

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE

Kandidat:

IZTOK ŠUŠTERŠIČ

**UTRJEVANJE STAVB S KRIŽNO LEPLJENIMI LESENIMI
PLOŠČAMI**

Doktorska disertacija št.: 63/GO

**STRENGTHENING OF BUILDINGS WITH CROSS-
LAMINATED TIMBER PLATES**

Doctoral thesis No.: 63/GO

Ljubljana, 12. december 2017

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Mentor: prof. dr. Vojko Kilar, UL FA

Somentor: prof. dr. Miha Tomaževič, ZAG

Poročevalci za oceno doktorske disertacije:

prof. dr. Matjaž Dolšek, UL FGG;

prof. dr. Miroslav Premrov, UM FGPA;

prof. dr. Vlatko Bosiljkov, UL FGG;

prof. dr. Ario Ceccotti, IUAV, Università Iuav di Venezia, Venice.

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
207	18	polnil	lesenih plošč

IZJAVE

Spodaj podpisani Iztok Šušteršič, študent Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, z vpisno številko 26700009, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Utrjevanje stavb s križno lepljenimi lesenimi ploščami,

IZJAVLJAM,

1. da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;
3. da sem pridobil/-a vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil;
4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;
5. da soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;
6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;
7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija;
8. da dovoljujem uporabo mojega rojstnega datuma v zapisu COBISS.

V: Ljubljani

Datum: 12. 12. 2017

Podpis študenta:



BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.011.1:624.073.5:624.042.7:699.841(043)
Avtor: Iztok Šušteršič
Mentor: prof. dr. Vojko Kilar
Somentor: akad. prof. dr. Miha Tomaževič
Naslov: Utrjevanje stavb s križno lepljenimi lesenimi ploščami
Tip dokumenta: Doktorska disertacija
Obseg in oprema: 220+162 str., 74 pregl., 299 sl., 120 en.
Ključne besede: eksperimentalna analiza, križno lepljene lesene plošče, potresna analiza, utrjevanje stavb, potresna sanacija, nearmirano zidovje, armiranobetonske konstrukcije, opečna polnila

Izvleček:

Doktorsko delo obravnava protipotresno utrjevanje obstoječih konstrukcij s sistemom obložnih križno lepljenih lesenih (CLT) plošč. Izvedena je bila serija monotonih preiskav upogiba križno lepljenih plošč v ravnini, kvazistatičnih cikličnih preiskav neutrjenih in utrjenih zidov iz nearmirane opečne zidovine ter dinamične preiskave neutrjenega in utrjenega dvoetažnega armiranobetonskega (AB) okvirja z ali brez opečnih polnil na potresni mizi. Slednji je bil dimenzioniran v skladu s pravilnikom o protipotresnem projektiranju iz leta 1981 in je bil v osnovi že potresno odporen. Testi opečnih zidov so pokazali, da je možno z mehanskim pritrdjevanjem CLT plošč na konstrukcijo povečati nosilnost do 34 %, mejni pomik pa za 165 %. Testi AB okvirja z opečnimi polnili so pokazali, da so CLT ojačitve povrnile nihajne dobe poškodovane konstrukcije v prvotno stanje, zmanjšale so tudi torzijsko podajnost objekta. Delež utrditve je bil sicer dokaj velik v primerjavi z osnovnim objektom. Izdelani so bili numerični modeli ter izračunana potresna odpornost testiranih vzorčnih primerov. Ugotovljeno je bilo, da je s predlaganim sistemom obložnih CLT plošč možno zmanjšati obseg poškodb na testiranih AB okvirju in AB okvirju z opečnim polnilom. Na numeričnem 2D modelu večje stene iz nearmirane opečne zidovine (del fiktivnega dvoetažnega objekta), ki ni izpolnjevala kriterijev za mejna stanja omejevanja poškodb in stanja na meji porušitve, smo po namestitvi ojačilnih plošč, sidranih v medetažno konstrukcijo, povečali njeno potresno odpornost. Obenem je bila izvedena parametrična študija vpliva robnih pogojev na obnašanje konstrukcij iz križno lepljenih plošč z različnimi metodami – modalno analizo s spektri odziva, potisno analizo z N2 metodo ter nelinearno dinamično analizo. Prikazali smo, kako različna togost, nosilnost in duktilnost spojev vpliva na potresno odpornost konstrukcij iz CLT plošč, pomembnost upoštevanja vertikalne obtežbe na stene ter vpliv trenja. Analizirali smo tudi vpliv geometrije sten, ki so lahko sestavljene iz enega večjega ali več manjših kosov. Predlagali smo še postopek za izračun nadomestnih horizontalnih togosti in nosilnosti v ravnini križno lepljenih sten, v kombinaciji z upoštevanjem vertikalne obtežbe, trenja in spojev med lesenimi stenami in medetažami, ki je primeren za inženirsko prakso in omogoča definiranje togosti konstrukcije za modalno analizo s spektri odziva.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.011.1:624.073.5:624.042.7:699.841(043)
Author: Iztok Šušteršič
Supervisor: prof. dr. Vojko Kilar
Co-advisor: akad. prof. dr. Miha Tomaževič
Title: Strengthening of buildings with cross-laminated timber plates
Document type: Doctoral Dissertation
Notes: 220+162 p., 74 tab., 299 fig., 120 eq.
Key words: experimental analysis, cross-laminated timber plates, seismic analysis, building strengthening, seismic retrofit, unreinforced masonry, reinforced concrete structures, masonry infill

Abstract:

The doctoral thesis deals with the seismic strengthening of existing structures with a cladding system of cross laminated timber (CLT) plates. An experimental series of monotonic in-plane bending tests of cross laminated timber plates was performed, a quasi-static cyclic testing series of unstrengthened and strengthened unreinforced masonry walls and a series of dynamic tests on a shaking table where a two-story unstrengthened and strengthened reinforced concrete frame with and without masonry infill was analysed. The later was designed according to the demands of the 1981 seismic guidelines and was basically already seismic resistant. The masonry wall tests showed that by using a mechanically connected CLT plate the load bearing capacity can be increased by 34 % and ultimate displacement by 165 %. The RC frame tests with masonry infill showed that the CLT strengthening plates caused the vibration periods of an already damaged structure to return back to their initial state, the building's torsional flexibility was also decreased. However, the proportion of the strengthening was quite large compared to the basic structure. Numerical models of the tested structures were made, their seismic resistance was calculated. It was found that the proposed CLT cladding strengthening system can reduce the extent of damage on the tested RC frame and frame with masonry infill. A 2D numerical model of a larger unreinforced masonry wall (part of a fictional case study building) that didn't meet the damage limitation and near collapse limit states, showed that after the instalment of the CLT plates anchored into the floor structure the wall's seismic resistance was increased. In addition, a parametric study of the influence of boundary conditions on the seismic behaviour of cross laminated timber buildings is performed with different analysis types – a modal analysis with elastic spectrum response, a pushover analysis with the N2 method and a nonlinear dynamic analysis. We have demonstrated how different stiffness, strength and ductility of connections influences on the seismic resistance of CLT structures, the importance of taking the vertical load acting on walls into account as well as the influence of friction. We have also analysed the influence of wall geometry that can be built from either one larger or several smaller pieces. Also, a procedure for the calculation of a wall's in plane substitute stiffness and strength considering the influence of the vertical load, friction and connections among timber walls and floors is proposed, which is suitable for the engineering practice and allows the definition of a structure's stiffness for the modal analysis with the response spectra.

ZAHVALA

Za pomoč in podporo pri nastajanju doktorske disertacije se iskreno zahvaljujem mentorju prof. dr. Vojku Kilarju in somentorju akad. prof. dr. Mihi Tomaževiču.

Za vse konstruktivne predloge se zahvaljujem tudi članom komisije za oceno naloge, profesorjem dr. Matjažu Dolšku, dr. Miroslavu Premrovu, dr. Vlatku Bosiljkovu in dr. Ariu Ceccottiju.

Tekom študija sem imel priložnost delovati v tujini, za kar bi se na tem mestu še posebej zahvalil dr. Viktorju Hristovskemu z inštituta IZIIS in dr. Simonu Aicherju z inštituta MPA Otto Graf.

Zahvalil bi se vsem sodelavcem iz podjetja CBD, predvsem Juriju Jančarju, ki je sploh v prvih letih študija prevzel tudi moje obveznosti.

Predvsem pa resnično iskrena hvala dr. Brunu Dujiču – za priložnost in potrpljenje, za vsa odprta vrata, za korektnost, poštenost in kolegialnost, v času suhih in debelih krav. Za zadnjih deset let. Morda je prvo poglavje končano ampak knjiga je še dolga.

Zahvala gre še družini, predvsem ženi Tini, ki me mora tudi na dopustu vleči stran od računalnika in telefona. Delam na tem, da se poboljšam, res ...

Operacijo je delno financirala Evropska unija, in sicer iz Evropskega socialnega sklada. Operacija se je izvajala v okviru Operativnega programa razvoja človeških virov za obdobje 2007 – 2013, 1. razvojne prioritete: Spodbujanje podjetništva in prilagodljivosti, prednostne usmeritve 1.1.: Strokovnjaki in raziskovalci za konkurenčnost podjetij.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA	I
IZJAVE	III
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	V
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	VII
ZAHVALA	IX
KAZALO VSEBINE	XI
KAZALO SLIK	XV
LIST OF FIGURES	XXVII
KAZALO PREGLEDNIC	XLI
LIST OF TABLES	XLV
1 UVOD	1
1.1 Opis problematike	1
1.2 Tema disertacije	4
1.3 Vsebina disertacije	5
2 PREGLED LITERATURE	7
2.1 Križno lepljene lesene plošče	7
2.2 Protipotresno utrjevanje	9
2.2.1. Utrjevanje zidanih zgradb	11
2.2.2. Utrjevanje AB okvirjev	15
2.2.3. Ocenjevanje potresne odpornosti	17
2.3 Uporaba standardov in priporočil v nalogi	18
3 ZASNOVA SISTEMA UTRJEVANJA	19
4 OBNAŠANJE KRIŽNO LEPLJENIH LESENIM STEN OBREMENJENIH V RAVNINI	27
4.1 Eksperimentalne preiskave križno lepljenih lesenih plošč pri obremenitvi v ravnini	27
4.1.1. Eksperimentalne preiskave stenastih nosilcev	27
4.1.2. Eksperimentalne preiskave momentno vpetih preklad	33
4.2 Modeliranje stenskih plošč iz križno lepljenih lesenih plošč (Xlam)	37
4.2.1. Izbira končnih elementov in upoštevanje anizotropnosti materiala	37
4.2.2. Stenasti prostoležeči nosilec z odprtinami F-3r	40
4.2.3. Nizka togo vpeta preklada H-3r-S	43
4.2.4. Visoka togo vpeta preklada H-3r-L	45
4.2.5. Povzetek ugotovitev numeričnih modelov	46
5 ANALIZA NEUTRJENIH IN UTRJENIH NEARMIRANIH OPEČNIH ZIDOV	49
5.1 Eksperimentalne preiskave neutrjenih nearmiranih opečnih zidov	49
5.1.1. Tlačni test neutrjenega zidu	50
5.1.2. Strižni test neutrjenega zidu	51
5.2 Eksperimentalne preiskave utrjenih nearmiranih opečnih zidov	58

5.2.1.	Utrditvena Xlam plošča prilepljena na opečni zid – utrditev A	59
5.2.2.	Utrditvena Xlam plošča mehansko pritrjena v opečni zid – utrditev B	66
5.2.3.	Utrditvena Xlam plošča, mehansko pritrjena v betonsko vez, 1. način – utrditev C	74
5.2.4.	Utrditvena Xlam plošča, mehansko pritrjena v betonsko vez, 2. način – utrditev D	81
5.2.5.	Analiza rezultatov utrjevanja opečnega zidu	88
5.3	Eksperimentalne preiskave stika med utrditvenimi ploščami in obstoječim objektom	104
5.3.1.	Čevelj, uvrten v opečni zid – horizontalna smer	105
5.3.2.	Čevelj, uvrten v opečni zid – vertikalna smer	107
5.3.3.	Čevelj, uvrten v beton – horizontalna smer	109
5.3.4.	Čevelj, uvrten v beton – vertikalna smer	111
5.3.5.	Analiza rezultatov testiranja spojev	113
5.4	Modeliranje neutrnjenih in utrjenih testnih konstrukcij iz nearmiranega zidovja	120
5.4.1.	Nearmirano zidovje	120
5.4.2.	Ojačilne križno lepljene lesene plošče	126
5.4.3.	Modeli neutrnjenih in utrjenih preizkušenih sten – dinamični odziv	127
5.5	Primer uporabe ojačilnih plošč na večji opečni zgradbi	131
5.5.1.	Nelinearna dinamična analiza in IDA metoda	131
5.5.2.	Vzorčni primer	133
6	ARMIRANOBETONSKI OKVIRJI Z IN BREZ OPEČNIH POLNIL	141
6.1	Preiskave na potresni mizi	141
6.1.1.	Zasnova testne konstrukcije	141
6.1.2.	Protokol preiskav	146
6.1.3.	Oprema in merilna mesta	148
6.1.4.	Odziv konstrukcije	153
6.2	Modeliranje neutrnjenih in utrjenih preizkušenih AB okvirjev z in brez opečnih polnil	171
6.2.1.	Uporabljene predpostavke pri modeliranju konstrukcije	171
6.2.2.	Rezultati za neutrjen in utrjen AB okvir	186
6.2.3.	Rezultati za neutrjen in utrjen AB okvir s polnili	191
7	ZAKLJUČKI	199
7.1	Rezultati eksperimentalnih preiskav	199
7.1.1.	Preiskave križno lepljenih lesenih plošč, obremenjenih v ravnini	199
7.1.2.	Preiskave neutrnjenih in utrjenih zidov iz nearmirane opečne zidovine	199
7.1.3.	Preiskave spojev za pritrjevanje križno lepljenih lesenih plošč na objekte	201
7.1.4.	Preiskave neutrnjenih in utrjenih AB okvirjev z in brez opečih polnil	201
7.2	Rezultati numeričnih modelov in primerjava z eksperimentalnimi rezultati	202
7.2.1.	Numerični modeli križno lepljenih lesenih plošč, obremenjenih v ravnini	202
7.2.2.	Numerični modeli nearmirane opečne zidovine z in brez ojačilnih plošč	203
7.2.3.	Numerični modeli AB okvirjev z in brez opečnih polnil ter z in brez ojačilnih plošč	205
7.3	Omejitve sistema utrjevanja s križno lepljenim lesenimi ploščami	205
7.4	Prispevek k znanosti	206
7.5	Skladnost s hipotezo naloge	207
7.6	Napotki za nadaljnje delo	207

PRILOGA A

PARAMETRIČNA ANALIZA VPLIVA STIKOV IN DRUGIH ROBNIH POGOJEV NA POTRESNO OBNAŠANJE VEČETAŽNIH KONSTRUKCIJ IZ KRIŽNO LEPLJENIH LESENIH PLOŠČ

A.1	Uvod	223
A.2	Modeliranje stikov med ploščami in vpliv na potresno analizo	224
A.2.1	Tipični stiki	225
A.2.2	Togost in nosilnost stikov	228
A.2.3	Trenje	229
A.2.4	Metoda načrtovanja nosilnosti pri lesenih ploščah z odprtinami	230
A.3	Parametrična analiza vpliva stikov in drugih robnih pogojev na obnašanje konstrukcije	232
A.3.1	Modalna analiza s spektri odziva	235
A.3.2	Potisna analiza in N2 metoda	241
A.3.3	Nelinearna dinamična analiza	250
A.4	Metoda za poenostavljeno modeliranje XLam konstrukcij pri modalni analizi	255
A.4.1	Lesene plošče z in brez odprtin	256
A.4.2	Zgornje in spodnje vpetje lesene plošče	258
A.4.3	Spoji med sosednjimi lesenimi ploščami	260
A.4.4	Skupna togost stene	260
A.4.5	Vzorčni primer	261
A.5	Zaključki	262
A.5.1	Povzetek analiz	262
A.5.2	Prispevki k znanosti	264
A.5.3	Napotki za nadaljnje delo	264

PRILOGA B

IZPIS MERITEV STRIŽNIH TESTOV NEARMIRANIH OPEČNIH ZIDOV

B.1	Meritve neutrjenega opečnega zidu	267
B.2	Meritve opečnega zidu utrjenega s križno lepljeno ploščo prilepljeno na opečni zid	277
B.3	Meritve opečnega zidu utrjenega s križno lepljeno ploščo privijačeno v opečni zid	295
B.4	Meritve opečnega zidu utrjenega s križno lepljeno leseno ploščo privijačeno v betonsko vez opečnega zidu – tip 1	314
B.5	Meritve opečnega zidu utrjenega s križno lepljeno leseno ploščo privijačeno v betonsko vez opečnega zidu – tip 2	333

PRILOGA C

IZPIS MERITEV SINUSNIH HARMONIČNIH TESTOV NA POTRESNI MIZI

C.1	Odziv akcelorometrov neutrjenega AB okvirja in nihajne oblike	357
C.2	Odziv akcelorometrov utrjenega AB okvirja in nihajne oblike	362
C.3	Odziv akcelorometrov neutrjenega AB okvirja z opečnim polnilom in nihajne oblike	370
C.4	Odziv akcelorometrov utrjenega AB okvirja z opečnim polnilom in nihajne oblike	377

Ta stran je namenoma prazna.

KAZALO SLIK

Slika 1.1: Pospeški temeljnih tal po Sloveniji (levo) in mikrorajonizacija MOL (desno) (vir: ARSO)	1
Slika 1.2: Naraščanje števila žrtev potresa v primerjavi z rastjo svetovne populacije (po Holzer in Savage, 2013)	2
Slika 1.3: Obstoječa rešitev za toplotno izoliranje objektov z uporabo prefabriciranih lesenih okvirnih panelov v kombinaciji s celotno fasado (vir: Gap Solutions, GmbH)	3
Slika 1.4: Obstoječa rešitev za toplotno izoliranje objektov z uporabo prefabriciranih lesenih okvirnih panelov v kombinaciji s celotno fasado; (a) meritev in izdelava 3D računalniškega modela, (b) izdelava lesenih panelnih sten v obratu, (c) po potrebi sanacija temeljev oz. izdelava novih, (d) dostava na teren, (e) montaža, (f) uporaba samostoječega odra za izvedbo ovoja (vidna tudi izravnalna linija v nivoju medetaže), (g) detajli preklopa stenskih panelov po višini (vir: Gump & Maier, GmbH)	3
Slika 1.5: Koncept izvedbe univerzalnih panelov na obstoječi zgradbi	4
Slika 2.1: Naraščanje proizvodnje križno lepljenega lesa v tisočih kubikov; podatki iz leta 2011 (vir: Brandner idr., 2015)	7
Slika 2.2: Proizvajalci križno lepljenega lesa po Evropi in svetu (vir: Schickhofer, 2012)	7
Slika 2.3: (a) Struktura enosmerno lepljenega lesa, (b) struktura križno lepljenega lesa in (c) variacije slojevitosti plošč	8
Slika 2.4: Stenski element dolžine 16 m, ki je obenem tudi stenasti nosilec	8
Slika 2.5: Naraščanje višine stanovanjskih gradenj iz križno lepljenega lesa v zadnjih desetih letih (fotografije: Ario Ceccotti, waughthistleton.com, ilnuovocantiere.it)	8
Slika 2.6: Načini protipotresnega utrjevanja zgradb; (a) z notranje strani (karbonski ovoj AB stebrov in prečk, torkretne stene, injektiranje opečnega zidovja), (b) z zunanje strani (jekleni okvirji in viskozni dušilci na zunanji strani AB objektov), (c) z notranje strani opečnih objektov (jekleni okvirji in trakovi)	10
Slika 2.7: Različne metode utrjevanja nearmiranih opečnih zidov, (a) FRP obloge, (b) torkret, (c) notranja jedra, (d) površinska prevleka (vir: Tomažević 2009, Franklin idr., 2001)	14
Slika 3.1: Specifični primeri porušitev, ki jih je potrebno dodatno upoštevati pri potresni sanaciji nearmirane zidovine	19
Slika 3.2: Tristopenjski sistem pritrjevanje ojačilnih lesenih plošč na obstoječo konstrukcijo	21
Slika 3.3: Prvotni duktilni koncept tri-stopenjskega stika med ojačilnimi lesenimi ploščami in objektom in prilagojena dejanska izvedba	22
Slika 3.4: Prikaz večstopenjske montaže ojačilnega oziroma utrditvenega sistema	23
Slika 3.5: Idejna skica objekta, utrjenega z lesenimi ploščami (levo), in izsek detajla spoja (desno)	24
Slika 3.6: Delni prerez detajla pritrjevanja plošč na vogalu objekta (levo) in prerez skozi steno (desno)	24
Slika 3.7: Izvedba novih temeljev (ali utrditev prešibkih obstoječih) v primeru izvedbe TES energijske fasade (vir: Gump & Maier, GmbH)	25
Slika 4.1: Celotna serija testiranja sten	27
Slika 4.2: Geometrija polne stene (v mm) in poziciji merilcev pomikov ter deformacij celih sten	28
Slika 4.3: Ena od spodnjih dveh drsnih vertikalnih vogalnih podpor stene (levo) in kroglasti ležaj za vnos vertikalne sile na vrhu (desno)	29

Slika 4.4: Polna stena, vpeta v preizkuševalni okvir (levo), in bočna podpora stene, ki preprečuje zvrčanje vogalov (desno)	29
Slika 4.5: Linearni merilci deformacij na spodnji strani stene na slojih, ki potekata v smeri razpona, ter eden od merilcev vertikalnih pomikov (levo) in triosni merilec deformacij, pritrjen na parapete in preklade oken (desno)	29
Slika 4.6: Protokol nanašanja vertikalne obtežbe v ciklih	30
Slika 4.7: Meritve pomikov na spodnji strani stene pri različnih stopnjah vertikalne obtežbe (levo) ter diagram odvisnosti pomika in sile na vrhu stene (desno)	30
Slika 4.8: Odvisnost vertikalne obtežbe od pomikov diagonal (levo) in deformacije na dnu stene (desno)	31
Slika 4.9: Odvisnost vertikalne obtežbe od deformacije na dnu višje (levo) in nižje okenske preklade (desno)	31
Slika 4.10: Odvisnost vertikalne sile od deformacij, izmerjenih v triosnih merilcih R1 in R2 (Slika 4.5)	32
Slika 4.11: Odvisnost vertikalne sile od deformacij, izmerjenih v triosnih merilcih R3 in R4 (Slika 4.5)	32
Slika 4.12: Rušni mehanizem polne stene – upogibna porušitev, oziroma natezna odpoved spodnje cone stene	33
Slika 4.13: Primerjava pomika in sile pri obremenjevanju 3- in 5-slojnih vzorcev sten do porušitve	33
Slika 4.14: Geometrija polovičnih sten (H-3r-L na levi in H-3r-S na desni) in poziciji merilcev pomikov ter deformacij polovičnih sten	34
Slika 4.15: Polovična stena, vpeta v preizkuševalni okvir (levo), in serija merilcev pomikov pod zgornjo preklado (desno)	34
Slika 4.16: Meritve pomikov na spodnji strani preklade pri dveh različnih stopnjah vertikalne obtežbe (levo) ter diagram odvisnosti pomika in sile na vrhu preklade (desno)	35
Slika 4.17: Odvisnost vertikalne sile od deformacij, izmerjenih v triosnih merilcih (Slika 4.5)	35
Slika 4.18: Porušni mehanizem nižje preklade – strig v zunanjih slojih in upogibna odpoved srednjega	36
Slika 4.19: Porušni mehanizem višje preklade – strig v zunanjih slojih in upogibna odpoved srednjega	36
Slika 4.20: Primerjava pomika in sile pri obremenjevanju višje in nižje preklade (3-slojnih sten) do porušitve	36
Slika 4.21: Osnovna struktura vlaken lesa (Podobnik A, Devetak D, 2008)	37
Slika 4.22: Osnovne anatomske smeri lesa (levo) ter deformiranje izrezanih kosov v odvisnosti od mesta izreza iz debla (desno) (The encyclopaedia of wood, 1999)	38
Slika 4.23: Pomiki stene F-3r v vertikalni smeri (a), napetosti v srednjem sloju v horizontalni smeri (b) ter napetosti v zunanjem sloju v horizontalni (c) in vertikalni (d) smeri	40
Slika 4.24: Primerjava pomikov na spodnjem robu stene F-3r med posameznimi testi in računalniškima modeloma pri vertikalni sili 100 kN	41
Slika 4.25: Primerjava pomikov okenskih diagonal (levo) ter deformacij v srednjem sloju na dnu stene 'F-3r' in na dnu okenskih preklad (desno) med posameznimi testi in računalniškima modeloma	41
Slika 4.26: Primerjava deformacij stene F-3r na površini zunanjih slojev parapetov in preklad v vertikalni (levo) in horizontalni (desno) smeri med posameznimi testi in računalniškima modeloma	42
Slika 4.27: Pomiki stene H-3r-S v vertikalni smeri (a), napetosti v srednjem sloju v horizontalni smeri (b) ter napetosti v zunanjem sloju v horizontalni (c) in vertikalni (d) smeri	43

Slika 4.28: Primerjava pomikov na spodnjem robu stene H-3r-S med posameznimi testi in računalniškima modeloma pri vertikalni sili 50 kN	44
Slika 4.29: Primerjava deformacij stene H-3r-S na površini zunanjih slojih parapetov in preklad v vertikalni (levo) in horizontalni (sredina) smeri ter deformacij v srednjem sloju na dnu preklade (desno) med posameznimi testi in računalniškima modeloma	44
Slika 4.30: Pomiki stene H-3r-L v vertikalni smeri (a), napetosti v srednjem sloju v horizontalni smeri (b) ter napetosti v zunanjem sloju v horizontalni (c) in vertikalni (d) smeri	45
Slika 4.31: Primerjava pomikov na spodnjem robu stene H-3r-L med posameznimi testi in računalniškima modeloma pri vertikalni sili 150 kN	46
Slika 4.32: Primerjava deformacij stene H-3r-L na površini zunanjih slojih parapetov in preklad v vertikalni (levo) in horizontalni (sredina) smeri ter deformacij v srednjem sloju na dnu preklade (desno) med posameznimi testi in računalniškima modeloma	46
Slika 5.1: Izdelava opečnih zidov (levo) in njihove dimenzije v milimetrih (desno)	49
Slika 5.2: Vpetje zidu za tlačno preiskavo (a), nastanek prve razpoke (b) in poškodbe zidu po preiskavi; razpoke vzdolž višine zidu na ožji stranici (c) in rušenje vogalov iz ravnine zidu (d)	50
Slika 5.3: Pozicije dajalnikov pomika na zidu in posamezne meritve	51
Slika 5.4: Protokol cikličnega nanašanja obtežbe (pomikov) na vrhu zidu (shematsko prikazan)	52
Slika 5.5: Neutrjen zid med strižno preiskavo in mesta vnosa vertikalnih in horizontalnih sil	52
Slika 5.6: Pozicije mest induktivnih merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za neutrjen zid	53
Slika 5.7: Razvoj poškodb na neutrjenem opečnem zidu	53
Slika 5.8: Komponente za definicijo ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja	54
Slika 5.9: Postopek idealizacije eksperimentalnih rezultatov	55
Slika 5.10: Pomiki vogalov AB vezi neutrjenega zidu v vertikalni smeri (mesti Lv1 in Lv4) ter rotacija betonske vezi na vrhu zidu v odvisnosti od horizontalnih pomikov na vrhu zidu in od časa	55
Slika 5.11: Histerezni odziv neutrjenega opečnega zidu	56
Slika 5.12: Ovojnica histereze neutrjenega zidu ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti	56
Slika 5.13: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za neutrjen zid	56
Slika 5.14: Strižni moduli neutrjenega zidovja iz vrednoteni pri različnih vrednostih horizontalnega pomika	57
Slika 5.15: Skica zidu z nalepljeno ojačilno ploščo – utrditev A	59
Slika 5.16: Ojačitev opečnega zidu z lepljenjem plošč	59
Slika 5.17: Pozicije mest induktivnih merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za zid z utrditvijo tipa A	60
Slika 5.18: Histerezni odziv utrjenega opečnega zidu tipa A in primerjava z neutrjenim zidom	61
Slika 5.19: Ovojnica histereze utrjenega zidu (tip A) ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti	61
Slika 5.20: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za utrjen zid tipa A	61
Slika 5.21: Nastanek prvih strižnih razpok v zidovju tik ob lepljenem stiku (a) ter popolna natezna porušitev opeke po celotni površini zidu (b in c)	62

Slika 5.22: Deformacije diagonal pri utrditvi tipa A, dobljene na podlagi optičnih meritev: a) iz točk na betonski vezi in temelju (točki P3-T1), b) na leseni plošči (točke A2-A3, A1-A4)	63
Slika 5.23: Deformacije vertikal pri utrditvi tipa A, dobljene na podlagi: a) LVDT meritev na betonski vezi in temelju (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) in b) optičnih meritev na leseni plošči (točke A1-A3, A2-A4)	64
Slika 5.24: Zdrsi med leseno ploščo in betonskim temeljem pri utrditvi tipa A, merjeni z LVDT-jem (L3)	64
Slika 5.25: Primerjava lokalnih zdrsov vogalov ojačilne plošče glede na AB vez ali temelj za tip utrditve A	65
Slika 5.26: Skica zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v opeko – utrditev B	66
Slika 5.27: Načrt čevlja in jeklene pločevine za pritrdjevanje lesenih plošč v zidove	67
Slika 5.28: Detajli pritrdjevanja jeklenih čevljev v leseno ploščo in jeklene pločevine v opečni zid	68
Slika 5.29: Pozicije mest induktivnih merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za zid z utrditvijo tipa B	69
Slika 5.30: Histerezni odziv utrjenega opečnega zidu tipa B in primerjava z neutrjenim zidom	70
Slika 5.31: Ovojnica histereze utrjenega zidu (tip B) ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti	70
Slika 5.32: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za utrjen zid tipa B	70
Slika 5.33: Deformacije diagonal pri utrditvi tipa B, dobljene na podlagi optičnih meritev: a) iz točk na betonski vezi in temelju (točke P3-T1, P1-T3), b) na leseni plošči (točke A2-A3, A1-A4)	71
Slika 5.34: Poškodbe opečnega zidu z utrditvijo tipa B ter vpliv poškodb na pozicije točk optičnega merjenja	71
Slika 5.35: Deformacije vertikal pri utrditvi tipa B, dobljene na podlagi: a) LVDT meritev na betonski vezi in temelju (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) in b) optičnih meritev na leseni plošči (točke A1-A3, A2-A4)	72
Slika 5.36: Zdrsi med leseno ploščo in betonskim temeljem pri utrditvi tipa B, merjeni z LVDT-jem (L3)	72
Slika 5.37: Primerjava lokalnih zdrsov vogalov ojačilne plošče glede na AB vez ali temelj za tip utrditve B	73
Slika 5.38: Skica zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez, 1. način – utrditev C	74
Slika 5.39: Načrt čevlja in jeklene pločevine za tip utrjevanja C	74
Slika 5.40: Detajli pritrdjevanja lesene plošče na opečni zid za utrditev tipa C	75
Slika 5.41: Pozicije mest induktivnih merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za zid z utrditvijo tipa C	76
Slika 5.42: Razvoj poškodb na utrjenem opečnem zidu tipa C	76
Slika 5.43: Histerezni odziv utrjenega opečnega zidu tipa C in primerjava z neutrjenim zidom	77
Slika 5.44: Ovojnica histereze utrjenega zidu (tip C) ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti	77
Slika 5.45: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za utrjen zid tipa C	77
Slika 5.46: Deformacije diagonal pri utrditvi tipa C, dobljene na podlagi optičnih meritev: a) iz točk na betonski vezi in temelju (točki P3-T1, P1-T3), b) na leseni plošči (točke A2-A3, A1-A4)	78

Slika 5.47: Deformacije vertikal pri utrditvi tipa C, dobljene na podlagi: a) LVDT meritev na betonski vezi in temelju (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) in b) optičnih meritev na leseni plošči (točke A1-A3, A2-A4)	79
Slika 5.48: Zdrsi med leseno ploščo in betonskim temeljem pri utrditvi tipa C, merjeni z LVDT-jem (L3)	79
Slika 5.49: Primerjava lokalnih zdrsov vogalov ojačilne plošče glede na AB grede ali temelj za tip utrditve C	80
Slika 5.50: Skica zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez, 2. način – utrditev D	81
Slika 5.51: Skica spodnjega para jeklenih čevljev za utrditev tipa D	82
Slika 5.52: Detajli pritrdjevanja lesene plošče na opečni zid za utrditev tipa D	82
Slika 5.53: Pozicije mest induktivni merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za zid z utrditvijo tipa C	83
Slika 5.54: Razvoj poškodb na opečnem zidu pri 2. primeru vijačenja ojačitvene plošče v betonsko vez in temelj	83
Slika 5.55: Prestrig metričnih vijakov med jeklenimi čevlji in pločevino, izvlek poševnih vijakov v spodnjih čevljih in razpoke v betonskem temelju	83
Slika 5.56: Histerezni odziv utrjenega opečnega zidu tipa D in primerjava z neutrjenim zidom	84
Slika 5.57: Ovojnica histereze utrjenega zidu (tip D) ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti	84
Slika 5.58: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za utrjen zid tipa D	84
Slika 5.59: Deformacije diagonal pri utrditvi tipa D, dobljene na podlagi optičnih meritev: a) iz točk na betonski vezi in temelju (točki P2-T1, P1-T3), b) na leseni plošči (točke L2-L3, L1-L4)	85
Slika 5.60: Deformacije vertikal pri utrditvi tipa D, dobljene na podlagi: a) LVDT meritev na betonski vezi in temelju (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) in b) optičnih meritev na leseni plošči (točke L2-L4, L1-L3)	86
Slika 5.61: Zdrsi med leseno ploščo in betonskim temeljem pri utrditvi tipa D, merjeni z LVDT-jem (P2-L2)	86
Slika 5.62: Primerjava lokalnih zdrsov vogalov ojačilne plošče glede na AB vez ali temelj za tip utrditve D	87
Slika 5.63: Primerjava ovojnic prvih ciklov odziva za vse teste	88
Slika 5.64: Primerjava povprečnih vrednosti zasukov in sil v karakterističnih točkah diagramov sila-pomik Figure 5.64: The comparison of average drifts and forces in characteristic points of force-displacement diagrams	89
Slika 5.65: Primerjava bilinearno idealiziranih diagramov ovojnic prvih ciklov odziva za vse teste	90
Slika 5.66: Primerjava povprečnih vrednosti zasukov in sil v karakterističnih točkah bilinearno idealiziranih diagramov sila-pomik ter efektivnih togosti in duktilnosti	91
Slika 5.67: Primerjava disipacije energije prvih ciklov odziva ter razmerje med disipirano in vneseno energijo za vse teste	93
Slika 5.68: Primerjava kumulativne disipacije energije prvih ciklov odziva ter razmerje med kumulativno disipirano in vneseno energijo za vse teste	93
Slika 5.69: Primerjava ekvivalentnih koeficientov viskoznega dušenja za vse tri cikle odziva vseh testov	94
Slika 5.70: Primerjava upadanja normirane sekantne togosti prvega cikla odziva vseh testov glede na pomik normiran s pomikom pri maksimalni sili ali maksimalnem pomiku	95

Slika 5.71: Primerjava padanja nosilnosti drugega in tretjega cikla odziva (v primerjavi s prvim ciklom) v odvisnosti od pomika, normiranega s pomikom pri maksimalni sili, za vse teste.	96
Slika 5.72: Primerjava optično merjenih deformacij diagonal ojačilnih plošč, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način	97
Slika 5.73: Primerjava horizontalnih zdrsov med ojačilnimi ploščami in temelji merjenih z induktivnimi merilci za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način	98
Slika 5.74: Primerjava optično merjenih zdrsov med levim zgornjim vogalom ojačilne plošče in betonsko preklado za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način	99
Slika 5.75: Primerjava optično merjenih zdrsov med desnim zgornjim vogalom ojačilne plošče in betonsko preklado za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način	100
Slika 5.76: Primerjava optično merjenih zdrsov med levim spodnjim vogalom ojačilne plošče in betonsko preklado za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način	101
Slika 5.77: Primerjava optično merjenih zdrsov med desnim spodnjim vogalom ojačilne plošče in betonsko preklado za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način	102
Slika 5.78: Zasnova horizontalnih (levo) in vertikalnih (desno) testov spojev med lesenimi ploščami in opečnim zidom	104
Slika 5.79: Posamezne komponente spojev pri testiranju v horizontalni (levo) in vertikalni smeri (desno)	104
Slika 5.80: Zgornja povezava pri testu horizontalnega spoja je uvrstana v spojnico med opekami, spodnja pa v samo opeko	105
Slika 5.81: Histerezni odziv posameznih delov horizontalnega spoja v opeki	106
Slika 5.82: Kumulativna disipacija energije v posameznih delih horizontalnega spoja v opeki	106
Slika 5.83: Porušni mehanizem – odpoved stika med čevljem in pločevino	107
Slika 5.84: Histerezni odziv posameznih delov vertikalnega spoja v opeki	108
Slika 5.85: Kumulativna disipacija energije v posameznih delih vertikalnega spoja v opeki	108
Slika 5.86: Horizontalni (levo) in vertikalni (desno) test spoja v betonu	109
Slika 5.87: Histerezni odziv posameznih delov horizontalnega spoja v betonu	109
Slika 5.88: Kumulativna disipacija energije v posameznih delih horizontalnega spoja v betonu	110
Slika 5.89: Histerezni odziv posameznih delov vertikalnega spoja v betonu	111
Slika 5.90: Kumulativna disipacija energije v posameznih delih vertikalnega spoja v betonu	111
Slika 5.91: Monotoni odziv spoja med lesom in čevljem (v nategu) do porušitve (levo) in odpiranje rege med čevljem in leseno ploščo (desno)	112
Slika 5.92: Interval izmerjenih zdrsov v spojih utrjenega zidu tipa D (zgornji rob plošče)	113
Slika 5.93: Primerjava povprečnih absolutnih doseženih sil in pomikov v posameznih segmentih spojev	115
Slika 5.94: Primerjava povprečnih absolutnih pomikov v posameznih segmentih spojev	115
Slika 5.95: Primerjava povprečne kumulativne disipirane energije v posameznih segmentih spojev	116
Slika 5.96: Primerjava povprečnih absolutnih efektivnih togosti v posameznih segmentih spojev	117
Slika 5.97: Primerjava ovojnic prvega cikla spoja med lesom in čevljem, čevljem in pločevino ter pločevino in zidom	118

Slika 5.98: Idealizirani ovojnici spoja v horizontalni in vertikalni smeri	119
Slika 5.99: Rušni mehanizmi v opečnih zidovih (povzeto po Rizzanu in Sabatinu, 2010)	120
Slika 5.100: Odvisnost faktorjev α_0 in c od pozicije prevojne točke	122
Slika 5.101: Konstitutivne zveze plastičnih členkov v slopih in prečkah (povzeto po Petrovčiču in Kilarju, 2013)	124
Slika 5.102: Štirilinearna ovojnica, izračunana za vzorčni eksperimentalno preizkušeni zid	125
Slika 5.103: Grafični prikaz prepletanja rušnih mehanizmov za izbrane robne pogoje	126
Slika 5.104: Smeri glavnih slojev (11) in prečnih slojev (22)	127
Slika 5.105: Kombinacija modela končnih elementov nadomestnega okvirja zidu in ojačilne lesene plošče	128
Slika 5.106: Primerjava izmerjenega in izračunanega histereznega odziva neutrjenega zidu ter disipirane energije	128
Slika 5.107: Primerjava izmerjenega in izračunanega histereznega odziva horizontalnega in vertikalnega odziva spoja ter disipacije energije	129
Slika 5.108: Primerjava histereznega odziva utrjenega zidu (tip D) ter disipirane energije	130
Slika 5.109: Napetosti v leseni plošči pri pomiku vrha zidu za 20 mm	130
Slika 5.110: Izbrani normirani in modificirani akcelorogrami	132
Slika 5.111: Spektri začetnih skaliranih izbranih in modificiranih akcelorogramov ter primerjava povprečja spektrov modificiranih akcelorogramov s ciljnim Evrokod 8 spektrom za $a_g = 0.50$ g in tla tipa A	133
Slika 5.112: Tloris in izbrana stena opečnega objekta z vplivnimi površinami medetaž	134
Slika 5.113: Zasnova modela stene objekta	134
Slika 5.114: Mesta pritrditvenih čevljev (označena z rdečo piko)	135
Slika 5.115: Povprečna IDA krivulja s standardno deviacijo (levo) ter pushover krivulja v primerjavi z IDA rezultati za neutrjeno zidano konstrukcijo. Posamezna mejna stanja so označena.	137
Slika 5.116: Povprečna IDA krivulja s standardno deviacijo (levo) ter pushover krivulja v primerjavi z IDA rezultati za utrjeno zidano konstrukcijo. Posamezna mejna stanja so označena.	137
Slika 5.117: Povprečni IDA krivulji s standardnima deviacijama (levo) ter pushover krivulji za neutrjeno in utrjeno zidano konstrukcijo	138
Slika 5.118: Primerjava poškodb neutrjenega in utrjenega opečnega objekta pri projektni potresni obtežbi, ki ustreza stanju NC ($T_R = 2745$ let, $a_g = 0.425$, tla A)	138
Slika 5.119: Efektivne napetosti v lesenih ploščah pri pospešku temeljnih tal, ki ustreza stanju NC ($T_R = 2745$ let, $a_g = 0.425$, tla A)	139
Slika 6.1: Armiranobetonski okvir med premikom na potresno mizo (levo) in AB okvir z opečnim polnilom (desno)	141
Slika 6.2: Tloris ter prereza v krajši in daljši smeri okvirja	142
Slika 6.3: Oznake stebrov, prečk in polnil	143
Slika 6.4: Armiranje stebrov in prečk. Debelina krovnega sloja je 2.5 cm.	144
Slika 6.5: Pritrjevanje dodatne mase in detajl sidrne kljuge za vpenjanje konstrukcije med premikom	145
Slika 6.6: Izdelava opečnih polnil in test upogibne trdnosti malte	145
Slika 6.7: Dejanski pomik mize med sweep testom	147
Slika 6.8: Izvirni (a) in modificirani (b) akcelorogram Landers in (c) elastični spekter v skladu z Evrokodom 8 ter Elastični spekter modificiranega akcelorograma Landers za 5-% dušenje in $a_g = 0.51$ g v primerjavi z elastičnim Evrokod spektrom	147
Slika 6.9: Dva od vertikalnih batov, na vrhu prednapeta AB platforma	148

Slika 6.10: Temelji konstrukcije med vijačenjem v platformo	148
Slika 6.11: Pozicije merilcev pomikov in akcelero metrov na AB okvirju (izvirne oznake)	149
Slika 6.12: Pritrditev akcelero metrov in točke merjenja pomikov	150
Slika 6.13: Pozicije merjenja pomikov in akcelero metrov na AB okvirju s polnilom (izvirne oznake)	151
Slika 6.14: Poziciji induktivnih merilcev V-F1-DL in H-F1-D (levo) ter diagonal D1 in D2 (desno)	152
Slika 6.15: Pozicije induktivnih merilcev (LVDT) na zunanji strani utrjene stene v osi A in na notranji strani stene v osi B AB okvira s polnilom	153
Slika 6.16: Utrjen AB okvir – utrjena je bila samo spodnja etaža.	154
Slika 6.17: Nihajni časi neutrjenega in utrjenega AB okvirja (smer vzbujanja je y)	155
Slika 6.18: Fourierjeva analiza odziva akcelero metrov (Preglednica 6.5) v smeri vzbujanja konstrukcije. Na x oseh so prikazane frekvence odziva na y osi pa amplitude pospeškov (g). Na vrhu prvega grafa je prikazan čas vzbujanja posamezne frekvence.	156
Slika 6.19: Fourierjeva analiza odziva akcelero metrov (Preglednica 6.5) v smeri prečno na vzbujanje konstrukcije. Na x oseh so prikazane frekvence odziva na y osi pa amplitude pospeškov (g). Na vrhu prvega grafa je prikazan čas vzbujanja posamezne frekvence.	157
Slika 6.20: Neutrjen in utrjen AB okvir z opečnim polnilom	158
Slika 6.21: Nihajni časi neutrjenega in utrjenega AB okvirja z opečnim polnilom	159
Slika 6.22: Fourierjeva analiza odziva akcelero metrov v smeri vzbujanja konstrukcije. Na x oseh so prikazane frekvence odziva na y osi pa amplitude pospeškov (g). Na vrhu prvega grafa je prikazan čas vzbujanja posamezne frekvence.	160
Slika 6.23: Fourierjeva analiza odziva akcelero metrov v smeri prečno na vzbujanja konstrukcije. Na x oseh so prikazane frekvence odziva na y osi pa amplitude pospeškov (g). Na vrhu prvega grafa je prikazan čas vzbujanja posamezne frekvence.	161
Slika 6.24: Prvi nihajni časi neutrene in utrjene konstrukcije po potresih	163
Slika 6.25: Poškodbe opečnega polnila po zaključku testov neutrene konstrukcije	163
Slika 6.26: Edina nova poškodba po koncu testov utrjene konstrukcije (razpoka temelja na mestu sidranja ojačilnih plošč)	164
Slika 6.27: Pomiki etaž konstrukcije, merjeni relativno glede na pomike potresne mize	165
Slika 6.28: Pomiki diagonal konstrukcije, pritrjenih na steno v pritličju	165
Slika 6.29: Izmerjeni pospeški potresne mize za vse štiri teste utrjene konstrukcije	166
Slika 6.30: Primerjava največjih pospeškov vogalov prve etaže konstrukcije	167
Slika 6.31: Primerjava največjih pospeškov vogalov druge etaže konstrukcije	167
Slika 6.32: Primerjava največjih pospeškov vogalov etaž konstrukcije v smeri vzbujanja	168
Slika 6.33: Primerjava največjih pospeškov vogalov etaž konstrukcije v smeri prečno na vzbujanje	168
Slika 6.34: Primerjava pomikov posameznih LVDT-jev (glej tudi Slika 6.15)	169
Slika 6.35: Parametri učinkovite širine pasu po EN 1992-1-1	172
Slika 6.36: Odnos med deformacijo in napetostjo za zaobjeti beton (A) in neobjeti beton (B)	174
Slika 6.37: Prečne tlačne napetosti v objetem betonu in odnos med deformacijo in napetostjo za zaobjeti beton in neobjeti (A) beton po EC2/1-1	175
Slika 6.38: Diagrami ε - σ za prečke okvirja, določeni po različnih postopkih standardov (mejna deformacija za 'Objeti EC8 karakteristični' je sicer šele pri 0.0227)	176
Slika 6.39: Ovojnica (moment-rotacija) momentnih plastičnih členkov AB elementov in definicija posameznih stopenj poškodovanosti	179
Slika 6.40: Shematski (levo) in dejanski (desno) prikaz ovojnice opečnega polnila v horizontalni smeri	182

Slika 6.41: Ovojnica (sila-deformacija) tlačne diagonale opečnih polnil in definicija posameznih stopenj poškodovanosti	183
Slika 6.42: Spoj med ojačilnimi lesenimi ploščami in AB okvirjem testne konstrukcije s podanimi linearnimi in nelinearnimi specifikacijami za modeliranje	184
Slika 6.43: Sestava modela končnih elementov za primer ojačenega AB okvirja z opečnim polnilom	185
Slika 6.44: Nihajne oblike in časi neutrjenega AB okvirja	186
Slika 6.45: Nihajne oblike in časi neutrjenega AB okvirja	187
Slika 6.46: Izmerjeni in izračunani nihajni časi neutrjenega in utrjenega AB okvirja	187
Slika 6.47: Povprečni IDA krivulji s standardnima deviacijama za neutrjen in utrjen AB okvir	189
Slika 6.48: Potisni krivulji za neutrjen in utrjen AB okvir	189
Slika 6.49: Primerjava poškodb neutrjenega in utrjenega AB okvirja v trenutku, ko neutrjena konstrukcija preseže stanji DL in SD	190
Slika 6.50: Nihajne oblike in časi neutrjenega AB okvirja z opečnimi polnili	191
Slika 6.51: Nihajne oblike in časi utrjenega AB okvirja z opečnimi polnili	192
Slika 6.52: Izmerjeni in izračunani nihajni časi neutrjenega in utrjenega AB okvirja z opečnimi polnili	192
Slika 6.53: Povprečni IDA krivulji s standardnima deviacijama za neutrjen in utrjen AB okvir	194
Slika 6.54: Potisni krivulji za neutrjen in utrjen AB okvir	194
Slika 6.55: Primerjava poškodb neutrjenega in utrjenega AB okvirja s polnili v trenutku ko neutrjena konstrukcija preseže stanji DL in SD v opečnih polnilih	195
Slika 6.56: Primerjava poškodb neutrjenega in utrjenega AB okvirja s polnili v trenutku, ko neutrjena konstrukcija okvirja preseže stanji DL in SD v AB okvirju	196
Slika 6.57: Napetosti v lesenih ploščah pri pomiku na meji nosilnosti spojev med ojačitvijo in konstrukcijo za primer utrjenega AB okvirja s polnilom	197
Slika A.1: Rušni mehanizmi stikov v lesenih konstrukcijah pri uporabi jeklenih veznih sredstev (žbljev, vijakov, moznikov) v skladu standardom Evrokod 5. Levo strižni stiki med lesenimi elementi in jeklenimi pločevinami, desno pa med dvema lesenima elementoma.	225
Slika A.2: Histerezno obnašanje enostrižno obremenjenih samovreznih vijakov (Wuerth Eco Assy II, 8x160/80) pri kvazistatični ciklični obtežbi ter ovojnice treh ciklov	226
Slika A.3: Ovojnica histereznega odziva kotnika (Simpson BMF 105), pritrjenega v križno lepljen les s 40 ali 60 mm dolgimi vijaki. Polne črte predstavljajo ovojnico prvega, črtkane pa ovojnico tretjega cikla obremenjevanja. Natezne preiskave (levo) in strižne preiskave (desno).	226
Slika A.4: Blokovna strižna porušitev dvižnega spoja s kotniki BMF 105 pri uporabi krajših, 40 mm dolgih žbljev	227
Slika A.5: Možni načini spajanja medetažnih plošč v togo membrano	227
Slika A.6: Določitev zdrsa na meji plastičnosti in nosilnosti stikov v skladu s standardom EN 12512	228
Slika A.7: Določitev zdrsa na meji plastičnosti, nosilnosti stikov in bilinearne krivulje odziva v skladu s predlogom Yasumure in Kawaia	229
Slika A.8: Vzorčni primer križno lepljene lesene stene za prikaz vpliva faktorjev dodatne nosilnosti	231
Slika A.9: Potisne krivulje odziva sistema za karakteristično (modra krivulja) in povečano nosilnost (rdeča krivulja) sidrskih kotnikov	232
Slika A.10: Geometrija vzorčnega objekta	233

Slika A.11: Robni pogoji za parametrično analizo; (i) togi stiki, (ii) podajni stiki, (iii) upoštevana vertikalna obtežba, (iv) upoštevano trenje	236
Slika A.12: Koncept kalibracije vertikalne togosti sidrskih elementov, ki omogoči izvedbo modalne analize	237
Slika A.13: Prvi štirje nihajni časi 3D modela za različne robne pogoje	238
Slika A.14: Prve štiri nihajne oblike	239
Slika A.15: Primerjava nihajnih časov, strižne sile ob vpetju in pomikov na vrhu konstrukcije za različne robne pogoje stikov	240
Slika A.16: Primerjava strižnih sil (za iii primer) ob vpetju za račun z modalno analizo in metodo horizontalnih sil (levo) ter primerjava vrednosti prvih nihajnih časov, izračunanih z modalno analizo ter z Reyleighjevo metodo (desno) za različne robne pogoje	241
Slika A.17: Robni pogoji za parametrično analizo v smeri X; (1) ovojnica 3. cikla, (2) ovojnica 1. cikla, (3) ovojnica 3. cikla s fiktivno podvojeno deformacijsko kapaciteto sider, (4) ukinjen vpliv vertikalne obtežbe, (5) ovojnica 3. cikla, upoštevana vertikalna obtežba in trenje	242
Slika A.18: Modalne oblike nanosa obtežbe na konstrukcijo z nelinearno statično analizo za nekatere robne pogoje in potisne krivulje za različne robne pogoje (glej Sliko A.17)	242
Slika A.19: Splošni primer dejanske in idealizirane potisne krivulje (EN 1998-1, B3)	244
Slika A.20: Zveza med $R_{\mu} - \mu - T$ (Fajfar, GV, 2002)	245
Slika A.21: Potisne krivulje, bilinearizirane po postopku Yasumura-Kawai za nekatere robne pogoje (glej Sliko A.17)	247
Slika A.22: Elastični spekter in neelastični spektri s funkcijami kapacitete za tri različne robne pogoje	247
Slika A.23: Število kotnikov, nameščenih na steno B, in prikaz sestavov; stena v kosu (levo) in sestavljena (desno)	248
Slika A.24: Primerjava potisnih krivulj za steno 'B' za različne robne pogoje	249
Slika A.25: Spektri posameznih izbranih akceleroگرامov, z označenim intervalom nihajnih časov, kjer preverjamo kompatibilnost spektrov	251
Slika A.26: Kalibracija histereznih zank modela končnih elementov na eksperimentalni odziv kotnikov BMF 105 (z desetimi žebli 4x60 mm); strig (levo), dvig (desno)	252
Slika A.27: Primerjava disipacije energije histereznih zank modela končnih elementov na eksperimentalni odziv kotnikov BMF 105 (z desetimi žebli 4x60 mm); strig (levo), dvig (desno)	252
Slika A.28: Največji pomiki (zgornja vrstica) in zamik (spodnja vrstica) etaž za steno B, sestavljeno iz enega ali več kosov in z ali brez upoštevanja trenja za posamezne akceleroگرامe, in njihova povprečja	253
Slika A.29: Primerjava povprečja največjih (a) pomikov in (b) zamikov etaž stene B, sestavljene iz enega ali več kosov, z ali brez upoštevanja trenja; (c) največji pomik na vrhu stene in pripadajoča strižna sila ob vpetju za posamezne akceleroagrame in njihove povprečne vrednosti za prej naštete robne pogoje, primerjane s krivuljami iz nelinearne statične analize	253
Slika A.30: Poenostavljanje modela križno lepljenih sten; dejanska skica sestavljene stene z odprtino (a), natančen model s končnimi elementi (b), poenostavljen model (c), model ene nadomestne diagonale (d), alternativna poenostavljena modela z nadomestnimi stebri (e, f)	255
Slika A.31: Definiranje slojevitosti za izračun faktorja k_3	256
Slika A.32: Definiranje faktorjev za zajem vpliva odprtih v stenah	257
Slika A.33: Redukcija nosilnosti in togosti po enačbah v primerjavi z rezultati eksperimentov	258
Slika A.34: Ravnotežje spodnje linije spojev modela križno lepljenega lesenega stenskega elementa	259

Slika A.35: Primerjava prvih štirih nihajnih dob za kompleksen in poenostavljen model stene B (Slika A.10)	261
Slika B.1: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za neutrjen zid	267
Slika B.2: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov neutrjenega opečnega zidu	271
Slika B.3: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za zid s prilepljeno ojačilno ploščo	277
Slika B.4: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov opečnega zidu z nalepljeno ojačitvijo	281
Slika B.5: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za zid z ojačilno ploščo, privijačeno v zid	295
Slika B.6: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov opečnega zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v zid	299
Slika B.7: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za zid z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez zidu – tip 1	314
Slika B.8: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov opečnega zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez zidu – tip 1	318
Slika B.9: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za zid z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez zidu – tip 2	333
Slika B.10: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov opečnega zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez zidu – tip 2	338
Slika C.1: Odziv akcelermetrov (Preglednica 6.5) v smeri vzbujanja osnovne konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije	357
Slika C.2: Odziv akcelermetrov (Preglednica 6.5) v smeri prečno na vzbujanja osnovne konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije	358
Slika C.3: Odziv akcelermetrov armiranobetonskega okvirja pri prvi nihajni obliki konstrukcije	359
Slika C.4: Odziv akcelermetrov armiranobetonskega okvirja pri drugi nihajni obliki konstrukcije	360
Slika C.5: Odziv akcelermetrov armiranobetonskega okvirja pri tretji nihajni obliki konstrukcije	361
Slika C.6: Odziv akcelermetrov (Preglednica 6.5) v smeri vzbujanja utrjene konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije	362
Slika C.7: Odziv akcelermetrov (Preglednica 6.5) v smeri prečno na vzbujanja utrjene konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije	363
Slika C.8: Odziv akcelermetrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri prvi nihajni obliki konstrukcije	364
Slika C.9: Odziv akcelermetrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri drugi nihajni obliki konstrukcije	365
Slika C.10: Odziv akcelermetrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri tretji nihajni obliki konstrukcije	366
Slika C.11: Odziv akcelermetrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri četrti nihajni obliki konstrukcije	367
Slika C.12: Odziv akcelermetrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri peti nihajni obliki konstrukcije	368
Slika C.13: Odziv akcelermetrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri šesti nihajni obliki konstrukcije	369
Slika C.14: Odziv akcelermetrov (Slika 6.13) v smeri vzbujanja osnovne konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije	370

Slika C.15: Odziv akcelorometrov (Slika 6.13) v smeri prečno na vzbujanja osnovne konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije	371
Slika C.16: Odziv akcelorometrov osnovne konstrukcije z opečnim polnilom pri prvi nihajni obliki konstrukcije	372
Slika C.17: Odziv akcelorometrov osnovne konstrukcije z opečnim polnilom pri drugi nihajni obliki konstrukcije	373
Slika C.18: Odziv akcelorometrov osnovne konstrukcije z opečnim polnilom pri tretji nihajni obliki konstrukcije	374
Slika C.19: Odziv akcelorometrov osnovne konstrukcije z opečnim polnilom pri četrti nihajni obliki konstrukcije	375
Slika C.20: Odziv akcelorometrov osnovne konstrukcije z opečnim polnilom pri peti nihajni obliki konstrukcije	376
Slika C.21: Odziv akcelorometrov (Slika 6.13) v smeri vzbujanja utrjene konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije	377
Slika C.22: Odziv akcelorometrov (Slika 6.13) v smeri prečno na vzbujanja utrjene konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije	378
Slika C.23: Odziv akcelorometrov utrjene konstrukcije z opečnim polnilom pri prvi nihajni obliki konstrukcije	379
Slika C.24: Odziv akcelorometrov utrjene konstrukcije z opečnim polnilom pri drugi nihajni obliki konstrukcije	380
Slika C.25: Odziv akcelorometrov utrjene konstrukcije z opečnim polnilom pri tretji nihajni obliki konstrukcije	381
Slika C.26: Odziv akcelorometrov utrjene konstrukcije z opečnim polnilom pri četrti nihajni obliki konstrukcije	382
Slika C.27: Odziv akcelorometrov utrjene konstrukcije z opečnim polnilom pri peti nihajni obliki konstrukcije	383

LIST OF FIGURES

Figure 1.1: The peak ground acceleration for Slovenia (left) and the microradionisation of the Ljubljana municipality (right) (source: ARSO)	1
Figure 1.2: The growth of earthquake fatalities compared to world population growth (as in Holzer in Savage, 2013)	2
Figure 1.3: An existing solution for thermally insulation existing buildings with prefabricated light timber frame panels combined with a final outer envelope (source: Gap Solutions, GmbH)	3
Figure 1.4: An existing solution for thermally insulation existing buildings with prefabricated light timber frame panels combined with a final outer envelope; (a) building scanning and 3D computer model, (b) fabrication of new wall panels in the factory, (c) if necessary a retrofit of existing or a construction of new foundation, (d) delivery of wall panels on site, (e) construction, (f) the use self-standing scaffolding for envelope execution (a levelling line in the floor height is also visible), (g) a connection detail of two wall segments along the height, (source: Gump & Maier, GmbH)	3
Figure 1.5: The concept of the universal panel execution on an existing building	4
Figure 2.1: The worldwide increase of cross laminated timber production in thousands of cubic meters; data estimation from 2015 (source: Brandner et al., 2015)	7
Figure 2.2: Cross laminated timber producers in Europe and worldwide (source: Schickhofer, 2012)	7
Figure 2.3: (a) Glulam structure, (b) crosslam structure and (c) crosslam plate layer variation	8
Figure 2.4: A 16 m long wall element that also serves as a high beam	8
Figure 2.5: Cross laminated residential timber building growth in the last decade (photos: Ario Ceccotti, waughthistleton.com, ilnuovocantiere.it)	8
Figure 2.6: Seismic strengthening systems; (a) from the inside (carbon wrapping of RC beams and columns, shotcrete walls, masonry injecting), (b) from the outside (steel frames and viscous dampers on the outside of RC structures, (c) from the inside (steel frames and stripes	10
Figure 2.7: Different methods of unreinforced masonry wall strengthening; (a) FRP cladding, (b) shotcrete, (c) inner cores, (d) surface coating (source: Tomažević 2009, Franklin et al., 2001)	14
Figure 3.1: Specific failure mechanisms that need to be additionally considered when seismically strengthening unreinforced masonry	19
Figure 3.2: The three-stage connection system between the timber strengthening plates and the building	21
Figure 3.3: The initial ductile concept of the three-stage connection between the timber strengthening plates and the building and the adjusted actual design	22
Figure 3.4: The demonstration of the multi-step construction of the strengthening system	23
Figure 3.5: An idea sketch of a building strengthened with timber plates (left) and a detail of a connection (right)	24
Figure 3.6: A partial cross section of the connection detail in the corner of a building (left) and a cross section through a wall (right)	24
Figure 3.7: The construction of new (or strengthening of existing) foundations in the case of the TES energy facade construction (source: Gump & Maier, GmbH)	25
Figure 4.1: The complete test series	27
Figure 4.2: Full wall's geometry (in mm) and positions of deformation and displacement sensors of full walls	28

Figure 4.3: One of the two bottom sliding vertical supports of the wall (left) and the ball bearing for the introduction of the vertical load on top (right)	29
Figure 4.4: A full wall clamped in the testing rig (left) and the lateral support of the wall preventing the buckling of corners (right)	29
Figure 4.5: The linear deformation sensors attached on the bottom side of the wall on the layers running in the main span direction and one of the vertical displacement meters (left) and the three-axial deformation sensor attached on the parapets and beams of windows (right)	29
Figure 4.6: Vertical load protocol	30
Figure 4.7: Displacements at the bottom of the wall at various vertical loads (left) and displacement-vertical load diagram (right)	30
Figure 4.8: Vertical force dependant on window diagonal displacements (left) and wall's bottom deformation (right)	31
Figure 4.9: Vertical force dependant on higher (left) and lower (right) window beam deformations	31
Figure 4.10: Vertical force dependant on three-axial deformations readings R1 and R2 (Figure 4.5)	32
Figure 4.11: Vertical force dependant on three-axial deformations readings R3 and R4 (Figure 4.5)	32
Figure 4.12: The full wall's failure mechanism – bending failure, namely the tension failure of the wall's bottom zone	33
Figure 4.13: The displacement-force comparison for the 3- and 5-layer wall cases loaded until failure	33
Figure 4.14: Half-wall's (H-3r-L in the left and H-3r-S on the right) geometry and positions of deformation and displacement sensors of half walls	34
Figure 4.15: A half-wall clamped in the testing rig (left) and a series of displacement sensors below the top beam (right)	34
Figure 4.16: Displacements at the bottom of the beam at two different vertical loads (left) and displacement-vertical load diagram (right)	35
Figure 4.17: Vertical force dependant on three-axial deformations readings (Figure 4.5)	35
Figure 4.18: Failure mechanism of the lower beam – shear in outer layers and bending failure in the middle	36
Figure 4.19: Failure mechanism of the higher beam – shear in outer layers and bending failure in the middle	36
Figure 4.20: The displacement-force comparison for the higher and lower beams (of 3-layered walls) loaded until failure	36
Figure 4.21: The basic wood fibre structure (Podobnik A, Devetak D, 2008)	37
Figure 4.22: The principle directions of wood material (left) and the deforming of wooden parts based on their place of origin in a trunk (right) (The encyclopaedia of wood, 1999)	38
Figure 4.23: Wall 'F-3r' displacements in the vertical direction (a), stresses in the middle layer in the horizontal direction (b) and stresses in the outer layers in the horizontal (c) and vertical (d) direction	40
Figure 4.24: Comparison of displacements at the walls' F-3r bottom between individual tests and the computer models at a vertical load of 100 kN	41
Figure 4.25: Comparison of window diagonal's displacements (left) and deformations in the middle layer at the bottom of the wall 'F-3r' and window beams (right) between individual tests and the computer models	41

Figure 4.26: Comparison of deformations of wall 'F-3r' on the outer layer surfaces of beams and parapets in the vertical (left) and horizontal (right) direction between individual tests and the computer models	42
Figure 4.27: Wall H-3r-S displacements in the vertical direction (a), stresses in the middle layer in the horizontal direction (b) and stresses in the outer layers in the horizontal (c) and vertical (d) direction	43
Figure 4.28: Comparison of displacements at the walls' H-3r-S bottom between individual tests and the computer models at a vertical load of 50 kN	44
Figure 4.29: Comparison of deformations of wall H-3r-S on the outer layer surfaces of beams and parapets in the vertical (left) and horizontal (middle) direction and deformations in the middle layer at the bottom of the beam (right) between individual tests and the computer models	44
Figure 4.30: Wall H-3r-L displacements in the vertical direction (a), stresses in the middle layer in the horizontal direction (b) and stresses in the outer layers in the horizontal (c) and vertical (d) direction	45
Figure 4.31: Comparison of displacements at the walls' H-3r-L bottom between individual tests and the computer models at a vertical load of 150 kN	46
Figure 4.32: Comparison of deformations of wall H-3r-L on the outer layer surfaces of beams and parapets in the vertical (left) and horizontal (middle) direction and deformations in the middle layer at the bottom of the beam (right) between individual tests and the computer models	46
Figure 5.1: Construction of masonry walls (left) and their dimensions in milometers (right)	49
Figure 5.2: The compression test of the wall (a), the first crack appearance (b) and the damage after the test; cracks along the height of the wall (c) and failure of corners out of the wall's plane (d)	50
Figure 5.3: Positions of displacement measuring instruments and individual measurements	51
Figure 5.4: The cyclic loading (displacement) protocol at the top of the wall (schematically shown)	52
Figure 5.5: The unstrengthened wall during racking testing and vertical and horizontal force introduction points	52
Figure 5.6: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the unstrengthened wall	53
Figure 5.7: Damage development on the unstrengthened masonry wall	53
Figure 5.8: Components for the definition of the equivalent viscous damping coefficient	54
Figure 5.9: The experimental data idealisation procedure	55
Figure 5.10: The RC beam end vertical displacements for the unstrengthened wall (positions Lv1 and Lv4) and the rotation of the concrete tie on the wall as a function of wall top horizontal displacements and time	55
Figure 5.11: The hysteretic response of an unreinforced masonry wall	56
Figure 5.12: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the unstrengthened wall	56
Figure 5.13: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the unstrengthened wall	56
Figure 5.14: Shear modulus of the unreinforced masonry evaluated at different levels of horizontal displacement	57
Figure 5.15: Wall sketch with the glued on strengthening plate – strengthening A	59
Figure 5.16: Strengthening of the masonry wall with gluing of the plates	59

Figure 5.17: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the wall with the strengthening type A	60
Figure 5.18: The hysteretic response of a reinforced masonry wall type A and comparison with the unstrengthened	61
Figure 5.19: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the strengthened wall (type A)	61
Figure 5.20: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the strengthened wall type A	61
Figure 5.21: The first shear cracking in the masonry next to the glued connection (a) and the complete tension failure of the masonry over the whole wall area (b, c)	62
Figure 5.22: Diagonal deformations for strengthening type A based on optical measurements: a) from points on the concrete beam and foundation (points P3-T1), b) from points on the timber plate (points A2-A3, A1-A4)	63
Figure 5.23: Vertical deformations for strengthening type A based on: a) LVDT measurements from points on the concrete beam and foundation (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) and b) optical measurements from points on the timber plate (points A1-A3, A2-A4)	64
Figure 5.24: Slip between the timber plate and the concrete foundation for strengthening type A measured with an LVDT (L3)	64
Figure 5.25: The comparison of strengthening plate corner slips against the RC tie and foundation for strengthening type A	65
Figure 5.26: Wall sketch with the strengthening plate bolted into masonry – strengthening B	66
Figure 5.27: Plan of the steel bracket and plate for attaching the timber plates into walls	67
Figure 5.28: Details of the steel bracket connection to the timber plate and the steel plate into the masonry wall	68
Figure 5.29: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the wall with the strengthening type B	69
Figure 5.30: The hysteretic response of a reinforced masonry wall type B and comparison with the unstrengthened	70
Figure 5.31: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the strengthened wall (type B)	70
Figure 5.32: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the strengthened wall type B	70
Figure 5.33: Diagonal deformations for strengthening type B based on optical measurements: a) from points on the concrete beam and foundation (points P3-T1, P1-T3), b) from points on the timber plate (points A2-A3, A1-A4)	71
Figure 5.34: The damage of the masonry wall with the strengthening type B and damage influence on measuring point positions	71
Figure 5.35: Vertical deformations for strengthening type B based on: a) LVDT measurements from points on the concrete beam and foundation (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) and b) optical measurements from points on the timber plate (points A1-A3, A2-A4)	72
Figure 5.36: Slip between the timber plate and the concrete foundation for strengthening type B measured with an LVDT (L3)	72
Figure 5.37: The comparison of strengthening plate corner slips against the RC tie and foundation for strengthening type B	73
Figure 5.38: Wall sketch with the strengthening plate bolted into the concrete tie, 1 st type – strengthening C	74
Figure 5.39: Plan of the steel bracket and plate for strengthening type C	74

Figure 5.40: Details of the timber plate connection onto the masonry wall for strengthening type C	75
Figure 5.41: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the wall with the strengthening type C	76
Figure 5.42: Damage development on the strengthened masonry wall type C	76
Figure 5.43: The hysteretic response of a reinforced masonry wall type C and comparison with the unstrengthened	77
Figure 5.44: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the strengthened wall (type C)	77
Figure 5.45: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the strengthened wall type C	77
Figure 5.46: Diagonal deformations for strengthening type C based on optical measurements: a) from points on the concrete beam and foundation (points P3-T1, P1-T3), b) from points on the timber plate (points A2-A3, A1-A4)	78
Figure 5.47: Vertical deformations for strengthening type C based on: a) LVDT measurements from points on the concrete beam and foundation (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) and b) optical measurements from points on the timber plate (points A1-A3, A2-A4)	79
Figure 5.48: Slip between the timber plate and the concrete foundation for strengthening type C measured with an LVDT (L3)	79
Figure 5.49: The comparison of strengthening plate corner slips against the RC vez and foundation for strengthening type C	80
Figure 5.50: Wall sketch with the strengthening plate bolted into the concrete tie, 2 nd type – strengthening D	81
Figure 5.51: Sketch of the bottom steel bracket pair for the strengthening type D	82
Figure 5.52: Details of the timber plate connection onto the masonry wall for strengthening type D	82
Figure 5.53: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the wall with the strengthening type C	83
Figure 5.54: Damage development on the masonry wall with the 2 nd case of the strengthening plate bolted into the concrete tie	83
Figure 5.55: the shear failure of metric bolts connecting the steel bracket with the steel plate, screw pullout in the lower brackets and cracks in the concrete foundation	83
Figure 5.56: The hysteretic response of a reinforced masonry wall type D and comparison with the unstrengthened	84
Figure 5.57: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the strengthened wall (type D)	84
Figure 5.58: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the strengthened wall type D	84
Figure 5.59: Diagonal deformations for strengthening type D based on optical measurements: a) from points on the concrete beam and foundation (points P2-T1, P1-T3), b) from points on the timber plate (points L2-L3, L1-L4)	85
Figure 5.60: Vertical deformations for strengthening type D based on: a) LVDT measurements from points on the concrete beam and foundation (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) and b) optical measurements from points on the timber plate (points L2-L4, L1-L3)	86
Figure 5.61: Slip between the timber plate and the concrete foundation for strengthening type D measured with an LVDT (P2-L2)	86
Figure 5.62: The comparison of strengthening plate corner slips against the RC tie and foundation for strengthening type D	87

