“ materijal. Na taj je način opisano ponašanje morta na dodiru s zidnim elementom. Mehanička svojstva materijala se opisuju preko dvije bitno različite grupe podataka, jedne koja se odnosi na stvarna mehanička svojstva i druge koja služi isključivo u numeričke svrhe. Prvu grupu čine vlačna čvrstoća (f_t),

kohezija (*c*) i koeficijent trenja (μ) prema Mohr-Coulombovu zakonu. Druga grupa se sastoji od dva koeficijenta krutosti K_{nn} (normalni smjer) i K_{tt} (tangencijalni smjer). Vertikalne i horizontalne ljubnice nisu zadane jednako, vertikalne su modelirane s manjim krutostima. Na taj se način nastojalo u modelu popraviti grešku koja je nastala modeliranjem zidnog elementa izotropnim materijalom.

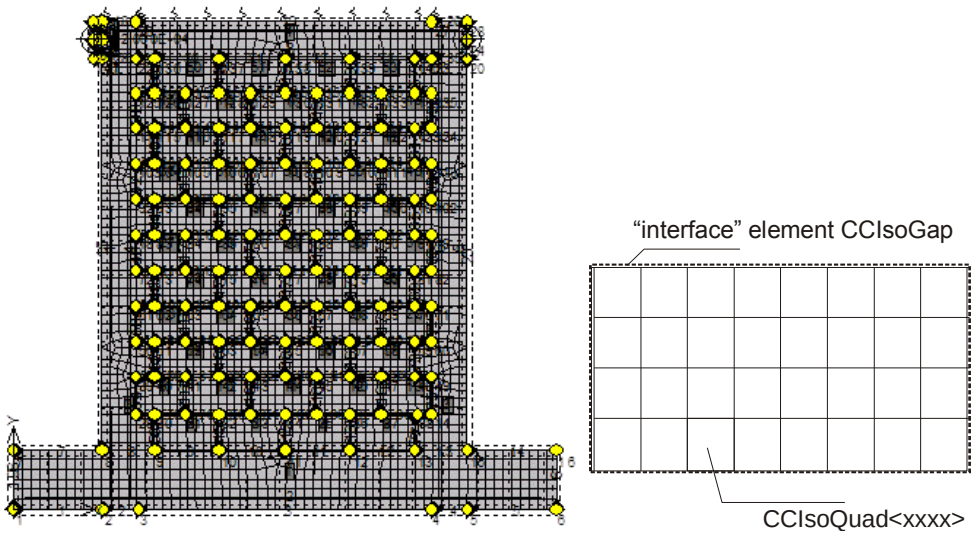
MORT: **HORIZONTALNE SLJUBNICE**:Name : mort h
```
Type: CC2DInterface
Normal stiffness K_NN =  2.000E+04 [MN/m3]
Tangential stiffness K_TT =  5.000E+03 [MN/m3]
Tensile strength FT =  1.000E-01 [MPa]
Cohesion C =  8.760E-01 [MPa]
Friction coefficient FRICTION =  6.120E-01 [-]
Minimal normal stiffness for numerical purposes K_NN_MIN =  1.500E+01 [MN/m3]
Minimal tangential stiffness for numerical purposes K_TT_MIN =  2.500E+00 [MN/m3]
Function tension soft - hardening [m, -]: (0.000000E+00; 1.0000E+00)
(1.000000E-04;  0.0E+00)
Function cohesion soft - hardening [m, -]: (0.0000E+00; 1.0) (1.0000E-04; 0.0)
```
MORT: **VERIKALNE SLJUBNICE**: Name : mort v
```
Type: CC2DInterface
Normal stiffness K_NN =  5.000E+03 [MN/m3]
Tangential stiffness K_TT =  2.000E+03 [MN/m3]
Tensile strength FT =  1.000E-01 [MPa]
Cohesion C =  8.760E-01 [MPa]
Friction coefficient FRICTION =  6.120E-01 [-]
Minimal normal stiffness for numerical purposes K_NN_MIN =  2.000E+05 [MN/m3]
Minimal tangential stiffness for numerical purposes K_TT_MIN =  2.000E+05 [MN/m3]
```

- Materijal koji opisuje armaturne šipke opisan je jednoaksialnim dijagramom naprezanje-deformacija. Moguće je zadati tri različite zakonitosti: linearni, bilinearni i više-linearni. Program predviđa potpunu simetričnost ponašanja u tlačnom i vlačnom području. Armatura se može modelirati pojedinačnim armaturnim šipkama kruto povezanim s materijalom makroelementa kroz koji prolaze (ili posebno zadanim pravilom ponašanja) ili postotkom armiranja.

ARMATURNE ŠIPKE: Name : armatura-šipke
```
Type: CCReinforcement
Typ: BiLinear with Hardening
Elastic modulus E = 2.000E+05 [MPa]
Sigma Y = 500.000 [MPa]
Sigma T = 548.000 [MPa]
Eps Lim = 1.000E-02 [-]
Specific material weight RHO = 7.850E-02 [MN/m3]
Coefficient of thermal expansion ALPHA = 1.200E-05 [1/K]
Active in compression
```

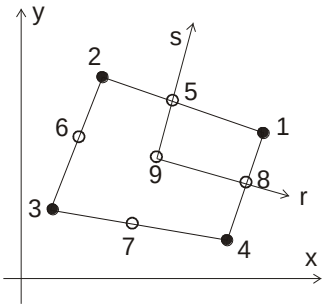
- Materijal vilica opisan je „razmazanom armaturom“ čija mehanička svojstva se mogu zadati na isti način kao i armaturne šipke uz podatak u postotku armiranja betona i smjeru postavljanja vilica.

VILICE: Name : vilice vertikalnog serklaža
```
 Type: CCSmearedReinf
 Typ: BiLinear with Hardening
 Elastic modulus E = 2.000E+05 [MPa]
 Sigma Y = 500.000 [MPa]
 Sigma T = 540.000 [MPa]
 Eps Lim = 1.000E-02 [-]
 Relative area of the smeared reinforcement Ratio = 0.002000 [-]
 Direction of the smeared reinforcement Direction = 1.0000 0.0000 [m]
 Specific material weight RHO = 7.850E-02 [MN/m3]
 Coefficient of thermal expansion ALPHA = 1.200E-05 [1/K]

Name : vilice horizontalnih serklaža
 Type: CCSmearedReinf
 Typ: BiLinear with Hardening
 Elastic modulus E = 2.000E+05 [MPa]
 Sigma Y = 500.000 [MPa]
 Sigma T = 540.000 [MPa]
 Eps Lim = 1.000E-02 [-]
 Relative area of the smeared reinforcement Ratio = 0.002000 [-]
 Direction of the smeared reinforcement Direction = 0.0000 1.0000 [m]
 Specific material weight RHO = 7.850E-02 [MN/m3]
 Coefficient of thermal expansion ALPHA = 1.200E-05 [1/K]
 Active in compression

Name : vilice temelja
 Type: CCSmearedReinf
 Typ: BiLinear with Hardening
 Elastic modulus E = 2.000E+05 [MPa]
 Sigma Y = 500.000 [MPa]
 Sigma T = 540.000 [MPa]
 Eps Lim = 1.000E-02 [-]
 Relative area of the smeared reinforcement Ratio = 0.003040 [-]
 Direction of the smeared reinforcement Direction = 0.0000 1.0000 [m]
 Specific material weight RHO = 7.850E-02 [MN/m3]
 Coefficient of thermal expansion ALPHA = 1.200E-05 [1/K]
 Active in compression
```

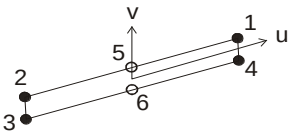


Uzorak B Zidni element

Slika 5.5. Mreža konačnih elemenata



Element tipa CCIsoQuad



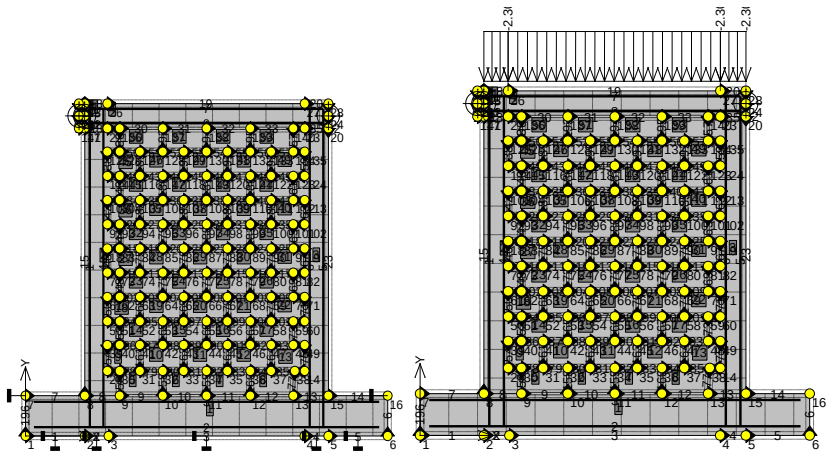
Element tipa CCIsoCCIsiGap

Slika 5.6. Vrste korištenih konačnih elemenata

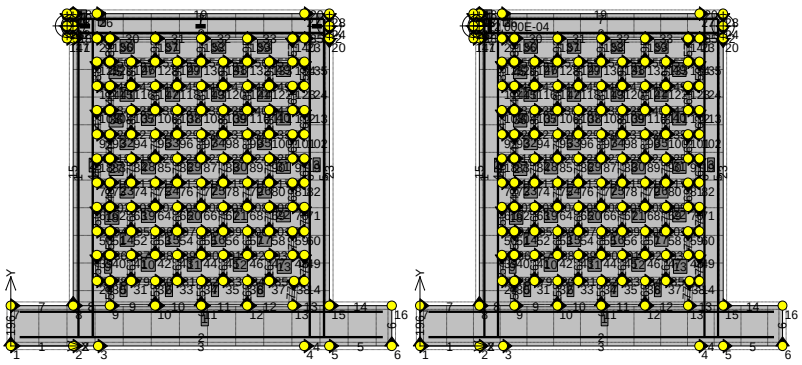
U programu Atena rubni se uvjeti mogu mijenjati tijekom proračuna, a smtraju se opterećenjem. Stoga je postupak proračuna podijeljen u faze kako slijedi:

I. vertikalno i horizontalno je pridržan temelj,
II. u četiri koraka je priloženo vertikalno opterećenje zida,
III. horizontalno je pridržan gornji rub zida,
IV. zid je horizontalno 80 puta poguran za 0,2 mm.

Kombinacije opterećenja su složene kao I; I+II; I+III+IV sa 80 koraka proračuna. Pri tome je određena krivulja ovisnosti horizontalne sile o horizontalnom pomaku, razdioba i veličine pukotina, te razdioba glavnih vlačnih naprezanja u modelu.



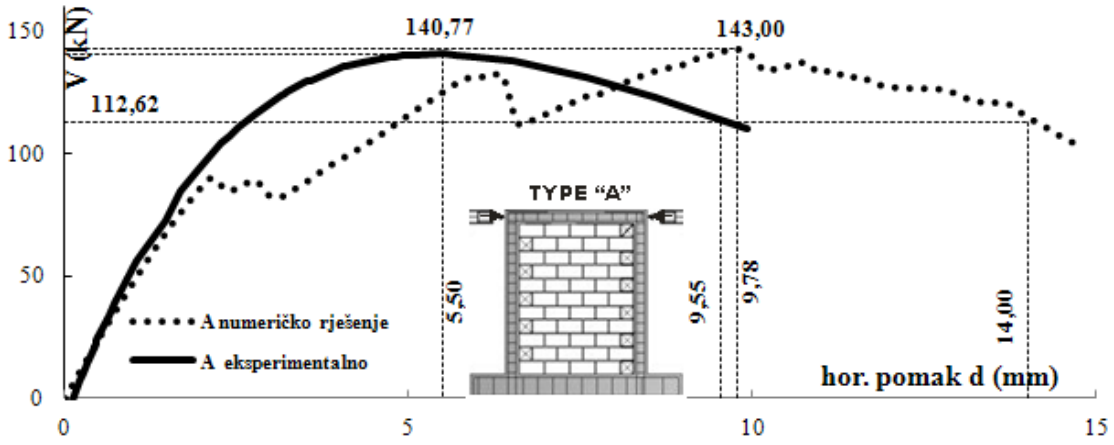
(I) (II)



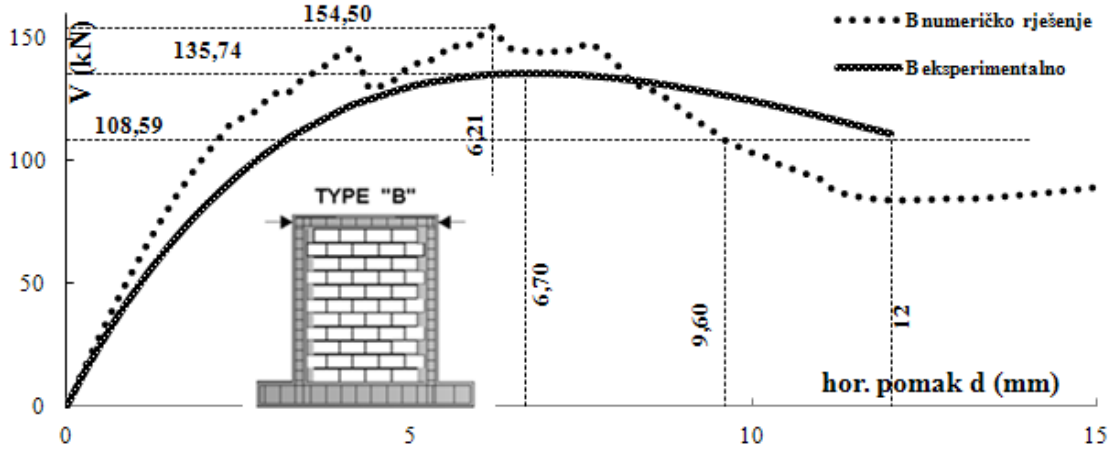
(III) (IV)

Slika 5.7. Osnovna opterećenja za kombinacije

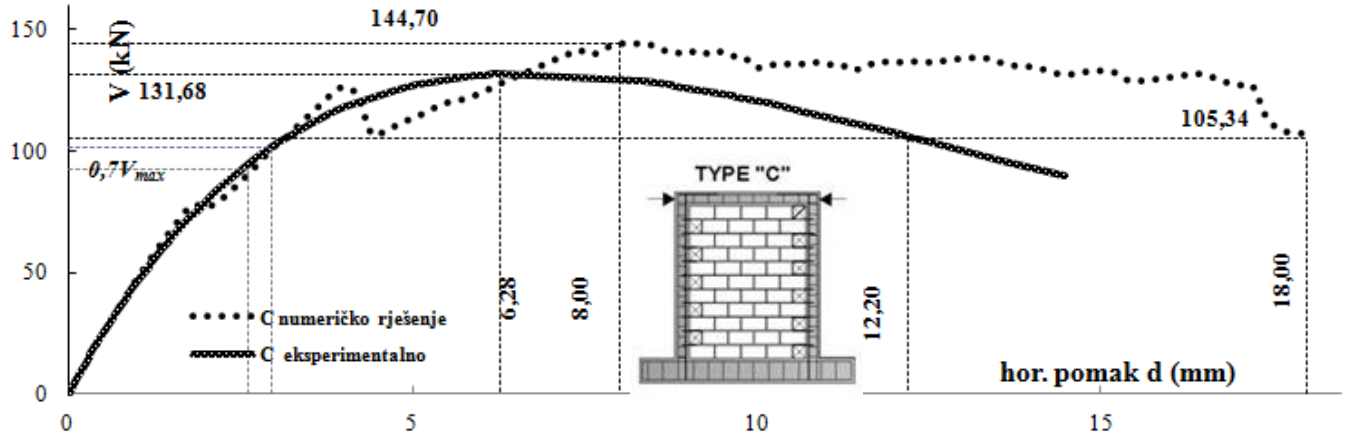
Mreža konačnih elemenata je napravljena od ravnih pravokutnika veličine stranice 3,5 cm. Betonski horizontalni i vertikalni serklaži i zidni elementi opisani su ravim elementima oznake CCIsoQuad. To su izoparametarski elementi s Gaussovom integracijom u 4 ili 9 integracijskih točaka. Svaki zidni element je podijeljen u trideset dva ravna elementa okružena „interface Gap“ elementima. Mort je opisan elementima bez debljine s dva stupnja slobode gibanja i mogućnošću ponašanja na dva različita načina: međusobno djelovanje trenja i kohezije ili bez međudjelovanja na kontaktu tipa CCIsoCCIsiGap. S obzirom da se tijekom pokusa nastojalo održati gornji rub uzorka horizontalnim, to se i u numeričkom modelu isti modelirao tako da ostane horizontalan tijekom proračuna. Horizontalni pomak je zadan preko tvrde čelične pločice na sredini visine gornjeg horizontalnog serklaža. Rješevanje je provedeno standardnim Newton-Raphsonovim postupkom. Proračunom dobivene ovojnice nosivosti u ovisnosti o horizontalnim pomacima zidova tipa A,B,C i D uspoređene su s eksperimentalnim rezultatima obrađenih Nedler-Meadovom metodom optimizacije. Ovojnice su prikazane na crtežima 5.8. do 5.11.



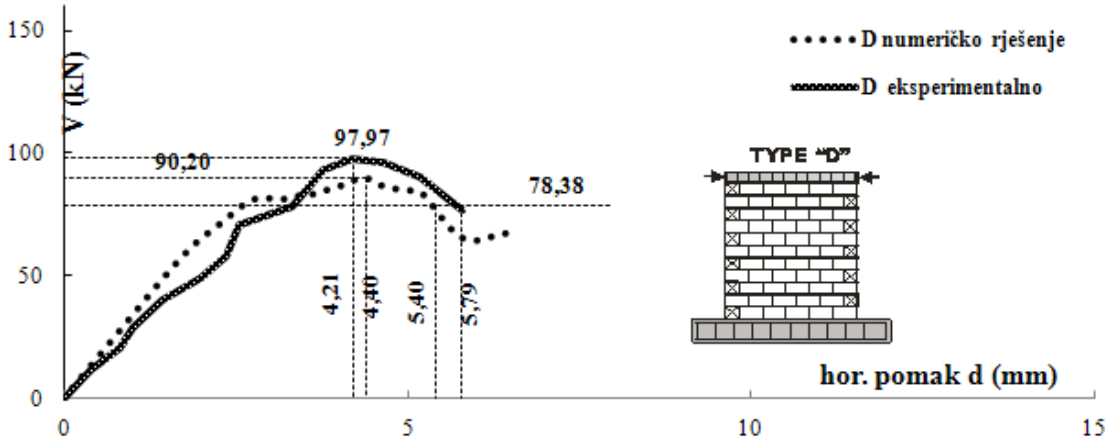
Slika 5.8. Usporedba eksperimentalnih i rezultata numeričke analize za tip A



Slika 5.9. Usporedba eksperimentalnih i rezultata numeričke analize za tip B



Slika 5.10. Usporedba eksperimentalnih i rezultata numeričke analize za tip C



Slika 5.11. Usporedba eksperimentalnih i rezultata numeričke analize za tip D

	V_{max} (kN)			d_{Vmax} (cm)			d_u (cm)			IDR (%)		
	pokus	Atena	odstupanje (%)	pokus	Atena	odstupanje (%)	pokus	Atena	odstupanje (%)	pokus	Atena	odstupanje (%)
A	141	143	1,58	5,50	9,78	77,82	9,55	14,00	46,60	0,58	0,85	46,55
B	136	155	13,82	6,70	6,21	-7,31	12,00	9,60	-20,00	0,73	0,58	-20,55
C	132	145	9,89	6,28	8,00	27,39	12,20	18,00	47,54	0,74	1,09	47,30
prosjek	**136**	**147**	**8,43**	**6,16**	**8,00**	**32,63**	**11,25**	**13,87**	**24,71**	**0,68**	**0,84**	**24,43**
D	98	90	-7,93	4,21	4,40	4,51	5,79	5,40	-6,74	0,35	0,33	-5,71

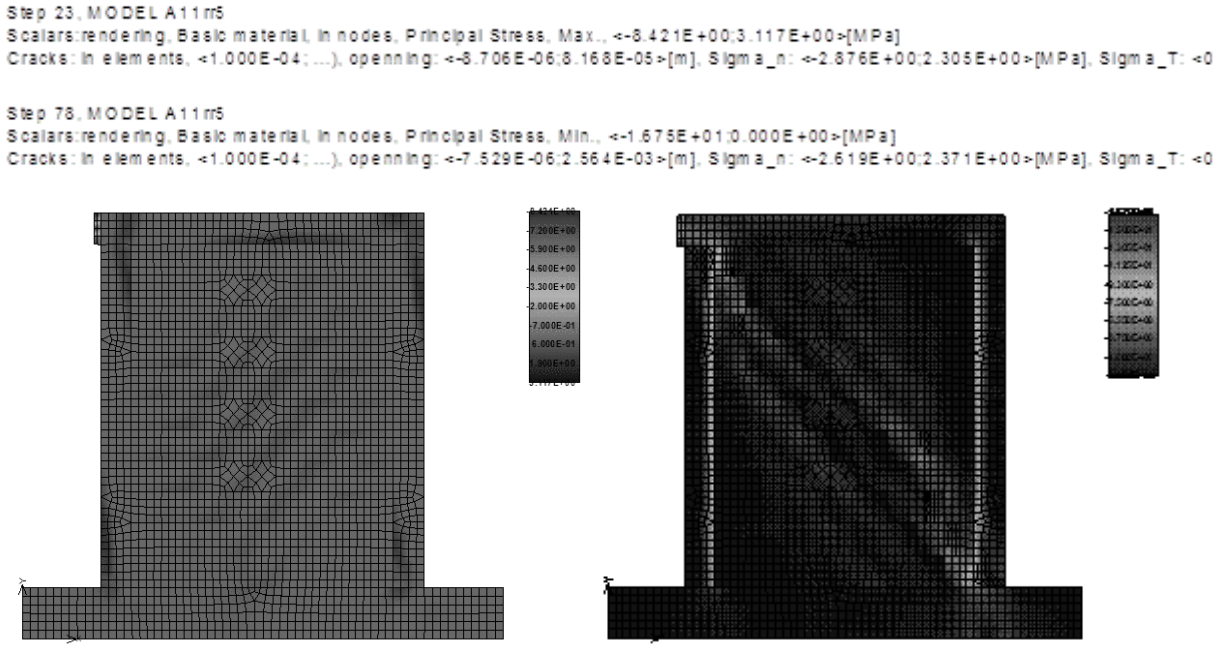
Tablica 5.1. Usporedba eksperimentalnih i podataka dobivenih numeričkim postupkom push-over analize

Pokušaj modeliranja detalja spoja između vertikalnih serklaža i ziđa pokazao je dobru pouzdanost rješenja u veličini ukupne sile nosivosti zida (Tabica 5.1.). Najveće odstupanje iznosi 14%, a u prosjeku 8,5%. Zakonitost povećanja relativnog katnog pomaka na granici sloma od tipa A prema tipu C pri „push over“ numeričkoj analizi programom Atena ne postoji, iako je duktilnost tipa C najveća. Prosječno odstupanje elastične krutosti eksperimentalnih i rezultata dobivenih numeričkom analizom prikazani su u tablici 5.2. Prosječno odstupanje iznosi 16%, ali pojedinačni rezulatati imaju velika odstupanja od eksperimentalnih vrijednosti. U slučaju nearmiranog zida tipa D postignut je velik stupanj poklapanja svih promatranih podataka: maksimalne nosivosti i njemu odgovarajućeg pomaka, graničnog pomaka pri kojem nosivost opadne na 80% svoje najveće vrijednosti. Pouzdanost rezultata ipak nije značajna jer se radi o samo jednom ispitanom uzorku.

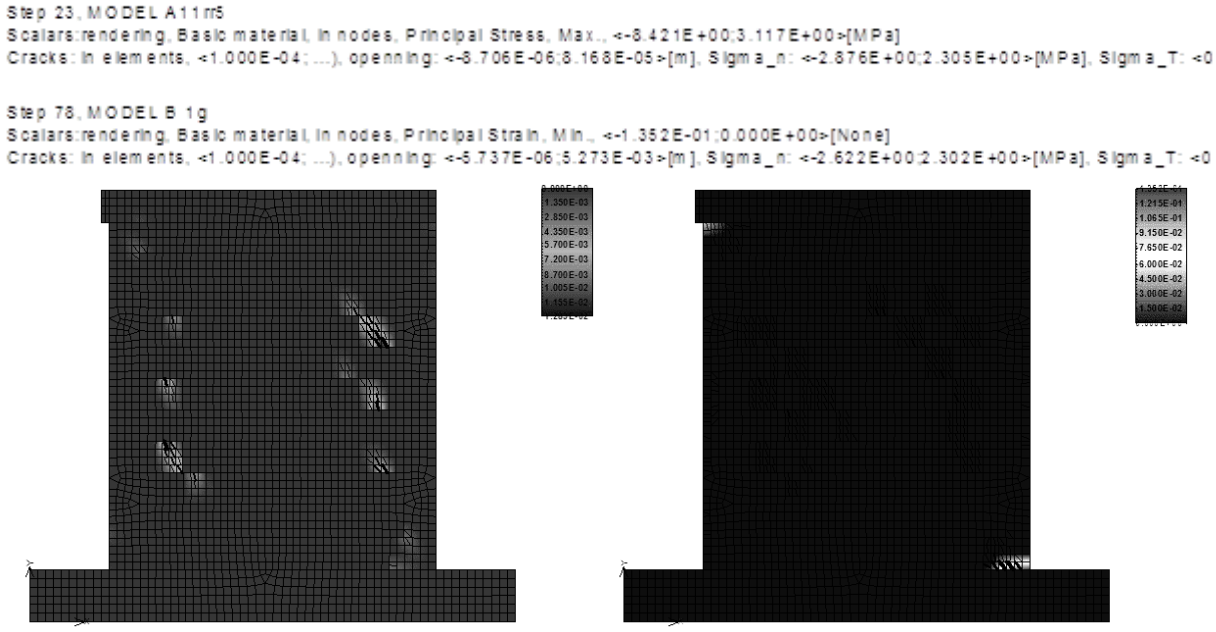
	K_e (kN/mm)		
	pokus	Atena	odstupanje %
A	37,23	43,87	18
B	33,98	49,16	45
C	38,23	34,34	-10
srednja vrijednost	**36,48**	**42,46**	**16**
st.dev.	**2,22**	**7,51**	**27,43**
D	27,11	33,23	23

Tablica 5.2. Usporedba eksperimentalnih i podataka krutosti dobivenih numeričkom analizom

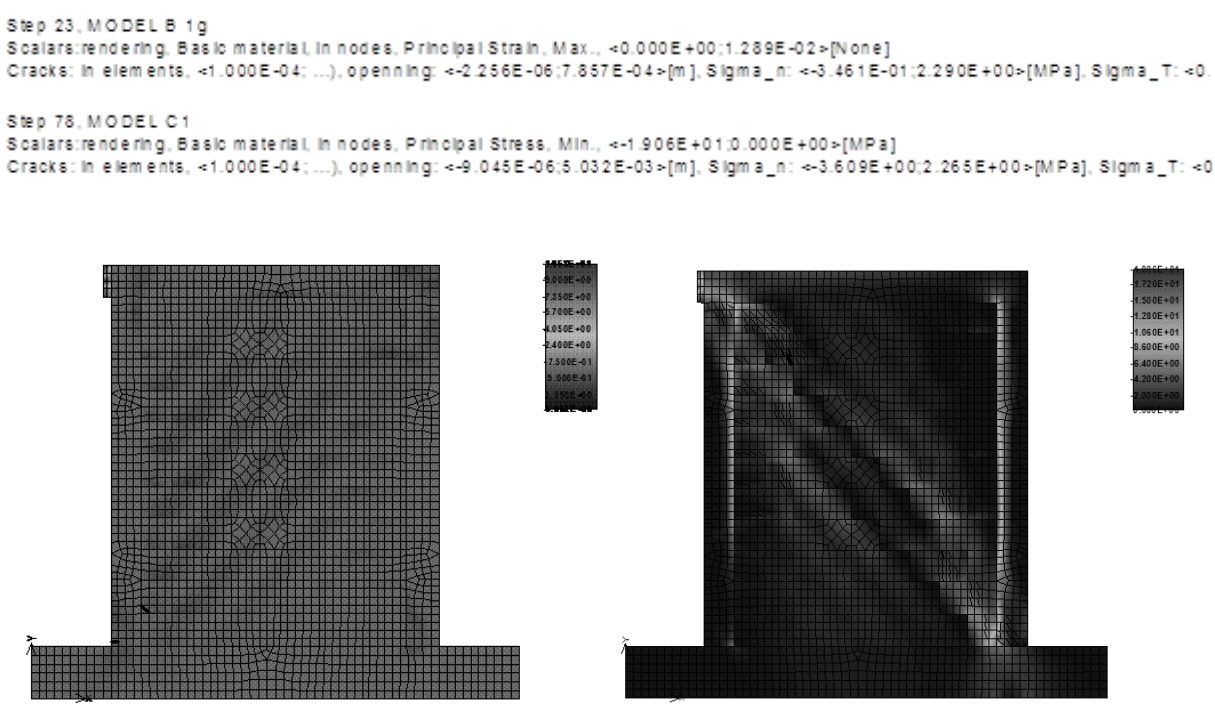
Smjer pružanja tlačnih dijagonala pri relativnim katnim pomacima od 0,3% i tlačnih pri 0,9% pojedinih tipova zidova prikazan je na crtežima 5.12. do 5.15. Na slikama se vidi da tip B nema jasno izražene vlačne i tlačne dijagonale, djeluje kao cjelina, a slika se bitno razlikuje od ostala dva tipa. Slika dijagonala nearmiranog zida pokazuje pravilnost sličnu tipu A i C (crtež 5.15).



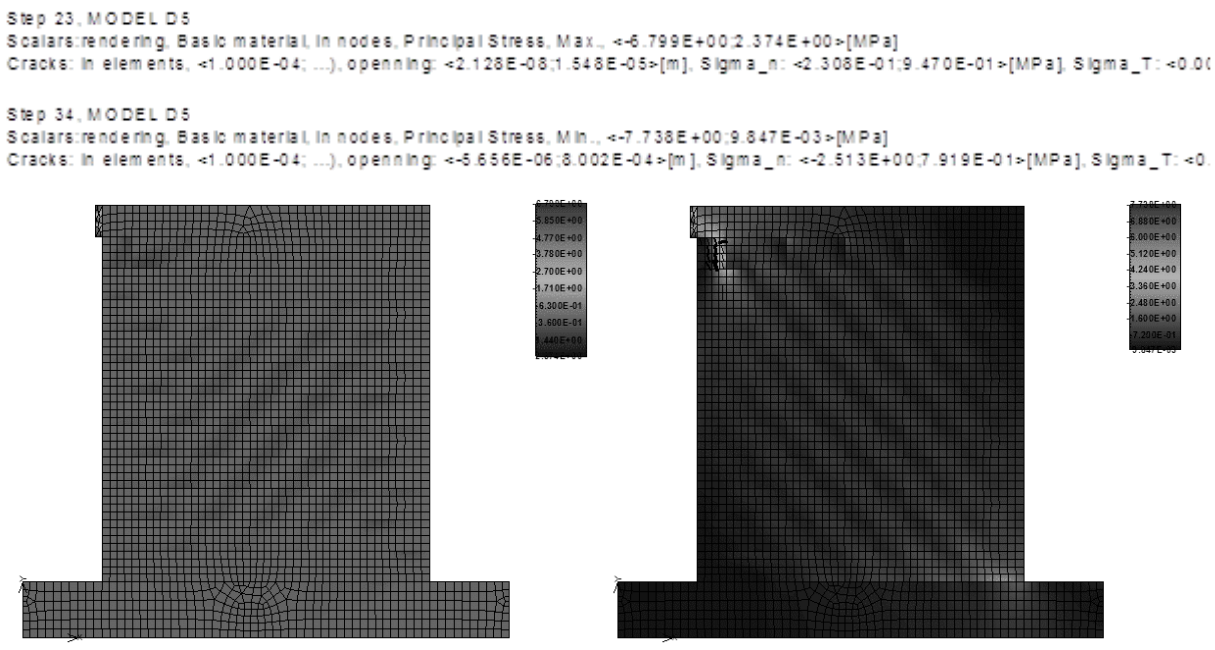
Slika 5.12. TipA, slika vlačnih dijagonala pri IDR=0,3% i tlačnih pri IDR=0,9%, prikazane pukotine širine veće od 0,1mm



Slika 5.13. Tip B, slika vlačnih dijagonala pri IDR=0,3% i tlačnih pri IDR=0,9%, prikazane pukotine širine veće od 0,1mm



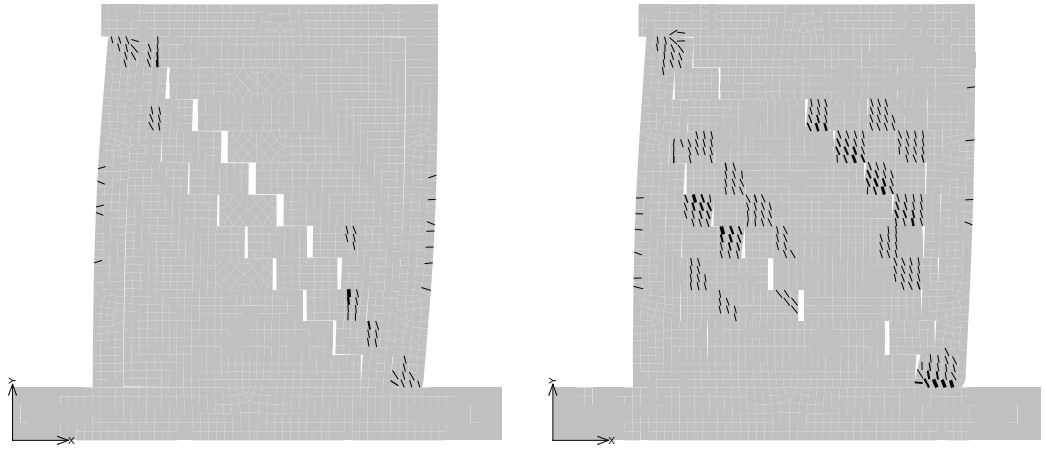
Slika 5.14. Tip C, slika vlačnih dijagonala pri IDR=0,3% i tlačnih pri IDR=0,9%, prikazane pukotine širine veće od 0,1mm



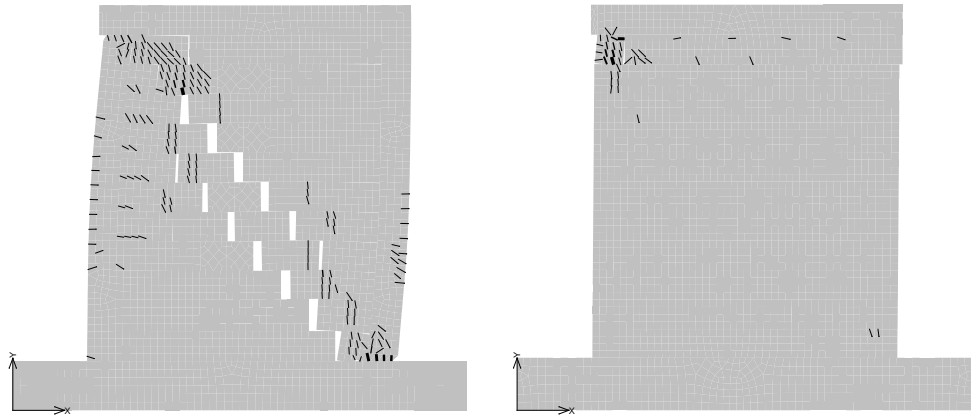
Slika 5.15. Tip D, slika vlačnih dijagonala pri IDR=0,3% i tlačnih pri IDR=0,33%, prikazane pukotine širine veće od 0,1mm

Na crtežima 5.16. i 5.17. su prikazani modeli pojedinih tipova zidova pri dosezanju granice nosivosti kako je to određeno iz numerički određene krivulje nosivosti. Pri tome se granicom

nosivosti smatrala točka u kojoj je sila otpora zida opala na 80% svoje najveće vrijednosti. To su veličine relativnog katnog pomaka od 0,85% za tip A, 0,73% za tip B, 1,1% za tip C i 0,33% za tip D zida. Na ctrežima su za tipove zidova A,B i C jasno vidljivi smjerovi tlačnih dijagonala. Vidi se raspršenost pukotina po zidu tipa B, za razliku od koncentracije uz dijagonalu u zidovima tipa A i C. Tip zida D na granici nosivosti nema vidljivih značajnijih pukotina, osim u gornjem lijevom kutu ispod horizontalnog serklaža.