Figure 5.63: The comparison of first cycle envelopes for all tests	88
Slika 5.64: Primerjava povprečnih vrednosti zasukov in sil v karakterističnih točkah diagramov sila-pomik	
Figure 5.64: The comparison of average drifts and forces in characteristic points of force-displacement diagrams	89
Figure 5.65: The comparison of bi-linearly idealised force-displacement diagrams of first cycle envelopes for all tests	90
Figure 5.66: The comparison of average drifts and forces in characteristic points of bi-linearly idealised force-displacement diagrams, effective stiffness and ductility ratios	91
Figure 5.67: The comparison of energy dissipation of first response cycles and dissipated to input energy ratios for all tests	93
Figure 5.68: The comparison of cumulative energy dissipation of first response cycles and cumulated dissipated to input energy ratios for all tests	93
Figure 5.69: The comparison of equivalent viscous damping coefficients of all three response cycles of all tests	94
Figure 5.70: The comparison of normalized secant stiffness reduction as a function of the displacement normalised to the displacement at maximum force or maximum overall displacement	95
Figure 5.71: The comparison of strength reduction in the second and third cycle (compared to the first cycle) as a function of the displacement normalised to the displacement at maximum force for all tests	96
Figure 5.72: The comparison of optically measured diagonal deformations of strengthening plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)	97
Figure 5.73: The comparison of inductive measurements of strengthening plate-foundation horizontal slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)	98
Figure 5.74: The comparison of optically measured upper left strengthening plate corner to concrete beam slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)	99
Figure 5.75: The comparison of optically measured upper right strengthening plate corner to concrete beam slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)	100
Figure 5.76: The comparison of optically measured lower left strengthening plate corner to concrete beam slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)	101
Figure 5.77: The comparison of optically measured lower right strengthening plate corner to concrete beam slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)	102
Figure 5.78: The testing rig for investigating the horizontal (left) and vertical (right) response of connections between the timber plates and the masonry wall	104
Figure 5.79: Individual components of connections when testing in horizontal (left) and vertical (right) direction	104
Figure 5.80: The top connection of the horizontal connection test is anchored in the mortar between the bricks and the bottom one in the masonry	105
Figure 5.81: The hysterical response of individual sections of the horizontal connection in masonry	106
Figure 5.82: The cumulative energy dissipation of individual sections of the horizontal connection in masonry	106
Figure 5.83: Failure mechanism – connection between the bracket and the metal plate	107

Figure 5.84: The hysterical response of individual sections of the vertical connection in masonry	108
Figure 5.85: The cumulative energy dissipation of individual sections of the vertical connection in masonry	108
Figure 5.86: The horizontal (left) and vertical (right) test of the connection in concrete	109
Figure 5.87: The hysterical response of individual sections of the horizontal connection in concrete	109
Figure 5.88: The cumulative energy dissipation of individual sections of the horizontal connection in concrete	110
Figure 5.89: The hysterical response of individual sections of the vertical connection in concrete	111
Figure 5.90: The cumulative energy dissipation of individual sections of the vertical connection in concrete	111
Figure 5.91: A monotonic response of the connection between the timber and steel bracket (in tension) until failure (left) and the opening of the gap between the bracket and the timber plate (right)	112
Figure 5.92: The interval of the measured connection slips for the strengthened masonry wall type D (upper edge)	113
Figure 5.93: The comparison of average absolute forces and displacements in individual connection sections	115
Figure 5.94: The comparison of average absolute displacements in individual connection sections	115
Figure 5.95: The comparison of average cumulative dissipated energy in individual connection sections	116
Figure 5.96: The comparison of average absolute effective stiffness in individual connection sections	117
Figure 5.97: The comparison of first-cycle backbones of the timber-bracket, bracket-plate and plate-wall connection	118
Figure 5.98: The idealised combined backbones in the horizontal direction	119
Figure 5.99: Failure mechanisms in masonry walls (as in Rizzano and Sabatino, 2010)	120
Figure 5.100: Factors α_0 in c in relation to the moment inversion point	122
Figure 5.101: Constitutive relationships of plastic hinges in pier and spandrel elements (as in Petrovčič and Kilar, 2013)	124
Figure 5.102: the four-linear backbone calculated for the case-study experimentally tested wall	125
Figure 5.103: A graphical interpretation of the failure mechanisms for the chosen boundary conditions	126
Figure 5.104: Directions of the main layers (11) and cross layers (22)	127
Figure 5.105: The finite element combination of the substitute frame model of the masonry wall and the strengthening timber plate	128
Figure 5.106: The comparison of the unstrengthened masonry walls hysteresees and energy dissipation	128
Figure 5.107: The comparison of the hysteresees and energy dissipation of the connection in the horizontal and vertical direction	129
Figure 5.108: The comparison of the strengthened masonry walls (type D) hysteresees and energy dissipation	130
Figure 5.109: Stress levels in the timber plate at the 20 mm horizontal displacement of the masonry wall	130

Figure 5.110: The chosen scaled and modified accelerograms	132
Figure 5.111: Spectra of scaled initially chosen and modified accelerogram and the average spectra of modified accelerograms compared to Eurocode 8 target spectra for $a_g = 0.50$ g and ground type A	133
Figure 5.112: The floor plan and the chosen wall of the smaller masonry building with the effective areas	134
Figure 5.113: The building wall model concept	134
Figure 5.114: The connection bracket positions (marked with a red dot)	135
Figure 5.115: An average IDA response curve with standard deviation (left) and a pushover curve in comparison with IDA results for the unstrengthened masonry structure. Individual limit states are marked.	137
Figure 5.116: An average IDA response curve with standard deviation (left) and a pushover curve in comparison with IDA results for the strengthened masonry structure. Individual limit states are marked.	137
Figure 5.117: Average IDA response curves with standard deviation (left) and pushover curves for the unstrengthened and strengthened masonry structure	138
Figure 5.118: The comparison of damage on an unstrengthened and strengthened masonry structure at the NC limit state ($T_R = 2745$ years, $a_g = 0.425$, ground A)	138
Figure 5.119: The effective stresses in the timber plates at the NC limit state ($T_R = 2745$ years, $a_g = 0.425$, ground A)	139
Figure 6.1: Reinforced concrete frame during transport onto the shaking platform (left) and the RC frame with the masonry infill (right)	141
Figure 6.2: The floor plan and section cuts in the shorter and longer direction of the frame	142
Figure 6.3: Column, beam and infill tags	143
Figure 6.4: The reinforcement of columns and beams. The concrete cover layer thickness is 2.5 cm.	144
Figure 6.5: Attaching the additional mass and the anchor hook detail for connecting the construction during shifting	145
Figure 6.6: Masonry infill construction and mortar bending strength testing	145
Figure 6.7: The actual platform displacement during the sweep test	147
Figure 6.8: The original (a) and modified (b) Landers accelerogram and (c) the modified Landers accelerogram elastic spectra for 5-% damping and $a_g = 0.51$ g compared to the elastic Eurocode spectra.	147
Figure 6.9: Two of the vertical actuators and the prestressed RC platform on top	148
Figure 6.10: RC foundation being bolted onto the platform	148
Figure 6.11: Displacement meters and accelerometer positions on the RC frame (original tags)	149
Figure 6.12: Accelerometer attachment and displacement measuring position	150
Figure 6.13: Displacement measuring positions and accelerometer positions on the RC frame with infill (original tags)	151
Figure 6.14: LVDT positions V-F1-DL and H-F1-D (left) and diagonals D1 and D2 (right)	152
Figure 6.15: LVDT positions on the outer side of the wall in the 'A' axis and on the inner side of the wall in the axis B of the RC frame with infill	153
Figure 6.16: The strengthened RC frame – only the bottom floor was strengthened.	154
Figure 6.17: Vibration periods of the unstrengthened and strengthened RC frame (the excitation direction is y)	155

Figure 6.18: Fourier spectral analysis of the accelerometers (Table 6.5) in the excitation direction. Frequency values are on the x axes and acceleration (g) amplitudes on the y axis. On the top of the first graph the time of an individual frequency excitation is shown.	156
Figure 6.19: Power spectral analysis of the accelerometers (Table 6.5) perpendicular to the excitation direction. Frequency values are on the x axes and acceleration (g) amplitudes on the y axis. On the top of the first graph the time of an individual frequency excitation is shown.	157
Figure 6.20: The unstrengthened and strengthened RC frame with masonry infill	158
Figure 6.21: Vibration periods of the unstrengthened and strengthened RC frame with a masonry infill	159
Figure 6.22: Fourier spectral analysis of the accelerometers in the excitation direction. Frequency values are on the x axes and acceleration (g) amplitudes on the y axis. On the top of the first graph the time of an individual frequency excitation is shown.	160
Figure 6.23: Fourier spectral analysis of the accelerometers perpendicular to the excitation direction. Frequency values are on the x axes and acceleration (g) amplitudes on the y axis. On the top of the first graph the time of an individual frequency excitation is shown.	161
Figure 6.24: First vibration periods of the unstrengthened and strengthened structure after the earthquakes	163
Figure 6.25: Masonry infill damage after the unstrengthened structure tests	163
Figure 6.26: The only new damage after the strengthened structure tests (a crack in the foundation where the strengthening plates were anchored)	164
Figure 6.27: Displacements of the building floors in respect to the displacements of the platform	165
Figure 6.28: Displacements of the building's diagonals installed on the wall in the ground floor	165
Figure 6.29: The measured shaking table accelerations for all four strengthened structure tests	166
Figure 6.30: Comparison of maximum accelerations of corners of the first floor of the structure	167
Figure 6.31: Comparison of maximum accelerations of corners of the second floor of the structure	167
Figure 6.32: Comparison of maximum accelerations of corners of floors in the excitation direction	168
Figure 6.33: Comparison of maximum accelerations of corners of floors in the direction perpendicular to excitation	168
Figure 6.34: Comparison of displacements of individual LVDTs (see also Figure 6.15)	169
Figure 6.35: The parameters of the effective width according to EN 1992-1-1	172
Figure 6.36: The strain-stress relationship for confined (A) and unconfined (B) concrete	174
Figure 6.37: The lateral compressive stress in confined concrete and the strain-stress relationship for confined and unconfined (A) concrete according to EC2/1/1	175
Figure 6.38: The ε - σ diagrams for frame beams derived according to different standard procedures (the ultimate strain according to 'Confined EC8 characteristic' is only at 0.0227)	176
Figure 6.39: The moment plastic hinge backbone (moment-rotation) of the RC elements and the definitions of individual damage levels	179
Figure 6.40: The schematic (left) and actual (right) display of the masonry infill backbone in the horizontal direction	182
Figure 6.41: The axial force plastic hinge backbone (force-deformation) of the masonry infill and the definitions of individual damage levels	183

Figure 6.42: The connection between the strengthening timber plates and the RC frame with the linear and nonlinear modelling specifications	184
Figure 6.43: The composition of the finite element model of the RC frame with masonry infill	185
Figure 6.44: Vibration modes and periods of the unstrengthened RC frame	186
Figure 6.45: Vibration modes and periods of the unstrengthened RC frame	187
Figure 6.46: The measured and calculated vibration periods of the unstrengthened and strengthened RC frame	187
Figure 6.47: Average IDA response curves with standard deviations for the unstrengthened and strengthened RC frames	189
Figure 6.48: Pushover curves for the unstrengthened and strengthened RC frames	189
Figure 6.49: The comparison of damage on the unstrengthened and strengthened RC frame at the moment when the unstrengthened structure exceeds the DL and SD states	190
Figure 6.50: Vibration modes and periods of the unstrengthened RC frame with masonry infill	191
Figure 6.51: Vibration modes and periods of the strengthened RC frame with masonry infill	192
Figure 6.52: The measured and calculated vibration periods of the unstrengthened and strengthened RC frame with masonry infill	192
Figure 6.53: Average IDA response curves with standard deviations for the unstrengthened and strengthened RC frames	194
Figure 6.54: Pushover curves for the unstrengthened and strengthened RC frames	194
Figure 6.55: The comparison of damage on the unstrengthened and strengthened RC frame with masonry infill at the moment when the masonry infill exceeds the DL and SD states	195
Figure 6.56: The comparison of damage on the unstrengthened and strengthened RC frame with masonry infill at the moment when the unstrengthened structure of the frame exceeds the DL and SD states	196
Figure 6.57: The stress levels in the strengthening timber plates at the load bearing capacity of the connections between the strengthening plates and the main construction for the case of the strengthened RC frame with infill	197
Figure A.1: The connection failure mechanisms in timber constructions when using steel connectors (nails, screws, bolts) according to standard Eurocode 5. Shear connections between timber elements and steel plates on the left and two timber elements on the right.	225
Figure A.2: The hysteretic behaviour of self-tapping screws (Wuerth Eco Assy II, 8x160/80) in single shear at quasi-static cyclic loading and the backbone curves of three cycles	226
Figure A.3: The backbone curves of the hysteresis response of a steel bracket (Simpson BMF 105) connected to a cross laminated timber plate with 40 or 60 mm long nails. The full lines represent the backbone of the first and the dashed of the third cycle. Tension (left) and shear (right) tests.	226
Figure A.4: The plug shear failure of the BMF 105 uplift connection when using shorter, 40 mm long nails	227
Figure A.5: Possibilities for connecting floor plates into a stiff membrane	227
Figure A.6: Determining the elastic slip and ultimate strength of connections according to standard EN 12512	228
Figure A.7: Determining the elastic slip, ultimate strength of connections and the bilinear curve according to the proposal of Yasumura and Kawai	229
Figure A.8: A case-study cross laminated timber wall for the demonstration of the overstrength factor influence	231

Figure A.9: The pushover curves of a system with the characteristic (blue curve) and over-strengthened (red curve) values of the anchor brackets	232
Figure A.10: The geometry of the case study building	233
Figure A.11: Boundary conditions for the parametrical analysis; (i) stiff connections, (ii) flexible connections, (iii) vertical load included, (iv) friction included	236
Figure A.12: The concept of the vertical anchor stiffness calibration that allows for a modal analysis procedure	237
Figure A.13: The first four vibration periods of the 3D model for different boundary conditions	238
Figure A.14: The first four vibration modes	239
Figure A.15: The comparison of vibration periods, base shear and top displacements for different connection boundary conditions	240
Figure A.16: The comparison of base shear (for case no. iii) calculated with the modal analysis and the lateral force method (left) and the comparison of first vibration period values calculated with the modal analysis and the Reyleigh method (right) for different boundary conditions	241
Figure A.17: Boundary conditions for the parametrical analysis in the X direction; (1) 3 rd cycle backbone, (2) 1 st cycle backbone, (3) 3 rd cycle backbone and theoretically doubled deformation capacity of a connector, (4) abandoned influence of the vertical load, (5) 3 rd cycle backbone, vertical load and friction included	242
Figure A.18: Modal load shapes for the nonlinear static analysis of certain boundary conditions (left) and pushover curves for different boundary conditions (see Figure A.17)	242
Figure A.19: A general case of an idealised pushover curve (EN 1998-1, B3)	244
Figure A.20: Relationships between $R_{\mu} - \mu - T$ (Fajfar, GV, 2002)	245
Figure A.21: Pushover curves bilinearised with the Yasumura-Kawai procedure for certain boundary conditions (see Figure A.17)	247
Figure A.22: The elastic spectra and inelastic spectra with capacity function for three different boundary conditions	247
Figure A.23: The number of brackets installed on wall B and the wall assembly display; monolithic (left), assembled (right)	248
Figure A.24: The comparison of pushover curves for wall 'B' for different boundary conditions	249
Figure A.25: The spectra of individual accelerograms along with the marked vibration period interval borders where the compatibility of individual spectra is checked	251
Figure A.26: The calibration of hysteretic loops of the finite element model to the experimental response of the BMF 105 brackets (with ten 4x60 mm nails); shear (left), uplift (right)	252
Figure A.27: Comparison of the dissipated energy of hysteretic loops of the finite element model to the experimental response of the BMF 105 brackets (with ten 4x60 mm nails); shear (left), uplift (right)	252
Figure A.28: Maximum displacements (top row) and inter-story drifts (bottom row) demands of wall B with assembled and monolithic configuration with and without friction for each individual accelerograms and their average values	253
Figure A.29: Comparison of average maximum (a) story displacements and (b) inter-story drifts of wall B for assembled and monolithic setups with and without friction; (c) maximum top displacement versus base shear force of wall B for individual accelerograms and with average values for the aforementioned boundary conditions, compared with the NLSA pushover curves of wall B.	253

Figure A.30: Simplifying the model of cross laminated timber walls; the actual composed wall with an opening (a), a precise finite element model (b), a simplified finite element model (c), a substitute diagonal model (d); alternative simplified models with substitute columns (e, f)	255
Figure A.31: Defining a wall's layers for the derivation of factor k_3	256
Figure A.32: Defining the factors for the influence of a wall's openings	257
Figure A.33: The reduction of strength and stiffness in comparison with the experimental results	258
Figure A.34: A balance of the bottom connection line of a cross laminated timber wall element	259
Figure A.35: The comparison of the first four vibration periods calculated with the more complex and simplified model of wall B (Figure A.10)	261
Figure B.1: Positions of induction displacement meters and force introduction for the unreinforced wall	267
Figure B.2: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the unreinforced wall	271
Figure B.3: Positions of induction displacement meters and force introduction for the strengthened wall with the glued-on plate	277
Figure B.4: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the wall strengthened with a glued-on plate	281
Figure B.5: Positions of induction displacement meters and force introduction for the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the wall	295
Figure B.6: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the wall	299
Figure B.7: Positions of induction displacement meters and force introduction for the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the concrete tie of the wall – type 1	314
Figure B.8: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the concrete tie of the wall – type 2	318
Figure B.9: Positions of induction displacement meters and force introduction for the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the concrete tie of the wall – type 2	333
Figure B.10: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the concrete tie of the wall – type 2	338
Figure C.1: Accelerometer response (Table 6.5) of the basic structure in the excitation direction in relation to the structure excitation frequency	357
Figure C.2: Accelerometer response (Table 6.5) of the basic structure perpendicular to the excitation direction in relation to the structure excitation frequency	358
Figure C.3: Accelerometer response of the reinforced concrete frame at the first vibration frequency of the structure	359
Figure C.4: Accelerometer response of the reinforced concrete frame at the second vibration frequency of the structure	360
Figure C.5: Accelerometer response of the reinforced concrete frame at the third vibration frequency of the structure	361
Figure C.6: Accelerometer response (Table 6.5) of the strengthened structure in the excitation direction in relation to the structure excitation frequency	362
Figure C.7: Accelerometer response (Table 6.5) of the strengthened structure perpendicular to the excitation direction in relation to the structure excitation frequency	363
Figure C.8: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the first vibration frequency of the structure	364

Figure C.9: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the second vibration frequency of the structure	365
Figure C.10: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the third vibration frequency of the structure	366
Figure C.11: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the fourth vibration frequency of the structure	367
Figure C.12: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the fifth vibration frequency of the structure	368
Figure C.13: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the sixth vibration frequency of the structure	369
Figure C.14: Accelerometer response (Figure 6.13) of the basic structure in the excitation direction in relation to the structure excitation frequency	370
Figure C.15: Accelerometer response (Figure 6.13) of the basic structure perpendicular to the excitation direction in relation to the structure excitation frequency	371
Figure C.16: Accelerometer response of the basic structure with the masonry infill at the first vibration frequency of the structure	372
Figure C.17: Accelerometer response of the basic structure with the masonry infill at the second vibration frequency of the structure	373
Figure C.18: Accelerometer response of the basic structure with the masonry infill at the third vibration frequency of the structure	374
Figure C.19: Accelerometer response of the basic structure with the masonry infill at the fourth vibration frequency of the structure	375
Figure C.20: Accelerometer response of the basic structure with the masonry infill at the fifth vibration frequency of the structure	376
Figure C.21: Accelerometer response (Figure 6.13) of the strengthened structure in the excitation direction in relation to the structure excitation frequency	377
Figure C.22: Accelerometer response (Figure 6.13) of the strengthened structure perpendicular to the excitation direction in relation to the structure excitation frequency	378
Figure C.23: Accelerometer response of the strengthened structure with the masonry infill at the first vibration frequency of the structure	379
Figure C.24: Accelerometer response of the strengthened structure with the masonry infill at the second vibration frequency of the structure	380
Figure C.25: Accelerometer response of the strengthened structure with the masonry infill at the third vibration frequency of the structure	381
Figure C.26: Accelerometer response of the strengthened structure with the masonry infill at the fourth vibration frequency of the structure	382
Figure C.27: Accelerometer response of the strengthened structure with the masonry infill at the fifth vibration frequency of the structure	383

Ta stran je namenoma prazna.

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Učinki lokalnih in globalnih posegov na lastnosti konstrukcije (povzeto po Tsionis idr., 2015)	15
Preglednica 4.1: Uporabljene materialne karakteristike v modelih križno lepljenih lesenih sten	39
Preglednica 5.1: Rezultati meritev pomikov pri tlačnem testu zidu	51
Preglednica 5.2: Protokol nanašanja pomikov	52
Preglednica 5.3: Vrednosti pomikov in sil v karakterističnih točkah diagramov sila-pomik za obe smeri testov	89
Preglednica 5.4: Vrednosti zasukov v karakterističnih točkah diagramov sila-pomik za obe smeri testov ter njihova povprečja	89
Preglednica 5.5: Povprečne vrednosti pomikov in sil v karakterističnih točkah diagramov sila-pomik	90
Preglednica 5.6: Vrednosti pomikov in sil v karakterističnih točkah bilinearno idealiziranih diagramov sila-pomik ter efektivnih togosti in duktilnosti za obe smeri testov	91
Preglednica 5.7: Povprečne vrednosti pomikov in sil v karakterističnih točkah bilinearno idealiziranih diagramov sila-pomik ter efektivnih togosti in duktilnosti	92
Preglednica 5.8: Vrednosti zasukov pri različnih mejnih stanjih v primerjavi z zahtevami Evrokoda 8	92
Preglednica 5.9: Disipirana in vnesena energija za 1. cikle karakterističnih amplitudnih pomikov testov	94
Preglednica 5.10: Kumulativna disipirana in vnesena energija za 1. cikle karakterističnih amplitudnih pomikov testov	94
Preglednica 5.11: Vrednosti ekvivalentnih faktorjev viskoznega dušenja pri karakterističnih amplitudah pomikov testov za vse tri cikle	95
Preglednica 5.12: Primerjava največjih pomikov med posameznimi deli vertikalnega spoja v opeki na zgornji in spodnji strani	107
Preglednica 5.13: Primerjava največjih pomikov med posameznimi deli vertikalnega spoja v opeki na zgornjem in spodnjem spoju	108
Preglednica 5.14: Primerjava največjih pomikov med posameznimi komponentami horizontalnega spoja v betonu na zgornjem in spodnjem spoju	110
Preglednica 5.15: Primerjava največjih pomikov med posameznimi komponentami vertikalnega spoja v betonu na zgornji in spodnji strani	112
Preglednica 5.16: Največji izmerjeni pomik in sila pri monotoni natezni obtežbi spoja med čevljem in leseno ploščo	112
Preglednica 5.17: Primerjava največjih in najmanjših doseženih pomikov v posameznih segmentih spojev	114
Preglednica 5.18: Primerjava povprečnih absolutnih doseženih pomikov v posameznih segmentih spojev	114
Preglednica 5.19: Primerjava največjih, najmanjših in povprečnih absolutnih doseženih pomikov v posameznih segmentih spojev	114
Preglednica 5.20: Primerjava kumulativne disipirane energije v posameznih segmentih spojev	116
Preglednica 5.21: Primerjava največjih in najmanjših efektivnih togosti v posameznih segmentih spojev	117

Preglednica 5.22: Primerjava največjih, najmanjših in povprečnih absolutnih efektivnih togosti v posameznih segmentih spojev	117
Preglednica 5.23: Idealizirani ovojnici horizontalnega in vertikalnega odziva spojev (negativna smer je simetrična)	119
Preglednica 5.24: Mejna stanja za porušne mehanizme zidanih slopov in nadokenskih elementov	123
Preglednica 5.25: Računske nosilnosti, togosti in deformacijske kapacitete neutrjenega zidanega slopa za različne vhodne podatke	125
Preglednica 5.26: Napetosti v lesenih ploščah; karakteristične in efektivne nosilnosti	127
Preglednica 5.27: Uporabljena ovojnica momentnih členkov neutrjenega zidu (negativna smer simetrična)	128
Preglednica 5.28: Potresi, oziroma akceleroگرامi, izbrani s pomočjo programa Rexel 3.2	132
Preglednica 5.29: Vhodni podatki za zidano konstrukcijo	135
Preglednica 5.30: Sile v posameznih spojih (Slika 5.114) med lesenimi ploščami in zidanim objektom pri pospešku temeljnih tal, ki ustreza stanju NC ($T_R = 2745$ let, $a_g = 0.425$, tla A)	139
Preglednica 6.1: Izmerjena tlačna trdnost betonskih elementov AB okvirja po 24 dneh strjevanja	144
Preglednica 6.2: Upogibni in tlačni testi malte	146
Preglednica 6.3: Koncept preiskav	146
Preglednica 6.4: Oznake merilcev pomikov (orientacija levo-desno glede na Slika 6.11)	150
Preglednica 6.5: Oznake akceleroگرامov (orientacija levo-desno glede na Slika 6.11)	150
Preglednica 6.6: Oznake akceleroagramov (orientacija levo-desno glede na Slika 6.13)	151
Preglednica 6.7: Oznake induktivnih merilcev (Slika 6.15)	152
Preglednica 6.8: Nihajni časi prvih štirih nihajnih oblik neutrjenega AB okvirja	154
Preglednica 6.9: Nihajni časi prvih petih nihajnih oblik utrjenega AB okvirja	154
Preglednica 6.10: Nihajni časi prvih petih nihajnih oblik neutrjene konstrukcije s polnilom	159
Preglednica 6.11: Nihajni časi prvih petih nihajnih oblik utrjene konstrukcije s polnilom	159
Preglednica 6.12: Skalirane intenzitete modificiranega potresa Landers in prvi nihajni časi konstrukcije po potresih	162
Preglednica 6.13: Maksimalne absolutne vrednosti pomikov (v mm) etaž pri posameznih testih (oznake merskih mest pomikov v Preglednici 6.4 in na Sliki 6.13)	165
Preglednica 6.14: Maksimalni izmerjeni absolutni pospeški (v g) v vogalih etaž pri posameznih testih potresa Landers	167
Preglednica 6.15: Maksimalni izmerjeni pomiki LVDT merilcev med ojačilnimi ploščami in konstrukcijo	169
Preglednica 6.16: Efektivne širine zgornjih pasnic gred	172
Preglednica 6.17: Predvideni elastični moduli elementov	172
Preglednica 6.18: Materialne karakteristike betona (povzeto po EN 1992-1:2004)	173
Preglednica 6.19: Lastnosti armature (po EN 1992-1-1:2004)	173
Preglednica 6.20: Karakteristike zaobjetega betona za elemente AB okvirja po EN 1992-1-1	176
Preglednica 6.21: Dolžine plastičnih členkov, mejne vrednosti momentov in rotacij razpakanja betona, tečenja armature in porušitve prereza za AB okvir in AB okvir z opečnimi polnili	178
Preglednica 6.22: Strižne nosilnosti elementov pri ciklični obtežbi za AB okvir in AB okvir s polnili	180
Preglednica 6.23: Napetosti v izbranih križno lepljenih lesenih ploščah; karakteristične in efektivne projektne nosilnosti	184
Preglednica 6.24: Karakteristike medetaž neutrjenega in utrjenega AB okvirja	186

Preglednica 6.25: Pospešek tal, pomiki in mejna stanja neutrjenega in utrjenega AB okvirja pri izbranih mejnih stanjih neutrjene konstrukcije	188
Preglednica 6.26: Karakteristike medetaž neutrjenega in utrjenega AB okvirja s polnili	191
Preglednica 6.27: Pospešek tal, pomiki in mejna stanja neutrjenega in utrjenega AB okvirja s polnili pri izbranih mejnih stanjih polnila neutrjene konstrukcije	193
Preglednica 6.28: Pospešek tal, pomiki in mejna stanja neutrjenega in utrjenega AB okvirja s polnili pri izbranih mejnih stanjih AB elementov neutrjene konstrukcije	193
Preglednica A.1: Variacija parametrov za različne vrste analiz	223
Preglednica A.2: Ocena parametrov obnašanja za različne vrste analiz	223
Preglednica A.3: Izračun faktorjev dodatne nosilnosti za izbrana vezna sredstva	231
Preglednica A.4: Dodatne karakteristike medetaž vzorčnega objekta za modalno analizo	234
Preglednica A.5: Strižne sile po etažah	235
Preglednica A.6: Prvi štirje nihajni časi 3D modela za različne robne pogoje; (i) togi stiki, (ii) podajni stiki, (ii*) podajni stiki z vlivom vogalnih pravokotnih sten	238
Preglednica A.7: Prvi štirje nihajni časi 2D modela v smeri X za različne robne pogoje (glej Slika A.11)	239
Preglednica A.8: Strižne sile ob vpetju in pomiki na vrhu konstrukcije za modalno analizo z različnimi robnimi pogoji ter metodo horizontalnih sil	239
Preglednica A.9: Podatki za izračun prvih nihajnih časov s poenostavljeno Reyleighjevo metodo	240
Preglednica A.10: Rezultati analize konstrukcije v smeri X z N2 metodo za različne robne pogoje (glej Sliko A.17)	248
Preglednica A.11: Rezultati analize stene B z N2 metodo	249
Preglednica A.12: Vpliv različnih parametrov pri NLSA na potresni odziv konstrukcije (povprečen odziv)	250
Preglednica A.13: Potresi oziroma akceleroگرامi, izbrani s pomočjo programa Rexel 3.2	251
Preglednica A.14: Vpliv različnih parametrov pri NLDA na potresni odziv konstrukcije (povprečen odziv)	254

Ta stran je namenoma prazna.

LIST OF TABLES

Table 2.1: The effects of local and global measures on building properties (as in Tsionis et al., 2015)	15
Table 4.1: Used material characteristics in the crosslam wall elements	39
Table 5.1: Displacement measurements at the wall compression test	51
Table 5.2: Displacement introduction protocol	52
Table 5.3: Values of displacements and forces in characteristic points of force-displacement diagrams obtained in tests for both directions	89
Table 5.4: Drift values in characteristic points of force-displacement diagrams obtained in tests for both directions and their average values	89
Table 5.5: Average values of displacements and forces in characteristic points of force-displacement diagrams	90
Table 5.6: Values of displacements and forces in characteristic points of bi-linearly idealised force-displacement diagrams, effective stiffness and ductility ratios obtained in tests for both directions	91
Table 5.7: Average values of displacements and forces in characteristic points of bi-linearly idealised force-displacement diagrams, effective stiffness and ductility ratios	92
Table 5.8: Drift values at different limit states compared to the Eurocode 8 demands	92
Table 5.9: Dissipated and input energy for the 1 st cycles of characteristic limit states attained at tests	94
Table 5.10: Cumulated dissipated and input energy for the 1 st cycles of characteristic limit states attained at tests	94
Table 5.11: Values of the equivalent viscous damping factors at characteristic limit states attained at tests for all three cycles	95
Table 5.12: The comparison of ultimate displacements between individual vertical masonry connection parts on the upper and lower side	107
Table 5.13: The comparison of ultimate displacements between individual vertical masonry connection parts in the upper and lower connection	108
Table 5.14: The comparison of ultimate displacements between individual horizontal concrete connection components in the upper and lower connection	110
Table 5.15: The comparison of ultimate displacements between individual vertical concrete connection components on the upper and lower side	112
Table 5.16: The largest measured force and displacement for the monotonic tension test of the connection between the steel bracket and the timber plate	112
Table 5.17: The comparison of minimum and maximum displacements in individual connection sections	114
Table 5.18: The comparison of average absolute displacements in individual connection sections	114
Table 5.19: The comparison of minimum, maximum and average absolute displacements in individual connection sections	114
Table 5.20: The comparison cumulative dissipated energy in individual connection sections	116
Table 5.21: The comparison of minimum and maximum effective stiffness in individual connection sections	117
Table 5.22: The comparison of minimum, maximum and average absolute effective stiffness in individual connection sections	117

Table 5.23: The idealised horizontal and vertical connection response backbones (negative direction is symmetric)	119
Table 5.24: The limit states of masonry wall and spandrel elements	123
Table 5.25: The resistance, stiffness and deformation capacity of the unreinforced masonry wall for different boundary conditions	125
Table 5.26: Stresses in timber plates; characteristic and effective resistance	127
Table 5.27: The used response backbone of the unreinforced wall moment plastic hinges (negative direction is symmetric)	128
Table 5.28: The earthquakes, namely accelerograms, chosen with the Rexel 3.2 software	132
Table 5.29: The input data for the masonry building	135
Table 5.30: Forces in individual connections (Figure 5.114) between the timber plates and the masonry building at the NC limit state ($T_R = 2745$ years, $a_g = 0.425$, ground A)	139
Table 6.1: The measured compression strength of RC frame elements after 24 days of hardening	144
Table 6.2: Bending and compression tests of mortar	146
Table 6.3: Testing concept	146
Table 6.4: Displacement measuring positions (orientation left-right as in Figure 6.11)	150
Table 6.5: Accelerometer positions (orientation left-right as in Figure 6.11)	150
Table 6.6: Accelerometer positions (orientation left-right as in Figure 6.13)	151
Table 6.7: LVDT positions (Figure 6.15)	152
Table 6.8: Vibration periods of the first four vibration modes of the unreinforced RC frame	154
Table 6.9: Vibration periods of the first five vibration modes of the reinforced RC frame	154
Table 6.10: Vibration periods of the first five vibration modes of the unreinforced structure with the infill	159
Table 6.11: Vibration periods of the first five vibration modes of the reinforced structure with the infill	159
Table 6.12: Scaled intensities of the modified Landers earthquake and first vibration periods of construction after the earthquakes	162
Table 6.13: Maximum story displacement (in mm) values at individual tests (displacement measuring positions marked in Table 6.4 and Figure 6.13)	165
Table 6.14: Maximum measured accelerations (in g) in the corners of individual stories at individual tests of the Landers ground motion	167
Table 6.15: Maximum measured displacements of LVDTs between the strengthening plates and the construction	169
Table 6.16: The effective width of beam flanges	172
Table 6.17: The expected elastic moduli of elements	172
Table 6.18: Concrete material characteristics (according to EN 1992-1:2004)	173
Table 6.19: Steel reinforcement characteristics (according to EN 1992-1:2004)	173
Table 6.20: The confined concrete characteristics for the RC frame elements according to EN 1992-1-1	176
Table 6.21: Plastic hinge lengths, ultimate bending moments, cracking rotations, steel yielding and cross section failures for the RC frame and RC frame with masonry infill	178
Table 6.22: Shear strengths of elements at cyclic loading of a RC frame and RC frame with infill	180
Table 6.23: Stresses in the chosen cross laminated timber plates; characteristic and effective design resistance	184
Table 6.24: Characteristics of the unstrengthened and strengthened RC frame floor	186

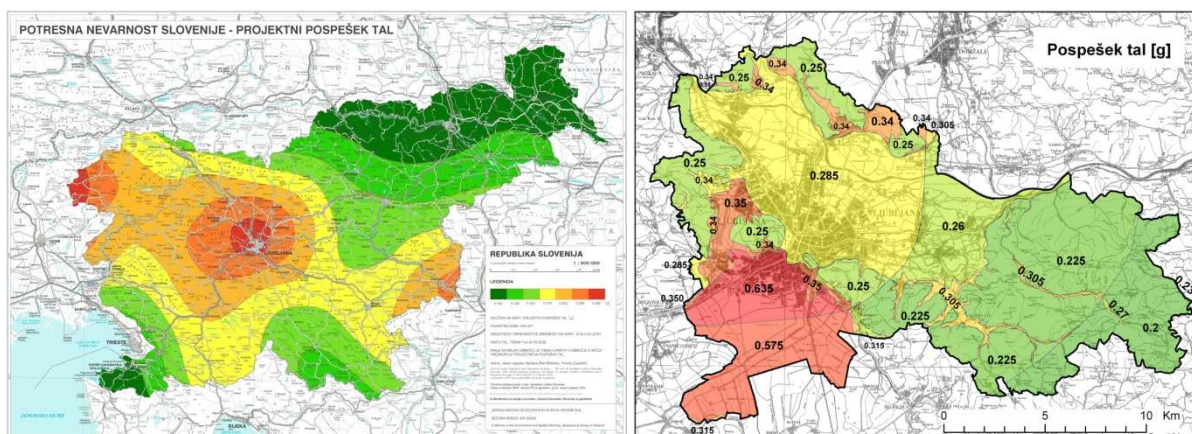
Table 6.25: The ground acceleration, building displacements and limit states of the unstrengthened and strengthened RC frames at the unstrengthened RC frame's chosen limit states	188
Table 6.26: Characteristics of the unstrengthened and strengthened RC frame with infill floor	191
Table 6.27: The ground acceleration, building displacements and limit states of the unstrengthened and strengthened RC frames with infill at the unstrengthened RC frame's infill's chosen limit states	193
Table 6.28: The ground acceleration, building displacements and limit states of the unstrengthened and strengthened RC frames with infill at the unstrengthened RC frame's concrete elements chosen limit states	193
Table A.1: Variations of model parameters for different types of analyses	223
Table A.2: Assessment of performance parameters for different types of analyses	223
Table A.3: Overstrength factor value calculation for the chosen connectors	231
Table A.4: Additional characteristics of case study building floors for the modal analysis	234
Table A.5: Shear forces over individual floors	235
Table A.6: The first four vibration periods of the 3D model for different boundary conditions; (i) stiff connections, (ii) flexible connections, (ii*) flexible connections including the influence of corner perpendicular walls	238
Table A.7: The first four vibration periods of the 2D model in the X direction for different boundary conditions (from Figure A.11)	239
Table A.8: The base shear and top displacements for the modal analysis with different boundary conditions and the lateral force method	239
Table A.9: The data used for calculation of first vibration periods with the simplified Rayleigh method	240
Table A.10: The N2 method results for the structure analysed in the X direction for different boundary conditions (see Figure A.17)	248
Table A.11: The N2 method results for wall B	249
Table A.12: Influence of the finite element model parameters on the building seismic performance for the NLSA (average response)	250
Table A.13: The earthquakes, namely accelerograms, chosen with the Rexel 3.2 software	251
Table A.14: Influence of the finite element model parameters on the building seismic performance for the NLDA (average response)	254

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

1.1 Opis problematike

Potresi ogrožajo človeška življenja že tisočletja. Z izjemo popotresnih valov (cunamijev) ter plazov, ki jih lahko sprožijo, potresi zahtevajo človeške žrtve predvsem na račun podrtih objektov, ki jih je zgradil človek. Na območjih, kjer je potresna ogroženost srednja do zmerna in so močnejši potresi redkejši pojav v primerjavi z ostalimi naravnimi nesrečami, v človeški zavesti nemalokrat utonejo v pozabo. Slovenija je dokaj tipičen primer takšnega območja, ki je v preteklosti že doživelo več močnih potresov, vendar si ti sledijo na nekaj sto, tisoč ali pa celo več let. Predvsem slednji (npr. s povratno dobo 10 000 let) so neznanka, saj o njih nimamo pravih podatkov. Po ljubljanskem potresu leta 1895, ki je poškodoval 10 % zgradb (Žižmond, 2016) in povzročil veliko gmotno škodo, je bila pri nas uvedena prva odredba z določili za protipotresno gradnjo (Tomaževič, 2009). Vendar so zgradbe po prvi svetovni vojni začele rasti, pri gradnji šest- do sedemnadstropnih stavb so uporabljali nove konstrukcijske sisteme z detajli, ki niso bili primerni za potresna območja. Po drugi svetovni vojni se je takšna gradnja nadaljevala (tudi do deset etaž v nearmiranem zidovju), vse do uveljavitve prvih potresnih predpisov (Odredba 1963 in Pravilnik 1964) in njihove izboljšave (Pravilnik 1981). V Sloveniji je bilo do leta 1945 zgrajenih več kot 182 tisoč, med letoma 1945 in 1970 pa skoraj 221 tisoč stanovanj (MORS, 2006), kar je več kot polovica slovenskega stanovanjskega fonda (podatki iz leta 2006). Obenem pa 33.4 % prebivalcev živi na območju, kjer je možen rušilec potres. Kilar in Kušar (2009) ugotavljata, da sodobnim zahtevam gradnje ustreza manj kot polovica obstoječih večstanovanjskih stavb. Zgolj na območju Ljubljanske regije bi ob rušilnem potresu brez strehe nad glavo ostalo 30-70% prebivalstva (Bosiljkov idr., 2015). Dejavnik, ki vpliva na lokalno povečanje pospeška temeljnih tal ter še dodatno povečuje potresno ogroženost starejših stavb, so tudi tla. Glede na karto mikrorajonizacije Mestne občine Ljubljana (MOL) se npr. na območju mesta nahajajo kraji kjer je lokalna amplifikacija na račun zemljine tudi do 2.5-kratna (Slika 1.1). Izsledki sicer temeljijo na analizi mikrotremorjev, pri večjih pospeških je amplifikacija manjša.



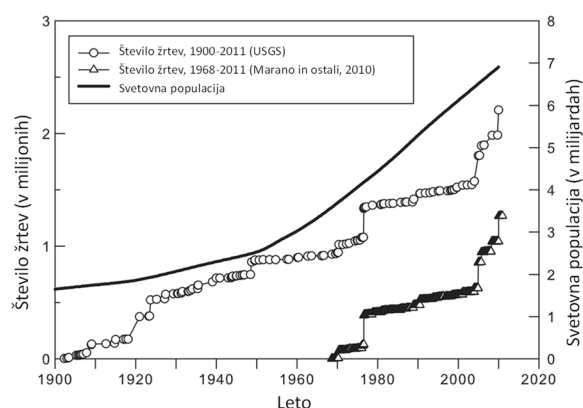
Slika 1.1: Pospeški temeljnih tal po Sloveniji (levo) in mikrorajonizacija MOL (desno) (vir: ARSO)
Figure 1.1: The peak ground acceleration for Slovenia (left) and the microrajonisation of the Ljubljana municipality (right) (source: ARSO)

V obdobju od 1980 do 2012 je bilo šest od desetih največjih naravnih katastrof na svetu povezanih s potresi – skupno število žrtev je bilo 680 770. Poleg tega je bila v istem obdobju od desetih naravnih katastrof, ki so povzročile gmotno škodo, polovica potresov – škodo so ocenili na 469 milijard dolarjev

(Munich Re, 2013). Svetovna statistika pravi, da so potresi v svetu v zadnjih petih stoletjih zahtevali povprečno kar človeških 100 000 žrtev na leto (Bilham, 2004).

Število žrtev naj bi se v letih 1950-2004 sicer zmanjševalo, vendar je statistika zavajajoča saj se vedno več ljudi seli v velika mesta, ki so potresno ogrožena. Pričakujejo, da se bo svetovna populacija povečala iz 6.9 milijard v letu 2011 na 9.3 milijarde v letu 2050, od česar bo 68% vseh ljudi pa bo živel v mestih (UN, 2012). Svetovna karta potresne ogroženosti (Global Seismic Hazard Map – GHASP, Giardini idr., 1999) pa kaže boljše stanje kot je v resnici (Wyss in Rosset, 2012). Približno 1000 velikih mest v državah v razvoju je potresno ogroženih. Tako pri nas kot v svetu so bili potresni predpisi po večini vpeljani šele približno sredi 20. stoletja (Spence, 2007). V Turčiji, ki je zelo potresno ogrožena, šele leta 1975 (Bruneau, 2002). Najnovejše študije kažejo, da se bo število potresov, ki bodo povzročili več kot 50 000 žrtev, v 21. stoletju potrojilo. Ocenjujejo, da bodo potresi v tem stoletju zahtevali od 2.5 do 3.5 milijona žrtev (Holzer in Savage, 2013).

V zadnjem času se pojavljajo tudi umetni potresi, ki jih z rudarjenjem povzroča človek. Na Nizozemskem v regiji Groningen, na primer, so čedalje pogostejši potresi, ki nastanejo zaradi črpanja zemeljskega plina in poškodujejo številne zgradbe. Od 210 000 zgradb naj bi jih bilo potrebno utrditi kar 150 000 (de Voogt S, 2015). Zaradi potresno neprimerne gradnje (tanki opečni zidovi) tudi šibkejši potresi povzročajo gmotno škodo.



Slika 1.2: Naraščanje števila žrtev potresa v primerjavi z rastjo svetovne populacije (po Holzer in Savage, 2013)

Figure 1.2: The growth of earthquake fatalities compared to world population growth (as in Holzer in Savage, 2013)

Pričakuje se tudi spremembe v demografski sestavi prebivalstva, predvsem v razvitem svetu (Statistisches Bundesamt, 2009), kar utegne zmanjšati potrebo po novih gradnjah. V zmerno oziroma lokalno potresno ogroženi Nemčiji trenutno 80 % prebivalstva živi v hišah iz nearmiranega zidovja zgrajenih pred letom 1990. V Italiji, ki je visoko potresno ogrožena, pa je kar 60 % javnih zgradb narejenih iz armiranobetonskih okvirjev (Dolce, Martinelli, 2005), ki so lahko v primeru slabe gradnje pri potresu zelo ranljive (Langerbach 2006, EERI 2006). Vse navedeno utegne povečati potrebo po obnovitvi in potresni utrditvi obstoječih objektov.

Stroški protipotresne utrditve obstoječih objektov so dokaj visoki in znašajo približno 40 % investicije zamenjave objekta (Erdik, 2003), obenem pa je potrebno zgradbe izprazniti za nekaj mesecev. Težava je tudi, da vrednost potresno utrjenih zgradb na trgu na žalost ne zraste. Protipotresno utrjevanje objektov je v splošnem zahtevno področje gradbeništva. Sistemi, ki se uporabljajo v praksi, praviloma posegajo v notranjost objektov - z ustvarjanjem protipotresnih jeder, ojačitvijo stebrov in sten, injektiranjem zidov, itd. Sistemi, ki ne posežejo v notranjost objekta, so redki. Večina jih deluje po principu dodatnega zunanega jeklenega okvirja. Ker v Sloveniji in tudi drugod večina starejših objektov ni dodatno toplotno izolirana, smo začeli razmišljati o razvoju novega sistema, ki bi omogočal oboje, tako potresno utrditev obstoječih objektov kot tudi izboljšanje njihove energijske učinkovitosti, obenem

pa bi bila izvedba enostavna in hitra. Na trgu že obstajajo določene rešitve, v obliki prefabriciranih panelov (Slika 1.3 in Slika 1.4), ki omogočajo izvedbo toplotne izolacije, fasade in stavbnega pohištva v enem kosu. Vendar ti elementi rešujejo zgolj probleme gradbene fizike.



Slika 1.3: Obstoječa rešitev za toplotno izoliranje objektov z uporabo prefabriciranih lesenih okvirnih panelov v kombinaciji s celotno fasado (vir: Gap Solutions, GmbH)

Figure 1.3: An existing solution for thermally insulation existing buildings with prefabricated light timber frame panels combined with a final outer envelope (source: Gap Solutions, GmbH)



Slika 1.4: Obstoječa rešitev za toplotno izoliranje objektov z uporabo prefabriciranih lesenih okvirnih panelov v kombinaciji s celotno fasado; (a) meritev in izdelava 3D računalniškega modela, (b) izdelava lesenih panelnih sten v obratu, (c) po potrebi sanacija temeljev oz. izdelava novih, (d) dostava na teren, (e) montaža, (f) uporaba samostoječega odra za izvedbo ovoja (vidna tudi izravnalna linija v nivoju medetaže), (g) detajli preklopa stenskih panelov po višini (vir: Gump & Maier, GmbH)

Figure 1.4: An existing solution for thermally insulation existing buildings with prefabricated light timber frame panels combined with a final outer envelope; (a) building scanning and 3D computer model, (b) fabrication of new wall panels in the factory, (c) if necessary a retrofit of existing or a construction of new foundation, (d) delivery of wall panels on site, (e) construction, (f) the use self-standing scaffolding for envelope execution (a levelling line in the floor height is also visible), (g) a connection detail of two wall segments along the height, (source: Gump & Maier, GmbH)

Pri predlaganem novem sistemu (Slika 1.5) razmišljamo o zunanjem ovoju iz križno lepljenih lesenih plošč, ki bi bil primerno povezan z objektom, tako da bi lesene zunanje stene prevzele del potresnih sil. Predvidevamo, da bi lahko skupno delovanje objekta in ovoja kontrolirali preko jeklenih povezovalnih elementov. Sistem plošč bi lahko nadgradili s preostalimi sloji stavbnega ovoja in ga montirali z zunanje ali notranje strani. Predvsem zaželen je prvi tip izvedbe, kjer ne posegamo v notranjost in zato seljenje stanovalcev ni potrebno.



Slika 1.5: Koncept izvedbe univerzalnih panelov na obstoječi zgradbi
Figure 1.5: The concept of the universal panel execution on an existing building

Za križno lepljene lesene plošče se odločimo zaradi njihove precejšnje nosilnosti in robustnosti, majhne mase ter relativno visoke togosti. Rešitev je tudi ekološko sprejemljiva, saj les skladišči ogljikov dioksid (približno 1 tona na kubični meter) v nasprotju s klasičnimi gradbenimi materiali (opeka, beton, jeklo), ki za svojo proizvodnjo zahtevajo tudi znatno večjo porabo energije.

Za sisteme utrjevanja (ali sanacije) je zaželeno, da poleg vpliva na potresno odpornost zgradbe upoštevajo tudi socialno-ekonomske vidike (EN 1998-3, Fardis 2009, FEMA 2006, fib 2003, Thermou in Elnashaiu 2005), ki zajemajo ceno, prekinitev uporabe stavbe, funkcionalnost stavbe po posegu, dostopnost materialov, možnost izvedbe, izgled, reverzibilnost posega in vpliv na funkcijo zgradbe. Menimo, da bi sistem predlaganega ovoja lahko zadovoljil tudi več od naštetih vidikov.

1.2 Tema disertacije

V okviru doktorske disertacije preučujemo možnosti uporabe križno lepljenih lesenih plošč (t. i. CLT oziroma XL plošč) v gradbeništvu. V začetku devetdesetih let prejšnjega stoletja je podjetje Merk GmbH iz Nemčije razvilo križno lepljene lesene plošče, ki so pomenile nove možnosti izrabe lesa v konstrukcijskem gradbeništvu. Sistem gradnje z njimi se je na trgu dobro uveljavil v začetku novega tisočletja. Danes se plošče uporabljajo za gradnjo različnih vrst objektov. Zaradi svoje lahкости, nosilnosti in primerne togosti omogočajo precej drzne arhitekturne rešitve.

Zanima nas, če lahko XL plošče v gradbeništvu uporabimo tudi za protipotresno utrditev določenih tipov opečnih in armiranobetonskih stavb, pri čemer imamo v mislih predvsem takšno utrditev, ki ne posega v notranjost objektov. Poudarek raziskav v okviru doktorskega dela je zato namenjen odgovoru na vprašanje: Ali je mogoče učinkovito protipotresno utrditi nekatere obstoječe stavbe s križno lepljenimi lesenimi ploščami? In nadalje: Kakšna je primerna in učinkovita izvedba utrditve? Osredotočili se bomo na vrste opečnih objektov, ki prevladujejo v Sloveniji, tj. nearmirane opečne objekte ter armiranobetonske okvirje z in brez opečnih polnil.

V nalogi tudi sistematično analiziramo potresno obnašanje konstrukcij iz križno lepljenih lesenih plošč, vpliv robnih pogojev (spojev, trenja, geometrije itd.) na potresni odziv pri uporabi različnih metod potresne analize, ki jih omogoča standard EN 1998-1. Analize samostojnih CLT konstrukcij so sicer

potekale vzporedno z razvojem sistema utrjevanja vendar jih zaradi preglednosti predstavimo v ločenem dodatku naloge (dodatek A).

Namen dela:

- Razvoj sistema protipotresne utrditve že zgrajenih objektov s križno lepljenimi lesenimi ploščami. Omejimo se na objekte iz nearmirane opeke in armiranobetonske okvirne zgradbe z in brez opečnih polnil.

Hipoteza:

- Z ovojem iz XL lesenih plošč, ki se ga pritrdi na zunanjo stran stavb, lahko izbranim tipom stavb povečamo potresno odpornost.

Ostali cilji:

- Razviti optimalni sistem spajanja lesenih plošč na objekt in med seboj.
- Ugotoviti razliko med obnašanjem ne-ojačane in ojačane stene zidanega objekta med potresom.
- Analizirati potresno obnašanje sistemov iz križno lepljenih lesenih plošč.

Pričakovani izvirni prispevki naloge:

- Rezultati o možnosti protipotresne ojačitve izbranih objektov z XL lesenimi ploščami.
- Analizo nihanja dveh vzporedno vezanih nosilnih sistemov z različnimi togostmi in vpliva veznega elementa na obnašanje sistema.
- Vpliv robnih pogojev na potresni odziv konstrukcij iz križno lepljenih lesenih plošč pri različnih vrstah potresnih analiz

1.3 Vsebina disertacije

V disertaciji so predstavljeni eksperimentalni rezultati več serij preiskav.

- Izvedene so bile preiskave križno lepljenih lesenih plošč (oziroma sten) pri upogibu v ravnini, pri čemer smo preizkušali obnašanje sten z odprtinami, ki delujejo kot stenasti nosilci in obnašanje preklad nad okenskimi odprtinami.
- Drugi tip preiskav je bil opravljen na zidovih iz nearmirane opečne zidovine, ki smo jih utrdili s križno lepljenimi lesenimi ploščami. Uporabljali smo kemična in mehanska vezna sredstva. Spoje med ojačilnimi ploščami in zidom smo testirali tudi ločeno ter tako pridobili ciklični histerezni odziv razvitih stikov.
- Zadnja serija preiskav pa je bila izvedena na potresni mizi, kjer smo preizkušali neutrjen in utrjen armiranobetonski okvir z ali brez opečnih polnil.

Numerično simuliramo obnašanje vseh eksperimentalnih preiskav, tj. križno lepljenih lesenih sten, neutrjenih in utrjenih opečnih zidov ter AB okvirov z ali brez opečnih polnil. Izvedemo inkrementalno dinamično analizo (IDA) vzorčnega objekta iz nearmirane opeke ter preverimo vpliv ojačitev na njegovo potresno odpornost. Enako storimo za AB okvir in AB okvirjev s polnili, kjer z IDA ravno tako prikažemo vpliv ojačitev na potresno obnašanje.

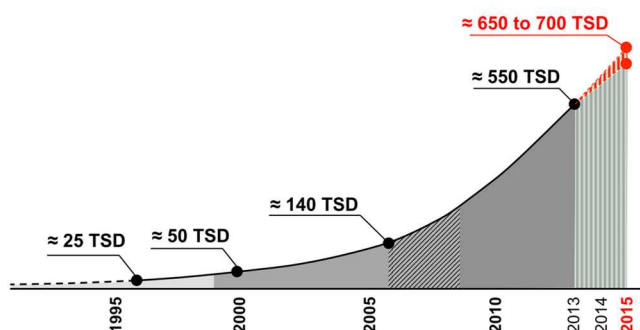
V nadaljevanju disertacije izvedemo parametrične analize potresnega obnašanja zgradb iz križno lepljenih plošč. Uporabimo različne metode, ki jih predvideva standard EN 1998-1, ter analiziramo vpliv robnih pogojev na potresni odziv. Predstavimo rezultate uporabe N2 metode na primeru večetažne CLT zgradbe ter predlagamo postopek za izračun nadomestne togosti križno lepljenih lesenih sten v kombinaciji z veznimi sredstvi, ki je primeren tudi za uporabo v inženirski praksi.

Ta stran je namenoma prazna.

2 PREGLED LITERATURE

2.1 Križno lepljene lesene plošče

Križno lepljene lesene plošče so v začetku devetdesetih let razvili v Nemčiji in Avstriji. Predvsem Avstrija je v sodelovanju z industrijo in raziskovalno sfero poskrbela za razvoj modernega križno lepljenega lesa (Gagnon, Pirvu, 2011). Ta material je v začetku 21. stoletja doživel velik vzpon (Gagnon, Pirvu, 2011, Schickhofer, 2012), ko so proizvajalci zanj pridobili vsa potrebna tehnična soglasja, v pomoč pa mu je bil tudi splošni trend zelene gradnje in dejstvo, da je konceptualno bližje klasičnim, masivnim načinom gradnje. Obenem omogoča pestro arhitekturo in izvedbo večetažnih lesenih zgradb. Ima tudi ugodne gradbeno-fizikalne lastnosti in ob pravilnem dimenzioniranju omogoča visoko potresno odpornost zgradb (Gagnon, Pirvu, 2011, Ceccotti, 2008). Proizvod se v zadnjih letih širi tudi zunaj meja Evrope, na Novo Zelandijo, v Kanado in ZDA (Schickhofer, 2012, Brandner idr. 2015).



Slika 2.1: Naraščanje proizvodnje križno lepljenega lesa v tisočih kubikov; podatki iz leta 2011 (vir: Brandner idr., 2015)

Figure 2.1: The worldwide increase of cross laminated timber production in thousands of cubic meters; data estimation from 2015 (source: Brandner et al., 2015)



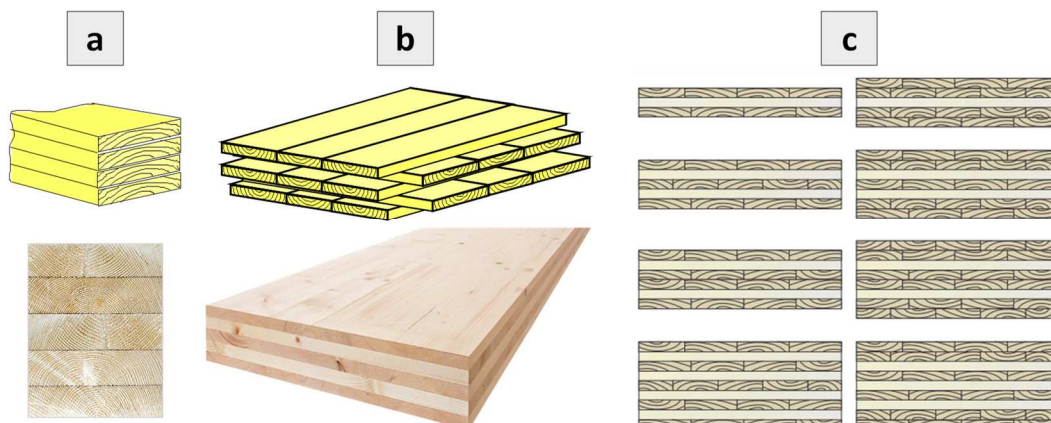
Slika 2.2: Proizvajalci križno lepljenega lesa po Evropi in svetu (vir: Schickhofer, 2012)

Figure 2.2: Cross laminated timber producers in Europe and worldwide (source: Schickhofer, 2012)

Schickhofer (2012) je v analizi trga iz leta 2011 ugotovil, da je bilo v Evropi proizvedenega 450 000 kubičnih metrov križno lepljenega lesa, drugod po svetu pa 25 000 m³. Podatki iz leta 2015 (Brandner, 2015) pa kažejo, da je bilo tistega leta na svetu proizvedenih že približno 700 000 kubičnih metrov križno lepljenih plošč.

Drugače od enosmerno (vzporedno) lepljenega lesa (ang. *Glued laminated timber*, oz. *Glulam*) je struktura lamel (desk) v križno lepljenem lesu izmenjujoča se v dveh pravokotnih smereh, v poljubnem (lih) številu slojev. Končni elementi so tako stabilizirani v ravnini in manj dovzetni za deformiranje pod vplivom vlage, obenem pa omogočajo izdelavo gradbenih elementov (sten, plošč) v velikih formatih

(Slika 2.4). Slednji so po navadi zaradi enostavnosti transporta v Evropi omejeni na dimenzijo (2.95 m x 13.5 m).



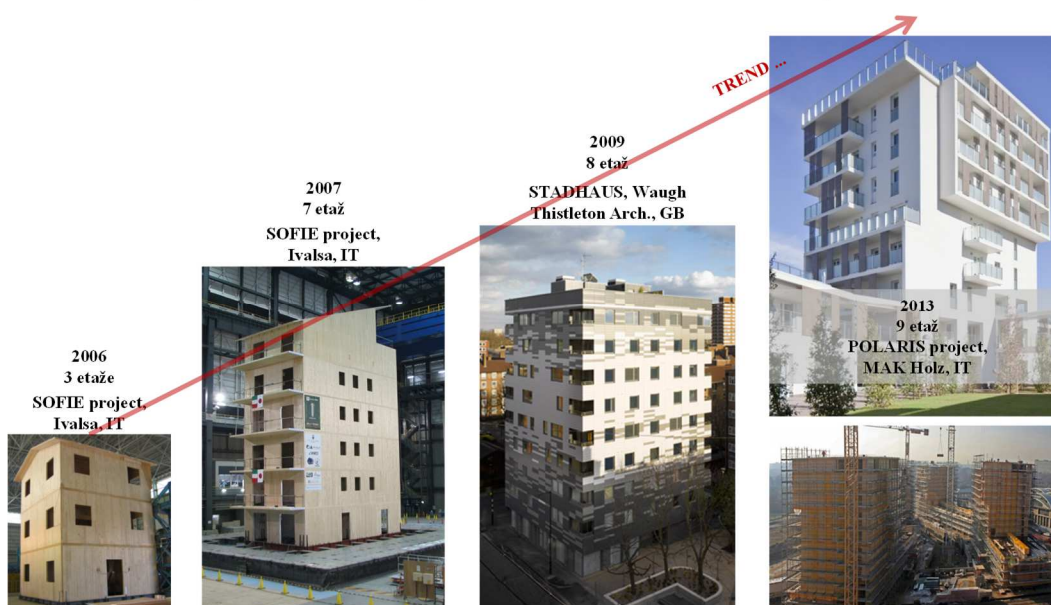
Slika 2.3: (a) Struktura enosmerno lepljenega lesa, (b) struktura križno lepljenega lesa in (c) variacije slojevitosti plošč

Figure 2.3: (a) Glulam structure, (b) crosslam structure and (c) crosslam plate layer variations



Slika 2.4: Stenski element dolžine 16 m, ki je obenem tudi stenasti nosilec

Figure 2.4: A 16 m long wall element that also serves as a high beam



Slika 2.5: Naraščanje višine stanovanjskih gradenj iz križno lepljenega lesa v zadnjih desetih letih (fotografije: Ario Ceccotti, waughthistleton.com, ilnuovocantiere.it)

Figure 2.5: Cross laminated residential timber building growth in the last decade (photos: Ario Ceccotti, waughthistleton.com, ilnuovocantiere.it)

Sredi prvega desetletja 21. stoletja je zraslo več visokih lesenih gradenj (Green, 2012), ki so bile v veliki večini primerov izvedene v križno lepljenem lesu.

Ob vse večji uporabi križno lepljenega lesa za večetažne zgradbe pa so začele potekati tudi preiskave njegovega potresnega obnašanja. Prve potresne preiskave križno lepljenih lesenih sten pri ciklični obtežbi v ravnini sten so opravili na Univerzi v Ljubljani, kjer sta Žarnić in Dujič (2005) preučevala, kako način medsebojnega stikovanja vertikalnih CLT plošč (tj. sten) ter velikost plošč vplivata na duktilnost celotnega sistema.

Dujič in sod. (2005) ter tudi Moosbrugger, Guggenberger in Bogensperger (2006) s Tehnične univerze v Gradcu so nadalje preučevali, kako odprtine v plošči vplivajo na njeno togost in nosilnost. Jöbstel, Bogensperger in Schickhofer (2008) so se ukvarjali z ravninskim strigom v CLT ploščah in z mehanizmi, ki se pri tem vzpostavljajo med posameznimi sloji.

S potresno analizo objektov iz CLT plošč so se kasneje ukvarjali tudi Popovski, Schneider in Schweinsteiger (2010), na Japonskem pa Yasumura (2012). Ceccotti idr. (2006, 2008) so začeli vpeljevati potresno analizo objektov iz CLT plošč v projektantsko prakso. Uporabili so rezultate projekta SOFIE, v okviru katerega sta bili na potresni mizi v naravnem merilu preizkušeni 3- in 7-etažni stavbi iz CLT plošč (Slika 2.5). Na podlagi teh eksperimentov in računalniških simulacij je bil predlagan prvi standardni postopek za izračun faktorjev obnašanja za CLT sisteme (Ceccotti in Sandhaas, 2010).

Fragiacomo, Dujič in Šušteršič (2011) so nadalje raziskovali vpliv različnih robnih pogojev in geometrije na potresni odziv več etažnih XL lesenih objektov, kasneje pa tudi Pozza idr. (2013) ter Pei, Popovski in van de Lindt (2012, 2013). Rinaldin idr. (2013, 2014) so se ukvarjali z modeliranjem večetažnih zgradb, razvojem numeričnih modelov stikov med lesenimi ploščami, eksperimentalno pa so obnašanje slednjega zelo podrobno preučili Gavrić idr. (2014).

2.2 Protipotresno utrjevanje

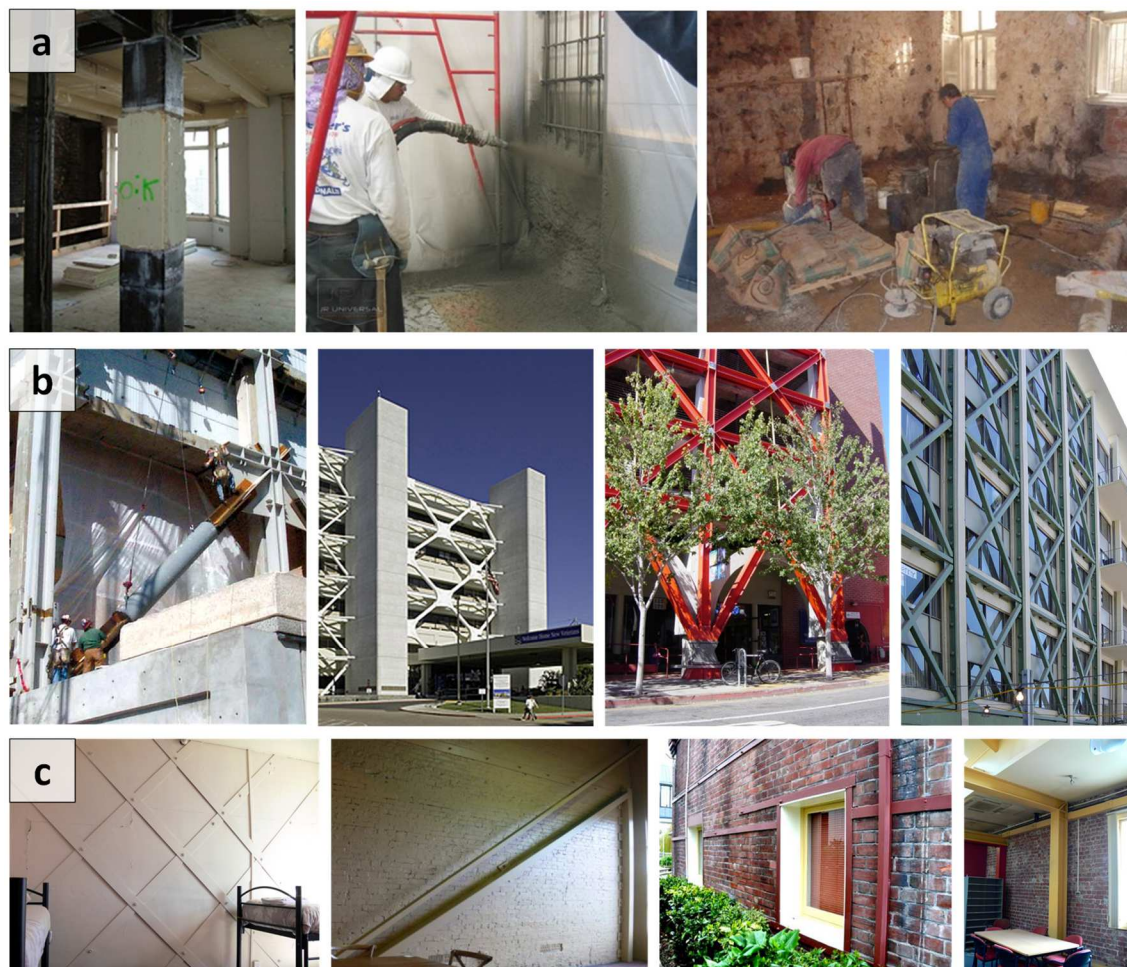
Doslej je bilo razvitih mnogo različnih metod protipotresnega utrjevanja (Slika 2.6). Večina razvoja je bila usmerjena v utrjevanje armiranobetonskih okvirjev (Thermou in Elnashai 2006, Bousselham 2010) in zgradb iz nearmiranega zidovja (URM), ki so potresno zelo ogrožene, obenem pa so zelo razširjene na potresnih območjih, npr. v Italiji, na Portugalskem in tudi na Balkanu (Dolce in Martinelli 2005, Mendes idr. 2014, Oliveira idr. 2012). Prav tako je pomembna tudi problematika kamnitih zgradb, s čimer so se ukvarjali npr. Tomažević (2009) ter Kržan idr. (2015).

Za potresno odpornost so na splošno potrebni zadostna horizontalna togost in nosilnost ter zadostna duktilnost in sposobnost sipanja potresne energije. Zato sanacijski ukrepi stremijo k povečevanju obeh parov zahtev. Možno je vplivati tudi na dinamične lastnosti zgradbe, tj. spreminjati razmerje med maso, togostjo in dušenjem. Vendar je zmanjševanje mase nepraktično in lahko celo kontraproduktivno (FEMA, 547), zato se ne uporablja pogosto. Kot možna rešitev nastopa tudi vgradnja potresne izolacije (Petrovčič, 2013).

Za nearmirano zidovje in AB okvirje se lahko večina metod uvrsti med naslednje ukrepe (lokalne na nivoju konstrukcijskih elementov ali globalne na nivoju konstrukcije):

- (i) lokalne utrditve gradbenih elementov ali spojev s površinsko (ali nekoliko poglobljenimi) nameščenimi sloji utrditvenih vlaken (FRP *Fibre Reinforced Polymers*),
- (ii) lokalno utrjevanje z epoksidnimi ali fugirnimi masami ter t. i. šivanjem (samo za nearmirano zidovje),
- (iii) površinske obloge, nameščene bodisi lokalno ali globalno (ferocementi, armirani mavec, FRP trakovi, torkretiranje),
- (iv) dodatne vezi (lahko prednapete), ki vplivajo predvsem na globalno obnašanje objektov,

- (v) dodajanje novih gradbenih elementov (povezij, strižnih sten, zaobjetij opečnih sten, lokalne armature),
- (vi) sprememba konstrukcijskega sistema (npr. iz AB okvirja v stenasti sistem). Pri zidanih stavbah imajo pomemben vpliv tudi stropne oziroma etažne konstrukcije in povezovanje le-teh v toge diafragme.



Slika 2.6: Načini protipotresnega utrjevanja zgradb; (a) z notranje strani (karbonski ovoj AB stebrov in prečk, torkretne stene, injektiranje opečnega zidovja), (b) z zunanje strani (jekleni okvirji in viskozni dušilci na zunanji strani AB objektov), (c) z notranje strani opečnih objektov (jekleni okvirji in trakovi)

Figure 2.6: Seismic strengthening systems; (a) from the inside (carbon wrapping of RC beams and columns, shotcrete walls, masonry injecting), (b) from the outside (steel frames and viscous dampers on the outside of RC structures), (c) from the inside (steel frames and stripes)

V dostopni literaturi pa nismo zasledili predloga sistema za utrjevanje konstrukcij z ovojem iz križno lepljenih lesenih plošč. Izjema so Bahmani idr. (2014) ter van de Lindt idr. (2014), ki so sistematično preizkušali različne metode utrjevanja torzijsko podajne lesene okvirne zgradbe z mehkim pritličjem, kakršne so pogosto gradili v ZDA v prvi polovici 20. stoletja. Med ostalimi tehnikami je bila preizkušena tudi sanacija z vgradnjo dveh krajših elementov iz križno lepljenih plošč v notranjosti pritličja objekta. Utrditev objekta je bila načrtovana v skladu s smernicami FEMA P-807 (FEMA, 2012), ki za omenjeni primer predvideva samo ukrepe v pritličju (z namenom čim manjšega poseganja v stavbo, ki ne zahteva selitve večine stanovalcev). Ugotovljeno je bilo, da je bilo obnašanje utrjene testne zgradbe blizu projektnim kriterijem in da je metodologija, ki jo predvideva FEMA P-807, primerna za doseganje varnosti pred porušitvijo pri močnejših potresih. Zmanjšala se je tudi torzijska podajnost objekta.

2.2.1. Utrjevanje zidanih zgradb

Pri zidanih stavbah ukrepe za izboljševanje njihove potresne odpornosti v osnovi delimo na dva dela (Tomaževič, 2009), tj. na ukrepe za zagotavljanje celovitosti obnašanja stavbe med potresom in ukrepe za utrditev zidovja. S prvo skupino ukrepov predvsem zagotovimo, da objekt deluje kot celota, preprečimo neusklajeno nihanje zidov in njihovo rušitev izven ravnine. Med tovrstne ukrepe štejemo predvsem povezovanje zidov z zidnimi vezmi, utrjevanje stropnih konstrukcij (ter povezovanje zidov in stropov), utrditev oziroma povezovanje sečišč in vogalov zidov ter utrditev zidov z navpičnimi povezovalnimi elementi. Slednje sicer ni primerno za kamnite stavbe, pogojno ga lahko izvedemo v opečnih, prvi pogoj pa so v vsakem primeru horizontalne vezi in toge stropne diafragme. Za uspešno zagotavljanje celovitosti objekta morajo biti primerno nosilni tudi temelji. Šele ko smo poskrbeli za celovito obnašanje objekta, se lahko začnemo posluževati tudi utrditvenih ukrepov, katerih osnovne koncepte predstavimo v nadaljevanju.

2.2.1.1 Prefugiranje in prezidovanje

Če so zidaki dobri, malta pa bistveno slabša, malto z vsake strani odstranimo za eno tretjino globine zidu in jo zamenjamo z močnejšo cementno, po potrebi novo malto tudi armiramo. Eksperimentalni rezultati za omenjen poseg sicer ne obstajajo kljub široki uporabi metode (Tomaževič, 2009).

Zidove ali njihove dele pa lahko tudi na novo sezidamo, ob tem da načeloma ohranimo osnovni material (kamni, zidaki), za vezivo pa uporabimo močnejšo malto. Ukrep lahko kombiniramo tudi s kovinskimi sidri ter armirano cementno oblogo.

2.2.1.2 Injektiranje

Injektiranje razpok in šivanje

Epoksidne injekcije se priporočajo za širine razpok med 0.13 do 1 mm (Tomaževič 2009, Hamid 1994), cementne injekcije pa za razpoke med 0.3 in 3 mm. Za razpoke, širše od 6.4 mm, se priporoča epoksidne injekcije s polnili (Korany, 2001). Nekateri avtorji sicer navajajo, da je s cementnimi mešanici možno injektirati tudi razpoke med 0.08 mm in 12 mm (Kingsley, 1995). Standard EN 1998-3 priporoča, da se zid z razpokami širšimi od 10 mm sanira na drugačen način (prezidovanje, oblaganje). Injektiranje razpok v splošnem ne povečuje bistveno absolutne nosilnosti zidovine, pač pa le-to povrne v prvotno stanje (pred razpokanjem). Izjema je injektiranje zidov, zidanih s slabo malto, kjer lahko pride do povečanja nosilnosti. Nekateri avtorji poročajo, da injektiranje togosti že poškodovanih zidov ne poveča, oziroma je ne povrne niti v prvotno stanje (Sheppard in Terčelj, 1980), drugi pa da jo povrne v prvotno stanje pri obremenjevanju v ravnini (ElGawady idr., 2004), potencialno pa tudi pri obremenitvi izven ravnine.

Injektiranje razpok se lahko uporablja v kombinaciji s šivanjem (Bhattacharaya, 2013), tj. tehniko, ki se uporablja v razpokanih nearmiranih zidovih, kjer se tanke jeklene palice se vstavijo v predizvrtane luknje v zidu in zalijejo s primerno maso. Palice tako prevzemajo natezne napetosti v zidu, ki povzročajo razpoke.

Injektiranje kamnitih zidov

Starejše zgradbe imajo zidove grajene iz več slojev, kjer sta praviloma zunanja sloja iz kamna (pravilnost, velikost in sestava kosov variira), notranji sloj pa je bodisi iz mešanice manjših kamnov in malte ali pa opeke (Tomaževič, 2009). Injekcijsko maso tako vtiskujemo v številne votline zidovja in

ga tako povežemo v monolitno strukturo, s čimer preprečimo razpadanje in razslojevanje ter tako povečamo potresno odpornost. Posebno pozornost je potrebno posvetiti sestavi mešanice, ki mora biti prilagojena zahtevam posamezne stavbe. Preiskave (Tomažević, 2009) kažejo da se tako utrjenemu kamnitemu zidovju poveča tlačna trdnost približno 2- do 6-krat, natezna trdnost do 4-krat, elastični modul do 7 krat, strižni modul pa do skoraj 14-krat. Navedene vrednosti so zelo visoke, ravno tako tudi raztros rezultatov. Italijanski NTC2008 (NTC, 2008) za injektirano kamnito zidovje faktorje povečanja nosilnosti in togosti omeji na vrednosti 1.2–2.0, odvisno od oblike in polaganja kamnov zidu.

2.2.1.3 Izvedba utrditev z oblaganjem zidovja

Utrditev s polimernimi laminati

Zunanje obloge iz polimernih laminatov, oziroma FRP obloge so v literaturi ena od najbolj pogosto obravnavanih rešitev. Njihove pozitivne lastnosti so majhna masa, ki ne prispeva k povečevanju potresnih sil, majhna debelina in možnost dokaj hitre montaže (Dizhur 2013, Elgawady 2004, München 2011). Poleg tega nudijo tudi možnost utrjevanja konstrukcij izven ravnine (sploh če so obloge nameščene po celotni površini zidu), kar je predvsem pomembno za konstrukcije iz nearmiranega zidovja.

Elgawady (2004) je preiskoval obnašanje s FRP-ji utrjenih zidov v ravnini, tako s trakovi kot večjimi kosi tkanine. Ugotovil je, da se strižna odpornost poveča za faktor 1.3–5.9 odvisno od materialov in pritrjevanja. Poveča se lahko strižna deformabilnost, ne pa tudi togost, razen za že poškodovane zidove, ki se naknadno sanirajo. Priporočal je predvsem uporabo večjih kosov tkanine in ne samo trakov. Rušni mehanizem zidov se je spremenil iz strižnega v upogibnega, izpostavil pa je pomembnost sidranja FRP ojačitev.

München (2011) je potrdil, da je možno FRP trakove namestiti samo na eno stran zidov, vendar ostaja vprašanje, če je to enako učinkovito tudi na dejanskih zidovih, ki niso izdelani tako precizno kot laboratorijski. Obenem FRP tkanine ne nosijo v strigu, obnašajo pa se popolnoma elastično.

Dizhur (2013) je preiskoval vpliv ojačitev iz karbonskih vlaken, ki so bila vgrajena v kanale vrezkane pod površino (da bi kar najmanj motili videz spomeniško zaščitene zgradbe). Ugotovil je, da je prišlo do povečanja strižne odpornosti, duktilnosti in disipacije energije ter v primeru obojestranske vgradnje tudi strižne nosilnosti. Pri enostranskih oblogah je prihajalo do ekscentričnega obnašanja zidov. Rušni mehanizmi so bili strižni (diagonalne razpoke) prihajalo je do delaminacije ojačitev. Pri obremenjevanju izven ravnine zidov je ravno tako prihajalo do delaminacije ter horizontalnih razpok v zidu. Dizhur je analiziral tudi obnašanje sistema na dejanski zgradbi (in-situ) vendar je bilo le-to izvedeno za obremenjevanje izven ravnine.

Z analizo dejanskih zgradb so se ukvarjali tudi Jarc Simončič idr. (Jarc Simončič, 2014), ki so testirali utrjevanje s karbonskimi vlakni (nalepljenimi z epoksidno maso) ter steklenimi vlakni (pritrjenimi s cementno malto), položenimi bodisi horizontalno, diagonalno ali horizontalno in vertikalno. Rezultati so pokazali, da je diagonalno polaganje trakov najmanj učinkovito, bolj primerno je horizontalno, še bolj pa kombinirano (horizontalno in vertikalno). Povečanje nosilnosti je do 100 % (za kombiniran vzorec polaganja steklenih vlaken), povečanje deformacijske kapacitete pa do 280 % (za kombiniran vzorec polaganja karbonskih vlaken). Primerjalni laboratorijski testi so sicer pokazali manjše povečanje v primerjavi s povečanjem na dejanski zgradbi.

Utrjevanje večslojnih kamnitih zidov je preučevala Meta Kržan (Kržan, 2015). Zidovi z zunanjima slojema iz obdelanih kamnitih blokov apnenca in notranjim slojem iz ostankov kamna in apnene malte so dosegli tlačno trdnost 6 MPa. Zidovi so bili strižno ciklično preizkušeni in nato utrjeni; vzdolž razpok se jih je injektiralo z apneno-cementno malto, v nekatere zidove pa so bile vzdolž horizontalnih spojníc s podaljšano cementno malto vgrajene steklene vrvice, ki na koncih niso bile dodatno sidrane. Tlačna

trdnost utrjenih zidov se je povečala tudi glede na rezultate neutrjenih (povprečno 14 %, odvisno od utrditvenih ukrepov), elastični modul se je več kot podvojil. Pri strižnih testih utrjenih zidov je zaradi utrditve v določenih primerih prišlo do spremembe rušnega mehanizma (iz strižnega v upogibnega). Povečanje strižne nosilnosti in mejnega zasuka je bilo prisotno pri vseh utrjenih zidovih, vendar je velikost povečanja odvisna od vrste rušnega mehanizma. Za zidove z upogibnim porušnim mehanizmom se je nosilnost povečala do 28 %, največji doseženi pomik pa več kot 200 %. Za strižni mehanizem z utrditvijo na obeh straneh zidu je bila nosilnost večja do 55%, pomiki pa do 111 %. V primeru enostranske utrditve se je povečal samo mejni pomik (za 80 %).

Armiranocementni ometi

Armiranocementni ometi so debeli med 10 in 50 mm (ElGawady idr., 2004), delež armiranja je 3–8 %, (uporablja se tanjše jeklene mreže), trdnost cementne malte je 15–30 MPa. Doseči moramo primerno strižno povezavo z osnovnim zidovjem. Ometi lahko povečajo strižno odpornost zidovja. Abrams in Lynch (2001) poročata o povečanju strižne nosilnosti za faktor 1.5, Tomaževič (2009) navaja vrednosti 1.3–3.6 (odvisno od osnovnega zidu in obloge). Franklin (2001) ni dosegel povečanja nosilnosti (debelina ometa približno 12 mm) vendar je dosegel 1.7-krat večjo deformacijsko kapaciteto. Italijanski NTC2008 (NTC, 2008) za armiranocementne obloge navaja faktorje povečanja nosilnost in togosti med 1.2 in 2.5 za kamnite zidove ter 1.3 za zidove iz opeke. Togost tako utrjenih zidov izračunamo kot vsoto togosti osnovnega zidu in obloge (Tomaževič, 2009), strižno nosilnost (za primere nastanka poševne razpoke) izračunamo ob predpostavki, da vse prevzame samo armatura (zid in beton zanemarimo), upogibno nosilnost pa kot za strižne armiranobetonske stene.

Torkretni beton

Obloge iz betona nanesenega s torkretiranjem (lahko je tudi vlit z enostranskim opažem), so debele vsaj 60 mm (ElGawady idr., 2004), armirane so z armaturnimi mrežami. Tako kot pri ometih moramo tudi torkretne betone sidrati na zid z jeklenimi mozniki ali stremenji. Franklin (2001) poroča o približno 2.4-kratnem povečanju vrednosti (torkret 100 mm), ElGawady idr. (2004) 3.6-kratnem, Abrams in Lynch (2001) pa 3-kratnem. Nosilnost se načeloma v celoti pripiše samo AB oblogi. Slednje lahko sicer vodi do neizpolnjevanja kriterija mejnega stanja uporabnosti zidovine, saj ta razpoka, ko pride do plastifikacije armature v AB oblogi.

Jeklene obloge

Obloge pritrdimo na konstrukcijo z zunanje strani in jih sidramo neposredno v medetažo (ob predpostavki toge diafragme). Taghdi (2000) je tako nosilnost zidu iz betonskih blokov povečal za faktor 4.5. Rušni mehanizem je bil upogibni, prihajalo je do drobljenja pete zidu in uklanjanja jeklenih vertikalnih ojačitev.

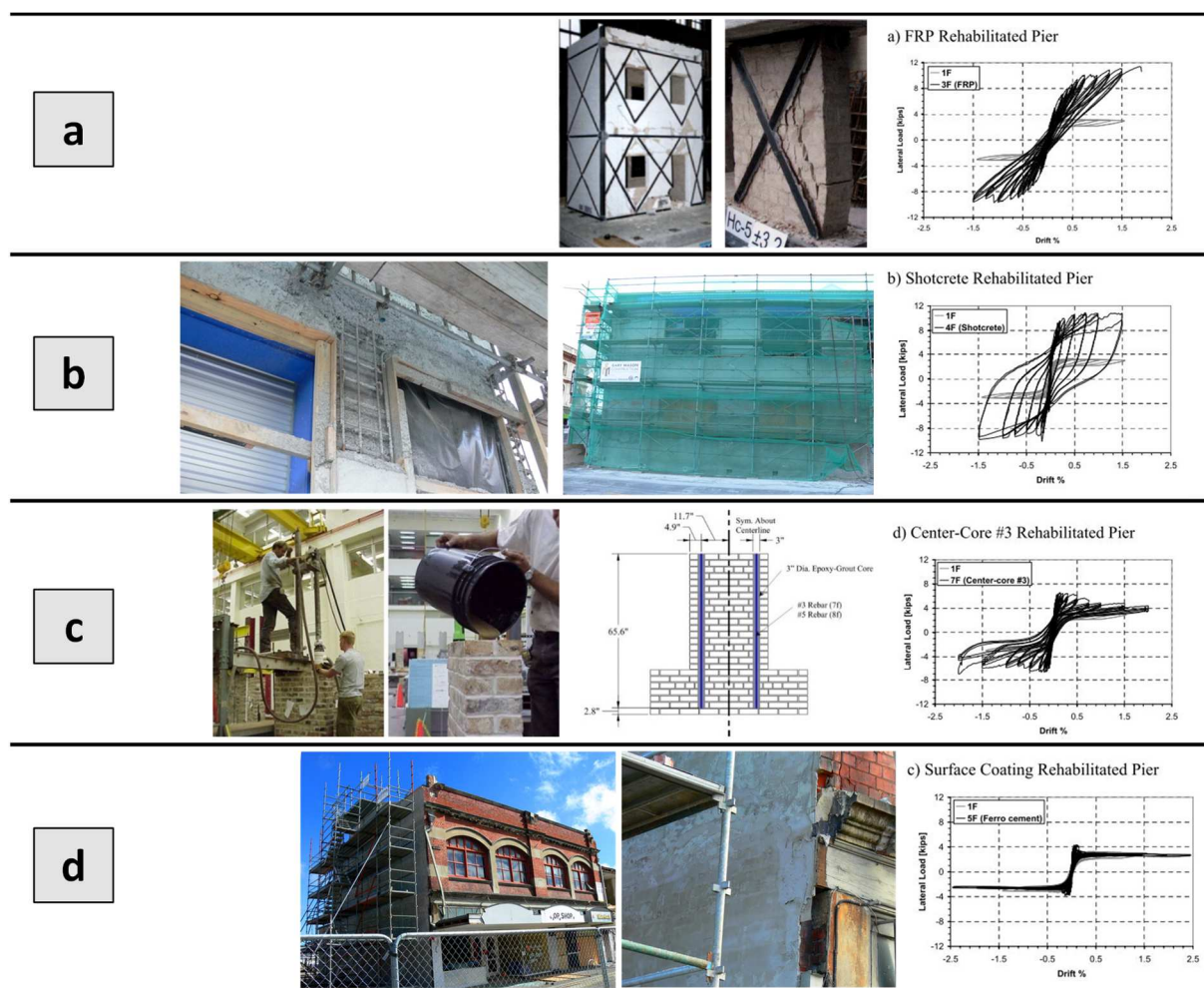
Jeklene obloge lahko sidramo tudi v zid in tvorimo jeklene okvirje s polnili. S tem dejansko spremenimo nosilni sistem konstrukcije. Rai in Goel (1996) sta tako povečala strižno nosilnost zidu (debeline 216 mm, tlačne trdnosti 7.31 MPa in elastičnega modula 950 MPa) kar za faktor 10.

Po drugi strani pa za vzporedno vgrajene jeklene okvirje Ingham (2011) poroča, da niso delovali v skladu z željami, saj je zaradi slabo izvedenih stikov prihajalo do lokalnih porušitev, ki so vodile do globalne porušitve.

2.2.1.4 Prednapenjanje

Dodatne vezi ali prednapete vezi so primerne za zidove iz nearmirane opečne zidovine, saj lahko (ob globalni izvedbi) izboljšajo globalno obnašanje objekta. Z vnosom tlačnih napetosti v zid zmanjšamo natezne napetosti, ki nastanejo pri določenem obtežbenem stanju (Tomažević, 2009). Prednapete vezi v stenah izboljšujejo njihovo obnašanje, vendar se uporabljajo predvsem v spomeniško zaščitenih objektih (ElGawady idr., 2004), saj sta tako postopek izračuna kot izvedbe precej zahtevna. Ravno tako so jekleni kabli podvrženi tečenju in spremembam sile. Kabli se polagajo v cevi, ki so predhodno vstavljene v izvrtine, in se bodisi zalijejo s cementno maso ali pa tudi ne. Slednje omogoča kasnejše preglede in po potrebi dodatno napenjanje kablov. Rosenboom in Kowalsky (2003) navajata, da je strižna nosilnost (dvojnega votlega zidu) z vnesenim vertikalnim prednapetjem brez zalitih kablov, za 40 % večja v primerjavi z zalitimi, za 70 % je večja tudi deformacijska kapaciteta. Po drugi strani pa utegne biti disipacija energije, kjer kabli niso zaliti, nižja, saj ne prihaja do plastifikacije jekla.

Na nekoliko bolj nenavaden način so prednapetje poizkušali doseči Turer idr. (2007), in sicer s pomočjo starih avtomobilskih gum. Poročali so o bolj homogenem obnašanju, pri testih zgradbe na potresni mizi (merilo 1 : 10) pa so dosegli do 70-% povečanje maksimalnega pospeška tal.



Slika 2.7: Različne metode utrjevanja nearmiranih opečnih zidov, (a) FRP obloge, (b) torkret, (c) notranja jedra, (d) površinska prevleka (vir: Tomažević 2009, Franklin idr., 2001)

Figure 2.7: Different methods of unreinforced masonry wall strengthening; (a) FRP cladding, (b) shotcrete, (c) inner cores, (d) surface coating (source: Tomažević 2009, Franklin et al., 2001)

2.2.1.5 Notranja armatura

S pomočjo tehnologije, ki se uporablja v naftni industriji, se v notranjost zidov (vzporedno z njihovo ravnino) z vrha stavbe izvrtajo jedra premera 50–125 mm in dolžine do 50 m (Korany 2001, ElGawady idr., 2004). Tehnologija sicer omogoča natančno vrtanje jeder za zgradbe do treh etaž (P+2), v katere nato vstavimo jekleno armaturo in jo zalijemo s cementno (lahko tudi epoksi) injekcijsko maso. Tlak, ki nastane v izvrtini zaradi višine stolpca, omogoča, da se masa vtisne v eventuelne razpoke in vdolbine in tako doseže tudi boljši stik z zidovino. Tehnologija se je pogosto uporabljala v Italiji, po potresu v Furlaniji leta 1976 (Korany, 2001).

Pri eksperimentalnih preiskavah sta Abrams in Lynch (2001) podvojila strižno nosilnost nearmiranega opečnega zidu. Plecnik (1986) je dosegel povečanje nosilnosti za faktor 1.5–2.1.

Franklin idr. (2001) so sistematično primerjali vrste utrjevanja konzolnega stene iz nearmirane opečne zidovine, med drugim tudi uvrčavanje jeder (Slika 2.7). Tehnologija je povečala nosilnost zidu za približno 2-krat (FRP in torkret za faktor 2.3, armiranocementni omet brez povečanja), začetno togost pa za 1.2-krat (tehnologija s FRP jo je razpolovila, torkret podvojil, z armiranocementnim ometom pa se je znižala na 0.9).

2.2.2. Utrjevanje AB okvirjev

Ukrepe za utrditev ali sanacijo AB okvirjev lahko v grobem delimo na lokalne in globalne. Lokalne ukrepe uporabimo, kadar samo določeni elementi stavbe niso dovolj nosilni, oziroma nimajo zadostne potresne kapacitete. Globalne ukrepe pa uporabimo, kadar obstajajo strožje zahteve za deformiranje zgradbe, vključno z možnostjo trkov s sosednjimi zgradbami ter neregularnostjo konstrukcije. Najbolj pogoste ukrepe in njihov vpliv navajamo v naslednji preglednici, ki jo povzemamo po Tsionis idr. (2015).

Preglednica 2.1: Učinki lokalnih in globalnih posegov na lastnosti konstrukcije (povzeto po Tsionis idr., 2015)
Table 2.1: The effects of local and global measures on building properties (as in Tsionis et al., 2015)

		Trdnost	Togost	Duktilnost	Iregularnost	Zahteve nosilnosti	Deformac. zahteve
Lokalni ukrepi	Betonski ovoj	✓	✓	✓		X	✓
	Jeklen ovoj	✓		✓			
	FRP ovoj	✓		✓			
	Prednapenjanje	✓		✓			
	Zniževanje trdnosti	X					
Globalni ukrepi	Novi okvirji, stene, povezja	✓	✓		✓	X	
	Zmanjševanje mase				✓	✓	X
	Delna rušitev				✓	✓	
	Potresna izolacija				✓	✓	✓
	Dušilci		✓			X	✓
	Raztezni stiki				✓		
	Povezovanje neodvisnih delov				✓		

S kljukicami in križci so označeni pozitivni ali negativni prispevki posameznih metod. Na primer, dodaten betonski ovoj okoli elementov povečuje njihovo trdnost in togost, povečuje duktilnost in je

ugoden, kadar se poveča zahteva za deformacijsko kapaciteto konstrukcije, po drugi strani pa ne prispeva k zmanjševanju potresnih sil na objekt (tako npr. deluje potresna izolacija itd.).

Nekatere od ukrepov bolj podrobno pojasnimo v nadaljevanju.

2.2.2.1 Jeklena povezja

Metoda z dodajanjem jeklenih povezij je bila v preteklosti precej raziskana (Badoux 1987, fib 2003, Thermou in Elnashai 2006). Povezja občutno povečujejo horizontalno nosilnost, omogočajo dokaj enostaven izračun povečanja togosti in nosilnosti ter kontroliran prenos sil z omejenimi lokalnimi koncentracijami sil. S primernimi detajli omogočajo zadovoljivo duktilnost in histerezo obnašanje, njihova izvedba v osnovi ni preveč zahtevna. Prevzamejo lahko tudi celotno potresno obremenitev, ne povečujejo bistveno mase objekta, omogočajo tudi izvedbo odprtih (okna). Če jih vgrajujemo na zunanjo stran objektov, načeloma ne zahtevajo izselitve uporabnikov zgradbe in ne zmanjšujejo njene uporabne površine. Vendar po drugi strani niso učinkovita za bolj toge AB konstrukcije, spojev med povezji in konstrukcijo ni enostavno izvesti, ravno tako so občutljivi tudi detajli samega povezja (uklon). Interakcijo med osnovno zgradbo in konstrukcijo pa je težko kontrolirati.

Obstaja več vrst povezij (centrična, ekscentrična, uklonsko varovana in prednapeta). Z jeklenimi povezji lahko v splošnem povečamo nosilnost in togost osnove konstrukcije za faktor 2–3. Ekscentrična povezja so bolj učinkovita od centričnih, pravilno izvedena omogočajo tudi povečano disipacijo energije.

2.2.2.2 Strižne jeklene plošče

Z uporabo strižnih jeklenih panelov (JSP) kot sistema utrjevanja objektov so se ukvarjali De Matteis idr. (2007), pri nas pa Rozman (2009), ki je predlagal postopek za preliminarno dimenzioniranje JSP in v kombinaciji z N2 metodo (Fajfar, 2000) način za izračun potresne kapacitete konstrukcij utrjenih z JSP. De Matteis idr. so plošče vpeli v medetažno konstrukcijo zgradbe preko členkastega jeklenega okvira. Nosilnost testirane konstrukcije se je povečala za faktor 4, togost za 2.5 ter deformacijska kapaciteta za 1.4. V primeru uporabe aluminijastih panelov sta faktorja povečanja togosti in deformacijska kapacitete znašala 2 in 2.7, večja je bila tudi disipacija energije. Povečanje nosilnosti je bilo enako kot za jeklene panele.

2.2.2.3 Polnila

Polnila se v AB zgradbah uporabljajo že sicer, najpogostejša je uporaba nearmirane zidovine. Pozitivno vplivajo na zmanjševanje horizontalnih pomikov konstrukcije, vendar po drugi strani lahko zaradi krhkega obnašanja pride do razpok, drobljenja in celo razpada (Kumar idr., 2009). Polnila, kakršna so se uporabljala za gradnjo v šestdesetih letih (Griffith, 2008) po navadi dosežejo največji etažni zamik 2 %, razpokajo pri 0.3 %, nosilnost pa izgubijo pri zamiku med 1 in 2 %.

Opečna polnila lahko po eni strani uporabimo za utrjevanje starejših AB okvirjev (s pomanjkljivimi detajli). Lee in Woo (2002) sta na pomanjšanem modelu zgradbe prikazala, da se je nosilnost AB okvirja po vgraditvi polnil povečala za faktor 2, elastična nosilnost za 2.45, začetna togost za 4.8, največji doseženi pomik pa se je zmanjšal na 0.91 prvotnega. Duktilnost konstrukcije se je sicer povečala za faktor 1.79. Pujol idr. (2008) so eksperimentalno prikazali, da so polnila v 3-etažnem AB okvirju povečala nosilnost za faktor 2 in togost za faktor 6.

Po drugi strani pa lahko utrdimo tudi obstoječa polnila v konstrukcijah. Alam idr. (2009) so prikazali učinek armiranocementne obloge, ki je povečala nosilnost AB okvirja s polnilom za faktor 1.7 in togosti za 2.1. Erdem idr. (2004, 2006) so preučevali utrjevanje polnil s polimernimi laminati (FRP) v primerjavi z uporabo AB polnil. Največja nosilnost enega in drugega sistema je bila podobna, vendar je

opečno polnilo, utrjeno s FRP, potem bistveno hitreje izgubilo nosilnost. Yuksel idr. (2006) pa so z dodatnimi utrditvami AB okvirja s FRP trakovi (poleg utrditve opečnega polnila s FRP trakovi) dosegli povečanje nosilnosti za faktor 1.4 in tudi kasnejše upadanje nosilnosti v primerjavi s konstrukcijo brez FRP ojačitev.

Namesto opečnih polnil lahko za utrjevanje AB okvirjev uporabimo tudi prefabricirane betonske panele. Higashi (1980) je tako povečal nosilnost okvirja za faktor 4, Frosch idr. (1996) so obnašanje neduktilnega okvirja s pomočjo prefabriciranih polnil (povezanih z okvirjem prek jeklenih cevi) spremenili, obnašal se je kot duktilna strižna stena.

V splošnem vse vrste polnil (opečnih, utrjenih s FRP ali prefabriciranih betonskih) povečujejo nosilnost in togost, vendar obenem tudi povečujejo sile na konstrukcijo.

2.2.2.4 Utrditev s kompozitnimi FRP trakovi

Bousselham (2010) se je ukvarjal z uporabo FRP oblog na vozliščih AB stavb. Ugotovil je, da se je v preteklih raziskavah pretežno poizkušalo zagotoviti dodatno strižno utrjevanje na mestih plastičnih členkov (zaradi pomanjkanja strižne armature) pri različnih robnih pogojih (razmerje nosilnosti steber-prečka, vzdolžne armature). Ugotovil je povečanje nosilnosti od 45 % do 84 %, prav tako pa tudi povečanje duktilnosti. Posebej je poudaril zmanjšanje upadanja togosti in povečanje disipacije energije. Porušni mehanizmi so bili pretežno delaminacija; spet so se bolj obnesli večji kosi tkanine kot pa zgolj trakovi. Na splošno se FRP sanacija v AB stavbah uporablja pretežno na lokalni ravni, predvsem kot popravilo, in ne kot globalna rešitev za zgradbe.

2.2.2.5 Selektivna oslabitev

Pampanin (2008) za betonske konstrukcije predlaga metodo selektivne oslabitve, kjer namenoma oslabimo določene nosilne elemente konstrukcije, z dodatnimi ukrepi pa povečamo njihovo deformacijsko kapaciteto, disipacijo energije itd. Izbran koncept vsebujeta FEMA (2000) in fib (2003), z namenom določitve hierarhije porušnih mehanizmov konstrukcije, tj. metode načrtovanja nosilnosti (močni stebri, šibke prečke). Slabitev elementov z vidika nosilnosti je potrebno kombinirati z ukrepi za povečanje njihove deformacijske kapacitete. Quintana Gallo idr. (2012) so koncept demonstrirali na pomanjšanem modelu na potresni mizi, kjer so s prekinitvijo armature med prečko in AB ploščo zmanjšali negativno momentno odpornost prečke. Ukrepi so bili izvedeni v kombinaciji s strižno ojačitvijo šibkih vozlišč s karbonskimi trakovi. Namesto strižne porušitve vozlišč je tako prišlo do upogibnega rušnega mehanizma prečk.

2.2.3. Ocenjevanje potresne odpornosti

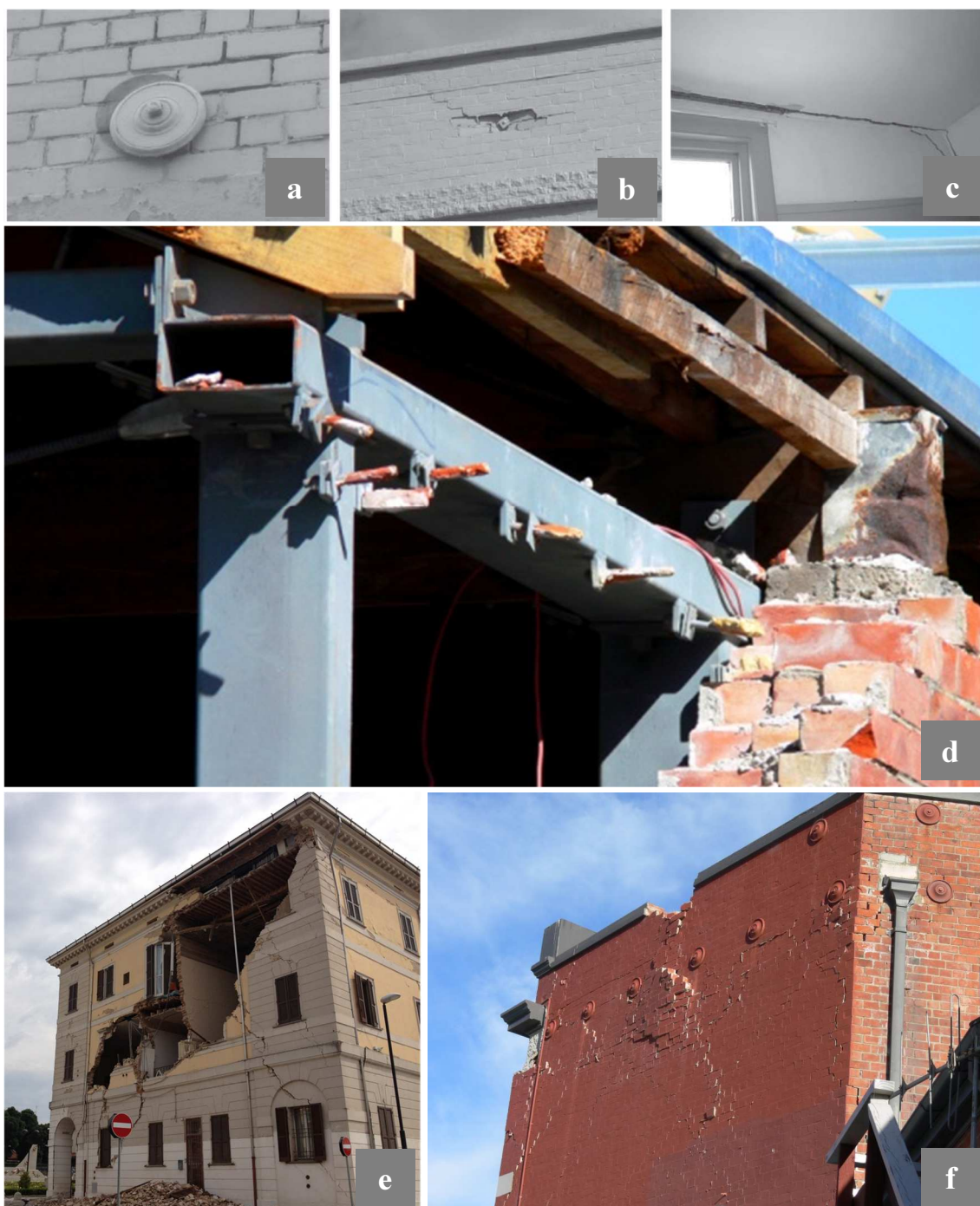
Z ocenjevanjem potresne odpornosti objektov, njihovim utrjevanjem ali sanacijo, se poleg splošnega evropskega EN 1998-3 (2005) ukvarjajo tudi tuji standardi in smernice; aneks k italijanskemu NTC08 (2008) nam je glede na sistem zidanja najbližji. Kanadske smernice za potresno oceno obstoječih zgradb (NRC, 1993), standard ASCE 41-06 za potresno rehabilitacijo obstoječih stavb, dokumenta ameriške agencije FEMA za oceno v potresu poškodovanih betonskih in opečnih zgradb (FEMA 306, FEMA 307, 1998), dokumenta za kvantifikacijo faktorjev potresnega obnašanja zgradb (ekvivalent evropskim q -faktorjem) (FEMA P695, 2009) ter za ukrepe protipotresnega utrjevanja (FEMA 537, 2006 in FEMA 807, 2012). Poleg standardov pa obstajajo tudi številni znanstveni članki, ki se ukvarjajo z ocenjevanjem potresne odpornosti objektov. Izčrpen pregled literature je pripravil Griffith (2008).

2.3 Uporaba standardov in priporočil v nalogi

Za analizo objektov in konstrukcij v nalogi pri določanju materialnih lastnosti ter potresne odpornosti v čim večji meri upoštevamo priporočila Evrokod standardov, tj. EN 1992-1-1 za izračun karakteristik armiranega betona, EN 1996-1-1 za zidovino, EN 1995-1 za les ter EN 1998-1 za potres. V skladu z EN 1998-3, ki obravnava postopke za utrjevanje betonskih, jeklenih in opečnih objektov, določamo mejna stanja nosilnosti konstrukcij. Postopke standardov dopolnjujemo z ugotovitvami in napotki v literaturi; za nearmirane opečne zidove uporabljamo priporočila Turnška in Shepparda (1980) (ocena tlačne trdnosti zidovine), Tomaževiča in Žarnića (1984, 1985) (bilinearizacija ovojnic zidanih sten), Petrovčiča in Kilarja (2013) (rušni mehanizmi) ter Pasticierja idr. (2007) (vzorčni objekt). Pri modeliranju armiranobetonskih okvirjev in okvirjev s polnili upoštevamo ugotovitve Žižmonda in Dolška (2014) (vplivne širine gred), Celarca idr. (2012) (strižna togost, nelinearno obnašanje polnil, stopnje poškodovanosti) in drugih. Bolj podrobno posamezna priporočila navajamo sproti v posameznih poglavjih.

3 ZASNOVA SISTEMA UTRJEVANJA

Pri zasnovi pritrdjevanja križno lepljenih lesenih plošč v obstoječo konstrukcijo smo morali upoštevati več dejavnikov. Najbolj pomembni so bili material osnovne konstrukcije, kontroliranje obnašanja ojačitve ter hitrost montaže ojačitve. Vsak od naštetih treh pogojev vsebuje še posamezne podpogoje. Končna rešitev utrditvenega sistema pa mora biti univerzalna, oziroma mora zahtevati le minimalne prilagoditve za različne tipe zgradb.



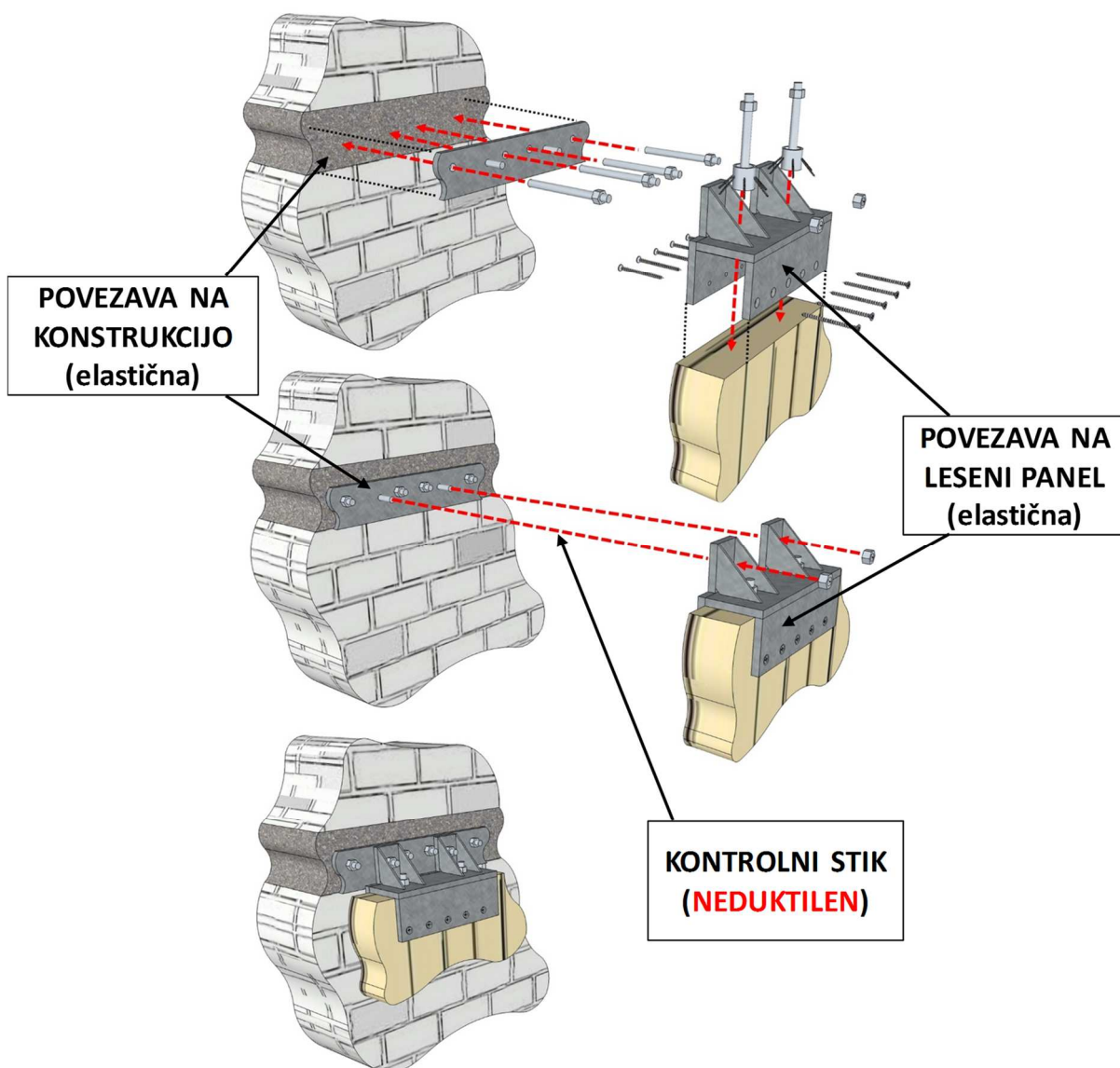
Slika 3.1: Specifični primeri porušitev, ki jih je potrebno dodatno upoštevati pri potresni sanaciji nearmirane zidovine

Figure 3.1: Specific failure mechanisms that need to be additionally considered when seismically strengthening unreinforced masonry

Prevladujoči materiali konstrukcij v Sloveniji in tudi v Evropi so predvsem zidovine (najbolj problematična je nearmirana) ter armirani beton. Najbolj zahtevne za sanacijo so zgradbe iz nearmirane zidovine (v nadaljevanju URM – UnReinforced Masonry), ki še vedno sestavljajo velik del slovenskega stavbnega fonda. URM ima poleg značilno slabe duktilnosti in vprašljive kvalitete materialov v starejših objektih še dodatne težave. Poleg osnovnih rušnih mehanizmov v ravnini sten (bolj podrobno pojasnjenih v poglavju 5.4.1) je zanjo značilna tudi porušitev izven ravnine sten (Slika 3.1 e, f), velik problem pa je tudi sidranje kakršnih koli ojačilnih elementov v zidovino (tudi karbonskih trakov). Ojačitve, ki so nanjo prilepljene (brez posebnih zaključkov), lahko odpovejo zaradi natezne porušitve površinske plasti zidovja (Tomažević idr., 2011), vijačene oz. mehansko sidrane ojačitve pa potencialno pripeljejo do koncentracij napetosti na mestih pritrdjevanja (Slika 3.1 a, b, c, d), ki lahko vodijo v globalno porušitev stene ali objekta. Starejše zgradbe iz nearmiranega zidovja imajo pogosto medetaže grajene še iz lesenih stropnikov, ki niso primerno sidrani v stene (kar zopet vodi v porušitev sten izven ravnine – Slika 3.1 e) in ne povezujejo objekta skupaj na nivoju etaže.

Armiranobetonske (AB) konstrukcije so nekoliko manj problematične, saj načeloma ne izkazujejo vseh težav kot URM. Starejše AB konstrukcije imajo predvsem pomanjkljiv nivo duktilnosti, kar izhaja iz neprimernih detajlov armiranja. Območja plastičnih členkov stebrov in prečk ne vsebujejo dovolj strižne armature, kar vodi v krhke strižne členke (namesto duktilnih momentnih) ter tlačne rušitve betona zaradi pomanjkanja zaobjetja betona. Tudi koncept varovanja stebrov (na račun plastifikacije prečk) v starejših AB konstrukcijah še ni bil upoštevan. Po drugi strani pa v AB konstrukcijah ne prihaja do rušitev sten izven ravnine, pa tudi mehansko sidranje ojačilnih elementov je bolj enostavno, saj povečane koncentracije napetosti v betonu ne povzročajo takšnih težav kot v zidovini.

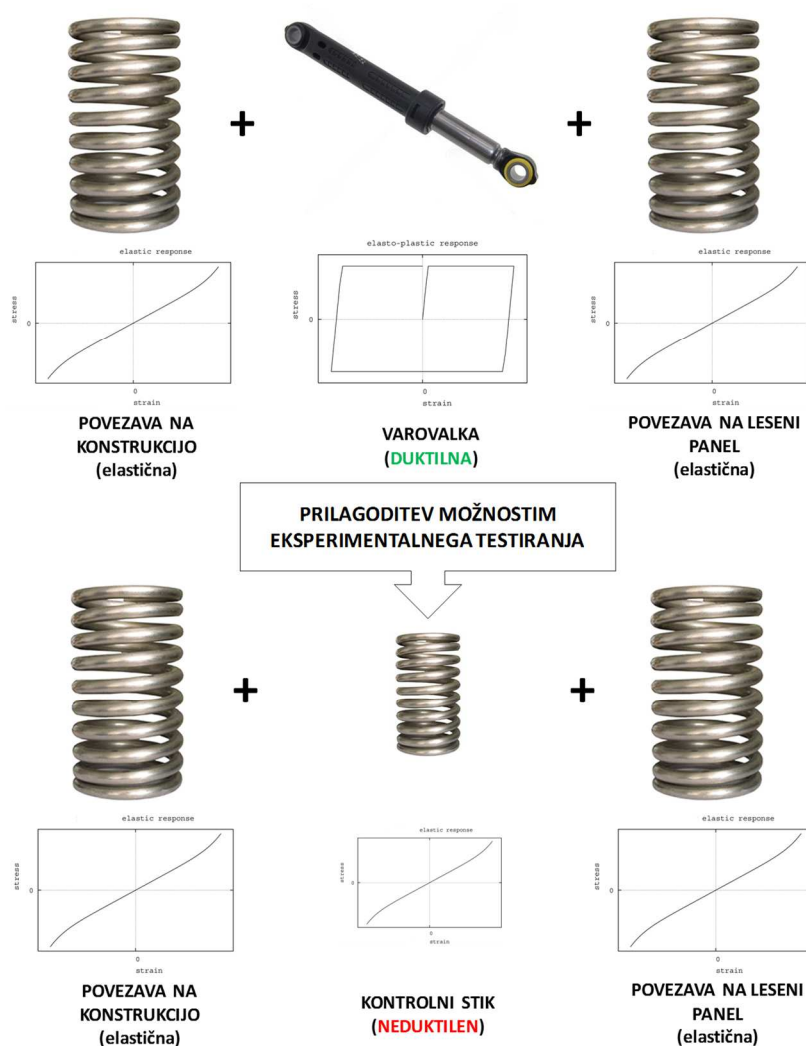
Pri jeklenih konstrukcijah se sicer soočamo s podobno težavo kot pri betonskih – pomanjkljivimi detajli in odsotnostjo metode načrtovanja nosilnosti. Starejše lesene konstrukcije pri nas pa so dokaj nizke (redkokdaj več kot dve etaži P+1), obenem pa imajo majhno maso in relativno visoko duktilnost. Zato menimo da v Sloveniji statistično ne pomenijo večje nevarnosti. Zasnovan protipotresni sistem utrjevanja bi bilo sicer mogoče z minimalnimi prilagoditvami uporabljati tudi za ti dve vrsti konstrukcij. Poleg materiala konstrukcije, ki jo utrjujemo, je pomembno tudi, da naš sistem omogoča predvidljivo obnašanje, ki ga je mogoče čim bolj enostavno matematično opisati ter modelirati, saj lahko le tako zaživi tudi v splošni gradbeni praksi. Mehanski stik med ojačitvenimi ploščami in konstrukcijo smo tako zasnovali v treh stopnjah. Med drugim tudi zaradi čim bolj enostavne montaže, o čemer pa več razložimo v nadaljevanju. Idejni tristopenjski stik (Slika 3.2, Slika 3.3) pomeni, da imamo ločeno povezavo med osnovno konstrukcijo objekta, vmesnim členom ter ojačilno križno lepljeno leseno ploščo. Krajni od obeh povezav se morata obnašati elastično, vmesni člen pa bi moral omogočati nadzor celotnega spoja tudi v nelinearnem območju. Obenem bi moral zagotavljati tudi zadostno disipacijo energije. V praksi smo stik zasnovali tako, da je t. i. vmesni člen sestavljen iz jeklenega čevlja in jeklene pločevine. Čevelj se pripenja na lesene plošče, pločevina pa na betonsko ali opečno konstrukcijo. Bolj podrobno je koncept prikazan na naslednjih slikah (Slika 3.2, Slika 3.3, Slika 3.4, Slika 3.5, Slika 3.6).



Slika 3.2: Tristopenjski sistem pritrdjevanje ojačilnih lesenih plošč na obstoječo konstrukcijo
Figure 3.2: The three-stage connection system between the timber strengthening plates and the building

Jeklena pločevina se v primeru zgradb iz nearmiranega zidovja brez AB medetaže vgrajuje po celotnem obodu etaže obstoječe konstrukcije (Slika 3.4). Objekt poveže skupaj na nivoju etaž (kar je eden od osnovnih ukrepov za protipotresno sanacijo starih URM zgradb), obenem pa omogoča sidranje v zidovino na večji površini. Tako prenos potresnih sil razporedimo (razmažemo po obodu etaže) in se izognemo lokalnim koncentracijam napetosti v zidovju. Z večjim številom mehanskih sredstev (sider) pa lahko poskusimo spoj v zadostni meri tudi predimenzionirati ter tako dobiti želeno elastično obnašanje.

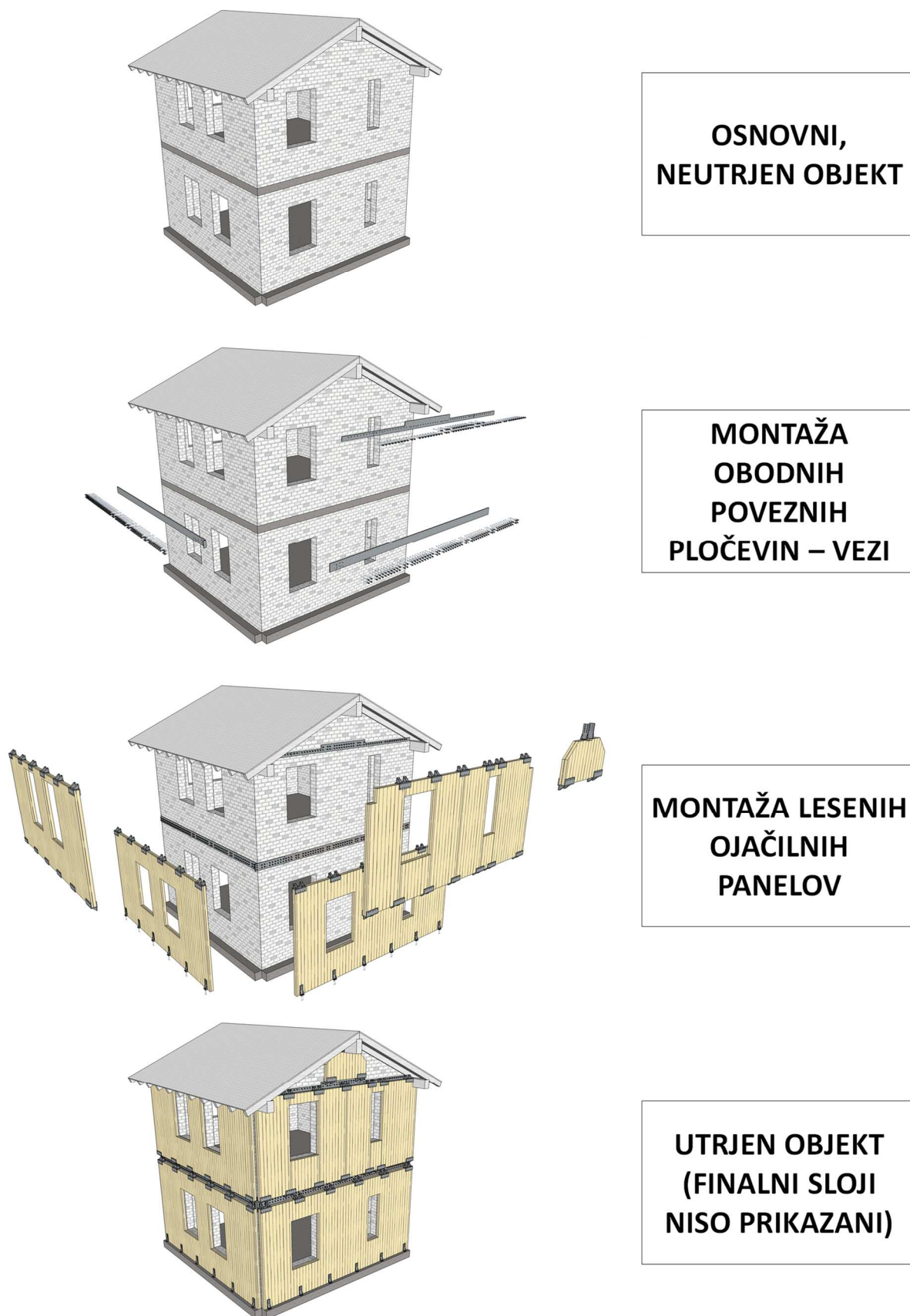
Jekleni čevlji je zasnovan za prevzemanje tako strižnih kot natezno-tlačnih sil. Čevlji zaobjame leseno ploščo z obeh strani in se vanj pritrdi s poševno ali pravokotno uvrtnimi vijaki, ki skrbijo za dodaten prenos strižne sile. Primarna elementa za prenos natezne sile (in tudi strižne sile) pa sta skrita v notranjosti čevlja. V zasnovi smo uporabili elemente Sihga Idefix 40, ki zagotavljajo 29 kN karakteristične natezne sile ter so izjemno togi. Tlačne sile čevlji prevzema s kontaktno površino. Opisana zasnova omogoča visoko nosilen in predvsem tog stik. Čevlji pa se na lesene plošče pritrdi predhodno v delavnici. Koncept je bil kasneje še nekoliko dopolnjen – predvsem je bila izboljšana strižna togost.



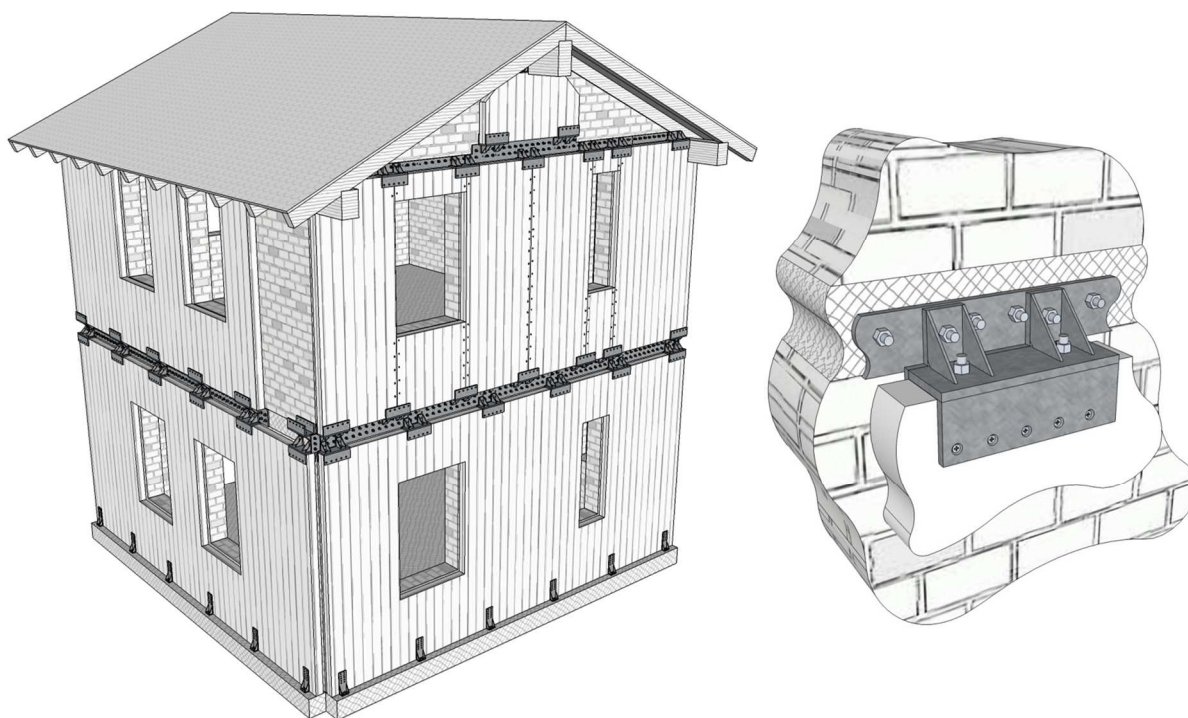
Slika 3.3: Prvotni duktilni koncept tri-stopenjskega stika med ojačilnimi lesenimi ploščami in objektom in prilagojena dejanska izvedba

Figure 3.3: The initial ductile concept of the three-stage connection between the timber strengthening plates and the building and the adjusted actual design

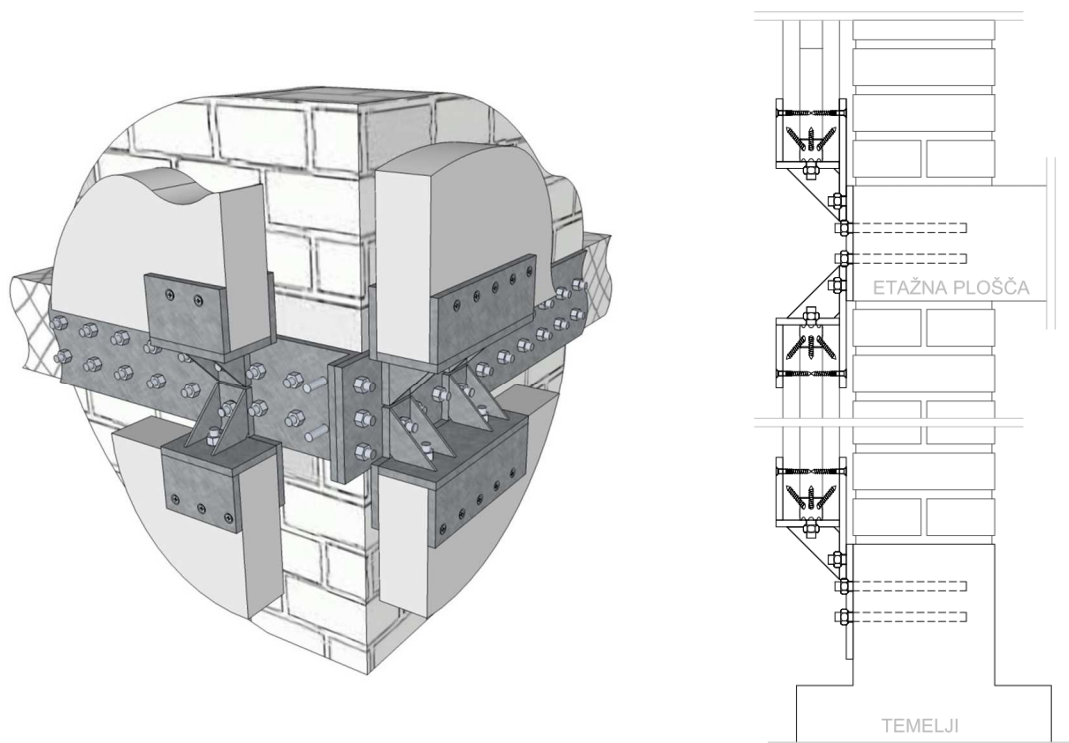
Enostavna montaža pa je bila zadnje vodilo pri snovanju koncepta spajanja ojačilnih plošč in konstrukcije. Tri-stopenjski stik namreč omogoča veliko mero prefabrikacije v delavnici in dva ločena posega na terenu. Kljub temu, da se jeklene pločevine v objekt pritrjujejo ločeno od plošč, je postopek hitrejši, saj so pločevine relativno lahke, ob uporabi modernih merilnih tehnik pa jih je moč natančno montirati že s pomočjo manjšega dvigala ali samo zidarskega odra. Ko z jeklenimi čevlji opremljene plošče prispejo na teren (Slika 1.5), se tako le nataknejo na predvidena mesta ter privijačijo z maticami. Za montažo zadošča manjše avtodvigalo. Koncept se je izkazal kot učinkovit pri izvedbi dinamičnih preiskav na potresni mizi (glej poglavje 6.1), kjer je montaža plošč za dvoetažno zgradbo na predhodno pripravljene pločevine trajala slabo uro.



Slika 3.4: Prikaz večstopenjske montaže ojačilnega oziroma utrditvenega sistema
Figure 3.4: The demonstration of the multi-step construction of the strengthening system



Slika 3.5: Idejna skica objekta, utrjenega z lesenimi ploščami (levo), in izsek detajla spoja (desno)
Figure 3.5: An idea sketch of a building strengthened with timber plates (left) and a detail of a connection (right)



Slika 3.6: Delni prerez detajla pritrdjevanja plošč na vogalu objekta (levo) in prerez skozi steno (desno)
Figure 3.6: A partial cross section of the connection detail in the corner of a building (left) and a cross section through a wall (right)

Stik med jeklenim čevljem in pločevino je bil zamišljen kot kontrolno mesto celotnega spoja. Vsak čevlj se na pločevino pritrdi preko dveh kratkih konzol oz. ušes (Slika 3.5 desno ter Slika 3.6), na koncu katerih sta luknji, skozi kateri se čevlj z ušesi natakne na metrična navoja. Pari metričnih navojev so privarjeni v jekleno pločevino (ki je pritrjena na objekt) na točno določenih mestih kamor kasneje nalegajo čevlji.

Osnovna ideja je bila, da sta navoja (strižno) predimenzionirana ter da kontrolno mesto predstavljata jekleni ušesi, ki se jima lahko poljubno spreminja prerez (ang. *dogbone* koncept) ter posledično nosilnost in togost. Zaradi omejenih sredstev in časa pa smo se odločili, da koncept začasno spremenimo ter jekleni ušesi ojačimo in nekoliko oslabimo metrična navoja, ki povezujeta čevlj s pločevino. S tem smo zavestno izbrali manj duktilen spoj, kjer bo šibka točka celotnega stika med konstrukcijo in ploščami odvisna od strižne nosilnosti dveh metričnih navojev. Dejanska izvedba stika tako ni več popolnoma skladna z idejno zasnovo (Slika 3.3), saj je deformacijska kapaciteta strižnih stikov v jeklu minimalna. Če bi želeli razviti stik, ki bi ustrezal idejni zasnovi, bi bilo potrebno bistveno večje število eksperimentalnih testov (ločeno za vsako stopnjo spoja) ter preverjanje plastičnega obnašanja jeklene varovalke za različne geometrije. Zato smo izbrali enostrižni spoj z dvema navojema M16 (trdnost jekla 4.6), ki v skladu z EN 1993 nudita vsak 30 kN strižne trdnosti. To je uravnoteženo z dvema Sihga Idefix 40 elementoma. Izbrana pločevina čevlja je debela 12 mm in ni v nobenem primeru merodajna za nosilnost spoja.

Zavedamo se sicer, da s takšnim konceptom togega pretežno elastičnega stika lahko povečujemo potresne sile na objektu. Posledično se povečujejo obremenitve na obstoječe temelje objekta. Odvisno od njihove nosilnosti utegne nastati potreba po sanaciji ali pa novi izgradnji temeljev, kot je prikazano na spodnji sliki (Slika 3.7). Bolj podrobno so posamezni testni primeri prikazani v nadaljevanju.



Slika 3.7: Izvedba novih temeljev (ali utrditev prešibkih obstoječih) v primeru izvedbe TES energijske fasade
(vir: Gump & Maier, GmbH)

Figure 3.7: The construction of new (or strengthening of existing) foundations in the case of the TES energy facade construction (source: Gump & Maier, GmbH)

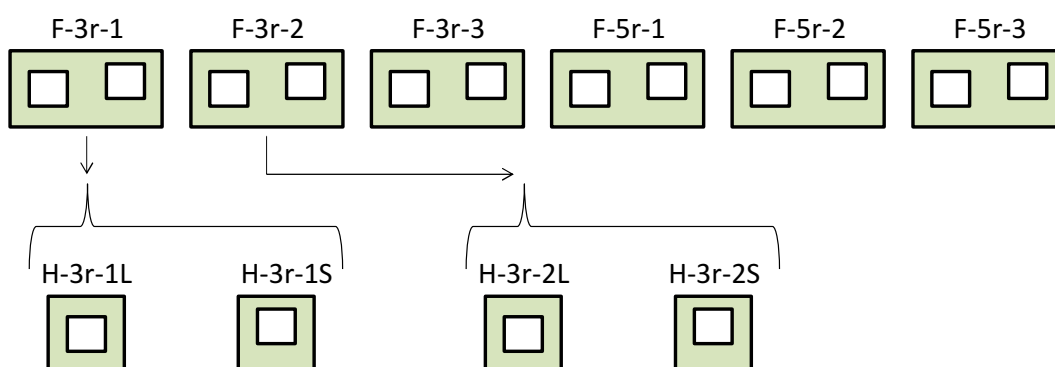
Ta stran je namenoma prazna.

4 OBNAŠANJE KRIŽNO LEPLJENIH LESENIM STEN OBREMENJENIH V RAVNINI

V tem poglavju opisujemo serijo preiskav, ki smo jo opravili na križno lepljenih lesenih ploščah, izvedenih bodisi kot stenasti nosilci z odprtinami, obremenjenih z vertikalno obtežbo v ravnini stene ali pa kot togo vpetih preklad odprtin. Rezultati teh preiskav služijo predvsem za kalibracijo končnih elementov, ki jih kasneje uporabljamo pri numeričnih analizah.

4.1 Eksperimentalne preiskave križno lepljenih lesenih plošč pri obremenitvi v ravnini

Eksperimenti so bili izvedeni v sodelovanju s Tehnično univerzo na Dunaju (TUW) in inštitutom MPa Otto Graf iz Stuttgarta (kjer so preiskave tudi potekale) poleti leta 2010. Celotna serija preiskav se je izvajala na 6 križno lepljenih lesenih stenskih elementih enake geometrije (Slika 4.1 zgoraj). Od šestih sten so bile tri trislojne, tri pa petslojne. Orientacija lamel zunanjih plasti je bila v vseh primerih v smeri višine stene. Dve od trislojnih sten sta bili preizkušeni v elastičnem območju obnašanja, tretja stena pa je bila obremenjena do porušitve. Pri dve steni sta bili po elastičnih testih razpolovljeni (Slika 4.1 spodaj). Tako smo iz vsake stene dobili dve novi, od katerih je imela vsaka po eno okensko odprtino. Razlikovali pa sta se v višini okenske preklade. Pri novih polovičnih elementih smo preizkušali obnašanje teh togo vpetih preklad, najprej v elastičnem območju, nato pa do porušitve. Te preizkuse bolj podrobno analiziramo v poglavju 4.1.2. Preizkuse celotnih sten obravnavamo v poglavju 4.1.1.



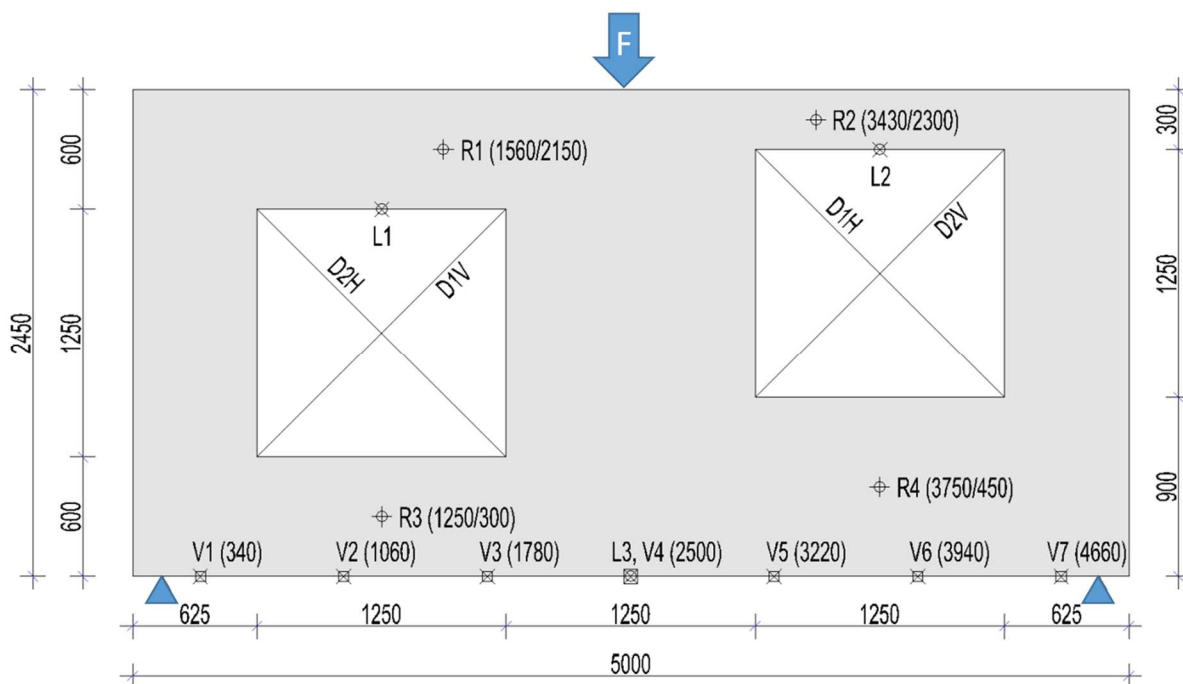
Slika 4.1: Celotna serija testiranja sten
Figure 4.1: The complete test series

4.1.1. Eksperimentalne preiskave stenastih nosilcev

Analiza obnašanja sten v tem poglavju se ne spušča detajlno v nelinearno obnašanje sten. Predvsem nas zanima njihovo elastično obnašanje. Slednjemu bomo kasneje prilagodili obnašanje računalniških modelov križno lepljenih lesenih plošč. Sistem utrjevanja je zasnovan tako, da je kontroliran preko stikov ojačilnih plošč z objektom. Ker se leseni elementi ne obnašajo duktilno in izkazujejo pretežno krhke rušne mehanizme, moramo ojačilne plošče v primeru utrjevanja dimenzionirati tako, da prenesejo obtežbo v elastičnem stanju. Na enak način se dimenzionirajo tudi običajni objekti iz križno lepljenih lesenih plošč, kjer ravno tako prihaja do disipacije potresne energije pretežno v stikih med ploščami, slednji pa ostajajo tako rekoč nepoškodovani.

Dimenzije stenastih nosilcev z odprtinami so prikazane na spodnji sliki (Slika 4.2). Stena je dolga 5 m in visoka 2.45 m. Dve odprtini dimenzij 125/125 cm sta postavljeni tako, da sta prekladi nad njima različne višine (60 in 30 cm). Trislojne stene so debele 97 mm (nominalne slojevitosti 35-27-35 mm; izmerjena je bila 32-28-34 mm), petslojne pa 95 mm (slojevitosti 19-19-19-19 mm), kjer zunanji sloji

lamel tečejo v vertikalni smeri. Natezne napetosti, ki se pojavljajo zaradi upogiba, tako prenaša samo notranji oziroma notranja sloja lamel. Drsni podpori (valja) sta nameščeni 150 mm od roba sten, njuna točkovna sila pa se raznaša preko 40 mm debelih jeklenih pločevin (Slika 4.3 levo). Stena na vsako pločevino nalega v dolžini 30 cm od roba stene. Na zgornji strani vnašamo točkovno vertikalno silo preko krogelnega ležaja (Slika 4.3 desno) in 40 mm debele pločevina za raznos sile dimenzij 10 x 20 cm. Stene so vpete v preizkuševalni okvir (Slika 4.4) ter na vrhu tudi bočno podprte (z drsnimi teflonskimi podporami) zaradi preprečevanja bočne zvrnitve.



Slika 4.2: Geometrija polne stene (v mm) in poziciji merilcev pomikov ter deformacij celih sten
Figure 4.2: Full wall's geometry (in mm) and positions of deformation and displacement sensors of full walls

Na stenastih nosilcih merimo pomike in deformacije. Na sliki (Slika 4.2) je prikazana točna geometrija sten ter koordinate (x ali x in y) posameznih senzorjev. Na glavnem razponu stene z induktivnimi merilci spremljamo vertikalne pomike v 7 točkah (V1-V7). Na spodnji strani je na sredini razpona na notranjem sloju (oziroma dveh slojih za primer 5-slojnih plošč) lamel, ki teče v smeri razpona, pritrjen linearni merilec deformacij L3 (Slika 4.5 levo). Enaka merilca sta na istih slojih pritrjena tudi na sredini razpona okenskih preklad (L1 in L2). Z induktivnimi merilci pomikov merimo pomike okenskih diagonal (D2H, D1V ter D1H, D2V). S tri-osnimi merilci deformacij (Slika 4.5 desno), t. i. rozetami, pa spremljamo obnašanje obeh preklad (R1, R2) ter parapetov (R3, R4) pod okni. Ti merilci so pritrjeni na obeh straneh stene.