Slika 5.16. Slika deformacije pri dosezanju granice sloma: tip A , IDR=0,85% ; tip B, IDR=0,73 (pomaci uvećani 5 puta)

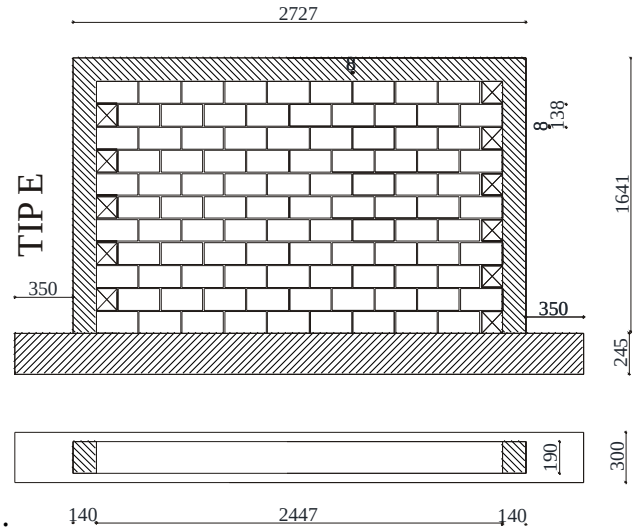


Slika 5.17. Crtež deformacije pri dosezanju granice sloma: tip C , IDR=1,10% ; tip D, IDR=0,33 (pomaci uvećani 5 puta)

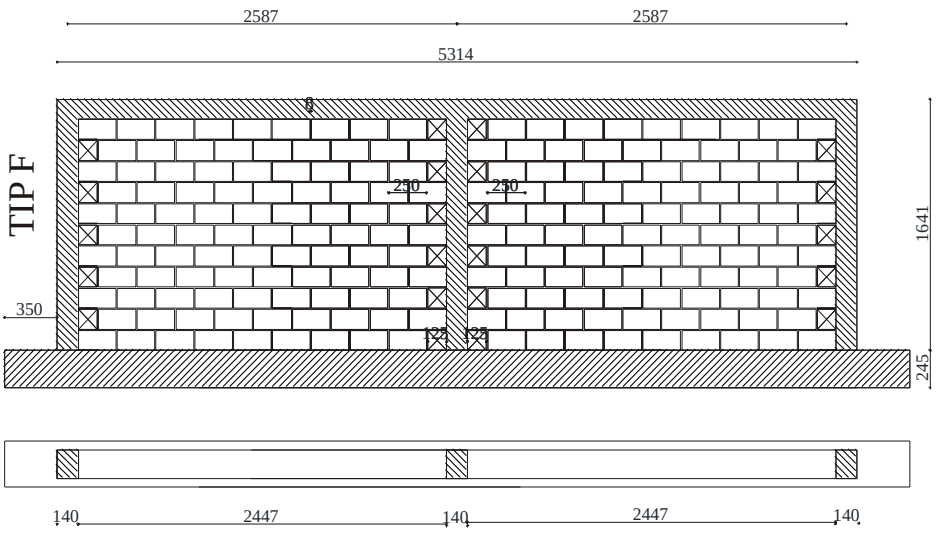
5.4. Proširenje analize na zidove dva i četiri puta manjeg omjera H/L i zid s otvorom programom Atena (tip E, F i G)

Kako bi provjerile mogućnosti numeričke simulacije pri određivanju nosivosti i deformacija omeđenog ziđa na još tri modela ziđa je istim programom napravljena „push-over“ analiza, te dobivene veličine krutosti, najveće nosivosti i graničnog pomaka uspoređene s vrijednostima

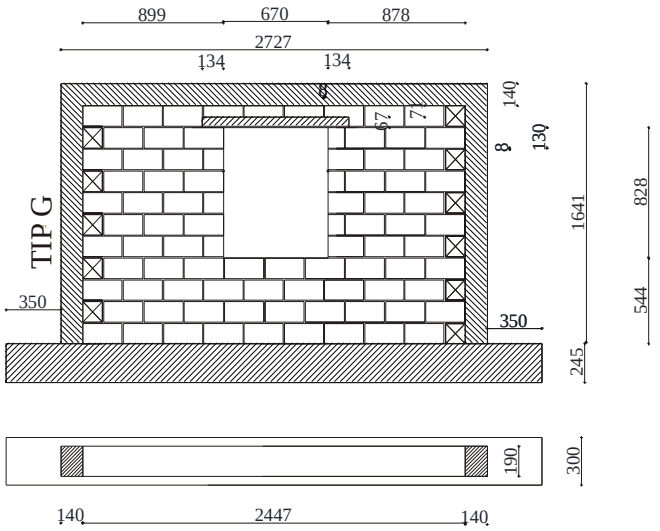
određenim po postupcima koje propisuje EC-6 ili veličinama koje se dobiju primjenom formula koje preporučuju Tomaževič i Flores&Alcoceru. Modelirani su zidovi tipa C veće duljine i zid s prozorskim otvorom, materijalnih svojstava kao postojeći ispitani zidovi, te je određena njihova nosivost, elastična krutost i relativni katni pomak pri popuštanju. Dimenzije modela prikazane su na crtežima 5.18. do 5.20. Model E predstavlja model prototipa duljine cca 4m, model F zid s tri vertikalna serklaža razmaka cca 4m, a model G zid duljine cca 4 m s prozorskim otvorom.



Crtež 5.18 Model E

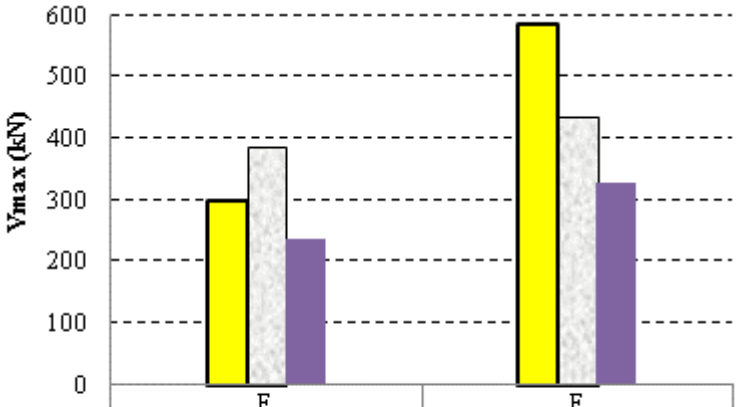


Slika 5.19. Model F



Slika 5.20. Model G

Očekivane vrijednosti najveće nosivosti i elastične krutosti procijenjene su na način kao i za uzorke tipa A-D: prema odredbama EC-6 i izrazima koje preporučuju Tomažević i Flores&Alcocer određene su nosivosti zidova E i F; elastične krutosti zidova E, F i G određene su izrazom (4.7). Nakon toga se teorijski određena vrijednost množila s prosječnim koeficijentom raspucanosi ziđa iz pokusa, a koji je iznosio 0,36.



	E	F
EC6	299	585
Tomaževič	388	436
Flores&Alcocer	238	328

Tablica 5.3. Procjena najveće nosivosti zidova E, F

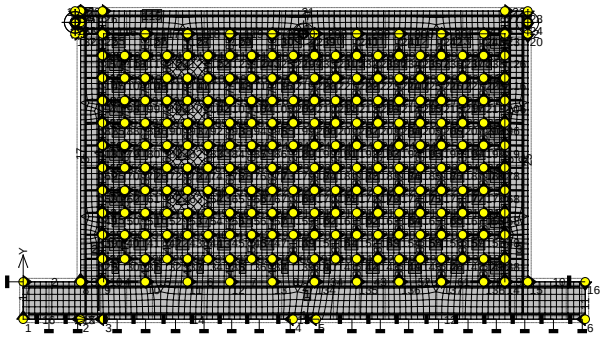
uzorak	K_e^* [kN/mm]/neras.	koef. raspucanosti β [%]	K_e [kN/mm]/raspucanog
E	244,41	36	88
F	517,77	36	186
G	173,77	36	63

Tablica 5.4. Procjena elastične krutosti zidova

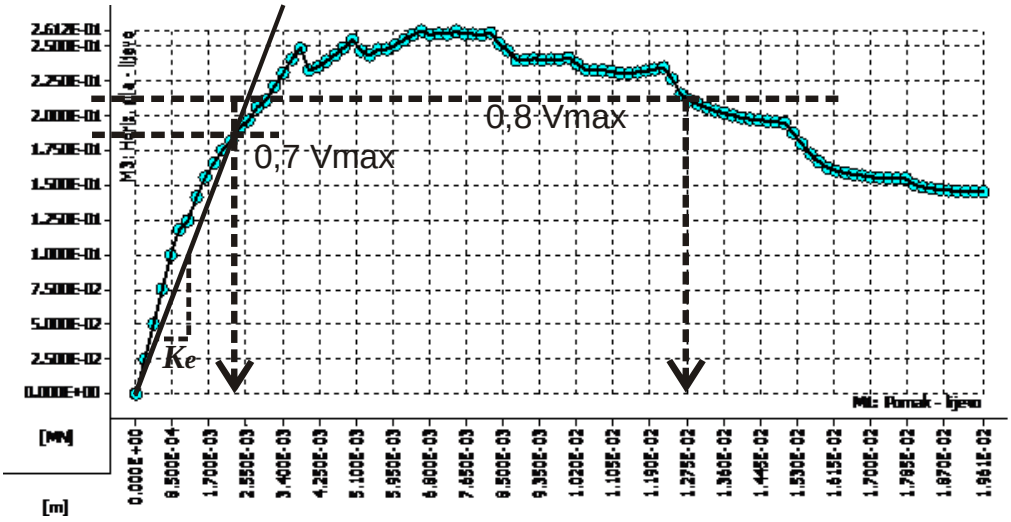
Modeli zidova su obrađeni programom Atena uz jednaka mehanička svojstva materijala kao i zidovi tipa A-D, uz isti tip mreže konačnih elemenata, uz jednak način horizontalnog pomicanja gornjeg ruba zida s jednakim rubnim uvjetima.

5.4.1. Zid E (L/H=0,61)

Mreža konačnih elemenata zida prikazana je crtežom 5.21., a dijagram d-V prikazan je crtežom 5.22.



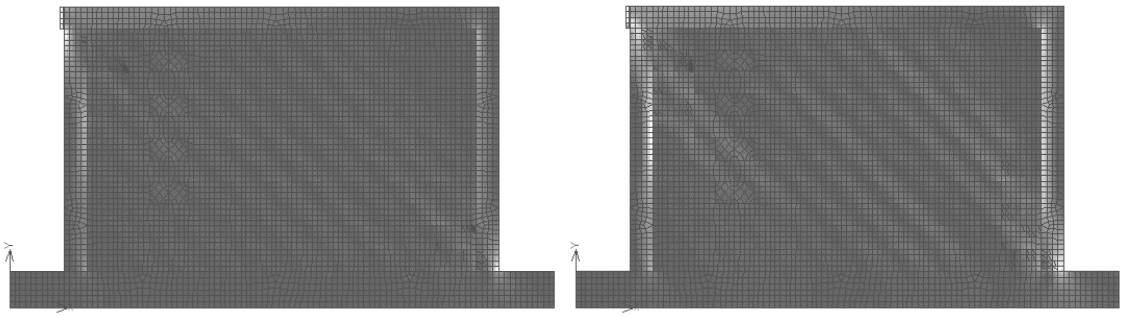
Slika 5.21. Model E, mreža konačnih elemenata



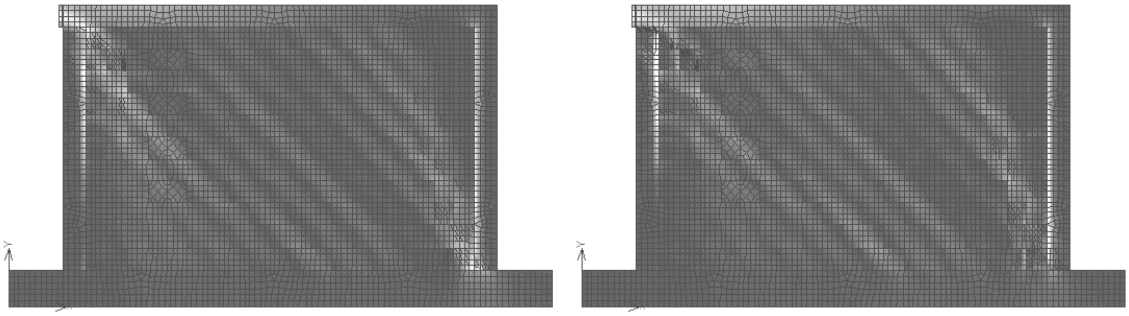
Slika 5.22. Dijagram d-V modela zida E

relativni katni pomak (%)	**0,14**	**0,41**	**0,8**
horizontalni pomak (mm)	2,24	6,8	13
hor. sila V (kN)	183	261	209
elastična krutost (kN/mm)	82		

Tablica 5.5. Vrijednosti elastične krutosti, horizontalnih pomaka i horizontalne sile otpora dobivene numeričkim postupkom modela zida E

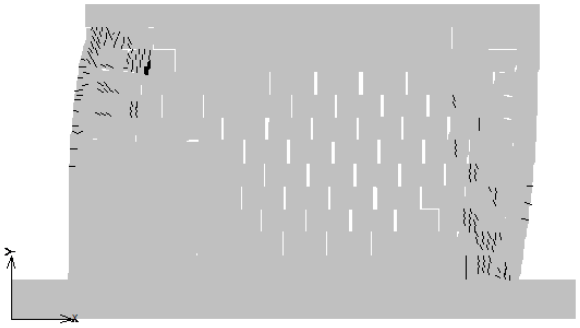


Slika 5.23. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,25% i 0,5% modela zida E



Slika 5.24. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,75% i 1.% modela zida E

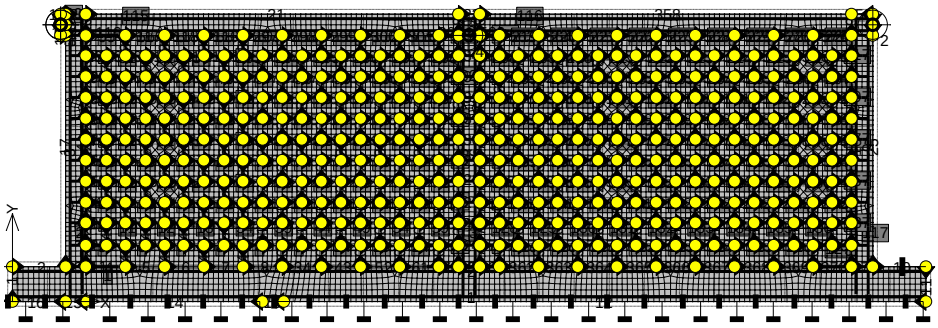
Step 70, MODEL E- sa šipkama tipa C - E13
Cracks: in elements, <1.000E-04; ...), openning: <-6.796E-06;5.169E-03>[m], Sigma_n: <-3.572E+00;2.290E+00>[MPa], Sigma_T: <0



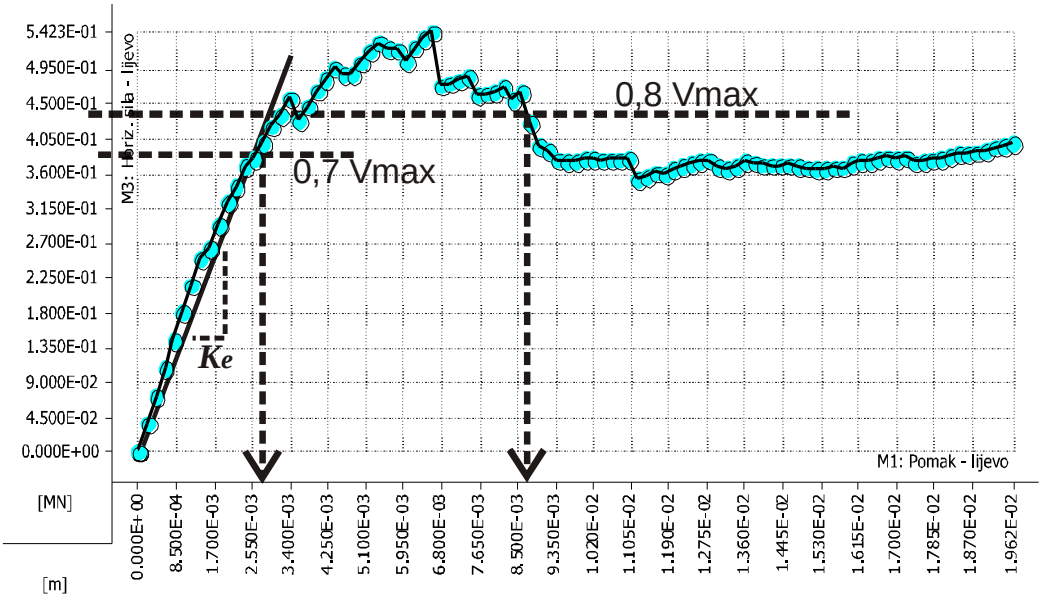
Slika 5.25. Slika deformacija i pukotina većih od 0,1mm pri relativnom katnom pomaku od 1.% (pomaci povećani 10 puta) modela zida E

5.4.2. Zid F (H/L=0,31)

Mreža konačnih elemenata zida prikazana je slikom 5.26., a dijagram d-V prikazan je crtežom 5.27.



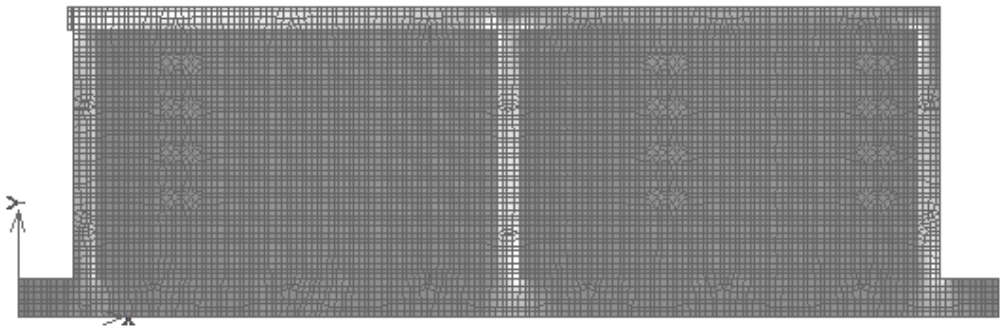
Slika 5.26. Model F, mreža konačnih elemenata



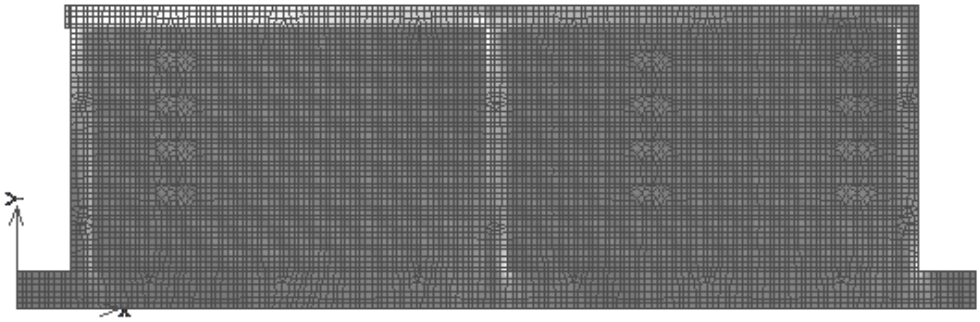
Slika 5.27. Dijagram d-V , model zida F

relativni katni pomak (%)	**0,16**	**0,41**	**0,5**
horizontalni pomak (mm)	2,6	6,8	8,5
hor. sila V (kN)	165	542	434
elastična krutost (kN/mm)	146		

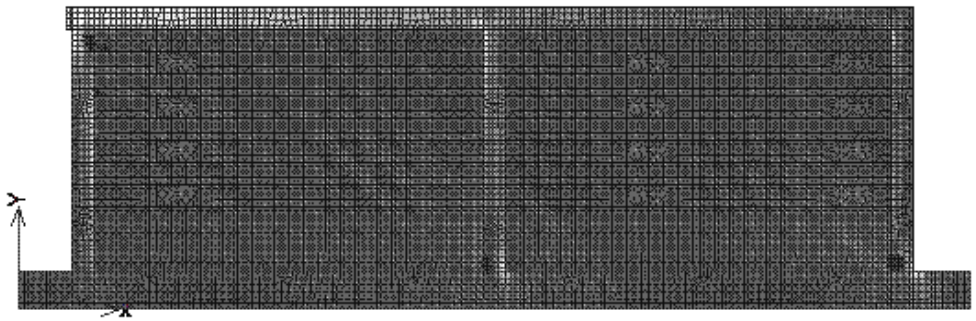
Tablica 5.6. Vrijednosti elastične krutosti, horizontalnih pomaka i horizontalne sile otpora dobivene numeričkim postupkom za model zida F



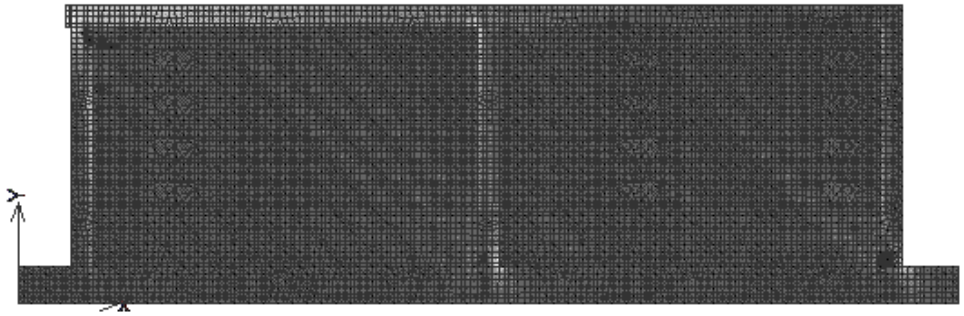
Slika 5.28. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,125% modela zida F



Slika 5.29. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,25% modela zida F



Slika 5.30. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,375 modela zida F

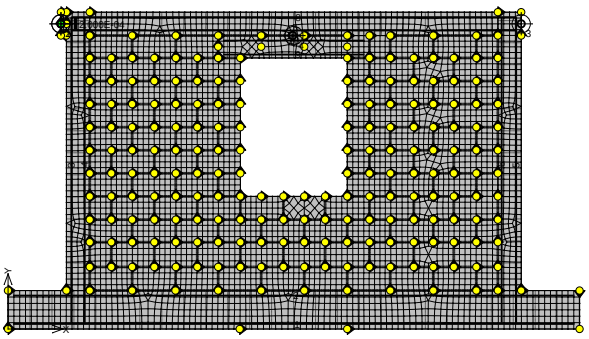


Slika 5.31. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,50% modela zida F

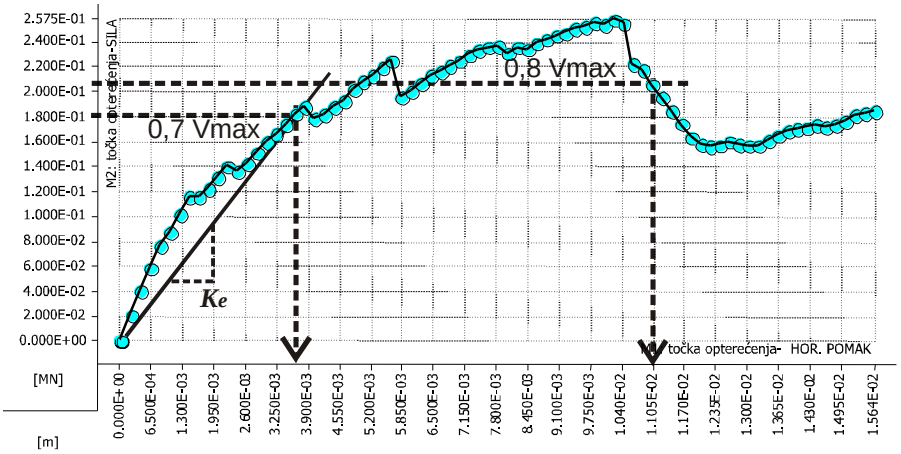
Slika 5.32. Slika deformacija i pukotina većih od 0,1mm pri relativnom katnom pomaku od 0,5.% (hor. pomaci povećani 10 puta) model zida F

5.4.3. Zid G (H/L=0,61, s prozorskim otvorom < 1,5m^2)

Zid G predstavlja model omeđenog zida s otvorom koji je manji od 1,5m^2, a što znači da otvor ne mora biti obrubljen armiranobetonskim vertikalnim serklažima (prema EC-6). Mreža konačnih elemenata zida prikazana je crtežom 5.33., a dijagram d-V prikazan je crtežom 5.34.



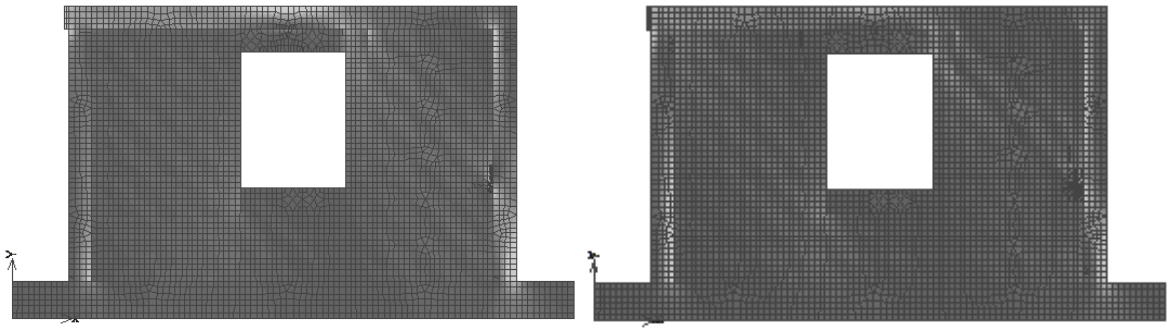
Slika 5.33. Model G, mreža konačnih elemenata



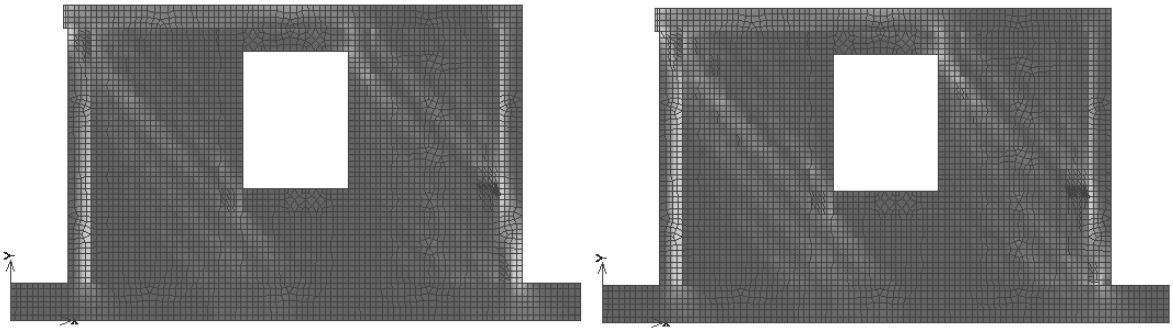
Slika 5.34. Dijagram d-V modela zida G

relativni katni pomak (%)	**0,23**	**0,63**	**0,7**
horizontalni pomak (mm)	3,6	10	11
hor. sila V (kN)	180	258	206
elastična krutost (kN/mm)	50		

Tablica 5.7. Vrijednosti elastične krutosti, horizontalnih pomaka i horizontalne sile otpora dobivene numeričkim postupkom modela zida G

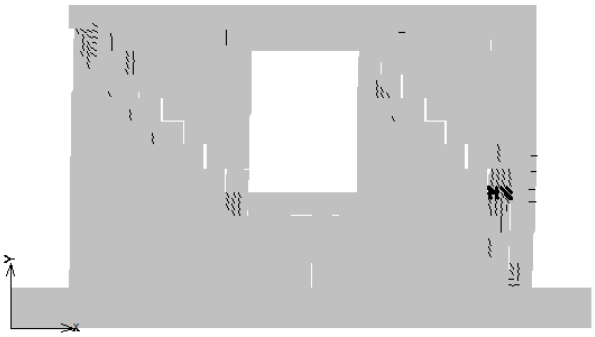


Slika 5.35. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,17% i 0,34% modela zida G



Slika 5.36. Slika glavnih tlačnih naprezanja pri relativnom katnom pomaku od 0,52% i 0,7% modela zida G

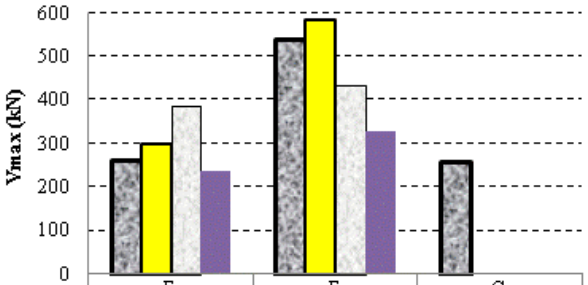
Step 37, MODEL F 1a1
Cracks: in elements, <1.000E-04; ...), openning: <-8.910E-06;3.724E-04>[m], Sigma_n: <-3.642E+00;2.253E+00>[MPa], Sigma_T: <0



Slika 5.37. Slika deformacija i pukotina većih od 0,1mm pri relativnom katnom pomaku od 0,7.% (hor. pomaci povećani 3 puta) modela zida G

5.5. Usporedba rezultata nosivosti i krutosti zidova E, F i G prema EC-6 i preporukama priznatih stručnjaka s vrijednostima iz numeričke analize

Vrijednosti najvećih nosivosti modela zidova E, F i G određene programom Atena i prema EC-6, te preporukama Tomaževiča i Floresa&Alcocera su prikazane u tablici 5.8.



	E	F	G
Atena	261	542	258
EC6	299	585	0
Tomaževič	388	436	0
Flores&Alcocer	238	328	

Tablica 5.8. Usporedba rezultata nosivosti za zidove E, F i G

Očigledno je da u procjeni nosivosti postoji dobro poklapanje s vrijednostima koje propisuje EC-6. Kao i kod eksperimentalnih podataka EC-6 daje nešto veće vrijednosti od veličina dobivenih numeričkom analizom. Precjenjivanje vrijednosti prema EC-6 iznosi prosječno 8% u slučaju usporedbe s eksperimentalnim rezultatima, a u usporedbi s reultatima numeričke analize 10%. Rezultati procjene ostalih dvaju autora daju rezulatate koji se čine nepouzdanim.

Zid	K_e [kN/mm] prema EC-6	K_{e*} [kN/mm] Atena	razlika (%)
E	88	82	-6,82
F	186	146	-21,51
G	63	50	-20,63
prosječno odstupanje vrijednosti num. analize			**-16**

Tablica 5.9. Usporedba rezultata krutosti prema EC-6 i priznatim autorima s rezultatima numeričke analize

Vrijednosti elastične krutosti određene prema EC-8 i umanjene koeficijentom raspucanosti 36% daju prosječno 16% veće vrijednosti od onih dobivenih numeričkom analizom.

5.6. Zaključak

U ovom je poglavlju provedena numerička analiza omeđenih zidova koji su bili prethodno eksperimentalno ispitani. Pri numeričkom postupku korištene su vrijednosti mehaničkih svojstava materijala koje su bile eksperimentalno određene. Vrijednosti krutosti „interface“ elemenata su određene na osnovu u literaturi preporučenih vrijednosti. Za razliku od eksperimentalnog postupka, numerički je provođen preko kontrole pomaka od prvog do posljednjeg koraka. Tako je na osnovu poznatih rezultata eksperimenta na devet ispitanih

uzoraka kalibriran model za numeričku analizu. Nakon što je utvrđeno relativno dobro poklapanje rezultata numeričke analize i eksperimenta, numerička analiza je proširena na tri nova modela zidova: dva puta dulji zid, zid s tri vertikalna serklaža i zid s otvorom manjim od 1,5m^2. Pri tome je razina vertikalnog opterećenja zida ostala nepromijenjena. Na taj je način bilo moguće detaljnije analizirati mehanizam ponašanja omeđenog ziđa. Na osnovu analize koja je provedena numeričkim postupkom, te usporedbe dobivenih rezultata s rezultatima provedenih ispitivanja zidova i odgovarajućih odredbi propisa EC-6, te preporuka priznatih stručnjaka može se zaključiti slijedeće:

- Za omeđeno ziđe numerička analiza programom Atena daje dobre rezultate u procjeni najveće sile otpora V_{max}; prosječno prekoračenje eksperimentalno određenih veličina od 8,43% za ovakovu vrstu konstrukcija i postojeći rasap rezultata pokusa predstavlja zadovoljavajuće točno rješenje.
- Krutosti pojedinih modela A, B i C dobivene numeričkom analizom prosječno premašuju eksperimentalne vrijednosti za 16% što se čini zadovoljavajuće dobrim rješenjem.
- Rezultati dobiveni numeričkom analizom za obje kontrolirane vrijednosti pomaka: d_{Vmax} i d_u premašuju eksperimentalno određene veličine za 33% i 25%. Prema tome, ove se vrijednosti ne bi mogle smatrati pouzdanim rješenjem.
- Za nearmirani zid (model D) rješenja dobivena numeričkom analizom programom Atena podbacuju u odnosu na pokusima određene rezultate za provjeravane veličine, V_{max}, d_{Vmax} i d_u, za 5-8%, iako veličina elastične krutosti premašuje eksperimentalno određenu za 23%.
- Na svim modelima su mehanizmi popuštanja modela slični: otvaranje kosih pukotina uglavnom po vertikalnim sljubnicama morta, a što odgovara eksperimentalno utvrđenim mehanizmima sloma.
- Numerička analiza za zidove sa najvećim dopuštenim razmakom vertikalnih serklaža od dva i tri polja te zid s otvorom, daje vrijednosti elastične krutosti koje u usporedbi s krutostima određenim prema izrazu (4.7) uz koeficijent raspucanosti od 36%, za 6,8%, 21,5% i 20,63% manje.
- Najveće sile otpora V_{max} modela s dva i tri polja ziđa s najvećim dopuštenim razmakom vertikalnih serklaža u usporedbi s vrijednostima određenim prema EC-6 pokazuju dobro poklapanje rezultata: podbačaj od 12,7% za tip E i 7,35% za tip F.

- Zid s otvorom (model G) iako ima očekivano manju krutost od odgovarajućeg punog zida, postiže skoro jednaku vrijednost najveće sile otpora, ali naravno pri znatno većem pomaku od punog zida. Iz toga se može zaključiti da zidovi s otvorima manjim od 1,5m^2 u zgradama s krutim međukatnim konstrukcijama neće obavezno biti najosjetljiviji dijelovi konstruktivnog sustava. Pri tome će parapeti ostati pošteđeni oštećenja i pukotina koje nastaju u međuprozorskim dijelovima zida,

6. POGLAVLJE
PROCJENA OČEKIVANIH POMAKA I RAZINE OŠTEĆENJA VIŠEKATNIH KONSTRUKCIJA PRI DJELOVANJU POTRESA

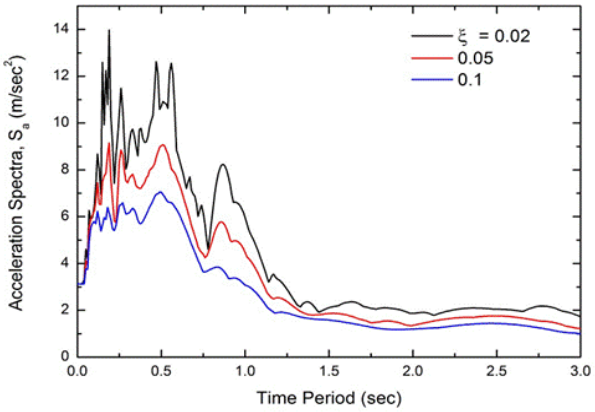
6.1. Općenito

Građevinski inženjeri se bave seizmologijom u mjeri koja im omogućuje predviđanje seizmičkih djelovanja koja će primijeniti pri proračunu konstrukcija. Kako je svaki potres jedinstven po duljini i načinu svojega djelovanja, a vjerojatnost pojave potresa u vijeku trajanja konstrukcije nije velika, potrebno je usvojiti neku opću strategiju koja u prvom redu uzima u obzir nivo oštećenja koji će se dopustiti, a potom i cijeli niz ostalih faktora kao što su: vjerojatnost pojave potresa nekog intenziteta u referentnom povratnom periodu, važnost građevine i njezina namjena, vrsta konstrukcije i materijala od kojega je izvedena.....Pri tome, naravno u obzir treba uzeti i opravdanost cijene objekta pri odgovarajućem nivou pouzdanosti nosivosti konstrukcije. Potrebno je poznavati povijest potresa koji su se događali na određenim područjima kroz dugi niz godina. Geološki podaci o vrsti tla, tektonskim svojstvima i ostalim geološkim osobitostima također daju uvid u očekivano seizmičko ponašanje na određenim područjima. Na taj se način može odrediti vjerojatnost pojave potresa određenog intenziteta u nekom povratnom periodu. To međutim još uvijek ne daje veličinu pomicanja tla na području u kojemu se objekt gradi.

6.2. Spektar odgovora

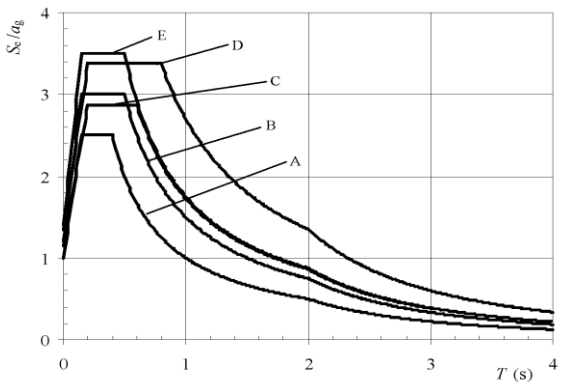
Jedna od metoda koje se primjenjuju u proračunu konstrukcija je primjena nekog od poznatih, zabilježenih akcelerograma. Np. El Centro potres se uzima kao simulacija potresa intenziteta magnitude 7 s točkom epicentra oko 7 km udaljenom od građevine. Ipak, potresi podjednakih magnituda i sličnih udaljenosti epicentra od objekta na konstrukcijama mogu izazvati sasvim različite odzive. Način na koji će konstrukcija odgovoriti na djelovanje potresa ovisi o dinamičkoj pobudi, ali i dinamičkim svojstvima konstrukcije. Prema tome , opis potresa treba vezati za odziv konstrukcije koji će prouzročiti. Tako je Housner (Behavior of Structures during Earthquakes, 1959.) predložio primjenu projektog spektra koji je zaglađen i

predstavlja odnos perioda oscilacija konstrukcije i veličine ubrzanja odziva za razlite veličine prigušenja. Ovaj spektar odgovara najvećim odgovorima konstrukcija (pomaka, brzina ili ubrzanja) za sustave s jednim stupnjem slobode gibanja pri određenom opterećenju. Apscisa obično predstavlja period oscilacija sustava s jednim stupnjem slobode gibanja, a ordinata najveću veličinu odgovora uz određen stupanj prigušenja. U spektru nema podataka o vremenu u kojem će doći do najvećih promatranih vrijednosti (pomaka, brzina ili ubrzanja).

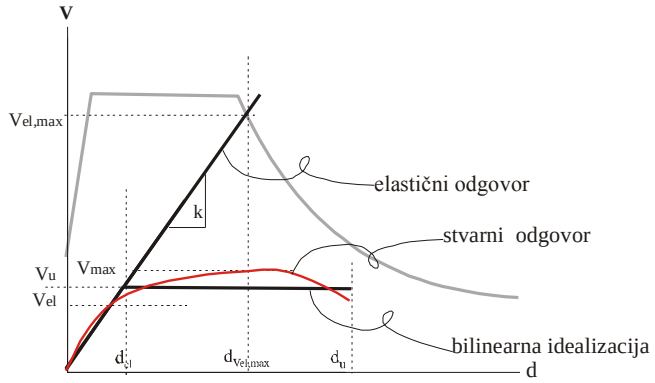


Slika 6.1. Ubrzanja odgovora za konstrikcije s periodima vibracija do 3 sek za tri različita faktora viskoznog prigušenja

Obično su to spektri odgovora ubrzanja koja su osnova za pocjenu veličine sila koje djeluju na konstrukciju koja se ponaša idealno elastično. U klasičnom zaglađenom spektru odgovora razgraničenja područja različitih obrazaca ponašanja usklađena su s praksom na način da se definira nekoliko bitnih točaka. Područje frekvencija većih od 33 Hz se ne razmatra jer građevine ne mogu imati tako niske periode oscilacija. Područje od T_b do T_c je područje konstantnog ubrzanja, a područje T_c do T_d konstantne brzine.



Slika 6.2. Spektar odgovora preporučen u EC-8 za tipove tla od A-E uz 5% prigušenja za tip 1 potresa



Slika 6.3. Prikaz idealno elastičnog, stvarnog i bilinearnog modela odgovora konstrukcije te spektra odgovora

Međutim, u suvremenoj projektantskoj praksi i postupcima predviđanja ponašanja konstrukcija pomaci i deformacije se smatraju značajnijim parametrima od samih sila. Iz esperimentalno određenih histereznih petlji zidova pri horizontalnom cikličkom opterećenju i konstruiranih krivulja nosivosti uzoraka vidljivo je da odnos pomaka i horizontalne nosivosti zidova ima veliko područje otpornosti u nelinearnom području ponašanja materijala. Postojeća praksa, opažanja posljedica potresa na postojećim građevinama, vjerojatnost pojave seizmičkih opterećenja i iskustva u obnavljanju daju praksi aseizmičkog projektiranja dovoljno podataka na osnovu kojih se može, uz dopuštanje odgovarajućeg nivoa oštećenja iskoristiti nelinearno (plastično) ponašanje materijala konstrukcija, a da pri tome sigurnost života ne bude ugrožena. Na taj se način omogućuje da konstrukcije budu ekonomične i istovremeno zadovoljavajuće sigurne. Pri tome se nastoji izbjeći složeni nelinearni proračun, a projektiranje provodi elastičnom analizom, pri čemu se spektar odgovora smanjuje preko „faktora ponašanja“. Po svojoj definiciji faktor ponašanja „q“ je aproksimacija odnosa veličine seizmičkih opterećenja koje bi konstrukcija pretrpjela da se materijal ponaša idealno elastično prema najmanjim seizmičkim opterećenjima koje se može primjeniti u proračunu uobičajenom analizom elastičnog modela, a da pri tome rješenje bude zadovoljavajuće sigurno: nema sloma konstrukcije, a oštećenja su ograničena na zahtjevanu razinu. S obzirom na veliku krutost zidanih zgrada malo je vjerojatno da bi moglo doći do prekoračenja graničnog stanja uporabivosti konstrukcije prije njezinog sloma. U većini slučajeva provjera graničnog stanja nosivosti je dostatna. Stambene zidane zgrade se pretežno izvode pravilnog tlocrta i vertikalne dispozicije tako da njihovo ponašanje tijekom potresnog djelovanja uglavnom ovisi o prvom tonu vibracija. To znači da opterećenje poprečnim horizontalnim silama daje zadovoljavajuće dobra rješenja. Faktor ponašanja u sebi treba sadržavati sve

pojave koje nastaju u nelinearnom području ponašanja konstrukcije. Dakako da vrijednost ovog parametra ne ovisi samo o vrsti konstrukcije, kako to trenutno klasificiraju europski, a u skladu s njima i hrvatski propisi (tablice 6.1. i 6.2.), nego sigurno ovisi i o vrsti ugrađenih zidnih elemenata, načinu zidanja, vrsti i kvaliteti morta, te pravilnosti i koncepciji vertikalne i horizontalne dispozicije zgrade. Propisi EC-8 pri propisivanju veličine faktora ponašanja uzimaju u obzir samo duktilitet ponašanja, pri čemu je potpuno zanemaren utjecaj faktora povećanja nosivosti (OSR) koji bi u sebi trebao sadržavati cijeli niz različitih utjecaja na ponašanje konstrukcije uslijed potresnog opterećenja (Megenes, 2006).

Način gradnje	**Faktor ponašanja *q***
Nearmirano ziđe izvedeno u skladu s EC-6 u područjima niske seizmičnosti	1,5
Nearmirano ziđe	1,5-2,5
Omeđeno ziđe	2,0-3
Armirano ziđe	2,5-3

Tablica 6.1. Vrijednosti faktora ponašanja prema prEN1998-1:2003. (tablica 9.1)

Način gradnje	**Faktor ponašanja *q***
Nearmirano ziđe	1,5
Omeđeno ziđe	2,0
Armirano ziđe	2,5

Tablica 6.2. Vrijednosti faktora ponašanja prema HRN ENV 1998-1-3:2005. (tablica 5.1)

Prema EC-8 analiza konstrukcije na seizmička djelovanja može se provoditi na na dva bitno različita načina

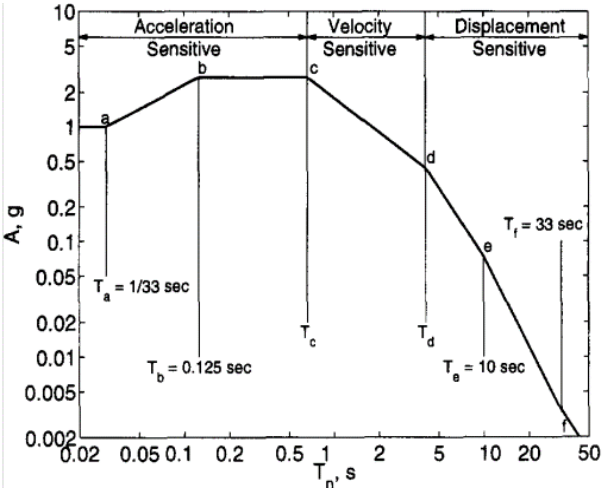
a) linearno-elastičnim modelom ponašanja i to:
   - a1. analizom horizontalnog opterećenja,
   - a2. modalnom analizom;

b) nelinernim modelom
   - b1. nelinearnom statičkom analizom (pushover),
   - b2. nelinearnom analizom uz opterećenje zadano kao funkcija vremena.

Odabir postupka analize konstrukcije ovisi o složenosti konstrukcije i važnosti objekta.

6.3. Postupci određivanja očekivanih pomaka

Newmark i Hall proučavajući elastični spektar odgovora na potres El Centro uočili su da se spektar odgovora, bez obzira na svoj nepravilni oblik, može dobro idealizirati tako da ima područja konstantnog spektralnog pomaka, pseudo-spektralne brzine i pseudo-spektralnog ubrzanja (crtež 6.4.).



Slika 6.4. Newmark-Hallov elastični spektar

Uspostavili su odnos između amplituda spektralnih vrijednosti i najvećih vrijednosti pomicanja tla.

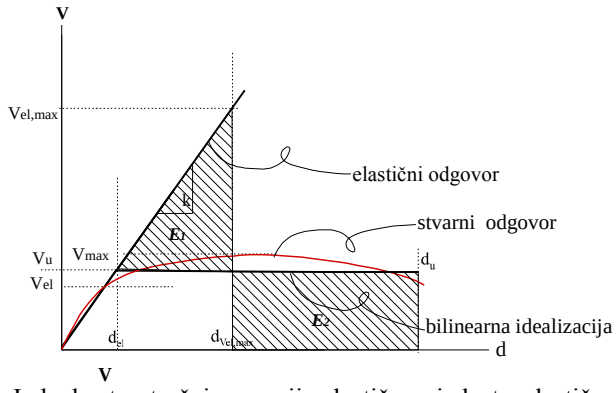
$$S_d = F_{ad} \cdot d_{tmax} \quad \text{.....(6.1.)}$$

$$S_v = F_{av} \cdot v_{tmax} \quad \text{.....(6.2.)}$$

$$S_a = F_{aa} \cdot d_{tmax} \ , \quad \text{.....(6.3.)}$$

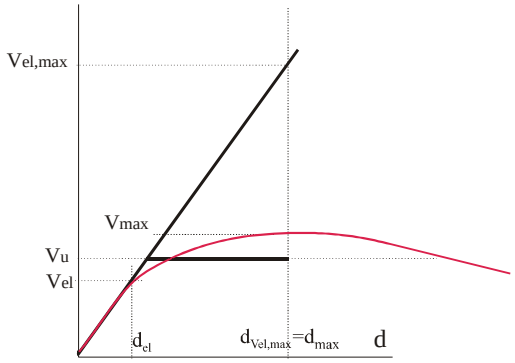
gdje su F_{ad}, F_{av} i F_{aa} faktori amplifikacije, S_d, S_v i S_a spektralne vrijednosti pomaka, brzina i ubrzanja, a d_{tmax}, v_{tmax} i a_{tmax} vršne vrijednosti pomaka, brzina i ubrzanja tla. Statističkom obradom velikog broja potresa odredili su veličine spektralnih amplifikacijskih faktora za horizontalna pomicanja tla za različite faktore prigušenja uz odgovarajuću pouzdanost rješenja. Spektar odgovora elasto-plasičnih sustava nadogradili su na dotadašnja saznanja te uočili da postoje tri bitno različita područja spektra odgovora ovisno o periodima slobodnih oscilacija konstrukcija:

- u području niskih vrijednosti perioda oscilacija elastični i neelastični sustavi su pod djelovanjem jednakih sila;
- u nekom srednjem području frekvencija pravilo održanja energije daje dobre približne vrijednosti (Slika 6.5.);



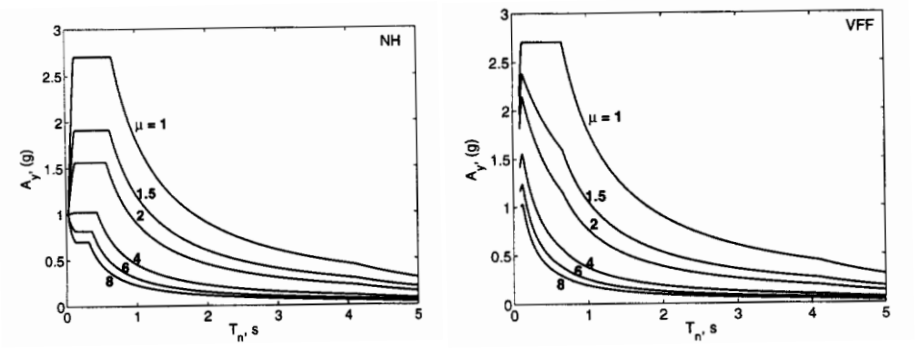
Slika 6.5. Jednakost potrošnje energije elastičnog i elasto-plastičnog sustava

- u području velikih vrijednosti perioda oscilacija elastični i neelastični sustavi imaju približno jednake najveće pomake (Slika 6.6.).



Slika 6.6. Jednakost najvećeg pomaka elastičnog i elasto-plastičnog sustava

Poslije Newmark-Hallove metode u posljednja dva desetljeća razvilo se nekoliko postupaka za određivanje neelastičnog spektra odgovora: Riddel, Hidalgo i Cruz (1989), Tso i Naumoski (1991), Krawinkler i Nasar (1992), Vidic, Fajfar i Fischinger (1994), , Miranda i Betrero (1994), Chopra i Goel (1999).



Slika 6.7. Spektri odgovora za različite faktore duktiliteta prema a) Newmarku i Hallu i b) Vidicu, Fajfaru i Fischingeru

Ovi postupci se provode u nekoliko koraka uz određena pojednostavljenja. Ali u pravilu, svi se sastoje u tome da se relativno jednostavnim postupkom, na osnovu kapaciteta nosivosti i dijagrama odgovora odrede najveće deformacije elasto-plastične konstrukcije s jednim stupnjem slobode gibanja. Promjene početnih perioda oscilacija uslijed pojave nelinearnog ponašanja ne uzimaju se u obzir. To naravno ne odgovara stvarnom stanju jer s povećanim oštećenjem konstrukcije opadaju krutosti što izravno utječe na promjenu perioda oscilacija i povećanje prigušenja.

Shibata i Sozen pristupaju problemu tako da se zahtjevani pomak na vrhu zgrade određuje preko prigušenog elastičnog spektra i sekantne krutosti. Ekvivalentna krutost je ovisna o zahtjevanom pomaku vrha zgrade i počiva na činjenici da kapacitet nosivosti i seizmički odgovor nisu međusobno neovisni. Ovome postupku je najveći problem kako odrediti visoko-prigušeni spektar, s obzirom da u konstrukciji prigušenje nastaje iz dva osnovna uzroka: kao viskozno prigušenje konstrukcije i kao histerezno prigušenje koje je ovisno o traženom duktilitetu. Shibata i Sozen su na osnovu obrade velikog broja eksperimenata predložili formulu za određivanje ekvivalentnog viskoznog prigušenja jednostupnjevnih armirano-betonskih okvira:

$$\beta_{equ} = 20 \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_u}} \right) + \beta_v \qquad \text{.....(6.4.)}$$

gdje je μ_u granični faktor duktiliteta , a β_v viskozno prigušenje odgovarajuće elastičnom odgovoru.

Andres Lepage je u doktorskom radu (1997) na temelju radova M.Sozena i K.Shimazakia, razvio postupak protupotresnog projektiranja armiranobetonskih zgrada na osnovu provjere relativnog međukatnog pomaka. Nelinearni pomaci određuju se na linearnom modelu. Ispravnost postupka je provjerena eksperimentalnim i analitičkim podacima nelinearnih dinamičkih odgovora jednostupnjevnih i višestupnjevnih modela. Postupak je razvijen na armiranobetonskim zgradama male i srednje katnosti, s pravilnom razdiobom masa i krutosti po visini. Studija obuhvaća zgrade okvirnog tipa, građevine u kojima su zidovi nosiva konstrukcija ili njihove kombinacije. Pri tome torzioni utjecaji i vertikalna komponenta potresne pobude nisu razmatrani. U radu su razmatrane samo situacije kada su zgrade dovoljno daleko od epicentra potresa, a prigušenje manje od 20%. Iako se temelji na rezultatima ispitivanja armirano-betonskih, autor preporučuje postupak i za određivanje

očekivanih pomaka konstrukcija sličnog načina ponašanja. U ovome radu će postupak biti primijenjen za analizu ponašanja zidane konstrukcije, uz primjenu krutosti zida koje su prethodno eksperimentalno određene, te prošireno na višeetažne objekte s različitim gustoćama nosivog ziđa. Metoda se temelji na slijedećim teorijskim postavkama.

Spektar odgovora u linearnom području ponašanja konstrukcije prikazuje se krivuljama spektralnih pomaka koji po svojoj definiciji predstavlja krivulju u kojoj je najveća veličina odgovora jednostupnjevnog sustava funkcija njegovog perioda vibracija, prigušenja i potresnog opterećenje.

$$\left|d(t)\right|_{max} = S_d(\xi;\omega_o) \qquad .....(6.5)$$

Na isti se način mogu izraziti veličine spektralne brzine i spektralnog ubrzanja:

$$\left|\dot{d}(t)\right|_{max} = S_v(\xi;\omega_o) \qquad .....(6.6.)$$

$$\left|\ddot{d}(t)\right|_{max} = S_a(\xi;\omega_o). \qquad .....(6.7.)$$

Pseudobrzina i pseudoubrzanje se definiraju kao:

$$S_{pv} = \frac{2\pi}{T}\cdot S_d(\xi;\omega_o) \qquad .....(6.8.)$$

$$S_{pa} = \left(\frac{4\pi^2}{T^2}\right) S_d(\xi;T). \qquad .....(6.9.)$$

gdje je:

ξ = koeficijent viskoznog prigušenja

ω_o = kružna frekvencija neprigušenih oscilacija.

Veličina spektralne brzine može poslužiti za određivanje veličine najveće energije deformacija konstrukcije, a veličina spektralnog ubrzanja je u izravnoj vezi s najvećom vrijednošću posmične sile. Ako je sustav neprigušen veličina spektralnog ubrzanja jednaka je spektru ubrzanja. U radu je usvojena pretpostavka relativno malog prigušenja, odnosno metoda je primjenjiva ako je prigušenje konstrukcije manje od 20%. Tada je $S_a = S_{pa}$. Prema studijama Newmarka i Halla faktor amplifikacije ubrzanja u slučaju 2% prigušenja iznosi 3,66 (vjerojatnost + jedna standardna devijacija), a u ovom radu je uzeta s vrijednošću

3,75 koji prema postojećim istraživanjima odgovara širokom spektru različitih potresa (Shibata 1975.). Tako se može odrediti zaglađeni spektar odgovora ubrzanja kao:

$$S_a' = \begin{cases} F_a \cdot a_g \cdot g & T < T_g \\ F_a \cdot a_g \cdot g \cdot \dfrac{T_g}{T} & T \geq T_g \end{cases} \qquad \text{.....(6.10.)}$$

gdje su: a_g =najveće ubrzanje tla normalizirano gravitacijom;

g = gravitacija Zemlje;

T_g = karakteristični period gibanja tla, najniži period pri kojem uložena energija poprima stalnu vrijednost

To bi značilo da se za periode manje od T_g odgovor ubrzanja može smatrati konstantnim, a za periode veće od T_g odgovor brzina ne ovisi o promjenama perioda oscilacija. Linearni spektar odgovora pomaka je tada:

$$S_d' = \begin{cases} \dfrac{F_a \cdot a_g \cdot g}{(2\pi)^2} \cdot T^2 & T < T_g \\ \dfrac{F_a \cdot a_{g\cdot} \cdot g \cdot T_g}{(2\pi)^2} \cdot T & T \geq T_g \end{cases} \qquad \text{.....(6.11.)}$$

Ako se jednadžbe 6.8. i 6.9. uvrste u izraze za idealizirani odgovor linearnog ponašanja, te uvede veličina

$$D_g = \frac{F_a \cdot \alpha \cdot g \cdot T_g{}^2}{4\pi^2} \qquad \text{.....(6.12.)}$$

koja predstavlja odgovor ubrzanja linearnog oscilatora perioda T_g uz faktor prigušenja 2%, nastaju izrazi za određivanje linearnih spektralnih pomaka:

$$S_d = \begin{cases} D_g \cdot \left(\dfrac{T_{eff}}{T_g}\right)^2 & T_{eff} < T_g \\ D_g \cdot \dfrac{T_{eff}}{T_g} & T_{eff} \geq T_g \end{cases} \qquad \text{.....(6.13.)}$$

gdje je T_{eff} je efektivni početni period, uzet s vrijednošću $\sqrt{2}\cdot T$ perioda neraspucane konstrukcije. Karakteristična točka T_g se definira kao najniži period pri kojem uložena energija, uz prigušenje od 10%, prestaje opadati ili rasti, odnosno stabilizira svoju vrijednost. Uložena energija se dobiva iz vremenskog zapisa pomicanja tla,

$$\delta E_i = F \cdot \delta(d) = m\ddot{d}_s \cdot v\delta t \Rightarrow \quad E_i = \int_0^t m \cdot \ddot{d}_t \cdot \dot{d}_k \cdot dt \qquad .....(6.14.)$$

Spektar energije predstavlja najveću uloženu energiju i može se izraziti preko vrijednosti ekvivalentne brzine $v_{ekv} = \sqrt{\frac{2 \cdot E_i}{m}}$. Ekvivalentna brzina predstavlja najveću moguću brzinu koju bi postigao neprigušeni oscilator. Spektar energije služi za određivanje karakterističnog perioda osciliranja tla T_g. T_g se definira kao najniži period u kojemu spektar energije uz prigušenje 10% postaje stabilne veličine. Ovakva definicija T_g daje vrijednosti koje približno odgovaraju periodu T_c. Razlog korištenja energetskog spektra za definiranje T_g je taj što nelinearni odgovor konstrukcije produljuje period osciliranja, a time i uloženu energiju te se nelinearni sustav treba dodatno pomicati da utroši uloženu energiju. Iz prikazanog se može zaključiti da i za linearne i nelinearne sustave s početnim periodima većim od T_g uložena energija ostaje približno jednaka, tj. najveći pomaci su im približno jednaki. Nelinearni odgovor na potresno djelovanje dobije se kao:

$$D_{max} = S_d \cdot DR \qquad .....(6.15.)$$

Faktor pomaka DR može se izraziti kao:

$$DR = \begin{cases} \dfrac{1}{TR} & T_{eff} < T_g \\ 1 & T_{eff} \geq T_g \end{cases} \qquad .....(6.16.)$$

gdje je TR omjer perioda konstrukcije i karakterističnog perioda gibanja tla. Uz pretpostavku da osnovni vlastiti oblik ima značajno veći udjel u ukupnom horizontalnom pomaku, tj. utjecaj viših vlastitih oblika oscilacija je zanemariv, pomaci višestupnjevnog sustava linearnog modela mogu se odrediti modalnom analizom kao:

$$D_{max,i} = \frac{F_a \cdot a_g \cdot g \cdot T_g \cdot T}{4\pi^2} \cdot \Gamma \cdot \Phi_i \qquad .....(6.17.)$$

gdje je

$D_{max,i}$ = najveći pomak na razini „i“,

Γ = faktor sudjelovanja osnovnog vlastitiog oblika,

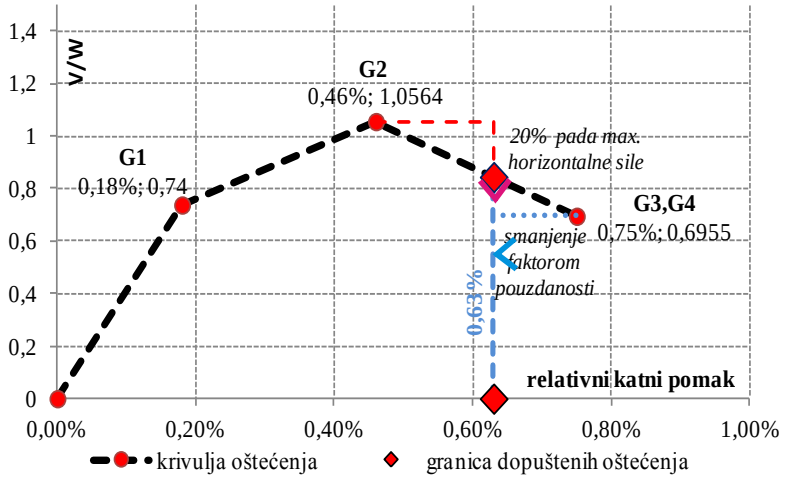
Φ_i = ordinata osnovnog vlastitig oblika na razini „i“.

6.4. Proračun očekivanih pomaka i razina oštećenja

U cilju proširenja istraživanja ponašanja omeđenog ziđa pri cikličkom horizontalnom opterećenju, a na osnovu eksperimentalno dobivenih podataka o krutosti konstrukcije, numeričkom simulacijom metodom koju u doktorskom radu predlaže Andres Lepage određeni su očekivani najveći pomaci, odnosno razine oštećenja na grupi modela zgrada od dvije do pet etaža. Pri tome su osim katnosti mijenjane i gustoće ziđa u granicama 2-6%. Na taj je način simulirano ponašanje 30 zgrada, od jednoetažnih do petetažnih, te podvrgnuto djelovanju triju različitih razina intenziteta potresa. Određene su veličine najvećih očekivanih pomaka, razine oštećenja i krivulje oštetljivosti. Tako dobiveni podaci su objedinjeni po različitim kriterijima ulaznih podataka i izlaznih rezultata.

6.4.1. Razine oštećenja i procjena graničnog relativnog katnog pomaka

Eksperimentalno određene (s obzirom da postojećim propisima nije dopušteno izvoditi zidove na način kako je izveden tip uzoraka A) krivulje ovisnosti horizontalne sile normalizirane na vertikalno opterećenje uzorka i relativnog katnog pomaka određena je kao srednja vrijednost rezultata uzoraka B i C. S obzirom da uzorci nisu ispitani do potpunog rušenja nema određene eksperimentalne vrijednosti pomaka koja bi odgovarala G5 razini oštećenja. Dopuštena je veličina katnog pomaka koja odgovara 20% pada najveće horizontalne sile otpora. Normalizirana krivulja oštećenja i granica dopuštenog relativnog katnog pomaka pri horizontalnoj sili otpora koja je pala na 80% svoje najveće vrijednosti prikazane su na slici 6.10. Na taj način se dobiva dopuštena razina najvećih oštećenja pri relativnom katnom pomaku od 0,63%.



Slika 6.8. Normalizirana krivulja oštećenja

Prema kriterijima HRN EN 1998-3:2011 ukoliko se oštećenja stupnja G3,G4 smatra graničnim stanjem znatnih oštećenja (ZO), uz razinu znanja 2 (RZ2), faktor povjerenja bi iznosio FPRZ2=1,2. Ukoliko se relativni katni pomak G3,G4 smanji u omjeru veličine faktora povjerenja dobiva se jednaka veličina graničnog relativnog katnog pomaka od 0,63% (0,75/1,2). Ova razina oštećenja će se dalje nazivati znatnim oštećenjem građevine.

6.4.2. Očekivani pomaci

6.4.2.1. Odabrana potresna djelovanja

Za analizu ponašanja omeđenih zidanih konstrukcija odabrane su tri grupe od po sedam potresa intenziteta koji odgovaraju području VII, VIII i IX potresne zone. Zapisi potresa koji prema EC-8 svojim elastičnim spektrom odgovaraju tipu 1, s prigušenjem 2%, u različitim tipovima tla preuzeti su iz doktorske disertacije Gorana Gazića „ Ponašanje neduktilnih armirano-betonskih okvirnih konstrukcija sa zidanom ispunom na djelovanje potresa“ (2014). Za proračunsko ubrzanje temeljnog tla 0,1g odabrani su potresi čije su vrijednosti vršnih ubrzanja u granicama 0,1- 0,2g; za proračunsko ubrzanje temeljnog tla 0,2g odabrani su potresi čije su vrijednosti vršnih ubrzanja u granicama 0,2-0,3g; za proračunsko ubrzanje temeljnog tla 0,3g odabrani su potresi čije su vrijednosti vršnih ubrzanja u granicama 0,3-0,5g. Osnovne karakteristike odabranih potresa: spektri energije, idealizirani spektri ubrzanja i pomaka te karakteristične vrijednosti perioda T_g određene su u navedenoj disertaciji u prilogu B, a prikazane su u tablici 6.3.

naziv potresa	**opis potresa**					
	α_g	T_g (sek)	magnituda (MW)	udaljenost epicentra (km)	kategorija tla	**EC8**
South Iceland	0,114	0,49	6,4	14	A	**tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g**
Izmit_y	0,112	0,43	7,6	96	C	
Alkion_y	0,118	0,4	6,3	25	C	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	6,9	48	B	
Spitak_y	0,18	0,35	6,7	36	C	
Lazio Abruzo_x	0,1	0,25	5,9	5	A	
Campano Lucano_y	0,177	0,49	6,9	23	A	
Northridge_y	0,217	0,35	6,7	20	C	**tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g**
NW Kiushu_x	0,235	0,54	6,6	26	C	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	6,1	13	C	
Christchurch_x	0,286	0,58	6,2	14	C	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	6	16	C	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	6,1	13	C	

NW Kiushu	0,275	0,58	6,6	26	C	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	6,5	27	C	**tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g**
L'Aquila_y	0,479	0,2	6,3	4	B	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	6,9	30	C	
Friuli	0,309	0,6	6,4	22	B	
NW Kagoshima	0,315	0,71	6	15	C	
Darfield	0,315	0,42	7,1	18	C	
Darfield_y	0,43	0,27	7,1	18	C	

Tablica 6.3. Osnovni parametri odabranih potresnih djelovanja

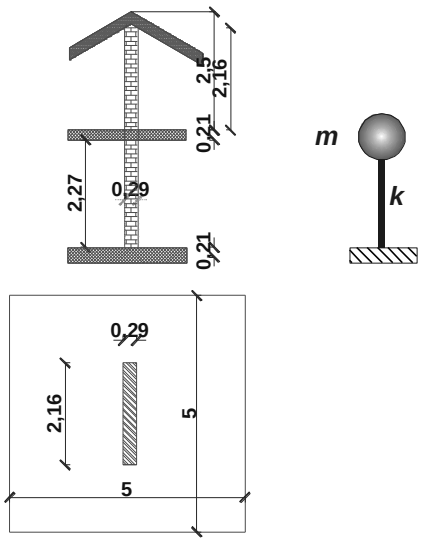
6.4.2.2. Opis modela

Masa prototipa s jednim stupnjem slobode određena je kao zbroj pripadajuće mase zida, međukatne konstrukcije i krova. Krutost zida dobivena je preko odgovarajućeg faktora preslikavanja iz eksperimentalno određene vrijednosti na uzorku. Faktor preslikavanja sa uzorka na prototip za frekvenciju iznosi S_i^{-1}, što za primjenjeno mjerilo znači:

$$\omega_{uzorka} \cdot \frac{1}{1{,}5} = \omega_{prototipa} \Rightarrow \sqrt{\frac{K_{uzorka}}{m_{uzorka}}} \cdot \frac{1}{1{,}5} = \sqrt{\frac{K_{prototipa}}{m_{prototipa}}} \qquad \text{..... (6.18)}$$

Veličine ukupne mase prototipa i uzorka određene su za jednostupnjevni i dvostupnjevni model te poslije primjenjene na ostalim modelima. Veličine prosječne krutosti uzorka određene su u 6.16. Dimenzije jednostupnjevnog modela prototipa prikazane su na slici 6.11. Ukupna opterećenja vlastite težine zida, međukatne konstrukcije i krova uzete su jednako kao pri određivanju vertikalnog opterećenja prototipa ispitanog zida.

- Tavan stalno djelovanje g_k=4 kN/m^2, promjenjivo q_k=1 kN/m^2
- Krov stalno djelovanje g_k=1 kN/m^2, promjenjivo q_k=1 kN/m^2
- Vlastita težina zida 12 kN/m^3



Slika 6.9. Prototip s jednim stupnjem slobode

Vertikalno opterećenje je određeno prema EC8 s koeficijentima: koeficijent „nazovimo“ stalnog djelovanja $\psi_2 = 0{,}3$ (stanovi, uredi), koeficijent $\varphi = 1{,}0$ (krov i tavan).

v.t. zida	$\left(\frac{2{,}265}{2} + 0{,}21 + 2{,}156\right) \cdot 0{,}285 \cdot 12 \cdot 2{,}16$	25,8	kN
krov	(1*1+0.3*1*1)*25=	32,5	kN
međukatna konstr. tavana	(1*4+0,3*1*1)*25=	107,5	kN
ukupno		165,8	kN
masa		16,9	t

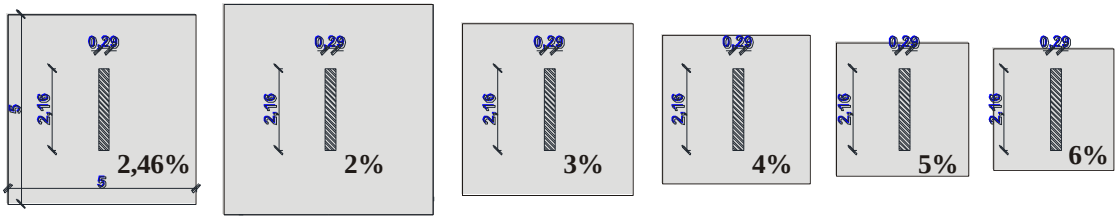
Tablica 6.4. Proračun mase prototipa

U poglavlju 4.8.5. je eksperimentalno određena prosječna krutost raspucanog uzorka od 36 kN/mm, a neraspucani presjek prema 4.7. iznosi 100,39 kN/mm. S ovim vrijednostima je određena kružna frekvencija prototipa :

$$\omega_{prototipa} = \frac{1}{1{,}5} \cdot \sqrt{\frac{36000}{7{,}11}} = \sqrt{\frac{k_{prototipa}}{16{,}9}} \Rightarrow k_{prototipa} = 38025\ kN/m \quad \text{.....(6.19.)}$$

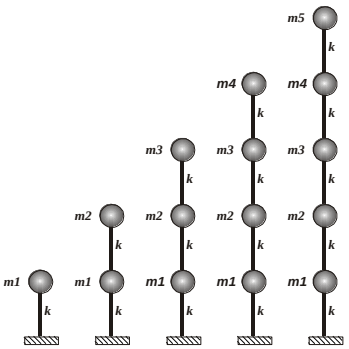
$$\omega_{prototipa} = \frac{1}{1{,}5} \cdot \sqrt{\frac{100039}{7{,}11}} = \sqrt{\frac{k_{prototipa}}{16{,}9}} \Rightarrow k_{prototipa} = 105642\ kN/m \quad \text{.....(6.20.)}$$

Analiza je proširena na kontrukcije prototipa jednokatnog, dvokatnog, trokatnog, četverokatnog i peterokatnog modela, pri čemu je za pojedine katnosti zgrade mijenjana veličina pripadajuće međukatne konstrukcije, tako da je udio zida u ukupnoj tlocrtnoj ploštini iznosio 2%, 2,46%, 3%, 4%, 5% i 6%. Ispitani uzorak odgovara prototipu s udjelom površine



Slika 6.10. Promjena ploštine međukatne konstrukcije pripadajuće zidu

zida u bruto tlocrtnoj pripadajućoj površini zida od 2,46%. Na taj način je stvorena grupa od trideset različitih modela od kojih je svaki opterećen sa po tri grupe od po sedam potresnih djelovanja koji su svrstani u grupe proračunskog ubrzanja tla od 0,1 g, 0,2g i 0,3g.



Slika 6.11. Promjena katnosti prototipa

6.4.2.3. Veličine najvećih očekivanih pomaka

Na modelima s koncentriranim masama u razinama pojedinih etaža određene su veličine vlastitih vektora i perioda slobodnih oscilacija za sustave s slobodom gibanja masa u horizontalnom smjeru, te faktora sudjelovanja prvog vlastitog oblika $\boldsymbol{\Gamma_1}$. Utjecaj viših oblika oscilacija je zanemaren. Vlastite vrijednosti dobivene su iz karakterističnih jednadžbi:

$$\left\{[K]-\omega_i{}^2[M]\right\}\cdot\Phi_i=0\ , \qquad \text{.....(6.21.)}$$

gdje su matrice masa i matrice krutosti:

$$[M]=\begin{bmatrix} m1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & ... & 0 \\ 0 & 0 & 0 & ... \end{bmatrix} \quad \& \quad [K]=\begin{bmatrix} 2k & -k & 0 & 0 \\ -k & 2k & -k & 0 \\ 0 & ... & ... & ... \\ 0 & 0 & -k & k \end{bmatrix}, \qquad \text{.....(6.22.)}$$

ω_i su vlastite kružne frekvencije, a Φ_i vlastiti oblici. Faktor sudjelovanja prvog vlasititog oblika je:

$$\Gamma_1=\frac{\Sigma m_i\cdot\Phi_{1i}}{\Sigma m_i\cdot\Phi_{1i}{}^2} \qquad \text{..... (6.23.)}$$

ProbIem je riješen primjenom računalnog programa MatLab. Mase pojedinih etaža i određene vlastite vrijednosti, te periodi slobodnih oscilacija prikazane su u tablici 6.5.

Konačne vrijednosti najvećih pomaka pojedinih etaža određene su kao:

$$D_{max,i} = \Gamma_1 \cdot \Phi_i \cdot \frac{F_a \cdot \alpha \cdot g \cdot T_g}{4\pi^2} \cdot T \qquad \text{.....(6.24.)}$$

S obzirom da se u ovako pravilnim konstrukcijama najveći relativni katni pomaci obavezno događaju u prizemlju, to je određen odgovarajući pomak prve etaže iz pripadajućih vlastitih vrijednosti prvog tona oscilacija.

					svojstveni vektor 1. oblika oscilacija				
	udio zida (%)	**ω_1 (1/sek)**	**T_1 (sek)**	**Γ_1**	**Φ_1**	**Φ_2**	**Φ_3**	**Φ_4**	**Φ_5**
jedna etaža	**m1**= 20,18t; 16,9 t; 14,33t; 11,41t; 9,65t; 8,48t								
	2	43,41	0,14	1	1	-	-	-	-
	2,46	47,43	0,13	1	1	-	-	-	-
	3	51,51	0,12	1	1	-	-	-	-
	4	57,73	0,11	1	1	-	-	-	-
	5	62,77	0,10	1	1	-	-	-	-
	6	66,96	0,09	1	1	-	-	-	-
dvije etaže	**m1**= 15,33t; 12,74t; 10,83;t; 8,6t; 7,25t; 6.353t **m2**= 20,18t; 16,9 t; 14,33t; 11,41t; 9,65t; 8,48t								
	2	27,73	0,23	1,14	0,59	1	-	-	-
	2,46	30,33	0,21	1,14	0,59	1	-	-	-
	3	32,93	0,19	1,14	0,59	1	-	-	-
	4	36,92	0,17	1,14	0,59	1	-	-	-
	5	40,15	0,16	1,14	0,59	1	-	-	-
	6	42,85	0,15	1,14	0,59	1	-	-	-
tri etaže	**m1**= **m2**=15,33t; 12,74t; 10,83;t; 8,6t; 7,25t; 6.353t **m3**= 20,18t; 16,9 t; 14,33t; 11,41t; 9,65t; 8,48t								
	2	20,45	0,31	1,20	0,42	0,78	1	-	-
	2,46	22,37	0,28	1,20	0,42	0,78	1	-	-
	3	24,29	0,26	1,20	0,42	0,78	1	-	-
	4	27,24	0,23	1,20	0,42	0,78	1	-	-
	5	29,63	0,21	1,20	0,42	0,78	1	-	-
	6	31,64	0,20	1,20	0,42	0,78	1	-	-
četiri etažae	**m1**= **m2**=**m3**=15,33t; 12,74t; 10,83;t; 8,6t; 7,25t; 6.353t **m4**= 20,18t; 16,9 t; 14,33t; 11,41t; 9,65t; 8,48t								
	2	16,23	0,39	1,22	0,33	0,63	0,86	1	-
	2,46	17,75	0,35	1,22	0,33	0,63	0,86	1	-
	3	19,26	0,33	1,22	0,33	0,63	0,86	1	-
	4	21,61	0,29	1,22	0,33	0,63	0,86	1	-
	5	23,49	0,27	1,22	0,33	0,63	0,86	1	-
	6	25,10	0,25	1,22	0,33	0,63	0,86	1	-
pet etaža	**m1**= **m2**=**m3**=**m4**=15,33t; 12,74t; 10,83;t; 8,6t; 7,25t; 6.353t **m5** 20,18t; 16,9 t; 14,33t; 11,41t; 9,65t; 8,48t								
	2	13,44	0,47	1,24	0,27	0,53	0,74	0,90	1
	2,46	14,70	0,43	1,24	0,27	0,53	0,74	0,90	1
	3	15,94	0,39	1,24	0,27	0,53	0,74	0,90	1
	4	17,89	0,35	1,24	0,27	0,53	0,74	0,90	1
	5	19,47	0,32	1,24	0,27	0,53	0,74	0,90	1
	6	20,78	0,30	1,24	0,27	0,53	0,74	0,90	1

Tablica 6.5. Vlastite vrijednosti pojedinih modela

U prilogu A prikazani su rezultati proračuna očekivanih pomaka za odabrane zapise potresa za jedno- do petetažne modele s postotkom udjela nosivog ziđa u brutto tlocrtnoj površini od 2% do 5%. Na crtežima su prikazane veličine izračunatih pomaka, veličine relativnih katnih pomaka pojedinih razina oštećenja, te veličinu najvećih očekivanih pomaka za potrese projektnog ubrzanja 0,1g, 0,2g i 0,3g. Uz određene veličine očekivanih pomaka određene su i krivulje oštećenja pojedinih modela.