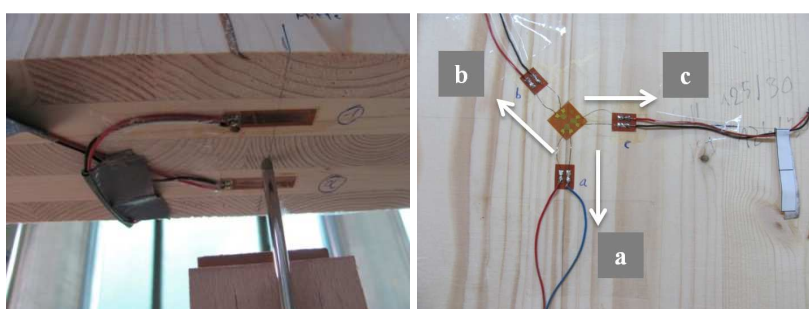
Slika 4.3: Ena od spodnjih dveh drsnih vertikalnih vogalnih podpor stene (levo) in kroglasti ležaj za vnos vertikalne sile na vrhu (desno)

Figure 4.3: One of the two bottom sliding vertical supports of the wall (left) and the ball bearing for the introduction of the vertical load on top (right)



Slika 4.4: Polna stena, vpeta v preizkuševalni okvir (levo), in bočna podpora stene, ki preprečuje zvrčanje vogalov (desno)

Figure 4.4: A full wall clamped in the testing rig (left) and the lateral support of the wall preventing the buckling of corners (right)

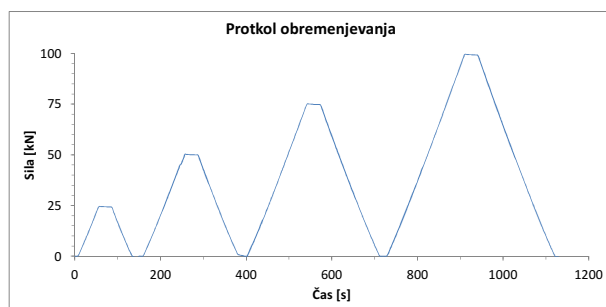


Slika 4.5: Linearni merilci deformacij na spodnji strani stene na slojih, ki potekata v smeri razpona, ter eden od merilcev vertikalnih pomikov (levo) in triosni merilec deformacij, pritrjen na parapete in preklade oken (desno)

Figure 4.5: The linear deformation sensors attached on the bottom side of the wall on the layers running in the main span direction and one of the vertical displacement meters (left) and the three-axial deformation sensor attached on the parapets and beams of windows (right)

Bolj podrobno prikažemo samo rezultate elastičnega testa 3-slojne stene F-3r-1, ki je bila obremenjena z vertikalno silo, naraščajočo do 100 kN (Slika 4.6). Polno silo nanesemo v štirih ciklih (25, 50, 75 in 100 kN) z vmesnimi razbremenitvami. Hitrost obremenjevanja in razbremenjevanja je 25 kN/min. Na enak način sta bili preizkušeni tudi steni F-3r-2 in F-3r-3. V skladu z rezultati teh testov bomo kasneje

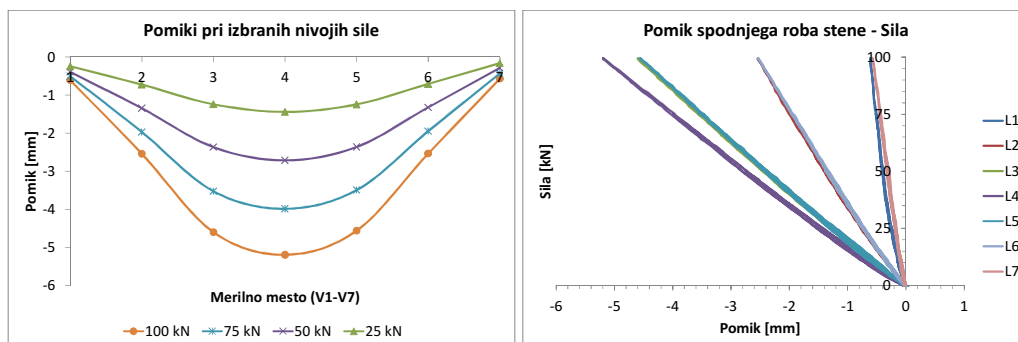
v poglavju 4.2 izvedli numerične modele. Izbrane tipe sten (enake debeline in slojevitosti) namreč uporabljamo tudi pri eksperimentalnih preiskavah utrjevanja opečnih zidov ter AB okvirjev z opečnimi polnili.



Slika 4.6: Protokol nanašanja vertikalne obtežbe v ciklih

Figure 4.6: Vertical load protocol

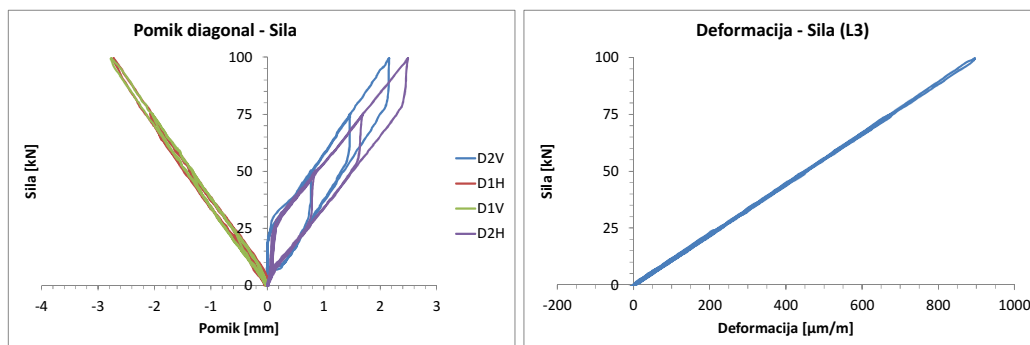
Na naslednjih slikah so prikazane meritve pomikov in deformacij v odvisnosti od vertikalne sile obremenjevanja. Iz meritev pomikov na spodnji strani stene (Slika 4.7) je razvidna parabolična oblika upogiba spodnjega roba. Iz grafa pomiki-sila pa razberemo, da ni bilo po koncu testiranja prisotnih nobenih zaostalih deformacij in se je stena po razbremenitvi povrnila v prvotno obliko. Največji izmerjeni pomik na sredini je znašal 5.2 mm.



Slika 4.7: Meritve pomikov na spodnji strani stene pri različnih stopnjah vertikalne obtežbe (levo) ter diagram odvisnosti pomika in sile na vrhu stene (desno)

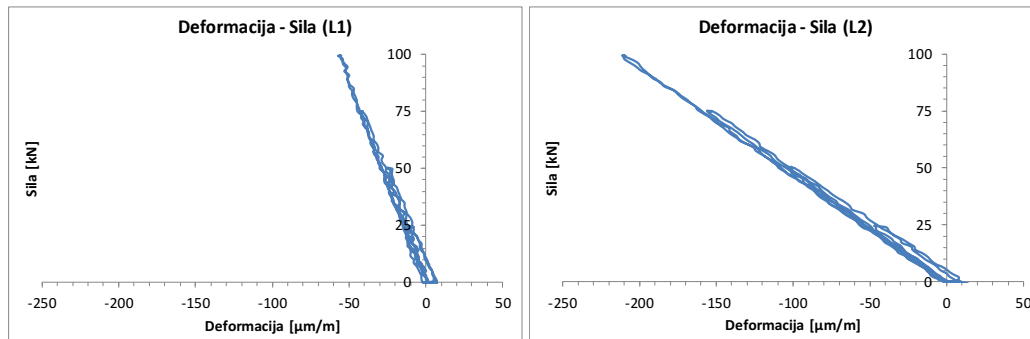
Figure 4.7: Displacements at the bottom of the wall at various vertical loads (left) and displacement-vertical load diagram (right)

Pri meritvah sprememb dolžine diagonal (Slika 4.8 levo) je pri nateznih diagonalah (pozitivni predznak) prihajalo do oviranega pomikanja merilcev pri spremembah smeri obremenjevanja, kar se odraža v skokih sile na grafu. Napako smo pri kasnejših testih odpravili. Meritve tlačnih diagonal (negativni predznak) so tekoče. Zaostalih pomikov po razbremenitvi ni prisotnih v nobenem primeru. Prav tako zaostalih deformacij ni prisotnih pri meritvah na spodnjem robu stene (Slika 4.8 desno), kar je bilo posredno pričakovano že iz rezultatov meritev pomikov na spodnjem robu.



Slika 4.8: Odvisnost vertikalne obtežbe od pomikov diagonal (levo) in deformacije na dnu stene (desno)
Figure 4.8: Vertical force dependant on window diagonal displacements (left) and wall's bottom deformation (right)

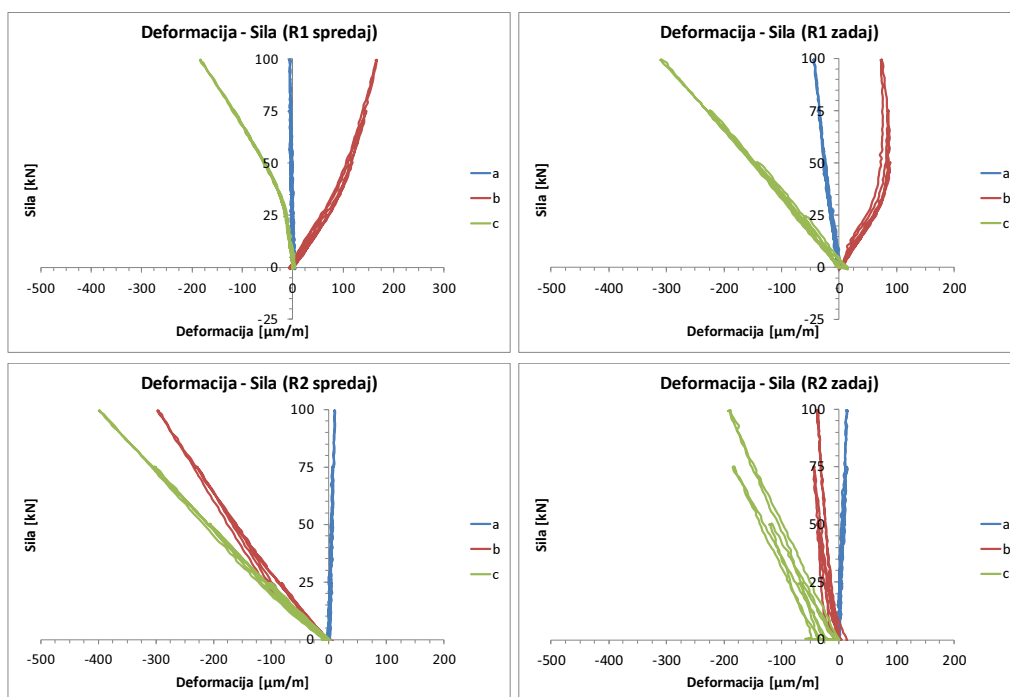
Deformaciji na spodnjem robu obeh preklad sta negativni, torej v spodnjem robu preklad nastajajo tlačne napetosti. Celotna stena se obnaša kot nosilec, posledično je njen celoten zgornji del v tlaku. Izmerjene deformacije so sicer dokaj majhne, sploh v višji in bolj togi prekladi (senzor L1) kjer znašajo le 0.06 ‰, vendar so meritve konsistentne. Krivulje niso popolnoma linearne; možno je, da v ortotropni strukturi križno lepljene plošče med obremenjevanjem prihaja do manjših vibracij, ki so lahko posledica trenja med posameznimi lamelami. Na obeh prekladah so izmerjene tudi manjše pozitivne deformacije (približno 0.01 ‰) oziroma natezne napetosti, ki nastanejo po prvi in drugi razbremenitvi. Po tretjem ciklu pa te izginejo in deformacijsko stanje se povrne v izhodiščni položaj. Zaostalih deformacij na koncu ni.



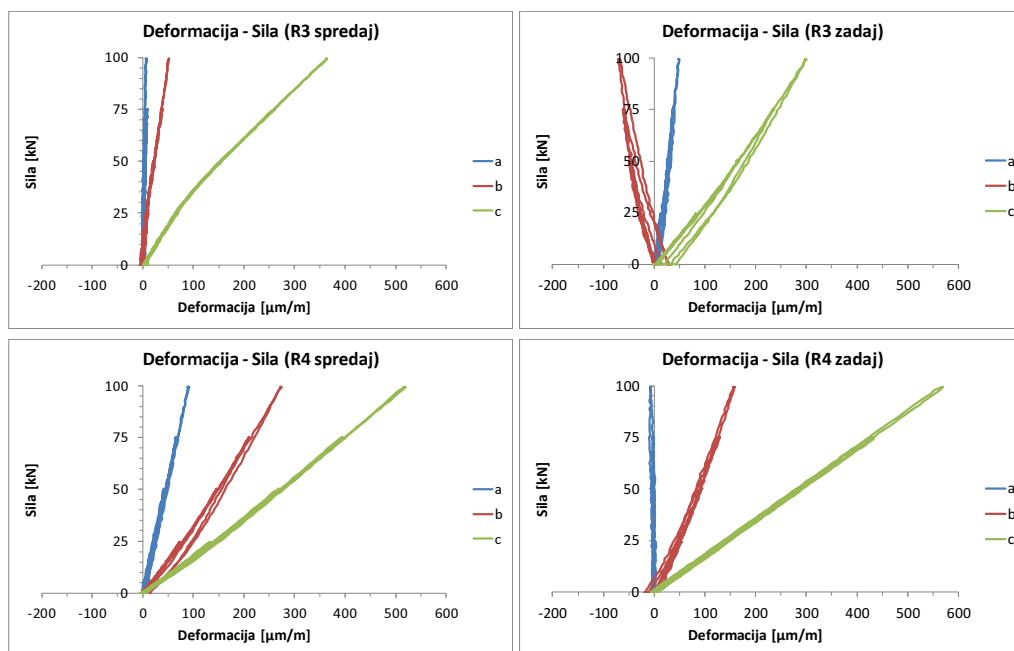
Slika 4.9: Odvisnost vertikalne obtežbe od deformacije na dnu višje (levo) in nižje okenske preklade (desno)
Figure 4.9: Vertical force dependant on higher (left) and lower (right) window beam deformations

Rezultati triosnih merilcev deformacij, t. i. rozet (Slika 4.11, Slika 4.11), nam nudijo vpogled v deformacijsko oziroma napetostno stanje v sredinah okenskih preklad in parapetov. Določeno omejitev pri teh meritvah sicer predstavlja preciznost, saj so uporabljene rozete majhne in imajo kratka navitja žic. Deformacije so torej merjene skoraj točkovno, kar je pri opazovanem materialu nekoliko problematično. Les je v osnovi anizotropen material, ki ga poenostavljeno opisujemo z radialno ortotropijo (npr. posamezne lamele), vsaka lamela pa vsebuje tudi nepravilnosti (npr. grče). Lesene lamele so poleg tega zlepljene v križno strukturo. Preciznost meritve je zato omejena z robnimi lokalnimi pogoji (struktura, rast lesa itd.). Pri nameščanju rozet smo pazili, da jih nismo nameščali preblizu grč ter da je bila površina pobrušena in očiščena. Rezultate meritev je kljub vsemu treba jemati z določeno previdnostjo. Kot primer služi rozeta R2, ki na enaki poziciji v steni (glede na dolžino stene), vendar na nasprotnih straneh (spredaj/zadaj) izkazuje 100-% razliko v meritvah. Predvsem kasneje v poglavju 4.2, pri kalibraciji modelov končnih elementov, večja odstopanja pri meritvah deformacij ne pomenijo nujno

slabega matematičnega modela. Meritve deformacij v osnovi pokažejo, da sta v smeri razpona stene (smer 'c' na rozeti, Slika 4.4) obe zgornji prekladi nad oknoma v tlaku, parapeta spodaj pa v nategu. Deformacije v vertikalni smeri stene (smer 'a' na rozeti) so relativno majhne. Slednje je pričakovano, saj je les v smeri vlaken znatno bolj tog, takšno orientacijo imata dva od treh slojev, obenem pa posebnih obremenitev v tej smeri ne pričakujemo zaradi načina podpiranja in obremenjevanja preizkušanca. Z izjemo meritev na senzorjih R2 zadaj ter R3 spredaj zaostalih deformacij ne zabeležimo. Tudi izmerjene zaostale deformacije so zelo majhne, približno 0.05 ‰.

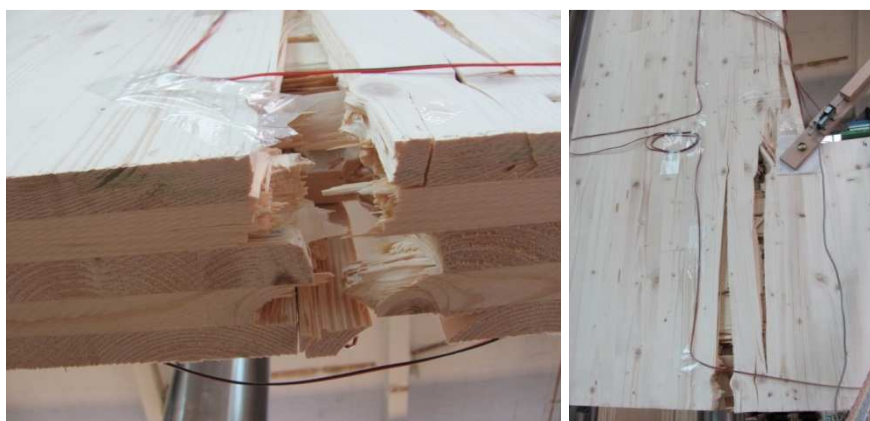


Slika 4.10: Odvisnost vertikalne sile od deformacij, izmerjenih v triosnih merilcih R1 in R2 (Slika 4.5)
Figure 4.10: Vertical force dependant on three-axial deformations readings R1 and R2 (Figure 4.5)

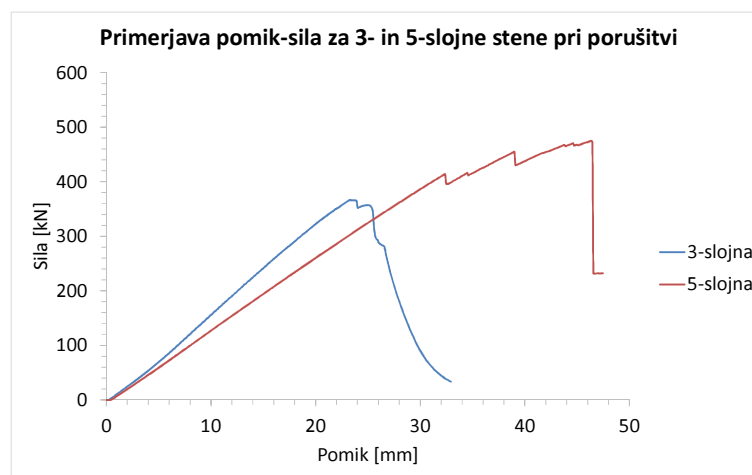


Slika 4.11: Odvisnost vertikalne sile od deformacij, izmerjenih v triosnih merilcih R3 in R4 (Slika 4.5)
Figure 4.11: Vertical force dependant on three-axial deformations readings R3 and R4 (Figure 4.5)

Ko preizkušance z enako geometrijo obremenimo do porušitve (Slika 4.13), le-to pri 3-slojnih stenah (z enim slojem v smeri razpona) dosežemo pri dobrih 350 kN vertikalne obtežbe, za 5-slojno steno z dvema slojema, orientiranimi v smeri razpona, pa pri 500 kN. Rušni mehanizem slednje 5-slojne stene je prikazan na sliki (Slika 4.12). Pride do natezne odpovedi spodnje cone stenastega nosilca. Vidno je, da so lamele pretrgane v smeri razpona. Do pretrga v spodnji natezni coni sicer ne pride v popolnoma isti vertikalni liniji. Višje lamele, bolj oddaljene od spodnjega roba, namreč popustijo nekoliko izven linije loma spodnjih lamel. Zunanja sloja (in notranji v primeru 5-slojnih plošč) tako rekoč ne prispevajo k nosilnosti stene. Les ima v nategu pravokotno na vlakna minimalno nosilnost (več kot 25-krat manjšo kot v smeri vlaken).



Slika 4.12: Rušni mehanizem polne stene – upogibna porušitev, oziroma natezna odpoved spodnje cone stene
Figure 4.12: The full wall's failure mechanism – bending failure, namely the tension failure of the wall's bottom zone



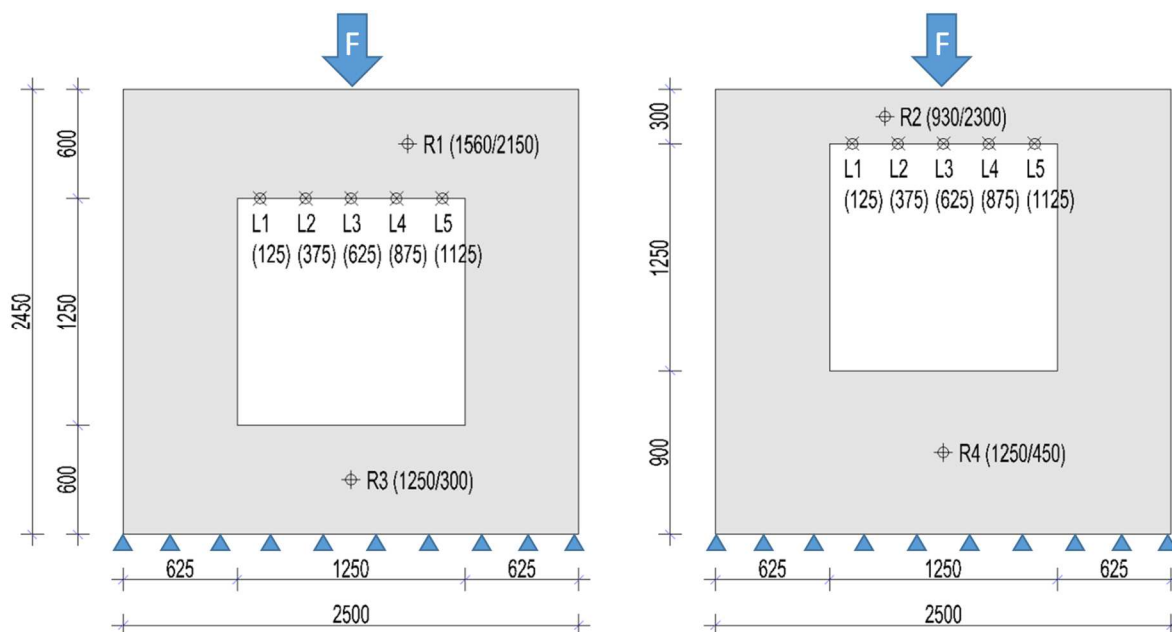
Slika 4.13: Primerjava pomika in sile pri obremenjevanju 3- in 5-slojnih vzorcev sten do porušitve
Figure 4.13: The displacement-force comparison for the 3- and 5-layer wall cases loaded until failure

4.1.2. Eksperimentalne preiskave momentno vpetih preklad

Preizkusili smo 4 okenske preklade, ki so del polovičnih stenskih elementov. Dve višji (60 cm) in dve nižji (30 cm). Ker je okenska odprtina izrezana iz plošče (Slika 4.14), so preklade del homogenega kosa stene in kot take togo momentno vpete na svojih koncih. Stenski elementi s prekladami so bili na spodnji strani togo podprti po celotni dolžini stene (Slika 4.15 levo). Merimo pomike preklade (Slika 4.14 desno;

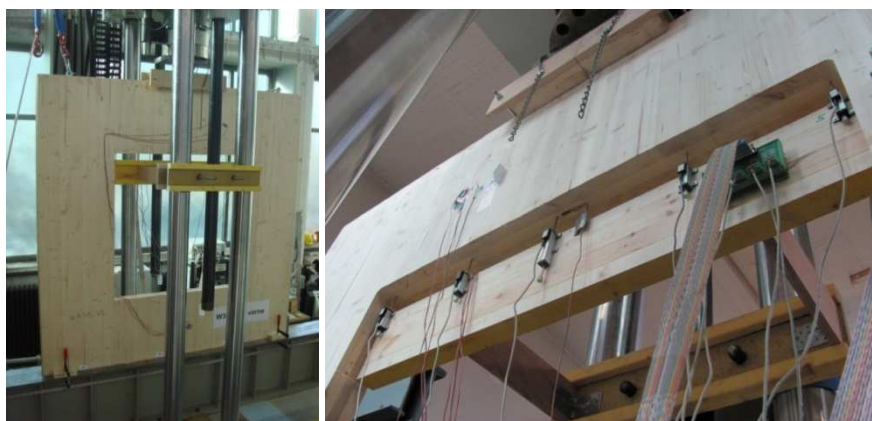
L1-L5) ter deformacije v triosnih senzorjih R1-R3. V nadaljevanju predstavimo rezultate meritev stene H-3r-1S v elastičnem stanju.

Steno oziroma preklado H-3r-1S obremenimo z monotono naraščajočo točkovno vertikalno silo, ki narašča od 0 kN do 53 kN s korakom 0,33 kN/sek. Iz odčitkov pomikov (Slika 4.16) vidimo, da je upogib preklade simetričen ter da po koncu obremenjevanja nimamo nobenih zaostalih deformacij. Deformacijska linija je parabolična, pri višjem nivoju obtežbe (50 kN) je že nekoliko bolj izrazito strižno obnašanje preklade, saj pomiki bližje podporam zaostajajo glede na pomike v točkah bližje sredini razpona.



Slika 4.14: Geometrija polovičnih sten (H-3r-L na levi in H-3r-S na desni) in poziciji merilcev pomikov ter deformacij polovičnih sten

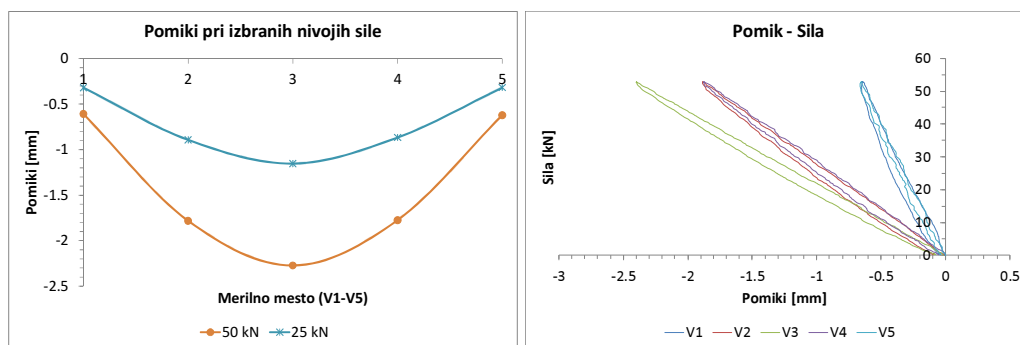
Figure 4.14: Half-wall's (H-3r-L in the left and H-3r-S on the right) geometry and positions of deformation and displacement sensors of half walls



Slika 4.15: Polovična stena, vpeta v preizkuševalni okvir (levo), in serija merilcev pomikov pod zgornjo preklado (desno)

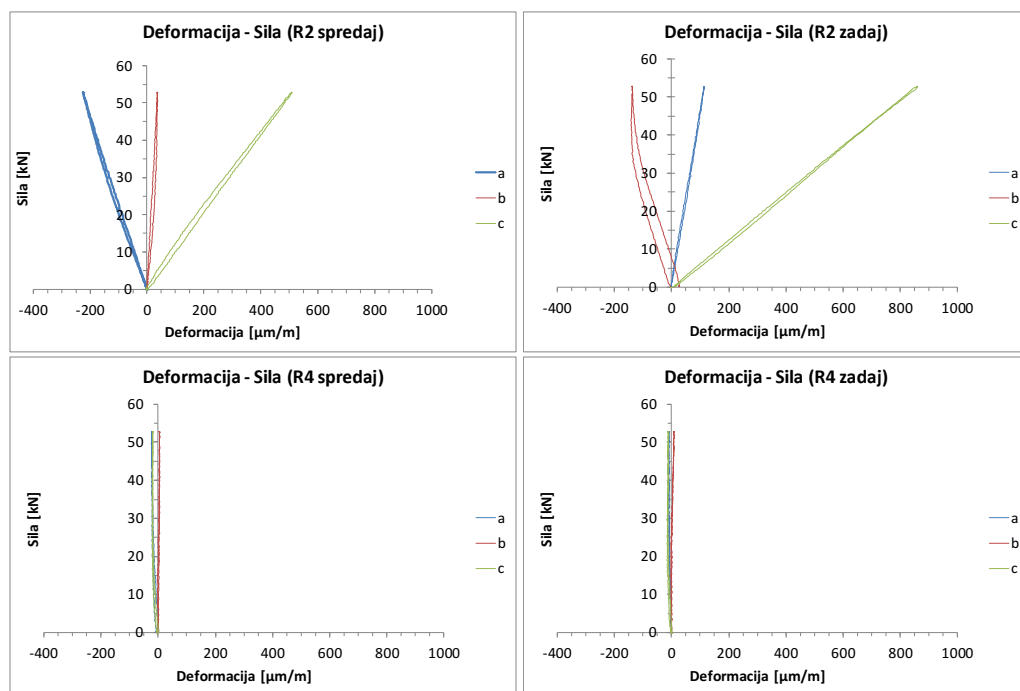
Figure 4.15: A half-wall clamed in the testing rig (left) and a series of displacement sensors below the top beam (right)

Iz meritev deformacij na prekladi (senzor R2) razberemo, da je v tej točki v smeri preklade (smer 'c' na rozeti) prisoten nateg. Velikost deformacije je nekoliko nad pričakovanji saj se točka meritev nahaja v sredini višine preklade ter približno na prevojni momentni točki, kjer so (teoretične) upogibne napetosti enake nič. Po drugi strani pa so strižne deformacije (smer 'b' na rozeti) manjše od pričakovanih. Zaostalih deformacij ni opaziti, meritve strižne deformacije po razbremenitvi celo minimalno spremenijo smer. Po drugi strani pa so meritve deformacij na spodnjem okenskem parapetu zanemarljive. To je pričakovano, saj je stena linijsko podprta vzdolž celotne stranice in je razvoj deformacij v parapetu mogoč kvečjemu posredno ter v minimalnem obsegu.



Slika 4.16: Meritve pomikov na spodnji strani preklade pri dveh različnih stopnjah vertikalne obtežbe (levo) ter diagram odvisnosti pomika in sile na vrhu preklade (desno)

Figure 4.16: Displacements at the bottom of the beam at two different vertical loads (left) and displacement-vertical load diagram (right)



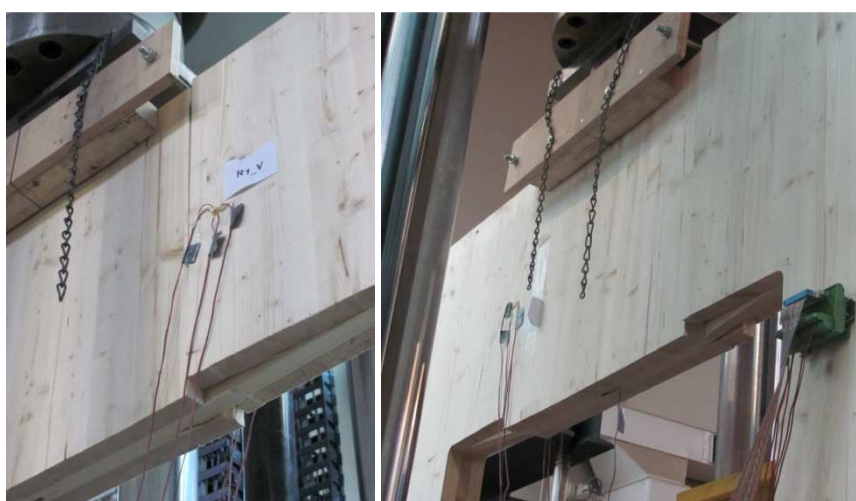
Slika 4.17: Odvisnost vertikalne sile od deformacij, izmerjenih v triosnih merilcih (Slika 4.5)

Figure 4.17: Vertical force dependant on three-axial deformations readings (Figure 4.5)

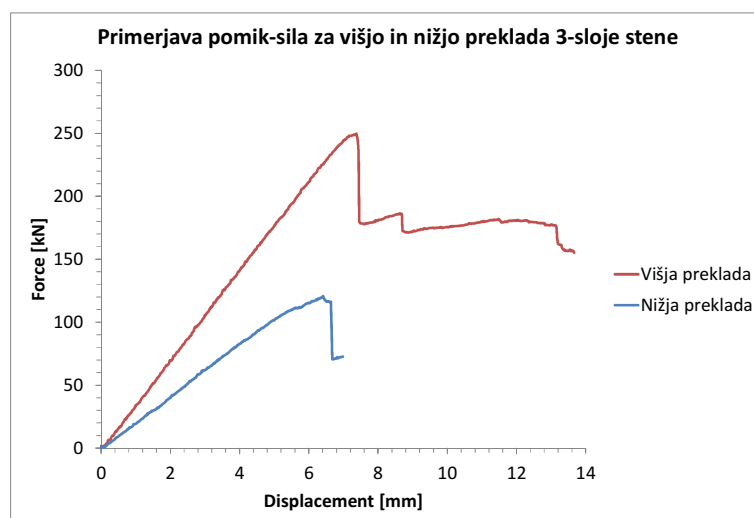
Rušni mehanizem preklade je enak tako v primeru nižje (Slika 4.18) kot višje (Slika 4.19) preklade. V obeh primerih pride do strižne porušitve zunanjih slojev ter upogibne porušitve srednjega (ki teče v smeri preklade).



Slika 4.18: Porušni mehanizem nižje preklade – strig v zunanjih slojih in upogibna odpoved srednjega
Figure 4.18: Failure mechanism of the lower beam – shear in outer layers and bending failure in the middle



Slika 4.19: Porušni mehanizem višje preklade – strig v zunanjih slojih in upogibna odpoved srednjega
Figure 4.19: Failure mechanism of the higher beam – shear in outer layers and bending failure in the middle



Slika 4.20: Primerjava pomika in sile pri obremenjevanju višje in nižje preklade (3-slojnih sten) do porušitve
Figure 4.20: The displacement-force comparison for the higher and lower beams (of 3-layered walls) loaded until failure

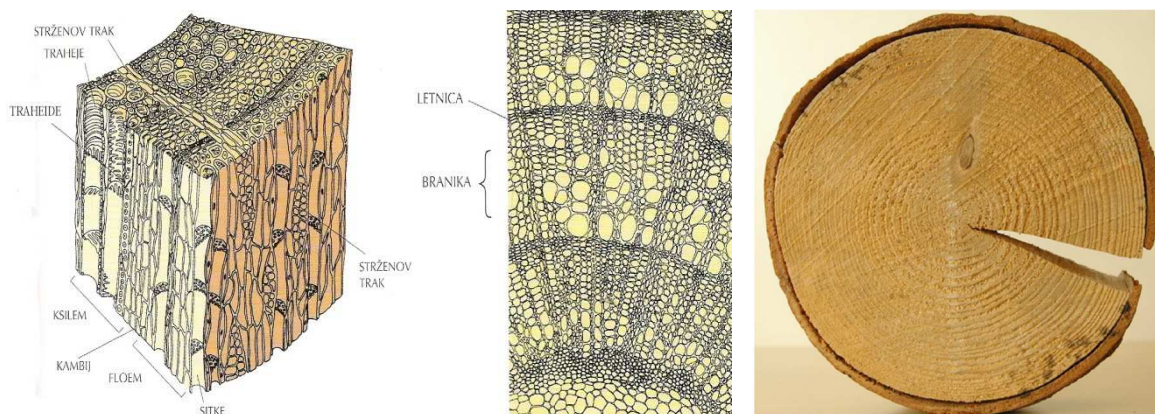
Vertikalna obtežba se prenaša pretežno na zunanja sloja, ki imata lamele usmerjene vertikalno. Obtežba se na srednji sloj tako prenaša preko strižnih stičnih površin slojev. Ker imajo sloji lamele lepljene skupaj tudi z ožjimi stranicami le-te prenašajo obtežbo do strižne porušitve vzporedno z vlakni. Predvidevamo da se zaradi oblike momenta na spodnji strani zunanjih slojev pojavijo natezne napetosti pravokotno na vlakna, ki občutno zmanjšujejo strižno trdnost vzporedno z vlakni. Strižna porušitev zunanjih slojev je krhka, obtežba pa se nato prenese na srednji sloj, ki nudi nekaj več podajnosti, preden pride do upogibne porušitve lamel vzporedno z vlakni. Nižja preklada strižno odpove pri vertikalni sili 120 kN, po hipnem padcu sile in njenem ponovnem nanašanju pa upogibno odpove srednji sloj pri sili 80 kN. Višja preklada pa strižno odpove pri sili 280 kN ter nato upogibno pri 200 kN.

4.2 Modeliranje stenskih plošč iz križno lepljenih lesenih plošč (Xlam)

V poglavju prikažemo primerjavo rezultatov eksperimentalno preizkušenih križno lepljenih lesenih sten in preklad obremenjenih v ravnini, ki so bolj podrobno prikazane v poglavju 4.1, ter računalniških simulacij taistih elementov. Obravnavamo anizotropnost oziroma ortotropnost, ki je specifična za les, še posebej pa za križno lepljene lesene plošče. Primerjamo tudi bolj kompleksne modele križno lepljenih lesenih plošč, ki upoštevajo slojevitost elementov in poenostavljene (homogenizirane) elemente, ki so jih zmožni simulirati tudi manj kompleksni programi.

4.2.1. Izbira končnih elementov in upoštevanje anizotropnosti materiala

Les je naravni material z majhno maso in visoko trdnostjo (v glavni smeri vlaken). Kljub temu da ga obdelujemo že tisočletja, pa je definiranje in kvantificiranje osnovnih parametrov še vedno precej zahtevna naloga. Spomladanski les sestavljajo široke vodovodne cevi in traheide, pozneje pa postajajo prevajalni elementi vedno ožji, večja se delež lesnih vlaken, zato je poletni les bolj gost. Skupni letni prirastki (branike) so med seboj jasno ločeni z letnicami (Slika 4.21). Posledično lahko strukturo v deblu dreves opišemo z osnovnimi anatomskimi smermi vzdolžno, radialno in tangencialno na vlakna. (Slika 4.22)



Slika 4.21: Osnovna struktura vlaken lesa (Podobnik A, Devetak D, 2008)
Figure 4.21: The basic wood fibre structure (Podobnik A, Devetak D, 2008)

Morfološke lastnosti lesa (variacije gostote, nepravilnosti, grče itd.) kot tudi mehanske lastnosti osnovnih komponent (celuloze, hemiceluloze in lignina) povzročajo anizotropno obnašanje lesa. Glede na obliko letnic in glavne smeri debla lahko mehansko obnašanje lesa dobro zajamemo s cilindrično anizotropijo vendar v splošnem zanemarimo rast letnic in material opišemo z rombično anizotropijo,

oziroma ortotropijo s tremi med seboj pravokotnimi smermi (Keylwerth 1951; Lekhnitskii 1963; Kollmann in Cote 1968; Niemz 1993). V tem primeru elastično obnašanje opišemo s tremi elastičnimi moduli (E_L , E_R , in E_T) in tremi strižnimi moduli (G_{LR} , G_{LT} in G_{RT}) ter šestimi Poissonovimi količniki (ν_{LR} , ν_{LT} , ν_{RL} , ν_{RT} , ν_{TL} , ν_{TR}), od katerih so trije neodvisni, tri pa lahko izračunamo iz razmerij elastičnih modulov. Bodig in Jayne (1982) sta objavila naslednja razmerja med elastičnimi moduli, ki nakazujejo na visoko anizotropijo materiala:

$$E_L : E_R : E_T \approx 20 : 1.6 : 1$$

$$G_{LR} : G_{LT} : G_{RT} \approx 10 : 9.4 : 1$$

$$E_L : G_{LR} \approx 14 : 1$$

Kasneje pa sta Noack in Schwab (1996) podala naslednja razmerja za smreko in hrast:

smreka

$$E_L : E_R : E_T \approx 22.2 : 1.8 : 1$$

$$G_{LR} : G_{LT} : G_{RT} \approx 15.0 : 16.3 : 1$$

$$E_L : G_{LR} \approx 16.7 : 1$$

hrast

$$E_L : E_R : E_T \approx 14.1 : 1.7 : 1$$

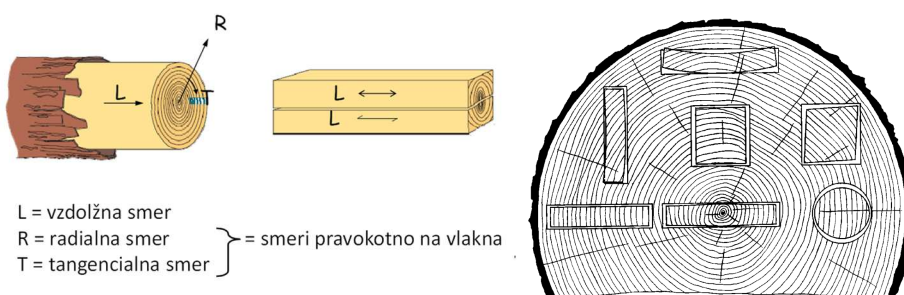
$$G_{LR} : G_{LT} : G_{RT} \approx 2.9 : 2.0 : 1$$

$$E_L : G_{LR} \approx 11.3 : 1$$

Iz zgornjega lahko sklepamo, da je anizotropija večja v iglavcih kot listavcih.

Med vrednostima za E_R in E_T ter G_{LR} in G_{LT} ni posebnih razlik tako za listavce kot iglavce. Zato ju za praktično uporabo poenotimo na povprečni vrednosti E_t in G_{lt} . Standard EN 338:2003 navaja samo module v smeri vzporedno z vlakni (E_l), prečno na vlakna (E_t), ter strižni modul v ravnini lt (G_{lt}). Transverzalna izotropija sicer ni primerna za les, ker je strižni modul G_{RT} (ang. 'rolling shear') neodvisna karakteristika materiala in ga ne moremo ovrednotiti na podlagi elastičnih modulov in Poissonovih količnikov. Ta modul je zelo nizek; za smreko so vrednosti med 20 in 50 MPa (Hörig 1935; Hearmon 1948; Neuhaus 1981).

V natezni smeri se les obnaša elastično skoraj do porušitve, v tlaku pa so prisotne plastične deformacije zaradi mečkanja celic. Slednje je predvsem prisotno pri tlaku v smeri vlaken. Poleg tega so deformacije v lesu tudi časovno odvisne; les pri dolgotrajni obtežbi leze (Morlier 1994; Martensson 2003). Zaradi vseh naštetih lastnosti, poleg tega pa tudi velikega raztrosa materialnih karakteristik, je njegovo obnašanje dokaj težko natančno opisati.



Slika 4.22: Osnovne anatomske smeri lesa (levo) ter deformiranje izrezanih kosov v odvisnosti od mesta izreza iz debla (desno) (The encyclopaedia of wood, 1999)

Figure 4.22: The principle directions of wood material (left) and the deforming of wooden parts based on their place of origin in a trunk (right) (The encyclopaedia of wood, 1999)

V naših računalniških modelih nismo nikjer upoštevali polne anizotropnosti lesa. Stene smo modelirali na dva načina; bolj kompleksnega, kjer smo modelirali posamezne sloje sten, vsakega s svojo debelino in orientacijo, pripisali pa smo jim ortotropne materialne lastnosti. V nadaljevanju na slikah ga

označujemo z MKE-sloji. Drugi način je poenostavitev z Blassovimi koeficienti (Blass in Fellmoser, 2004), kjer sicer tako kot pri prejšnjem uporabljamo ploskovne končne elemente, vendar slojev ne modeliramo ločeno, pač pa prilagodimo materialne lastnosti. V skladu z izračunanimi redukcijskimi koeficienti prilagodimo modula elastičnosti v obeh smereh ravnine sten.

Analizo izvajamo v programu SAP2000 (Computers & Structures Inc.), ki med naborom ploskovnih elementov ponuja tudi uporabo večslojnih elementov, ki omogočajo definiranje ločenih slojev z različnimi lastnostmi in orientacijami. V našem primeru so lastnosti slojev enake, različna je le njihova orientacija, kjer zunanja sloja potekata po višini stene, srednji pa v smeri razpona. Program stike med sloji obravnava kot neskončno toge, sloje pa kot homogene celote. V našem primeru navedeno pretežno drži saj lepljeni stiki med sloji ne smejo popustiti (prej kot osnovni material), lamele posameznih slojev pa so pri izbranih ploščah zlepljene med seboj tudi po ozkih stranicah. Slednje je pomemben podatek, saj nekateri proizvajalci ožjih stranic ne lepijo med seboj.

Les modeliramo kot ortotropen material, kjer definiramo modul elastičnosti vzporedno (E_{11}) in pravokotno ($E_{22} = E_{33}$) na vlakna (ne ločujemo radialne in tangencialne smeri), strižni modul pravokotno ($G_{12} = G_{13}$) na vlakna in vzporedno ($G_{21} = G_{31}$) z njimi (oba enaka) ter strižni modul v smeri pravokotno na vlakna ($G_{23} = G_{32}$), kjer se vlakna lesa ne prerežejo, pač pa drsijo vzporedno med seboj. Slednji je t. i. *rolling shear* strižni modul in znaša v skladu z definicijo standarda (DIN 1052 2004) eno desetino vrednosti drugih strižnih modulov, nekateri avtorji pa za iglavce predlagajo še nižje vrednosti (Hörig 1935, Hearmon 1948, Neuhaus 1981). Definiramo tudi tri Poissonove količnike v skladu z novjšimi meritvami dostopnimi v literaturi (Bodig in Jayne, 1993). Preostale lastnosti predpostavimo v skladu s standardi (EN 338, 2003 in DIN 1052, 2004) za les trdnostnega razreda C24.

Preglednica 4.1: Uporabljene materialne karakteristike v modelih križno lepljenih lesenih sten

Table 4.1: Used material characteristics in the crosslam wall elements

Splošna oznaka	SAP2000 oznaka	Vrednost	V skladu z
E_L	E_{11}	11 000 N/mm ²	EN 338 2003
E_R	E_{22}	370 N/mm ²	EN 338 2003
E_T	E_{33}	370 N/mm ²	EN 338 2003
G_{LR}	G_{12}	688 N/mm ²	EN 338 2003
G_{LT}	G_{13}	688 N/mm ²	EN 338 2003
G_{RT}	G_{23}	68.8 N/mm ²	DIN 1052 2004
ν_{LR}	ν_{12}	0.02	Bodig in Jayne, 1993
ν_{LT}	ν_{13}	0.02	Bodig in Jayne, 1993
ν_{RT}	ν_{23}	0.30	Bodig in Jayne, 1993

V skladu z metodo Blassovih redukcijskih koeficientov pa izračunamo redukcijska modula vzporedno in pravokotno na razpon stene. V računu upoštevamo samo vrednosti elastičnih modulov vzporedno in pravokotno na vlakna. Strižne module ohranimo enake, oziroma enakega, saj *rolling shear* modul tu nima več vpliva. Vzporedno z razponom, v smeri katerega teče samo en (srednji) sloj izračunamo koeficient redukcije:

$$k_{11} = \frac{11\,000\text{ MPa} \cdot 27\text{ mm} + 370\text{ MPa} \cdot (32\text{ mm} + 34\text{ mm})}{11\,000\text{ MPa} \cdot 93\text{ mm}} = 0.314 \quad (1)$$

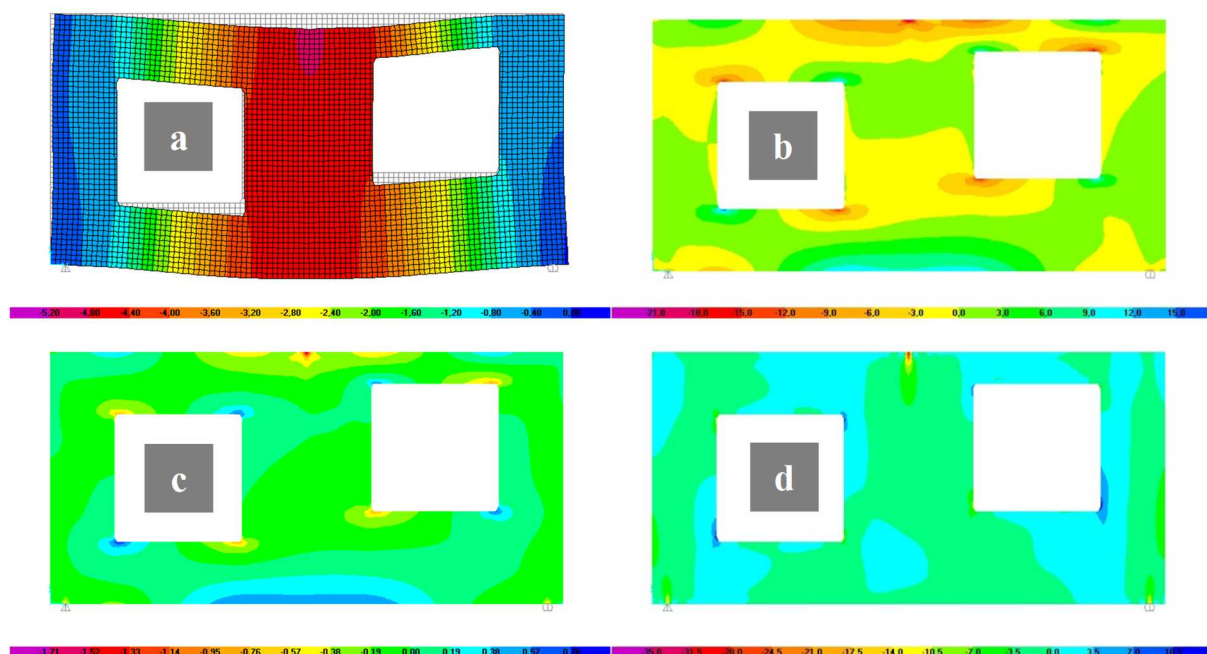
V smeri pravokotno na razpon (po višini) pa:

$$k_{22} = \frac{11\,000\text{ MPa} \cdot (32\text{ mm} + 34\text{ mm}) + 370\text{ MPa} \cdot 27\text{ mm}}{11\,000\text{ MPa} \cdot 93\text{ mm}} = 0.719 \quad (2)$$

Elastična modula v smeri razpona in pravokotno nanj torej reduciramo na sledeče vrednosti: $E_{\parallel} = 3454$ MPa ter $E_{\perp} = 7909$ MPa. V modelih uporabljamo končne elemente velikosti 5 x 5 cm. Rezultate posameznih primerjav prikažemo v nadaljevanju.

4.2.2. Stenasti prostoležeči nosilec z odprtinami F-3r

Na naslednji sliki (Slika 4.23) so grafično prikazani pomiki stene F-3r v navpični smeri, napetosti vzporedno z razponom v srednjem sloju (na sredini) ter pomik vzporedno in pravokotno na razpon na vrhu zunanjšega sloja. Na grafi (Slika 4.24, Slika 4.25, Slika 4.26) pa primerjave meritev in numeričnih rezultatov na izbranih lokacijah. Torej pomikov spodnjega roba stene, sprememb dolžin okenskih diagonal, deformacij v srednjem sloju na spodnjih robovih stene in preklad ter deformacij na zunanji strani parapetov in preklad. Primerjamo rezultate bolj kompleksne in enostavne numerične metode ter treh eksperimentalno preizkušenih sten.

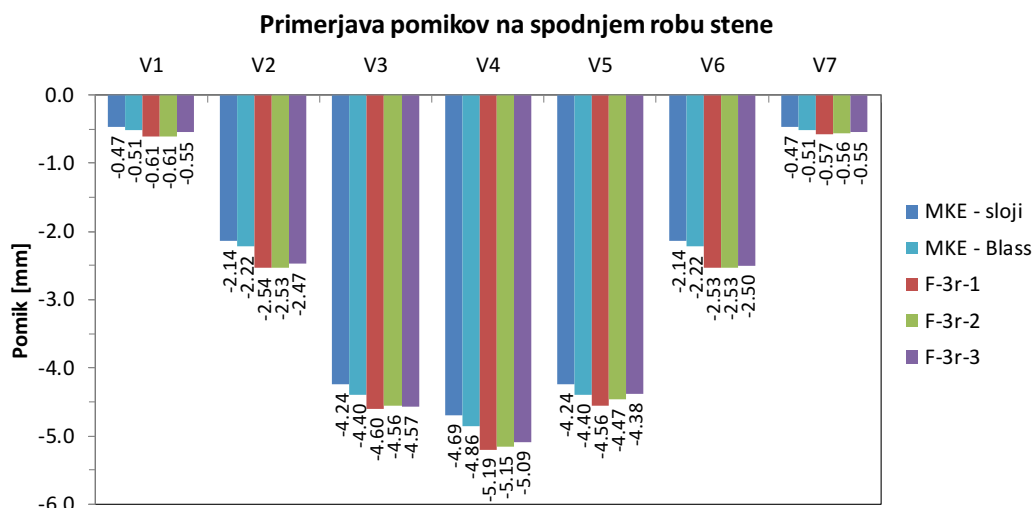


Slika 4.23: Pomiki stene F-3r v vertikalni smeri (a), napetosti v srednjem sloju v horizontalni smeri (b) ter napetosti v zunanjem sloju v horizontalni (c) in vertikalni (d) smeri

Figure 4.23: Wall 'F-3r' displacements in the vertical direction (a), stresses in the middle layer in the horizontal direction (b) and stresses in the outer layers in the horizontal (c) and vertical (d) direction

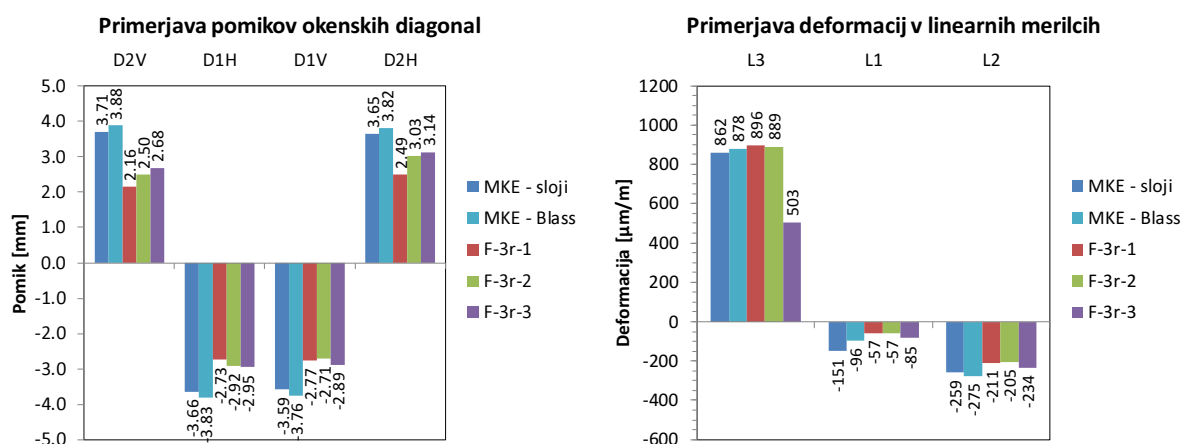
Izračunani pomiki na spodnji strani stene so nekoliko nižji od izmerjenih, vendar so odstopanja manjša od 10 %. Rezultati poenostavljene Blassove metode so celo nekoliko bližje rezultatom meritev (razlika do 8 %).

Izračunana sprememba dolžin diagonal je v povprečju za 37 % večja od izmerjene (mediana 33 %). Tokrat so po večini bližje rezultati bolj kompleksne računske metode (mediana 28 %). Merilci deformacij na spodnji strani stene (L3) ravno tako pokažejo večje vrednosti kot pa računski model, vendar so odstopanja majhna, če upoštevamo le eksperimenta F-3r-1 in F-3r-2 (znotraj 4 %). Še najbolj od vseh odstopa tretja meritev na steni F-3r-3 (za 76 %). Po drugi strani pa so izračunane deformacije na spodnji strani obeh preklad (L1 in L2) večje od izmerjenih, v povprečju do 55 % (mediana do 36 %).



Slika 4.24: Primerjava pomikov na spodnjem robu stene F-3r med posameznimi testi in računalniškima modeloma pri vertikalni sili 100 kN

Figure 4.24: Comparison of displacements at the walls' F-3r bottom between individual tests and the computer models at a vertical load of 100 kN



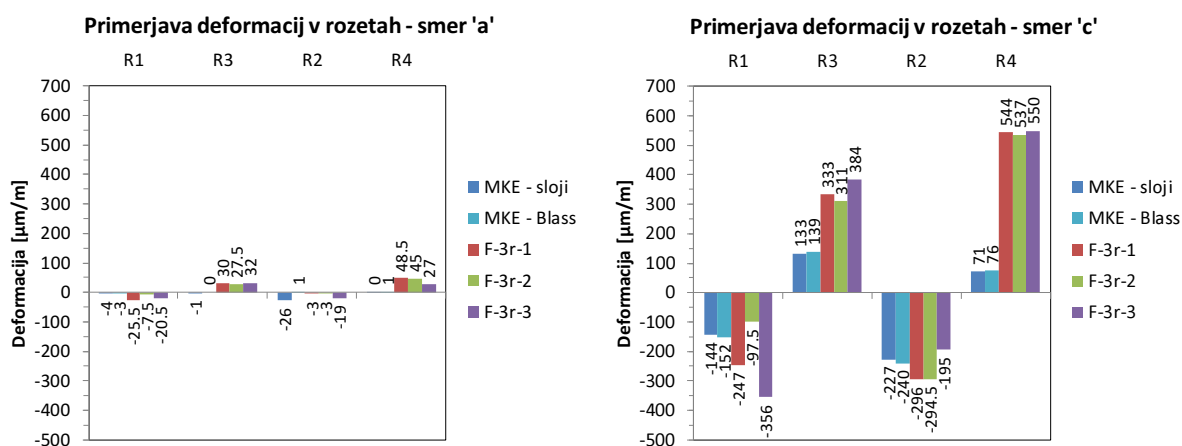
Slika 4.25: Primerjava pomikov okenskih diagonal (levo) ter deformacij v srednjem sloju na dnu stene 'F-3r' in na dnu okenskih preklad (desno) med posameznimi testi in računalniškima modeloma

Figure 4.25: Comparison of window diagonal's displacements (left) and deformations in the middle layer at the bottom of the wall 'F-3r' and window beams (right) between individual tests and the computer models

Iz rezultatov računskih modelov ugotovimo, da so spremembe deformacij na mestu izvajanih meritev precejšnje pri minimalnih spremembah pozicije meritev, sploh na spodnji strani preklad. Zaradi nehomogene narave lesa so na majhnih razdaljah seveda možna tudi odstopanja togosti, meritve pri elementih, ki sestavljajo križno lepljeno strukturo, pa so še toliko bolj podvržene lokalnim vplivom. Najbolj merodajne so zato globalne meritve pomikov na spodnji strani stene, pri katerih vpliv nehomogenosti lesa ni tako prisoten. Te meritve pa se dobro ujemajo z numeričnimi rezultati, še toliko bolj ob dejstvu, da smo mehanske karakteristike lesa predpostavili v skladu s standardom.

Po drugi strani pa so rezultati meritev napetosti v triosnih merilcih deformacij (rozetah) daleč od rezultatov numeričnih modelov. Slednje je sicer v skladu s pričakovanji. Že v poglavju 4.1 smo omenili, da je struktura plošč takšna, da ne omogoča natančnih meritev deformacij na tako majhnih območjih,

kot jih pokrivajo rozete. Poleg tega je pomembna mikrolokacija merilca, ki je podvržena lokalni rasti lesa, razpokam med lamelami itd. Do večjih odstopanj prihaja tudi med rezultati eksperimentov. Na grafih sicer navajamo povprečje meritve rozete na sprednji in zadnji strani. Obstaja tudi verjetnost, da je na mestu meritev (sploh na zgornjih prekladah) prihajalo do lokalnih nestabilnosti. Stena je imela namreč zgornji rob stabiliziran na sredini razpona in obeh koncih. Možen je torej lokalni uklon tlačnega pasu stene, ki bi lahko popolnoma spremenil razmerje deformacij v posameznih točkah. Zaradi dobrega ujemanja ostalih meritev, ki niso toliko podvržene lokalnim anomalijam, slabšemu ujemanju rezultatov na rozetah ne pripisujemo večjega pomena.



Slika 4.26: Primerjava deformacij stene F-3r na površini zunanjih slojev parapetov in preklad v vertikalni (levo) in horizontalni (desno) smeri med posameznimi testi in računalniškima modeloma

Figure 4.26: Comparison of deformations of wall 'F-3r' on the outer layer surfaces of beams and parapets in the vertical (left) and horizontal (right) direction between individual tests and the computer models

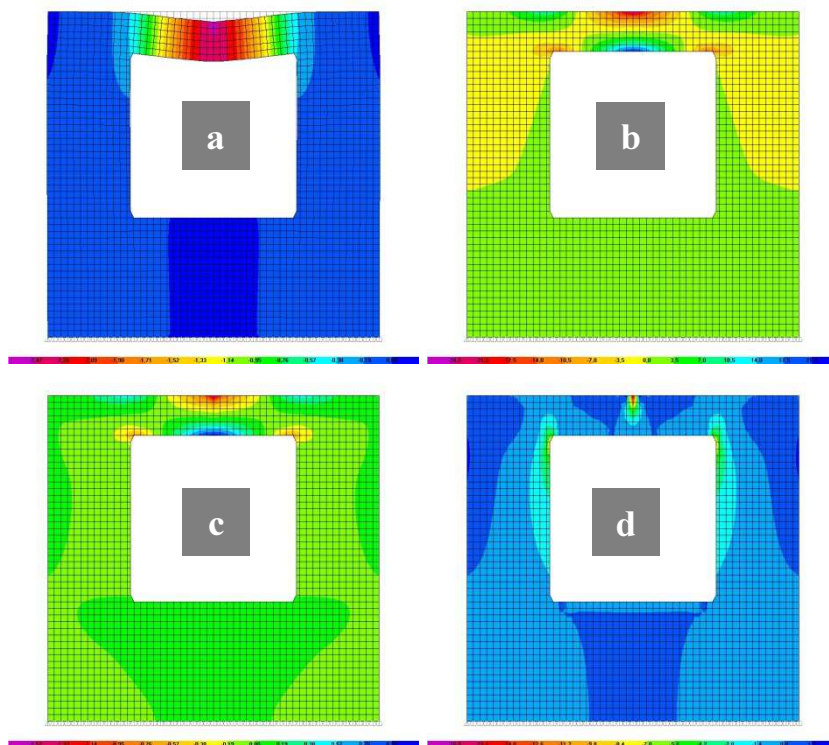
Omeniti moramo še, da trdnosti lamel posameznih plošč nismo merili. V skladu s tehničnim soglasjem sme proizvajalec v posamezen sloj stene vgraditi do 10 % lamel nižjega trdnostnega razreda (v našem primeru do 10 % lamel C16). Slabši les je prav tako lahko vir manjših odstopanj meritev.

Primerjava rezultatov računskih metod pokaže podobne vrednosti (rezultati obeh metod se po večini razlikujejo za manj kot 5 %). Blassova metoda, ki skrajno poenostavi vpliv striga v slojih in med njimi, daje tako rekoč enakovredne rezultate kot bolj natančni modeli. Ne smemo sicer pozabiti, da smo eksperimente izvedli na ploščah, ki imajo ozke stranice lamel zlepljene. V primeru opustitve tovrstnega stikovanja bi lahko elemente modelirali z manjšo redukcijo strižnega modula vzporedno z vlakni.

Največjo silo, ki bi jo stenasti nosilec še lahko prenesel, izračunamo na podlagi omejitve napetosti v lesenih lamelah. Karakteristična upogibna trdnost uporabljenega lesa je 24 MPa. Če jo povečamo še za faktor $k_{mod} = 1.1$, s katerim zajamemo vpliv zelo kratkega trajanja obtežbe (kar sicer upoštevamo pri potresni analizi) znaša projektna upogibna napetost 26.4 MPa. Takšno napetost v numeričnem modelu (na spodnjem robu stenastega nosilca) dosežemo pri vertikalni sili 223 kN. Med eksperimentom je stena odpovedala (zaradi odpovedi natezne cone, Slika 4.12, Slika 4.13) pri vrednosti 367 kN. Dejanska nosilnost je torej za faktor 1.65 večja od izračunane. Ker smo računsko trdnost izbrali v skladu s standardom (EN 338, 2003), je razlika v rezultatih pričakovana, saj se karakteristične (5 % fraktile) in povprečne trdnosti lesa lahko razlikujejo tudi za faktor 2.

4.2.3. Nizka togo vpeta preklada H-3r-S

Slike pomikov in napetosti elementa H-3r-S (Slika 4.27) v skladu s pričakovanji pokažejo izrazito koncentrirane spremembe notranjih količin v območju preklade. Vplivi v parapetu pod okensko odprtino so minimalni.



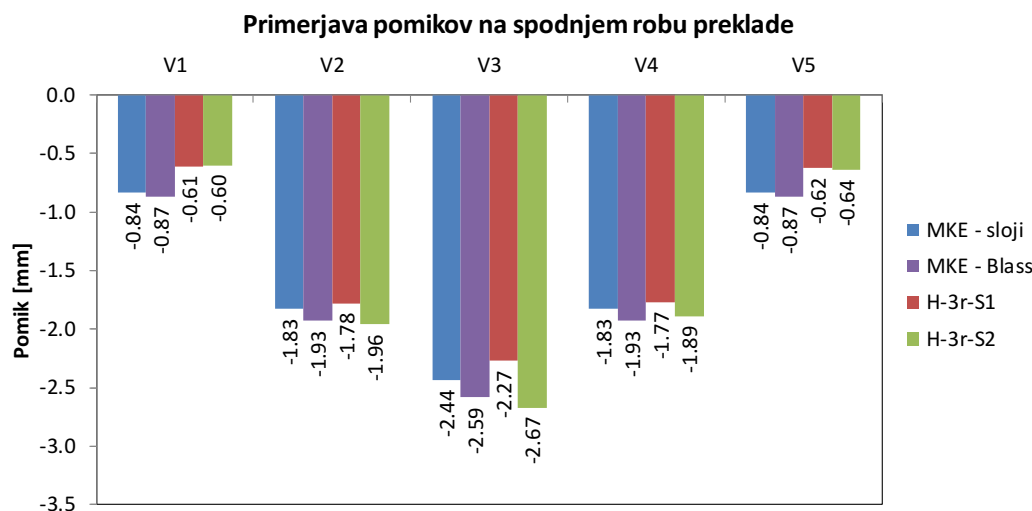
Slika 4.27: Pomiki stene H-3r-S v vertikalni smeri (a), napetosti v srednjem sloju v horizontalni smeri (b) ter napetosti v zunanjem sloju v horizontalni (c) in vertikalni (d) smeri

Figure 4.27: Wall H-3r-S displacements in the vertical direction (a), stresses in the middle layer in the horizontal direction (b) and stresses in the outer layers in the horizontal (c) and vertical (d) direction

Primerjava pomikov na spodnjem robu stene (Slika 4.28) zopet pokaže dobro ujemanje med eksperimentalnimi rezultati in računskima modeloma (povprečje meritev odstopa za 16 %, mediana za 3 %). Blassova metoda vrne nekoliko večje (do 6 %) pomike v primerjavi z modeliranjem individualnih slojev. Večje odstopanje od izmerjenih vrednosti dobimo le na robu preklade, blizu podpor, kjer izračunamo večje pomike od izmerjenih.

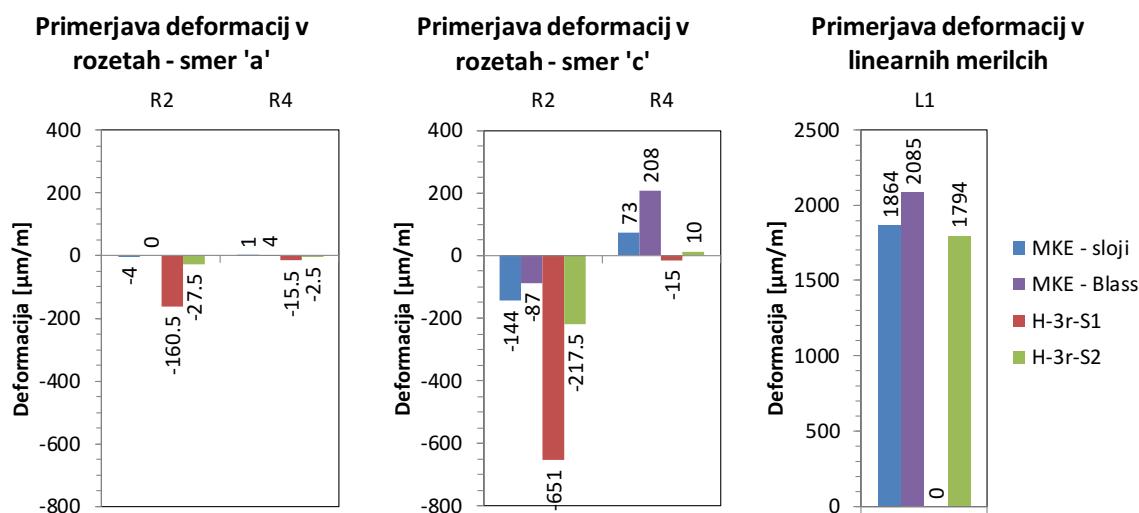
Izračunane vrednosti deformacij v triosnih merilcih deformacij (Slika 4.29) v prekladi in na parapetu so nekoliko bližje izmerjenim vrednostim kot pri elementu F-3r. Pri eksperimentalnih meritvah na prekladi (R2) močno odstopa eden od preizkušenih elementov (H-3r-S1). Velik odklon je lahko bodisi posledica okvare senzorja ali pa je zaradi strukture lesa dejansko prišlo do povečanih lokalnih deformacij. Možno je tudi, da senzor ni bil postavljen točno na izbranem mestu, kar lahko hitro spremeni meritev. V prekladi se namreč deformacije spremenijo že pri minimalni spremembi lokacije meritve.

Povprečne meritve deformacij na spodnji strani srednjega sloja preklade se tako rekoč popolnoma ujemajo z bolj natančnim računalniškim modelom (razlika manj kot 4 %), medtem ko Blassova metoda kaže malenkost večje vrednosti (razlika 16 %).