6.5. Analiza rezultata

6.5.1. Pojam gustoće ziđa

Jedan od bitnih parametara za opis i vrednovanje svojstava zgrada od omeđenog ziđa pri potresnom djelovanju je udio površine nosivih zidova u brutto tlocrtu građevine. Gustoću zidova kao osobitost zidane građevine definirao je Meli 1991.god. kao:

$$d_{wA} = \frac{\sum F_i \cdot A_{wi}}{A_F} \ [\%] \qquad \text{.....(6.25.)}$$

gdje je

d_{wA}= gustoća zidova,

F_i= faktor smanjenja doprinosa vitkih zidova (1-za $h_i/l_i \leq 1{,}33$;

$(1{,}33\ h_i/l_i)^2$-za $h_i/l_i > 1{,}33$),

A_{wi}= ploština nosivih zidova jednog od glavnih smjerova,

A_F= brutto ploština tlocrta etaže.

Pojam gustoće zidova se može poboljšati i nadograditi u svome značenju tako da se uvede parametar koji ne obuhvaća samo geometrijske veličine, nego i masu građevine. Tako se za pravilne građevine (s jednakim rasporedom nosivih zidova po visini objekta) može definirati pojam gustoće zidova po jedinici mase cjelokupne građevine kao:

$$d_{wm} = \frac{\sum A_{wi}}{W} \cdot g \ \left[m^2 / t\right] \qquad \text{.....(6.26.)}$$

gdje je

d_{wm}= gustoća zidova po jedinici mase građevine,

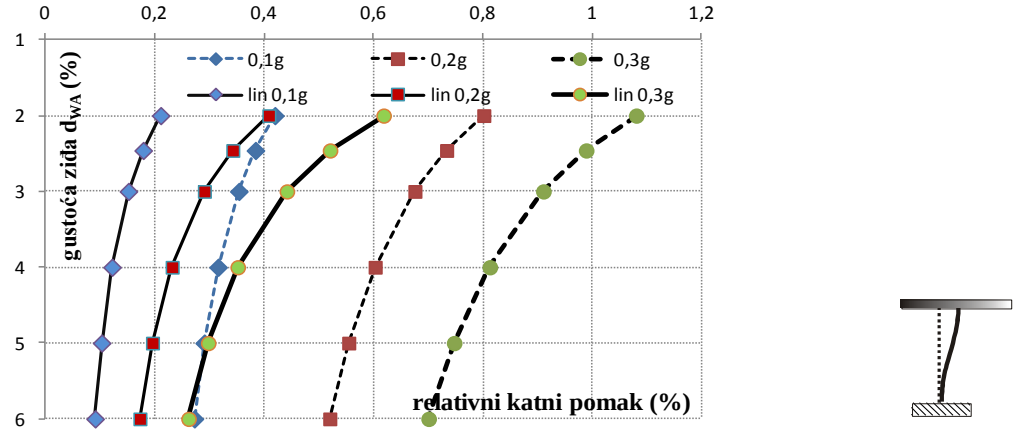
A_{wi}= ploština nosivih zidova prizemlja u jednom od glavnih smjerova,

W= ukupna težina zgrade.

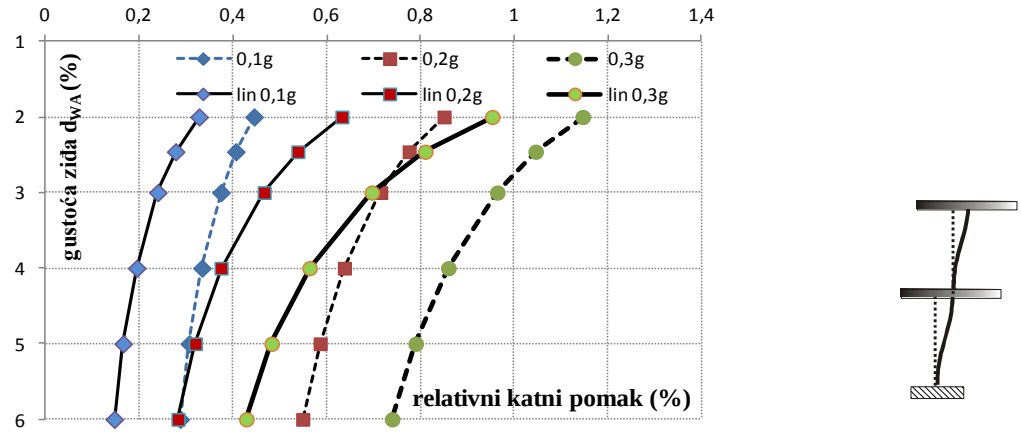
Ovako definirani parametri korišteni su u daljnjoj analizi rezultata.

6.5.2. Relativni katni pomaci i gustoća ziđa d_{wA}

Dobiveni rezultati su obrađeni na način da je za odgovarajuće katnosti modela određen odnos relativnih katnih pomaka za gustoću ziđa zgrade za zapise potresa pojedinih grupa intenziteta (0,1g; 0,2g i 0,3g). Pomaci su određeni prikazanim linearnim i nelinearnim postupkom, pri čemu se za linearni proračun koristila krutost raspucanog poprečnog presjeka. Isti su prikazani na slikama 6.12 do 6.16.



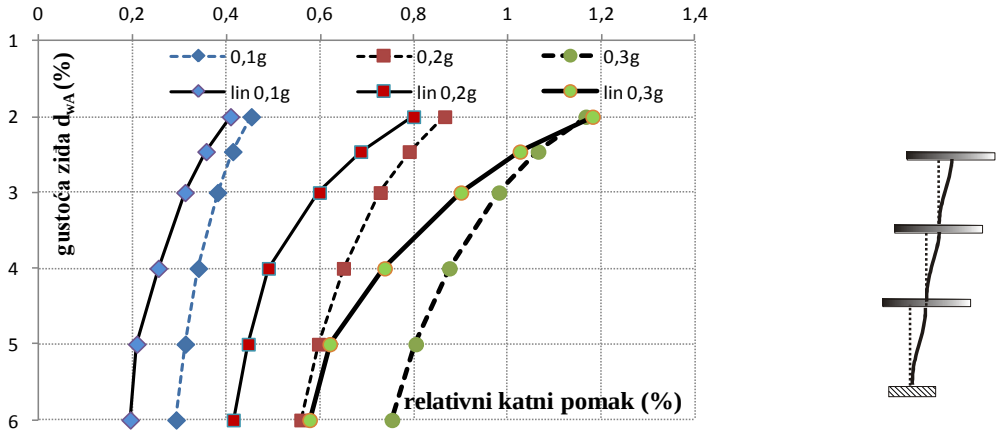
Slika 6.12. Relativni katni pomaci za jednoetažni model



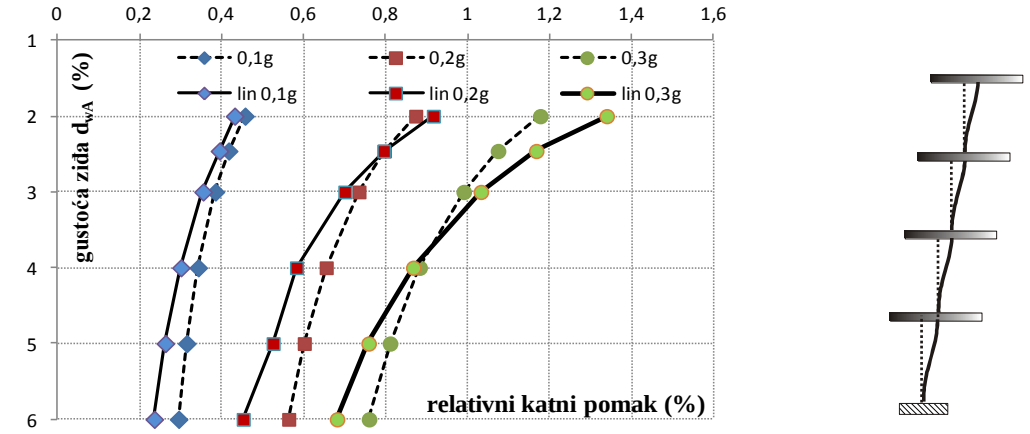
Slika 6.13. Relativni katni pomaci za dvoetažni model

Usporedbom proračuna nelinearnih i linearnih pomaka vidi se da za objekte manje katnosti nelinearni proračun daje veće vrijednosti relativnih katnih pomaka od linearnog (jedna do tri etaže), a za zgrade više četiri etaže daje podjednake veličine za potrese projektnog ubrzanja do 0,2g, a nešto manje za potrese projektnog ubrzanja 0,3g. Procjena pomaka nelinearnim postupkom daje podjednake vrijednosti za sve modele veće od jednoetažnih. Eksperimentalna iskustva tome ne odgovaraju. Kako je razina procijenjenih linearnih pomaka proračunatih s vrijednošću raspucanog presjeka u granicama očekivanih vrijednosti, s jasnom odvojenošću

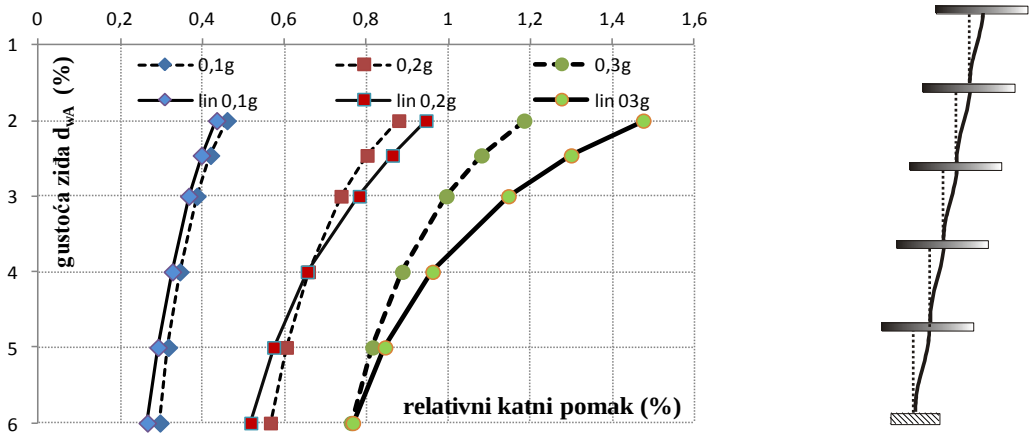
rezultata višeetažnih zgrada za procjenu najmanjih potrebnih gustoća ziđa korišteni pomaci određeni linearnim proračunom.



Slika 6.14. Relativni katni pomaci za troetažni model

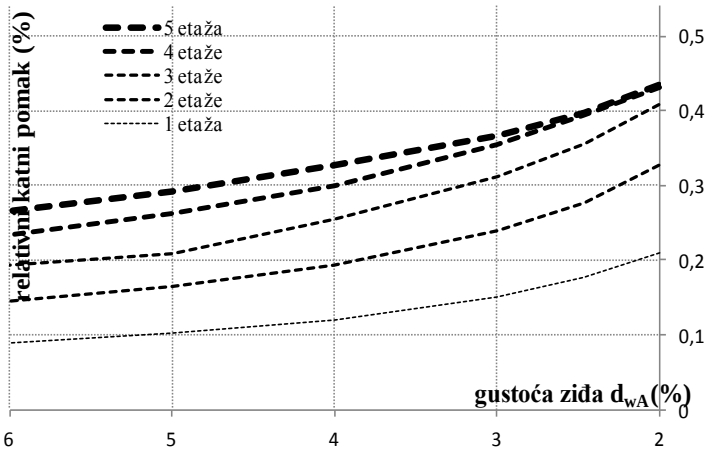


Slika 6.15. Relativni katni pomaci za četveroetažni model

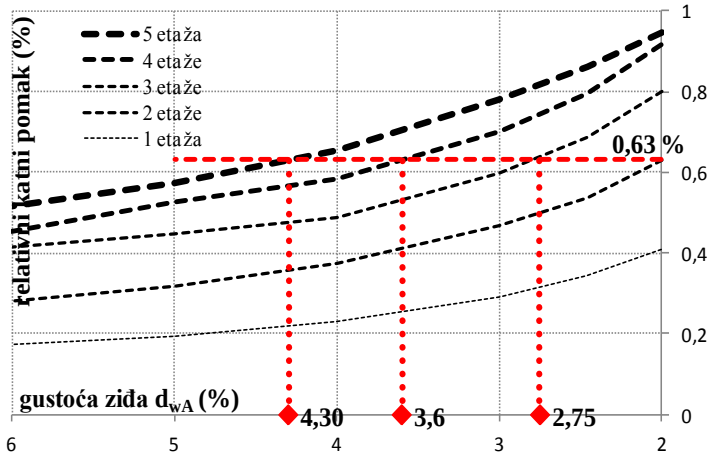


Slika 6.16. Relativni katni pomaci za petetažni model

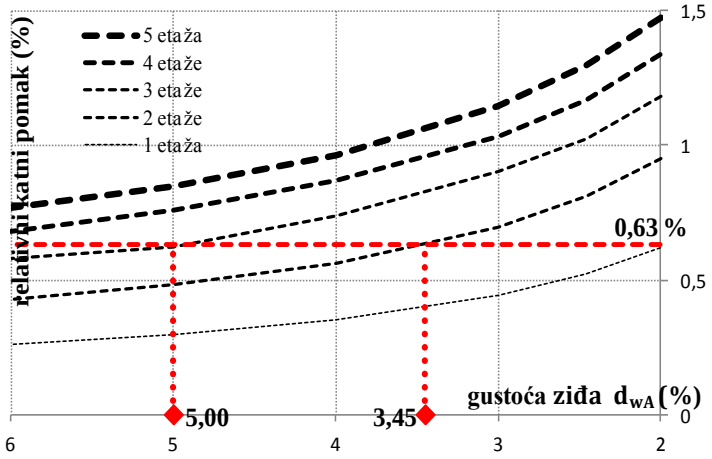
Iz prikazanih crteža se vidi da za razinu potresnog opterećenja do 0,1g za modele od tri, četiri i pet etaža nema neke značajnije razlike u relativnom katnom pomaku koji za gustoću omeđenog ziđa od 2% iznosi cca 0,4%. Za nivo potresnog opterećenja do 0,2g relativni katni pomaci za modele s tri, četiri i pet etaža relativni katni pomak za 2% gustoće omeđenog ziđa se kreću u granicama 0,8% do 1%. S povećanjem broja etaža preko dva, za razine potresa od 0,2g na više, potrebne gustoće omeđenog zidova, da bi relativni katni pomaci ostali u zadovoljavajućim granicama, naglo rastu. Na slikama 6.17. do 6.19. prikazane su krivulje iz kojih se može izčitati potrebna gustoća omeđenog ziđa zidane zgrade za željeno ograničenje relativnog katnog pomaka u odgovarajućoj potresnoj zoni. Očitane su vrijednosti d_{wA} ako je granični relativni katni pomak 0,63%.



Slika 6.17. Relativni katni pomaci za nivo potresa do 0,1g



Slika 6.18. Relativni katni pomaci za nivo potresa do 0,2g



Slika 6.19. Relativni katni pomaci za nivo potresa do 0,3g

Iz slike 6.17. vidi se da pri razini očekivanog potresa do 0,1g pravilne zidane zgrade visine jedne do pet etaža s gustoćom omeđenog ziđa od 2% neće biti oštećene do nivoa koji bi izlazio iz okvira dopuštenog. Pri očekivanoj razini potresa od 0,2g (Slika 6.18.) isti uvjet je ispunjen za prizemne i dvoetažne objekte, dok je za troetažne potrebno gustoću omeđenog ziđa povećati na 2,75%, za četveroetažne na 3,6%, a pet etažne na 5%. Za razine potresa 0,3g (Slika 6.19.) za višeetažne zgrade potrebna gustoća omeđenog ziđa naglo se povećava, tako da za više od tri etaže premašuje vrijednost od 6% (slika 6.21).

6.5.3. Usporedba dobivenih rezultata i odredbi propisa HRN EN 1998-1:2011/NA:2011

Iz HRN EN 1998:2011/NA:2011 su u tablicu 9.3. upisane vrijednosti dopuštenih katova i najmanje ploštine poprečnih presjeka nosivih omeđenih zidova u svakom smjeru izraženog kao postotak bruto tlocrtne ploštine kata za „jednostavne zidane zgrade“ , te su propisane vrijednosti uspoređene s vrijednostima dobivenim analizom prikazanom na crtežima 6.20. i 6.21.

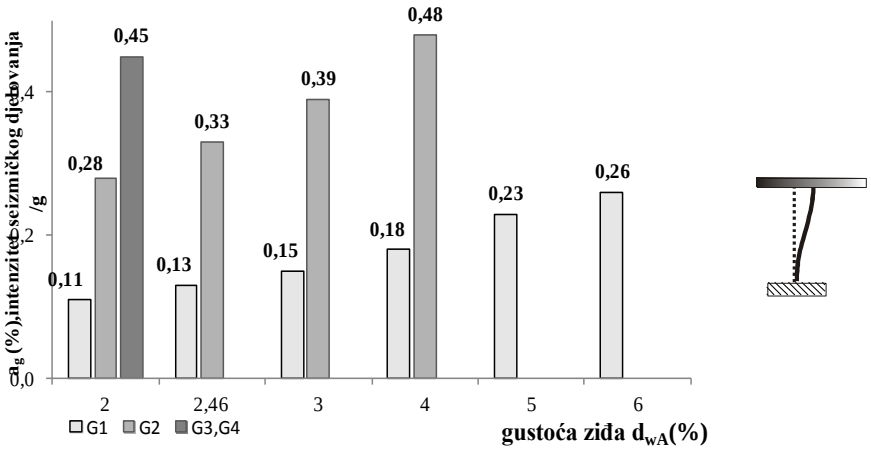
broj katova	propis	vrijednosti dobivene analizom	propis	vrijednosti dobivene analizom
	a_g=0,2		a_g=0,3	
1	2%	2%	3%	***2%***
2	2%	2%	3%	**3,45%**
3	2,5%	**2,75%**	6,5%	***5%***
4	3%	**3,6%**	-	>6%
5	5%	***4,3%***	-	>6%

Tablica 6.6. Prikaz propisanih i analizom određenih gustoća ziđa

Za razinu očekivanog potresa 0,1g gustoća ziđa od 2% zadovoljava u svim provjerenim slučajevima, kako je to predviđeno propisom. Za vrijednosti potresnog opterećenja 0,2g za zgrade sa tri i četiri etaže prema dobivenim vrijednostima relativnih katnih pomaka potrebna je veća gustoća ziđa kako se vidi u tablici 6.6. Gustoća propisana za petoetažne zgrade premašuje vrijednost određenu ovom studijom. Rezultati proračuna za potrese proračunskog ubrzanja temeljnog tla 0,3g značajno se razlikuju od vrijednosti predviđene hrvatskim propisima. Pri tome nema nekog jednoznačnog pravila, za jednu i tri etaže dobivene su manje, a za dvije etaže veće vrijednosti potrebne gustoće ziđa. Za četiri i pet etaža rezultati se poklapaju u smislu da gustoća ziđa od 6% ne osigurava zadovoljavajući kapacitet deformacija za proračunsko ubrzanje temeljnog tla razine 0,3g.

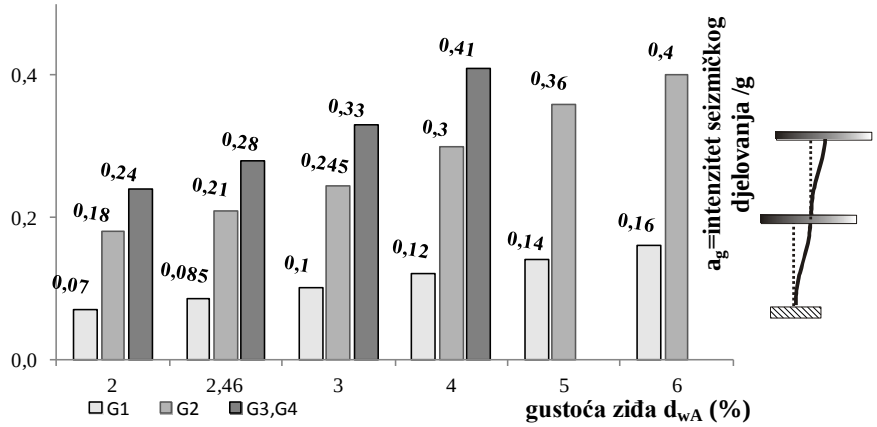
6.5.4. Odnos razine oštećenja prema gustoći zidova d_{wA}

Dobiveni rezultati prikazani su u prilogu A na krivuljama pomaka koje prikazuju odnos intenziteta potresnog opterećenja normaliziranog po gravitaciji Zemlje i razine očekivanih pomaka, odnosno oštećenja. Iz tako dobivenih rezultata napravljeni su dijagrami koji prikazuju očekivane intenzitete potresnog opterećenja normalizirane s „g“ pri dosezanju odgovarajućih razina oštećenja (G1,G2,G3 i G4) za pojedine katnosti modela.

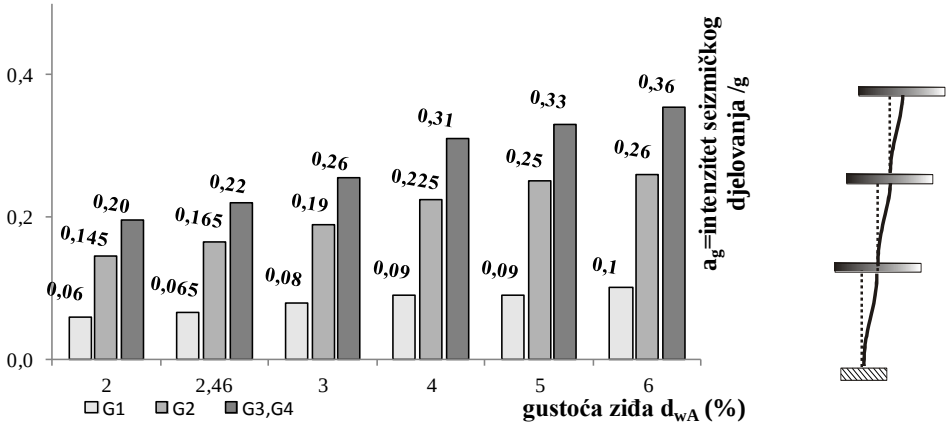


Slika 6.20. Očekivano proračunsko ubrzanje temeljnog tla pri dosezanju razine oštećenja jednoetažnog modela

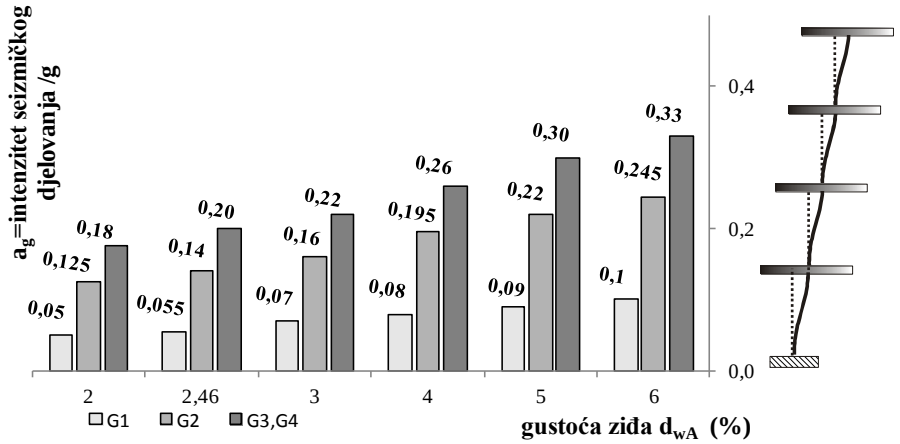
Na crtežu 6.20. i 6.21. vidi se da se za prizemni objekt sa tavanom i krovnom konstrukcijom pri proračunskom ubrzanju temeljnog tla do 0,48g ne očekuju oštećenja razine više od G2, a kod dvoetažnih se ne očekuju oštećenja razine više od G3.



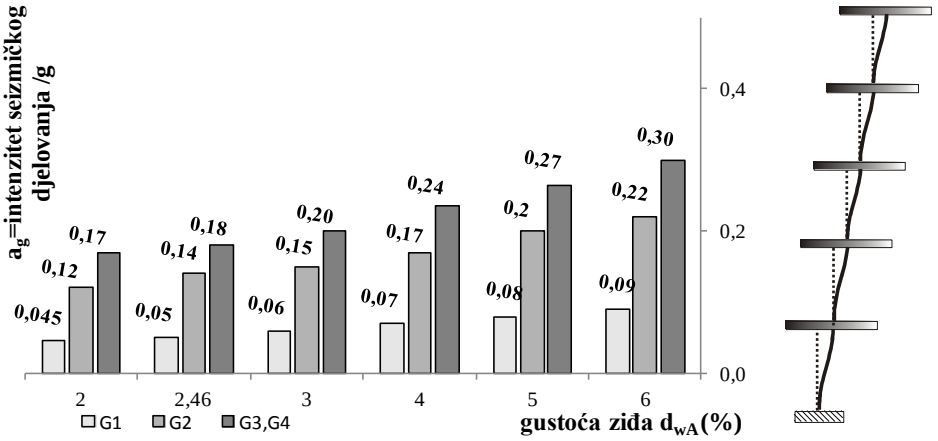
Slika 6.21. Očekivano proračunsko ubrzanje temeljnog tla pri dosezanju razine oštećenja dvoetažnog modela



6.22. Očekivano proračunsko ubrzanje temeljnog tla pri dosezanju razine oštećenja troetažnog modela



Slika 6.23. Očekivano proračunsko ubrzanje temeljnog tla pri dosezanju razine oštećenja četveroetažnog modela



Slika 6.24. Očekivano proračunsko ubrzanje temeljnog pri dosezanju razine oštećenja petetažnog modela

Modeli s tri do pet etaža s do 3% udjela ziđa u ploštini tlocrta dosežu G5 razinu oštećenja pri intenzitetima potresnog opterećenja od 0,2g, s gustoćom ziđa od 3% do 6% dosežu G5 razinu oštećenja pri potresnim intezitetima koji su razine 0,3g.

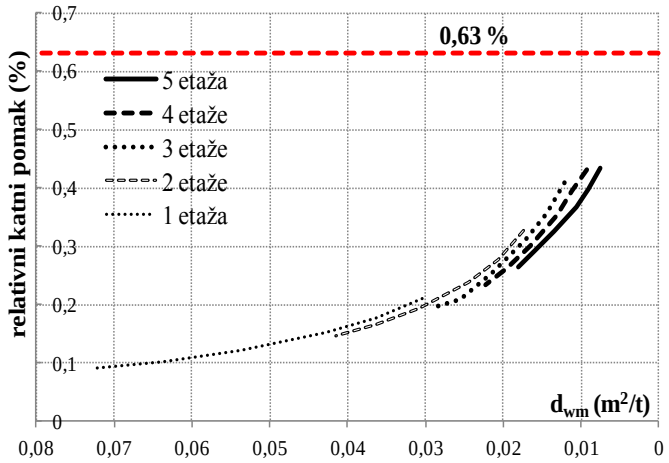
6.5.5. Odnos razine oštećenja prema gustoći ziđa po masi d_{wm}

Na osnovu uspostavljenog odnosa relativnog katnog pomaka i gustoće ziđa pojedine etaže prema masi cijele građevine (pri čemu je pretpostavljena pravilnost vertikalnog nastavljanja nosivih zidova po visini građevine) određene su za intenzitete potresnog djelovanja 0,1g, 0,2g i 0,3g vrijednosti d_{wm}. Vrijednosti su prikazane u tablici 6.7.

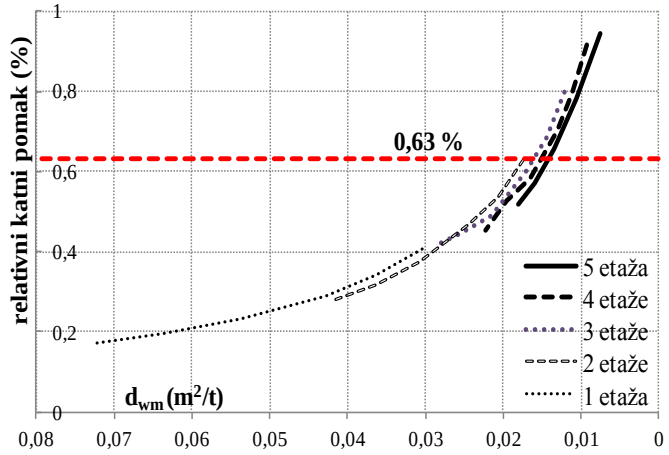
gustoća ziđa d_{wA} (%)	**proračunsko ubrzanje temeljnog tla**			**gustoća ziđa d_{wm} (m^2/t)**	**broj etaža**
	0,1g	**0,2g**	**0,3g**		
	relativni katni pomak (%)				
2	0,4340	0,9450	1,4750	0,0075	**5.etaža**
2,46	0,3970	0,8630	1,2990	0,0091	
3	0,3660	0,7820	1,1460	0,0107	
4	0,3260	0,6550	0,9610	0,0134	
5	0,2910	0,5730	0,8450	0,0159	
6	0,2648	0,5172	0,7663	0,0181	
2	0,4310	0,9160	1,3390	0,0093	**4.etaže**
2,46	0,3940	0,7950	1,1670	0,0111	
3	0,3540	0,7000	1,0320	0,0131	
4	0,3000	0,5820	0,8670	0,0165	
5	0,2620	0,5250	0,7580	0,0196	
6	0,2350	0,4520	0,6810	0,0223	
2	0,4080	0,7990	1,1810	0,0121	**3.etaže**
2,46	0,3560	0,6860	1,0260	0,0145	
3	0,3110	0,5980	0,9000	0,0171	
4	0,2540	0,4890	0,7370	0,0215	
5	0,2080	0,4460	0,6200	0,0254	
6	0,1940	0,4140	0,5770	0,0290	
2	0,3270	0,6320	0,9530	0,0173	**2.etaže**
2,46	0,2770	0,5380	0,8100	0,0207	
3	0,2390	0,4660	0,6960	0,0244	
4	0,1940	0,3740	0,5630	0,0307	
5	0,1650	0,3190	0,4820	0,0364	
6	0,1460	0,2820	0,4280	0,0414	
2	0,2100	0,4080	0,6180	0,0304	**1.etaža**
2,46	0,1780	0,3420	0,5200	0,0364	
3	0,1510	0,2900	0,4410	0,0429	
4	0,1210	0,2310	0,3510	0,0539	
5	0,1020	0,1950	0,2970	0,0637	
6	0,0900	0,1720	0,2610	0,0725	

Tablica 6.7. Prikaz odnosa gustoća ziđa d_{wA} prema d_{wm} i odgovarajućih relativnih katnih pomaka

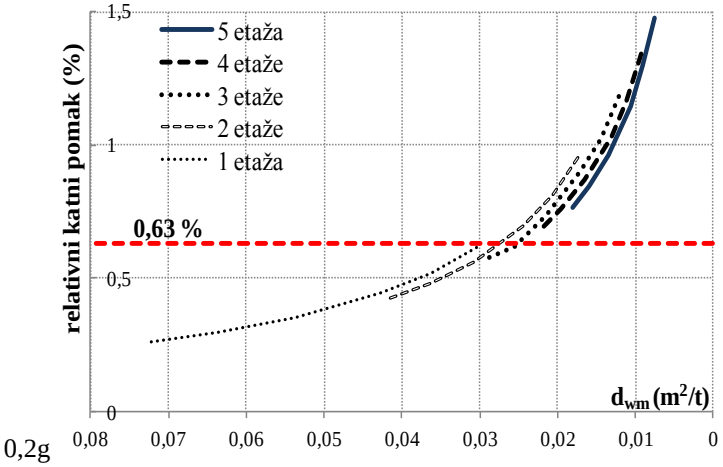
Na crtežima 6.25. do 6.27. prikazan je odnos relativnih katnih pomaka prema gustoći ziđa po jedinici ukupne mase građevine. Iz crteža je moguće odrediti okvirne vrijednosti veličine gustoće ziđa po jedinici mase građevine koje će osigurati kapacitet pomaka veći od potrebnog da bi oštećenja građevine ostala u granicana znatnih oštećenja.



Slika 6.25. Odnos očekivanog međukatnog pomaka prema d_{wm} za proračunsko ubrzanje temeljnog tla do 0,1g



Slika 6.26. Odnos očekivanog međukatnog pomaka prema d_{wm} za proračunsko ubrzanje temeljnog tla do 0,2g



0,2g

Slika 6.27. Odnos očekivanog međukatnog pomaka prema d_{wm} za proračunsko ubrzanje temeljnog tla do 0,3g

Za zgrade s kosim krovom i tavanskim prostorom izgrađene od omeđenog ziđa za proračunsko ubrzanje temeljnog tla 0,2g zadovoljavajuća je vrijednost d_{wm}=0,014-0,018 m^2/t. U zonama očekivanja potresa ubrtanja temeljnog tla 0,3g ta se vrijednost kreće u granicama

d_{wm}=0,02-0,03 m^2/t. Pri tome su vrijednosti d_{wm} nešto manje za građevine veće katnosti kao posljedica manjeg udjela mase tavana u ukupnoj masi građevine.

6.6. Zaljučak

Za zidane zgrade pravilnog tlocrta i vertikalne dispozicije određeni su očekivani nelinearni pomaci pri djelovanju grupe od po sedam potresa tipa 1, projektnog ubrzanja 0,1g, 0,2g i 0,3g. Na osnovu eksperimentalnih rezultata i opažanja nastalih oštećenja određene su granice pojedinih razina oštećenja ovisno o veličinama relativnih međukatnih pomaka. Rezultati proračuna su analizirani u svrhu procjene najmanjih potrebnih gustoća ziđa i gustoće ziđa prema masi objekta. Zaključci se mogu sažeti u nekoliko osnovnih uočenih pravilnosti.

- Pri djelovanju potresa proračunskog ubrzanja temeljnog tla od 0,1g ne očekuju se teška ili jako teška oštećenja pri gustoći zida od 2% u zgradama do pet etaža.
- Da bi se osigurala zaštita od teških i jako teških oštećenja potrebno je: za proračunsko ubrzanje temeljnog tla 0,2g gustoća ziđa treba biti najmanje 2% za zgrade do visine dvije etaže, 3% za troetažene, te 4% za četveroetažne i petetažne objekte; za proračunsko ubrzanje temeljnog tla od 0,3g najmanja gustoća ziđa za dvoetažne objekte treba biti 4%, a 6% za troetažne objekte.
- Jednake kriterije oštećenja osigurava gustoća ziđa izrađena u ovisnosti o masi građevine, d_{wm} od 0,014 m^2/t do 0,18 m^2/t za dvoetažne do petetažne zgrade za proračunsko ubrzanje temeljnog tla od 0,2g, a 0,02 m^2/t do 0,03 m^2/t za proračunsko ubrzanje temeljnog tla od 0,3g.

7. POGLAVLJE
KRATKI PREGLED RADA, ZAKLJUČCI I PREPORUKE ZA DALJNJA ISTRAŽIVANJA

Cilj ovog istraživanja je bio odrediti ponašanje omeđenog ziđa tipičnog po izvedbi detalja spoja ziđa i vertikalnih serklaža te svojstva omeđenog ziđa koja bitno utječu na ponašanje zgrada od omeđenog ziđa pri seizmičkom opterećenju. Na osnovu potrebe ograničenja oštećenja procijenjene su nužne površine zidova u brutto tlocrtu građevine izvedene od omeđenog ziđa.

7.1. Kratki pregled rada

Od osnovnih materijala tipičnih za omeđeno ziđe u hrvatskoj graditeljskoj tradiciji i praksi, pečenog glinenog šupljeg elementa 2 grupe tlačne čvrstoće oko 15 N/mm^2 i produžnog morta M5 izvedenog omjerom v:c:p=1:1:5, projektirani su i izvedeni modeli zidova H/L=1,15 uokvireni horizontalnim i vertikalnim armiranobetonskim serklažima od betona B25/30 armiranih kako to nalažu tehnički propisi. Primijenjene su tri različite vrste spoja ziđa i vertikalnih serklaža: tip A bez propisanog povezivanja, tip B s propisanim povezivanjem na prijeklop zidnog elementa i tip C s povezivanjem armaturnom vilicom u svakoj horizontalnoj sljubnici morta. Izrađene su tri serije uzoraka s po jednim modelom od svakog tipa, a u posljednjoj seriji je izrađen i jedan uzorak nearmiranog zida istih dimenzija i od istog materijala, tipa D. Svaka od serija je ispitana na horizontalno cikličko opterećenje nakon 28 dana. Svi ugrađeni materijali i uzorci ziđa su prethodno ispitani prema trenutno važećim tehničkim propisima. Uzorci su izvedeni u mjerilu 1:1,5 što je dalo veličinu zida koja je bila primjerena krutosti i čvrstoći postojećeg okvira za ispitivanje, mogućnostima opterećivanja i dostupnoj mjernoj opremi. Pri tome su materijali ostali nepromijenjenih mehaničkih svojstava, a zidni elementi su po visini bili skraćeni tako da je broj horizontalnih sljubnica modela i uzorka bio jednak. Vertikalno opterećenje u uzorku odgovaralo je modelu prizemnog zida jednokatne stambene zgrade s tavanom i kosim krovom. Pokus je provođenu dvije faze: u prvoj fazi je horizontalno opterećenje unošeno u nivou gornjeg horizontalnog serklaža naizmjenično slijeva i zdesna, s korakom od 10 kN, pri čemu se svaki ciklus

opterećenja ponavljao dva puta; u drugoj fazi koja je počinjala u trenutku nakon dosezanja najveće nosivosti zida, ispitivanje je nastavljeno kontrolom pomaka i guranjem u jednom smjeru korakom od 0,5mm. Tijekom ispitivanja se nastojalo vertikalno opterećenje držati konstantnim. Zbog ograničenja sposobnosti mjerenja pomaka u pravcu zida ispitivanje je prekidano u trenutku kada je nosivost opala za 30% od najveće vrijednosti ili mogućeg horizontalnog pomaka od 15mm. Tijekom ispitivanja mjereni su pomaci gornjeg ruba zida, promjema duljina dijagonala i vertikalni pomaci gornjih rubova zidova. Pri tome su promatrane i bilježene pojave pukotina u ziđu i betonskim elementima i eventualna ljuštenja zidnih elemenata. Na osnovu provedenih mjerenja određene su histerezne petlje, krivulje nosivosti pojedinih uzoraka i krivulje promjene duljina dijagonala. Nakon toga je napravljena bilinearna idealizacija, određena ukupna energija uložena u zid, koeficijent ekvivalentnog viskoznog prigušenja i krivulja opadanja, odnosno promjena krutosti. Mehanizam sloma je određen na osnovu mjesta i načina nastanka pukotina i analize oblika histerezne petlje. Na osnovu krivulja nosivosti triju uzoraka svakog tipa (A, B, C, D) matematičkom obradom je određena krivulja nosivosti svakog modela, te osnovni parametri njihovog ponašanja: nosivost, elastična krutost, granična sila, pomak na granici elastičnog ponašanja, granični pomak i duktilnost pojedinih tipova zidova. Na osnovu opažanja su pojedinim razinama oštećenja ispitanih uzoraka određeni odgovarajući relativni katni pomaci. Postignute najveće sile otpora uspoređene su s veličinama određenim prema EC-6 i priznatim stručnjacima. Veličine elastičnih krutosti određene su prema teorijskim izrazima te je usporedbom s mjerenim vrijednostima određen omjer smanjenja uslijed raspucanosti ziđa. Naposljetku je procijenjen faktor ponašanja za pojedine tipove zidova.

Numerička analiza pojedinih tipova zidova napravljena je metodom konačnih elemenata programom Atena 2D. Osnovna mehanička svojstva materijala modela su bila unaprijed poznata, a neka od svojstava konačnih elemenata određena usklađenjem s poznatim rezultatima pokusa. Proračun je proveden „push over“ postupkom korakom 0,2 mm, a rezultati uspoređeni s eksperimentalno određenom krivuljom nosivosti pojedinih tipova zidova. Nakon toga je numerička analiza proširena na tipove omeđenog ziđa omjera H/L=0,61 (tip E), H/L=0,31 (tip F) i zid H/L=0,61 s prozorskim otvorom manjim od 1,5m^2 (tip G).

Područje istraživanja je prošireno na ponašanje višeetažnih zgrada u područjima s projektnim potresnim ubrzanjem od 0,1g, 0,2g i 0,3g. Procijenjeni su najveći očekivani pomaci za tri grupe pobuda od po sedam zapisa potresnih ubrzanja s vršnimm vrijednostima od 0,1g-0,2g,

0,2g-0,3g i 0,3g-0,5g za zgrade od jedne do pet etaža. Pri tome su se vrijednosti gustoće ziđa modela mijenjale od od 2% do 0,6%. Proračunski model zgrade imao je po jednan stupanj slobode gibanja u svakoj razini međukatne konstrukcije. Vrijednosti krutosti zidova u modelu su uzeti s eksperimentalno određenom vrijednošću, a mase izračunate sukladno pripadajućoj površini etaže. Vlastite vrijednosti i faktori utjecaja određeni su programom MatLab. Očekivani pomaci za pojedine razine seizmičkih djelovanja su procijenjeni na osnovu poznavanja perioda slobodnih oscilacija konstrukcije i karakterističnog perioda gibanja tla postupkom prikazanim u doktorskom radu A. Lepage-a. Tako određeni relativni katni pomaci povezani su s eksperimentalno utvrđenom razinom znatnih oštećenja. Na taj su način određene najmanje veličine gustoće ziđa za zgrade od omeđenog ziđa visine od jedne do pet etaža i procijenjene krivulje oštetljivosti.

7.2. Zaključci i preporuke za daljna istraživanja

7.2.1. Zaključci

Kako je istraživanjem obuhvaćeno nekoliko međusobno ovisnih, ali ipak različitih svojstava i osobitosti omeđenog ziđa, zaključci su navedeni slijedom kako su nastali.

- Usporedba pokusom dobivenih veličina nosivosti i vrijednosti dobivenih prema izrazima koje preporučuju EC-6 pokazuje da su propisani postupci određivanja nosivosti omeđenog ziđa za omjer dimenzija H/L=1,15 do H/L=0,31 zadovoljavajući.
- Eksperimentalno određen faktor ponašanja omeđenih zidova premašuje vrijednosti koje su propisane u EC-8 (2-3) za 10-20% za sva tri tipa zidova (A, B i C).
- Detalj povezivanja ziđa i vertikalnih armiranobetonskih serklaža omeđenog ziđa značajno utječe na mehanizam sloma i duktilitet konstrukcije. Izvedba vertikalnih serklaža i bez propisanog povezivanja sa ziđem značajno povećava njegovu nosivost i granični pomak. Pri tome nosivosti dosežu veličine nosivosti pravilno izvedenih omeđenih zidova. Međutim, takovi zidovi imaju nešto veću početnu krutost i značajno manji granični pomak. Stoga se kao proračunski model zidanih konstrukcija koje su izvedene bez povezivanja ziđa i vertikalnih serklaža može preporučiti model omeđenog ziđa uz nešto smanjeni faktor ponašanja.

- Simetrično postavljen otvor površine manje do 1,5m^2 ne utječe značajno na smanjenje nosivosti omeđenog zida. Otvor bitno smanjuje početnu krutost i time povećava njegovu duktilnost, odnosno odlaže slom.
- Mehanizam popuštanja je za zidove tipa B, C i D tipa posmičnog sloma s karakterističnim dijagonalnim pukotinama. Mehanizam sloma zidova tipa A je posmični u ziđu sa savijanjem vertikalnih serklaža, u literaturi poznat kao hibridni tip sloma.
- Zidovi tipa C imaju značajno veću sposobnost preuzimanja i potrošnje energije od modela tipa A i B. Koeficijent ekvivalentnog viskoznog prigušenja modela tipa C se prosječno kreću u granicama 10-24%, a u modelima tipa A i B od 8% do 16%.
- Granica blagih oštećenja svih modela je na relativnom katnom pomaku od 0,16-0,18%. Relativni katni pomaci na kojima nastaju srednje teška oštećenja rastu od nearmiranog zida preko zida tipa A prema tipu C. Pri tome je granica teških oštećenja zida A pri pomaku koji je 1,8 puta manji od odgovarajućeg pomaka zida tipa C, a svega 1,5 puta veća od nearmiranog zida. Procjenjeni relativni katni pomak na granici znatnih oštećenja za propisano izvedene omeđene zidove iznosi 0,63%.
- Određene potrebne gustoće ziđa d_{wa} premašuju vrijednosti propisane nacionalnom aneksom normi za dvoetažne i troetažne zgrade u područjima proračunskih ubrzanja a_g=0,2g i dvoetažne objekte u područjima proračunskih ubrzanja a_g=0,3g. Pri tome je najveće odstupanje 20%. Kako u provedenom proračunu nisu uzeti u obzir povoljni učinci povezivanja međusobno okomitih zidova može se zaključiti da su propisane vrijednosti zadovoljavajuće.
- Za područja proračunskog ubrzanja a_g=0,2g potrebna gustoća ziđa po masi d_{wm} za građevine od omeđenog ziđa visine do 5 etaža procijenjuje se na 0,018m^2/t. Za iste građevine u područjima proračunskog ubrzanja a_g=0,3g određena je potrebna gustoća ziđa po masi od 0,03m^2/t.

7.2.2. Preporuke za daljnja istraživanja

Daljnja istraživanja mogu se nastaviti u dva različita smjera:

- Da bi se odredio faktor ponašanja omeđenog ziđa kod kojeg povezivanje ziđa i vertikalnih armiranobetonskih serklaža nije propisno izvedeno potrebno je provesti pokuse na zidovima različitih omjera H/L. Tako bi se stvorila baza podataka za pouzdanu procjenu koeficijenta ponašanja zgrada izvedenih u takvom konstruktivnom sustavu. Na taj bi način bio riješen problem ocjene oštetljivosti postojećih, na taj način izgrađenih konstrukcija.
- Iz rezultata ovog istraživanja daje se naslutiti da zgrade od propisno izvedenog omeđenog ziđa imaju nešto veći keficijent ponašanja nego li je to sada propisano. Utjecaj sudjelovanja ostalih konstruktivnih elemenata na ziđe promatranog smjera u ovom radu nije određen. Stoga se čini da bi dodatna pokusna ispitivanja na zidovima različitih omjera H/L s različitim tipovima zidnih elemenata ispune i ispitivanja 3-D modela na potresnom stolu mogla dovesti do rezultata koji bi s zadovoljavajućom pouzdanošću potvrdili ove slutnje. Metoda procjene najvećih pomaka koja je primjenjena u radu na taj bi način bila eksperimentalno provjerena na konstrukcijama od omeđenog ziđa. Dodatna provjera i prilagodba modela numeričke simulacije omogućila bi daljnje proširenje istraživanja u smislu traženja boljih, jednostavnijih i učinkovitijih tehničkih rješenja izvedbe i projektiranja jednostavnih zgrada, ali i manje pravilnih konstrukcija od omeđenog ziđa.

POPIS LITERATURE:

[1]Alcocer, S., Arias, J.G., and Flores, L.E. (2004) Some Developments on Performance-Based Seismic Design of Masonry Structures, International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Bled, Slovenia.

[2]Alcocer, S.M., Cesin, J., Flores, L.E., Hemander, O., Meli, R., Tena, A., and Vasconcelos, D. (2003) The New Mexico City Building Code Requirements for Design and Construction of Masonry Structures, *Proceedings of the 9th North American Masonry Conference*, South Carolina, USA, No. 4B3.

[3]Alcocer, S.M., Ruiz J.,, Pineda J.A., Zepeda J.A., Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh, Paper No.1471, 11th *World Conference Earthquake Engineering*, Acapulco, Meksiko

[4]Aničić D., Fajfar P., Petrović B., Szavits-Nossan A., Tomažević M. (1990) Zemljotresno inženjerstvo, Beograd, Jugoslavija

[5]Aschheim, M., Flanagan, S., Harlander, J., Pitt, C., Alfaro C., Rivas, C.,and Rodriguez, M.E. (2006) Improving the earthquake resistance and sustainability of confined masonry (Mixto) dwellings in El Salvador, *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, No.1462.

[6]Astroza, M., Moroni, M.O., Salinas, C.(2000) Seismic behavior qualification methodology for confined masonry buildings, 12. WCEE, 1123

[7]Brzev, S., (2007) Earthquake-resistant confined masonry construction, NICCE Kanpur, Indija

[8]Brzev, S., Meli, R. (2012) International guideline for Seismic Design of low-rise confined masonry buildings in regions of high seismic risk, 15th *World Conference Earthquake Engineering*, Lisabon, Portugal

[9]Chopra, K.A., EEri, M., Goel R.K. (1999) Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum, Earthquake spectra,Vočume 15, No.4, SAD

[10] Churilov, S., (2009) Expert system for seismic vulnerability assessment of masonry structures, Protection of Historical Buildings, Taylor amnd Francis Group, London

[11] Colunga, A.T., Ángeles, A.J., Vallejo, V.H.S. (2007) Resistencia y deformación de muros de mampostería combinada y confinada sujetos a cargas laterales, Revista de Ingenieria Sismica, NO.76, Meksiko

[12] Costa, A. (2007) Experimental Testing of Lateral Capacity of Masonry Piers, An Application to Seismic Assessment of AAC Masonry Buildings, Universitat degli Studi di Pavia; Italija

[13] Eurocode 6: Design of Masonry S – Part 1-1, Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures, EN 1996-1-1:2005. CEN, Bruxelles, Belgija

[14] Eurocode 6: Design of Masonry S – Part 2, Design, considerations, selection of materials and execution of masonry, EN 1996-2:2006. CEN, Bruxelles, Belgija

[15] Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance, Part 1, General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004. CEN, Bruxelles, Belgija

[16] Eurokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcija - 3. dio: Pojednostavljene proračunske metode za nearmirane zidane konstrukcije – Nacionalni dodatak, HRN EN 1996-3: 2012/NA, Zagreb, Hrvatska

[17] Eurokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcija - Dio 1-1: Opća pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije, HRN EN 1996-1-1:2012, Zagreb, Hrvatska

[18] Eurokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcija- 3. dio: Pojednostavljene proračunske metode za nearmirane zidane konstrukcije , HRN EN 1996-3: 2012, Zagreb, Hrvatska

[19] Eurokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcija- dio 1-1:Opća pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije - Nacionalni dodatak, HRN EN 1996-1-1:2012/NA, Zagreb, Hrvatska

[20] Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija 1.dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade, HRN EN 1998-1:2011, Zagreb, Hrvatska

[21] Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija 1.dio: Opća pravila , potresna djelovanja i pravila za zgrade - Nacionalni dodatak, HRN EN 1998-1:2011/NA 2011, Zagreb, Hrvatska

[22] Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija 3. dio: Ocjenjivanje i obnova zgrada, HRN EN 1998-3:2011, Zagreb, Hrvatska

[23] Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija 3. dio: Ocjenjivanje i obnova zgrada, nacionalni dodatak, HRN EN 1998-3:2011/NA:2011, Zagreb, Hrvatska

[24] Frumento S, Megenes G, Morandi P, Calvi G.M. (2009) Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design, IUSS Press, Pavia, Italija

[25] Garcia, L.E., Sozen M.A. (2004) Earthquake-resistant design of reinforced concrete buildings, CRC Press LLC, SAD

[26] Gilat, A. (2005) Matlab an introduction with application, John Willey&Sons, SAD

[27] Haach, V.G., Vasconselos, g., Lourenço P.B. (2011) Parametrical study of masonry walls subjected to in-plane loading through numerical modeling, Engineering structures33, 1377-1389, ScienceDirect

[28] Harris, Harry G., Sabnis, Gajanan, M. (1990) Modelling and Experimental Techniques, CRC Press LLC, Florida, SAD

[29] Lang, K. (2002) Seismic vulnerability of existing buildings, Institute of structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, Švicarska

[30] Lang, K.,Bachmann, H.,(2004) On the seismic vulnerability of existing buildings: a case study of the city of Basel, Earthquake Spectra, Vol.20, Zürich, Švicarska

[31] Lepage, A. (1997) A Method for drift control in earthquake-resistant design of rc building structures, doktorski rad, University of Illinois, Urbana, SAD

[32] Lourenço P.B. et al. (1996) Computational strategies for masonry structures, Delft, Nizozemska

[33] Lourenço P.B., Barros J.O, Oliveira J.T (2004) Shear testing of stack bonded masonry, Constructing and Building Materials 18, Amsterdam, Nizozemska

[34] Lourenço P.B., Types of analysis: Linear static, linear dynamic and non linear static, Univerisidade do Minho, Portugal

[35] Marinilli, A.,and Castilla, E (2004) Experimental evaluation of confined masonry walls with several confining-columns, *13th world conference on earthquake engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Accession No. 2129

[36] Massart, T.J., (2003.) Multi-scale modelling of damage in masonry structures, doktorski rad, Technische Universiteit Eindhoven i Université Libre de Bruxelles

[37] Matošević, Đ., Sigmund, V., Zovkić, J. (2009) Experimental Testing of Masonry and Masonry Piers, *6th ICCSM Proceedings*, CSM, Zagreb, Hrvatska

[38] Matošević, Đ., Sigmund, V., Zovkić, J., (2009) Experimental testing of masonry and masonry piers, 6 th ICSSM, Dubrovnik, Hrvatska

[39] Matošević, Đ., Sigmund, V.Z., Guljaš, I., (2015) Cyclic testing of single bay confined masonry walls with various connection details, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol.13, No.2, Springer

[40] Meli, R., Brzev, S. i drugi (2011) Seismic design guide for low-rise confined masonry buildings, Confined Masonry Network

[41] Oropeza, M.,Michel, C., Lestruzzi, P., (2010) A simplified analytical methodology for fragility curves estimation in existing buildings, 14th *European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Makedonija

[42] Ruiz, S. (2008) Seismic risk assessment of adobe dwellings, Universita degli studi di Pavia, Italija, magistarski rad

[43] Schacher, T. (2009) Confined Masonry for One and Two Storey Buildings in Low-tech Environments - *A Guidebook for Technicians and Artisans*, National Information Centre of Earthquake Engineering, Kanpur, India (www.nicee.org).

[44] Shimazaki, K., Sozen, M.A. (1984) Seismic drift of reinforced cocncrete structures, special research paper, 1llinois, SAD

[45] Sigmund V., Matošević Đ., Bošnjak M., (2010) Experimental tests of confined masonry walls, 14th *European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Makedonija

[46] Sigmund, V., Matošević, Đ., Bošnjak-Klečina, M. (2010) Experimental Tests of Confined Masonry Walls, *Proceedings 14ECEE*, MAEE, Ohrid, Makedonija

[47] Sorić, Z. (2004) Zidane konstrukcije I, Sveučilište u Zagrebu, Hrvatska

[48] Tomaževič M (1999) Earthquake resistant Design of Masonry Buildings, Imperial College Press, London, Velika Britanija

[49] Tomaževič M, Weiss P. (2010) Displacement capacity of masonry buildings as a basis for assessment of behaviour factor: an experimental study, Bulletin Earthquake Engineering, vol. 8, Heidelberg, Njemačka

[50] Tomaževič, M., Bosiljkov, V., Weiss, P. (2004) Structural Behaviour Factor for Masonry Structures, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Kanada

[51] UNDP/UNIDO, (1984) Volume 5, Repair and strengthening of reinforced concrete, stone and brick-masonry buildings, Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region, Project Report RER/79/015.

[52] Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Nonaka, H., Tae Kim, K., Wangdi, R. and Oshikata, A., (2004) Experimental study for developing higher seismic performance of brick masonry walls, *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver*, B.C., Canada, No. 1597.

PRILOG A

Tablica A.1. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja jednoetažne građevine, d_{wA}=2%

postotak zida= 2% Fa= 3,75 T= 0,144672 Tef= 0,2045976

broj etaža= 1 **ω_1= 43,41** **Γ= 1,000**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,418	4,447	0,188	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,476	4,369	0,184	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,511	4,603	0,194	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,137	3,638	0,153	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,585	7,021	0,296	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	0,818	3,901	0,165	nema	
Campano Lucano_y	0,177	0,49	0,418	6,904	0,291	G1	
PROSJEK				**4,983**	**0,210**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,585	8,465	0,357	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,379	9,167	0,387	G1	
Emilia Pianura_x	0,257	0,43	0,476	10,025	0,423	G1	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,353	11,156	0,471	G2	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,023	7,969	0,336	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,758	10,103	0,426	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,353	10,727	0,453	G1	
PROSJEK				**9,659**	**0,408**	**G1**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,568	18,567	0,783	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,023	18,264	0,771	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,682	12,326	0,520	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,341	12,053	0,509	G2	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,288	12,287	0,518	G2	
Darfield	0,315	0,42	0,487	12,287	0,518	G2	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	16,773	0,708	G2	
PROSJEK				**14,651**	**0,618**	**G2**	

Tablica A.2. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja jednoetažne građevine, d_{wA}=2,46%

postotak zida=	**2,46%**	Fa=	3,75	T=	0,132394	Tef=	0,1872334
broj etaža	**1**	**ω_1=**	**47,43**	**Γ=**	**1,000**		

opis potresa			procjenjene vrijednosti				EC8
naziv	a_g (m/sek^2)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,382	3,724	0,157	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,435	3,659	0,154	nema	
Alkion_y	0,118	0,4	0,468	3,855	0,163	nema	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,040	3,329	0,140	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,535	5,880	0,248	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	0,749	3,267	0,138	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,382	5,782	0,244	G1	
PROSJEK				**4,214**	**0,178**	**nema**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,535	7,089	0,299	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,347	7,677	0,324	G1	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,435	8,395	0,354	G1	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,323	9,343	0,394	G1	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	0,936	6,827	0,288	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,693	8,461	0,357	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,323	8,983	0,379	G1	
PROSJEK				**8,111**	**0,342**	G1	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,520	15,549	0,656	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	0,936	15,647	0,660	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,624	10,323	0,436	G1	
Friuli	0,309	0,6	0,312	10,094	0,426	G1	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,264	10,290	0,434	G1	
Darfield	0,315	0,42	0,446	10,290	0,434	G1	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	14,047	0,593	G2	
PROSJEK				**12,320**	**0,520**	G2	

Tablica A.3. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja jednoetažne građevine, d_{wA}=3%

postotak zida=	**3%**	Fa=	3,75	T=	0,121912	Tef=	0,1724103
broj etaža	**1**	**ω_1=**	**51,51**	**Γ=**	**1,000**		

opis potresa			procjenjene vrijednosti				
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	EC8
South Iceland	0,114	0,49	0,352	3,158	0,133	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,401	3,102	0,131	nema	
Alkion_y	0,118	0,4	0,431	3,269	0,138	nema	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	0,958	2,936	0,124	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,493	4,986	0,210	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	0,690	2,770	0,117	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,352	4,903	0,207	G1	
PROSJEK				**3,589**	**0,151**	**nema**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,493	6,011	0,254	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,319	6,509	0,275	G1	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,401	7,119	0,300	G1	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,297	7,922	0,334	G1	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	0,862	5,789	0,244	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,639	7,174	0,303	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,297	7,617	0,321	G1	
PROSJEK				**6,877**	**0,290**	**G1**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,479	13,185	0,556	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	0,862	13,268	0,560	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,575	8,753	0,369	G1	
Friuli	0,309	0,6	0,287	8,559	0,361	G1	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,243	8,725	0,368	G1	
Darfield	0,315	0,42	0,411	8,725	0,368	G1	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	11,911	0,503	G2	
PROSJEK				**10,447**	**0,441**	**G1**	

Tablica A.4. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja jednoetažne građevine, d_{wA}=4%

postotak zida=	**4%**	Fa=	3,75	T=	0,108785	Tef=	0,1538448
broj etaža	**1**	**ω_1=**	**57,73**	**Γ=**	**1,000**		

opis potresa			procjenjene vrijednosti				
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	EC8
South Iceland	0,114	0,49	0,314	2,514	0,106	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,358	2,470	0,104	nema	
Alkion_y	0,118	0,4	0,385	2,602	0,110	nema	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	0,855	2,338	0,099	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,440	3,970	0,168	nema	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	0,615	2,205	0,093	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,314	3,904	0,165	nema	
PROSJEK				**2,858**	**0,121**	**nema**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,440	4,786	0,202	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,285	5,183	0,219	G1	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,358	5,668	0,239	G1	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,265	6,308	0,266	G1	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	0,769	4,609	0,194	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,570	5,712	0,241	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,265	6,065	0,256	G1	
PROSJEK				**5,476**	**0,231**	**G1**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,427	10,498	0,443	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	0,769	10,564	0,446	G1	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,513	6,969	0,294	G1	
Friuli	0,309	0,6	0,256	6,815	0,288	G1	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,217	6,947	0,293	G1	
Darfield	0,315	0,42	0,366	6,947	0,293	G1	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	9,484	0,400	G1	
PROSJEK				**8,318**	**0,351**	**G1**	

Tablica A.5. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja jednoetažne građevine, d_{wA}=5%

postotak zida=	**5%**	Fa=	3,75	T=	0,100043	Tef=	0,1414828
broj etaža	**1**	**ω_1=**	**62,77**	**Γ=**	**1,000**		

opis potresa			procjenjene vrijednosti				
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	EC8
South Iceland	0,114	0,49	0,289	2,126	0,090	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,329	2,089	0,088	nema	
Alkion_y	0,118	0,4	0,354	2,201	0,093	nema	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	0,786	1,977	0,083	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,404	3,358	0,142	nema	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	0,566	1,865	0,079	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,289	3,302	0,139	nema	
PROSJEK				**2,417**	**0,102**	**nema**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,404	4,048	0,171	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,262	4,383	0,185	G1	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,329	4,794	0,202	G1	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,244	5,335	0,225	G1	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	0,707	3,898	0,164	nema	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,524	4,831	0,204	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,244	5,130	0,216	G1	
PROSJEK				**4,631**	**0,195**	**G1**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,393	8,879	0,375	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	0,707	8,935	0,377	G1	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,472	5,894	0,249	G1	
Friuli	0,309	0,6	0,236	5,764	0,243	G1	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,199	5,876	0,248	G1	
Darfield	0,315	0,42	0,337	5,876	0,248	G1	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	8,021	0,338	G1	
PROSJEK				**7,035**	**0,297**	**G1**	

Tablica A.6. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja jednoetažne građevine, d_{wA}=6%

postotak zida=	**6%**	Fa=	3,75	T=	0,093783	Tef=	0,1326288
broj etaža	**1**	**ω_1=**	**66,96**	**Γ=**	**1,000**		

opis potresa			procjenjene vrijednosti				
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	EC8
South Iceland	0,114	0,49	0,271	1,869	0,079	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,308	1,836	0,077	nema	
Alkion_y	0,118	0,4	0,332	1,934	0,082	nema	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	0,737	1,737	0,073	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,379	2,950	0,124	nema	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	0,531	1,639	0,069	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,271	2,901	0,122	nema	
PROSJEK				**2,124**	**0,090**	**nema**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,379	3,557	0,150	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,246	3,852	0,163	nema	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,308	4,213	0,178	nema	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,229	4,688	0,198	G1	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	0,663	3,426	0,145	nema	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,491	4,245	0,179	nema	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,229	4,508	0,190	G1	
PROSJEK				**4,070**	**0,172**	**nema**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,368	7,802	0,329	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	0,663	7,851	0,331	G1	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,442	5,180	0,219	G1	
Friuli	0,309	0,6	0,221	5,065	0,214	G1	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,187	5,163	0,218	G1	
Darfield	0,315	0,42	0,316	5,163	0,218	G1	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	7,048	0,297	G1	
PROSJEK				**6,182**	**0,261**	**G1**	

Tablica A.7. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja dvoetažne građevine, d_{wA}=2%

postotak zida=	**2%**	Fa=	3,75	T=	0,226433	Tef=	0,3202248
broj etaža	**2**	**ω_1=**	**27,73**	**Γ=**	**1,145**	**φ1=**	**0,5920**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				EC8	
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,654	12,472	7,383	0,312	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,745	12,253	7,254	0,306	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,801	12,909	7,642	0,322	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,779	6,518	3,859	0,163	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,915	19,692	11,658	0,492	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,281	8,541	5,056	0,213	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,654	19,364	11,464	0,484	G2	
PROSJEK				**13,107**		**0,327**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,915	23,740	14,054	0,593	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,593	25,709	15,220	0,642	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,745	28,116	16,645	0,702	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,552	31,289	18,523	0,782	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,601	14,280	8,454	0,357	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,186	23,891	14,144	0,597	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,552	30,085	17,811	0,752	G3,G4	
PROSJEK				**25,301**		**0,632**	**G3,G4**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,890	52,075	30,829	1,301	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,601	32,729	19,376	0,818	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,067	32,387	19,174	0,809	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	0,534	33,805	20,013	0,844	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,451	34,461	20,401	0,861	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	0,762	34,461	20,401	0,861	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	47,042	27,850	1,175	G3,G4	
PROSJEK				**38,137**		**0,953**	**G3,G4**	

Tablica A.8. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja dvoetažne građevine, d_{wA}=2%

postotak zida=	**2,46%**	Fa=	3,75	T=	0,207045	Tef=	0,2928065
broj etaža	**2**	**ω_1=**	**30,33**	**Γ=**	**1,144**	**φ1=**	**0,5910**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,598	10,421	6,159	0,260		tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,681	10,238	6,051	0,255	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,732	10,787	6,375	0,269	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,627	5,957	3,521	0,149	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,837	16,455	9,725	0,410	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,171	7,805	4,613	0,195	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,598	16,180	9,563	0,404	G1	
PROSJEK				**11,121**		**0,277**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,837	19,837	11,724	0,495	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,542	21,482	12,697	0,536	G2	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,681	23,494	13,886	0,586	G2	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,505	26,145	15,452	0,652	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,464	13,050	7,713	0,325	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,084	21,832	12,904	0,544	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,505	25,139	14,858	0,627	G2	
PROSJEK				**21,568**		**0,538**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,813	43,513	25,718	1,085	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,464	29,909	17,677	0,746	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,976	28,887	17,073	0,720	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	0,488	28,247	16,695	0,704	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,412	28,796	17,019	0,718	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	0,697	28,796	17,019	0,718	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	39,308	23,233	0,980	G3,G4	
PROSJEK				**32,494**		**0,810**	**G3,G4**	

Tablica A.9. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja dvoetažne građevine, d_{wA}=3%

postotak zida=	**3,00%**	Fa=	3,75	T=	0,190706	Tef=	0,2696993
broj etaža	**2**	**ω_1=**	**32,93**	**Γ=**	**1,144**	**φ1=**	**0,5913**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,550	8,843	5,229	0,221	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,627	8,688	5,137	0,217	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,674	9,153	5,413	0,228	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,498	5,488	3,245	0,137	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,771	13,963	8,256	0,348	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,079	7,191	4,252	0,179	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,550	13,730	8,119	0,343	G1	
PROSJEK				**9,579**	**5,664**	**0,239**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,771	16,833	9,954	0,420	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,499	18,229	10,779	0,455	G1	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,627	19,936	11,788	0,497	G2	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,465	22,185	13,119	0,554	G2	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,348	12,023	7,109	0,300	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,999	20,091	11,880	0,501	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,465	21,332	12,614	0,532	G2	
PROSJEK				**18,661**	**11,035**	**0,466**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,749	36,924	21,834	0,921	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,348	27,554	16,293	0,687	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,899	24,513	14,495	0,612	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,449	23,970	14,174	0,598	G2	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,380	24,435	14,449	0,610	G2	
Darfield	0,315	0,42	0,642	24,435	14,449	0,610	G2	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	33,356	19,724	0,832	G3,G4	
PROSJEK				**27,884**	**16,488**	**0,696**	**G3,G4**	

Tablica A.10. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja dvoetažne građevine, d_{wA}=4%

postotak zida=	**4,00%**	Fa=	3,75	T=	0,170103	Tef=	0,2405618
broj etaža	**2**	**ω_1=**	**36,92**	**Γ=**	**1,144**	**φ1=**	**0,5911**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,491	7,034	4,158	0,175	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,559	6,911	4,085	0,172	nema	
Alkion_y	0,118	0,4	0,601	7,281	4,304	0,182	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,336	4,894	2,893	0,122	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,687	11,106	6,565	0,277	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	0,962	6,170	3,647	0,154	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,491	10,921	6,456	0,272	G1	
PROSJEK				**7,760**		**0,194**	G1	
Northridge_y	0,217	0,35	0,687	13,389	7,915	0,334	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,445	14,500	8,571	0,362	G1	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,559	15,857	9,373	0,396	G1	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,415	17,647	10,431	0,440	G1	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,203	10,721	6,337	0,267	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,891	15,981	9,446	0,399	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,415	16,968	10,030	0,423	G1	
PROSJEK				**15,009**		**0,374**	G1	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,668	29,370	17,361	0,733	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,203	24,572	14,525	0,613	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,802	19,498	11,525	0,486	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,401	19,066	11,270	0,476	G2	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,339	19,436	11,489	0,485	G2	
Darfield	0,315	0,42	0,573	19,436	11,489	0,485	G2	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	26,532	15,683	0,662	G3,G4	
PROSJEK				**22,558**		**0,563**	**G2**	

Tablica A.11. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja dvoetažne građevine, d_{wA}=5%

postotak zida=	**5,00%**	Fa=	3,75	T=	0,156415	Tef=	0,2212036
broj etaža	**2**	**ω_1=**	**40,15**	**Γ=**	**1,144**	**φ1=**	**0,5909**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,451	5,946	3,513	0,148	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,514	5,841	3,452	0,146	nema	
Alkion_y	0,118	0,4	0,553	6,154	3,637	0,153	nema	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,229	4,499	2,658	0,112	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,632	9,388	5,548	0,234	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	0,885	5,216	3,082	0,130	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,451	9,232	5,455	0,230	G1	
PROSJEK				**6,611**		**0,165**	**nema**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,632	11,318	6,688	0,282	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,410	12,257	7,243	0,306	G1	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,514	13,404	7,921	0,334	G1	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,381	14,917	8,815	0,372	G1	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,106	9,856	5,824	0,246	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,819	13,508	7,982	0,337	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,381	14,343	8,476	0,358	G1	
PROSJEK				**12,800**		**0,319**	**G1**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,614	24,826	14,670	0,619	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,106	22,588	13,348	0,563	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,737	16,481	9,739	0,411	G1	
Friuli	0,309	0,6	0,369	16,116	9,523	0,402	G1	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,312	16,429	9,708	0,410	G1	
Darfield	0,315	0,42	0,527	16,429	9,708	0,410	G1	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	22,427	13,253	0,559	G2	
PROSJEK				**19,328**		**0,482**	**G2**	

Tablica A.12. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja dvoetažne građevine, d_{wA}=6%

postotak zida=	**6,00%**	Fa=	3,75	T=	0,146563	Tef=	0,2072709
broj etaža	**2**	**ω_1=**	**42,85**	**Γ=**	**1,144**	**φ1=**	**0,5906**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				razina oštećenja preko točke	EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)		
South Iceland	0,114	0,49	0,423	5,219	3,082	0,130	nema	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,482	5,128	3,028	0,128	nema	
Alkion_y	0,118	0,4	0,518	5,402	3,191	0,135	nema	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,152	4,214	2,489	0,105	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,592	8,241	4,867	0,205	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	0,829	4,578	2,704	0,114	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,423	8,103	4,786	0,202	G1	
PROSJEK				**5,841**		**0,146**	**nema**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,592	9,935	5,867	0,248	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,384	10,759	6,354	0,268	G1	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,482	11,766	6,949	0,293	G1	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,357	13,094	7,733	0,326	G1	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,036	9,233	5,453	0,230	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	0,768	11,858	7,003	0,295	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,357	12,590	7,436	0,314	G1	
PROSJEK				**11,319**		**0,282**	**G1**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,576	21,792	12,870	0,543	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,036	21,160	12,497	0,527	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,691	14,467	8,544	0,361	G1	
Friuli	0,309	0,6	0,345	14,147	8,355	0,353	G1	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,292	14,421	8,517	0,359	G1	
Darfield	0,315	0,42	0,494	14,421	8,517	0,359	G1	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	19,686	11,626	0,491	G2	
PROSJEK				**17,157**		**0,428**	**G1**	

Tablica A.13. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja troetažne građevine, d_{wA}=2%

postotak zida=	**2,00%**	Fa=	3,75	T=	0,307055	Tef=	0,4342409
broj etaža	**3**	**ω_1=**	**20,45**	**Γ=**	**1,198**	**φ1=**	**0,4245**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				razina oštećenja preko točke	EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)		
South Iceland	0,114	0,49	0,886	24,005	10,190	0,430	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	1,010	23,353	9,914	0,418	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,086	22,888	9,716	0,410	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,412	9,252	3,928	0,166	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,241	30,549	12,969	0,547	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,737	12,123	5,146	0,217	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,886	37,270	15,822	0,668	G3,G4	
PROSJEK				**22,777**		**0,408**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,241	36,829	15,634	0,660	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,804	49,483	21,007	0,886	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	1,010	53,587	22,749	0,960	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,749	60,222	25,565	1,079	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	2,171	20,269	8,605	0,363	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,608	33,910	14,395	0,607	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,749	57,906	24,582	1,037	G3,G4	
PROSJEK				**44,601**		**0,799**	**G3,G4**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,206	83,094	35,275	1,488	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	2,171	46,454	19,721	0,832	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,447	45,969	19,515	0,823	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	0,724	65,065	27,621	1,165	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,612	66,329	28,158	1,188	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	1,034	64,153	27,234	1,149	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	90,544	38,438	1,622	G3,G4	
PROSJEK				**65,944**		**1,181**	**G3,G4**	

Tablica A.14. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja troetažne građevine, d_{wA}=2,46%

postotak zida=	**2,46%**	Fa=	3,75	T=	0,280682	Tef=	0,396944
broj etaža	**3**	**ω_1=**	**22,37**	**Γ=**	**1,198**	**φ1=**	**0,4243**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				razina oštećenja preko točke	EC8
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)		
South Iceland	0,114	0,49	0,810	20,046	8,505	0,359	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,923	19,695	8,356	0,353	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,992	20,750	8,804	0,371	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,205	8,452	3,586	0,151	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,134	27,909	11,841	0,500	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,588	11,075	4,699	0,198	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,810	31,125	13,205	0,557	G2	
PROSJEK				**19,865**		**0,356**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,134	33,646	14,275	0,602	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,735	41,324	17,533	0,740	G2	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,923	45,192	19,174	0,809	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,684	50,292	21,338	0,900	G5	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,985	18,517	7,856	0,331	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,470	30,979	13,144	0,555	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,684	48,358	20,517	0,866	G5	
PROSJEK				**38,330**		**0,686**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,103	75,912	32,208	1,359	G5	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,985	42,439	18,006	0,760	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,323	41,996	17,818	0,752	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	0,662	54,336	23,054	0,973	G5	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,559	55,391	23,501	0,992	G5	
Darfield	0,315	0,42	0,945	55,391	23,501	0,992	G5	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	75,614	32,081	1,354	G5	
PROSJEK				**57,297**		**1,026**	**G5**	

Tablica A.15. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja troetažne građevine, d_{wA}=3%

postotak zida=	**3,00%**	Fa=	3,75	T=	0,258544	Tef=	0,3656357
broj etaža	**3**	**ω_1=**	**24,29**	**Γ=**	**1,198**	**φ1=**	**0,4243**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				razina oštećenja preko točke	EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)		
South Iceland	0,114	0,49	0,746	17,014	7,219	0,305	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,850	16,716	7,092	0,299	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,914	17,611	7,472	0,315	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,031	7,788	3,304	0,139	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,045	25,716	10,910	0,460	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,463	10,205	4,330	0,183	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,746	26,417	11,208	0,473	G2	
PROSJEK				**17,352**		**0,311**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,045	31,002	13,153	0,555	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,677	35,073	14,880	0,628	G2	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,850	38,356	16,274	0,687	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,630	42,685	18,110	0,764	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,828	17,062	7,239	0,305	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,354	28,544	12,111	0,511	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,630	41,043	17,413	0,735	G3,G4	
PROSJEK				**33,395**		**0,598**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,016	69,947	29,676	1,252	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,828	39,104	16,591	0,700	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,219	38,696	16,418	0,693	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	0,609	46,117	19,566	0,826	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,515	47,013	19,946	0,842	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	0,871	47,013	19,946	0,842	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	64,176	27,228	1,149	G3,G4	
PROSJEK				**50,295**		**0,900**	**G3,G4**	

Tablica A.16. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja troetažne građevine, d_{wA}=4%

postotak zida=	**4,00%**	Fa=	3,75	T=	0,230546	Tef=	0,3260414
broj etaža	**3**	**ω_1=**	**27,24**	**Γ=**	**1,198**	**φ1=**	**0,4244**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				razina oštećenja preko točke	EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)		
South Iceland	0,114	0,49	0,665	13,526	5,740	0,242	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,758	13,289	5,639	0,238	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,815	14,000	5,941	0,251	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,811	6,943	2,947	0,124	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,932	21,357	9,063	0,382	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,304	9,098	3,861	0,163	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,665	21,001	8,912	0,376	G1	
PROSJEK				**14,173**		**0,254**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,932	25,747	10,926	0,461	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,604	27,882	11,832	0,499	G2	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,758	30,493	12,940	0,546	G2	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,562	33,933	14,400	0,608	G2	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,630	15,211	6,455	0,272	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,208	25,448	10,799	0,456	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,562	32,628	13,846	0,584	G2	
PROSJEK				**27,335**		**0,489**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,906	56,476	23,967	1,011	G5	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,630	34,862	14,794	0,624	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,087	34,498	14,640	0,618	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,543	36,662	15,558	0,656	G2	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,459	37,374	15,861	0,669	G2	
Darfield	0,315	0,42	0,776	37,374	15,861	0,669	G2	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	51,019	21,651	0,914	G5	
PROSJEK				**41,181**		**0,737**	**G2**	