Slika 4.28: Primerjava pomikov na spodnjem robu stene H-3r-S med posameznimi testi in računalniškima modeloma pri vertikalni sili 50 kN

Figure 4.28: Comparison of displacements at the walls' H-3r-S bottom between individual tests and the computer models at a vertical load of 50 kN



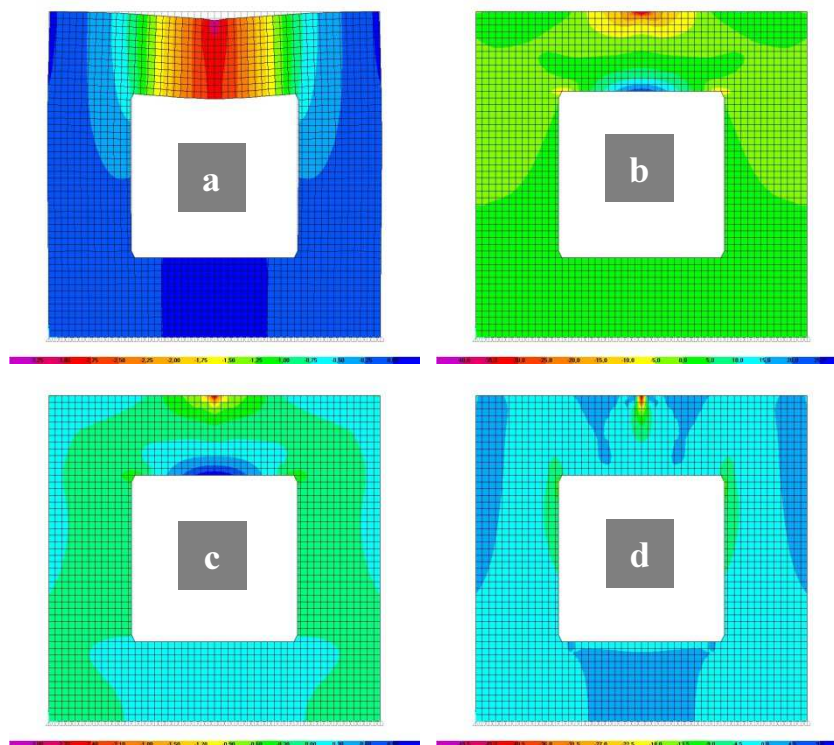
Slika 4.29: Primerjava deformacij stene H-3r-S na površini zunanjih slojih parapetov in preklad v vertikalni (levo) in horizontalni (sredina) smeri ter deformacij v srednjem sloju na dnu preklade (desno) med posameznimi testi in računalniškima modeloma

Figure 4.29: Comparison of deformations of wall H-3r-S on the outer layer surfaces of beams and parapets in the vertical (left) and horizontal (middle) direction and deformations in the middle layer at the bottom of the beam (right) between individual tests and the computer models

Največja sila na vrhu nizke preklade, ki jo izračunamo na podlagi omejitve napetosti, znaša 65 kN. Nosilnost preklade omejuje natezna napetost v srednjem sloju na spodnji strani preklade, in ne strižne napetosti v zunanjih slojih lamel. Z izbranimi končnimi elementi namreč ne moremo upoštevati vpliva nateznih napetosti pravokotno na vlakna, ki sicer zmanjšujejo strižno trdnost vzporedno z vlakni in so povzročile strižno odpoved zunanjih slojev testirane preklade. V primerjavi z izračunano je bila dejanska nosilnost preklade večja za faktor 1.85, tj. v skladu s pričakovanji glede na izbrano trdnost materiala za numerični model.

4.2.4. Visoka togo vpeta preklada H-3r-L

Pri modelu visoke preklade elementa H-3r-L zopet prihaja do izrazito lokalnega obnašanja elementa (Slika 4.30). Parapet pod oknom je skoraj neobremenjen.



Slika 4.30: Pomiki stene H-3r-L v vertikalni smeri (a), napetosti v srednjem sloju v horizontalni smeri (b) ter napetosti v zunanjem sloju v horizontalni (c) in vertikalni (d) smeri

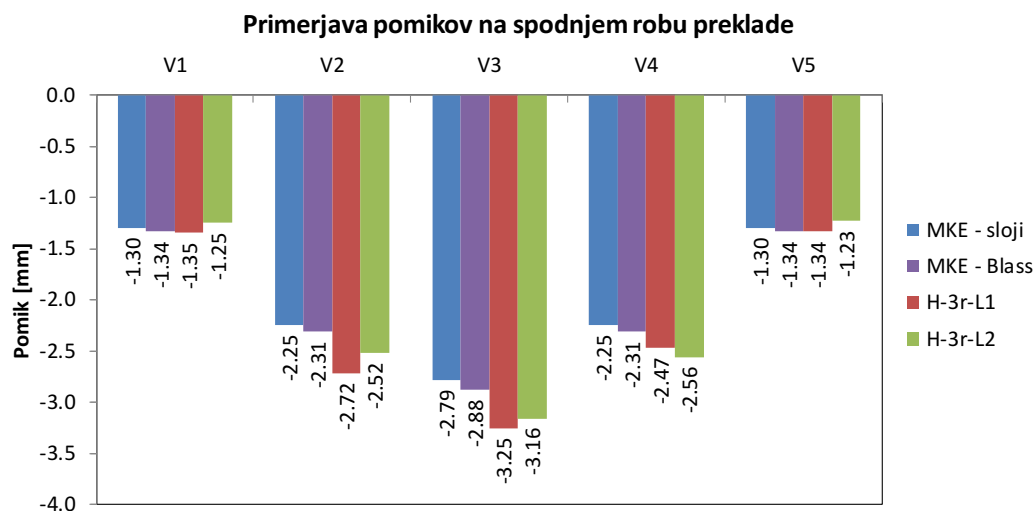
Figure 4.30: Wall H-3r-L displacements in the vertical direction (a), stresses in the middle layer in the horizontal direction (b) and stresses in the outer layers in the horizontal (c) and vertical (d) direction

Tokrat je ujemanje pomikov (Slika 4.31) tako rekoč popolno (povprečje obeh numeričnih metod znotraj 3 %) na robovih preklade, medtem ko jih z računskim modelom podcenimo na sredini razpona (odstopanje do 15 %). Obe računski metodi zopet vračata skoraj enake vrednosti, Blassova daje tudi tokrat malenkost (3 %) večje pomike.

Pri triosnih merilcih (Slika 4.32) zopet močno odstopa meritev na prekladi (R1) elementa H-3r-L1. Element izhaja iz iste osnovne stene kot H-3r-S1, kjer so meritve prav tako nadpovprečno visoke na zgornji prekladi. Možni razlogi odstopanja meritev so enaki kot prej. Konsistentnost meritev na parapetu je precej boljša kot na prekladi, tudi računski rezultati dajejo vrednosti bližje izmerjenim.

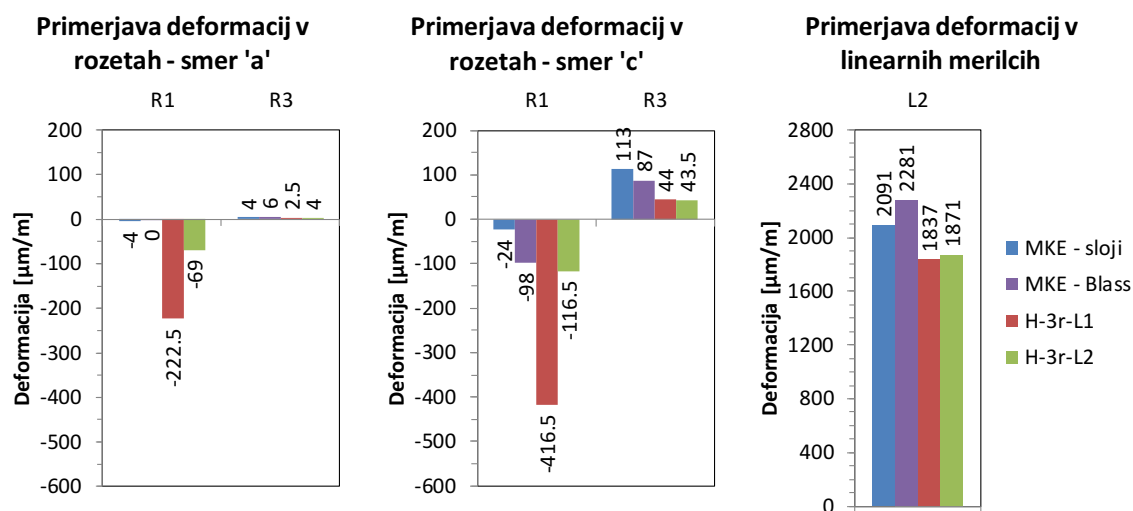
Meritev deformacij na spodnjem robu visoke preklade pokaže konsistentnost eksperimentalnih rezultatov. Izračunane vrednosti so večje od izmerjenih (povprečje obeh metod za 18 %), bolj natančna računski metoda je bližje eksperimentom (manj kot 13-% odstopanje).

Največja sila na vrhu visoke preklade, ki jo izračunamo na podlagi omejitve napetosti, znaša 173 kN. Ravno tako kot pri nizki prekladi jo omejuje natezna napetost v srednjem sloju na spodnji strani preklade, in ne strižne napetosti v zunanjih slojih lamel. V primerjavi z izračunano je bila dejanska nosilnost preklade večja za faktor 1.45



Slika 4.31: Primerjava pomikov na spodnjem robu stene H-3r-L med posameznimi testi in računalniškima modeloma pri vertikalni sili 150 kN

Figure 4.31: Comparison of displacements at the walls' H-3r-L bottom between individual tests and the computer models at a vertical load of 150 kN



Slika 4.32: Primerjava deformacij stene H-3r-L na površini zunanjih slojih parapetov in preklad v vertikalni (levo) in horizontalni (sredina) smeri ter deformacij v srednjem sloju na dnu preklade (desno) med posameznimi testi in računalniškima modeloma

Figure 4.32: Comparison of deformations of wall H-3r-L on the outer layer surfaces of beams and parapets in the vertical (left) and horizontal (middle) direction and deformations in the middle layer at the bottom of the beam (right) between individual tests and the computer models

4.2.5. Povzetek ugotovitev numeričnih modelov

Glede na izvedene meritve in računske modele menimo, da je ujemanje rezultatov ene in druge računske metode (modeliranje individualnih slojev z uporabo večslojnih ploskovnih končnih elementov in homogenizacija prereza v skladu z napotki Blassa in Fellmoserja (2004)) ter eksperimentalnih meritev zadovoljivo. Poenostavljena Blassova računska metoda se obnaša presenetljivo natančno glede na njeno

enostavnost. To je spodbudno, saj je možno križno lepljene stene analizirati dovolj natančno tudi v manj zmogljivih računskih programih, ki pa morajo imeti možnost modeliranja ortotropnega materiala.

Ocena nosilnosti plošč v ravnini temelji na omejitvi napetosti, kjer trdnost lesa upoštevamo v skladu s standardnimi vrednostmi (EN 338, 2003). Za vse tri modelirane vzorce izračunamo nižjo nosilnost, kot so jo pokazali eksperimenti. Slednja je bila za 1.45- do 1.85-krat večja od izračunane. Numerični izračun nosilnosti plošč v ravnini je tako relativno konservativen. Uporabimo ga tudi v numeričnih modelih v nadaljevanju, kjer simuliramo vpliv križno lepljenih lesenih plošč na potresno utrditev objektov.

Poudariti moramo še, da omenjene analize veljajo za križno lepljene plošče, kjer imajo lamele slojev zlepljene skupaj tudi ožje stranice. V nasprotnem primeru, kjer so zlepljene skupaj samo glavne preklopne ploskve slojev, pričakujemo nekoliko večjo podajnost plošč v ravnini.

Ta stran je namenoma prazna.

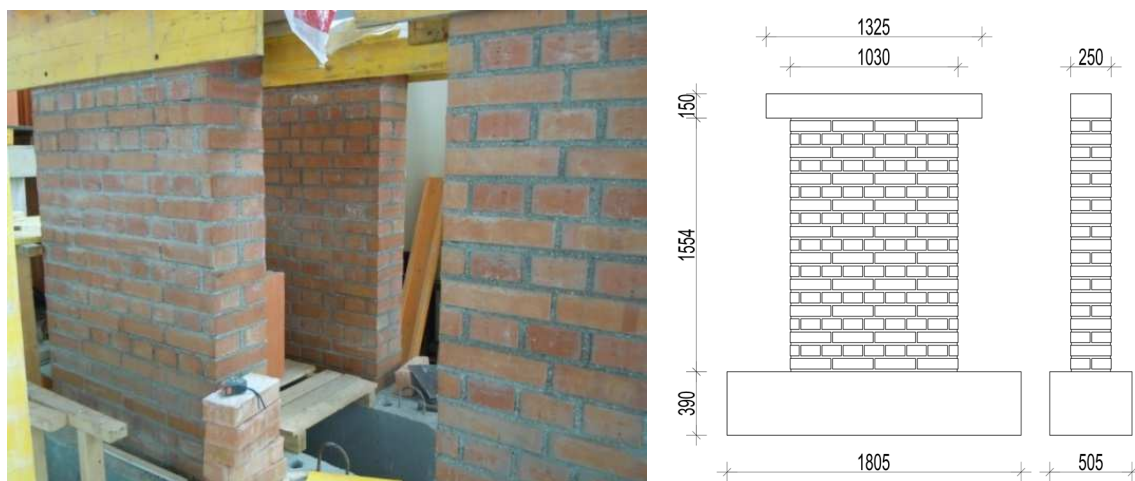
5 ANALIZA NEUTRJENIH IN UTRJENIH NEARMIRANIH OPEČNIH ZIDOV

Precejšen delež stavbnega fonda v Sloveniji predstavljajo objekti, grajeni iz nearmiranih opečnih zidov. Nearmirano zidovje na potresnih območjih ni dovoljeno že od vpeljave prvega pravilnika o protipotresni gradnji leta 1963. Vendar so tudi na najbolj potresnih območjih države grajeni desetetažni iz navadnega zidovja, z nosilnimi zidovi, ki potekajo samo v eni smeri (Tomaževič, 2009). Preveriti smo želeli kako bi se obnašali nearmirani opečni zidovi, ki bi jih utrdili s sistemom, prikazanim v poglavju 3. Najprej prikažemo rezultate eksperimentov na standardnih testnih zidovih. Sistem utrjevanja (predvsem pritrdjevanja) smo med potekom testov nekoliko dopolnjevali. Odziv neutrjenih in utrjenih testnih zidov smo tudi numerično simulirali, uporabo sistema utrjevanja pa v poglavju 5.5 prikažemo tudi na (fiktivnem) 2-etažnem vzorčnem objektu.

5.1 Eksperimentalne preiskave neutrjenih nearmiranih opečnih zidov

Spomladi leta 2012 smo na Zavodu za gradbeništvo (ZAG) izvedli serijo preiskav nearmiranih opečnih zidov, na katerih smo preizkušali koncept utrjevanja s križno lepljenimi lesenimi ploščami. Preiskave zidovja iz nearmirane zidovine smo izvajali na vzorcih (Slika 5.1) dimenzij 1554/1030/250 mm (višina/dolžina/debelina). Sezidali smo 6 zidov, vsi pa so bili zgrajeni na armiranobetonskih temeljih ter na vrhu zaključeni z AB vezjo, preko katere smo v zidove vnašali vertikalno in horizontalno silo. Od 6 zidov smo na dveh izvedli preizkuse v neutrjenem stanju. Na prvem zidu smo določili tlačno trdnost zidovja ter modul elastičnosti. Na drugem pa smo izvedli kvazistatični ciklični test, kjer smo pri konstantni vertikalni obtežbi ciklično vnašali horizontalno silo na vrhu zidu. Preostale 4 zidove smo testirali utrjene na različne načine, vendar pri enakih robnih pogojih kot neutrjen zid.

Zidovi so bili zgrajeni iz opeke normalnega formata (250/125/60 mm) deklarirane tlačne trdnosti 20 MPa. Želeli smo sicer zidove, ki bi bili čim bolj podobni zidovju starih mestnih hiš, vendar je danes na trgu tako rekoč nemogoče dobiti zidake dovolj nizke trdnosti, ki bi popolnoma ustrezali starim materialom. Izjema so zidaki, ki ostanejo po rušenju katerega od starejših objektov, vendar teh za časa naših preiskav ni bilo na voljo.



Slika 5.1: Izdelava opečnih zidov (levo) in njihove dimenzije v milimetrih (desno)
Figure 5.1: Construction of masonry walls (left) and their dimensions in milimeters (right)

Za vezivo smo uporabili podaljšano malto ter ji dodali manjšo količino cementa, da je hitreje pridobila želeno trdnost. Volumsko razmerje med cementom, apnom in peskom je bilo 0.25 : 1 : 8. Tlačnih testov malte in zidakov sicer nismo izvajali, vendar smo uporabili enake zidake ter recepturo malte kot pri

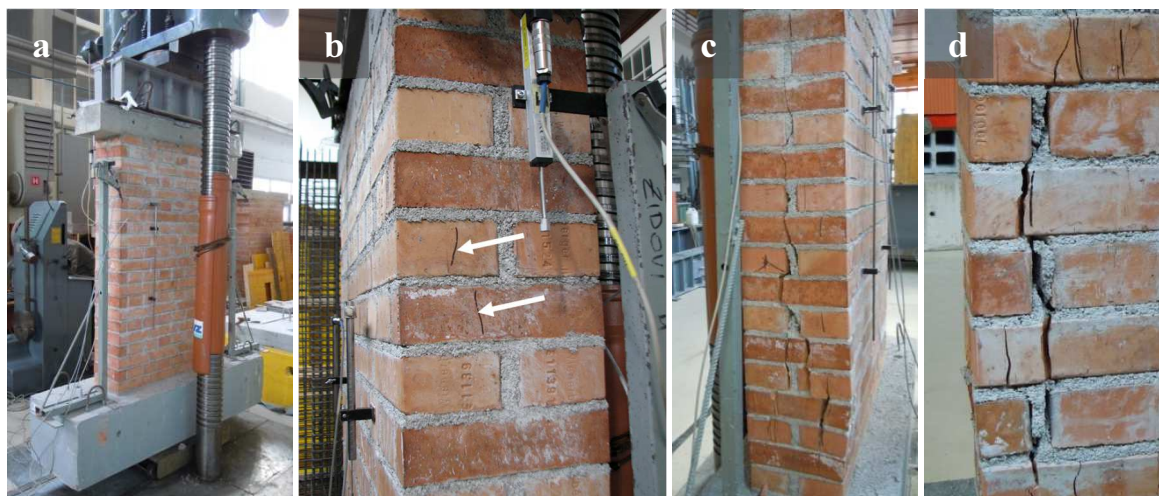
preiskavah prof. Tomaževiča (Tomaževič idr. 2011), kjer je bilo ugotovljeno, da je dejanska povprečna tlačna trdnost zidakov 29 MPa, malte pa 1.14 MPa. Kasnejši tlačni test enega od naših zidov je sicer pokazal 12 % višjo tlačno trdnost, obenem pa 15 % nižji elastični modul zidu, iz česar sklepamo, da lastnosti malte naših zidov niso bile popolnoma identične tistim iz Tomaževičevih testov. Slovenski nacionalni dodatek standarda EN 1998-1 predpisuje minimalni tlačni trdnosti opečnih zidakov 10 MPa, ter malte 5 MPa. Računsko tlačno trdnost takšnega zidu bi v skladu s standardom EN 1996 izračunali z enačbo:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (3)$$

Ob upoštevanju parametrov $K = 0.55$, $\alpha = 0.7$ in $\beta = 0.3$ znaša najmanjša dovoljena tlačna trdnost zidu 4.47 MPa. V kolikor v isto enačbo vstavimo deklarirano tlačno trdnost naših zidakov (20 MPa) in trdnost malte izmerjeno iz Tomaževičevih testov (1.14 MPa), izračunamo tlačno trdnost zidu 4.66 MPa. Slednja bi torej še ustrezala današnjim zahtevam standarda, vendar zaradi prenizke trdnosti malte zahtev ne bi izpolnili v celoti. Iz literature sicer ugotovimo, da enačba iz standarda za primere polne opeke preceni tlačno trdnost zidovja v primerjavi z rezultati preiskav (Tomaževič, 2009). Meritve tlačne trdnosti starih zidov iz polne opeke ($f_b \leq 15$ MPa) in šibke malte ($f_m \leq 2.5$ MPa) pokažejo tlačno trdnost manjšo ali enako 2.3 MPa, kar je lahko celo manj kot pol računske vrednosti. Na podlagi razpoložljivih podatkov (Lutman, 2009) sta sicer trdnosti naše uporabljene opeke in malte lahko primerljivi starejšim opekam boljše kakovosti.

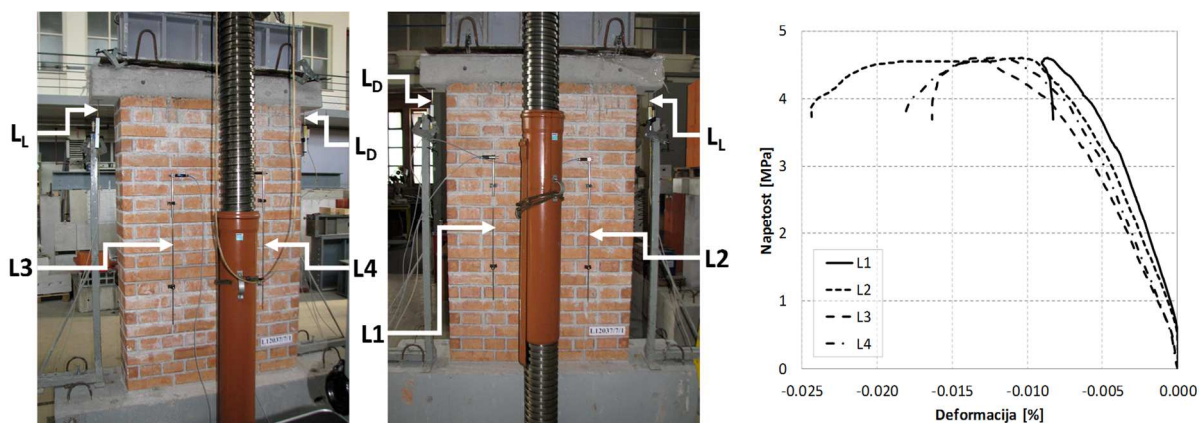
5.1.1. Tlačni test neutrjenega zidu

Določanje tlačne trdnosti in modula elastičnosti zidovja smo izvedli v skladu s standardom EN 1052-1. Čas porušitve (ko tlačna sila pade na 80 % največje dosežene vrednosti) naj bi se gibal med 15 in 30 minut od začetka testa. Celoten čas (od začetka do maksimalne sile) obremenjevanja je bil sicer 2228 s (37 min 8 s). Obremenjeni presek vzorca je bil $(103.3 (1 \pm 0.001) \text{ cm} \times 24.9 (1 \pm 0.004) \text{ cm}) = 2572.2 (1 \pm 0.005) \text{ cm}^2$. Maksimalna sila (F_{max}) je znašala 1180 kN. Prva vidna razpoka se je pojavila pri 433.8 kN. Zid med preiskavo in nastanek poškodb zidu med potekom preiskave vidimo na naslednji sliki (Slika 5.2).



Slika 5.2: Vpetje zidu za tlačno preiskavo (a), nastanek prve razpoke (b) in poškodbe zidu po preiskavi; razpoke vzdolž višine zidu na ožji stranici (c) in rušenje vogalov iz ravnine zidu (d)

Figure 5.2: The compression test of the wall (a), the first crack appearance (b) and the damage after the test; cracks along the height of the wall (c) and failure of corners out of the wall's plane (d)



Slika 5.3: Pozicije dajalnikov pomika na zidu in posamezne meritve
Figure 5.3: Positions of displacement measuring instruments and individual measurements

Tlačna trdnost (f_i) se izračuna kot kvocient največje dosežene sile ($F_{i,max}$) in tlorisne površine zidu (A_i). Modul elastičnosti pa v skladu z enačbo:

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3 \cdot \varepsilon_i \cdot A_i} \quad (4)$$

kjer je ε_i deformacija na izbranem merskem mestu pri tretjini največje dosežene sile. Vrednost elastičnega modula izračunamo na podlagi povprečja meritev.

Preglednica 5.1: Rezultati meritev pomikov pri tlačnem testu zidu
Table 5.1: Displacement measurements at the wall compression test

Merilno mesto	Baza [mm]	Pomik pri $F_{1/3}$ [mm]	ε
L1	450	0.56	0.00124
L2	448	0.71	0.00158
L3	450	1.09	0.00242
L4	446	0.99	0.00222

Naša izmerjena tlačna trdnost je znašala $f = 4.59$ MPa, modul elastičnosti pa $E = 820$ MPa. V primerjavi z rezultati meritev starejših zidov (Tomažević, 2009) dosegamo približno dvakrat večjo trdnost, elastični modul je na zgornji meji intervala (250 – 800 MPa).

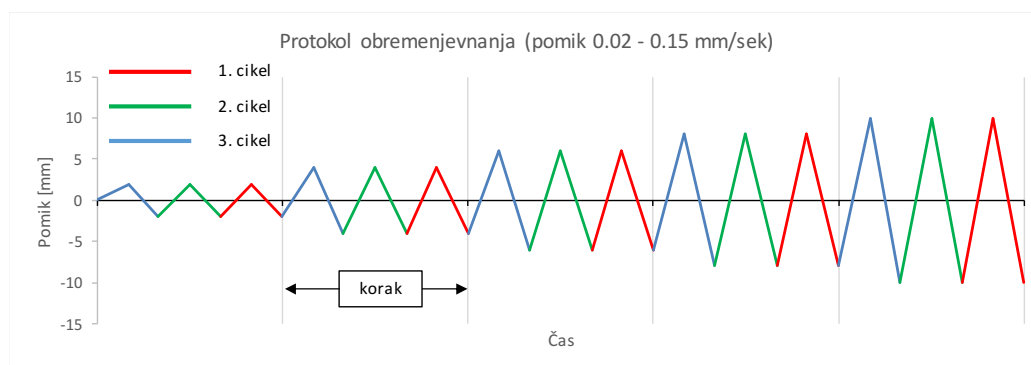
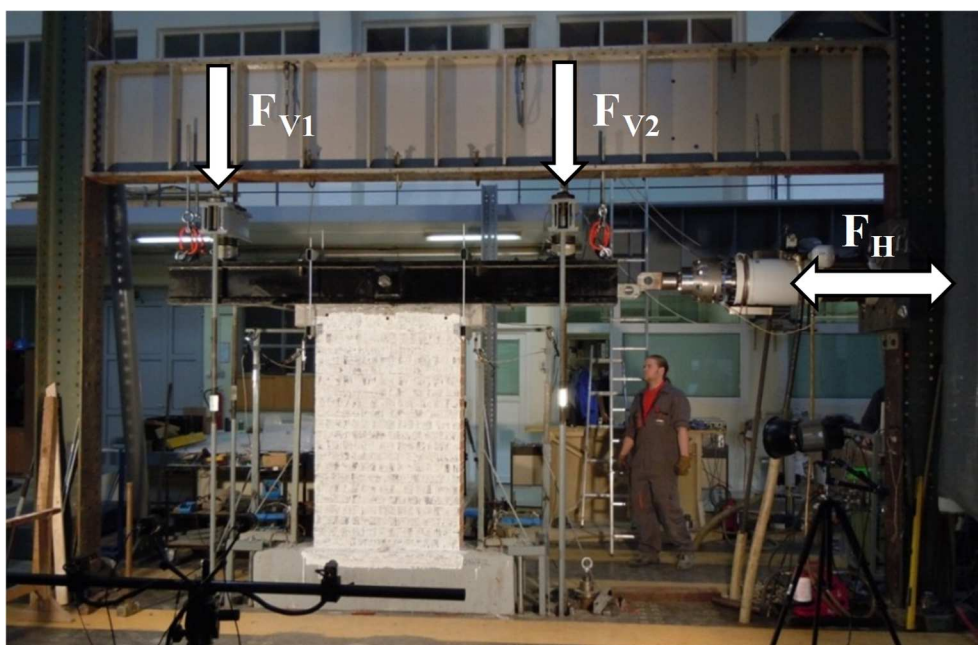
5.1.2. Strižni test neutrjenega zidu

Zid smo preizkusili kot navpični element, obremenjen s konstantno vertikalno silo. Zaradi nadaljnje primerljivosti rezultatov s predhodnimi testi prof. Tomaževića smo pri strižnih testih imeli na vrhu zidov prisotno enako konstantno silo 300 kN, ki je v primeru Tomaževićevih testov predstavljala 30 % tlačne trdnosti zidovja (v našem primeru pa 25.3 %).

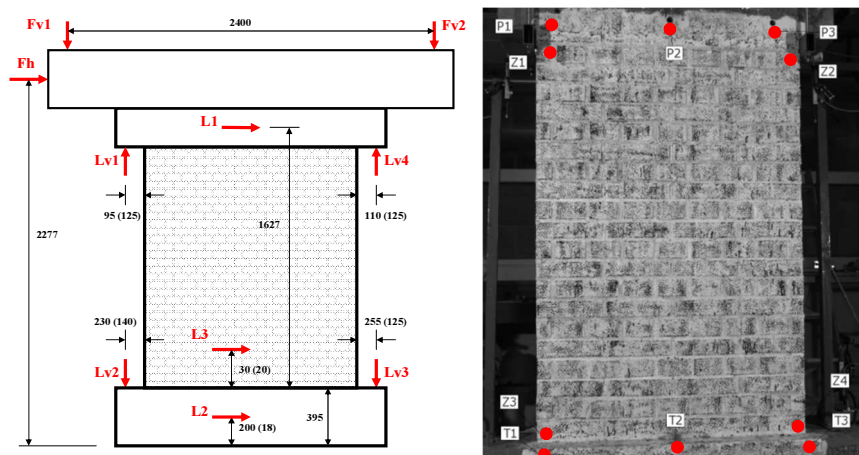
Vodoravne potresne sile delujoče v ravnini zidu smo ponazorili z vsiljenimi programiranimi cikličnimi pomiki, ki jih je povzročal dvosmerno delujoči hidravlični bat, preko kardanske gredi členkasto pritrjen na zaključno betonsko vez zidu (Slika 5.5). Amplitude pomikov smo postopno povečevali do porušitve zidov. Vsako amplitudo vsiljenega pomika smo ponovili trikrat ter ugotavljali upadanje nosilnosti in togosti pri ponavljajočih se obremenitvah. Shematsko je protokol nanašanja pomikov prikazan na sliki (Slika 5.4) in v preglednici (Preglednica 5.2).

Preglednica 5.2: Protokol nanašanja pomikov
Table 5.2: Displacement introduction protocol

u [mm]	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00	6.00	7.50	10.0	12.5	15.0	20.0
v [mm/s]	0.02			0.05			0.08			0.11			0.15			

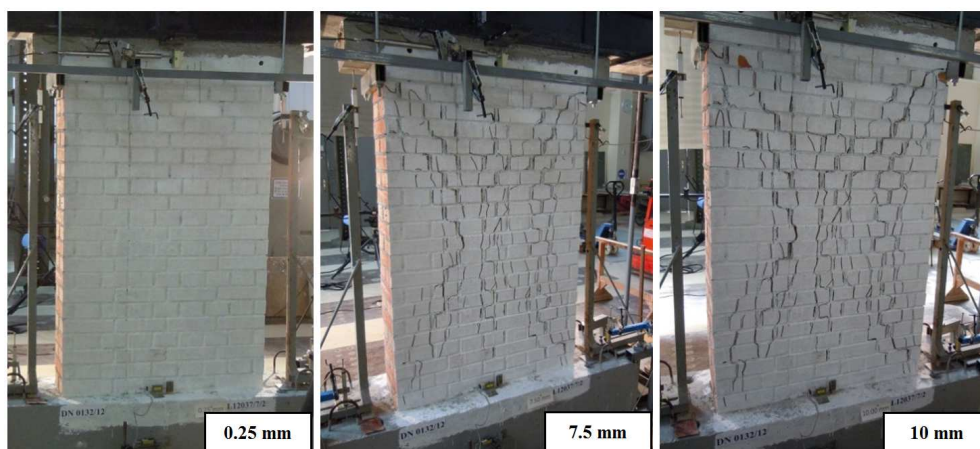
**Slika 5.4:** Protokol cikličnega nanašanja obtežbe (pomikov) na vrhu zidu (shematsko prikazan)
Figure 5.4: The cyclic loading (displacement) protocol at the top of the wall (schematically shown)**Slika 5.5:** Neutrjen zid med strižno preiskavo in mesta vnosa vertikalnih in horizontalnih sil
Figure 5.5: The unstrengthened wall during racking testing and vertical and horizontal force introduction points

Zid je bil opremljen z merilci pomikov in sil, obenem pa tudi z optičnim merilcem pomikov. Pozicije merilcev in točke optičnega zajemanja so podani na naslednji sliki (Slika 5.6). Na levi strani so z oznakami L1 – L3 označeni induktivni merilci horizontalnih pomikov, z Lv1 – LV4 merilci vertikalnih pomikov, na desni strani slike pa so označene točke, katerih pomike smo zajemali optično. Imena točk se nanašajo na del preizkušanca, na katerega so pritrjene (Temelj, Zid, Preklada). Celotni izpisi pomika vseh točk so na voljo v Dodatku B, v nadaljevanju prikažemo podatke pridobljene iz pomikov izbranih točk.



Slika 5.6: Pozicije mest induktivnih merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za neutrjen zid
Figure 5.6: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the unstrengthened wall

Na spodnji sliki (Slika 5.7) je prikazana shema razpok, ki so nastale na neutrjenem zidu pri različnih stopnjah obremenjevanja. Razvil se je tipični strižni porušni mehanizem. Na začetku je bilo sicer več razpok v srednjem delu zidu, potekale pa so večinoma po vertikalnih spojnica med posameznimi zidaki. Pri večjih amplitudah so začele nastajati diagonalne razpoke, ki so potekale tako po spojnica kot po zidakih. Zaradi velike vertikalne sile do večjega vrtenja zidu (ang. *rocking*) ni prihajalo.



Slika 5.7: Razvoj poškodb na neutrjenem opečnem zidu
Figure 5.7: Damage development on the unstrengthened masonry wall

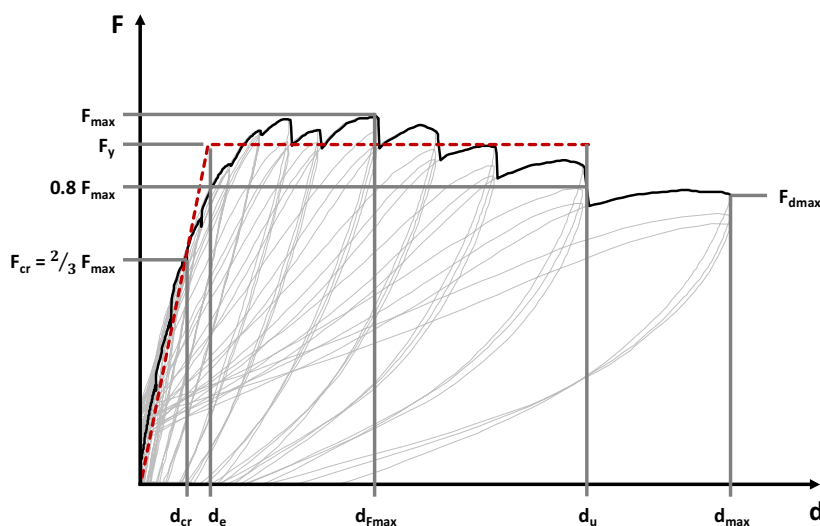
5.1.2.1 Parametri za karakterizacijo histereznega obnašanja preizkušancev

Histerezni odziv preizkušenih zidov je zveza med horizontalno silo in pomikom na vrh zidu, ki ga nanašamo med potekom protokola obremenjevanja. Iz dobljenih histereznih zank pa lahko izračunamo vrsto parametrov, ki nam podajo bolj podroben vpogled v obnašanje preizkušenih elementov in omogočijo primerjavo med različnimi testi. Obenem pa z njimi karakteriziramo vrednosti, ki se uporabljajo pri načrtovanju oziroma projektiranju konstrukcij. V nadaljevanju pojasnimo več parametrov, ki jih izvednotimo za posamezne zidove (neutrjene in utrjene) ter jih kasneje v poglavju 5.2.5 primerjamo med seboj.

Iz celotnega histereznega odziva izluščimo prvi cikel odziva zidu in ga idealiziramo (Slika 5.8) v bilinearizirano obliko po predlogu Tomaževiča in Žarnića (1984, 1985). Začetni naklon določa sekantna togost pri nastanku razpok K_{ef} , ki je razmerje med silo in pomikom pri nastanku razpok, tj. F_{cr} in d_{cr} . Odpornost pri nastanku prvih razpok določimo neposredno iz eksperimenta, oziroma jo ocenimo v intervalu 0.6 – 0.8 največje dosežene sile F_{max} . V naših analizah smo jo iz vrednotili kot $2/3 F_{max}$. Idealizirano nosilnost F_y določimo iz enakosti površin pod krivuljama (disipirane energije) po enačbi:

$$F_y = K_{ef} \left(d_u - \sqrt{d_u^2 - \frac{2A_{env}}{K_{ef}}} \right) \quad (5)$$

kjer je d_{por} pomik pri porušitvi, A_{env} pa površina pod eksperimentalno krivuljo. Mejni pomik d_u določimo kot pomik, pri katerem sila pade na 80 % maksimalne. Pomik z oznako d_{por} je skrajna vrednost, ki smo jo še dosegli pred popolno porušitvijo preizkušanca.



Slika 5.8: Komponente za definicijo ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja
Figure 5.8: Components for the definition of the equivalent viscous damping coefficient

Izračunamo lahko tudi upadanje sekantnih togosti za vsako zanko posebej, kjer iz vrednotimo togost kot:

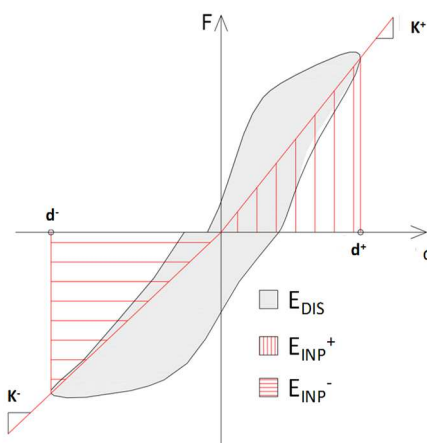
$$K_i = \frac{F_i}{\delta_i} \quad (6)$$

Sekantne togosti lahko grafično prikažemo neposredno ali pa jih normiramo z efektivno togostjo, pomik pa s pomikom na meji razpok ali pa pomikom pri največji sili.

Globalno duktilnost ciklično obremenjenih preizkušancev iz vrednotimo kot razmerje mejnega pomika d_u in pomika na meji elastičnosti d_e :

$$\mu = \frac{d_u}{d_e} \quad (7)$$

Disipacijo energije izračunamo kot površino, ki jo oklepajo histerezne zanke (E_{DIS} , Slika 5.12). Za posamezen cikel izračunamo celotno površino zanke tako na pozitivni kot negativni strani. Obenem lahko izračunamo količino energije (E_{INP}^+ , E_{INP}^- , Slika 5.12), ki jo moramo v konstrukcijo vnesti (med testom s hidravličnim batom), da dosežemo izbran pomik v izbranem ciklu, tj. elastično deformacijsko energijo.

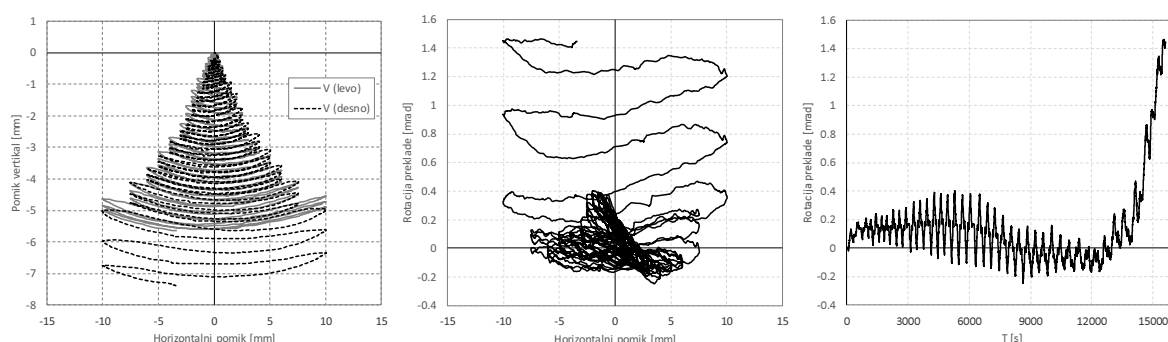


Slika 5.9: Postopek idealizacije eksperimentalnih rezultatov
Figure 5.9: The experimental data idealisation procedure

Ekvivalentni koeficient viskoznega dušenja pa definiramo z enačbo:

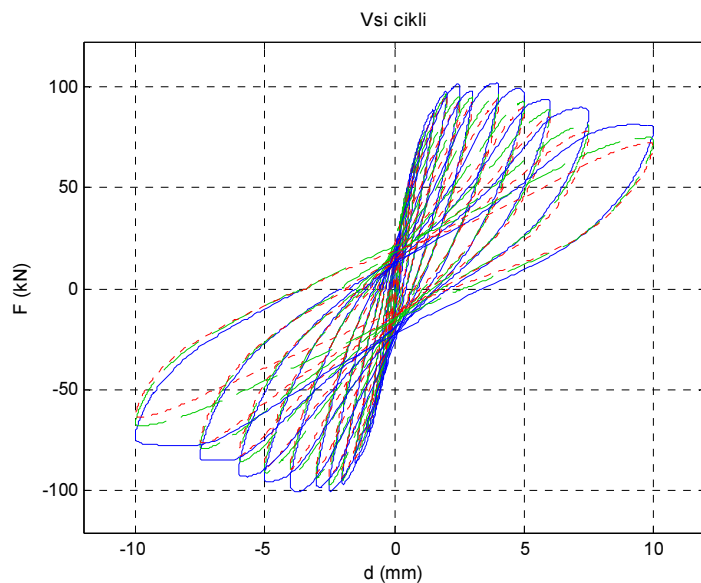
$$\xi = \frac{E_{DIS}}{2\pi E_{INP}} = \frac{E_{DIS}}{2\pi(E_{INP}^+ + E_{INP}^-)} = \frac{E_{DIS}}{2\pi(\frac{1}{2}K^+ \cdot d_+^2 + \frac{1}{2}K^- \cdot d_-^2)} \quad (8)$$

Na naslednjih slikah je prikazan histerezni odziv med horizontalnim pomikom in silo na vrhu neutrenjenega zidu (Slika 5.11) z barvno ločenimi tremi cikli obremenjevanja (moder – prvi, zelen – drugi, rdeč – tretji). Prav tako prikažemo ovojnico prvega cikla (Slika 5.12, levo) in njeno bilinearizacijo. Prikažemo tudi upadanje togosti (nenormirano) za pozitivno in negativno stran (Slika 5.12, desno) ter disipacijo energije pri posameznih pomikih v posameznih ciklih in ekvivalentne koeficiente viskoznega dušenja (Slika 5.13). Na spodnji sliki (Slika 5.10) prikažemo tudi vertikalne pomike vogalov AB vezi na vrhu zidu ter rotacijo vezi. Ugotovimo, da je slednja manjša od 0.4 mrad. Takšna je bila namreč tudi zahteva za protokol krmiljenja vnosa vertikalne sile v zid, s katero je bilo moč tudi nadzirati rotacijo vezi in s tem ustvariti skoraj popolnoma togo vpetje zidu na zgornji strani. Vertikalna pomika vogalov vezi sta sicer prisotna, vendar se vez skoraj translatorsno poseda do vrednosti 6 mm. Potem pa zaradi večjih poškodb zidu narastejo tudi vertikalni pomiki oziroma rotacija AB vezi. Odziv zidov bolj podrobno analiziramo in primerjamo z utrjenimi zidovi v poglavju 5.2.5.

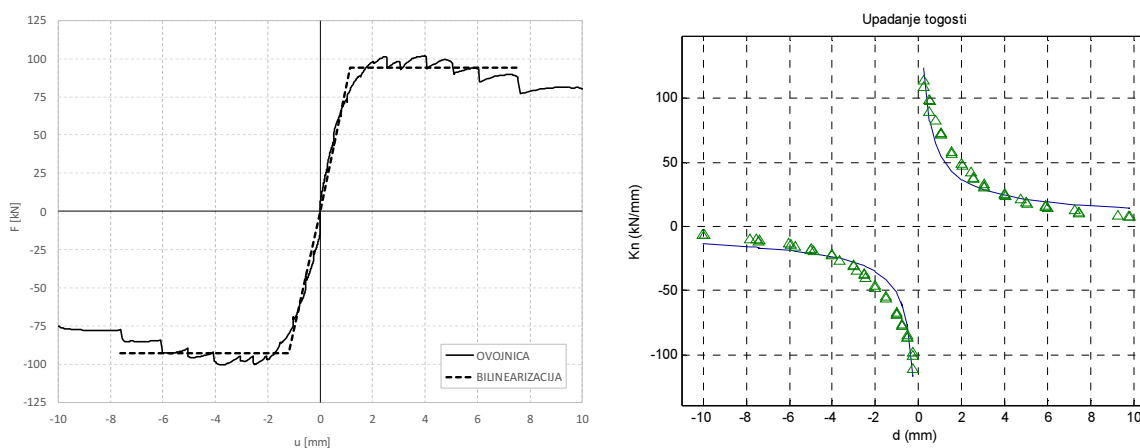


Slika 5.10: Pomiki vogalov AB vezi neutrenjenega zidu v vertikalni smeri (mesti Lv1 in Lv4) ter rotacija betonske vezi na vrhu zidu v odvisnosti od horizontalnih pomikov na vrhu zidu in od časa

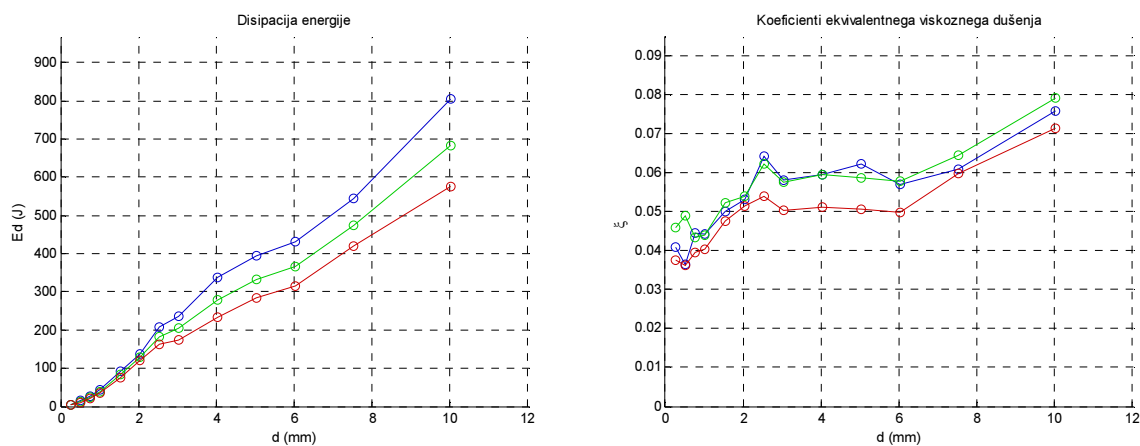
Figure 5.10: The RC beam end vertical displacements for the unstrengthened wall (positions Lv1 and Lv4) and the rotation of the concrete tie on the wall as a function of wall top horizontal displacements and time



Slika 5.11: Histerezni odziv neutrjenega opečnega zidu
Figure 5.11: The hysteretic response of an unreinforced masonry wall



Slika 5.12: Ovojnica histereze neutrjenega zidu ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti
Figure 5.12: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the unstrengthened wall



Slika 5.13: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za neutrjen zid

Figure 5.13: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the unstrengthened wall

5.1.2.2 Izračun strižnega modula in natezne trdnosti zidovja

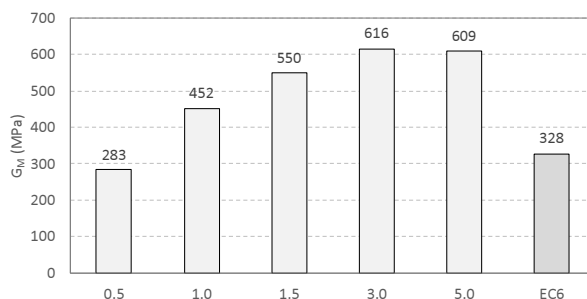
Strižni modul lahko izračunamo s pomočjo enačbe:

$$G_M = \frac{K_{ef}}{\frac{l_w \cdot t_w}{1.2 \cdot h_w} \cdot \frac{\psi \cdot K_{ef} \left(\frac{h_w}{l_w}\right)^2}{1.2 \cdot E_M}} \quad (9)$$

kjer so h_w , l_w in t_w višina, širina in debelina zidu, E_M je elastični modul zidu, K_{ef} je efektivna togost, s faktorjem ψ pa zajemamo robne pogoje vpetja zidu (vrednost 1 pomeni, da je zid toga vpet, 4 pa da je konzolen). Vendar če v enačbo vnesemo izmerjeno vrednost elastičnega modula in povprečno efektivno togost neutrjenega zidu (79.2 kN/mm), ne moremo izračunati realne vrednosti strižnega modula; zid se je namreč pri strižnem testu obnašal bolj toga kot lahko izračunamo z uporabo izmerjenega elastičnega modula. Za zgoraj omenjeno enačbo tudi Kržan (2015) ugotavlja, da lahko vrača nerealistične vrednosti strižnih modulov. Zato podobno kot avtorica iz vrednotimo vrednosti strižnega modula na podlagi razmerja strižnih napetosti in deformacij z enačbo:

$$G_M = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{F \cdot h_w}{A_w \cdot d} \quad (10)$$

kjer je d horizontalni pomik na vrhu zidu, F pa pripadajoča horizontalna sila. A_w je površina prereza zidu. Strižni modul iz vrednotimo pri naslednjih vrednostih horizontalnega pomika: 0.5 mm, 1.0 mm, 1.5 mm, 3.0 mm in 5.0 mm. Vrednosti prikažemo na naslednjem grafu (Slika 5.14). Če strižni modul iz vrednotimo v skladu z napotkom standarda EN 1996, tj. kot 40 % vrednosti elastičnega modula bi strižni modul znašal 328 MPa.



Slika 5.14: Strižni moduli neutrjenega zidovja iz vrednoteni pri različnih vrednostih horizontalnega pomika
Figure 5.14: Shear modulus of the unreinforced masonry evaluated at different levels of horizontal displacement

Natezno trdnost zidovja izračunamo v skladu s Turnškom in Čačovičem (1971):

$$f_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 - (b \cdot \tau)^2} - \frac{\sigma_o}{2} \quad (11)$$

kjer je σ_o (1.161 MPa) povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zaradi konstantne vertikalne sile, τ (0.374 MPa) pa povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu pri največji horizontalni sili. V našem primeru za slednjo uporabimo povprečno vrednost idealizirane strižne nosilnosti ($F_y = 93.5$ kN), katere izračun prikažemo v nadaljevanju. Za faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu (b) vzamemo 1.5, ki ustreza razmerju višine in dolžine zidu. Izračunamo natezno trdnost zidovja, ki znaša $f_t = 0.227$ MPa. Karakteristične vrednosti natezne trdnosti iz literature (Tomažević, 2009) za zidovje iz polne opeke (tlačna trdnost zidakov 10 – 15 MPa, tlačna trdnost malte 0.5 – 2.5 MPa) so 0.04 – 0.18 MPa. Natezna trdnost našega zidovja je torej 25 % večja in ustreza tudi sodobni zidovini. Se pa nahaja znotraj intervala, ki podaja natezno trdnost kot 3 – 9 % vrednosti tlačne trdnosti zidovja (Tomažević, 2009).

5.2 Eksperimentalne preiskave utrjenih nearmiranih opečnih zidov

Zidove smo utrdili na dva različna načina, z uporabo epoksidnega lepila in z mehanskimi veznimi sredstvi. Lepljenje ojačitve z epoksidnim lepilom v praksi sicer ni pričakovano iz več razlogov. Ni praktično, je zamudno in cenovno relativno neugodno. Zato smo ga izvedli kot dodatno primerjavo pritrditvam z mehanskimi veznimi sredstvi. Obstaja sicer možnost, da se epoksidno lepilo zamenja z drugo vrsto adheziva, ki je cenejše in enostavnejše za vgradnjo, ne daje pa nujno tako visoke sprijemne trdnosti. Kot se je izkazalo med eksperimentom, je pri sprijemnosti med leseno ploščo in opečnim zidom merodajna natezna trdnost opeke, ki pa je relativno nizka že za dobro opeko (v našem primeru manj kot 0.23 MPa), še slabša pa je za starejšo opeko.

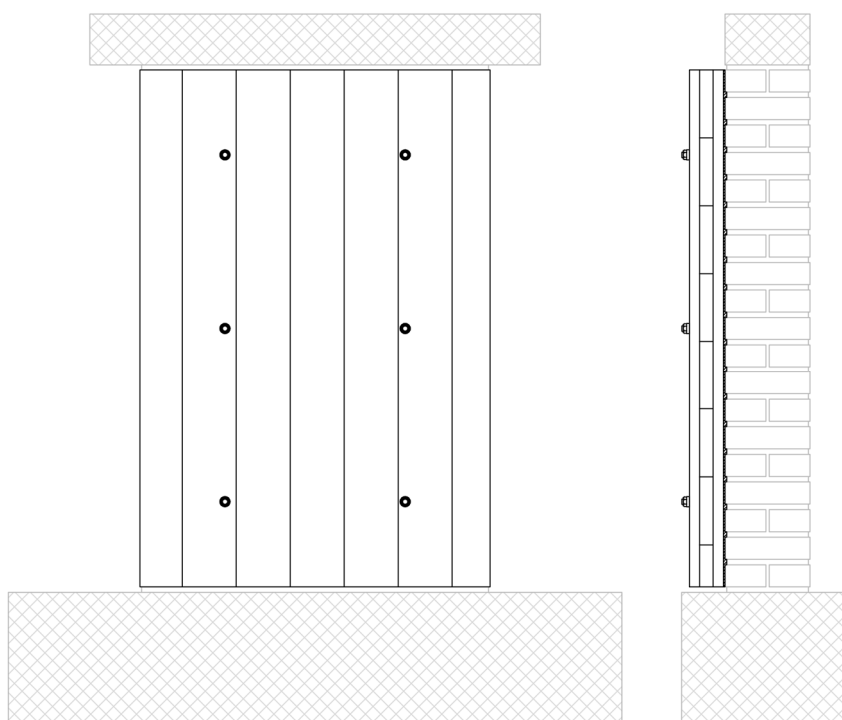
Mehansko smo lesene ojačitve pritrdjevali z enakimi veznimi sredstvi, le da smo jih enkrat sidrali neposredno v opeko, drugič pa v betonski temelj in zgornjo vez. Detajle stika smo med preiskavami nekoliko dopolnjevali, saj so se pri začetnih testih pokazale določene pomanjkljivosti, ki jih opišemo v nadaljevanju. Pri zadnjem primeru sidranja v beton smo tudi v celoti spremenili spodnji sidrni čevelj. Za ojačitev smo uporabljali križno lepljene lesene plošče enakih dimenzij kot osnovni opečni zid, torej 100 x 150 cm. Plošče so bile trislojne, debeline 100 mm (slojevitosti 30-40-30 mm), kjer sta zunanja nosilna sloja plošče tekla v daljši smeri plošče

(tj. po višini zidu).

Tlačnih testov utrjenih zidov nismo izvajali. Protokol strižnih testov utrjenih zidov je bil enak kot za neutrjenega, torej 300 kN vertikalne sile na vrhu in ciklično nanašanje pomikov v ravnini zidu.

5.2.1. Utrditvena Xlam plošča prilepljena na opečni zid – utrditvev A

Utrditveno oziroma ojačilno ploščo smo na opečni zid prilepili s 4-milimetrsko plastjo lepila Sikadur 31 Rapid, proizvajalca Sika AG iz Švice. To je dvokomponentno tiksotropno lepilo (tudi reparaturna lepilna malta) na osnovi epoksidnih smol in posebnih polnil. Lepilo ni občutljivo na vlago, nanašamo pa ga lahko v debelini do 30 mm. Slednje je bilo tudi razlog za izbor tega lepila. V praksi namreč pričakujemo situacije, kjer zidovi niso izdelani z laboratorijsko natančnostjo in so tolerance odstopanja po površini zidu lahko znatne. V tem primeru je nujno, da lahko z lepilom zapolnimo tudi debelejšše rege, ki utegnejo nastati med obstoječimi zidovi in lesenimi ploščami (ki so popolnoma ravne). Tlačna trdnost lepila je najmanj 30 MPa, strižna trdnost (pri lepljenju na strjen beton) pa najmanj 12 MPa. Modul elastičnosti lepila je 2000 MPa ali več.

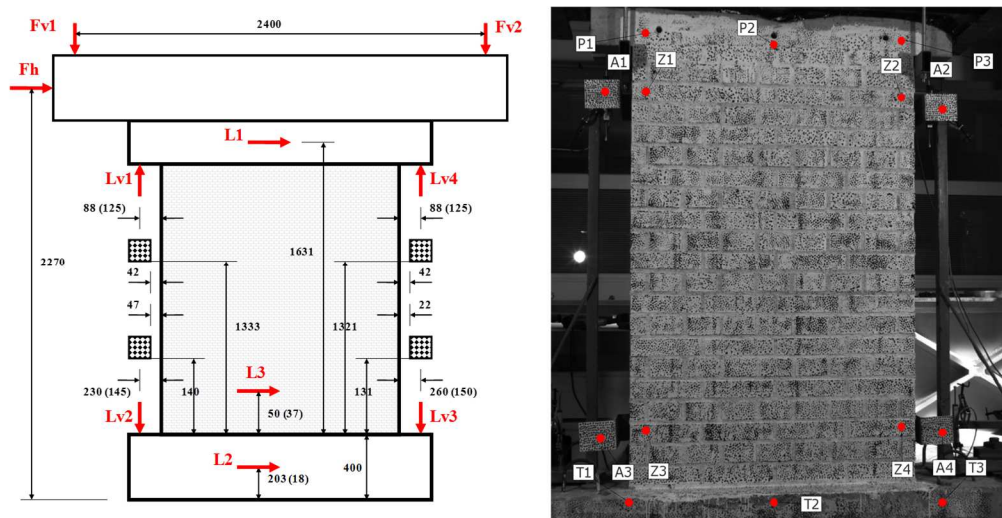


Slika 5.15: Skica zidu z nalepljeno ojačilno ploščo – utrditvev A
Figure 5.15: Wall sketch with the glued on strengthening plate – strengthening A



Slika 5.16: Ojačitev opečnega zidu z lepljenjem plošč
Figure 5.16: Strengthening of the masonry wall with gluing of the plates

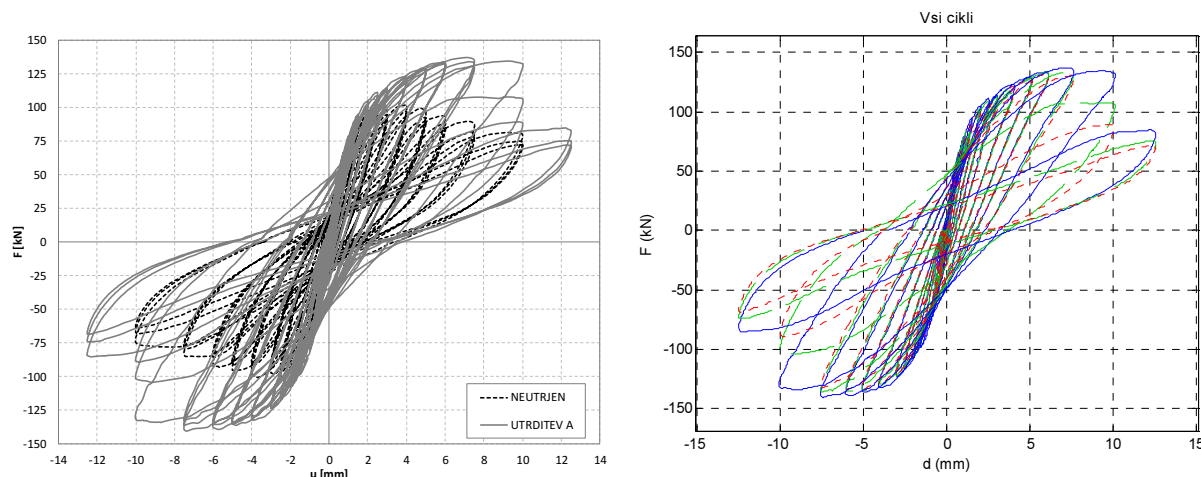
Lesena plošča je bila na opečni zid pritrjena tudi s šestimi vijaki premera 10 mm in dolžine 300 mm (Slika 5.16), ki so bili preko plastičnega vložka sidrani v opečni zid. Na zunanji strani imajo vijaki metrično glavo in podložko. Namen uporabe vijakov ni bil dodatno strižno sidranje lesene plošče pač pa zagotavljanje pritiska med lesno ploščo in zidom, ki povzroči, da je lepilo povsod v stiku tako z lesom kot opeko. Epoksidna lepila sicer ne potrebujejo pritiska, da učinkovito vežejo, pač pa zgolj stik z materialom. Vendar bi pri porušitvi zidov izven svoje ravnine ti vijaki lahko igrali pomembno vlogo, saj bi potencialno preprečili izpad zidu, če bi bila lesena ojačilna plošča tudi primerno sidran v medetažo. Merilna mesta (Slika 5.17) so bila enaka kot pri neutrjenem zidu vendar je tokrat optični sistem zajemal pomike dodatnih točk na ojačilnih lesenih ploščah. Induktivni merilci so bili pritrjeni le na opečni zid ter betonsko vez na vrhu.



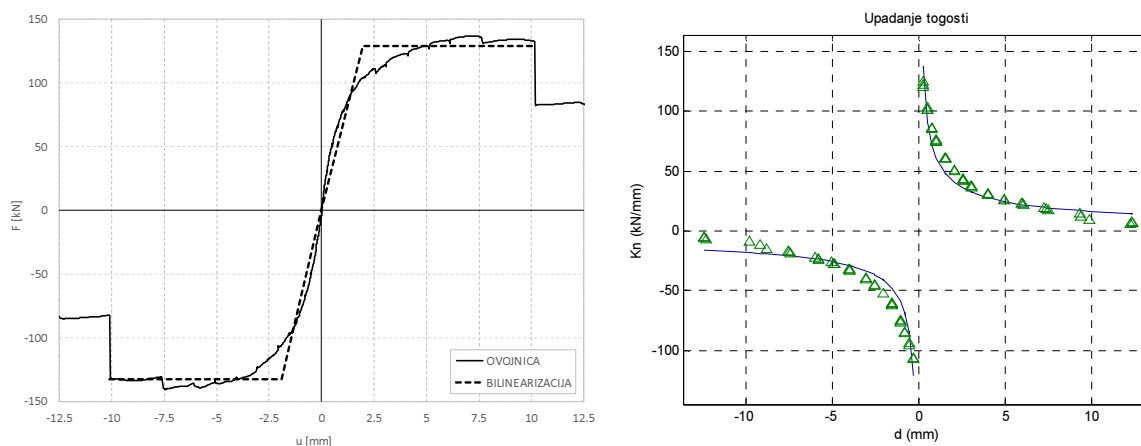
Slika 5.17: Pozicije mest induktivnih merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za zid z utrditvijo tipa A
Figure 5.17: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the wall with the strengthening type A

Rušni mehanizem, ki je nastal v opečnem zidu, je bil enak kot pri neutrjenem, nastale so diagonalne strižne razpoke. Največja nosilnost zidu pa se je povečala za 34 % (na 137 kN). Za 25 % se je povečala tudi deformacijska kapaciteta zidu (na 12.52 mm). Obenem pa je prisoten znaten padec nosilnosti v drugem ciklu obremenjevanja z 10 mm pomika. Prišlo je namreč do krhke porušitve stika med ojačilno ploščo in opečnim zidom. Na sliki (Slika 5.21) lahko vidimo, da je natezno odpovedala opeka po celotni površini zidu tik ob lepljenem stiku. Lepilo in les pa sta ostala nepoškodovana. Hipna porušitev je vodila v spremembo odziva. Zid se je sedaj obnašal skoraj natanko tako kot prej pri testu neutrjenega vzorca. Na naslednjih slikah (Slika 5.18, Slika 5.19, Slika 5.20) je prikazan histerezni odziv med horizontalnim pomikom in silo na vrhu neutrjenega zidu, ovojnica prvega cikla z bilinearizacijo, upadanje sekantnih togosti (nenormirano) za pozitivno in negativno stran, disipacija energije pri posameznih pomikih v posameznih ciklih ter ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja. Parametre histereznega odziva zidov bolj podrobno analiziramo in primerjamo v poglavju 5.2.5.

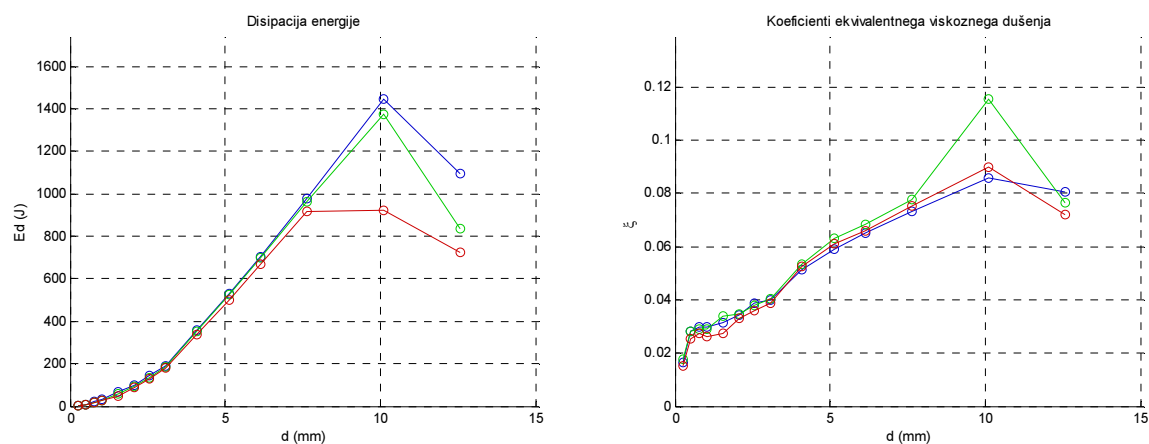
Na slikah v nadaljevanju prikažemo deformacije diagonal (Slika 5.22) in vertikal (Slika 5.23), merjenih za opečni zid (na AB vezi) in za leseno ploščo. Meritve so dobljene iz LVDT merilcev kot tudi na podlagi optičnih meritev. Izbrane točke optičnih meritev (Slika 5.17) so podrobno podane v opisu slik. Ene od diagonal opečnega zidu (D2) nismo mogli iz vrednotiti zaradi pomanjkljive optične meritve. Opozoriti moramo tudi, da absolutne vrednosti deformacij na zidu in leseni plošči med seboj niso neposredno primerljive. Točke optičnih meritev, ki jih uporabimo za meritve, se ne nahajajo na enakih pozicijah.



Slika 5.18: Histerezni odziv utrjenega opečnega zidu tipa A in primerjava z neutrjenim zidom
Figure 5.18: The hysteretic response of a reinforced masonry wall type A and comparison with the unstrengthened



Slika 5.19: Ovojnica histereze utrjenega zidu (tip A) ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti
Figure 5.19: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the strengthened wall (tip A)



Slika 5.20: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za utrjen zid tipa A

Figure 5.20: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the strengthened wall type A



Slika 5.21: Nastanek prvih strižnih razpok v zidovju tik ob lepljenem stiku (a) ter popolna natezna porušitev opeke po celotni površini zidu (b in c)

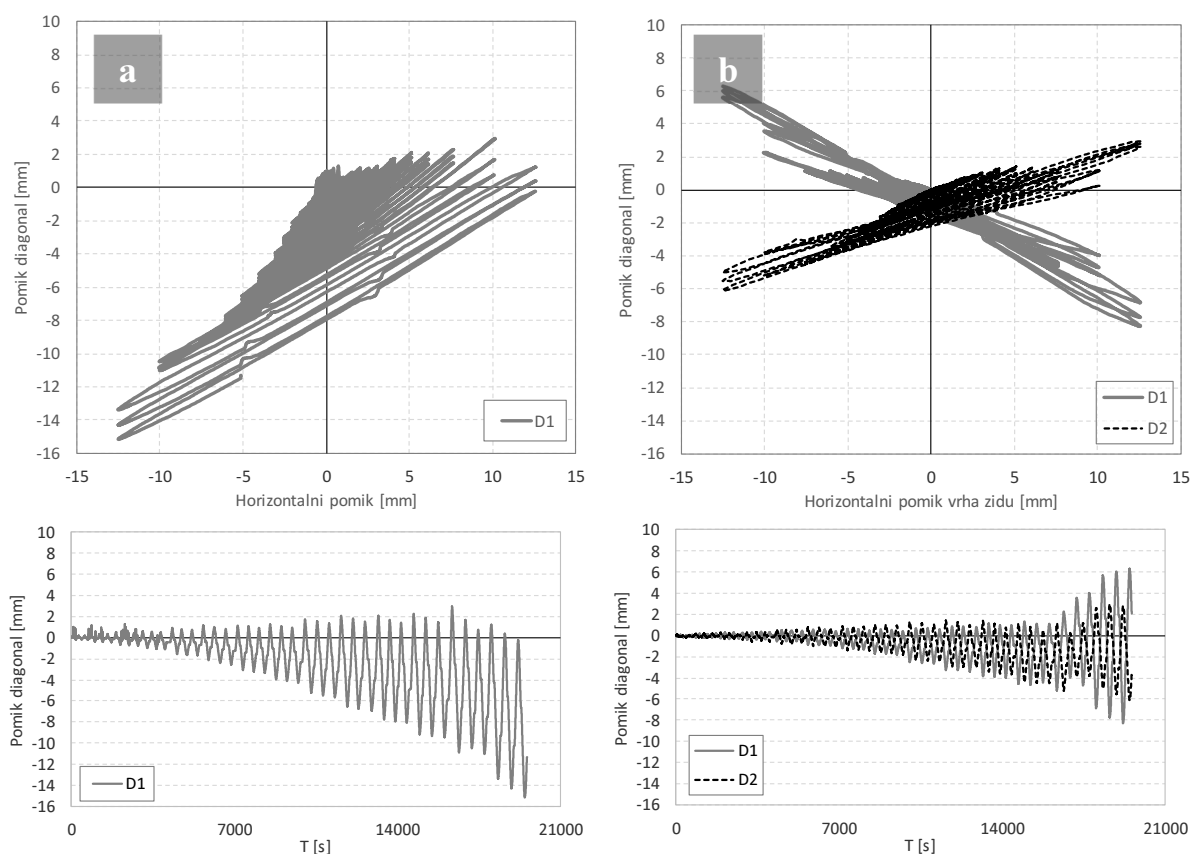
Figure 5.21: The first shear cracking in the masonry next to the glued connection (a) and the complete tension failure of the masonry over the whole wall area (b, c)

Tako so si npr. točke za spremljanje deformacij na leseni plošči bližje skupaj kot pa točke na zidu. Posledično so izmerjene deformacije na leseni plošči manjše kot na zidu. Tako deformacije diagonal kot vertikal nakazujejo na posedanje zidu in sprva tudi lesene plošče. Opazen je trenutek ločitve lesene plošče od opečnega zidu, ko se spremeni trend povečevanja deformacij v leseni plošči. Vertikalno translatorno pomikanje lesene plošče, ki se je sprva držala zidu, se prekine. Deformacije diagonal postanejo simetrične (pojavi se tudi raztezki). Meritve določenih deformacij na leseni plošči,

predvsem desne vertikale, po ločitvi od opečnega zidu začnejo naraščati. Pričakovali bi sicer ravno nasprotno obnašanje, saj lesena plošča takrat neha prevzemati silo ali pa jo prevzema bistveno manj. Deformacija leve vertikale v leseni plošči pa po pričakovanjih pada. Verjetna razlaga je, da je zaradi poškodb opečnega zidu prihajalo do vpliva na točke, ki smo jih uporabljali za spremljanje pomikov lesene plošče. Enak, vendar še bistveno bolj izrazit vpliv, je bil prisoten tudi na kasnejših testih zidov z mehansko pritrjenimi ojačitvami (Slika 5.34).