Tablica A.17. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja troetažne građevine, d_{wA}=5%

postotak zida=	**5,00%**	Fa=	3,75	T=	0,21194	Tef=	0,299728
broj etaža	**3**	**ω_1=**	**29,63**	**Γ=**	**1,197**	**φ1=**	**0,4240**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,612	13,209	5,601	0,236	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,697	11,388	4,829	0,204	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,749	11,161	4,733	0,200	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,665	5,312	2,253	0,095	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,856	14,898	6,317	0,267	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,199	5,012	2,125	0,090	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,612	20,509	8,697	0,367	G1	
PROSJEK				**11,641**		**0,208**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,856	17,960	7,616	0,321	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,555	30,008	12,725	0,537	G2	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,697	26,132	11,081	0,468	G2	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,517	39,226	16,633	0,702	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,499	10,475	4,442	0,187	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,110	12,980	5,504	0,232	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,517	37,717	15,994	0,675	G3,G4	
PROSJEK				**24,928**		**0,446**	**G1**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,833	40,521	17,183	0,725	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,499	24,006	10,180	0,430	G1	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,999	22,417	9,506	0,401	G1	
Friuli	0,309	0,6	0,500	43,841	18,591	0,784	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,422	52,886	22,426	0,946	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	0,714	31,285	13,266	0,560	G2	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	27,454	11,642	0,491	G2	
PROSJEK				**34,630**		**0,620**	**G2**	

Tablica A.18. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja troetažne građevine, d_{wA}=6%

postotak zida=	**6,00%**	Fa=	3,75	T=	0,198492	Tef=	0,2807098
broj etaža	**3**	**ω_1=**	**31,64**	**Γ=**	**1,197**	**φ1=**	**0,4241**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,573	12,368	5,245	0,221	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,653	10,664	4,522	0,191	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,702	10,451	4,432	0,187	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,559	4,659	1,976	0,083	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	0,802	13,949	5,915	0,250	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,123	4,395	1,864	0,079	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,573	19,204	8,144	0,344	G1	
PROSJEK				**10,813**		**0,193**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	0,802	16,817	7,131	0,301	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,520	28,098	11,915	0,503	G2	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,653	24,469	10,376	0,438	G1	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,484	36,729	15,575	0,657	G2	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,404	9,186	3,895	0,164	nema	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,040	11,383	4,827	0,204	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,484	35,316	14,976	0,632	G2	
PROSJEK				**23,143**		**0,414**	**G1**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,780	37,942	16,090	0,679	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,404	21,052	8,927	0,377	G1	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	0,936	20,991	8,901	0,376	G1	
Friuli	0,309	0,6	0,468	41,051	17,408	0,735	G2	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,395	49,520	21,000	0,886	G5	
Darfield	0,315	0,42	0,668	29,294	12,422	0,524	G2	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	25,707	10,901	0,460	G1	
PROSJEK				**32,222**		**0,577**	**G2**	

Tablica A.19. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja četveroetažne građevine, d_{wA}=2%

postotak zida=	**2,00%**	Fa=	3,75	T=	0,387021	Tef=	0,5473299
broj etaža	**4**	**ω_1=**	**16,23**	**Γ=**	**1,224**	**φ1=**	**0,3323**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				razina oštećenja preko točke	EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)		
South Iceland	0,114	0,49	1,117	34,874	11,588	0,489	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	1,273	30,067	9,991	0,422	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,368	29,468	9,792	0,413	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	3,041	11,912	3,958	0,167	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,564	39,332	13,070	0,551	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	2,189	15,608	5,186	0,219	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	1,117	54,147	17,992	0,759	G3,G4	
PROSJEK				**30,773**		**0,431**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,564	47,417	15,756	0,665	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	1,014	79,226	26,326	1,111	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	1,273	68,993	22,926	0,967	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,944	97,728	32,474	1,370	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	2,737	26,096	8,672	0,366	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	2,027	43,658	14,507	0,612	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,944	93,969	31,225	1,318	G3,G4	
PROSJEK				**65,298**		**0,916**	**G3,G4**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,520	106,983	35,549	1,500	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	2,737	59,810	19,874	0,839	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,824	59,185	19,667	0,830	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	0,912	105,588	35,086	1,480	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,771	107,638	35,767	1,509	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	1,303	82,597	27,446	1,158	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	146,934	48,824	2,060	G3,G4	
PROSJEK				**95,533**		**1,339**	**G3,G4**	

Tablica A.20. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja četveroetažne građevine, d_{wA}=2,46%

postotak zida=	**2,46%**	Fa=	3,75	T=	0,353838	Tef=	0,5004024
broj etaža	**4**	**ω_1=**	**17,75**	**Γ=**	**1,224**	**φ1=**	**0,3320**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	1,021	31,878	10,583	0,447	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	1,164	27,484	9,125	0,385	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,251	26,936	8,943	0,377	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,780	10,889	3,615	0,153	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,430	35,953	11,936	0,504	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	2,002	14,267	4,737	0,200	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	1,021	49,495	16,432	0,693	G3,G4	
PROSJEK				**28,129**		**0,394**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,430	43,343	14,390	0,607	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,927	67,109	22,280	0,940	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	1,164	63,066	20,938	0,883	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,863	81,672	27,115	1,144	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	2,502	23,854	7,920	0,334	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,853	39,907	13,249	0,559	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,863	78,531	26,072	1,100	G3,G4	
PROSJEK				**56,783**		**0,795**	**G3,G4**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,390	97,791	32,466	1,370	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	2,502	54,671	18,151	0,766	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,668	54,100	17,961	0,758	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	0,834	88,241	29,296	1,236	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,705	89,954	29,865	1,260	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	1,191	75,501	25,066	1,058	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	122,794	40,767	1,720	G3,G4	
PROSJEK				**83,293**		**1,167**	**G3,G4**	

Tablica A.21. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja četveroetažne građevine, d_{wA}=3%

postotak zida=	**3,00%**	Fa=	3,75	T=	0,326041	Tef=	0,4610921
broj etaža	**4**	**ω_1=**	**19,26**	**Γ=**	**1,224**	**φ1=**	**0,3323**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				razina oštećenja preko točke	EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)		
South Iceland	0,114	0,49	0,941	27,643	9,185	0,388	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	1,072	25,326	8,415	0,355	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,153	24,822	8,248	0,348	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,562	10,034	3,334	0,141	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,317	33,130	11,009	0,464	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,844	13,147	4,368	0,184	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,941	42,919	14,261	0,602	G2	
PROSJEK				**25,289**		**0,355**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,317	39,941	13,271	0,560	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,854	56,983	18,934	0,799	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	1,072	58,115	19,310	0,815	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,795	69,349	23,043	0,972	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	2,305	21,982	7,304	0,308	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,708	36,775	12,219	0,516	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,795	66,682	22,157	0,935	G3,G4	
PROSJEK				**49,975**		**0,701**	**G3,G4**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,281	90,115	29,943	1,263	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	2,305	50,379	16,740	0,706	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,537	49,853	16,565	0,699	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	0,768	74,926	24,896	1,050	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,649	76,381	25,380	1,071	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	1,098	69,574	23,118	0,975	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	104,266	34,645	1,462	G3,G4	
PROSJEK				**73,642**		**1,032**	**G3,G4**	

Tablica A.22. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja četveroetažne građevine, d_{wA}=4%

postotak zida=	**4,00%**	Fa=	3,75	T=	0,290604	Tef=	0,4109758
broj etaža	**4**	**ω_1=**	**21,61**	**Γ=**	**1,224**	**φ1=**	**0,3321**

opis potresa			procjenjene vrijednosti				razina oštećenja preko točke	EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)		
South Iceland	0,114	0,49	0,839	21,957	7,291	0,308	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,956	21,572	7,164	0,302	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,027	22,120	7,346	0,310	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,283	8,942	2,969	0,125	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,174	29,525	9,805	0,414	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,644	11,716	3,891	0,164	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,839	34,091	11,321	0,478	G2	
PROSJEK				**21,418**		**0,300**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,174	35,594	11,820	0,499	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,761	45,262	15,031	0,634	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,956	49,500	16,438	0,694	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,709	55,085	18,293	0,772	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	2,055	19,590	6,505	0,274	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,522	32,773	10,883	0,459	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,709	52,966	17,589	0,742	G3,G4	
PROSJEK				**41,539**		**0,582**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,142	80,308	26,669	1,125	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	2,055	44,897	14,909	0,629	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,370	44,428	14,754	0,623	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,685	59,515	19,764	0,834	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,579	60,671	20,147	0,850	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	0,979	60,671	20,147	0,850	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	82,820	27,503	1,160	G3,G4	
PROSJEK				**61,901**		**0,867**	**G3,G4**	

Tablica A.23. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja četveroetažne građevine, d_{wA}=5%

postotak zida=	**5,00%**	Fa=	3,75	T=	0,267295	Tef=	0,3780116
broj etaža	**4**	**ω_1=**	**23,49**	**Γ=**	**1,224**	**φ1=**	**0,3319**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,771	18,574	6,164	0,260	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,879	18,248	6,056	0,256	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,945	19,225	6,381	0,269	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,100	8,224	2,729	0,115	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,080	27,154	9,012	0,380	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,512	10,775	3,576	0,151	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,771	28,838	9,571	0,404	G1	
PROSJEK				**18,720**		**0,262**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,080	32,735	10,865	0,458	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,700	38,288	12,707	0,536	G2	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,879	41,872	13,897	0,586	G2	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,652	46,597	15,465	0,653	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,890	18,016	5,979	0,252	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,400	30,141	10,003	0,422	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,652	44,805	14,870	0,627	G2	
PROSJEK				**36,065**		**0,505**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,050	73,858	24,513	1,034	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,890	41,291	13,704	0,578	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,260	40,860	13,561	0,572	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,630	50,344	16,709	0,705	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,532	51,322	17,033	0,719	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	0,900	51,322	17,033	0,719	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	70,059	23,252	0,981	G3,G4	
PROSJEK				**54,151**		**0,758**	**G3,G4**	

Tablica A.24. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja četveroetažne građevine, d_{wA}=6%

postotak zida=	**6,00%**	Fa=	3,75	T=	0,250201	Tef=	0,3538379
broj etaža	**4**	**ω_1=**	**25,10**	**Γ=**	**1,223**	**φ1=**	**0,3320**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,722	16,268	5,401	0,228	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,823	15,982	5,306	0,224	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	0,885	16,839	5,590	0,236	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	1,966	7,695	2,555	0,108	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,011	25,407	8,435	0,356	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,415	10,082	3,347	0,141	nema	
Campano Cucano_y	0,177	0,49	0,722	25,258	8,385	0,354	G1	
PROSJEK				**16,790**		**0,235**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,011	30,630	10,169	0,429	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,655	33,535	11,133	0,470	G2	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,823	36,674	12,175	0,514	G2	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,610	40,812	13,549	0,572	G2	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	1,769	16,858	5,596	0,236	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,311	28,202	9,363	0,395	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,610	39,243	13,028	0,550	G2	
PROSJEK				**32,279**		**0,452**	**G1**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	0,983	67,925	22,550	0,951	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	1,769	38,635	12,826	0,541	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,179	38,232	12,692	0,536	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,590	44,094	14,639	0,618	G2	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,498	44,951	14,923	0,630	G2	
Darfield	0,315	0,42	0,842	44,951	14,923	0,630	G2	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	61,361	20,371	0,860	G3,G4	
PROSJEK				**48,593**		**0,681**	**G2**	

Tablica A.25. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja petetažne građevine, d_{wA}=2%

postotak zida=	**2,00%**	Fa=	3,75	T=	0,467305	Tef=	0,6608696
broj etaža	**5**	**ω_1=**	**13,44**	**Γ=**	**1,239**	**φ1=**	**0,2737**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	1,349	42,612	11,664	0,492	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	1,537	36,738	10,056	0,424	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,652	36,006	9,856	0,416	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	3,671	14,555	3,984	0,168	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,888	48,059	13,155	0,555	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	2,643	19,071	5,220	0,220	G1	
Campano Cucano_y	0,177	0,49	1,349	66,161	18,110	0,764	G3,G4	
PROSJEK				**37,601**		**0,434**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,888	57,938	15,859	0,669	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	1,224	96,805	26,497	1,118	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	1,537	84,302	23,075	0,974	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	1,139	126,540	34,637	1,461	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	3,304	31,887	8,728	0,368	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	2,448	53,346	14,602	0,616	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	1,139	121,673	33,304	1,405	G3,G4	
PROSJEK				**81,784**		**0,945**	**G3,G4**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,836	130,721	35,781	1,510	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	3,304	73,080	20,004	0,844	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	2,203	72,317	19,795	0,835	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	1,101	141,431	38,713	1,633	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,931	158,804	43,468	1,834	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	1,573	100,924	27,625	1,166	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	216,780	59,337	2,504	G3,G4	
PROSJEK				**127,722**		**1,475**	**G3,G4**	

Tablica A.26. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja petetažne građevine, d_{wA}=2,46%

postotak zida=	**2,46%**	Fa=	3,75	T=	0,4273	Tef=	0,6042933
broj etaža	**5**	**ω_1=**	**14,70**	**Γ=**	**1,238**	**φ1=**	**0,2735**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	1,233	38,951	10,654	0,450	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	1,405	33,581	9,185	0,388	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,511	32,912	9,002	0,380	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	3,357	13,304	3,639	0,154	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,727	43,929	12,016	0,507	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	2,417	17,432	4,768	0,201	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	1,233	60,476	16,541	0,698	G2	
PROSJEK				**34,369**		**0,397**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,727	52,959	14,485	0,611	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	1,119	88,486	24,203	1,021	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	1,405	77,058	21,077	0,889	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	1,042	115,666	31,637	1,335	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	3,021	29,147	7,972	0,336	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	2,238	48,761	13,337	0,563	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	1,042	111,218	30,420	1,284	G3,G4	
PROSJEK				**74,756**		**0,863**	**G3,G4**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,679	119,488	32,682	1,379	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	3,021	66,800	18,271	0,771	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	2,014	66,103	18,081	0,763	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	1,007	129,278	35,360	1,492	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,851	132,731	36,305	1,532	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	1,439	92,251	25,233	1,065	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	181,188	49,559	2,091	G3,G4	
PROSJEK				**112,548**		**1,299**	**G3,G4**	

Tablica A.27. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja petetažne građevine, d_{wA}=3%

postotak zida=	**3,00%**	Fa=	3,75	T=	0,394042	Tef=	0,5572599
broj etaža	**5**	**ω_1=**	**15,94**	**Γ=**	**1,239**	**φ1=**	**0,2732**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	1,137	35,930	9,818	0,414	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	1,296	30,978	8,465	0,357	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,393	30,360	8,296	0,350	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	3,096	12,273	3,353	0,141	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,592	40,523	11,073	0,467	G2	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	2,229	16,081	4,394	0,185	G1	
Campano lucano_y	0,177	0,49	1,137	55,787	15,244	0,643	G3,G4	
PROSJEK				**31,704**		**0,366**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,592	48,853	13,349	0,563	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	1,032	81,625	22,304	0,941	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	1,296	71,082	19,423	0,820	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,961	102,514	28,012	1,182	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	2,786	26,887	7,347	0,310	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	2,064	44,981	12,291	0,519	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,961	98,572	26,935	1,136	G3,G4	
PROSJEK				**67,788**		**0,782**	**G3,G4**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,548	110,223	30,118	1,271	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	2,786	61,621	16,838	0,710	G3,G4	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,858	60,977	16,662	0,703	G3,G4	
Friuli	0,309	0,6	0,929	110,759	30,265	1,277	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,785	112,909	30,852	1,302	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	1,327	85,098	23,253	0,981	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	154,130	42,116	1,777	G3,G4	
PROSJEK				**99,388**		**1,146**	**G3,G4**	

Tablica A.28. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja petetažne građevine, d_{wA}=4%

postotak zida=	**4,00%**	Fa=	3,75	T=	0,351063	Tef=	0,4964776
broj etaža	**5**	**ω_1=**	**17,89**	**Γ=**	**1,238**	**φ1=**	**0,2734**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax(1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	1,013	31,996	8,749	0,369	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	1,155	27,586	7,543	0,318	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,241	27,036	7,392	0,312	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,758	10,929	2,988	0,126	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,419	36,086	9,867	0,416	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,986	14,320	3,915	0,165	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	1,013	49,678	13,583	0,573	G2	
PROSJEK				**28,233**		**0,326**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,419	43,504	11,895	0,502	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,919	66,829	18,273	0,771	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	1,155	63,299	17,308	0,730	G2	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,856	81,332	22,238	0,938	G5	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	2,482	23,943	6,547	0,276	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,839	40,055	10,952	0,462	G2	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,856	78,204	21,383	0,902	G5	
PROSJEK				**56,738**		**0,655**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,379	98,154	26,838	1,132	G5	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	2,482	54,874	15,004	0,633	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,655	54,301	14,847	0,626	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,827	87,873	24,027	1,014	G5	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,699	89,579	24,493	1,033	G5	
Darfield	0,315	0,42	1,182	75,780	20,720	0,874	G5	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	122,283	33,435	1,411	G5	
PROSJEK				**83,263**		**0,961**	**G5**	

Tablica A.29. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja petetažne građevine, d_{wA}=5%

postotak zida=	**5,00%**	Fa=	3,75	T=	0,322582	Tef=	0,4561997
broj etaža	**5**	**ω_1=**	**19,47**	**Γ=**	**1,238**	**φ1=**	**0,2733**

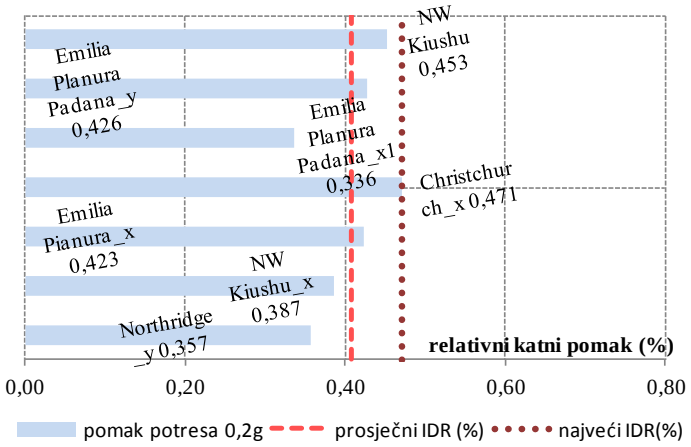
opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax (1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,931	27,368	7,479	0,316	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	1,061	25,344	6,926	0,292	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,140	24,838	6,788	0,286	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,534	10,041	2,744	0,116	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,303	33,153	9,060	0,382	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,825	13,156	3,595	0,152	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,931	42,492	11,612	0,490	G2	
PROSJEK				**25,199**		**0,291**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,303	39,968	10,923	0,461	G2	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,845	56,416	15,418	0,651	G3,G4	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	1,061	58,154	15,893	0,671	G3,G4	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,787	68,660	18,764	0,792	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	2,281	21,997	6,011	0,254	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,690	36,800	10,057	0,424	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,787	66,019	18,042	0,761	G3,G4	
PROSJEK				**49,716**		**0,573**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,267	90,176	24,644	1,040	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	2,281	50,414	13,777	0,581	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,521	49,887	13,633	0,575	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,760	74,181	20,273	0,855	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,643	75,622	20,666	0,872	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	1,086	69,621	19,026	0,803	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	103,230	28,211	1,190	G3,G4	
PROSJEK				**73,304**		**0,845**	**G3,G4**	

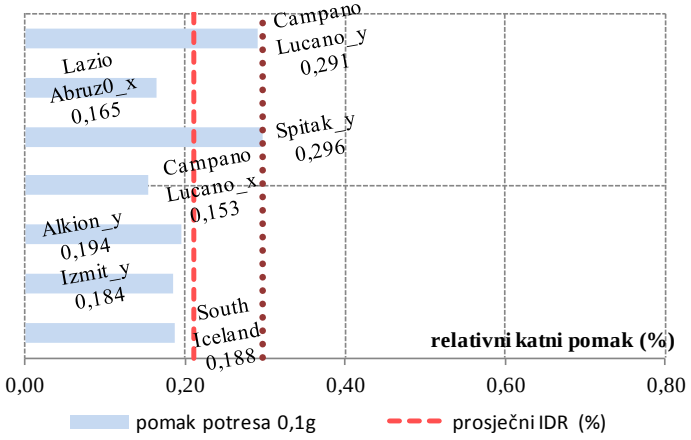
Tablica A.30. Veličine procijenjenih pomaka i stupnja oštećenja petetažne građevine, d_{wA}=6%

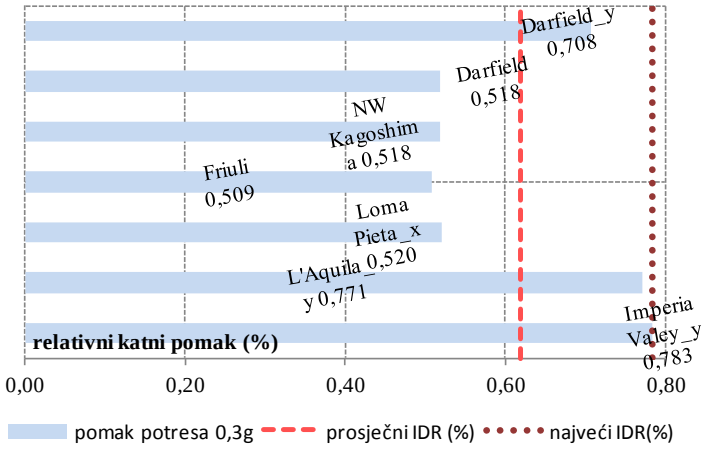
postotak zida=	**6,00%**	Fa=	3,75	T=	0,302147	Tef=	0,4272999
broj etaža	**5**	**ω_1=**	**20,78**	**Γ=**	**1,238**	**φ1=**	**0,2730**

opis potresa			procjenjene vrijednosti					EC8
naziv	a_g (MW)	T_g (sek)	TR (sek)	Dmax	Dmax (1)	IDR (%)	razina oštećenja preko točke	
South Iceland	0,114	0,49	0,872	24,013	6,556	0,277	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,1g
Izmit_y	0,112	0,43	0,994	23,591	6,441	0,272	G1	
Alkion_y	0,118	0,4	1,068	23,267	6,352	0,268	G1	
Campano Lucano_x	0,106	0,18	2,374	9,406	2,568	0,108	nema	
Spitak_y	0,18	0,35	1,221	31,056	8,479	0,358	G1	
Lazio Abruz0_x	0,1	0,25	1,709	12,324	3,364	0,142	nema	
Campano lucano_y	0,177	0,49	0,872	37,283	10,179	0,429	G1	
PROSJEK				**22,991**		**0,265**	**G1**	
Northridge_y	0,217	0,35	1,221	37,440	10,221	0,431	G1	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,2g
NW Kiushu_x	0,235	0,54	0,791	49,500	13,514	0,570	G2	
EMILIA Pianura_x	0,257	0,43	0,994	54,134	14,779	0,624	G2	
Christchurch_x	0,286	0,58	0,737	60,243	16,447	0,694	G3,G4	
Emilia Planura Padana_x1	0,209	0,2	2,136	20,605	5,625	0,237	G1	
Emilia Planura Padana_y	0,259	0,27	1,583	34,472	9,411	0,397	G1	
NW Kiushu	0,275	0,58	0,737	57,926	15,814	0,667	G3,G4	
PROSJEK				**44,903**		**0,517**	**G2**	
Imperia Valey_y	0,476	0,36	1,187	84,472	23,062	0,973	G3,G4	tip 1, 2% prigušenja, a_g=0,3g
L'Aquila_y	0,479	0,2	2,136	47,225	12,893	0,544	G2	
Loma Pieta_x	0,316	0,3	1,424	46,732	12,758	0,538	G2	
Friuli	0,309	0,6	0,712	65,087	17,769	0,750	G3,G4	
NW Kagoshima	0,315	0,71	0,602	66,351	18,114	0,764	G3,G4	
Darfield	0,315	0,42	1,017	65,218	17,805	0,751	G3,G4	
Darfield_y	0,43	0,27	0,533	90,574	24,727	1,043	G3,G4	
PROSJEK				**66,523**		**0,766**	**G3,G4**	

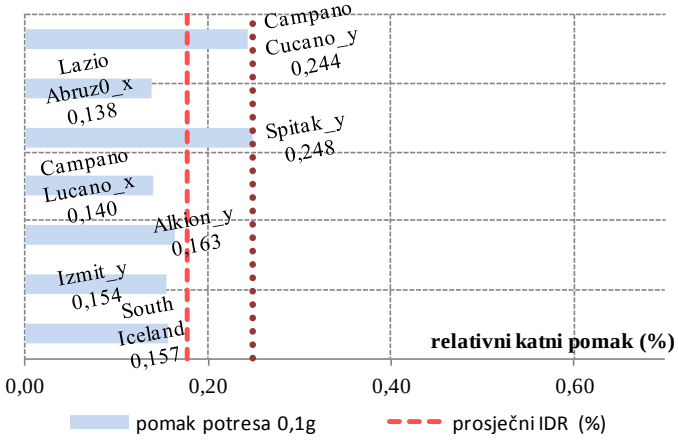
Slika A1. Procijenjeni pomaci jednoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

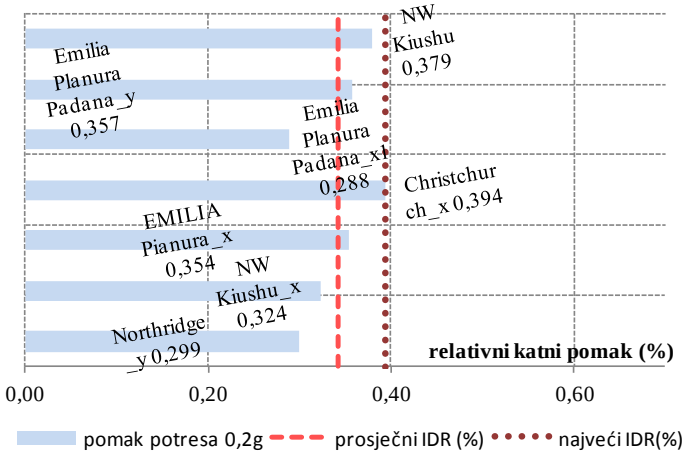


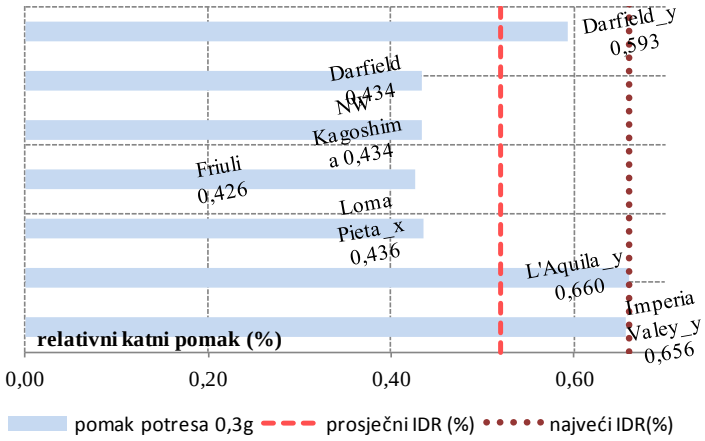




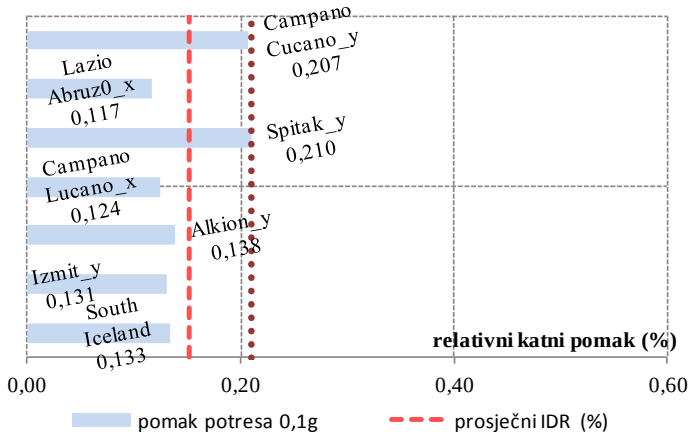
Slika A2. Procijenjeni pomaci jednoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2,46% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

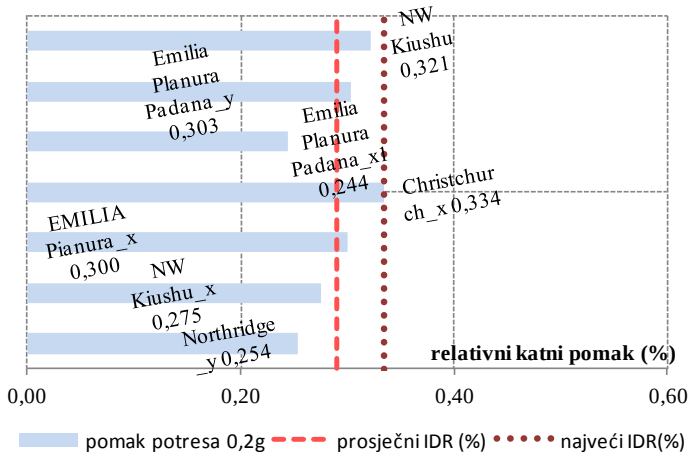


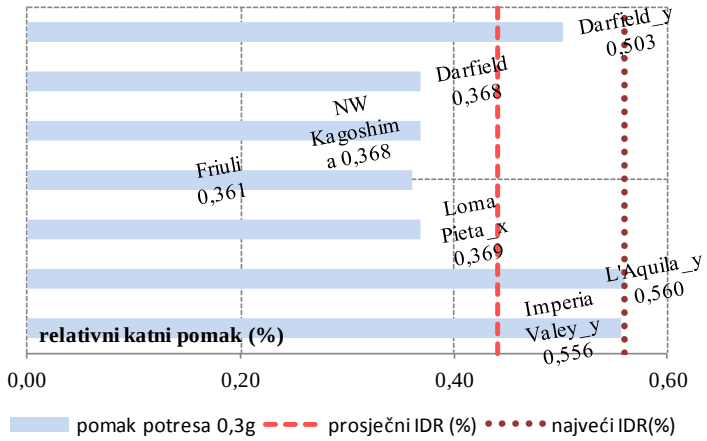




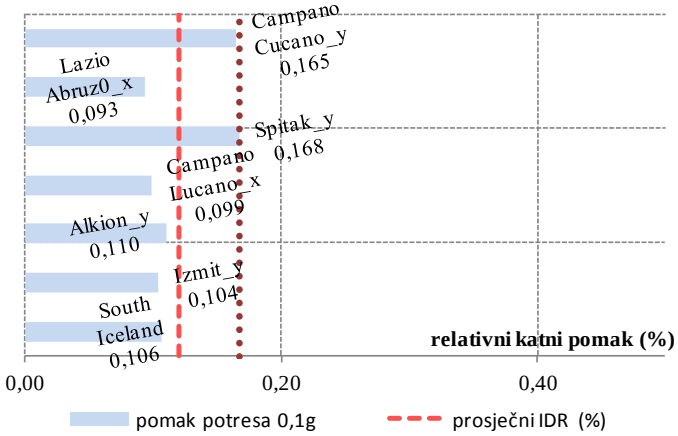
Slika A3. Procijenjeni pomaci jednoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=3% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

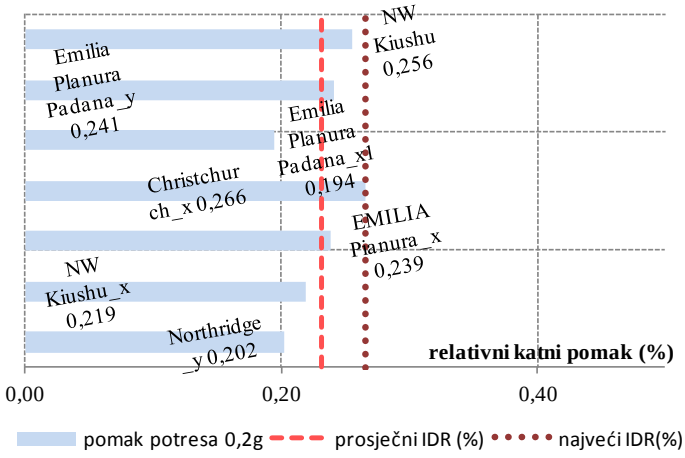


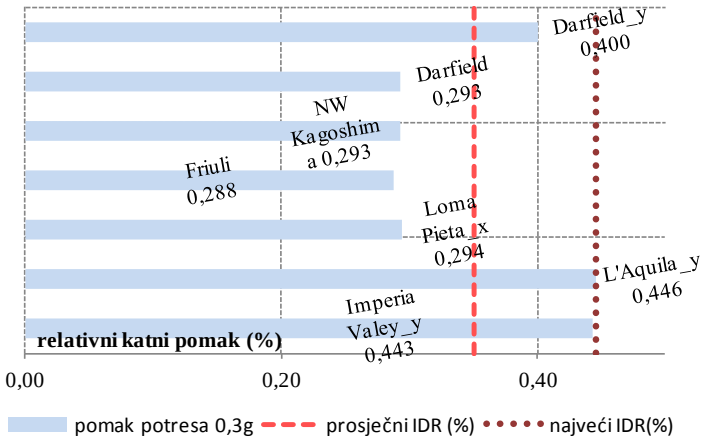




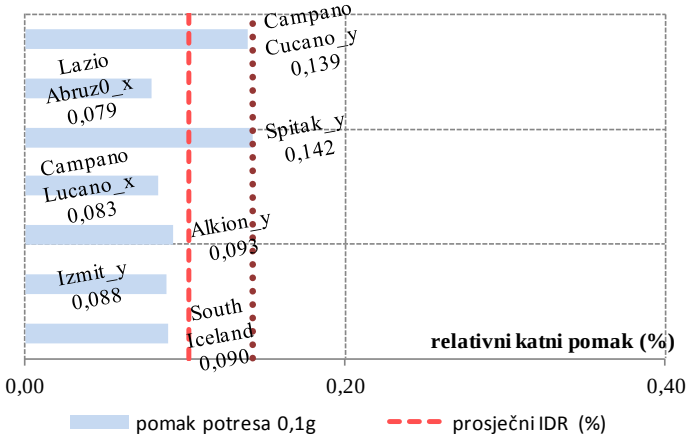
Slika A4. Procijenjeni pomaci jednoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=4% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

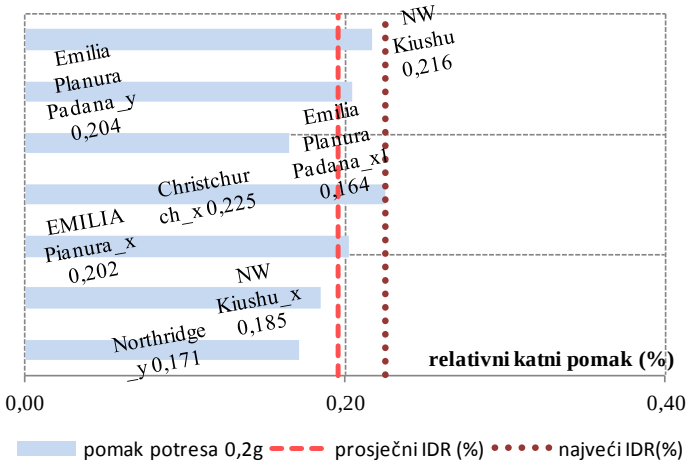


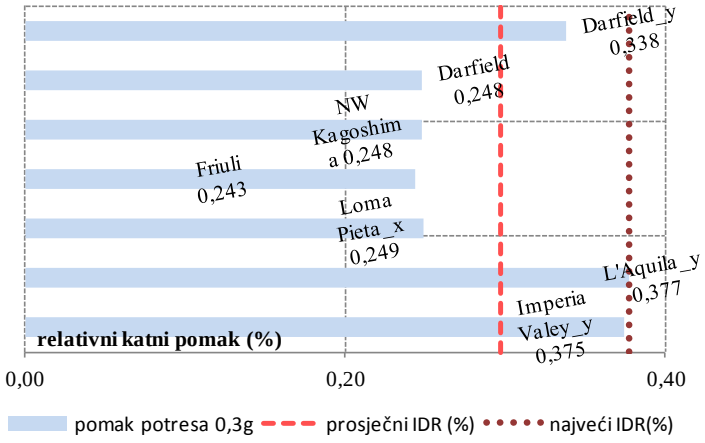




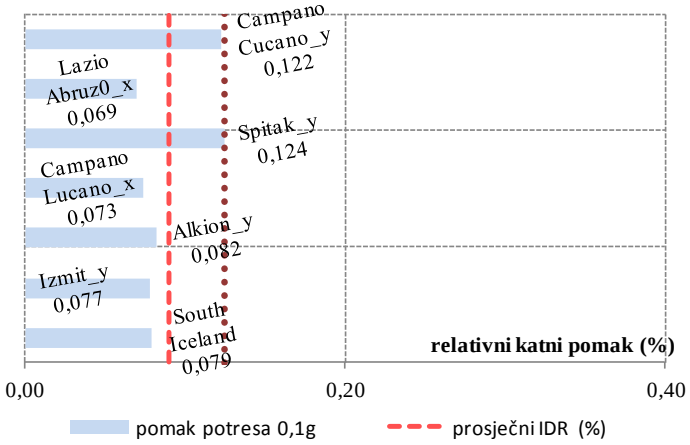
Slika A5. Procijenjeni pomaci jednoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=5% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

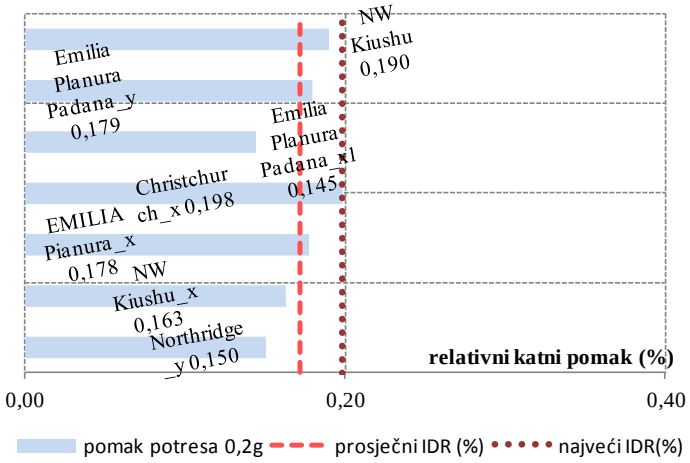


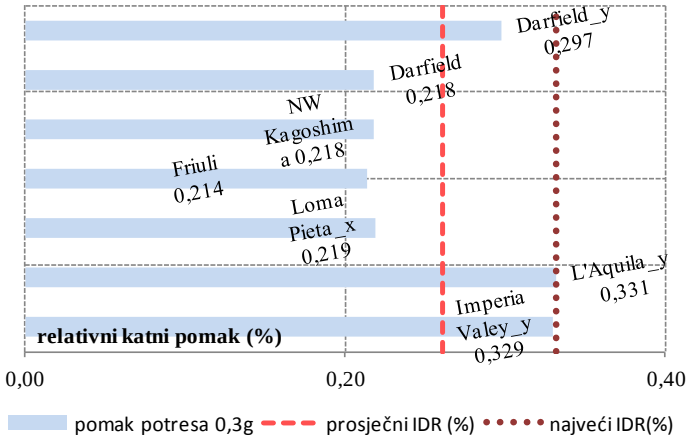




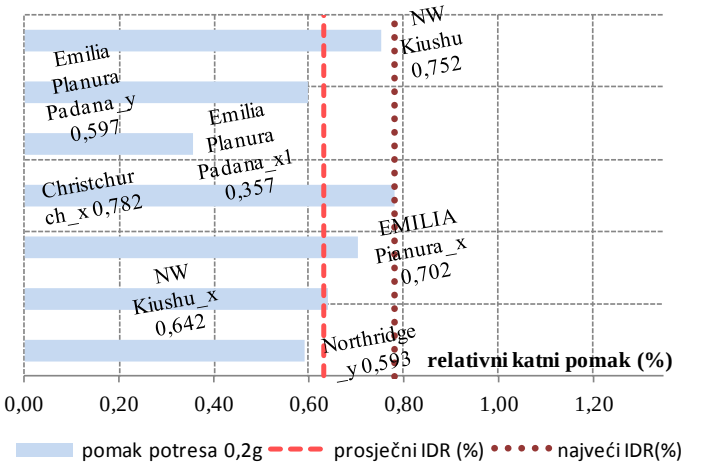
Slika A6. Procijenjeni pomaci jednoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=6% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

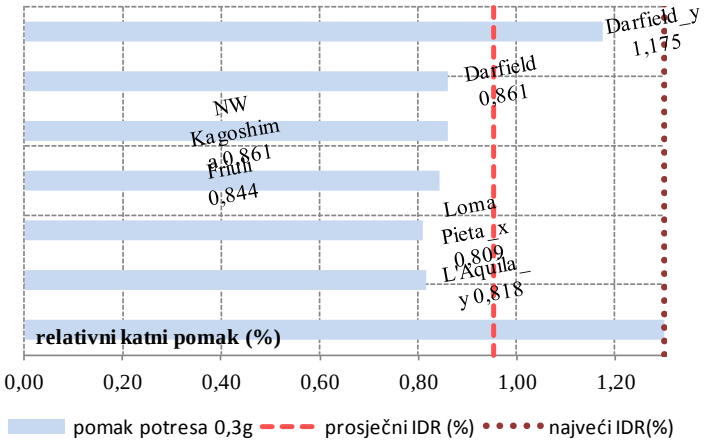


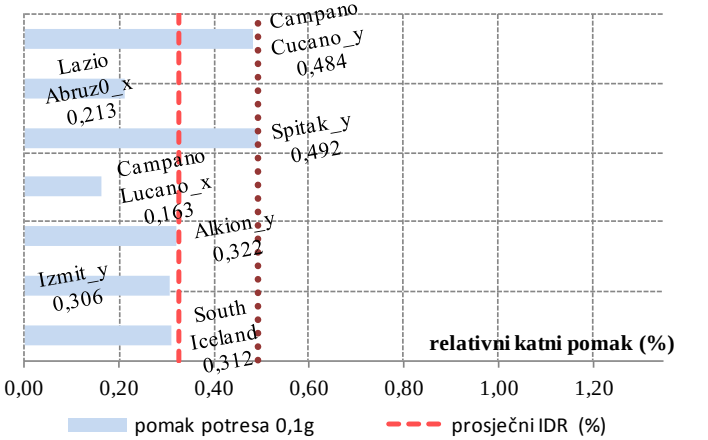




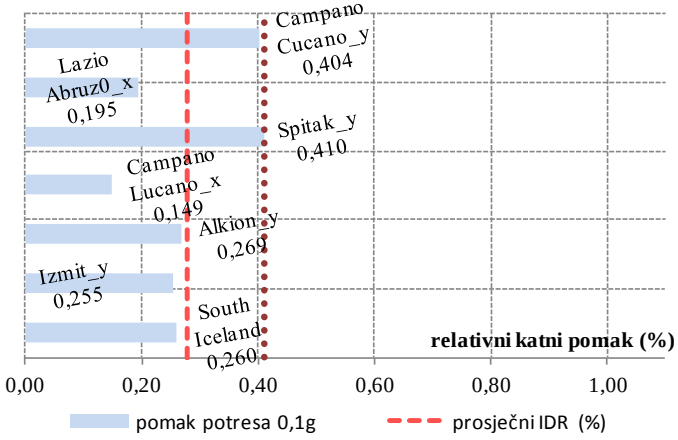
Slika A7. Procijenjeni pomaci dvoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

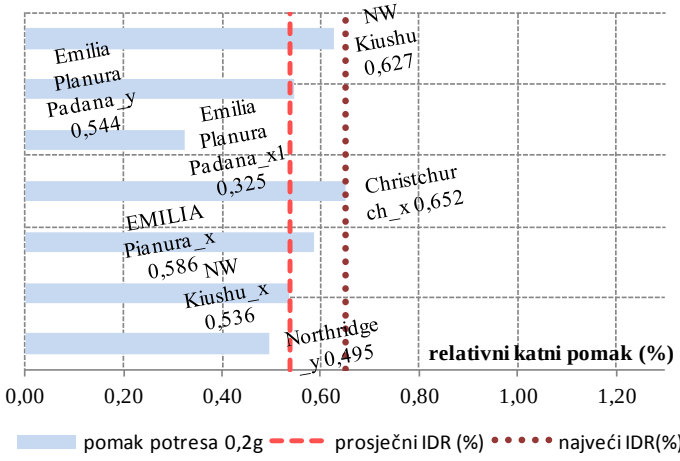


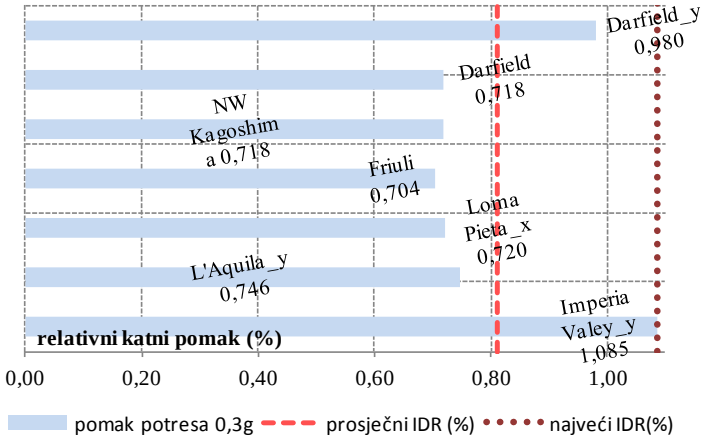




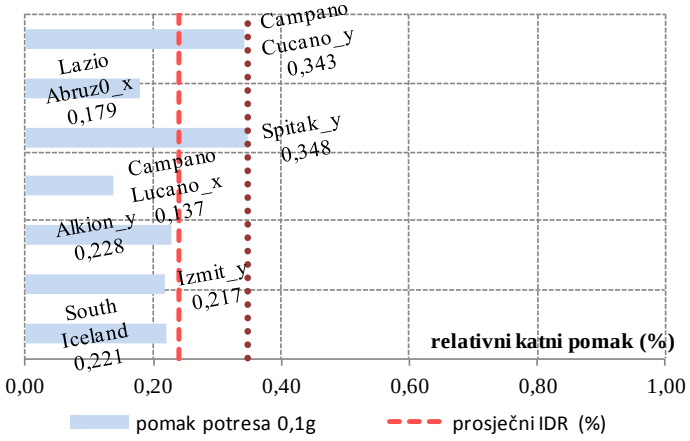
Slika A8. Procijenjeni pomaci dvoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2,46% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

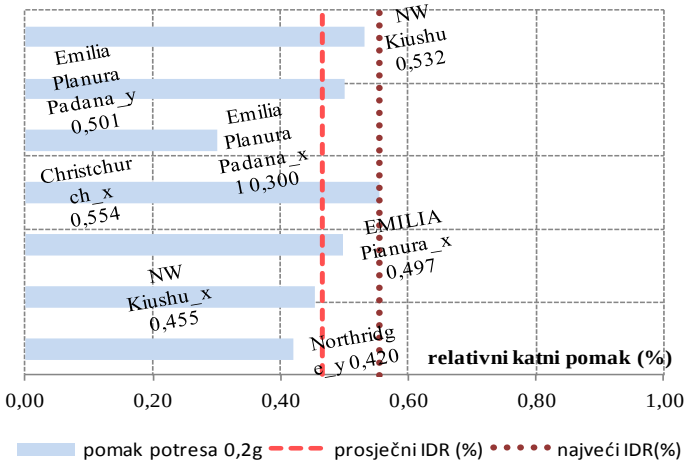


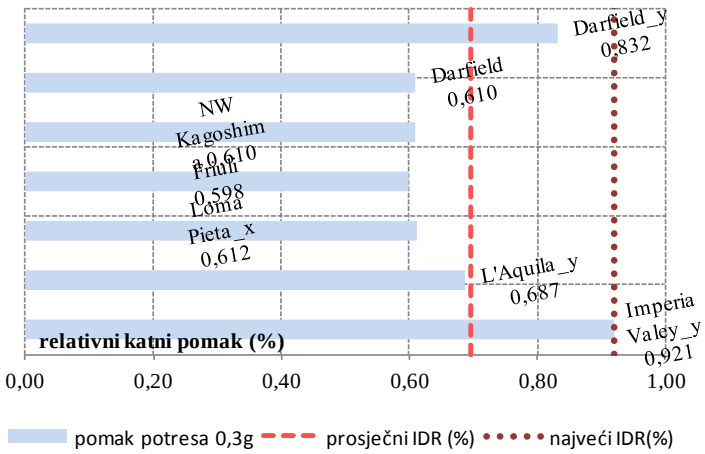




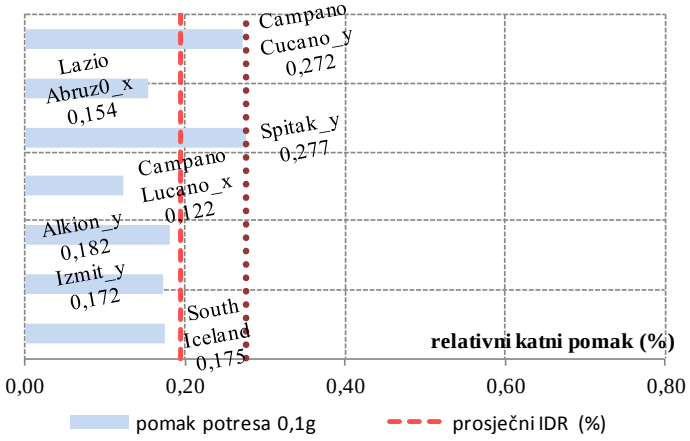
Slika A9. Procijenjeni pomaci dvoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=3% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

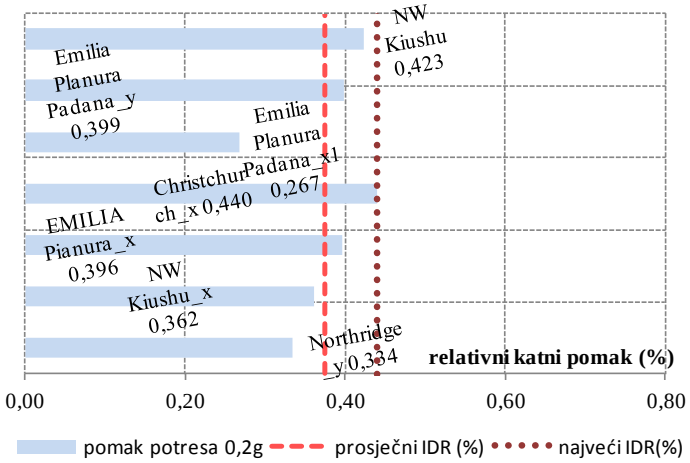


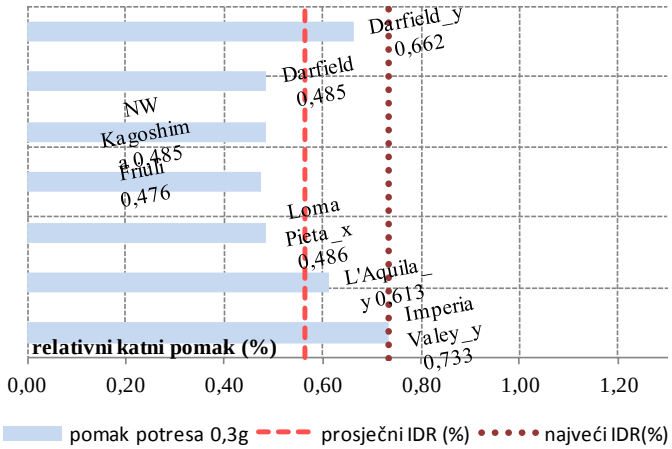




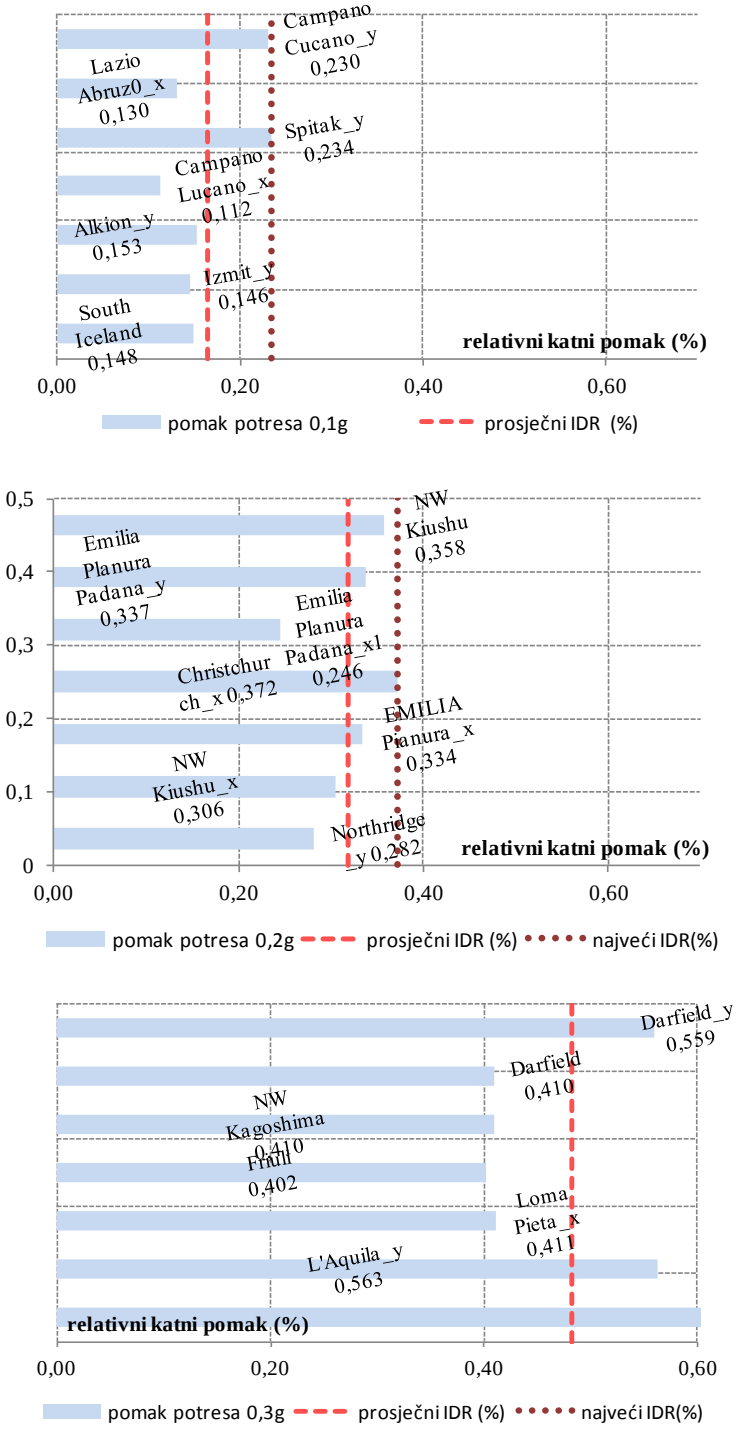
Slika A10. Procijenjeni pomaci dvoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=4% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g



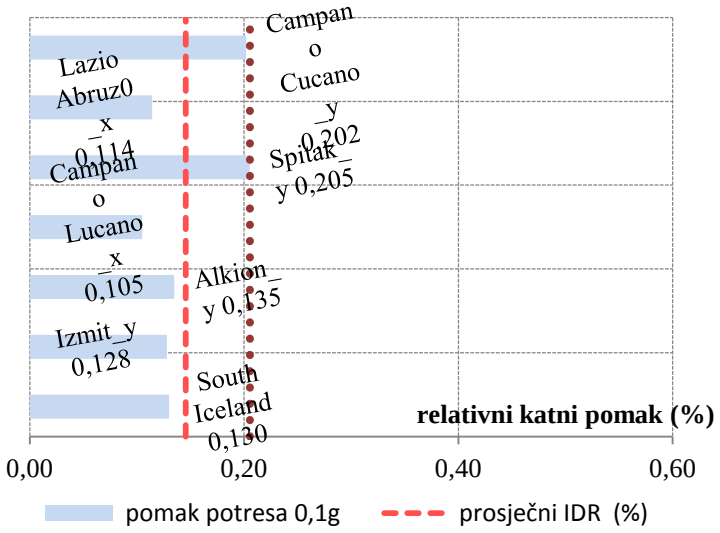


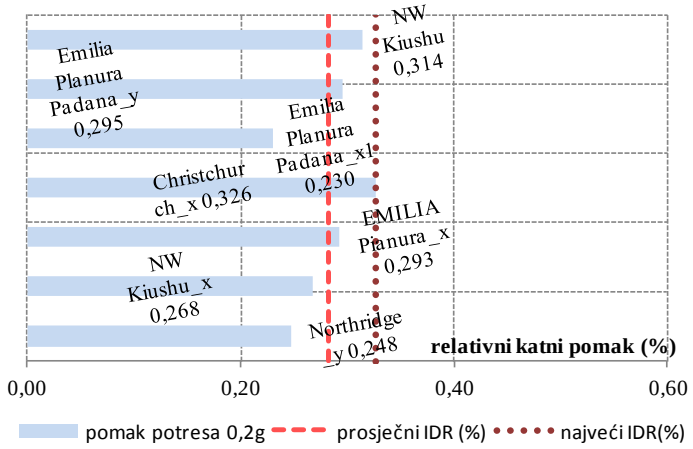


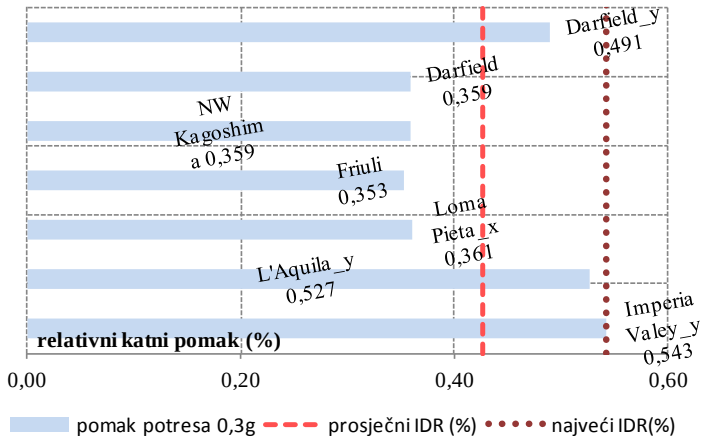
Slika A11. Procijenjeni pomaci dvoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=5% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g



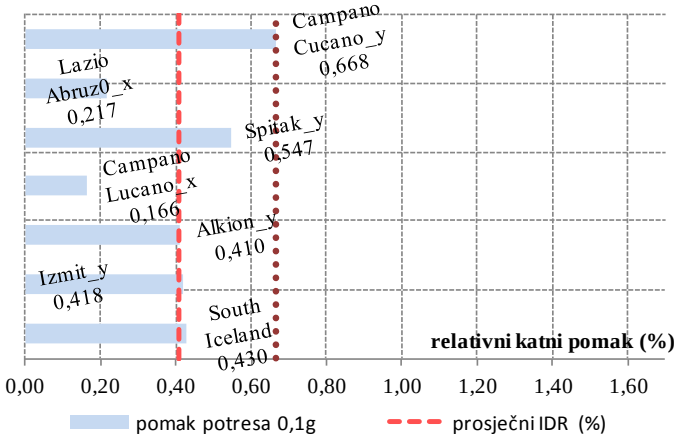
Slika A12. Procijenjeni pomaci dvoetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=6% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

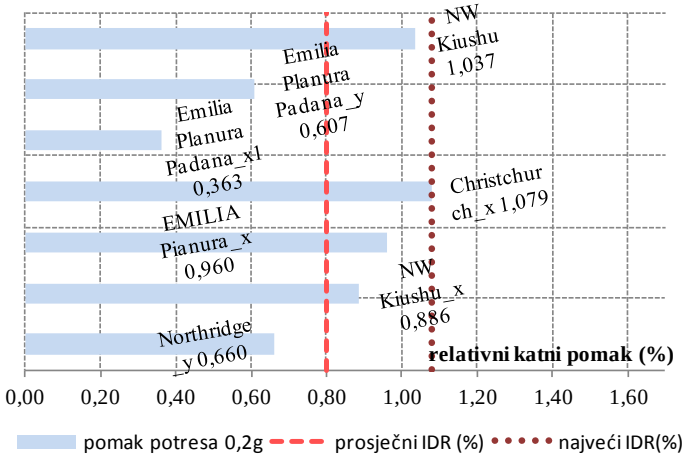


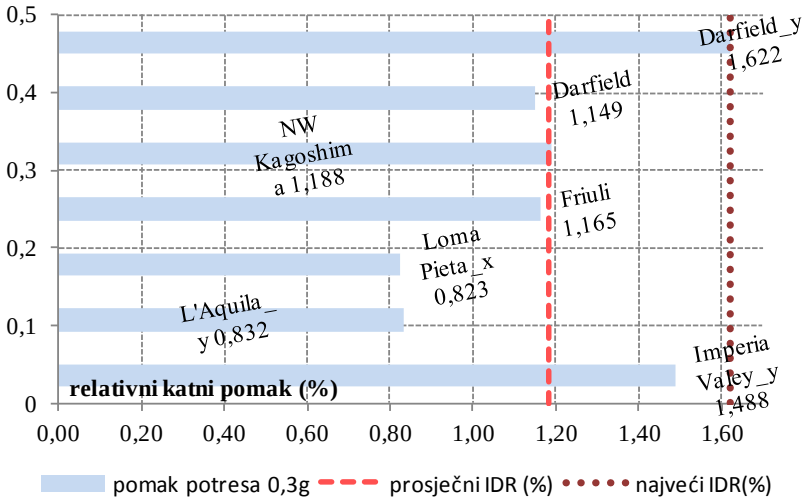




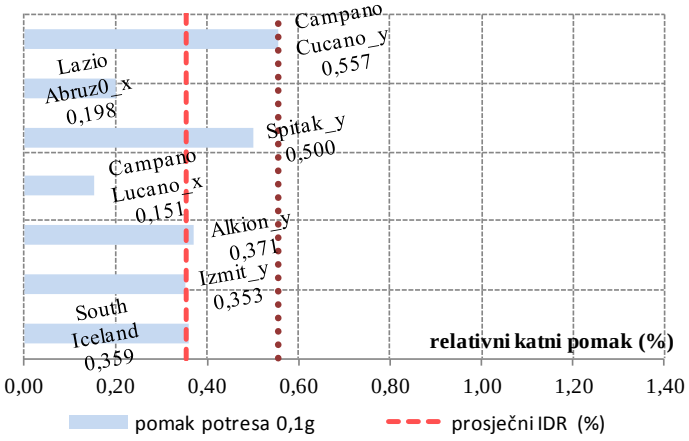
Slika A13. Procijenjeni pomaci troetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

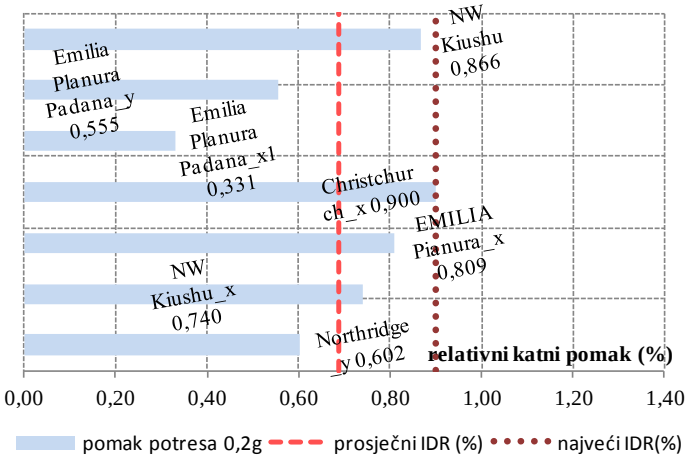


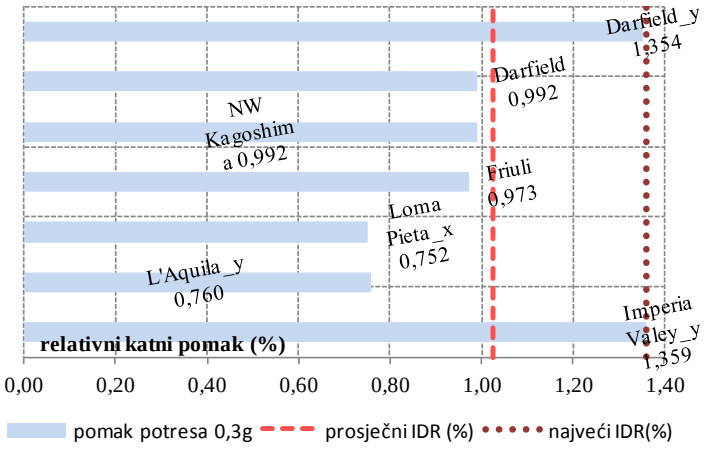




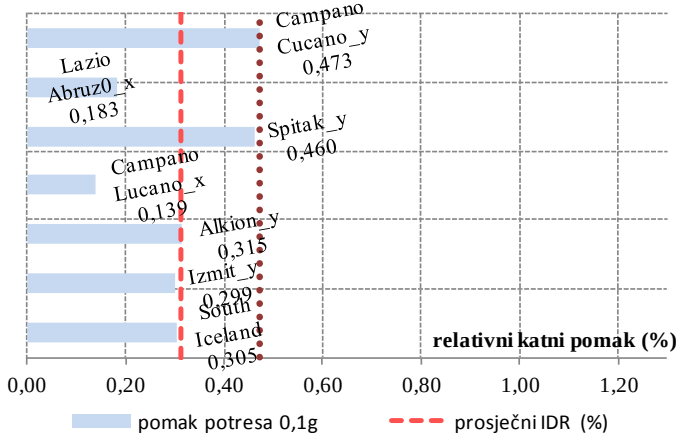
Slika A14. Procijenjeni pomaci troetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2,46% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

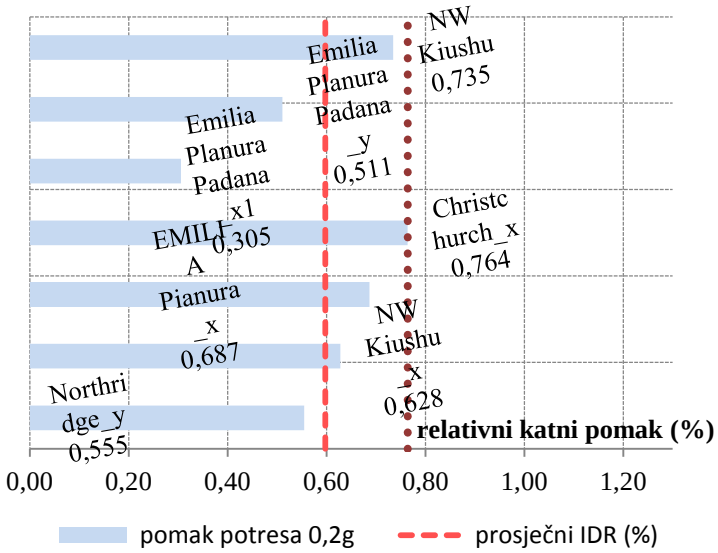


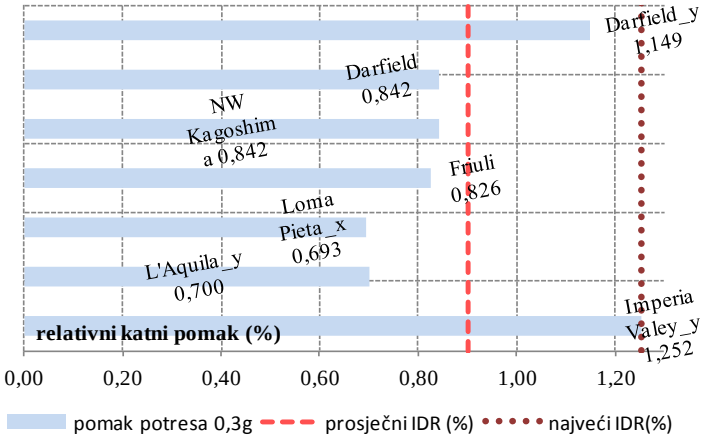




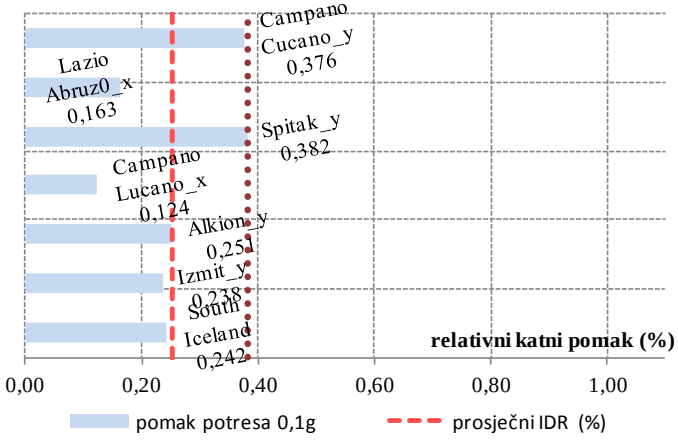
Slika A15. Procijenjeni pomaci troetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=3% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

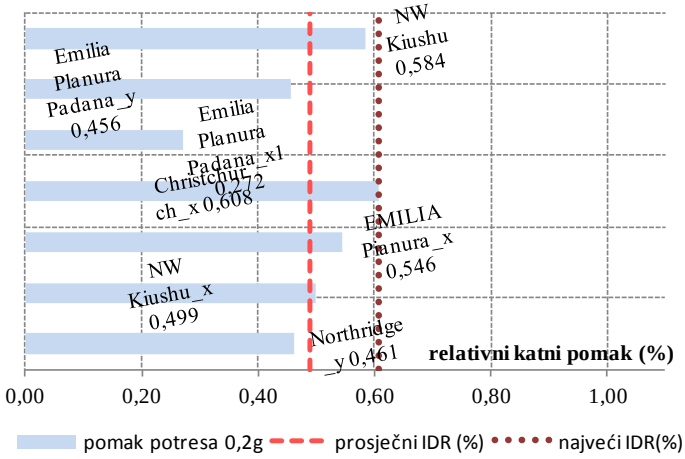


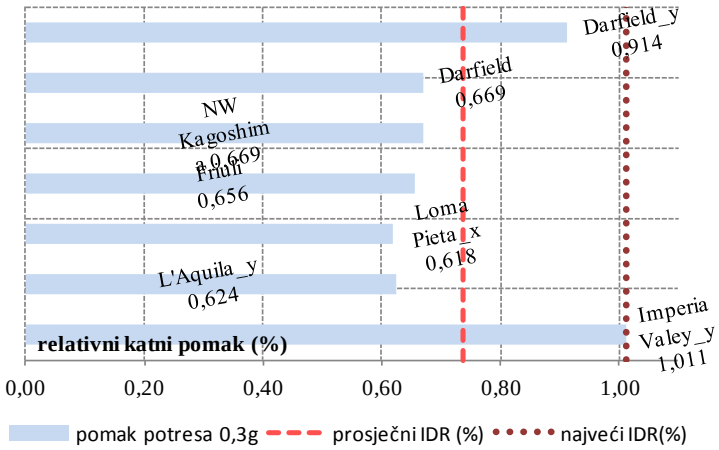




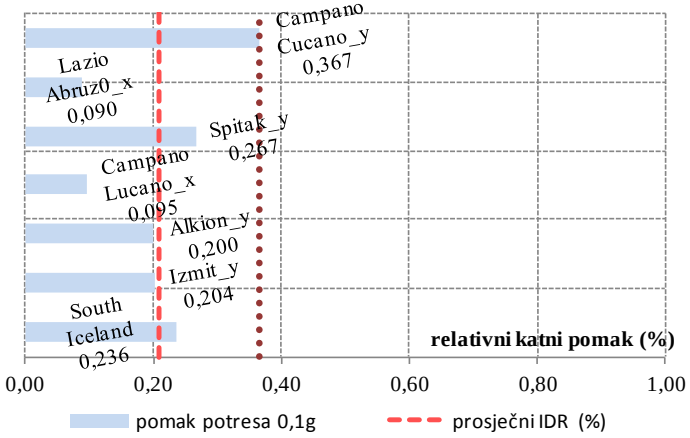
Slika A16. Procijenjeni pomaci troetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=4% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

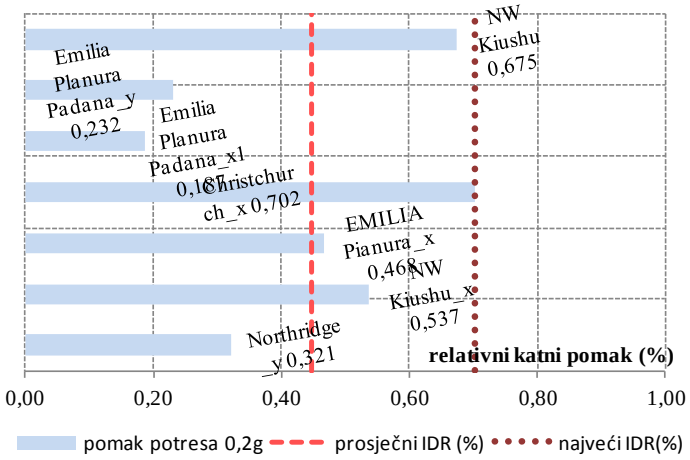


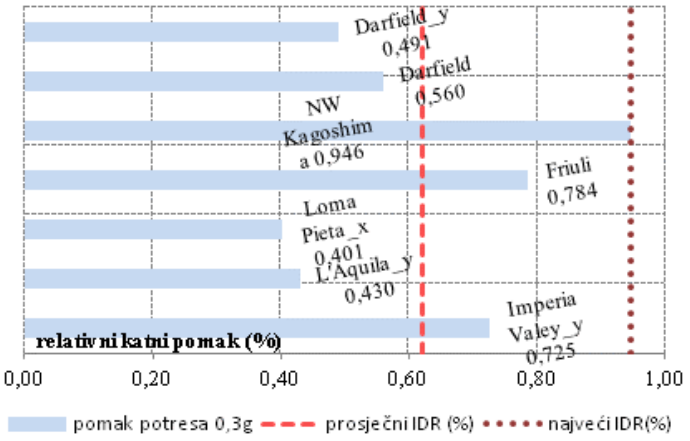




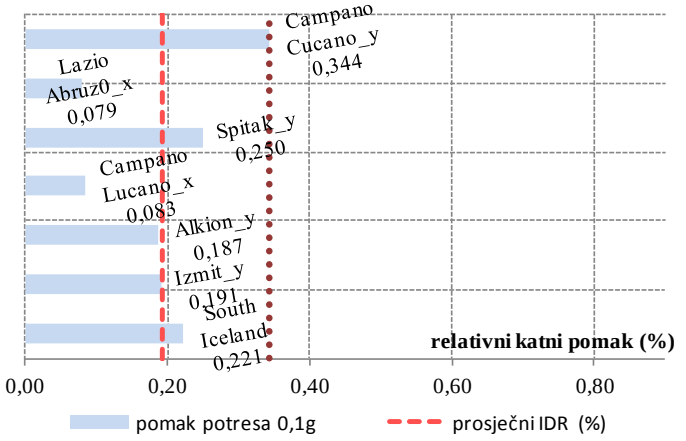
Slika A17. Procijenjeni pomaci troetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=5% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

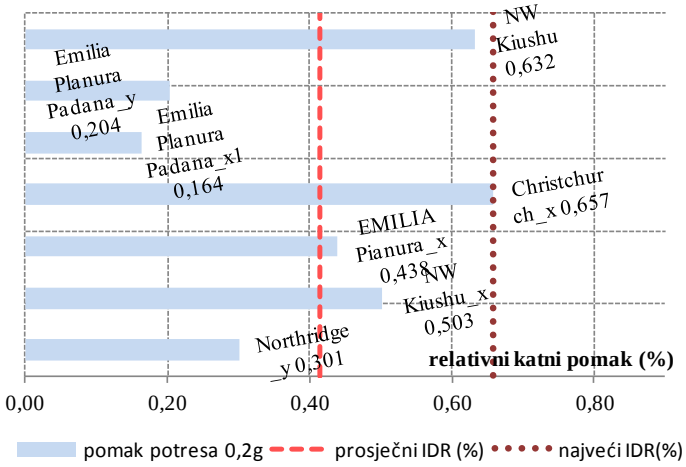


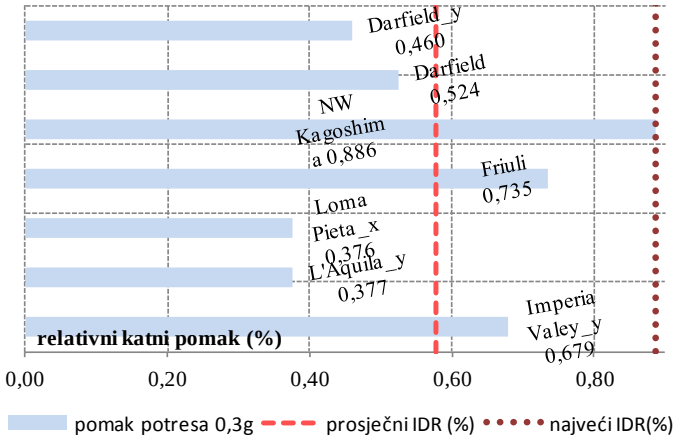




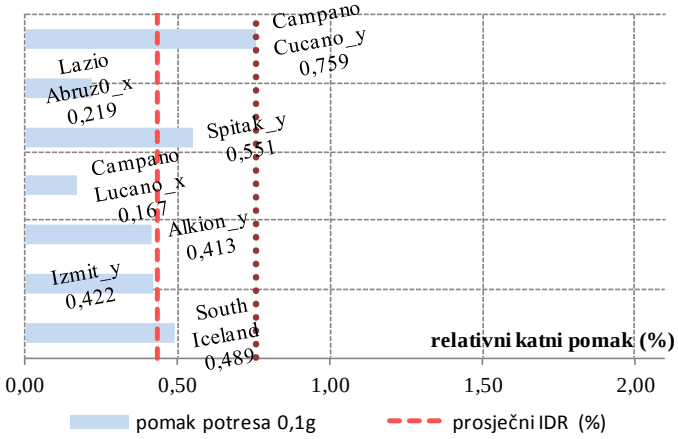
Slika A18. Procijenjeni pomaci troetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=6% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