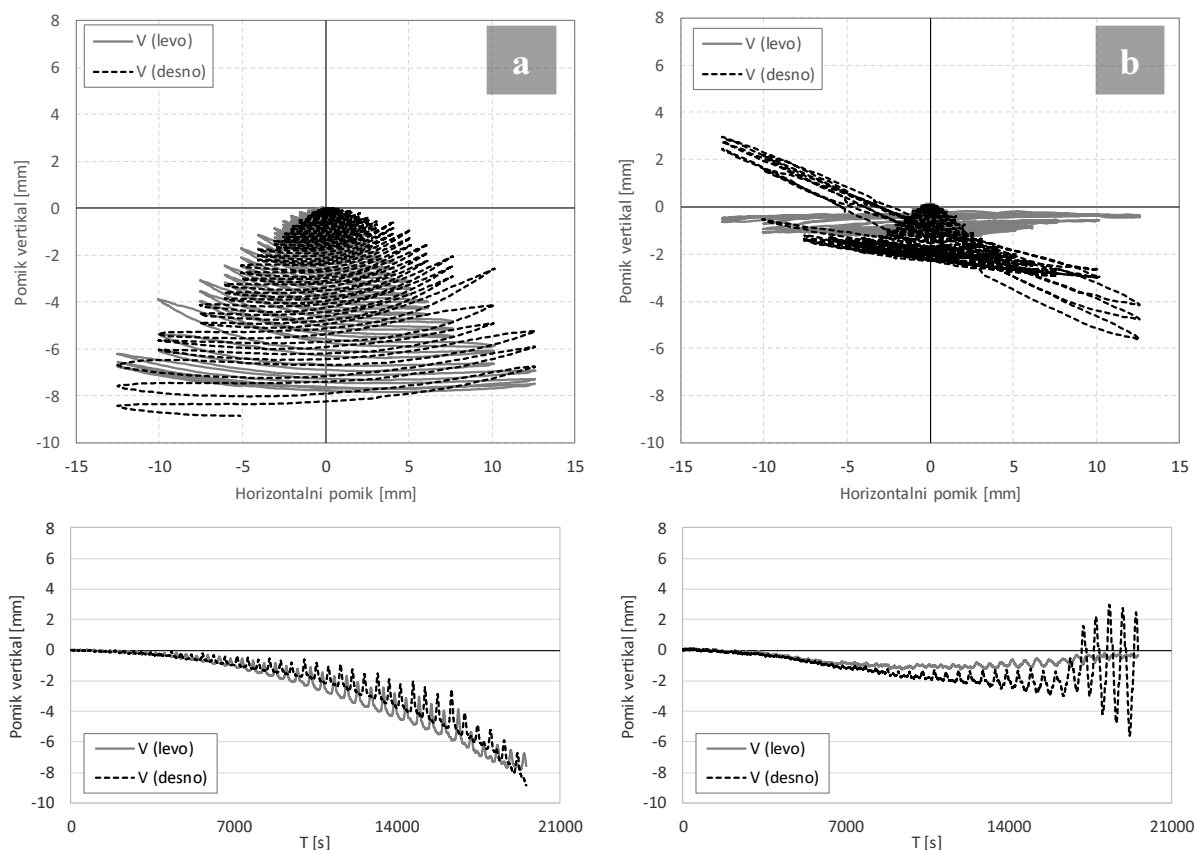
Na slikah (Slika 5.24, Slika 5.25) prikažemo tudi zdrse med lesenimi ploščami in opečnim zidom. Zdrse merimo optično v vseh štirih vogalih lesene plošče, na spodnjem robu lesene plošče pa merimo relativni pomik med ploščo in AB temeljem zidu. Slednji po ločitvi plošče od zidu začne izrazito naraščati. Plošča se zidu namreč ne drži več po celotni površini, še vedno pa je nanj pripeta s šestimi vijaki, ki jo do neke mere vlečejo za seboj skupaj z zidom. Plošča se pomika bistveno bolj translatorsno kot zid, zato deformacija na spodnjem robu narašča. Nekaj deformacije se izgubi v vijakih, zato na spodnjem robu doseže 5 mm, medtem ko je na vrhu zidu že 10 mm. Po razvoju večjih poškodb zidu se razrahljajo tudi vijaki in zdrsi na spodnjem robu plošče začnejo upadati.

Optične meritve podajajo predvsem orientacijske vrednosti zdrsov. Točke meritev se namreč ne nahajajo na popolnoma enakih pozicijah, po višini (Y smer) so si približno 30 cm narazen, po širini (X smer) pa približno 15 cm (na zgornji strani). Zato so izmerjeni zdrsi večji, kot bi bili sicer – višja točka se premakne več kot nižja, razlika je zato večja. Pri večjih pomikih vrha zidu je možen tudi vpliv poškodb zidu na točke meritev.



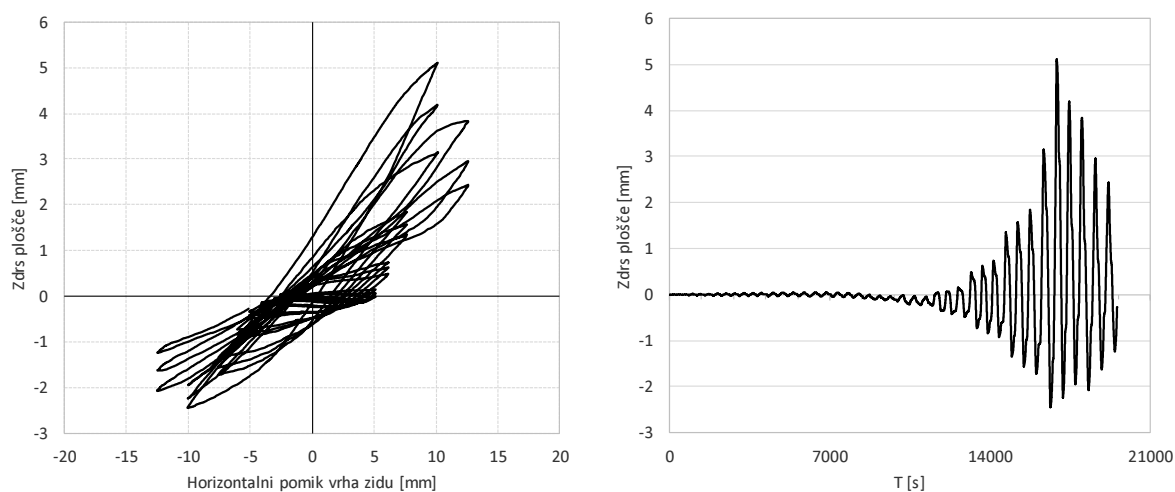
Slika 5.22: Deformacije diagonal pri utrditvi tipa A, dobljene na podlagi optičnih meritev: a) iz točk na betonski vezi in temelju (točki P3-T1), b) na leseni plošči (točke A2-A3, A1-A4)

Figure 5.22: Diagonal deformations for strengthening type A based on optical measurements: a) from points on the concrete beam and foundation (points P3-T1), b) from points on the timber plate (points A2-A3, A1-A4)



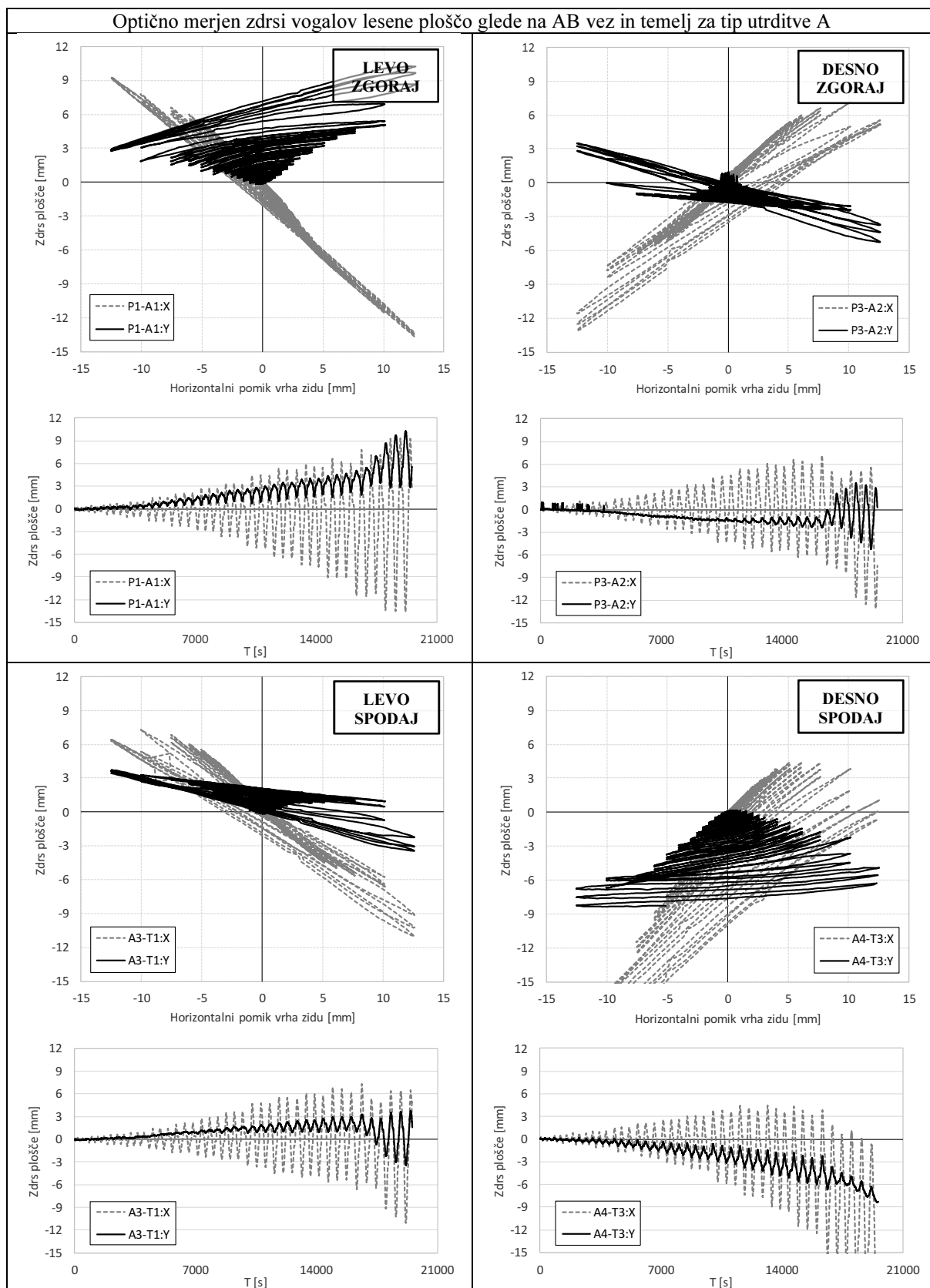
Slika 5.23: Deformacije vertikal pri utrditvi tipa A, dobljene na podlagi; a) LVDT meritev na betonski vezi in temelju (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) in b) optičnih meritev na leseni plošči (točke A1-A3, A2-A4)

Figure 5.23: Vertical deformations for strengthening type A based on; a) LVDT measurements from points on the concrete beam and foundation (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) and b) optical measurements from points on the timber plate (points A1-A3, A2-A4)



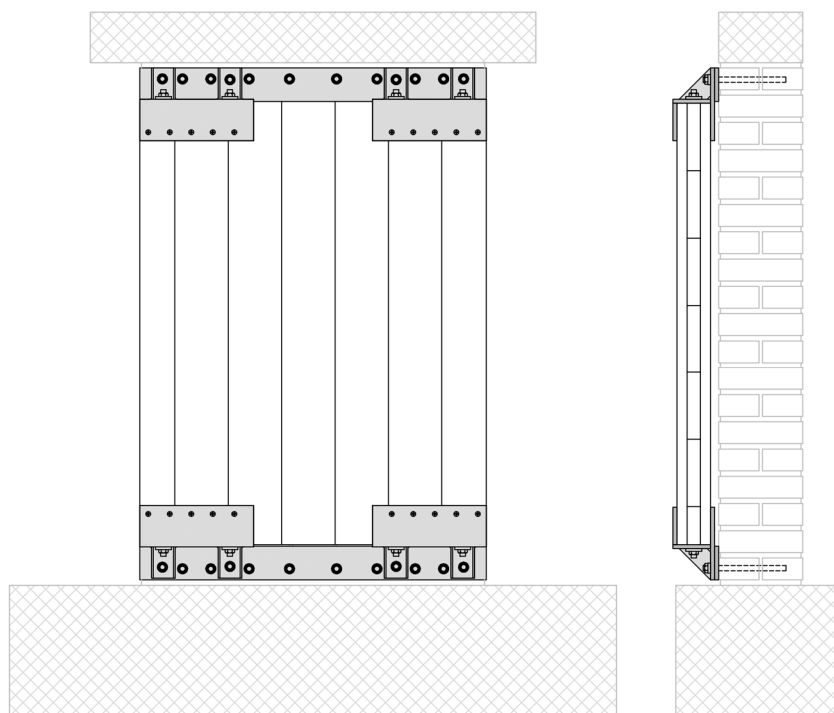
Slika 5.24: Zdrs med leseno ploščo in betonskim temeljem pri utrditvi tipa A, merjeni z LVDT-jem (L3)

Figure 5.24: Slip between the timber plate and the concrete foundation for strengthening type A measured with an LVDT (L3)



5.2.2. Utrditvena Xlam plošča mehansko pritrjena v opečni zid – utrđitev B

Na naslednjem zidu smo leseno ploščo mehansko pritrčili v zid (Slika 5.26), neposredno v opeko. Koncept sistema, ki smo ga razvili za pritrjevanje je bil bolj podrobno opisan že na začetku poglavja 3. Na naslednjih slikah pa je prikazan tudi bolj natančno.



Slika 5.26: Skica zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v opeko – utrđitev B

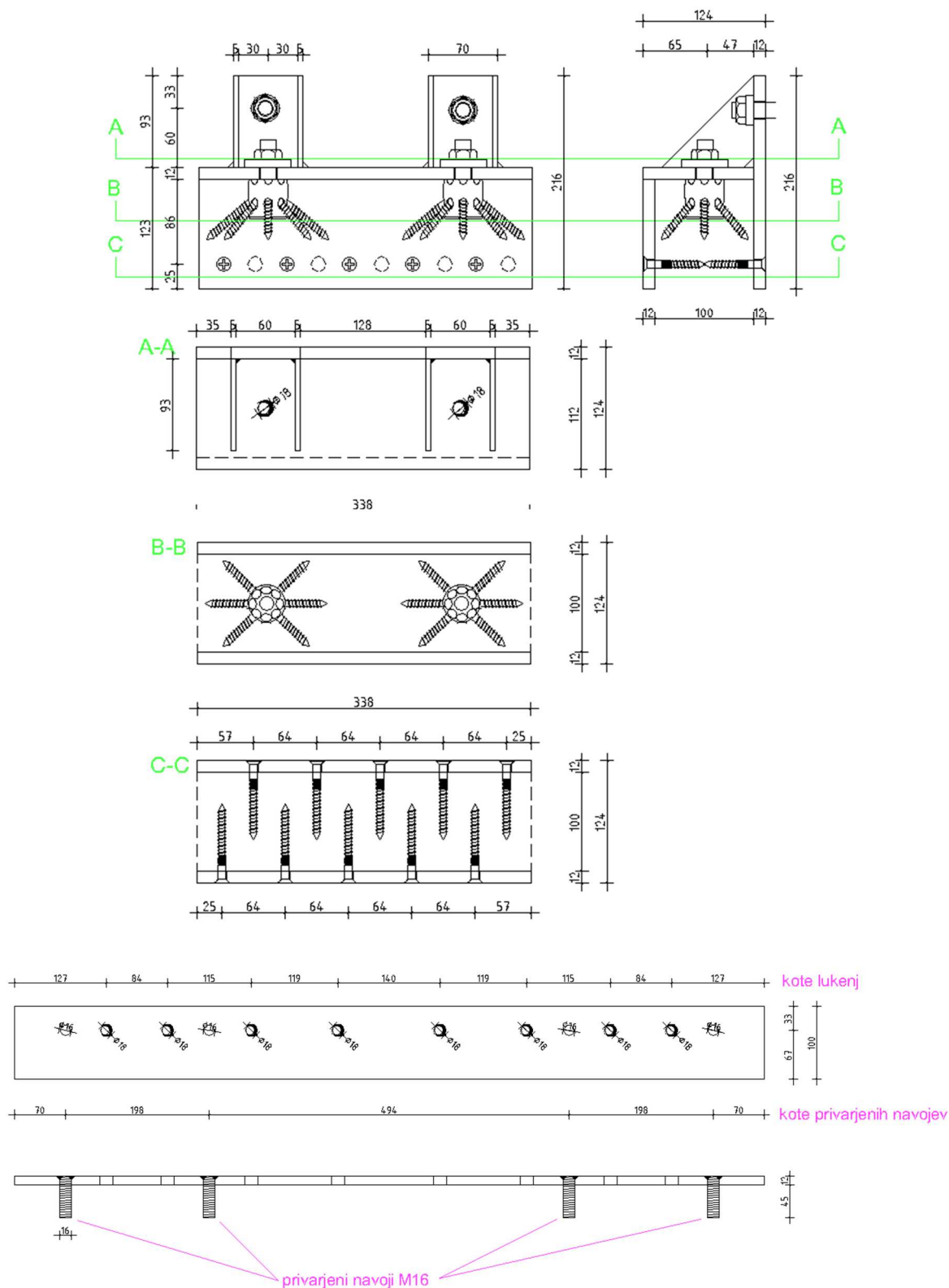
Figure 5.26: Wall sketch with the strengthening plate bolted into masonry – strengthening B

Na naslednji sliki (Slika 5.27) je načrt jeklenega čevlja in pločevine, ki se privijači v zid. Čevlji so bili izdelani iz 12 mm debele pločevine. V leseno ploščo smo jih pritrčili s po dvema elementoma Sihga Idefix 40 (Slika 5.28, a, b) in desetimi samovreznimi vijaki 8 x 80 mm. Vsak čevlj se na pločevino natakne preko dveh metričnih navojev M16 (4.6). Pločevina pa je bila v zid privijačena preko 8 navojnih palic M16 (4.6) na zgornji in spodnji strani (Slika 5.28, i), ki so segale 20 cm v globino zidu v prvi in zadnji vrsti opeke.

Palice so bile v opečni zid kemično sidrane (uporabili smo tudi kovinske mrežice za razporeditev lepila, (Slika 5.28, e). Uporabili smo epoksidno maso Würth WIT-C140 2K. Proizvajalec za dotično maso sicer ne podaja predvidene strižne trdnosti, ki jo lahko kemično sidro prenese v polni opeki. Vse palice so bile pritrjene v opeko (Slika 5.28, f, g), in ne v spojnice. Meritve smo opravljali na enakih mestih kot pri predhodni ojačitvi. Natančne pozicije merilcev pomikov in točk za optični zajem so navedene na sliki (Slika 5.29).

Med potekom preiskave se je izkazalo, da na spojih med ojačilnimi lesenimi ploščami in opečnim zidom prihaja do zdrsa. Luknje v jeklenih pločevinah so bile povsod za 2 mm večje od navojnih palic, ki so potekale skozi. Posledično je prihajalo tako na zgornjem kot spodnjem vpetju do najmanj 2 mm zdrsa preden se je lahko začela sila iz zidu sploh prenašati v ojačilno ploščo. Ker je prišlo do minimalnega zdrsa tudi na stiku jekleni čevlj-lesena plošča, je bil vpliv ojačitve do približno 6 mm pomika vrha na zidu tako rekoč izničen. Pri večjih deformacijah pa je bil opečni zid že preveč porušen, prišlo je do posedanja ter torzijske rotacije zidu okoli ojačilne plošče. Iz histereznega odziva pomika in strižne sile na vrhu zidu vidimo, da sta odziva ojačenega in neojačenega zidu skoraj enaka. Pri naslednjih testih smo

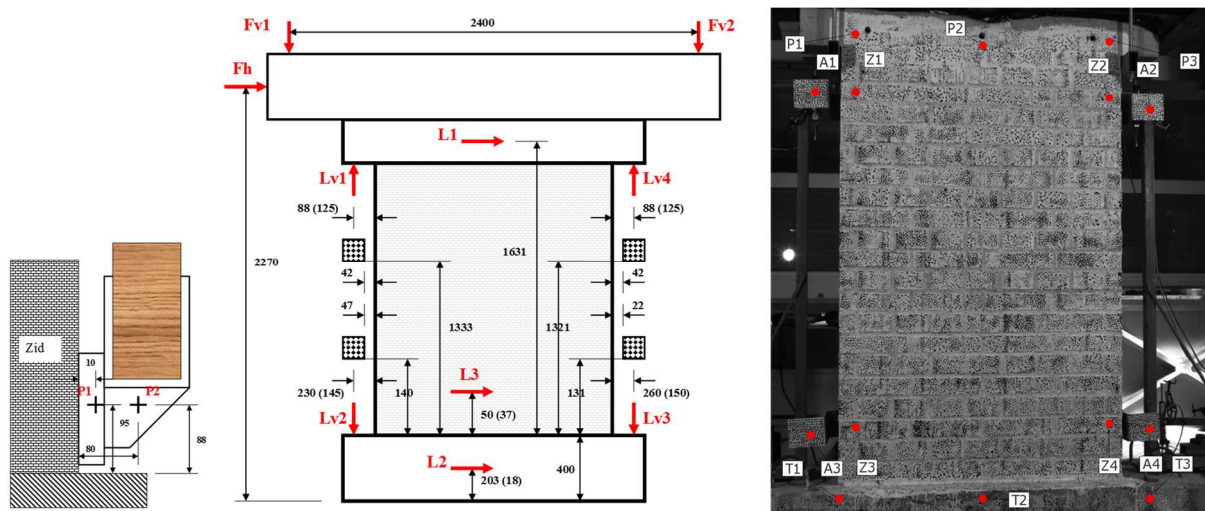
zato popravili spajanje ter omejili zdrse med posameznimi elementi. Ker ima opečni zid po eni strani visoko togost in po drugi nizko deformacijsko kapaciteto, morajo biti ojačilne plošče nanj pritrjene tako, da izgubljajo kar se da malo prostega hoda ter prevzemajo silo že od začetka obremenjevanja.



Slika 5.27: Načrt čevlja in jeklene pločvine za pritrjevanje lesenih plošč v zidove
Figure 5.27: Plan of the steel bracket and plate for attaching the timber plates into walls



Slika 5.28: Detajli pritrjevanja jeklenih čevljev v leseno ploščo in jeklene pločevine v opečni zid
Figure 5.28: Details of the steel bracket connection to the timber plate and the steel plate into the masonry wall



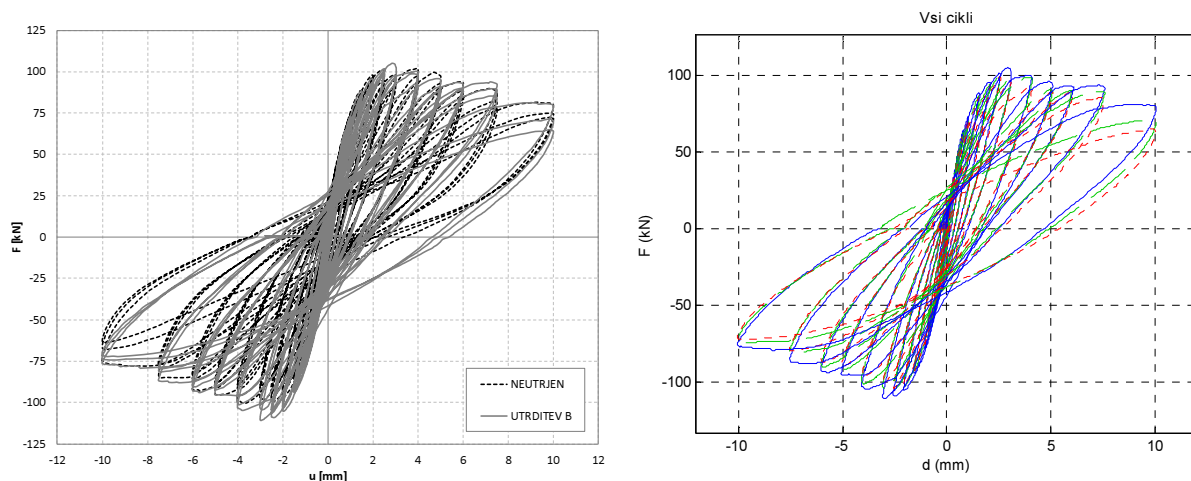
Slika 5.29: Pozicije mest induktivnih merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za zid z utrditvijo tipa B
Figure 5.29: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the wall with the strengthening type B

Na slikah (Slika 5.30, Slika 5.31, Slika 5.32) je prikazan histerezni odziv med horizontalnim pomikom in silo na vrhu neutrjenega zidu, ovojnica prvega cikla z bilinearizacijo, upadanje sekantnih togosti (ne-normirano) za pozitivno in negativno stran, disipacija energije pri posameznih pomikih v posameznih ciklih ter ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja. Parametre histereznega odziva zidov bolj podrobno analiziramo in primerjamo v poglavju 5.2.5.

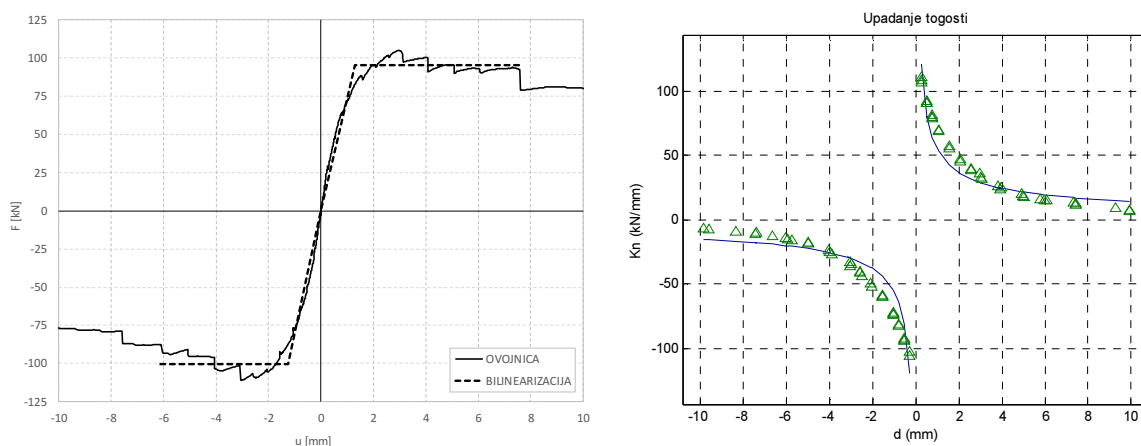
Meritve deformacij diagonal in vertikal na opečnem zidu in leseni plošči (Slika 5.33, Slika 5.35) pokažejo veliko razliko med deformacijami v zidu in plošči. Zaradi zdrsov v mehanskih spojih je prihajalo le do translatorskih premikov in rotacij lesene plošče, ki tako rekoč ni prevzemala sile. Prikaz deformacij na slikah omejimo, saj je zaradi poškodb zidu prihajalo do večjega vpliva na točke, ki smo jih optično spremljali (Slika 5.34). Sesedanje in širjenje zidu je izrazito odpravilo pločevine, ki so bile pritrjene na leseno ploščo (pritrjeno na strani zidu, ki ga nismo spremljali s kamero), zato so izmerjene deformacije od približno 7.5 mm horizontalnega pomika na vrhu zidu irelevantne in jih povsod niti ne prikazujemo.

Meritve horizontalnih zdrsov z LVDT-ji na spodnjem robu lesene plošče (Slika 5.36) pokažejo, da je na spodnji strani zid zdrsnil do 1.5 mm. Poleg horizontalnega zdrsa je sicer prihajalo tudi to rotacije zidu (vertikalnih deformacij v mehanskih spojih), ki jih z LVDT-ji nismo spremljali.

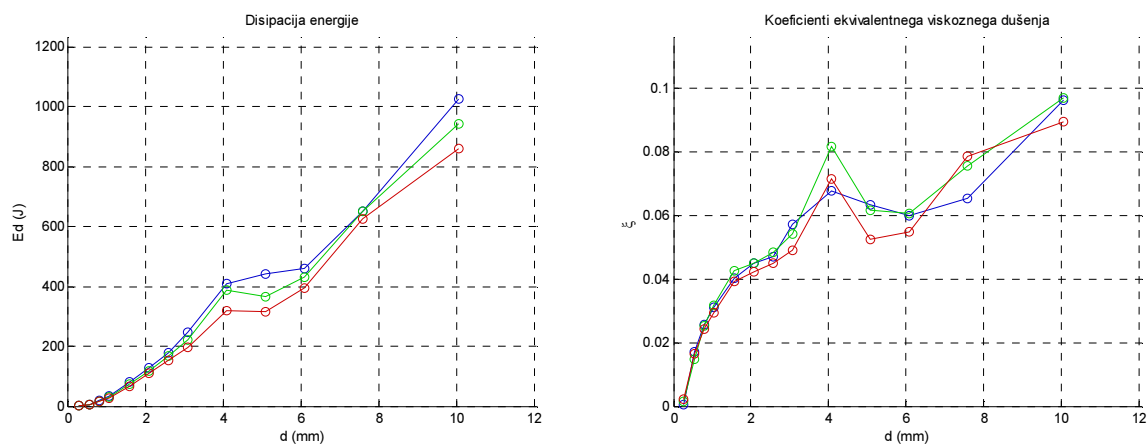
Optične meritve zdrsov med vogali lesene plošče in zidom sicer pokažejo vrednosti do približno 3 mm zdrsa v horizontalni smeri ter 4 mm v vertikalni. Ker so meritve podvržene enakim robnim pogojem, kot je opisano pri predhodnem zidu (točke meritev so na različnih pozicijah), so optično merjeni zdrsi pričakovano večji (za 50 % več kot meritve LVDT-jev).



Slika 5.30: Histerezni odziv utrjenega opečnega zidu tipa B in primerjava z neutrjenim zidom
Figure 5.30: The hysteretic response of a reinforced masonry wall type B and comparison with the unstrengthened

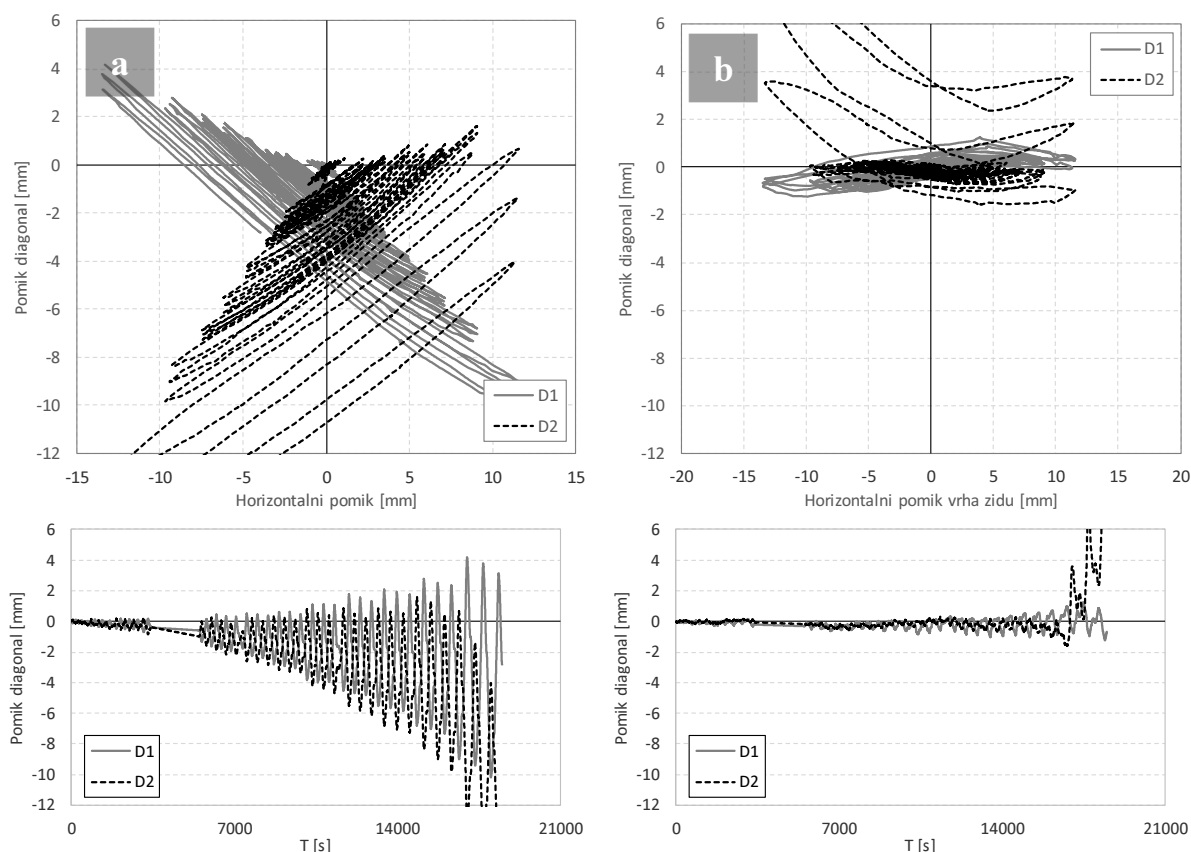


Slika 5.31: Ovojnica histereze utrjenega zidu (tip B) ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti
Figure 5.31: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the strengthened wall (type B)



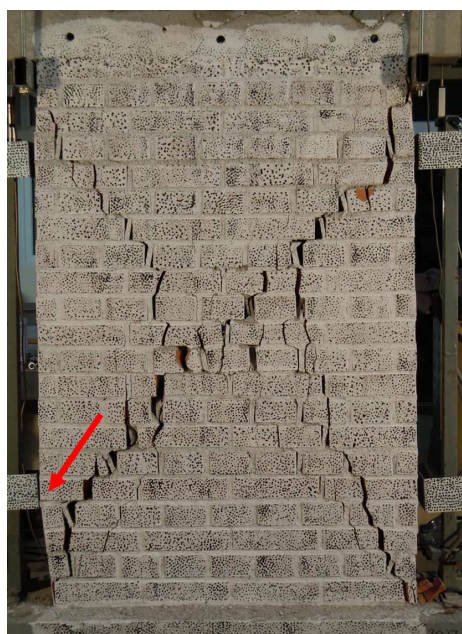
Slika 5.32: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za utrjen zid tipa B

Figure 5.32: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the strengthened wall type B

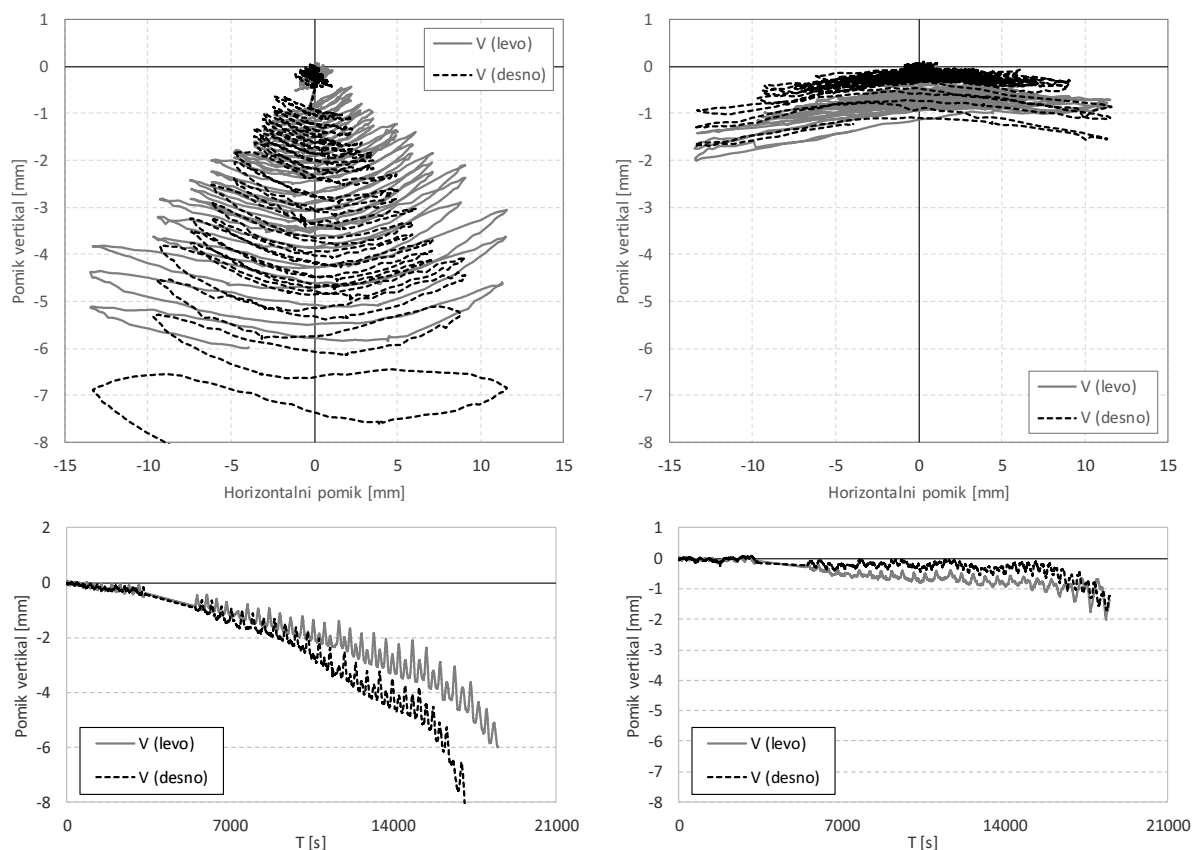


Slika 5.33: Deformacije diagonal pri utrditvi tipa B, dobljene na podlagi optičnih meritev: a) iz točk na betonski vezi in temelju (točke P3-T1, P1-T3), b) na leseni plošči (točke A2-A3, A1-A4)

Figure 5.33: Diagonal deformations for strengthening type B based on optical measurements; a) from points on the concrete beam and foundation (points P3-T1, P1-T3), b) from points on the timber plate (points A2-A3, A1-A4)

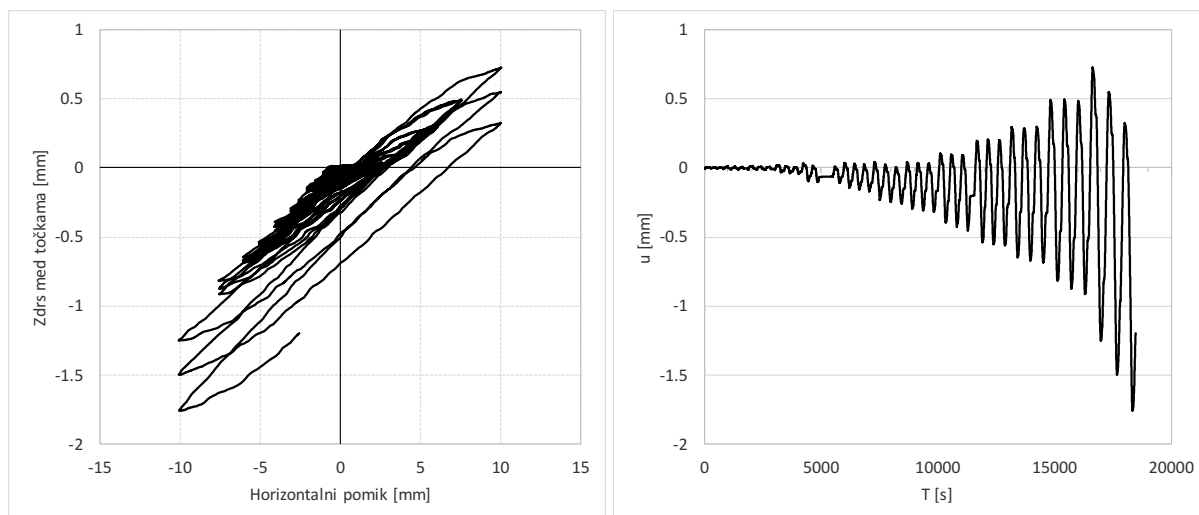


Slika 5.34: Poškodbe opečnega zidu z utrditvijo tipa B ter vpliv poškodb na pozicije točk optičnega merjenja
Figure 5.34: The damage of the masonry wall with the strengthening type B and damage influence on measuring point positions



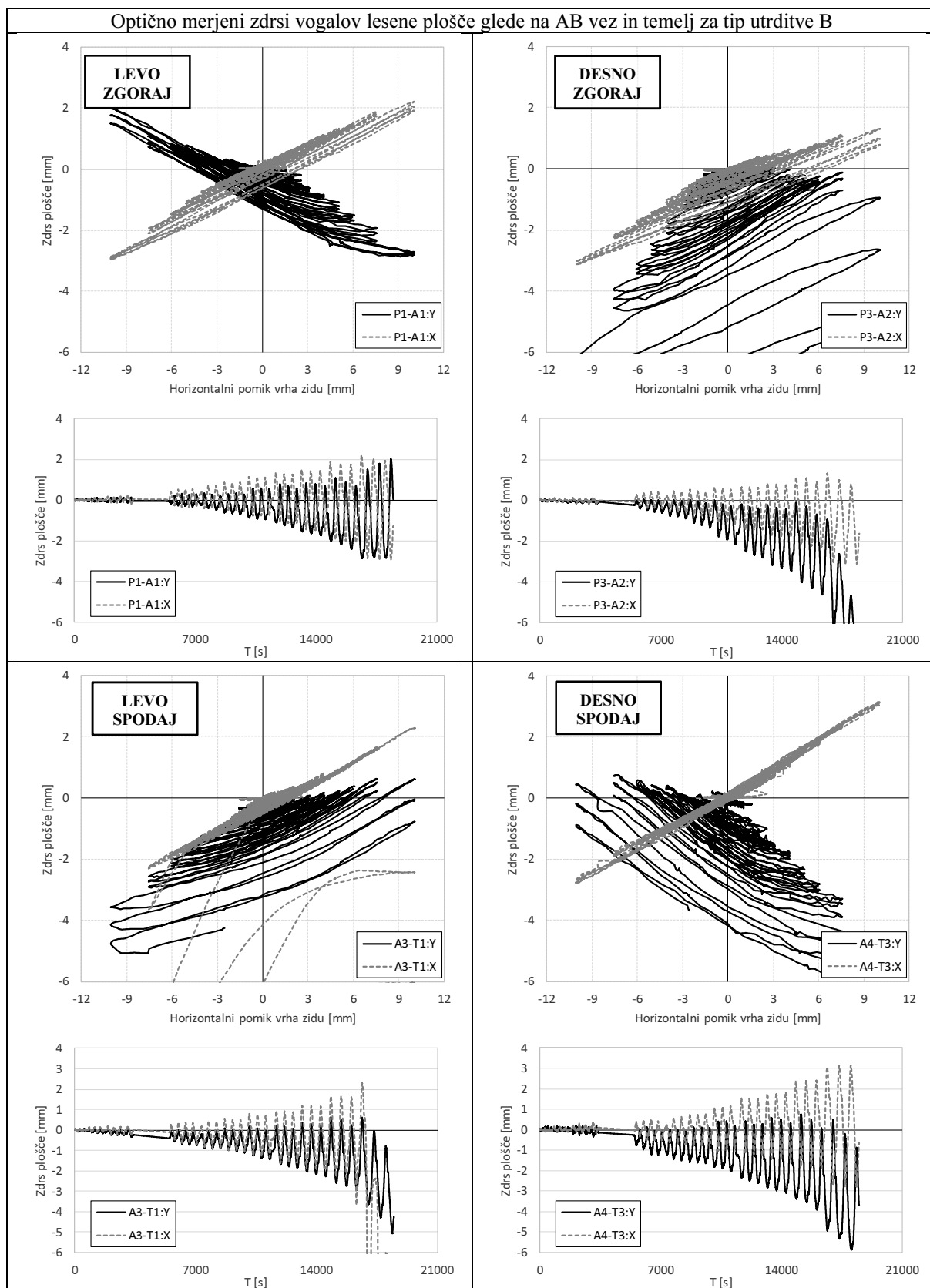
Slika 5.35: Deformacije vertikal pri utrditvi tipa B, dobljene na podlagi: a) LVDT meritev na betonski vezi in temelju (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) in b) optičnih meritev na leseni plošči (točke A1-A3, A2-A4)

Figure 5.35: Vertical deformations for strengthening type B based on: a) LVDT measurements from points on the concrete beam and foundation (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) and b) optical measurements from points on the timber plate (points A1-A3, A2-A4)



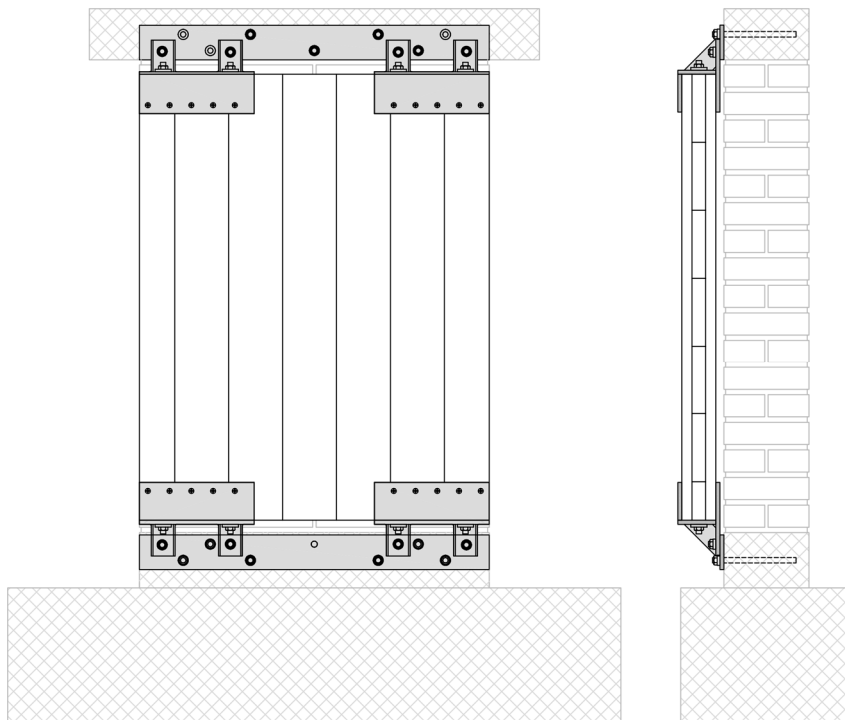
Slika 5.36: Zdrs med leseno ploščo in betonskim temeljem pri utrditvi tipa B, merjeni z LVDT-jem (L3)

Figure 5.36: Slip between the timber plate and the concrete foundation for strengthening type B measured with an LVDT (L3)

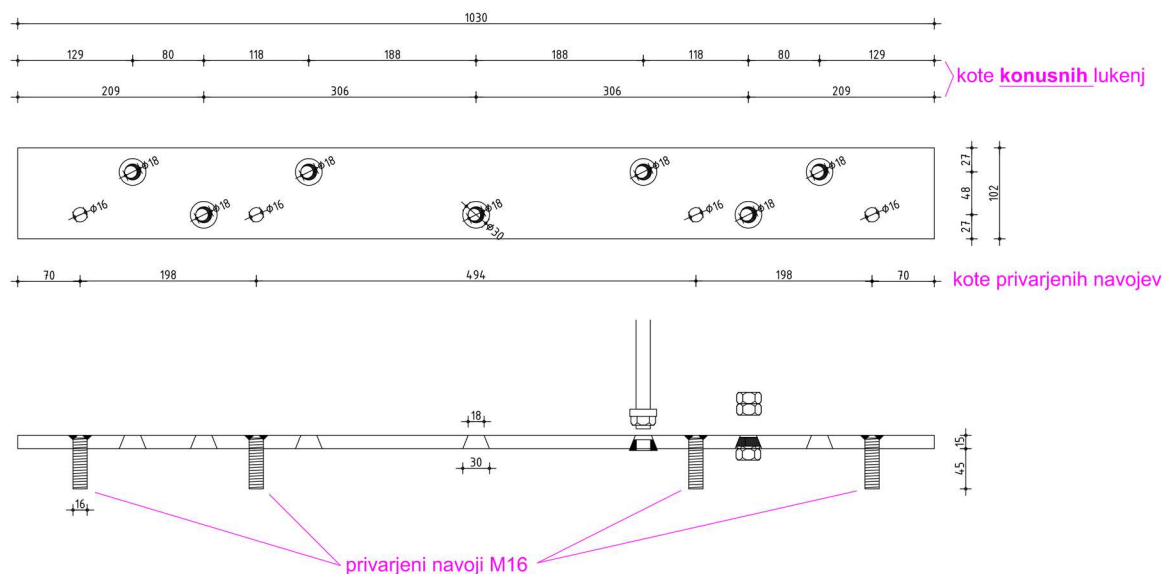


5.2.3. Utrditvena Xlam plošča, mehansko pritrjena v betonsko vez, 1. način – utrditev C

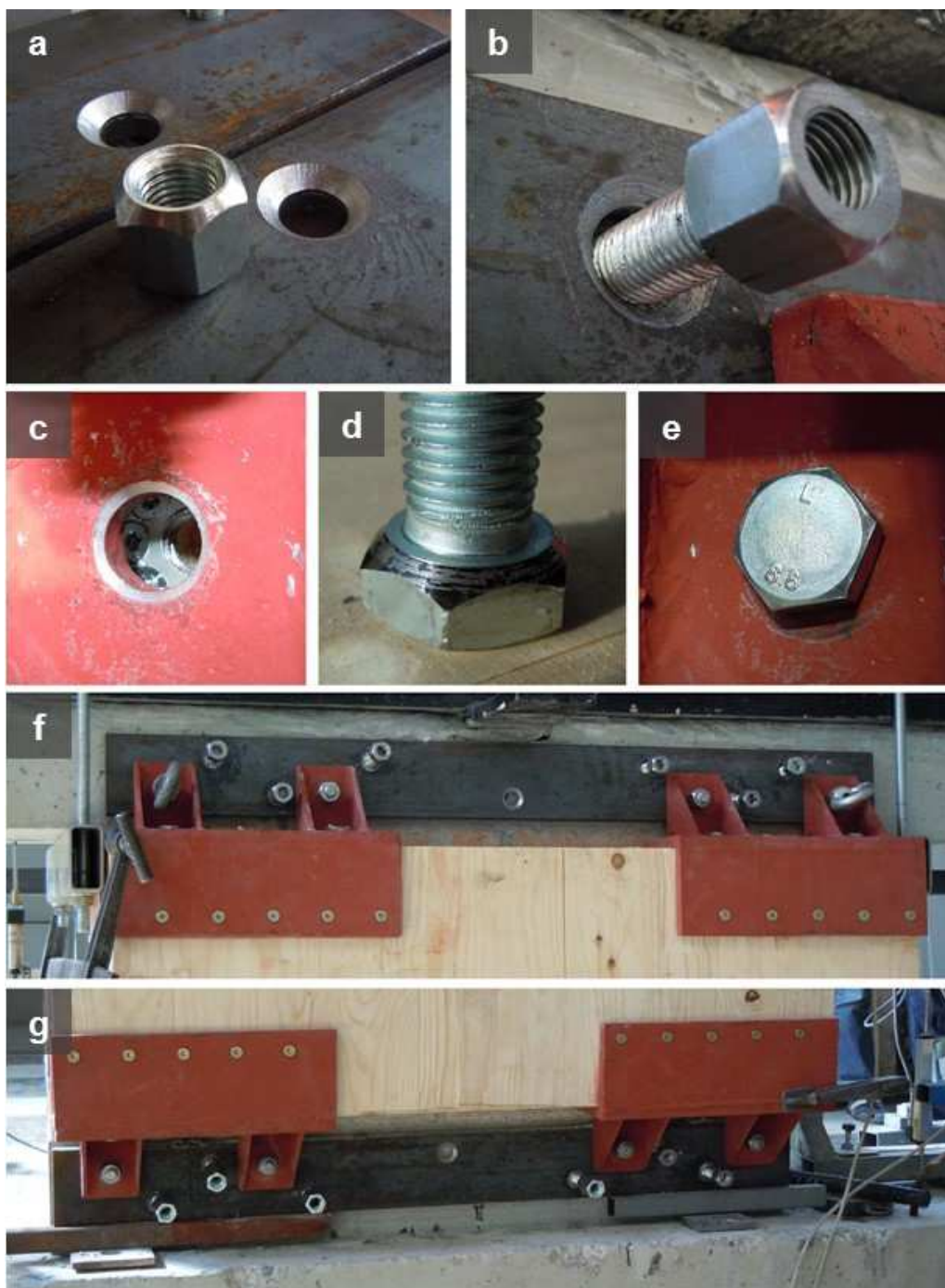
Na naslednjem zidu smo leseno ploščo privijačili neposredno v betonsko vez (Slika 5.38). Pri prvem primeru sidranja ojačitve v beton smo imeli (poleg spodnjega AB temelja) tudi zgornjo in spodnjo AB vez na vrhu in dnu zidu. Dimenziji AB vezi sta bili 25/16 cm za spodnjo in 25/15 cm za zgornjo. Skupna višina zidu je ostala enaka. Spodnja vez je sicer zmanjšala višino opečnega dela zidu za 15 cm.



Slika 5.38: Skica zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez, 1. način – utrditev C
Figure 5.38: Wall sketch with the strengthening plate bolted into the concrete tie, 1st type – strengthening C



Slika 5.39: Načrt čevlja in jeklene pločevine za tip utrjevanja C
Figure 5.39: Plan of the steel bracket and plate for strengthening type C



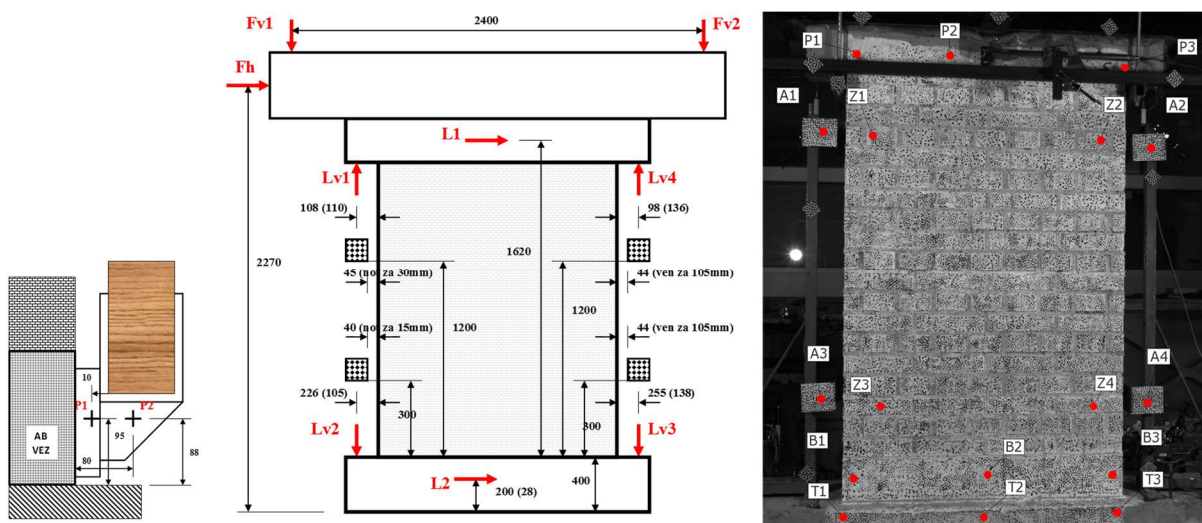
Slika 5.40: Detajli pritrjevanja lesene plošče na opečni zid za utrditev tipa C
Figure 5.40: Details of the timber plate connection onto the masonry wall for strengthening type C

Način pritrjevanja je bil podoben kot pri predhodnem primeru, kjer so bile palice sidrane v opeko. Vendar smo pritrjevanje z jekleno pločevino (Slika 5.39, Slika 5.40, f, g) v betonski vezi izvajali samo s šestimi sidri (na vsaki strani), medtem ko v opeko z osmimi.

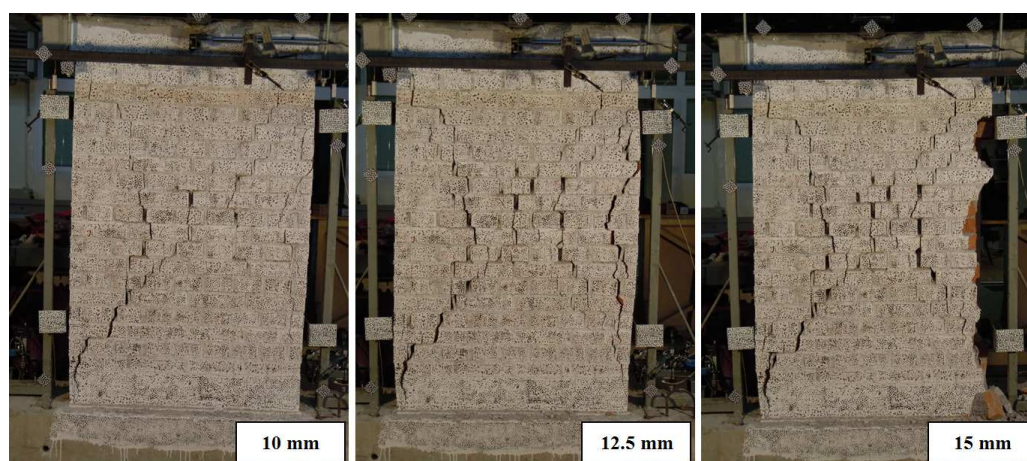
Pomembna razlika je bila narejena na stiku jeklene pločevine na zid (oziroma beton) ter stiku čevljev s pločevino. Ojačilne plošče morajo biti na zid pritrjene tako, da izgubljajo kar se da malo prostega hoda ter prevzemajo silo že od začetka obremenjevanja. Zato smo na stiku jeklene pločevine na zid (oziroma beton) ter stiku čevljev s pločevino vse luknje smo porezkali v konusno obliko (Slika 5.40 a, b, c). Enako smo napravili z maticami, ki pa smo jih podrejali (Slika 5.40, d, e) v negativ oblike utora v pločevinah.

Posledično so bili zdrsi na stikih, vijačenih z metričnimi vijaki zelo omejeni. Geometrija jeklenih čevljev je sicer ostala enaka (Slika 5.27).

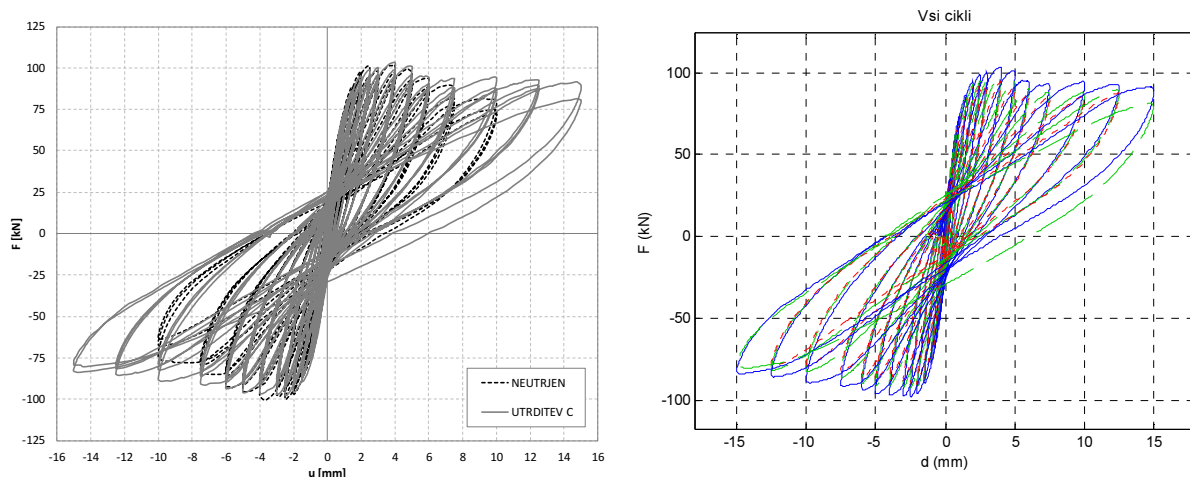
Porušni mehanizem zidu je ostal enak (diagonalne strižne razpoke, Slika 5.42), vendar je ojačitev zaradi manjših zdrsov v spojih prevzela silo dovolj zgodaj, da je bil vpliv na deformacijsko kapaciteto zidu precejšen. Iz histereznega odziva vidimo, da so največji pomiki pred porušitvijo narasli za 50 % (z 10 na 15 mm). Ker je opečni del zidu zaradi spodnje AB vezi še nižji (135 namesto 150 cm) ter posledično še bolj tog z nižjo pričakovano deformacijsko kapaciteto, je povečanje največjega doseženega pomika še bolj pomembno. Nosilnost zidu se sicer ni povečala.



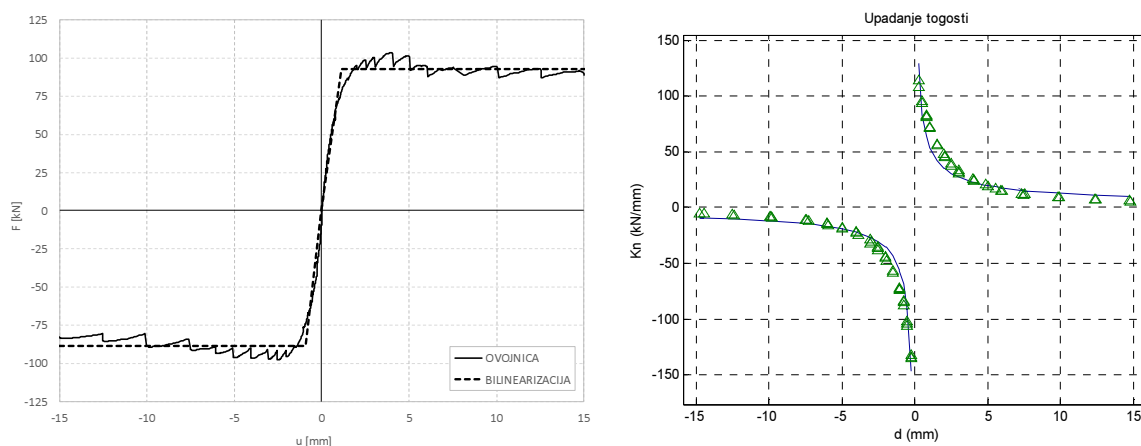
Slika 5.41: Pozicije mest induktivnih merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za zid z utrditvijo tipa C
Figure 5.41: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the wall with the strengthening type C



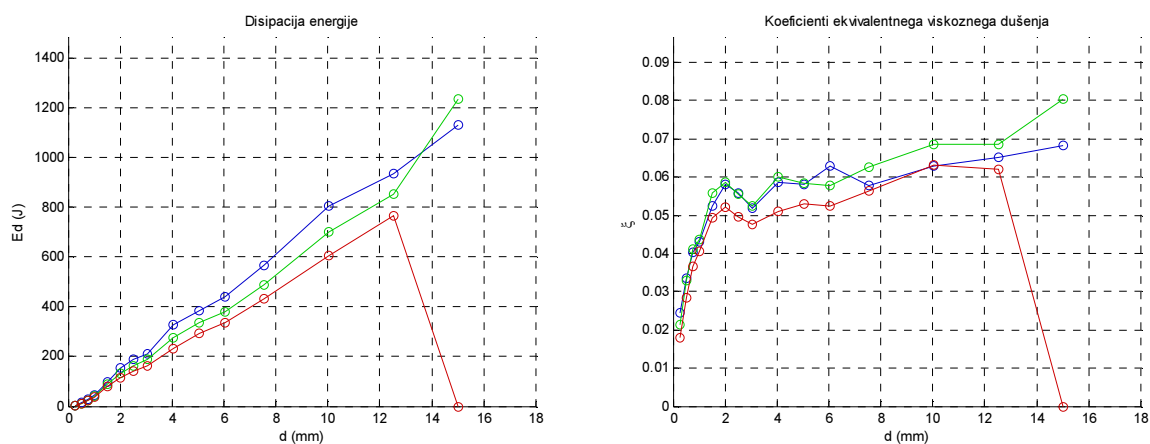
Slika 5.42: Razvoj poškodb na utrjenem opečnem zidu tipa C
Figure 5.42: Damage development on the strengthened masonry wall type C



Slika 5.43: Histerezni odziv utrjenega opečnega zidu tipa C in primerjava z neutrjenim zidom
Figure 5.43: The hysteretic response of a reinforced masonry wall type C and comparison with the unstrengthened



Slika 5.44: Ovojnica histereze utrjenega zidu (tip C) ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti
Figure 5.44: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the strengthened wall (type C)



Slika 5.45: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za utrjen zid tipa C

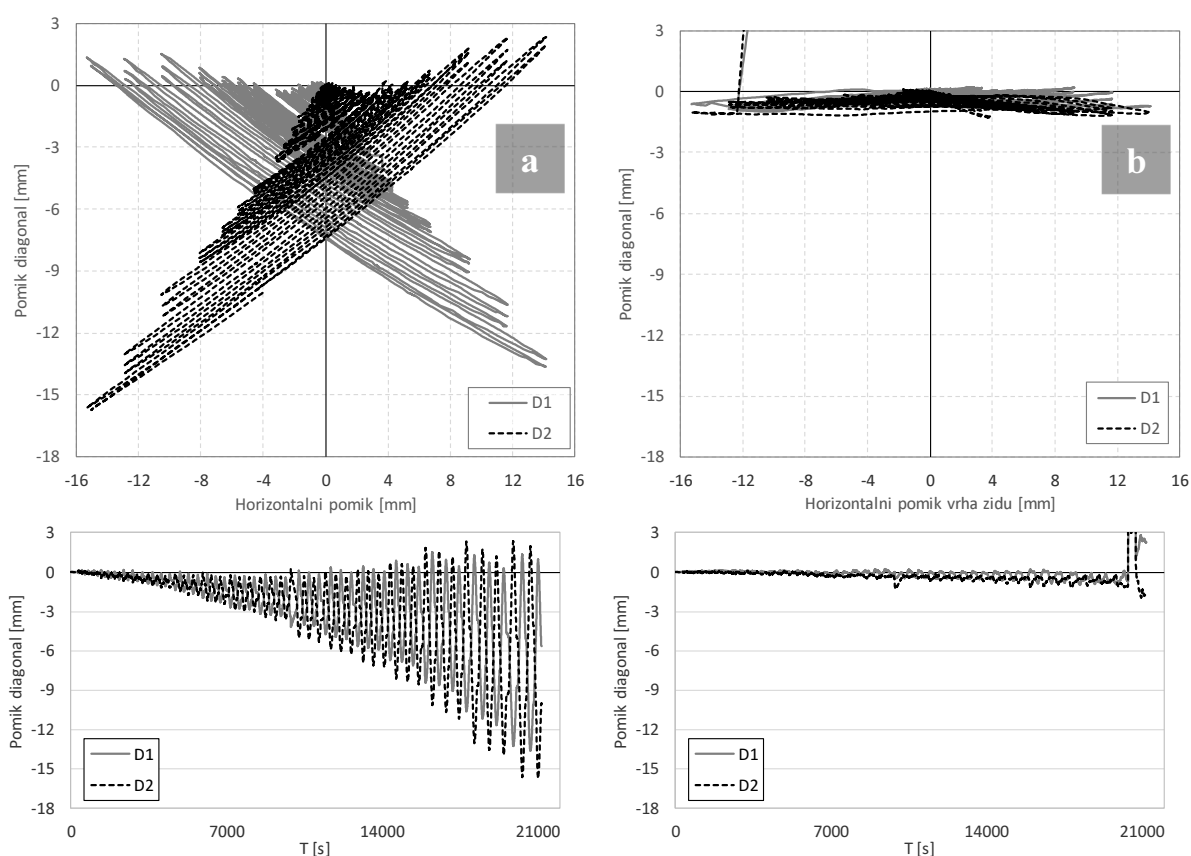
Figure 5.45: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the strengthened wall type C

Na slikah (Slika 5.43, Slika 5.44, Slika 5.45) je prikazan histerezni odziv med horizontalnim pomikom in silo na vrhu neutrjenega zidu, ovojnica prvega cikla z bilinearizacijo, upadanje sekantnih togosti (nenormirano) za pozitivno in negativno stran, disipacija energije pri posameznih pomikih v posameznih ciklih ter ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja. Parametre histereznega odziva zidov bolj podrobno analiziramo in primerjamo v poglavju 5.2.5.

Meritve deformacij diagonal in vertikal na opečnem zidu in leseni plošči (Slika 5.46, Slika 5.47) pokažejo razliko med deformacijami v zidu in plošči. V stikih še vedno obstaja določena stopnja podajnosti, kar je sicer pričakovano. Prikaz deformacij na slikah tako kot poprej omejimo, saj je proti koncu zaradi poškodb zidu prihajalo do večjega vpliva na točke, ki smo jih optično spremljali.

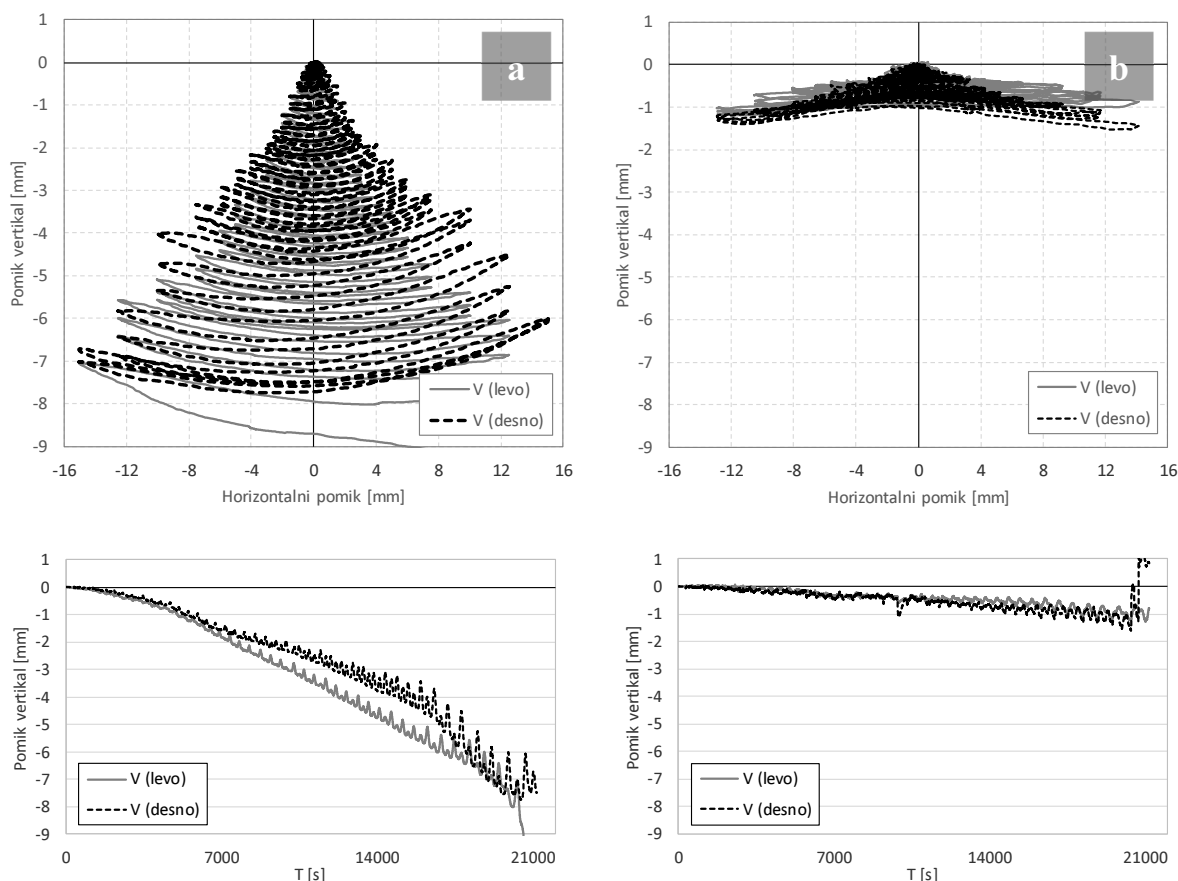
Meritve horizontalnih zdrsov z LVDT-ji na spodnjem robu lesene plošče (Slika 5.48) pokažejo, da je na spodnji strani zid zdrsnil do 1.5 mm, kar je približno toliko kot pri predhodnem testu.