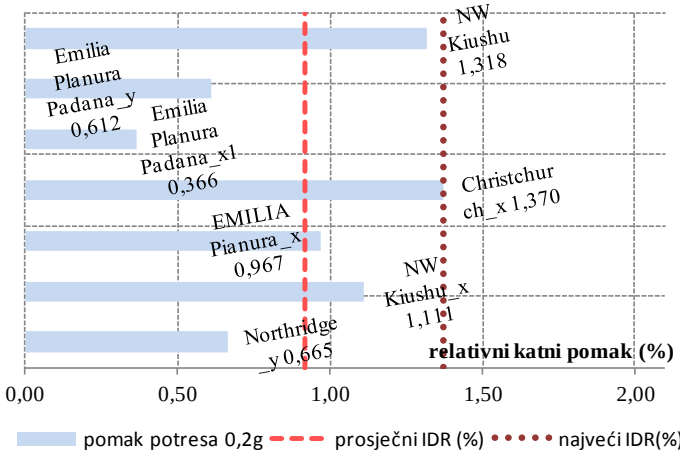


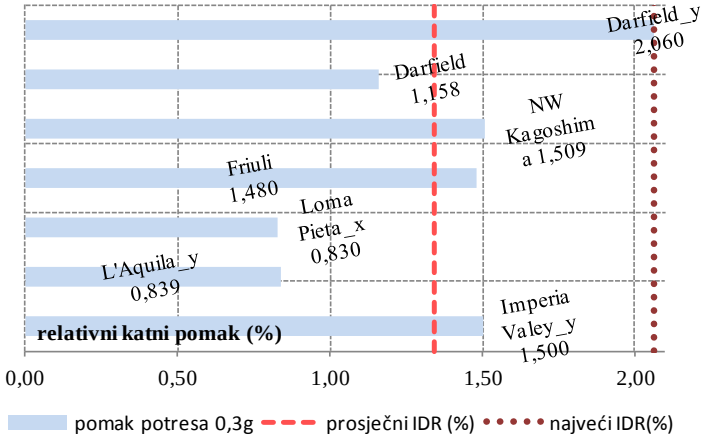




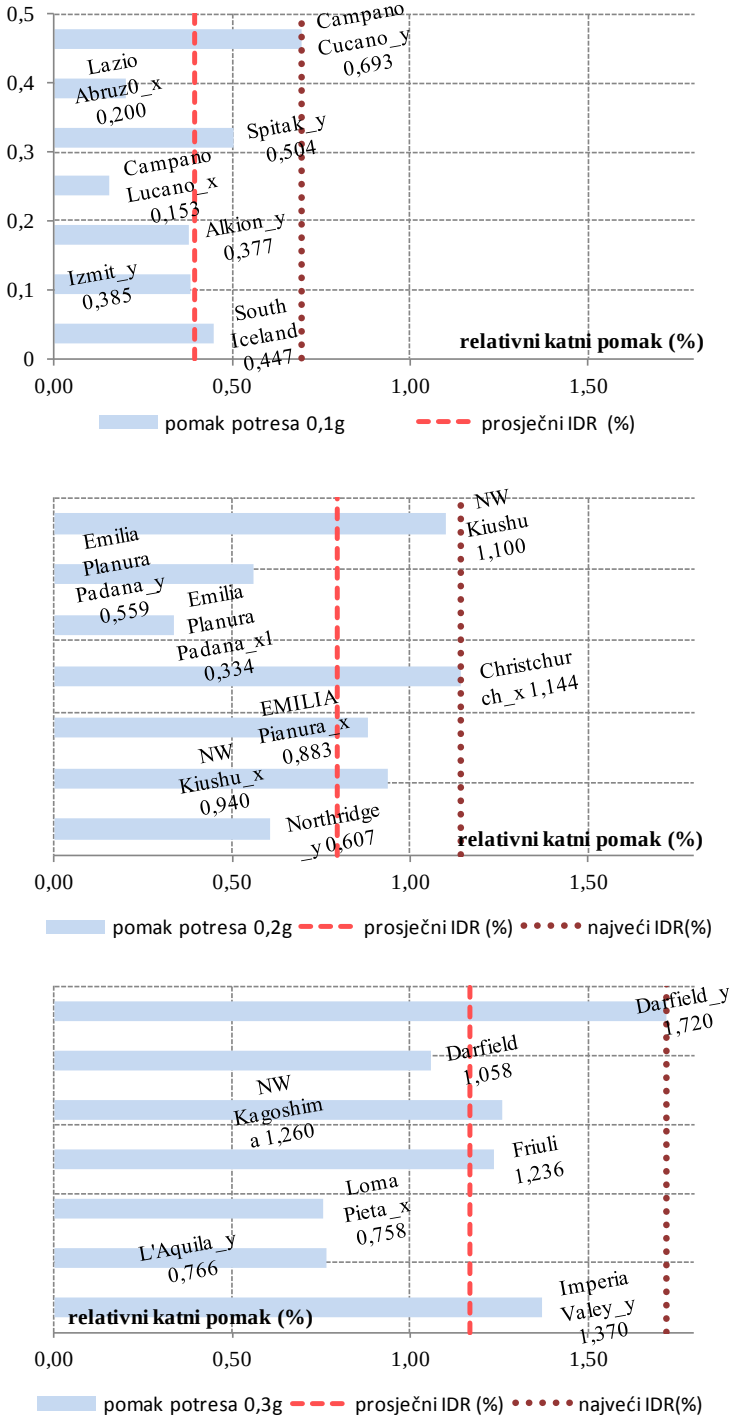
Slika A19. Procijenjeni pomaci četveroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g



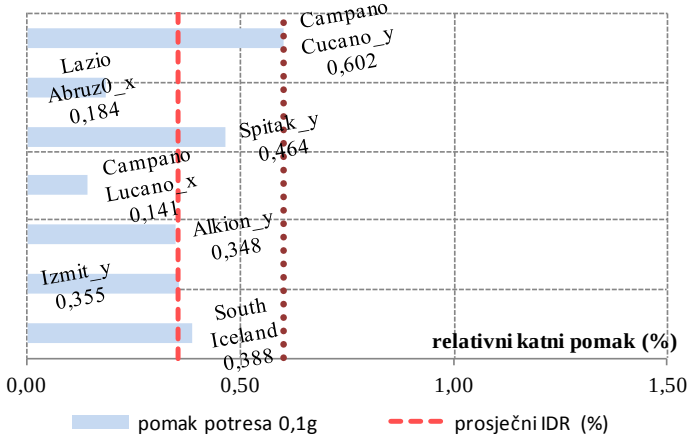


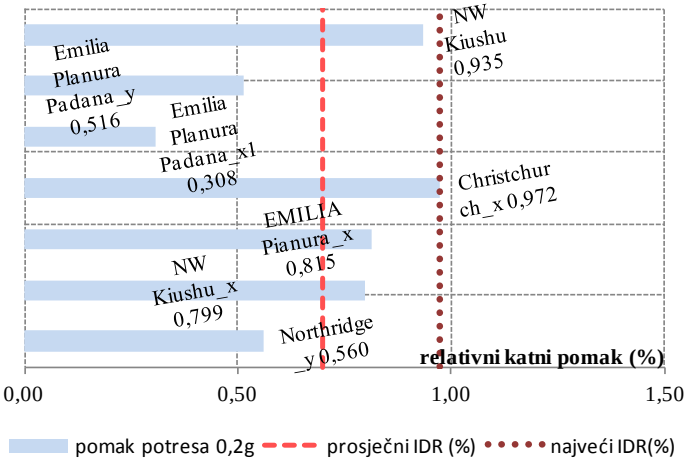


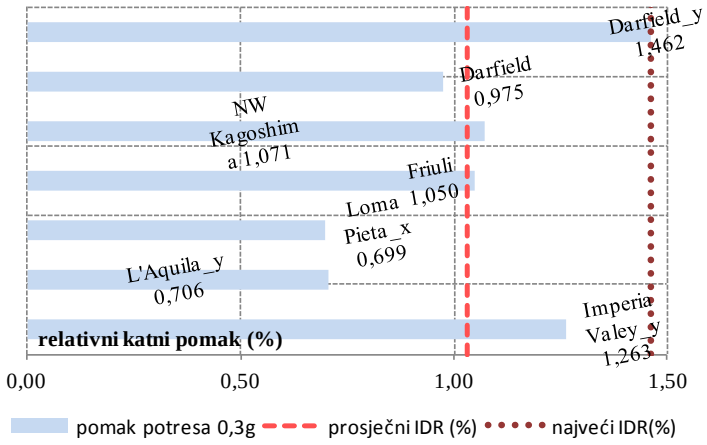
Slika A20. Procijenjeni pomaci četveroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2,46% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g



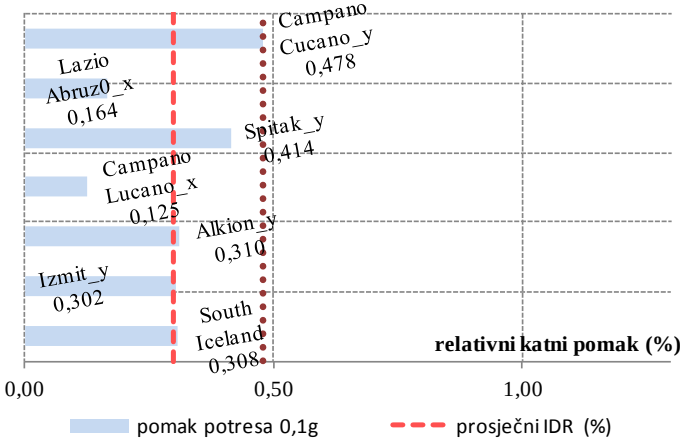
Slika A21. Procijenjeni pomaci četveroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=3% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

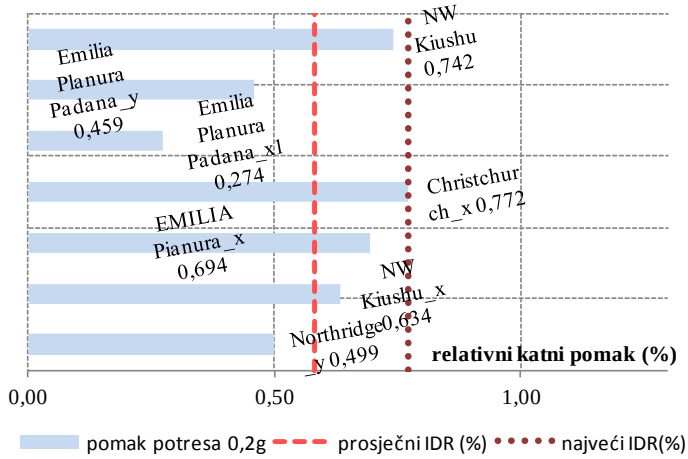


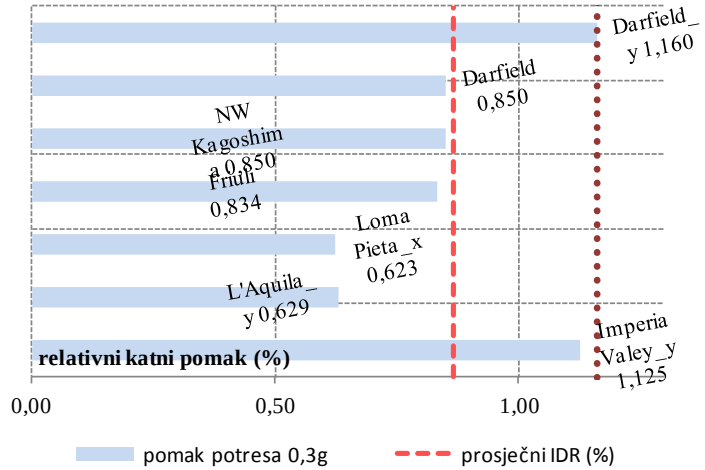




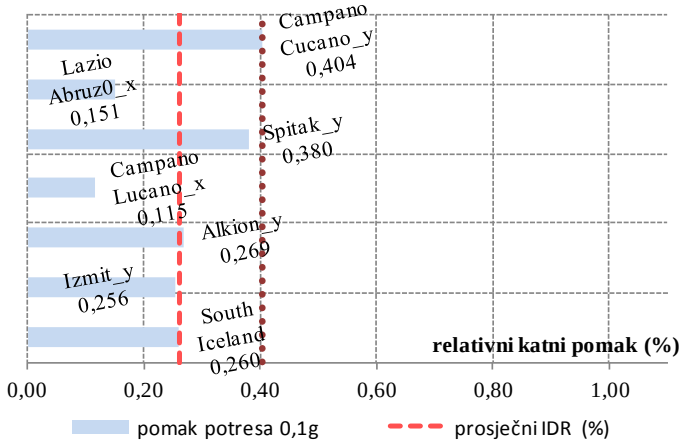
Slika A22. Procijenjeni pomaci četveroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=4% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

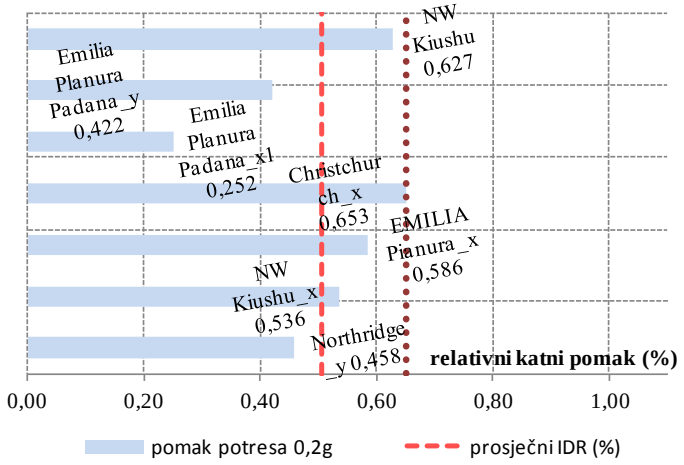


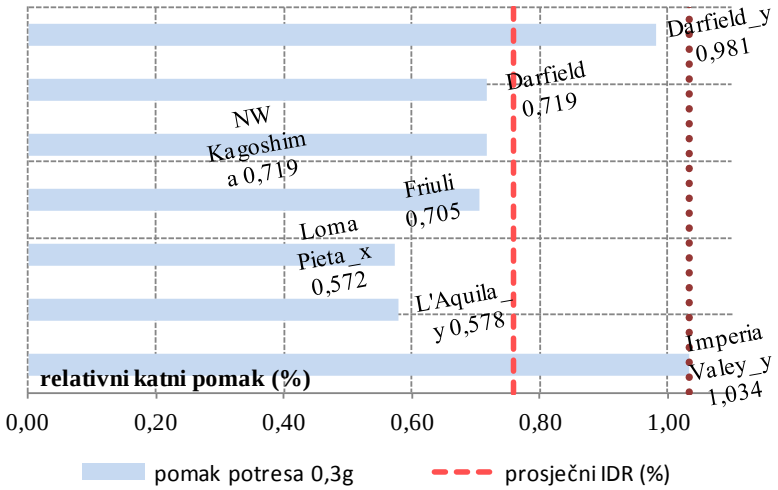




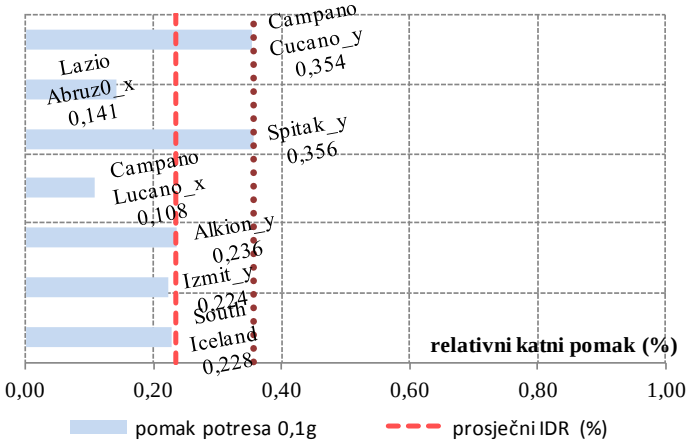
Slika A23. Procijenjeni pomaci četveroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=5% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

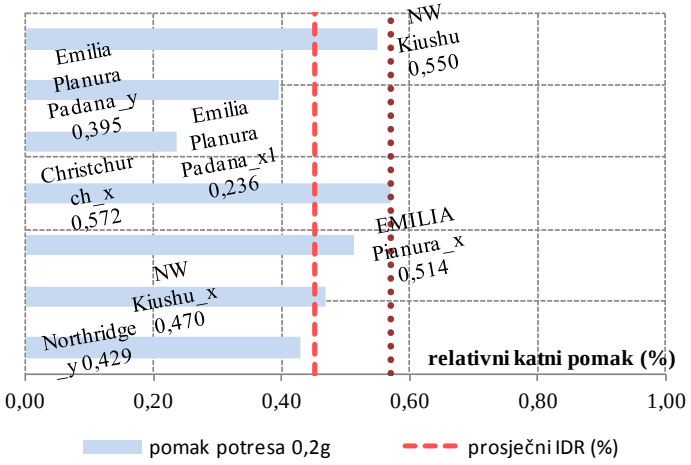


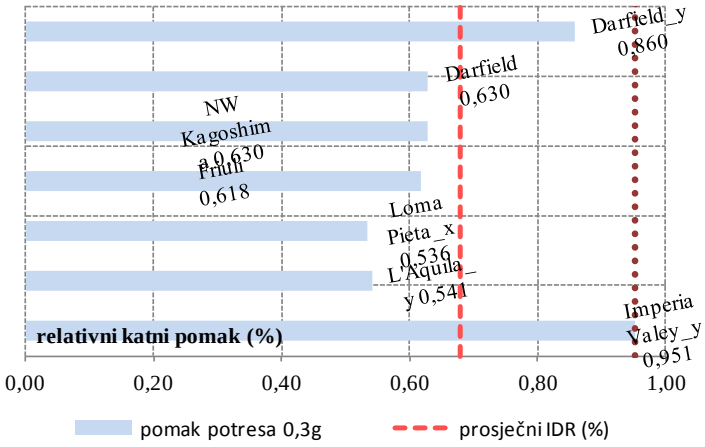




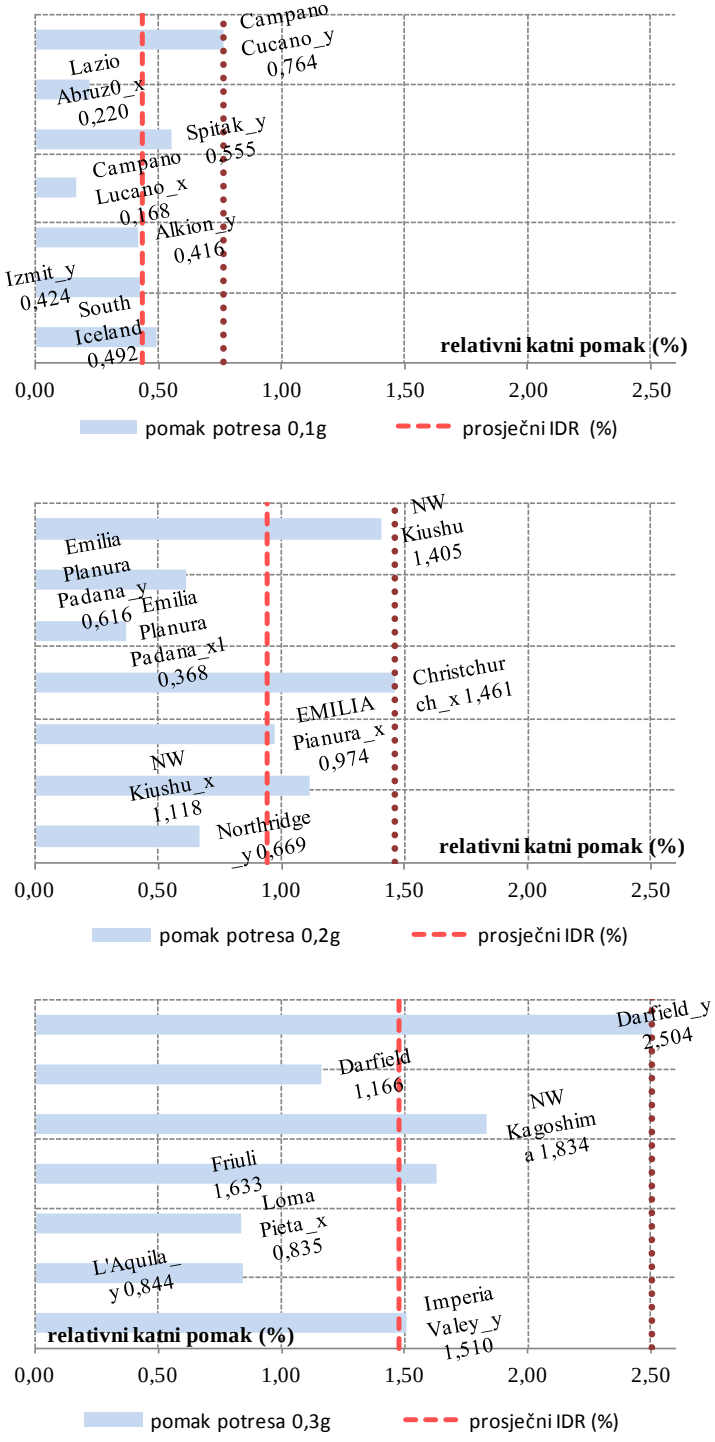
Slika A24. Procijenjeni pomaci četveroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=6% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g



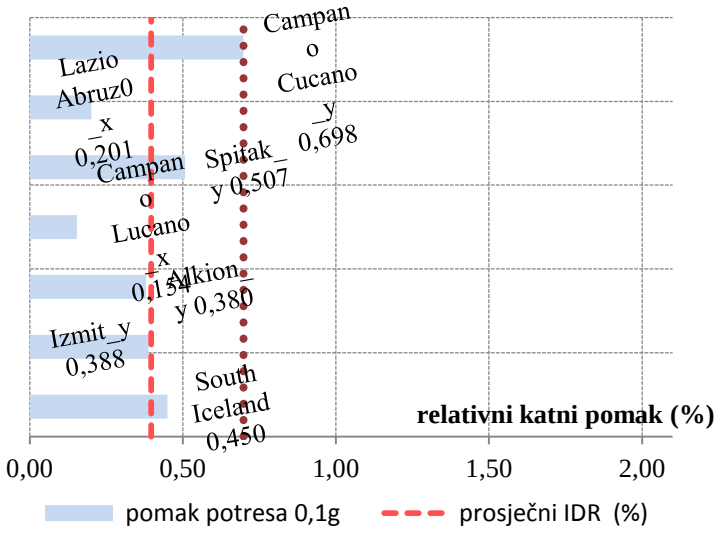


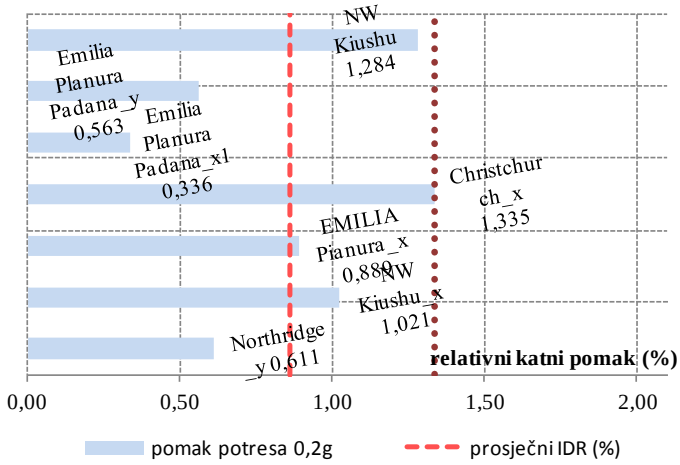


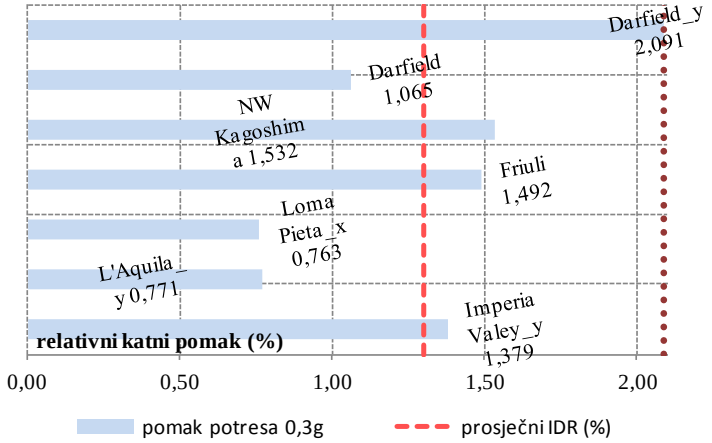
Slika A25. Procijenjeni pomaci peteroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g



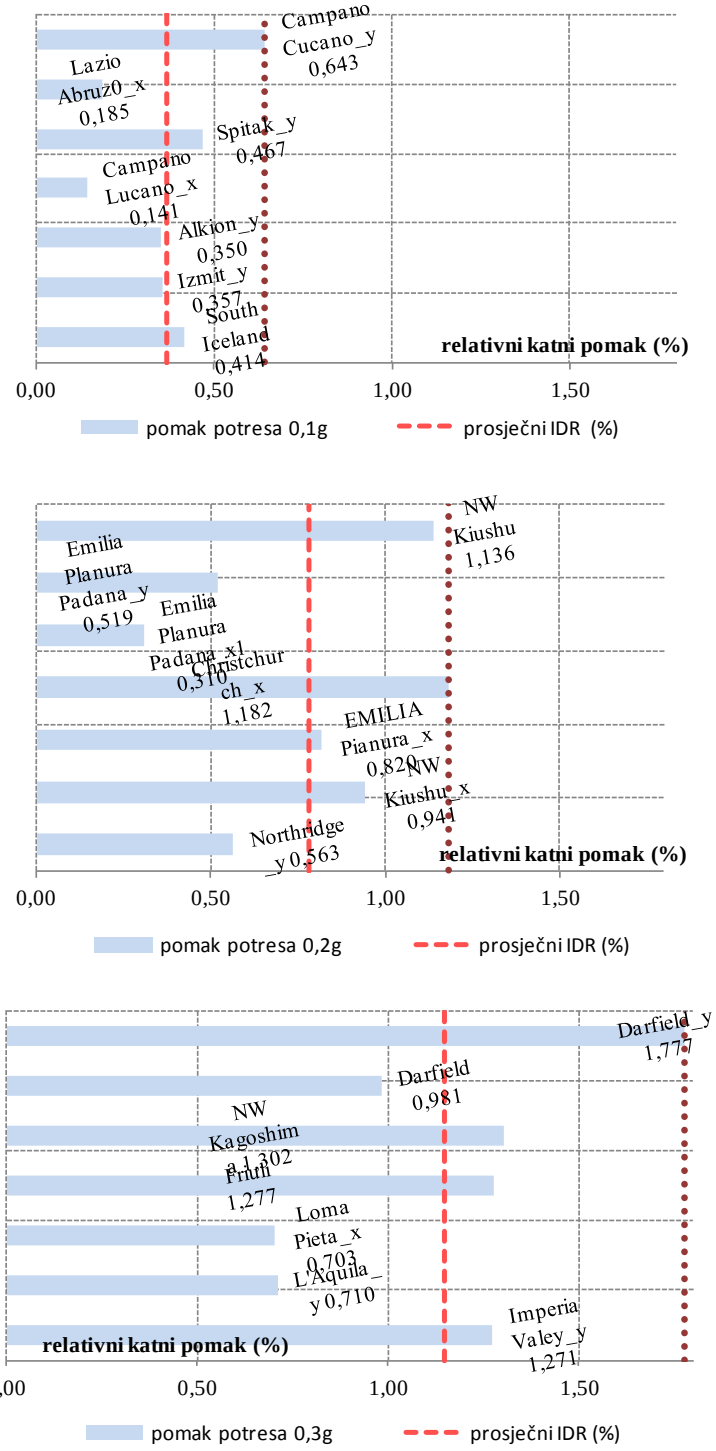
Slika A26. Procijenjeni pomaci peteroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=2,46% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g



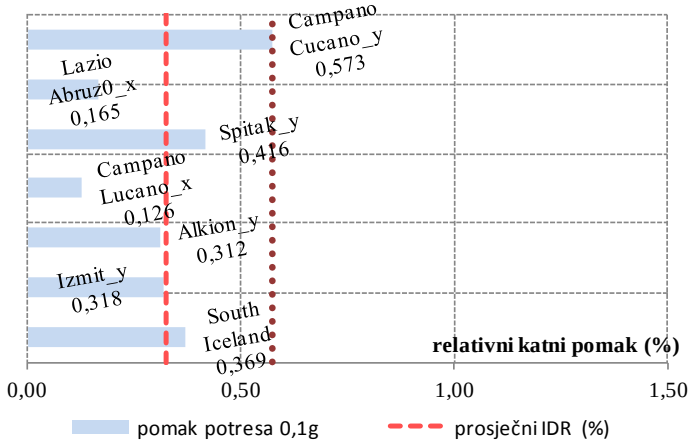


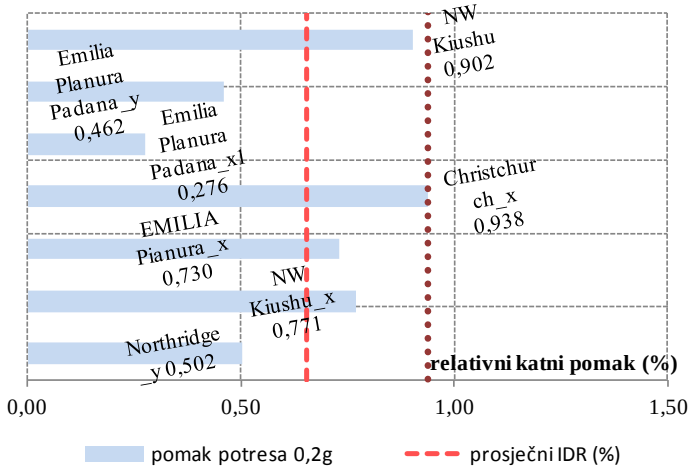


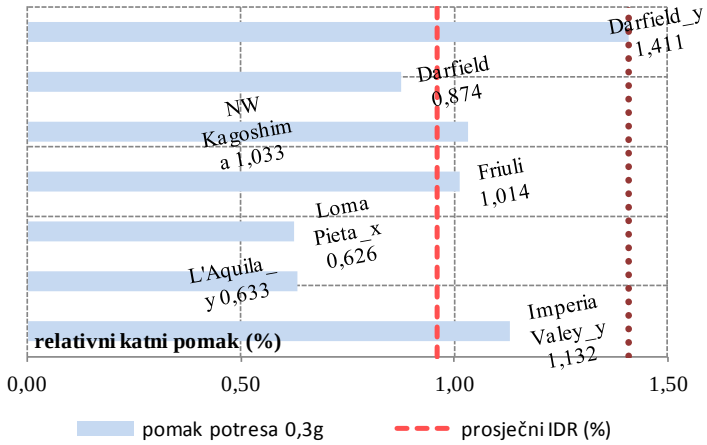
Slika A27. Procijenjeni pomaci peteroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=3% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g



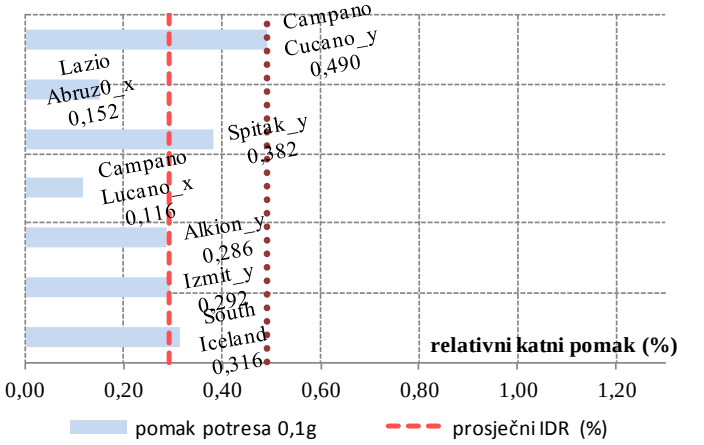
Slika A28. Procijenjeni pomaci peteroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=4% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g

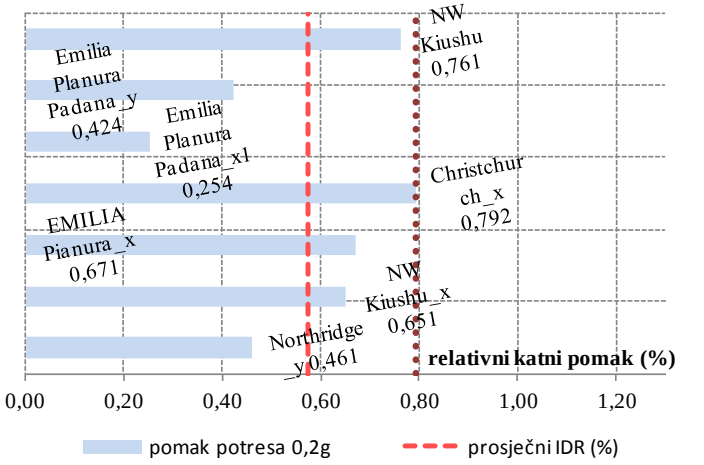


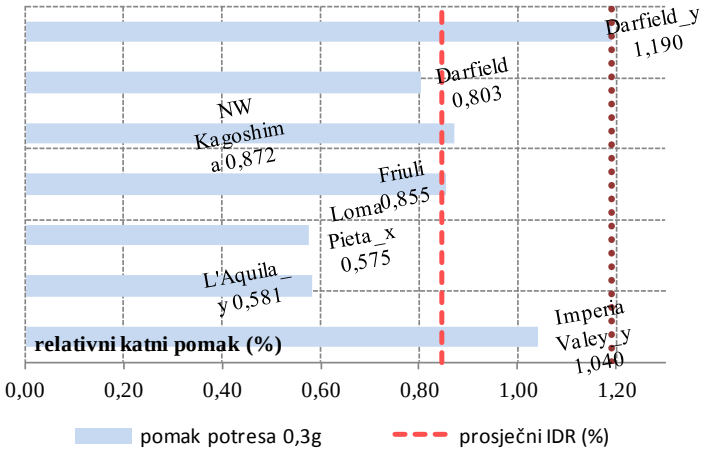
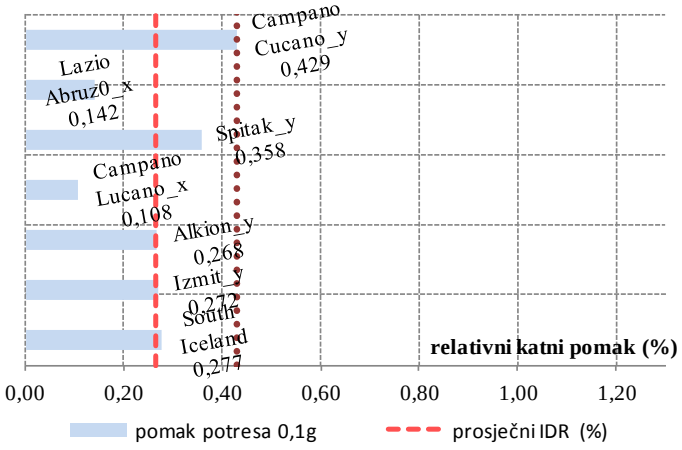
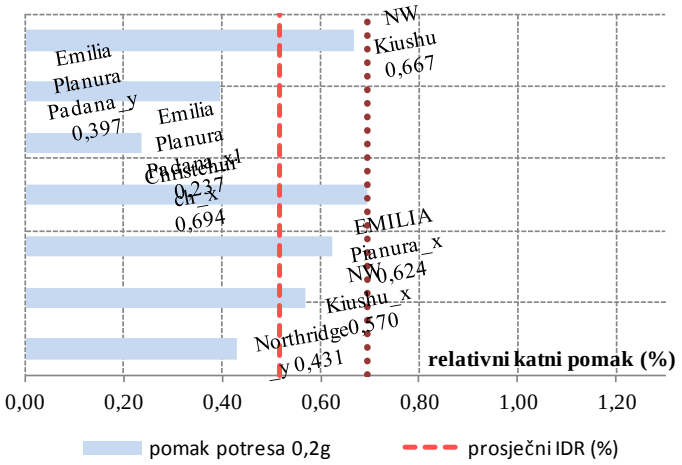
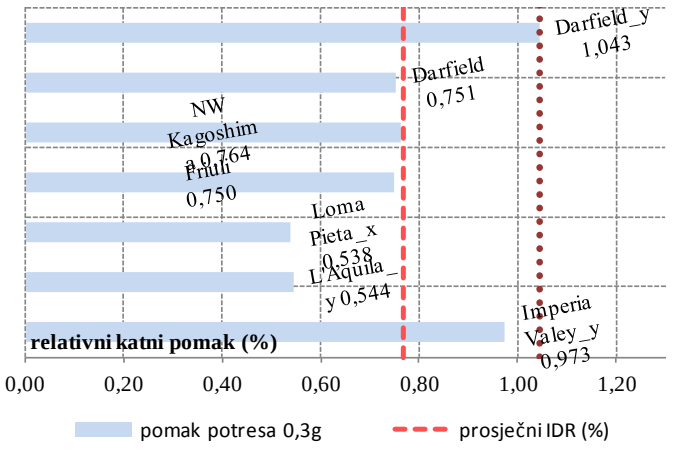




Slika A29. Procijenjeni pomaci peteroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=5% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g







Slika A30. Procijenjeni pomaci peteroetažne građevine gustoće ziđa d_{wA}=6% za potrese projektnog ubrzanja 0.1g, 0.2g i 0.3g