Optične meritve zdrsov med vogali na levi strani lesene plošče in zidom pokažejo vrednosti do približno 3 mm zdrsa v horizontalni smeri ter 6 mm v vertikalni. Kljub večjim pomikom pa lahko na račun dopolnjenega detajla čevlja kljub večjemu izmerjenemu zdrsu zaradi večje togosti z njim prevzamemo večjo silo. V tem je tudi razlog, da se deformacijska kapaciteta zidu poveča za 50 %, saj ojačilne plošče (sploh pri večjih pomikih) prevzemajo obremenitev. Bistveno večje zdrse pa pokažejo meritve med vogali na desni strani zidu, ki znašajo do 12 mm. Na desnem zgornjem vogalu se pojavi tudi izrazit skok (približno 3 mm) zdrsov v obeh smereh. Razlog za večje razlike v optičnih meritvah po vsej verjetnosti izhaja (tako kot pri predhodnih testih) iz vpliva poškodb opečnega zidu na optično spremljane točke. Kot pri predhodnih zidovih so tudi tu prikazane optične meritve zdrsov večje zaradi različnih pozicij spremljanih točk na zidu in leseni plošči.



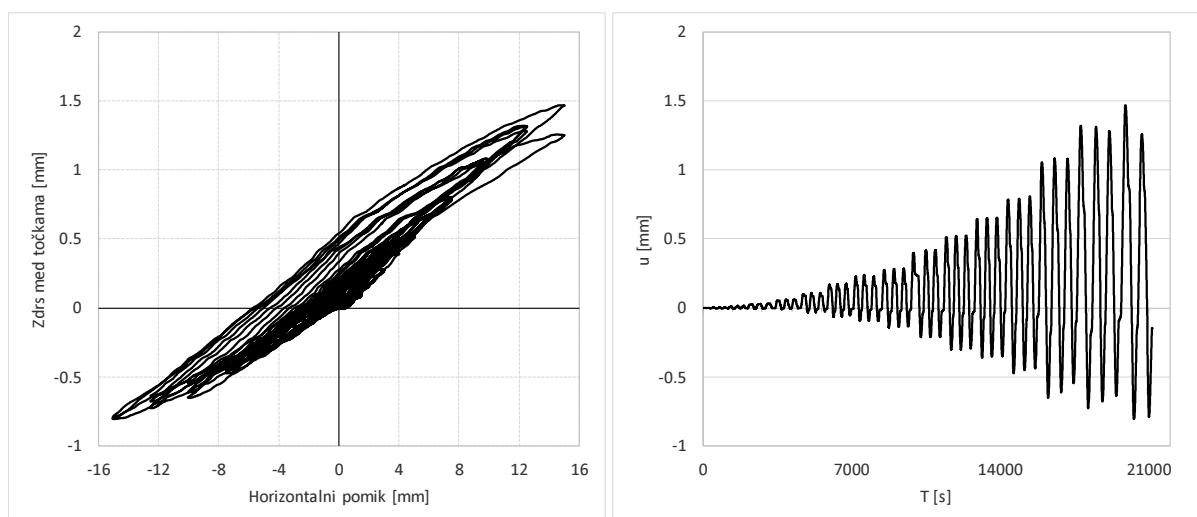
Slika 5.46: Deformacije diagonal pri utrditvi tipa C, dobljene na podlagi optičnih meritev: a) iz točk na betonski vezi in temelju (točki P3-T1, P1-T3), b) na leseni plošči (točke A2-A3, A1-A4)

Figure 5.46: Diagonal deformations for strengthening type C based on optical measurements: a) from points on the concrete beam and foundation (points P3-T1, P1-T3), b) from points on the timber plate (points A2-A3, A1-A4)



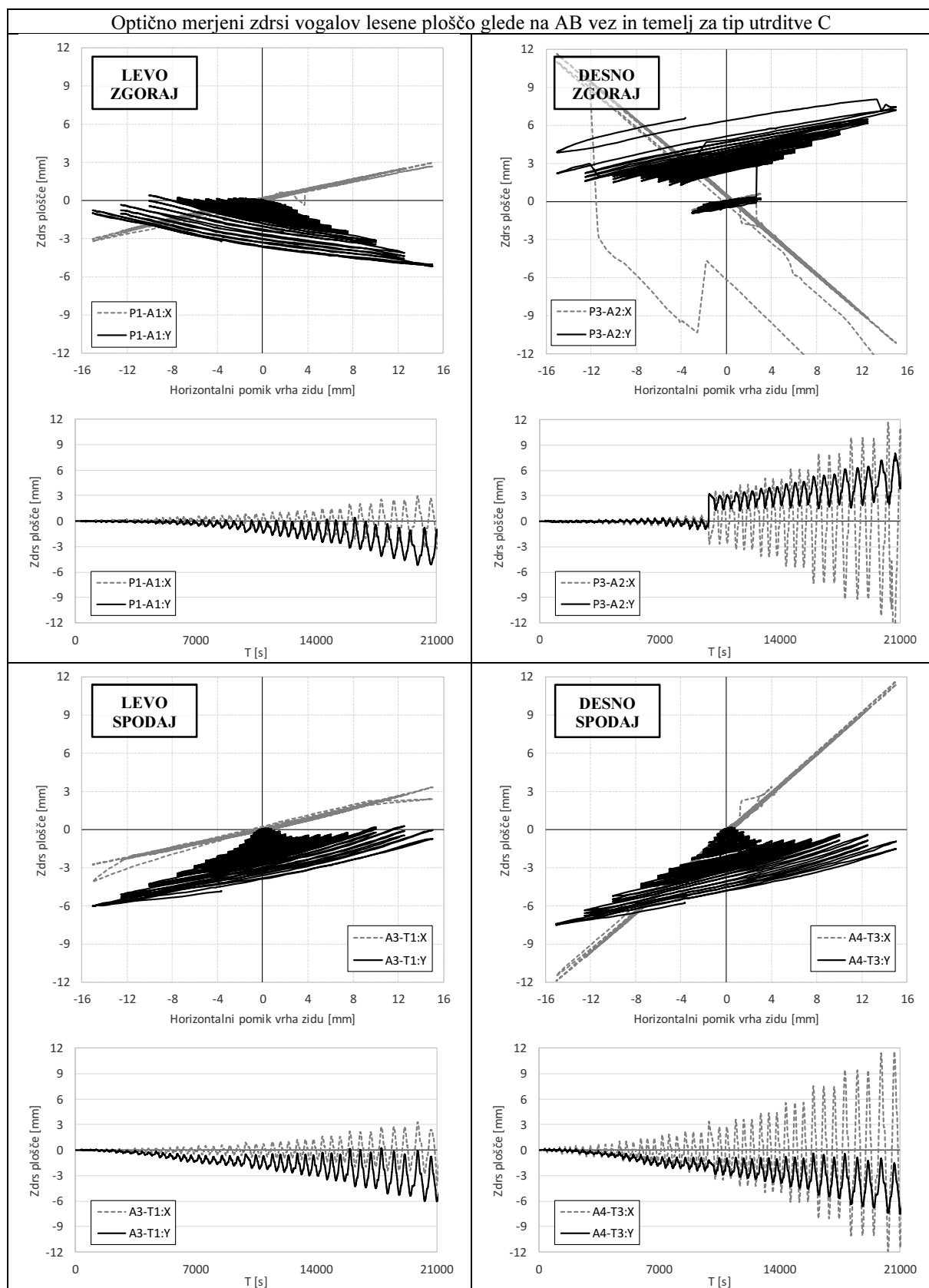
Slika 5.47: Deformacije vertikal pri utrditvi tipa C, dobljene na podlagi: a) LVDT meritev na betonski vezi in temelju (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) in b) optičnih meritev na leseni plošči (točke A1-A3, A2-A4)

Figure 5.47: Vertical deformations for strengthening type C based on: a) LVDT measurements from points on the concrete beam and foundation (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) and b) optical measurements from points on the timber plate (points A1-A3, A2-A4)



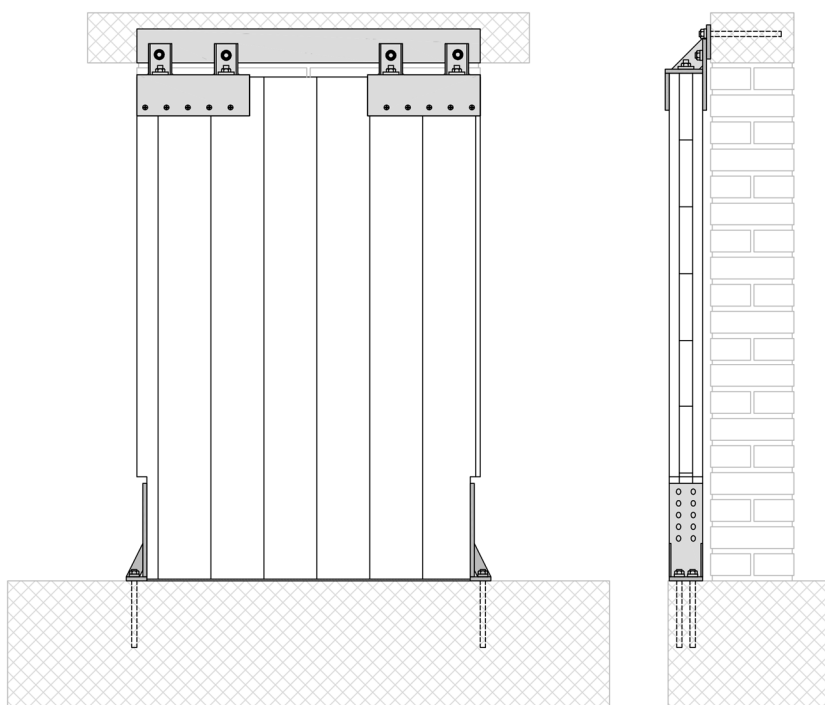
Slika 5.48: Zdrs med leseno ploščo in betonskim temeljem pri utrditvi tipa C, merjeni z LVDT-jem (L3)

Figure 5.48: Slip between the timber plate and the concrete foundation for strengthening type C measured with an LVDT (L3)



5.2.4. Utrditvena Xlam plošča, mehansko pritrjena v betonsko vez, 2. način – utrditev D

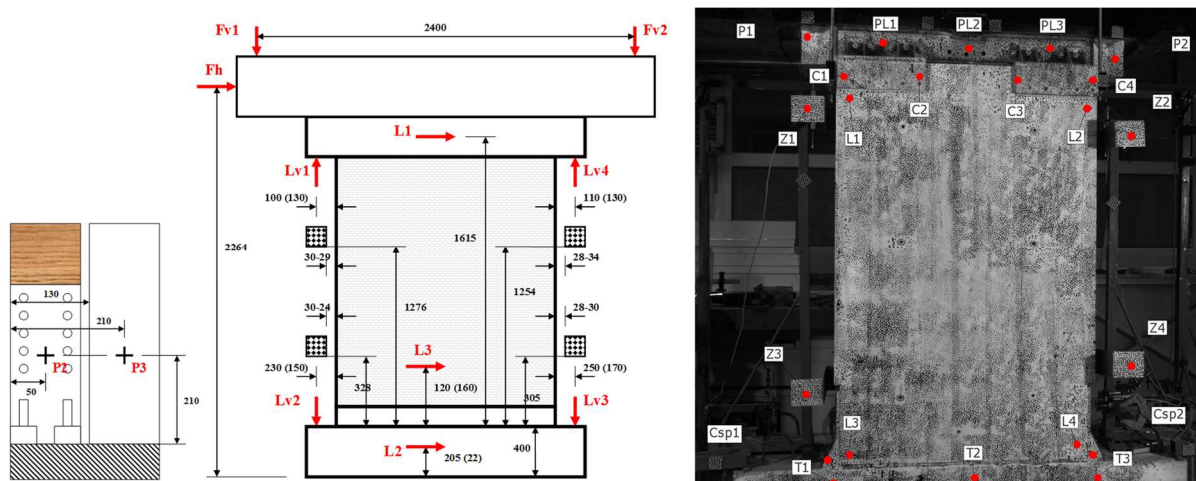
Sistem utrjevanja zadnjega zidu, kjer smo leseno ploščo ravno tako pritrdili v AB vezi, smo še nekoliko dopolnili. Poleg bolj natančne izvedbe sidranja na zgornji strani zidu in tesnjenja stika med jeklenim čevljem in leseno ploščo s poliuretanskim ekspanzijskim lepilom (Slika 5.52, a), smo spremenili spodnji par čevljev (Slika 5.52, b, e), ki je imel (vsak) vrezkanih deset lukenj pod kotom 45°. Skoznje smo zavijali samovrezne vijake premera 6 mm, dolžine 80 mm. Leseni vijaki so v nategu bolj togi kot v strigu. V zadnjih letih se tak način spojev uveljavlja za visokonosilne toge stike v zahtevnih lesenih konstrukcijah. Vsakega od čevljev v smo sidrali neposredno v betonski temelj z dvema metričnima navojnima palicama M14, ki sta bili kemično sidrani z epoksidno maso. Leseno ploščo smo postavili neposredno na AB temelj (Slika 5.52, d, e). Merilci pomikov so bili še vedno nameščeni enako kot pri predhodnih testih. Optično pa smo pomike spremljali na strani, kjer je bila nameščena ojačitev (prej vedno na strani, kjer je bil izpostavljen zid).



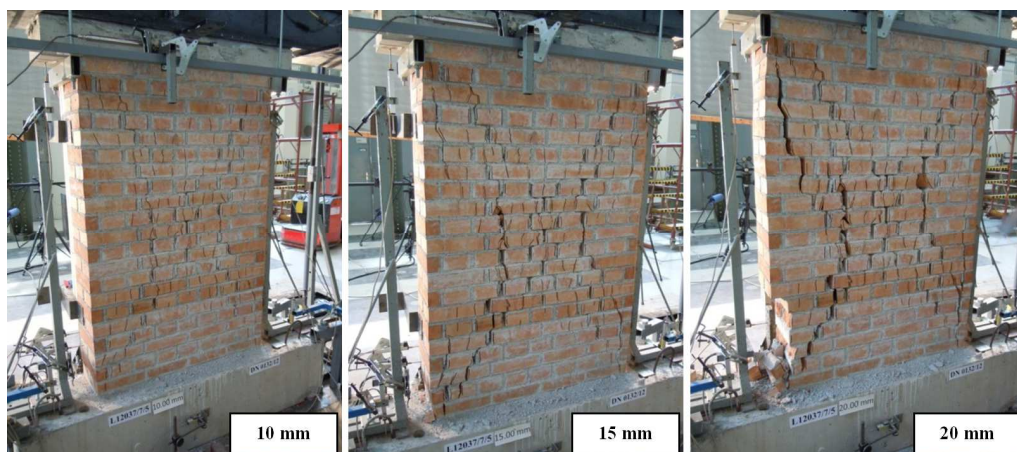
Slika 5.50: Skica zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez, 2. način – utrditev D

Figure 5.50: Wall sketch with the strengthening plate bolted into the concrete tie, 2nd type – strengthening D

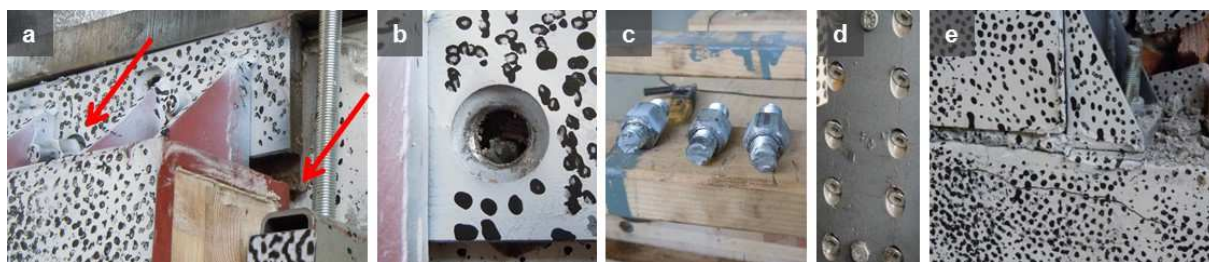
Razlika v obnašanju je opazna v razvoju razpok na opečnem zidu (Slika 5.54), ki so pri enakih pomikih manj izrazite kot pri neutrjenem zidu (Slika 5.7). Prav tako so bile prisotne deformacije na sidrnih elementih in ojačilnih ploščah. Prišlo je namreč do aktivacije sil v spodnjih sidrih, kar se je odrazilo v izvleku poševnih vijakov iz sidra (Slika 5.55, d), in pokanja betona temelja (Slika 5.55, e) zaradi nateznih napetosti, ki so jih povzročala sidra. V križno lepljenih lesenih ploščah pa so se pokazale manjše strižne razpoke (ki so sicer bolj posledica nateznih sil pravokotno na vlakna) na mestu vzporednih stikov dveh lamel. Te so po ozkih robovih med seboj zlepljene, vendar ta spoj ne pomeni nujno glavnega prenosa sile. Razlika je opazna tudi na histereznem odzivu utrjenega zidu kjer se nosilnost zidu poveča na 138 kN (neutrjen 102 kN), deformacijska kapaciteta pa naraste na 20 mm (prej 10 mm). Porušni mehanizem opečnega zidu je enak (diagonalne strižne razpoke), vendar tokrat zid ostane manj poškodovan pri enakih deformacijah. Ker se velik del sile prenese na ojačitev, slednja dejansko odpove. Šibka točka so štirje metrični navoji M16 med zgornjimi jeklenimi čevlji in pločvino.



Slika 5.53: Pozicije mest induktivni merilcev (levo) in točk za fotogrametrijo (desno) za zid z utrditvijo tipa C
Figure 5.53: Positions of inductive measuring devices (left) and photogrammetry points (right) for the wall with the strengthening type C



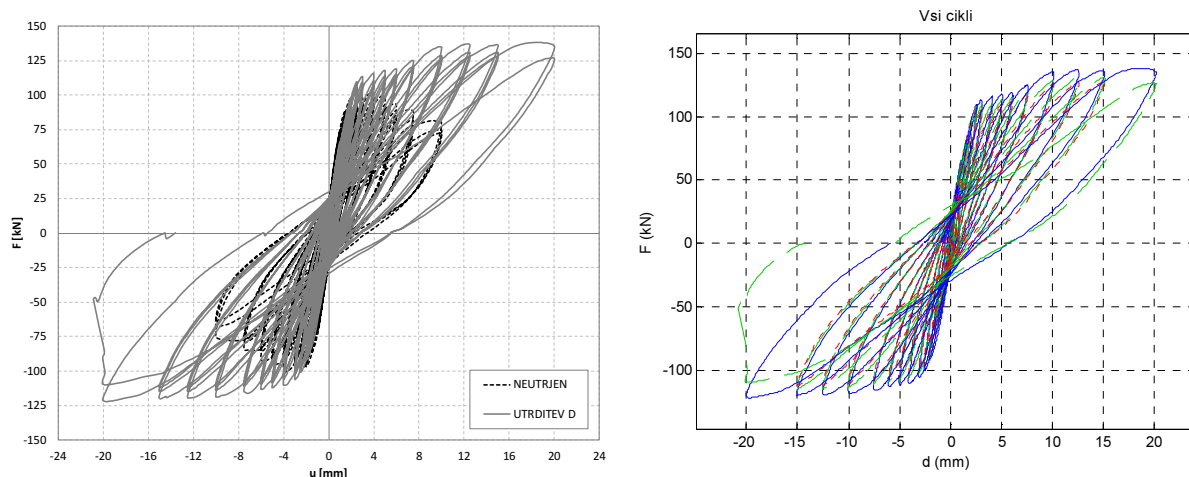
Slika 5.54: Razvoj poškodb na opečnem zidu pri 2. primeru vijačenja ojačitvene plošče v betonsko vez in temelj
Figure 5.54: Damage development on the masonry wall with the 2nd case of the strengthening plate bolted into the concrete tie



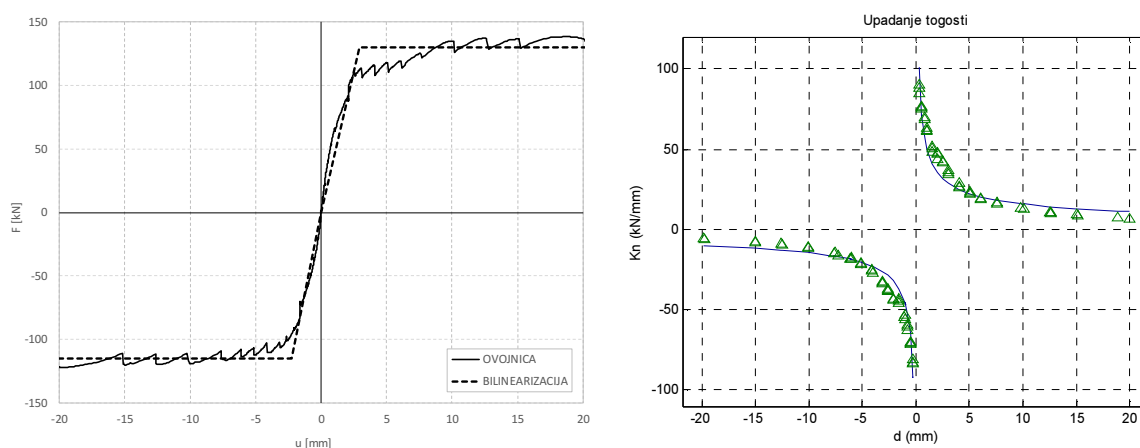
Slika 5.55: Prestrig metričnih vijakov med jeklenimi čevlji in pločevino, izvlek poševnih vijakov v spodnjih čevljih in razpoke v betonskem temelju

Figure 5.55: the shear failure of metric bolts connecting the steel bracket with the steel plate, screw pullout in the lower brackets and cracks in the concrete foundation

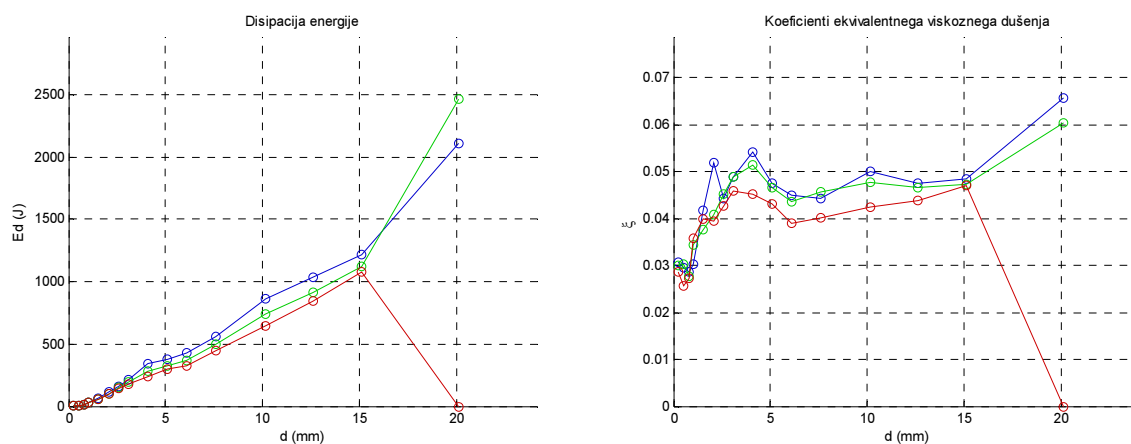
Na slikah (Slika 5.56, Slika 5.57, Slika 5.58) je prikazan histerezni odziv med horizontalnim pomikom in silo na vrhu neutrjenega zidu, ovojnica prvega cikla z bilinearizacijo, upadanje sekantnih togosti (nenormirano) za pozitivno in negativno stran, disipacija energije pri posameznih pomikih v posameznih ciklih ter ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja. Parametre histereznega odziva zidov bolj podrobno analiziramo in primerjamo v poglavju 5.2.5.



Slika 5.56: Histerezni odziv utrjenega opečnega zidu tipa D in primerjava z neutrjenim zidom
Figure 5.56: The hysteretic response of a reinforced masonry wall type D and comparison with the unstrengthened



Slika 5.57: Ovojnica histeze utrjenega zidu (tip D) ter bilinearna krivulja odziva in potek upadanja togosti
Figure 5.57: The hysteresis backbone curve with the bilinear curve and stiffness degradation of the strengthened wall (type D)



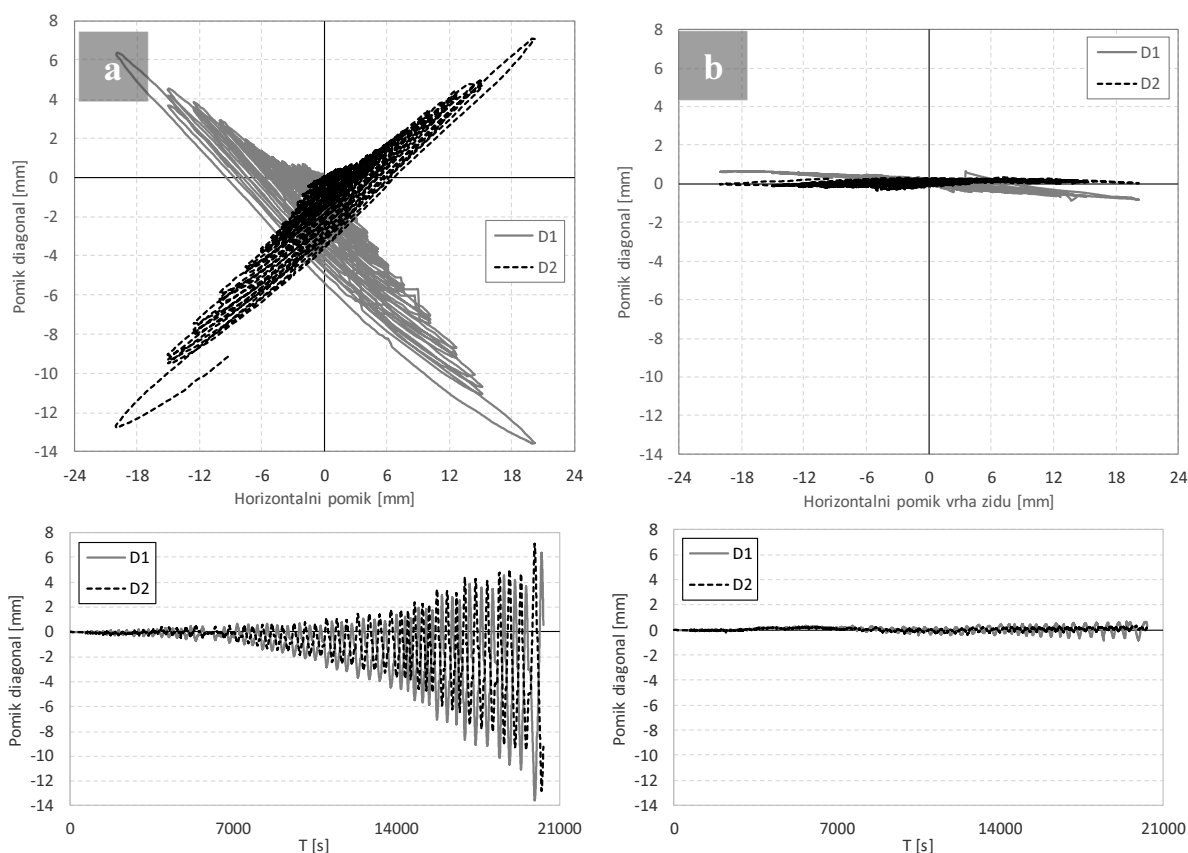
Slika 5.58: Disipacija energije po posameznih ciklih in ekvivalentni koeficienti viskoznega dušenja za utrjen zid tipa D

Figure 5.58: Energy dissipation and equivalent viscous damping coefficients for individual cycles for the strengthened wall type D

Meritve deformacij diagonal in vertikal na opečnem zidu in leseni plošči (Slika 5.59, Slika 5.60) pokažejo razliko med deformacijami v zidu in plošči. Deformacije diagonal v opeki merimo optično, posredno preko markerjev, pritrjenih na opečni zid (skrit za leseno ploščo). Ker prihaja do poškodb zidu, kjer se zunanja roba zidu ločujeta navzven, je možno, da se vpliv poškodb odraža tudi v meritvah diagonal. Nasprotno od predhodnih meritev (kjer smo deformacije diagonal sicer izračunali iz točk na vrhnji AB vezi, in ne neposredno na opeki) sta deformaciji diagonal bolj izrazito pozitivni (raztezek). Pri predhodnih testih je bila deformacija pretežno negativna (skrček). Meritvi vertikalnih pomikov AB vezi na vrhu sicer še vedno pokažeta sesedanje zidu.

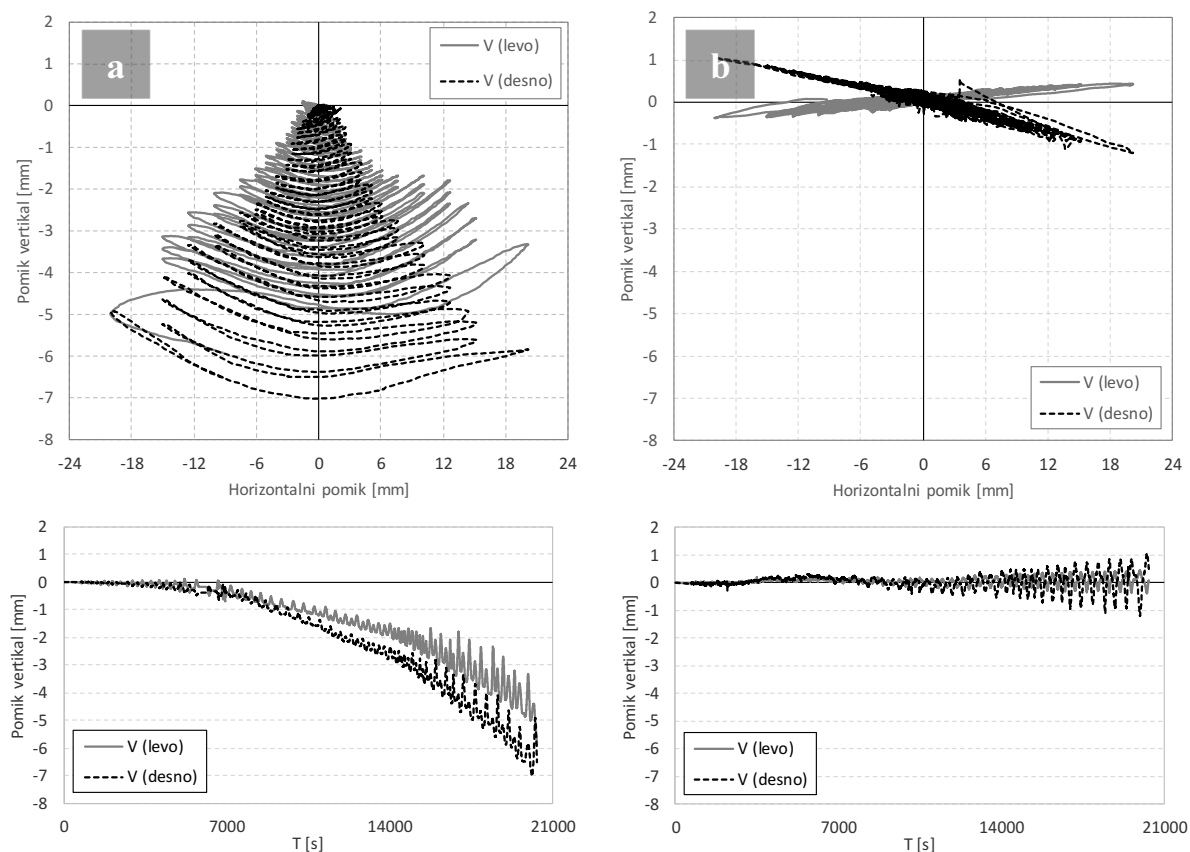
Meritve horizontalnih zdrsov z LVDT-ji na spodnjem robu lesene plošče (Slika 5.48) pokažejo, da je na spodnji strani zid zdrsnil do približno 2.2 mm. To je celo nekoliko več kot pri predhodnem testu (utrditev C) vendar je spodnje sidranje sedaj bolj toga (blokiranje zidu), zato kljub večjemu pomiku prevzamemo več sile.

Optične meritve zdrsov med vogali (Slika 5.62) na zgornji strani lesene plošče in zidom pokažejo vrednosti do približno 5 mm zdrsa v horizontalni smeri ter 9 – 10 mm v vertikalni. Kot pri predhodnih zidovih so tudi tu prikazane optične meritve zdrsov večje zaradi različnih pozicij spremljanih točk na zidu in leseni plošči. Ta pojav je manj izrazit pri meritvah na spodnji strani, kjer so si točke meritev, ki jih uporabljamo za račun zdrsa, nekoliko bližje. Optične meritve v horizontalni smeri (približno 1 mm) so celo manjše od vrednosti, izmerjenih z LVDT-ji. Vertikalni zdrsi vogalov plošče na spodnji strani plošče so v negativni smeri približno 1.5 mm (plošča se nasloni na AB temelj), v pozitivni smeri pa 4.5 mm.



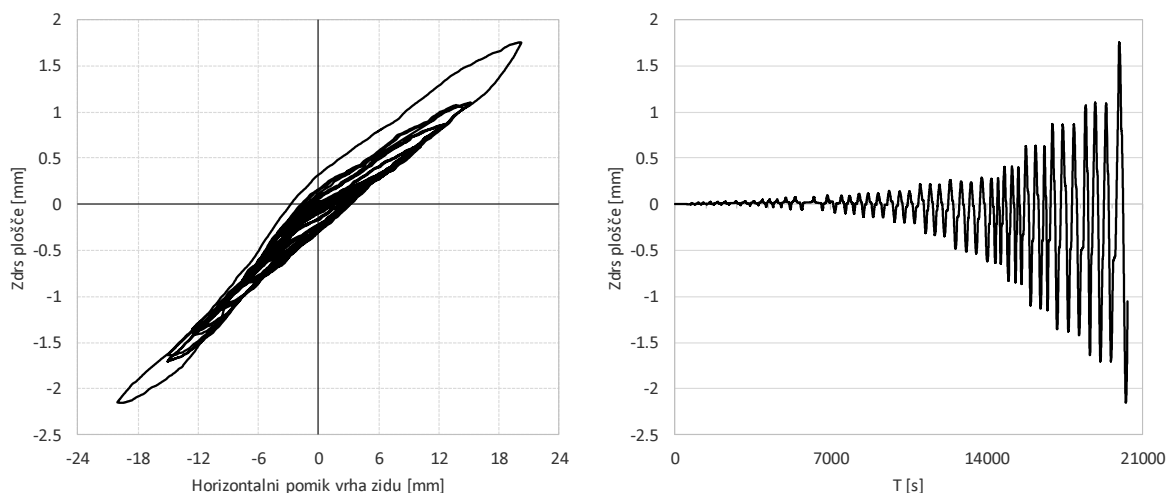
Slika 5.59: Deformacije diagonal pri utrditvi tipa D, dobljene na podlagi optičnih meritev: a) iz točk na betonski vezi in temelju (točki P2-T1, P1-T3), b) na leseni plošči (točke L2-L3, L1-L4)

Figure 5.59: Diagonal deformations for strengthening type D based on optical measurements: a) from points on the concrete beam and foundation (points P2-T1, P1-T3), b) from points on the timber plate (points L2-L3, L1-L4)



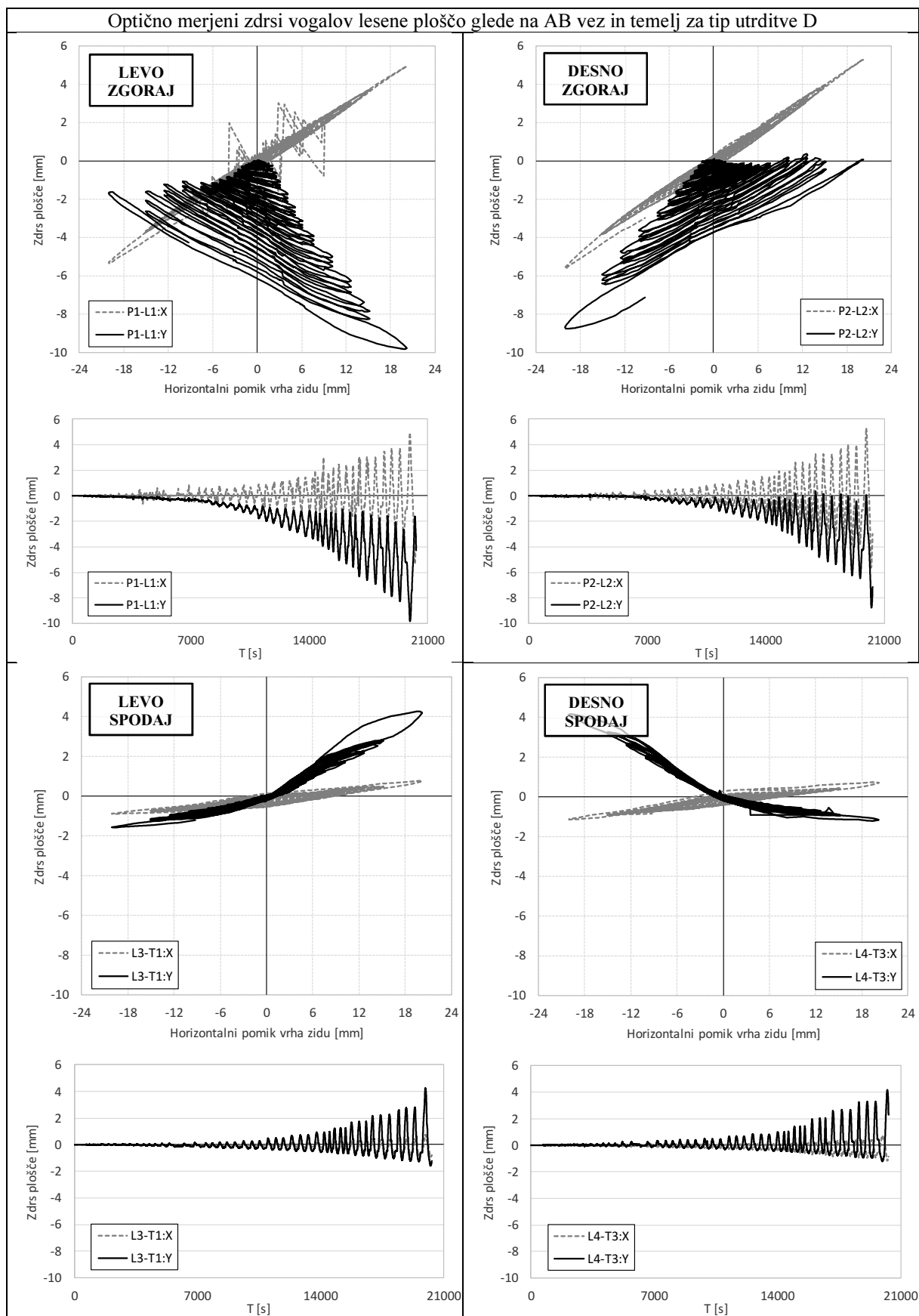
Slika 5.60: Deformacije vertikal pri utrditvi tipa D, dobljene na podlagi: a) LVDT meritev na betonski vezi in temelju (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) in b) optičnih meritev na leseni plošči (točke L2-L4, L1-L3)

Figure 5.60: Vertical deformations for strengthening type D based on: a) LVDT measurements from points on the concrete beam and foundation (Lv1-Lv2, Lv4-Lv3) and b) optical measurements from points on the timber plate (points L2-L4, L1-L3)



Slika 5.61: Zdrs med leseno ploščo in betonskim temeljem pri utrditvi tipa D, merjeni z LVDT-jem (P2-L2)

Figure 5.61: Slip between the timber plate and the concrete foundation for strengthening type D measured with an LVDT (P2-L2)



Slika 5.62: Primerjava lokalnih zdrsov vogalov ojačilne plošče glede na AB vez ali temelj za tip utrditve D
Figure 5.62: The comparison of strengthening plate corner slips against the RC tie and foundation for strengthening type D

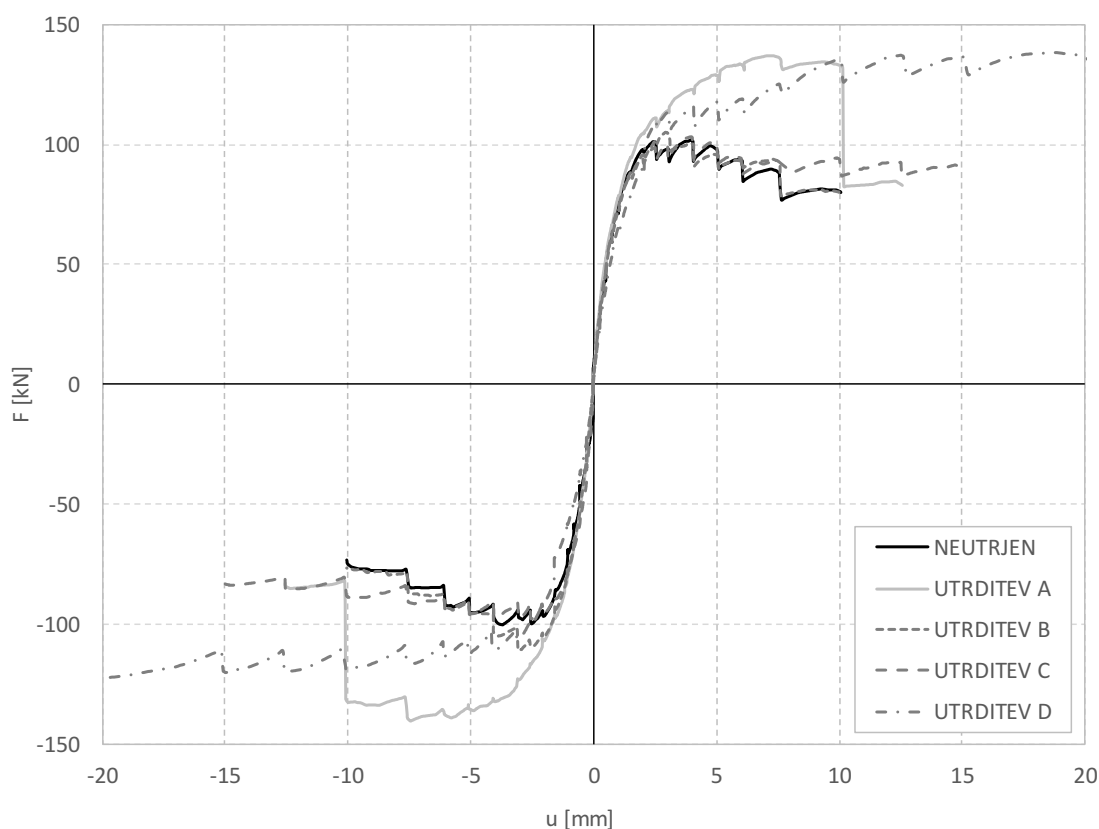
5.2.5. Analiza rezultatov utrjevanja opečnega zidu

V nadaljevanju bolj podrobno med seboj primerjamo vse karakteristike, ki smo jih izračunali iz histereznega obnašanja neutrjenih in utrjenih zidov.

5.2.5.1 Primerjave nosilnosti, togosti, duktilnosti

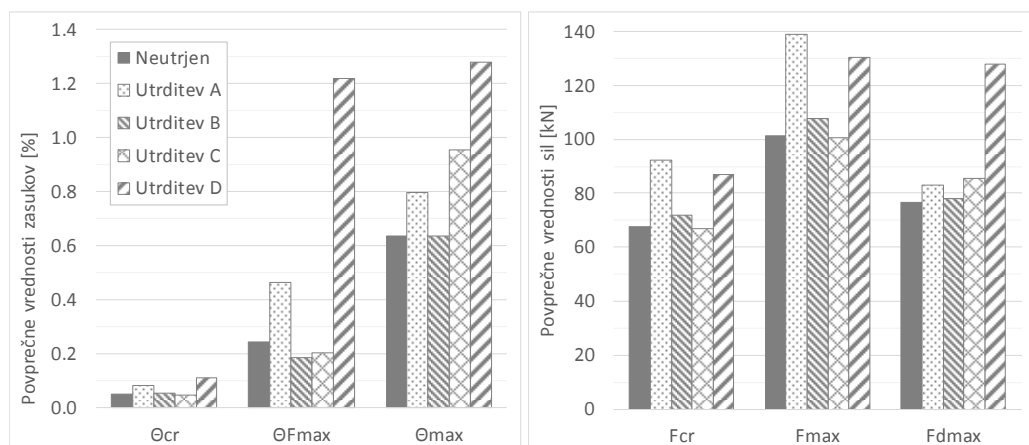
Na sliki (Slika 5.63) prikažemo ovojnice prvih ciklov za vse strižne teste zidov, neutrjenega in vse štiri tipe utrditve, v preglednicah (Preglednica 5.3, Preglednica 5.4, Preglednica 5.5) pa iz vrednotimo parametre v karakterističnih točkah ovojnic, ki jih tudi primerjamo na sliki (Slika 5.64).

Obnašanje posameznih zidov in razvoj poškodb smo opisali že v predhodnih poglavjih. Primerjava medsebojnega obnašanja pokaže, da se utrditev tipa B (mehansko pritrjevanje v opeko) obnaša tako rekoč enako kot neutrjen zid. Razlog ni bil ta, da smo mehanske stike sidrali v opeko, pač pa v samih mehanskih stikih, ki so imeli preveč prostega hoda med navojnimi palicami in pločevinami. Tega smo kasneje omejili, kar je razvidno iz odziva utrjenih zidov tipa C in D. Utrditev tipa A (nalepljena) poveča tako silo na meji nastanka razpok (F_{cr} , ki jo iz vrednotimo kot 2/3 največje sile), največjo silo/nosilnost (F_{max}) ter nekoliko tudi silo pri največjem doseženem pomiku (F_{dmax}). Poveča tudi vse pripadajoče vrednosti pomikov oziroma zasukov (θ_{cr} , θ_{Fmax} , θ_{Fdmax}). Utrditev tipa C (mehansko pritrjevanje v beton – 1. način) nima vpliva na nosilnost, poveča pa deformacijsko kapaciteto. Utrditev tipa D (mehansko pritrjevanje v beton – 2. način) poveča tako nosilnost kot deformacijsko kapaciteto.



Slika 5.63: Primerjava ovojnic prvih ciklov odziva za vse teste

Figure 5.63: The comparison of first cycle envelopes for all tests



Slika 5.64: Primerjava povprečnih vrednosti zasukov in sil v karakterističnih točkah diagramov sila-pomik
Figure 5.64: The comparison of average drifts and forces in characteristic points of force-displacement diagrams

Preglednica 5.3: Vrednosti pomikov in sil v karakterističnih točkah diagramov sila-pomik za obe smeri testov
Table 5.3: Values of displacements and forces in characteristic points of force-displacement diagrams obtained in tests for both directions

ZID	Nastanek razpok				Največja sila				Največji pomik			
	d_{cr}^+ [mm]	d_{cr}^- [mm]	F_{cr}^+ [kN]	F_{cr}^- [kN]	d_{Fmax}^+ [mm]	d_{Fmax}^- [mm]	F_{max}^+ [kN]	F_{max}^- [kN]	d_{max}^+ [mm]	d_{max}^- [mm]	F_{dmax}^+ [kN]	F_{dmax}^- [kN]
Neutrjen	0.81	-0.86	68.0	-67.0	4.00	-3.64	101.9	-100.5	10.0	-10.1	80.0	-73.3
Utrditev A	1.37	-1.33	91.4	-93.7	7.23	-7.39	137.1	-140.5	12.6	-12.5	83.1	-82.9
Utrditev B	0.94	-0.90	70.0	-73.9	2.92	-3.00	105.0	-110.8	10.0	-10.1	79.7	-76.4
Utrditev C	0.83	-0.68	68.9	-65.1	3.94	-2.52	103.3	-97.7	15.0	-15.0	88.7	-82.6
Utrditev D	2.08	-1.58	92.2	-81.4	18.74	-19.70	138.3	-122.2	20.2	-20.1	134.9	-120.8

Preglednica 5.4: Vrednosti zasukov v karakterističnih točkah diagramov sila-pomik za obe smeri testov ter njihova povprečja

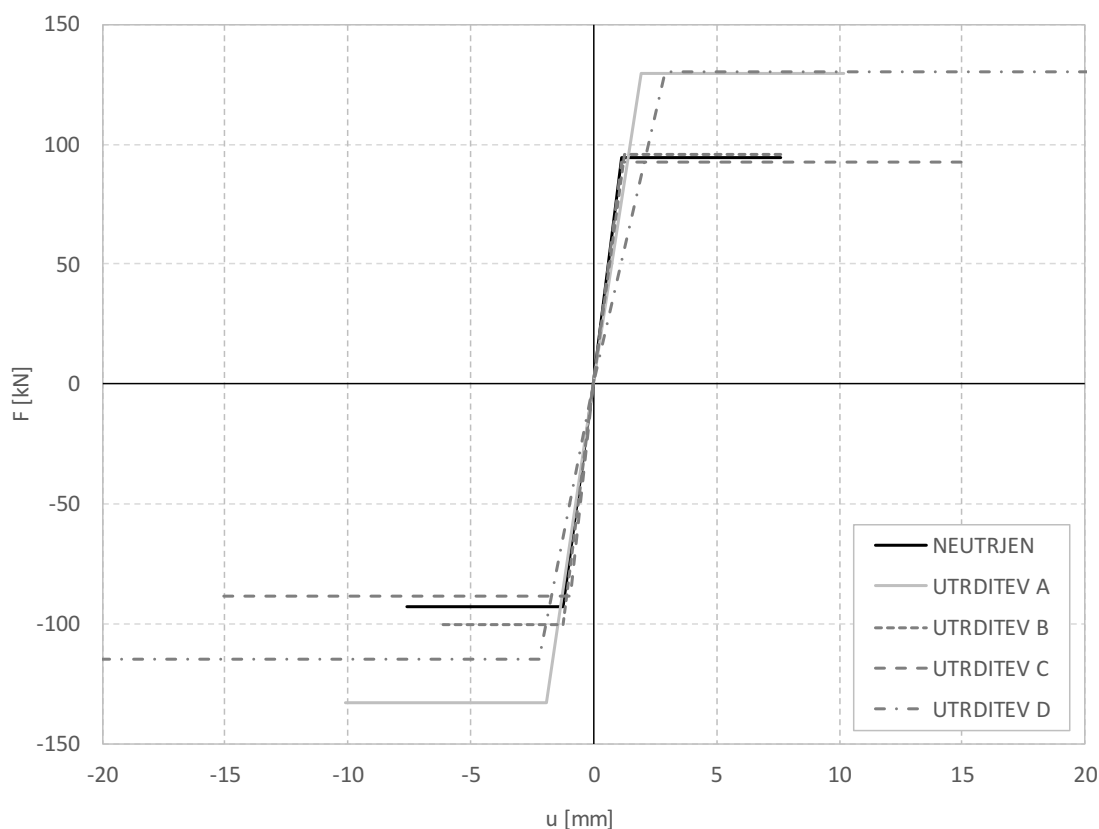
Table 5.4: Drift values in characteristic points of force-displacement diagrams obtained in tests for both directions and their average values

ZID	Nastanek razpok			Največja sila			Največji pomik		
	θ_{cr}^+ [%]	θ_{cr}^- [%]	θ_{cr}^{avg} [%]	θ_{Fmax}^+ [%]	θ_{Fmax}^- [%]	θ_{Fmax}^{avg} [%]	θ_{max}^+ [%]	θ_{max}^- [%]	θ_{max}^{avg} [%]
Neutrjen	0.05	-0.05	0.05	0.25	-0.23	0.24	0.64	-0.64	0.64
Utrditev A	0.09	-0.08	0.08	0.46	-0.47	0.46	0.80	-0.79	0.80
Utrditev B	0.06	-0.05	0.06	0.19	-0.19	0.19	0.64	-0.64	0.64
Utrditev C	0.05	-0.04	0.05	0.25	-0.16	0.21	0.95	-0.96	0.95
Utrditev D	0.13	-0.09	0.11	1.19	-1.25	1.22	1.28	-1.28	1.28

Preglednica 5.5: Povprečne vrednosti pomikov in sil v karakterističnih točkah diagramov sila-pomik
Table 5.5: Average values of displacements and forces in characteristic points of force-displacement diagrams

ZID	d_{cr} [mm]	F_{cr} [kN]	d_{Fmax} [mm]	F_{max} [kN]	d_{max} [mm]	F_{dmax} [kN]
Neutrjen	0.84	67.5	3.82	101.2	10.05	76.7
Utrditev A	1.35	92.5	7.31	138.8	12.55	83.0
Utrditev B	0.92	72.0	2.96	107.9	10.05	78.1
Utrditev C	0.76	67.0	3.23	100.5	15.04	85.6
Utrditev D	1.83	86.8	19.22	130.2	20.13	127.8

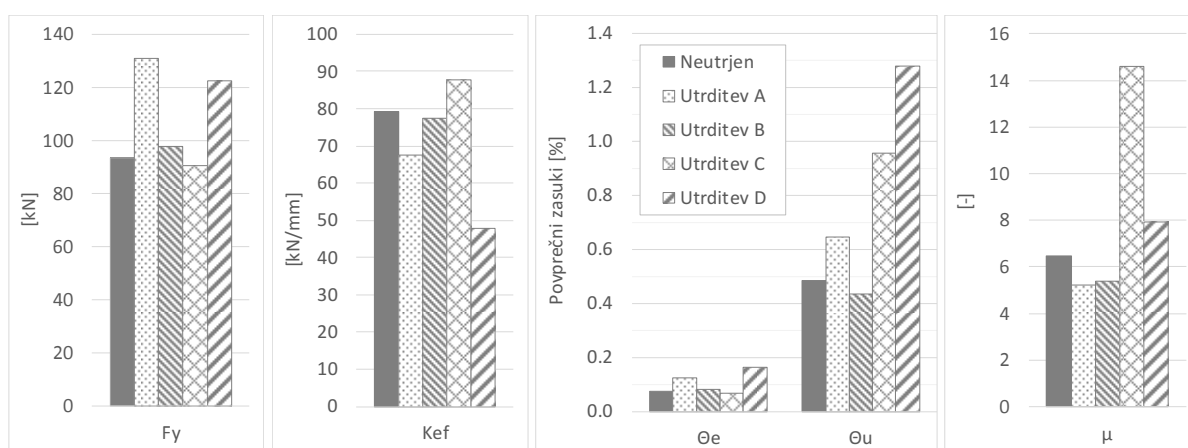
Idealizacija ovojnic v bilinearno obliko (Slika 5.65) nam omogoči izvedenost dodatnih parametrov (Preglednica 5.6, Preglednica 5.7, Preglednica 5.8); togosti (K_{ef}), idealizirane nosilnosti (F_y) in duktilnosti (μ) ter zasukov v mejnih stanjih. Bilinearizacijo izvedemo v skladu s postopkom, opisanim v poglavju 5.1.2.1. Efektivno togost izvednotimo pri 2/3 vrednosti maksimalne sile (in pripadajočem pomiku), ki jo posamezen zid doseže. Zato pri primerih utrditvev A in D pride do sicer nepričakovanega padca efektivne togosti, kljub višji največji sili. Ker oba zidova dosežeta maksimalno silo pri večjem pomiku kot neutrjen zid, se njuna efektivna togost posledično zmanjša. To seveda ne pomeni, da je njuna začetna togost nižja kot za neutrjen zid, vendar nastanka prvih razpok na zidu nismo povsod beležili, zato primerjave togosti pri prvih razpokah ne podajamo.



Slika 5.65: Primerjava bilinearno idealiziranih diagramov ovojnic prvih ciklov odziva za vse teste
Figure 5.65: The comparison of bi-linearly idealised force-displacement diagrams of first cycle envelopes for all tests

Zasuk zidu na meji idealizirane elastičnosti je za primera utrjevanja B in C približno enak neutrjenemu, za utrditev A se poveča za 50 % za utrditev D pa za 100 %. Zasuk pri katerem vrednost sile v zidu pade na 80 % maksimalne, tj. θ_u in s katerim definiramo tudi mejno stanje nosilnosti na meji porušitve (NC), za primer utrditve B celo nekoliko pade (za 8 %) za vse ostale primere utrjevanja pa se poveča. Za nalepljeno ojačitev (tip A) za 33 %, utrditev C za 98 % in 166 % za utrditev tipa D. Če primerjamo izračunane vrednosti mejnega zasuka za stanje NC z vrednostmi, ki jih podaja Evrokod 8, ugotovimo, da doseženi vrednosti zasukov za stanje NC (in posredno mejno stanje velikih poškodb SD) neutrjenega zidu in utrditve tipa B ne dosegata zahtev standarda (le 91 oziroma 82 % vrednosti). Vsi ostali tipi utrditve zahtevane vrednosti presežejo; tip A za 21 %, tip C za 79 % ter tip D za 140 %.

Razmerje med idealiziranim zasukom na meji nosilnosti θ_u in meji elastičnosti θ_e je parameter duktilnosti. Za neutrjen zid ta znaša 6.5, za tipa utrjevanja A in B pa vrednost pade na 5.2 oz. 5.4. Povečanje parametra je prisotno za utrditev tipa C, ki zraste na 14.6, večja pa je tudi za utrditev tipa D, in sicer 7.9.



Slika 5.66: Primerjava povprečnih vrednosti zasukov in sil v karakterističnih točkah bi-linearno idealiziranih diagramov sila-pomik ter efektivnih togosti in duktilnosti

Figure 5.66: The comparison of average drifts and forces in characteristic points of bi-linearly idealised force-displacement diagrams, effective stiffness and ductility ratios

Preglednica 5.6: Vrednosti pomikov in sil v karakterističnih točkah bilinearno idealiziranih diagramov sila-pomik ter efektivnih togosti in duktilnosti za obe smeri testov

Table 5.6: Values of displacements and forces in characteristic points of bi-linearly idealised force-displacement diagrams, effective stiffness and ductility ratios obtained in tests for both directions

ZID	F_y^+ [kN]	F_y^- [kN]	d_e^+ [mm]	d_e^- [mm]	K_{ef}^+ [kN/mm]	K_{ef}^- [kN/mm]	d_u^+ [mm]	d_u^- [mm]	μ^+	μ^-
Neutrjen	94.1	-92.9	1.15	-1.21	81.9	76.5	7.6	-7.6	6.64	6.28
Utrditev A	129.3	-132.5	1.96	-1.91	65.9	69.3	10.2	-10.1	5.20	5.29
Utrditev B	95.4	-100.1	1.29	-1.24	74.0	80.7	7.6	-6.1	5.90	4.93
Utrditev C	92.8	-88.4	1.14	-0.94	81.2	94.2	15.0	-15.0	13.15	16.03
Utrditev D	130.1	-114.5	2.93	-2.23	44.3	51.4	20.2	-20.1	6.87	9.02

Preglednica 5.7: Povprečne vrednosti pomikov in sil v karakterističnih točkah bilinearno idealiziranih diagramov sila-pomik ter efektivnih togosti in duktilnosti**Table 5.7:** Average values of displacements and forces in characteristic points of bi-linearly idealised force-displacement diagrams, effective stiffness and ductility ratios

ZID	F_y [kN]	d_e [mm]	K_{ef} [kN/mm]	d_u [mm]	μ
Neutrjen	93.50	1.2	79.2	7.6	6.5
Utrditev A	130.90	1.9	67.6	10.2	5.2
Utrditev B	97.80	1.3	77.4	6.9	5.4
Utrditev C	90.59	1.0	87.7	15.0	14.6
Utrditev D	122.31	2.6	47.9	20.1	7.9

Preglednica 5.8: Vrednosti zasukov pri različnih mejnih stanjih v primerjavi z zahtevami Evrokoda 8**Table 5.8:** Drift values at different limit states compared to the Eurocode 8 demands

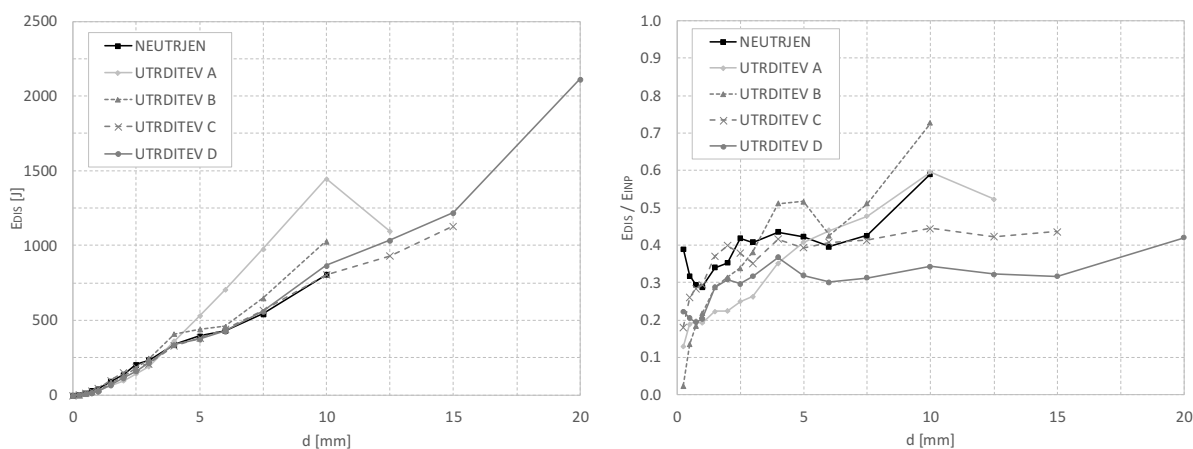
ZID	θ_e [%]	$0.75 \theta_u$ [%]	$0.75 \theta_u / SD$ [%]	θ_u [%]	θ_u / NC [%]
Neutrjen	0.08	0.36	91%	0.48	91%
Utrditev A	0.12	0.48	121%	0.64	121%
Utrditev B	0.08	0.33	82%	0.44	82%
Utrditev C	0.07	0.72	179%	0.95	179%
Utrditev D	0.16	0.96	240%	1.28	240%

5.2.5.2 Disipacija energije in ekvivalentno viskozno dušenje

Z vidika absolutne vrednosti disipirane energije v prvem ciklu (Slika 5.67, levo) vidimo, da ni večjih odstopanj med neutrjenim zidom in utrditvami tipov C in D (do odpovedi neutrjenega zidu). Večjo absolutno vrednost disipacije izkazuje nalepljena ojačitev (tip A), ki narašča do 10 mm horizontalnega pomika (pri tem pomiku je disipacija energije za 80 % večja kot pri neutrjenem), potem pa po ločitvi lesene plošče od zidu pade. Nekoliko povečano disipacijo energije pri posameznih vrednostih pomikov v primerjavi z neutrjenim zidom izkazuje tudi utrditev B, ki sicer dosega celo slabši odziv z vidika nosilnosti in duktilnosti. Predvidevamo, da je povečana disipacija energije pri utrditvi B možna tudi zaradi trenja v mehanskih spojih med ojačitvijo in zidom. Za utrditev B je mestoma večja tudi relativna disipacija (Slika 5.67, desno) energije (v primerjavi z vneseno). Višjo relativno disipacijo v primerjavi z neutrjenim zidom ima tudi utrditev A v intervalu med 6 in 10 mm horizontalnega pomika. Ostali tipi utrditev pa izkazujejo nižjo ali enako relativno disipacijo kot neutrjen zid. Relativna disipacija utrditve C se stabilizira pri približno 43 %, pri horizontalnem pomiku od 4 mm naprej. Relativna disipacija utrditve D pa pri 32 %, od 5 mm horizontalnega pomika dalje. Medtem ko je stabilno območje disipacije neutrjenega zidu v intervalu 2.5 do 7.5 mm približno 40 %

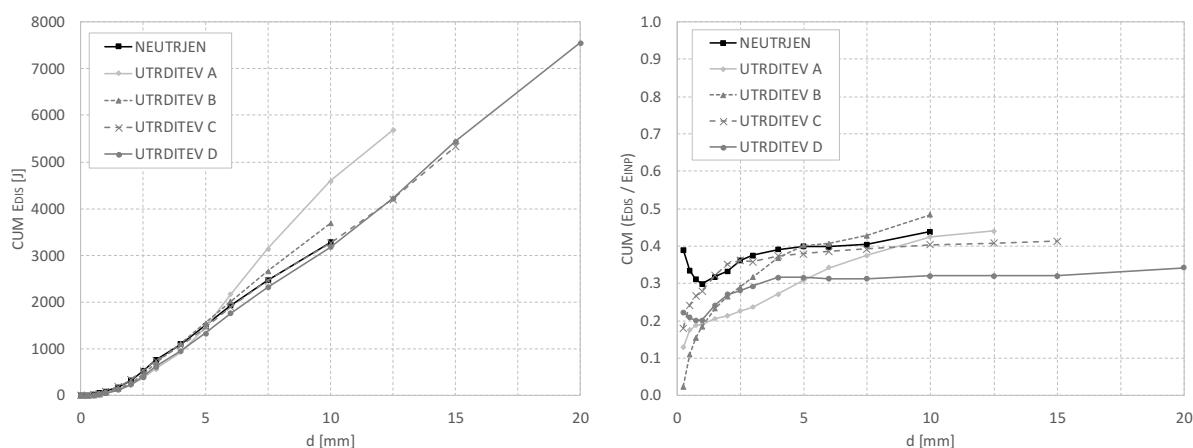
Kumulativna absolutna disipacija energije prvih ciklov (Slika 5.68, levo) narašča s pomiki približno enako za vse zidove. Za 12 % je povečana za utrditev B pri horizontalnem pomiku 10 mm, za 70 % pa je večja za utrditev A. Za slednjo vrsto utrditve pa razmerje kumulativne med disipirano in vneseno energijo (Slika 5.68, desno) narašča počasneje od ostalih in doseže vrednost neutrjenega zidu šele pri

pomiku 10 mm. Relativne kumulativne za neutrjen zid ter utrditvi B, C se stabilizirajo pri približno 40 % od pomika 4 mm naprej, utrditev tipa D pa pri dobrih 30 % od pomika 3 mm naprej.



Slika 5.67: Primerjava disipacije energije prvih ciklov odziva ter razmerje med disipirano in vneseno energijo za vse teste

Figure 5.67: The comparison of energy dissipation of first response cycles and dissipated to input energy ratios for all tests



Slika 5.68: Primerjava kumulativne disipacije energije prvih ciklov odziva ter razmerje med kumulativno disipirano in vneseno energijo za vse teste

Figure 5.68: The comparison of cumulative energy dissipation of first response cycles and cumulated dissipated to input energy ratios for all tests

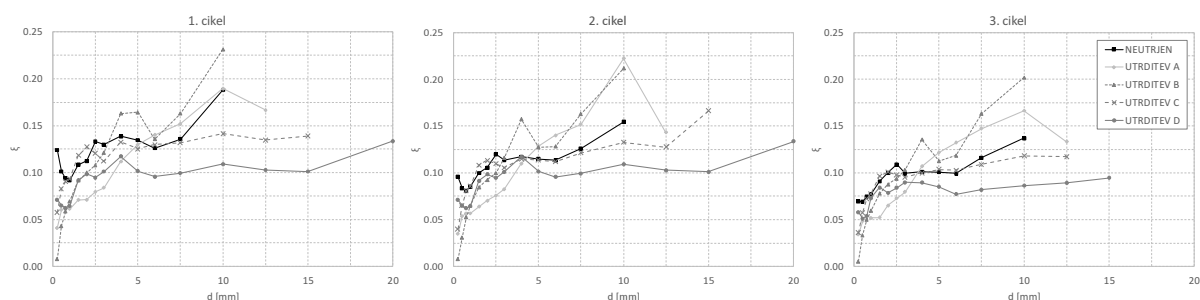
Disipacijo energije pri karakterističnih amplitudnih pomikih testov prikažemo tudi v preglednicah (Preglednica 5.9, Preglednica 5.10). Izrazitih odstopanj glede na zgoraj ugotovljeno v karakterističnih točkah ni. Absolutne vrednosti disipacije so za primera utrditve A in D, pri d_{max} pa tudi za primer C, večje, kar je zaradi dodatnih ojačitvenih elementov pričakovano. Vendar relativna disipacija energije utrjenih sistemov razen v posameznih primerih (npr. ojačitev B pri d_{max}) ni večja.

Preglednica 5.9: Disipirana in vnesena energija za 1. cikle karakterističnih amplitudnih pomikov testov
Table 5.9: Dissipated and input energy for the 1st cycles of characteristic limit states attained at tests

1. CIKLI												
ZID	d_{cr}			d_e			d_{Fmax}			d_{max}		
	E_{DIS}	E_{INP}	E_{DIS} / E_{INP}	E_{DIS}	E_{INP}	E_{DIS} / E_{INP}	E_{DIS}	E_{INP}	E_{DIS} / E_{INP}	E_{DIS}	E_{INP}	E_{DIS} / E_{INP}
	[J]	[J]		[J]	[J]		[J]	[J]		[J]	[J]	
Neutrjen	33	113	0.292	60	191	0.315	320	741	0.432	812	1367	0.594
Utrditev A	56	260	0.217	94	420	0.224	942	1989	0.474	1088	2087	0.522
Utrditev B	29	140	0.210	60	225	0.265	241	636	0.378	1036	1418	0.731
Utrditev C	29	101	0.284	49	163	0.304	238	642	0.371	1132	2591	0.437
Utrditev D	101	331	0.304	170	566	0.301	1974	4843	0.408	2135	5056	0.422

Preglednica 5.10: Kumulativna disipirana in vnesena energija za 1. cikle karakterističnih amplitudnih pomikov testov
Table 5.10: Cumulated dissipated and input energy for the 1st cycles of characteristic limit states attained at tests

KUMULATIVNE VREDNOSTI												
ZID	d_{cr}			d_e			d_{Fmax}			d_{max}		
	E_{DIS}	E_{INP}	E_{DIS} / E_{INP}	E_{DIS}	E_{INP}	E_{DIS} / E_{INP}	E_{DIS}	E_{INP}	E_{DIS} / E_{INP}	E_{DIS}	E_{INP}	E_{DIS} / E_{INP}
	[J]	[J]		[J]	[J]		[J]	[J]		[J]	[J]	
Neutrjen	63	206	0.305	124	400	0.310	1040	2670	0.389	3294	7503	0.439
Utrditev A	112	550	0.203	217	1022	0.213	3017	8107	0.372	5705	12927	0.441
Utrditev B	50	277	0.179	104	479	0.218	678	2148	0.316	3710	7651	0.485
Utrditev C	46	171	0.267	98	343	0.286	817	2248	0.363	5345	12918	0.414
Utrditev D	199	754	0.264	435	1536	0.283	7223	21241	0.340	7605	22150	0.343

**Slika 5.69:** Primerjava ekvivalentnih koeficientov viskoznega dušenja za vse tri cikle odziva vseh testov
Figure 5.69: The comparison of equivalent viscous damping coefficients of all three response cycles of all tests

Vrednosti ekvivalentnih koeficientov viskoznega dušenja prikažemo za celoten spekter horizontalnih pomikov zidu za vse tri cikle (Slika 5.69), v preglednici (Preglednica 5.11) pa jih iz vrednotimo tudi pri karakterističnih amplitudnih pomikih testov.

Vrednosti za neutrjen zid se pri nižjih pomikih gibljejo okoli vrednosti 0.09, z naraščanjem pomikov pa se povečujejo do končne vrednosti 0.19. Višji cikli izkazujejo nižje vrednosti, upad med prvim in tretjim

ciklom je med 20 in 30 %. Utrjeni zidovi izkazujejo pretežno nižje vrednosti ξ , izjema je utrditev B pri maksimalnem pomiku.

V grobem se vrednosti ξ za vse zidove gibljejo v intervalu med 0.10 in 0.15 za večji del območja pomikov nad d_e . Vrednosti pri višjih ciklih, z izjemo utrditev C in D pri pomikih, večjih od d_{Fmax} , nekoliko upadejo.

Preglednica 5.11: Vrednosti ekvivalentnih faktorjev viskoznega dušenja pri karakterističnih amplitudah pomikov testov za vse tri cikle

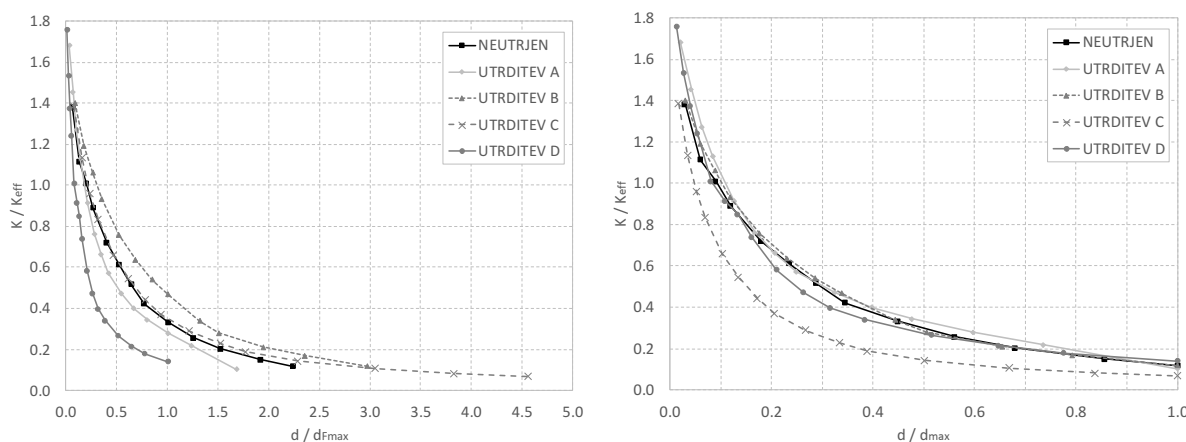
Table 5.11: Values of the equivalent viscous damping factors at characteristic limit states attained at tests for all three cycles

ZID	$\xi (d_{cr})$			$\xi (d_e)$			$\xi (d_{Fmax})$			$\xi (d_{max})$		
	1. cikel	2. cikel	3. cikel	1. cikel	2. cikel	3. cikel	1. cikel	2. cikel	3. cikel	1. cikel	2. cikel	3. cikel
Neutrjen	0.093	0.082	0.075	0.098	0.091	0.082	0.137	0.117	0.101	0.189	0.155	0.137
Utrditev A	0.068	0.062	0.052	0.071	0.070	0.064	0.151	0.150	0.145	0.166	0.142	0.133
Utrditev B	0.066	0.061	0.056	0.081	0.075	0.069	0.120	0.115	0.103	0.233	0.213	0.203
Utrditev C	0.090	0.081	0.072	0.096	0.088	0.079	0.117	0.108	0.096	0.139	0.167	-
Utrditev D	0.096	0.081	0.081	0.096	0.090	0.085	0.129	0.156	0.015	0.135	0.168	-

5.2.5.3 Upadanje togosti in nosilnosti

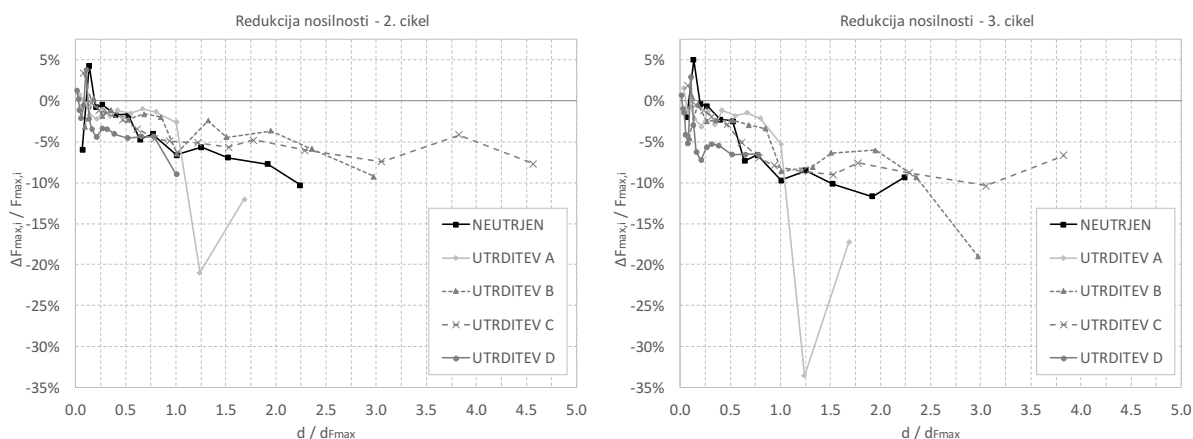
Na naslednji sliki (Slika 5.70) prikažemo upadanje sekantnih togosti, deljenih z efektivno togostjo v odvisnosti od kvocienta izbranega pomika in pomika pri maksimalni sili ter izbranega pomika in maksimalnega pomika. Utrditvi tipa A in D izkazujeta nižja razmerja togosti v primerjavi z neutrjenim zidom tako rekoč vzdolž celotnega spektra pomikov, normiranih s pomikom pri največji sili. Utrditev C je v tem pogledu skoraj skladna z neutrjenim zidom, utrditev B pa je nekoliko bolj toga.

Pri normiranih sekantnih togostih v odvisnosti od pomikov, normiranih z maksimalnimi vrednostmi, od povprečja bolj izrazito odstopa utrditev C, ki izkazuje približno 50 % nižje vrednosti. Tudi normirane sekantne togosti utrditve D so do 20 % nižje od ostalih.



Slika 5.70: Primerjava upadanja normirane sekantne togosti prvega cikla odziva vseh testov glede na pomik normiran s pomikom pri maksimalni sili ali maksimalnem pomiku

Figure 5.70: The comparison of normalized secant stiffness reduction as a function of the displacement normalised to the displacement at maximum force or maximum overall displacement



Slika 5.71: Primerjava padanja nosilnosti drugega in tretjega cikla odziva (v primerjavi s prvim ciklom) v odvisnosti od pomika, normiranega s pomikom pri maksimalni sili, za vse teste.

Figure 5.71: The comparison of strength reduction in the second and third cycle (compared to the first cycle) as a function of the displacement normalised to the displacement at maximum force for all tests

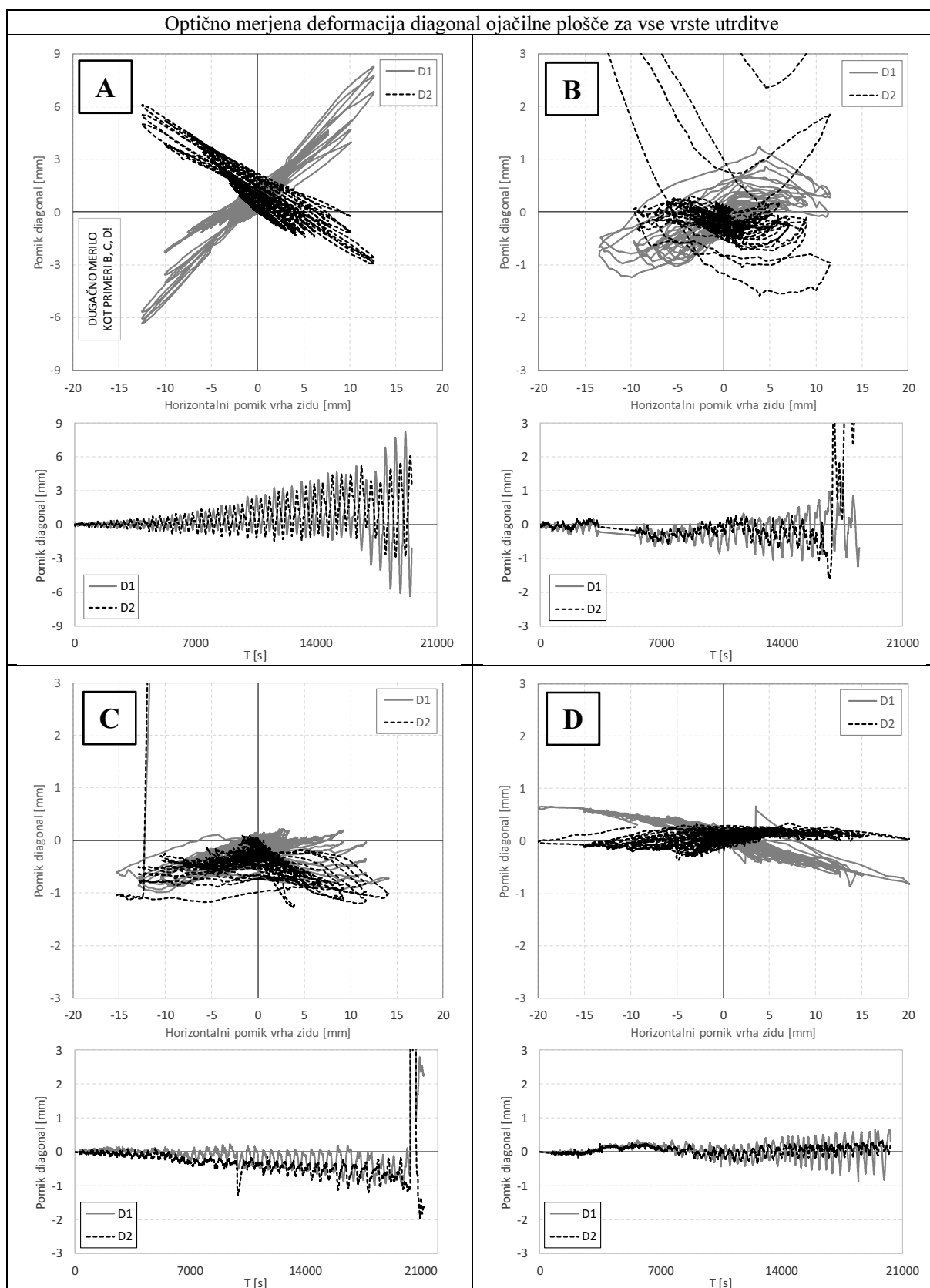
Redukcija nosilnosti v drugem ciklu (Slika 5.79, levo) v primerjavi s prvim znaša za vse zidove med 0 in 5 % do pomika pri največji sili (negativni predznak na sliki pomeni zmanjšanje nosilnosti). Za neutrjen zid nato narašča do 10 % pri največjem pomiku, za utrjena primera B in C pa se pri višjih pomikih giblje med 5 in 10 %. Večje odstopanje je opazno pri nalepljeni ojačitvi (tip A), pri kateri v drugem ciklu pride do ločitve ojačilne plošče od zidu in izrazitega padca nosilnosti (20 %). Podobno se zgodi tudi pri redukciji nosilnosti v tretjem ciklu (Slika 5.79, desno), le da je padec nosilnosti utrditve A še bolj izrazit (33 %). Redukcija nosilnosti utrditve C se v primerjavi z drugim ciklom poveča še za dodatnih 5 %, ravno tako utrditve B, ki pa ima tudi bolj izrazit 20-% padec pri končnem pomiku. Vrednosti za neutrjen zid se tudi v tretjem ciklu od pomika pri maksimalni sili gibljejo okoli 10 %. Pri vseh zidovih v prvem, drugem ali pa obeh korakih (0.25 in 0.50 mm) se nosilnost poveča.

5.2.5.4 Zdrsi med ojačilno ploščo in zidom

V nadaljevanju prikažemo še medsebojno primerjavo deformacij diagonal na križno lepljenih lesenih ojačilnih ploščah, zdrse med ploščo in temeljem, merjene z LVDT-ji, ter zdrse med vogali plošč ter zidom.

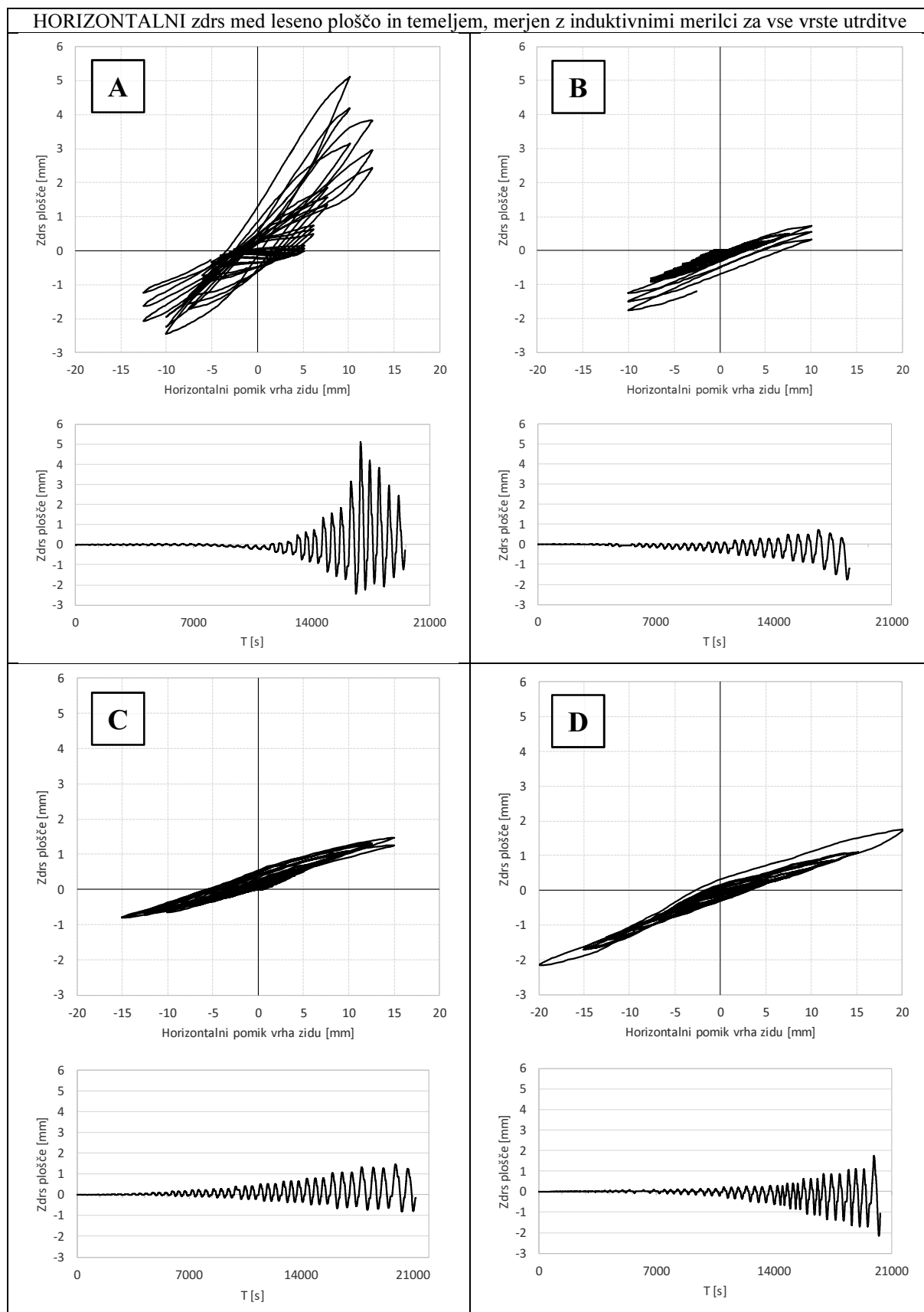
Deformacije diagonal (Slika 5.72) v lesenih ploščah so pri vseh primerih utrditve, z izjemo tipa A, zelo majhne, znotraj intervala ± 1 mm. V primerih B in C pride pri večjih pomikih tudi do izrazitega vpliva poškodb zidu na merske točke, da izmerjene vrednosti niso več relevantne. Velikostni red deformacij diagonal pri utrditvi tipa A (nalepljena plošča) pa je nekajkrat večji od ostalih. Zaradi dobre povezanosti plošče in zidovja, ki je prisotna vse do krhke porušitve stika (zaradi natezne odpovedi plasti opeke), bi deformacije do 3 ali 4 mm bile še pričakovane. Vendar tudi po odpovedi obloge deformacije naraščajo. Pri večjih pomikih bi razlog lahko iskali v vplivu poškodb zidovja na merilne točke (tako kot pri ostalih primerih). Možno pa je tudi, da je nastala napaka pri optičnih meritvah, bodisi pri meritvi sami ali pa identifikaciji točk. Zanesljive razlage za povečane deformacije sicer ne moremo podati.

Meritve zdrsov z LVDT-ji (Slika 5.73), nameščenimi na spodnjem robu lesenih plošč, ki so merili horizontalni zdrs med ploščo in AB temeljem, dajejo bolj konsistentne vrednosti. Z izjemo ojačitve A, pri kateri je zdrs sprva zelo majhen, po ločitvi obloge pa izrazito narašča, so zdrsi pri preostalih vrstah utrditve (B, C, D) znotraj intervala 1 – 2 mm. To sicer ne pomeni, da so sile v spojih enake, saj smo jeklene čevlje za spajanje lesene plošče in zidu med potekom testov dopolnjevali (zmanjševali prosti hod in povečevali togost). Izboljšan histerezni odziv zidov z utrditvama C in D govori v prid uspešnosti korekcije veznih sredstev.



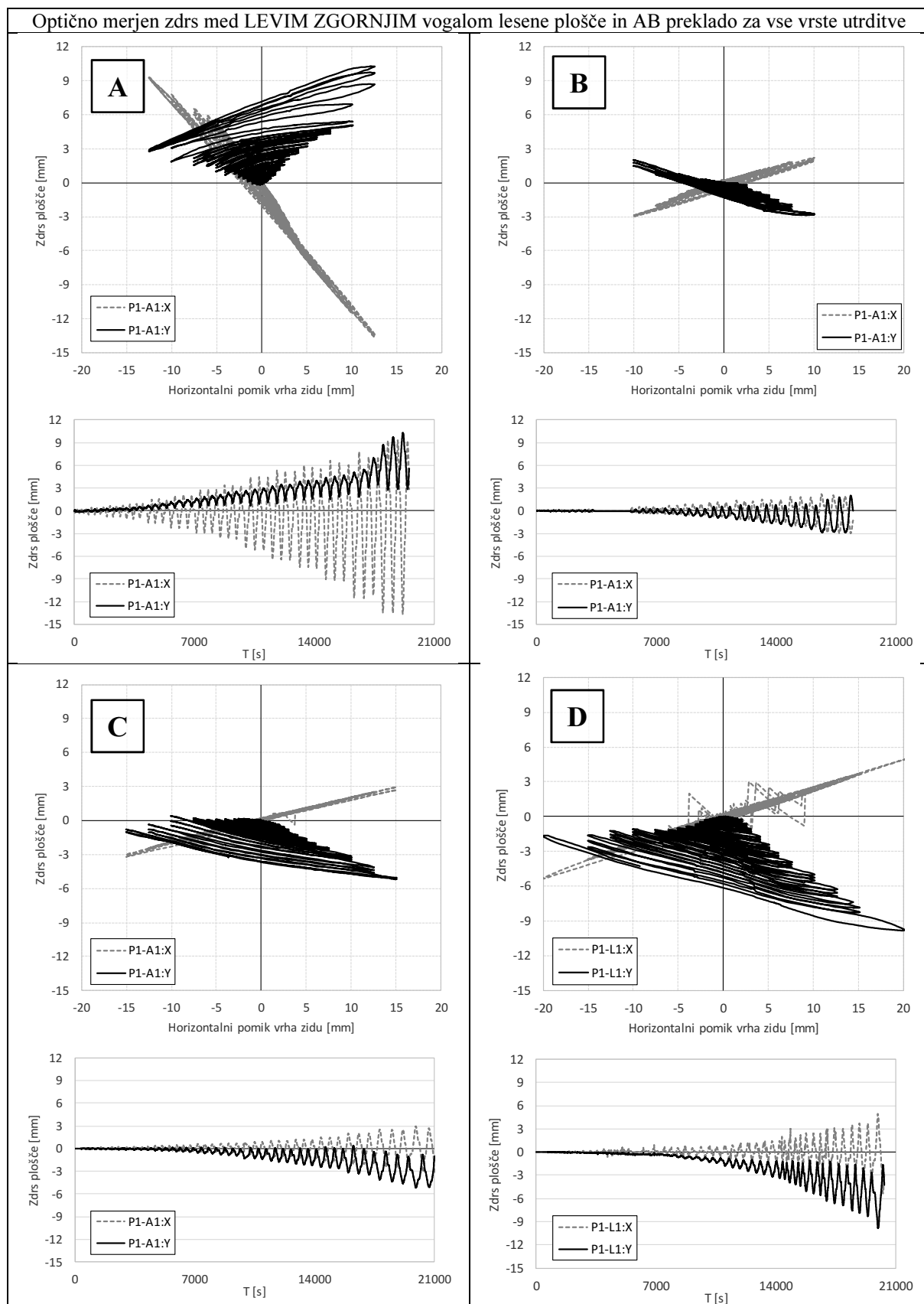
Slika 5.72: Primerjava optično merjenih deformacij diagonal ojačilnih plošč, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način

Figure 5.72: The comparison of optically measured diagonal deformations of strengthening plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)

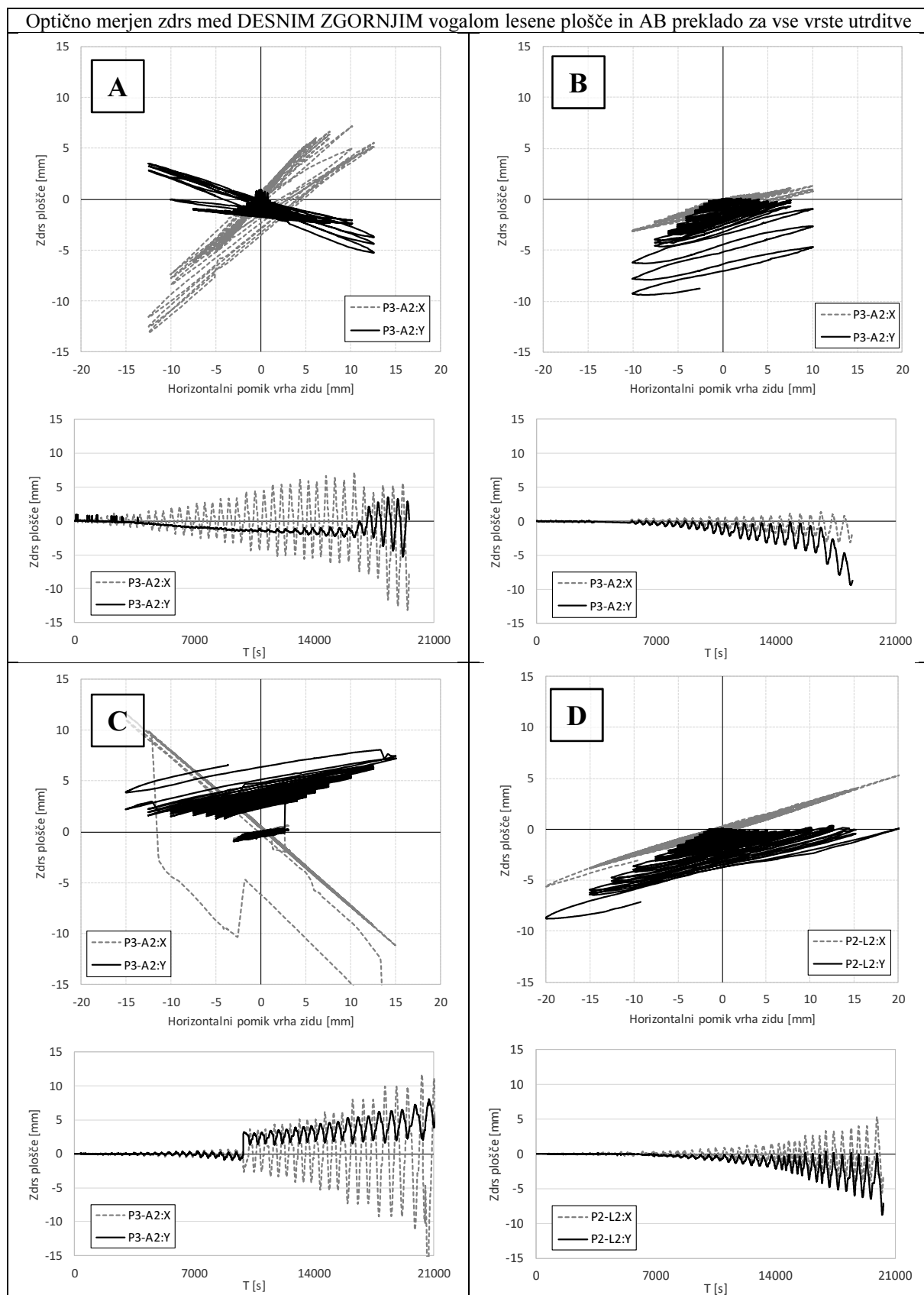


Slika 5.73: Primerjava horizontalnih zdrsov med ojačilnimi ploščami in temelji merjenih z induktivnimi merilci za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način

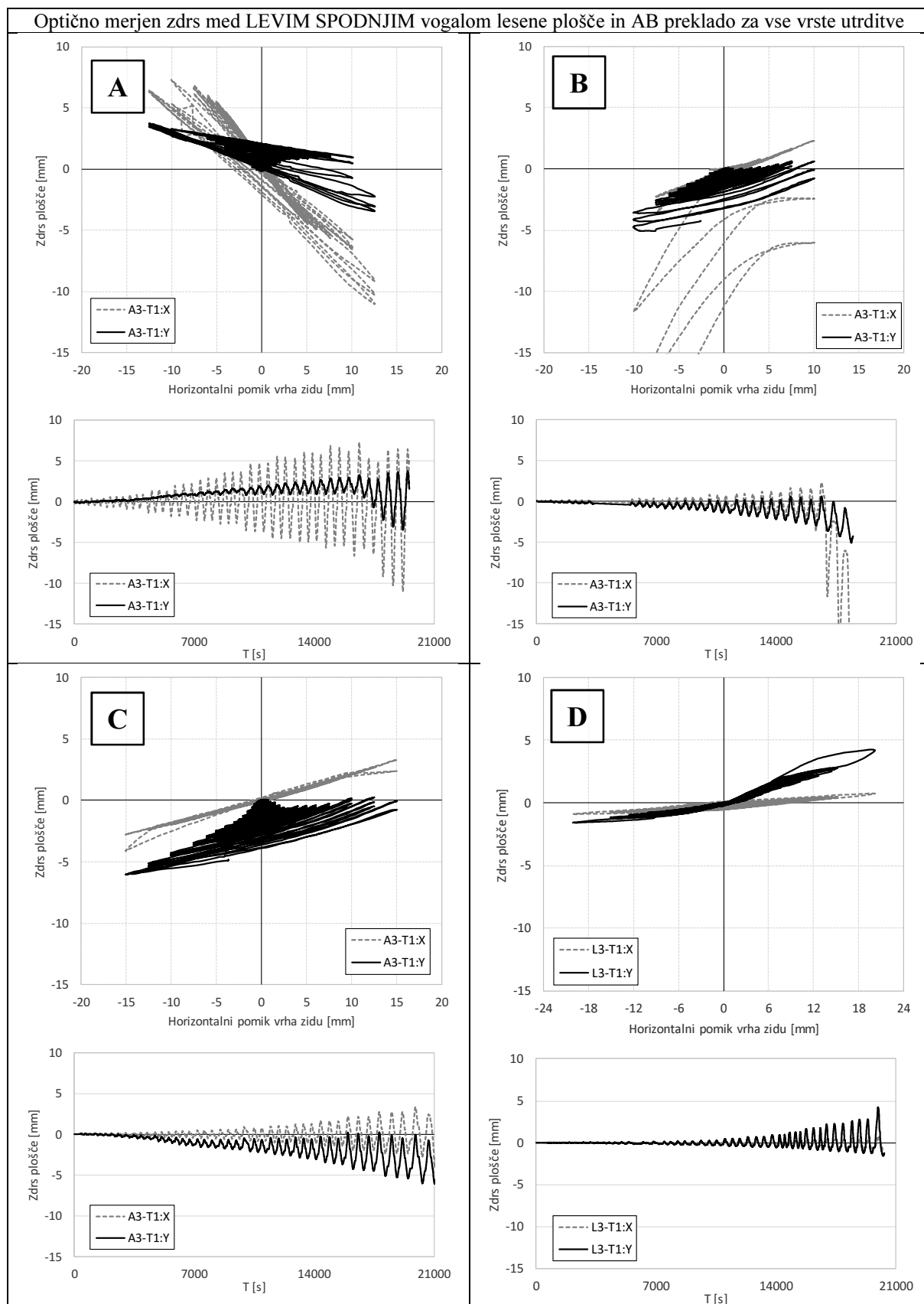
Figure 5.73: The comparison of inductive measurements of strengthening plate-foundation horizontal slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)



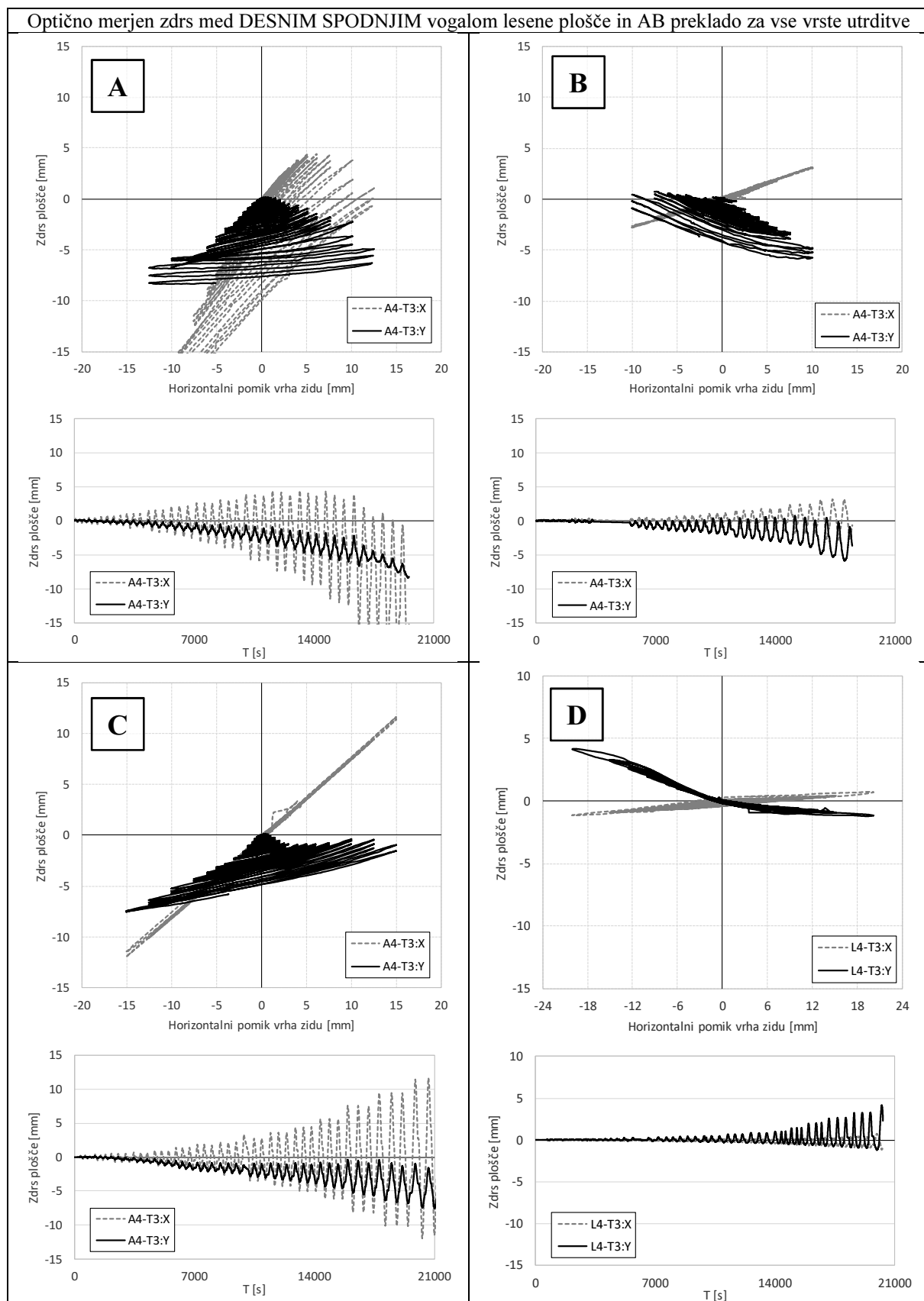
Slika 5.74: Primerjava optično merjenih zdrsov med levim zgornjim vogalom ojačilne plošče in betonsko preklado za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način
Figure 5.74: The comparison of optically measured upper left strengthening plate corner to concrete beam slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)



Slika 5.75: Primerjava optično merjenih zdrsov med desnim zgornjim vogalom ojačilne plošče in betonsko preklado za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način
Figure 5.75: The comparison of optically measured upper right strengthening plate corner to concrete beam slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)



Slika 5.76: Primerjava optično merjenih zdrsov med levim spodnjim vogalom ojačilne plošče in betonsko preklado za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način
Figure 5.76: The comparison of optically measured lower left strengthening plate corner to concrete beam slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)



Slika 5.77: Primerjava optično merjenih zdrsov med desnim spodnjim vogalom ojačilne plošče in betonsko preklado za plošče, ki so nalepljene (a), privijačene v opeko (b), v beton na prvi (c) in drugi (d) način
Figure 5.77: The comparison of optically measured lower right strengthening plate corner to concrete beam slips for the cases of plates being glued (a), bolted into masonry (b), concrete first (c) and second type (d)

Primerjava optično merjenih zdrsov vogalov lesene plošče glede na zid je podana zgolj informativno. Zaradi različnih pristopov utrjevanja (lepljenje, mehanska vezna sredstva) in popravkov spojnih čevljev neposredne primerjave niso neposredno merodajne. Že v analizi obnašanja posameznih zidov v predhodnih poglavjih smo tudi omenili, da točke, ki jih uporabljamo za izračun zdrsov, stojijo na medsebojnih razdaljah 15 – 30 cm. Posledično so zdrsi, izračunani iz optičnih meritev, večji, kot so dejansko bili, kar potrjujejo tudi primerjave med horizontalnimi zdrsi, merjenimi z LVDT-ji.

Spoje smo preizkušali kasneje kot celotne utrjene zidove, rezultate predstavimo v poglavju 5.3. Testirali smo spoje z vsemi modifikacijami, kakršne smo uporabili pri utrditvi tipa D, na zgornji strani zidu. Zato lahko le za to izvedbo zidu na podlagi primerjave deformacij testov spojev in optično izmerjenih zdrsov med ploščo in zidom naredimo približno kvantifikacijo sil v izbranih spojih.

5.2.5.5 Povzetek eksperimentalnih preiskav utrjevanja opečnih zidov

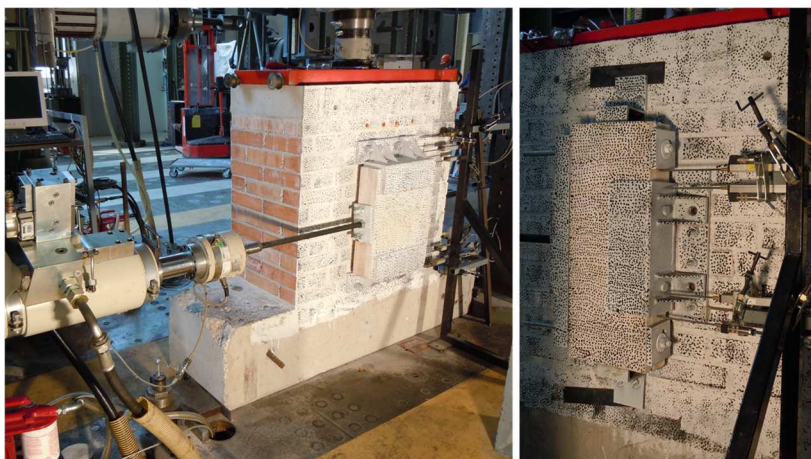
Strižno smo preizkusili 5 zidov, enega neutrjenega in 4 utrjene na različne načine. Rezultati testov pokažejo, da je s primerno izvedbo pritrdjevanja križno lepljenih lesenih plošč nearmiranemu zidovju možno izboljšati potresno odpornost. Z nalepljeno ojačitvijo smo dosegli do 40-% povečanje nosilnosti (idealizirane) ter 30-% povečanje pomika/zasuka pri mejnem stanju blizu porušitve (NC). Z mehanskimi ojačitvami nam je uspelo (idealizirano) nosilnost povečati do 31 %, zasuk zidu na meji porušitve pa do 166 %.

Poudariti moramo, da smo imeli na voljo omejeno število vzorcev in smo vsako od vrst utrditve testirali samo enkrat.

5.3 Eksperimentalne preiskave stika med utrditvenimi ploščami in obstoječim objektom

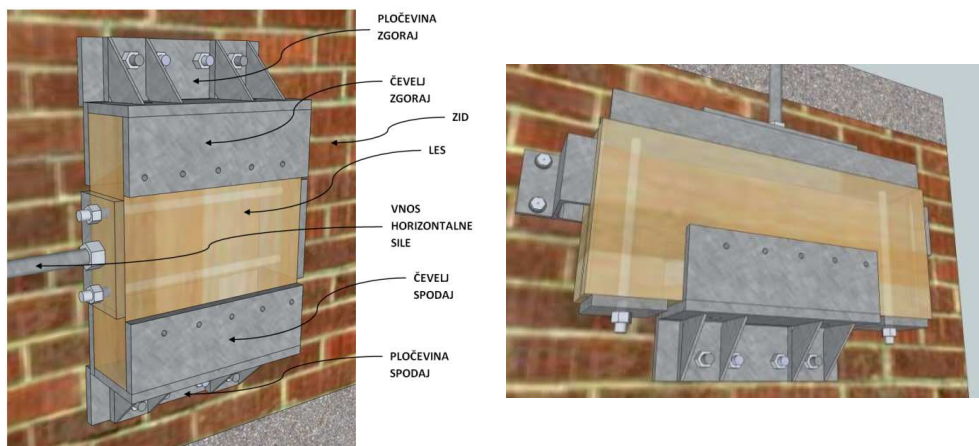
Izvedli smo 4 osnovne tipe stikov; ojačilne plošče, pritrjene v opeko (Slika 5.78) v horizontalni in vertikalni smeri, ter plošče, pritrjene v betonsko osnovo, ravno tako v horizontalni in vertikalni smeri. Teste spojev izvedemo na nekoliko manjšem, a debelejšem opečnem zidu ter masivnem betonskem bloku. Protokol obremenjevanja je enak kot pri testiranju zidov. Spoju vsiljujemo ciklične pomike z amplitudami, opisanimi v poglavju 5.1.2. Vsako amplitudo pomika ponovimo trikrat. Silo oz. pomike v spoj vnašamo neposredno v leseno ploščo (Slika 5.79), ki je vpet v jeklene čevlje, pritrjene na jekleno pločevino, ki je sidrana v osnovni material (opeko ali beton). Pri vseh testih z merilci pomikov spremljamo zdrse med posameznimi komponentami stika ter silo v hidravličnem batu. Dodatne meritve izvajamo tudi z optičnim sistemom. Pločevine v zid (opečni ali betonski) vedno pritrdimo s štirimi navojnimi palicami premera 16 mm in dolžine 25 cm, trdnostnega razreda jekla 4.6.

Na tem mestu moramo opozoriti, da smo spoje testirali samo pri obnašanju v ravnini (ang. *in-plane*). Za bolj celovito oceno učinkovitosti predlaganega sistema bi bilo potrebno narediti tudi preiskave izven ravnine (ang. *out-of-plane*).



Slika 5.78: Zasnova horizontalnih (levo) in vertikalnih (desno) testov spojev med lesenimi ploščami in opečnim zidom

Figure 5.78: The testing rig for investigating the horizontal (left) and vertical (right) response of connections between the timber plates and the masonry wall



Slika 5.79: Posamezne komponente spojev pri testiranju v horizontalni (levo) in vertikalni smeri (desno)

Figure 5.79: Individual components of connections when testing in horizontal (left) and vertical (right) direction

5.3.1. Čevelj, uvrstan v opečni zid – horizontalna smer

Sistem smo pritrdili v opečni zid simetrično (Slika 5.79, levo). Vendar smo zgornjo pločevino sidrali v spojnico med zidaki (torej v malto), spodnjo pločevino pa neposredno v zidake (Slika 5.80). Zdrse med posameznimi komponentami spoja smo merili ločeno z LVDT-ji. Tako dobimo razliko odziva spoja glede na mesto pritrditve v zid.

Na sliki (Slika 5.81) je prikazan histerezni odziv (pomik-sila) med posameznimi komponentami stika na zgornji (modra krivulja) in spodnji (rdeča krivulja) strani. Ločeno so torej prikazani zdrsi med komponentami: zid-pločevina, pločevina-čevelj, čevelj-les ter celotni odziv (sešteti vsi zdrsi). Iz rezultatov meritev relativnih pomikov med posameznimi LVDT-ji ugotovimo, da zasnovani koncept spoja za primer pritrdjevanja v opeko v horizontalni smeri (Slika 3.3) pretežno drži. Stik med jekleno pločevino in zidom se v primerjavi z odzivom stika med pločevino in čevljem odziva tako rekoč elastično. Maksimalni izmerjeni pomik na mestu sidranja v opeko znaša 0.51 (-0.77) mm ter 0.58 (-0.32) mm pri sidranju v spojnico. Razlike v zdrsu pri sidranju v opeko ali spojnico so torej pri izbranem nivoju obtežbe zanemarljive. Predvidevamo, da je sidranje v spojnico tako togo tudi zaradi premera lukenj, v katere vgradimo in zalepimo navojne palice. Slednje so premera 16 mm, luknje pa 20 mm, kar je več od debeline spojnice. Epoksidno lepilo, ki obdaja palice, je togo in enakomerno raznese silo. Ta sila se tako prenaša preko večjega območja, napetosti so manjše, posledično pa tudi pomiki.

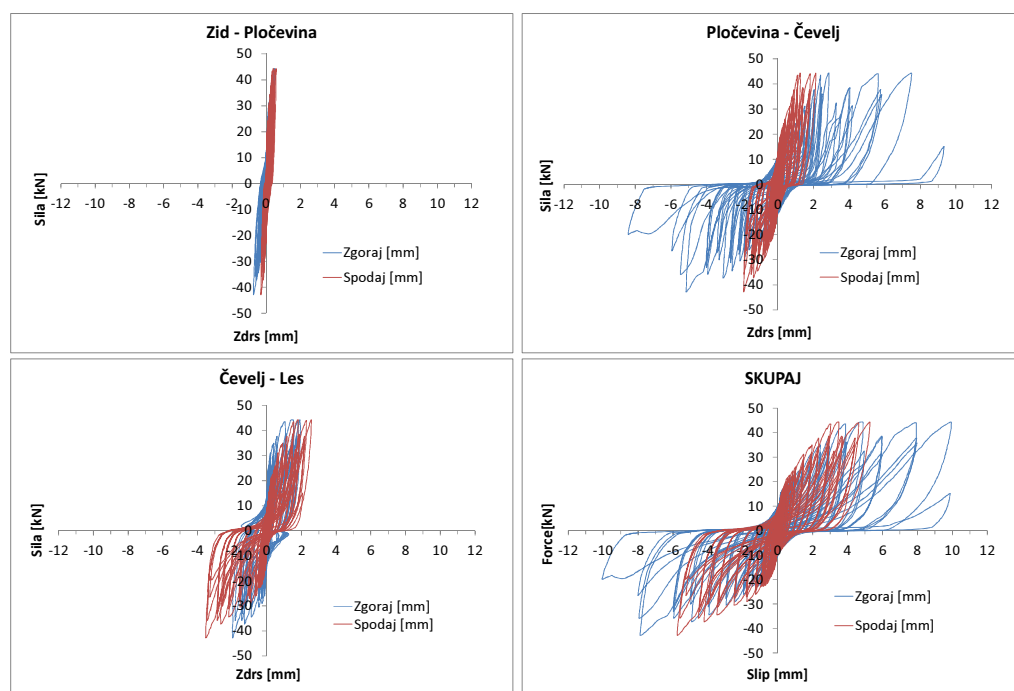


Slika 5.80: Zgornja povezava pri testu horizontalnega spoja je uvrstana v spojnico med opekami, spodnja pa v samo opeko

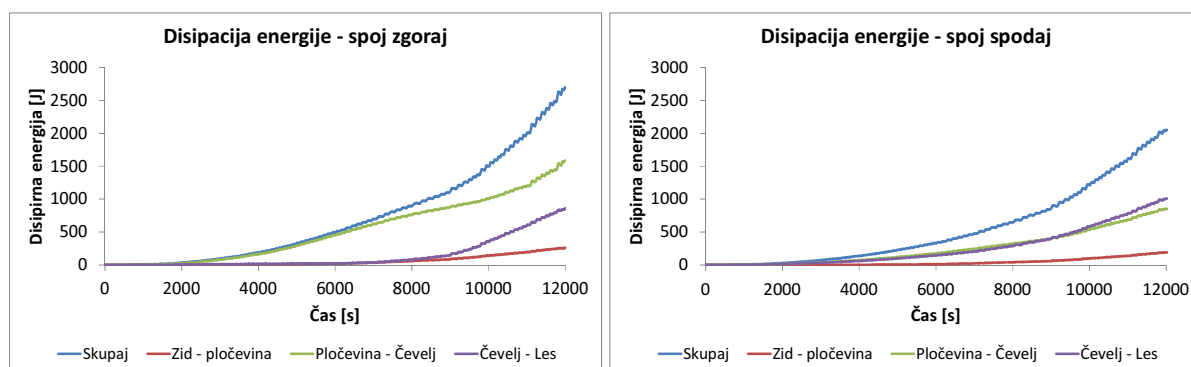
Figure 5.80: The top connection of the horizontal connection test is anchored in the mortar between the bricks and the bottom one in the masonry

Zdrs med jeklenim čevljem in jekleno pločevino znaša 9.33 (-8.40) mm zgoraj in 2.13 (-1.92) mm spodaj (Preglednica 5.12). Prihaja do večje razlike med obnašanjem zgornjega in spodnjega čevlja. Na zgornji strani je namreč prišlo do odpovedi stika med jeklenima navojnima nastavkoma in pločevino (Slika 5.83). Nastavka sta bila namreč zgolj vstavljena v luknji v pločevini in privarjena z zadnje strani. Ko je ta zvar odpovedal, je prišlo do sukanja nastavkov v luknjah, ne pa tudi strižne porušitve navojnih nastavkov. Pri velikih pomikih sta se nastavka zagostila v luknji, in nosilnost je ponovno narasla, kar je razvidno iz histereznega obnašanja stika med pločevino in čevljem (Slika 5.81, desno zgoraj). Posledično so izmerjeni pomiki na zgornji in spodnji strani zavajajoči, saj na račun zgornjega podajnega spoja prihaja do rotacije preizkušanca okoli spodnjega čevlja. Iz prikaza disipacije energije (Slika 5.82) vidimo, da je ta večja na zgornji strani, kjer imamo znatno večje pomike, večina pa se je sipa na račun spoja med pločevino in čevljem (ki je sicer odpovedal, vendar ni razpadel), proti koncu pa tudi spoja med čevljem in lesom. Na spodnji strani, ki je ostala intaktna, disipacija izhaja tako na račun spoja med

pločevino in čevljem kot tudi čevljem in lesom. V obeh primerih je spoj med zidom in pločevino tako rekoč brez zdrs in posledično ne sipa energije.



Slika 5.81: Histerezni odziv posameznih delov horizontalnega spoja v opeki
Figure 5.81: The hysterical response of individual sections of the horizontal connection in masonry



Slika 5.82: Kumulativna disipacija energije v posameznih delih horizontalnega spoja v opeki
Figure 5.82: The cumulative energy dissipation of individual sections of the horizontal connection in masonry

Zdrs med jeklenim čevljem in leseno ploščo znaša 1.95 (-1.99) mm zgoraj in 2.56 (-3.53) mm spodaj in je (sploh na spodnji strani) nekoliko večji od pričakovanega. Opazna je manjša razlika med obnašanjem zgornjega in spodnjega čevlja. Največja dosežena sila v spoju je bila 44.37 (-42.83) kN. Celotna primerjava meritev je podana v naslednji preglednici (Preglednica 5.12).

Preglednica 5.12: Primerjava največjih pomikov med posameznimi deli vertikalnega spoja v opeki na zgornji in spodnji strani

Table 5.12: The comparison of ultimate displacements between individual vertical masonry connection parts on the upper and lower side

Del spoja	pozicija	max. (-) pomik [mm]	max. (+) pomik [mm]	max. sila (±)
Opeka – Pločevina	zgoraj	-0.77	0.51	-42.83 kN
	spodaj	-0.32	0.58	
Pločevina – Čevljev	zgoraj	-8.40	9.33	
	spodaj	-1.92	2.13	
Čevljev – Les	zgoraj	-1.99	1.95	44.37 kN
	spodaj	-3.53	2.56	
Skupaj	zgoraj	-10.06	9.94	
	spodaj	-5.76	5.28	

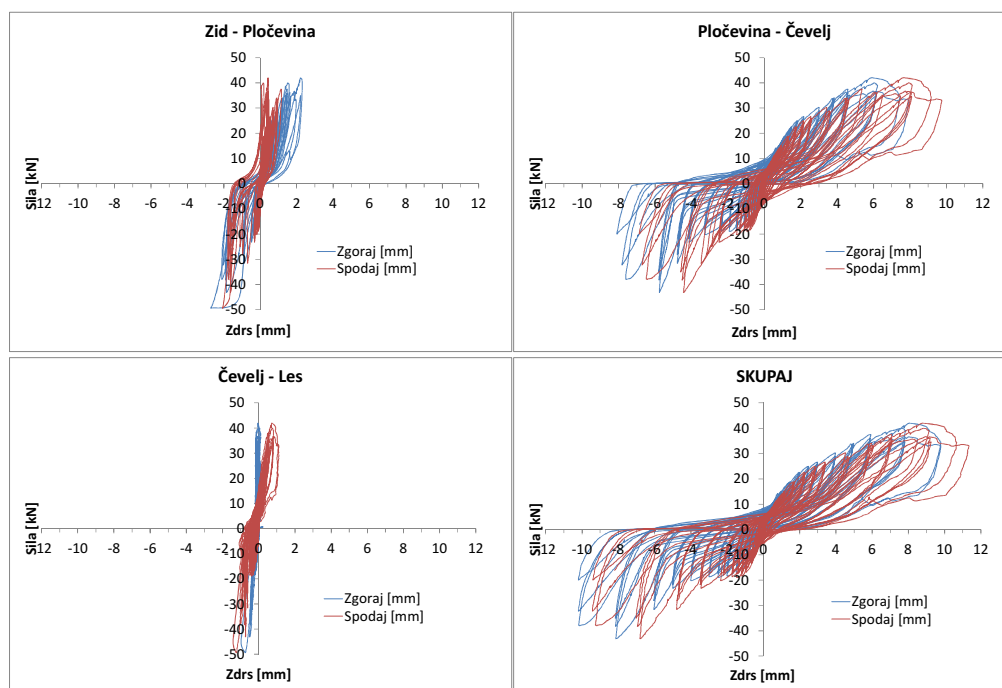


Slika 5.83: Porušni mehanizem – odpoved stika med čevljem in pločevino
Figure 5.83: Failure mechanism – connection between the bracket and the metal plate

5.3.2. Čevljev, uvrstan v opečni zid – vertikalna smer

Pri testu vertikalnega odziva spoja v opečnem zidu imamo palice zasidrane tako v opeko (srednji dve) kot v spojnice (zunanji dve). Testiramo samo en čevljev (Slika 5.78, desno in Slika 5.79, desno), preizkušance pa dodatno fiksiramo proti uklanjaju izven ravnine, v kateri ga obremenjujemo. Tako rkeoč vsa disipacija energije v spoju (Slika 5.87) izhaja iz stika med pločevino in čevljem. Stika med zidom in pločevino ter čevljem in lesom skoraj ne sipata energije z izjemo minimalne količine pri večjih obremenitvah.

Iz histereznega odziva je razvidno, da prihaja do nekoliko večjega zdrsa med zidom in jekleno pločevino (do 2.3 mm) v primerjavi s horizontalnim obremenjevanjem, do približno enakega obnašanja stika med pločevino in čevljem (do 9.75 mm) ter bolj togega stika med čevljem in leseno ploščo (do 1.11 mm). Dosežemo tudi skoraj enako največjo silo (42 oz. -43.12 kN) kot pri horizontalnem obremenjevanju, prav tako kot pri predhodnem testu so odpovedali zvari vijačnih nastavkov. Celotna primerjava meritev je podana v naslednji preglednici (Preglednica 5.12). Nekoliko večji zdrs med zidom in pločevino je nastal tudi zaradi lokalne porušitve malte okoli ene od opek, ki je zato nekoliko drsela v smeri obremenjevanja. Lokalno se ni porušila ali razpokala, saj je bila trdnost uporabljenih opek dokaj visoka. Vendar obstaja možnost, da bi se starejše, šibkejše opeke pri lokalni obremenitvi porušile. Zato je v praksi še toliko bolj pomembno veliko število sider, ki čim bolj raznesejo silo vzdolž linije pritrdjevanja na opečni zid in tako omejijo lokalne koncentracije napetosti.

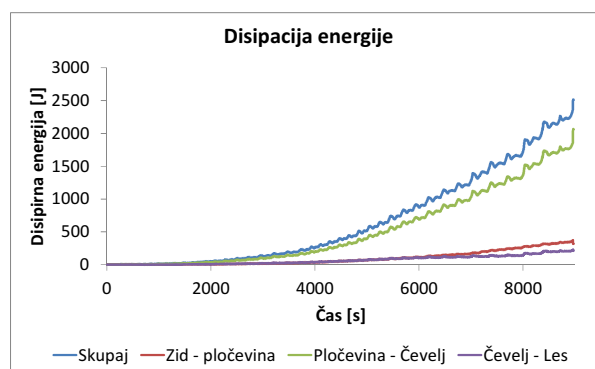


Slika 5.84: Histerezni odziv posameznih delov vertikalnega spoja v opeki
Figure 5.84: The hysterical response of individual sections of the vertical connection in masonry

Preglednica 5.13: Primerjava največjih pomikov med posameznimi deli vertikalnega spoja v opeki na zgornjem in spodnjem spoju

Table 5.13: The comparison of ultimate displacements between individual vertical masonry connection parts in the upper and lower connection

Del spoja	pozicija	max. (-) pomik [mm]	max. (+) pomik [mm]	max. sila (±)
Opeka – Pločevina	zgoraj	-2.11	2.30	-43.12 kN
	spodaj	-1.78	1.16	
Pločevina – Čevelj	zgoraj	-8.10	7.93	
	spodaj	-6.87	9.75	
Čevelj – Les	zgoraj	-0.54	0.16	42 kN
	spodaj	-1.09	1.11	
Skupaj	zgoraj	-10.21	9.79	
	spodaj	-9.43	11.33	



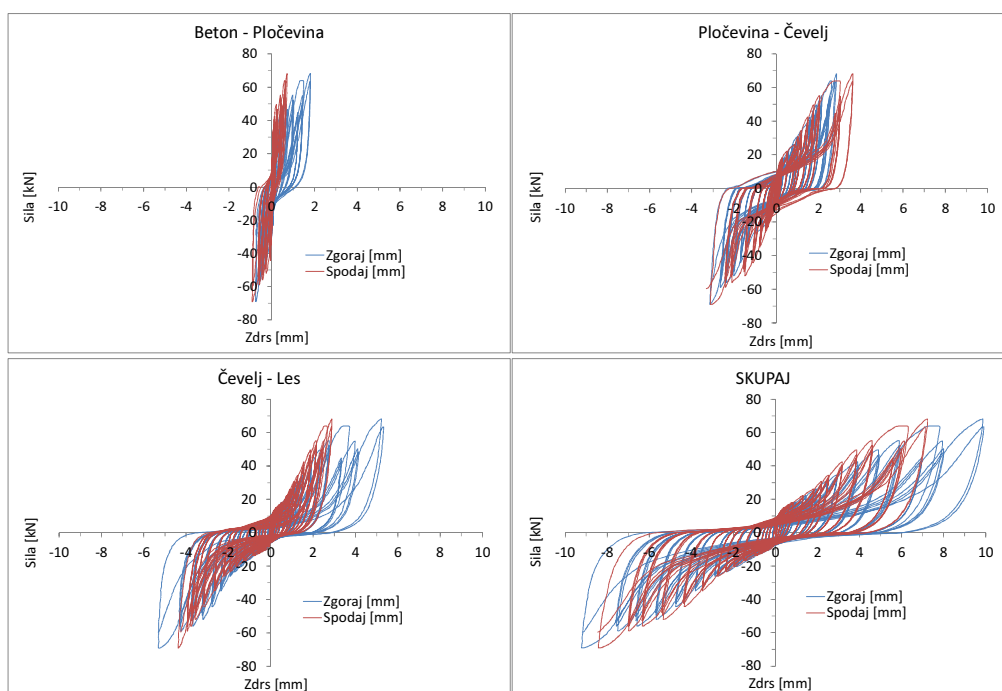
Slika 5.85: Kumulativna disipacija energije v posameznih delih vertikalnega spoja v opeki
Figure 5.85: The cumulative energy dissipation of individual sections of the vertical connection in masonry

5.3.3. Čevlji, uvrtni v beton – horizontalna smer

Zasnova testa (Slika 5.86, levo) je enaka kot pri horizontalnem testiranju spoja v opečnem zidu. Pločevini sta tokrat pritrjeni v betonski blok. Trdnostni razred betona je C25/30. Vendar smo tokrat vijačna nastavka, na katera nataknemo jeklene čevlje, privili v predhodno vrezana metrična navoja v jekleni pločevini in ju šele nato zavarili. Tako sta nastavka bolj robustno pritrjena v sistem, kar je razvidno tudi iz višje dosežene nosilnosti (povprečno 66.1 kN, prej povprečno 43.6 kN).



Slika 5.86: Horizontalni (levo) in vertikalni (desno) test spoja v betonu
Figure 5.86: The horizontal (left) and vertical (right) test of the connection in concrete



Slika 5.87: Histerezni odziv posameznih delov horizontalnega spoja v betonu
Figure 5.87: The hysterical response of individual sections of the horizontal connection in concrete

Histerezni odziv tudi tokrat pokaže relativno tog spoj med zidom in jekleno pločevino, kjer znaša največji zdrs 2.3 mm. Zdrs med jeklenim čevljem in leseno ploščo je nekoliko povečan, vendar je to posledica uporabe istega preizkušanca kot pri horizontalnem spoju v opeki. Zaradi relativno majhnih pomikov iz prvega testa smo se odločili uporabiti isti element in spremljati obnašanje spoja pri nadaljnjem cikličnem obremenjevanju. Ker merimo vse zdrse posebej, lahko kasneje izoliramo obnašanje posameznih stikov. Do večjih zdrsov med lesom in jeklom prihaja na zgornjem čevlju (5.33 mm), spodnji pa ostaja znotraj meja pomikov, ki jih je dosegel pri predhodnem testu.

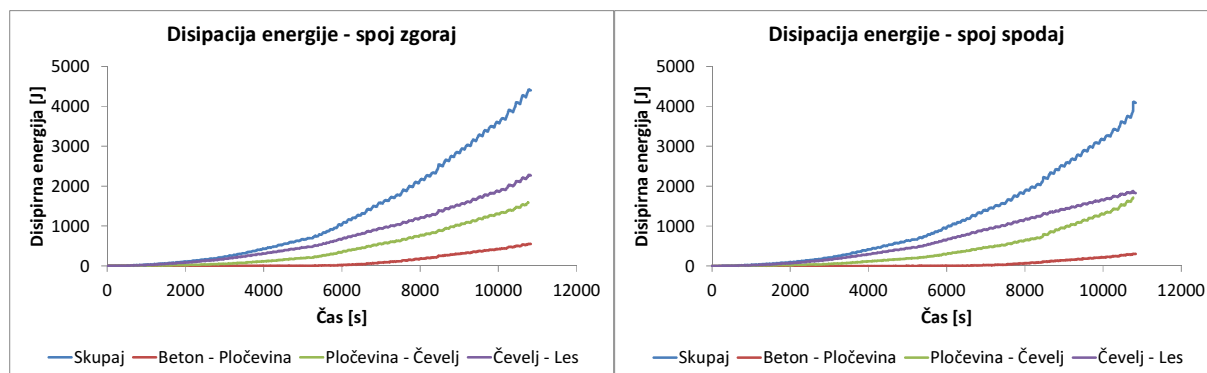
V stiku med čevljem in pločevino prihaja do relativno majhnih zdrsov (največ 3.63 mm) v primerjavi s predhodnimi testi. Oblika histereze je bolj čista (Slika 5.87, desno zgoraj), opazen je bolj položen horizontalni del, ki nastane na račun manjše strižne deformacije jeklenih navojev (okoli nevtralne lege) pri spreminjanju smeri sile, pri večjih pomikih, ko navoja pritisneta na pločevino, pa pridobi večjo togost. Izmerjena razlika v obnašanju stikov na zgornji in spodnji strani je majhna. Rušni mehanizem stika je strižna odpoved navojev med jekleno pločevino in čevljem. Drugače od predhodnih testov tokrat ni prišlo do prezgodnje odpovedi zvara, ki drži navojni nastavek, pač pa do čistega striga v navoju. Celoten prikaz meritev je podan v naslednji preglednici (Preglednica 5.14).

Preglednica 5.14: Primerjava največjih pomikov med posameznimi komponentami horizontalnega spoja v betonu na zgornjem in spodnjem spoju

Table 5.14: The comparison of ultimate displacements between individual horizontal concrete connection components in the upper and lower connection

Testni primer	pozicija	max. (-) pomik [mm]	max. (+) pomik [mm]	max. sila (±)
Beton-Pločevina	zgoraj	-0.76	1.80	-69.05 kN
	spodaj	-0.92	0.72	
Pločevina-Čevlj	zgoraj	-3.15	2.85	
	spodaj	-3.32	3.63	
Čevlj-Les	zgoraj	-5.32	5.33	68.19 kN
	spodaj	-4.38	2.89	
Skupaj	zgoraj	-9.22	9.91	
	spodaj	-8.45	7.23	

Iz disipacije energije v spoju (Slika 5.88) vidimo, da je največji prispevek na račun spoja med lesom in čevljem, kar je do neke mere pričakovano, saj je bil stik nekoliko razrahljan od predhodnih testov. Po količini energije mu sledi stik med čevljem in pločevino, nekaj malega pa prispeva tudi stik med pločevino in zidom.

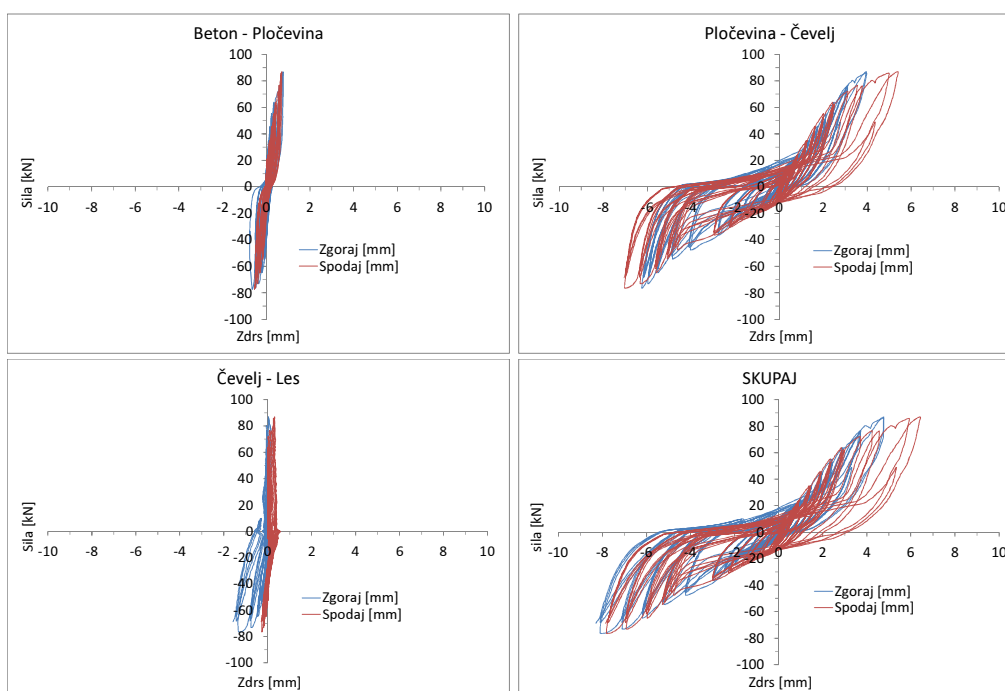


Slika 5.88: Kumulativna disipacija energije v posameznih delih horizontalnega spoja v betonu

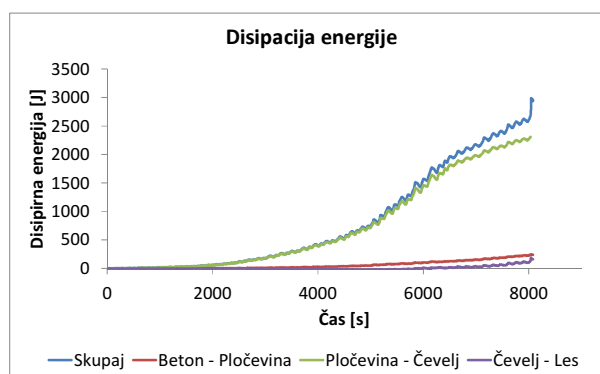
Figure 5.88: The cumulative energy dissipation of individual sections of the horizontal connection in concrete

5.3.4. Čevlj, uvrtn v beton – vertikalna smer

Pri testu spoja čevlja uvrtnega v beton, obremenjenega v vertikalni smeri (Slika 5.86, desno) je odziv med pločvino in zidom zopet zelo tog (do 0.78 mm), ravno tako tudi stik med čevljem in leseno ploščo (0.56 mm). Slednji ima sicer na zgornji strani izmerjeno večje izstopanje (Slika 5.89) v primeru izvleka lesene plošče (1.58 mm), ki je predvidoma nastal zaradi lokalne poškodbe sidrnega elementa v lesu. Pomiki celotnega spoja so nesimetrični. V natezni smeri dosegamo višje vrednosti. Med potekom preiskav je namreč prišlo do težav s sidranjem elementa proti zvrčanju izven ravnine obremenjevanja, oziroma uklanjanja jeklene palice, preko katere smo vnašali v element silo. Pomike v tlačni smeri smo tako omejili na približno 6 mm, natezno smer pa smo še vedno stopnjevali in dosegli največjo vrednost 8.3 mm.



Slika 5.89: Histerezni odziv posameznih delov vertikalnega spoja v betonu
Figure 5.89: The hysterical response of individual sections of the vertical connection in concrete



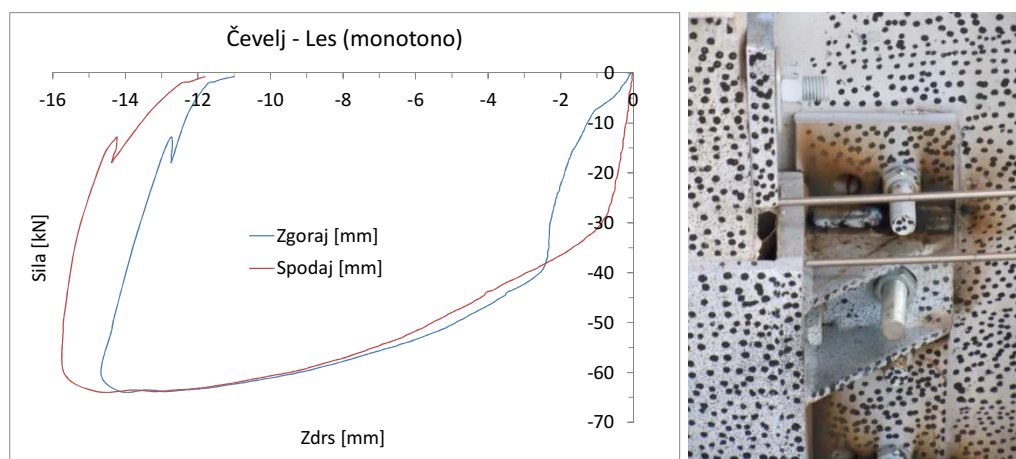
Slika 5.90: Kumulativna disipacija energije v posameznih delih vertikalnega spoja v betonu
Figure 5.90: The cumulative energy dissipation of individual sections of the vertical connection in concrete

Struktura disipacije energije (Slika 5.90) je podobna kot pri vertikalnem spoju v opeki, kjer tako rekoč vse sipanje izhaja iz stika med pločevino in jeklom. Ostala dva dela spoja tudi pri večjih intenzitetah ostajata tako rekoč elastična.

Preglednica 5.15: Primerjava največjih pomikov med posameznimi komponentami vertikalnega spoja v betonu na zgornji in spodnji strani

Table 5.15: The comparison of ultimate displacements between individual vertical concrete connection components on the upper and lower side

Testni primer	pozicija	max. (-) pomik [mm]	max. (+) pomik [mm]	max. sila (±)
Beton-Pločevina	zgoraj	-0.54	0.78	-76.40 kN
	spodaj	-0.52	0.71	
Pločevina-Čevlaj	zgoraj	-6.25	3.98	
	spodaj	-7.06	5.41	
Čevlaj-Les	zgoraj	-1.58	0.21	86.96 kN
	spodaj	-0.30	0.56	
Skupaj	zgoraj	-8.30	4.77	
	spodaj	-7.86	6.43	



Slika 5.91: Monotoni odziv spoja med lesom in čevljem (v nategu) do porušitve (levo) in odpiranje rege med čevljem in leseno ploščo (desno)

Figure 5.91: A monotonic response of the connection between the timber and steel bracket (in tension) until failure (left) and the opening of the gap between the bracket and the timber plate (right)

Preglednica 5.16: Največji izmerjeni pomik in sila pri monotoni natezni obtežbi spoja med čevljem in leseno ploščo

Table 5.16: The largest measured force and displacement for the monotonic tension test of the connection between the steel bracket and the timber plate

Testni primer	pozicija	max. (-) pomik [mm]	max. sila (±)
Čevlaj – Les	zgoraj	-14.67	-63.83 kN
	spodaj	-15.72	

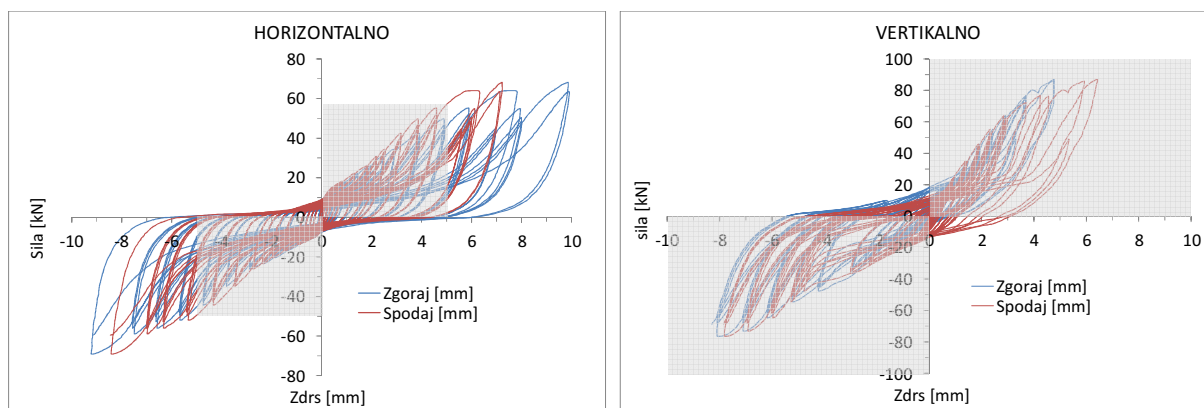
Po porušitvi spoja med pločevino in čevljem smo ta del zavarili in izvedli monoton preizkus v natezni smeri (Slika 5.91, levo). Do popolne porušitve ni prišlo, test smo predhodno ustavili pri izvleku lesene

plošče iz čevlja, ki je znašal 15.72 mm. Sidrni elementi so namreč začeli popuščati (Slika 5.91, desno). Prišlo je do zvijanja in vtiskanja vijakov sidrnih elementov, ki so zavrtani pod kotom 45° . Natezna sila, ki smo jo dosegli v monotonem testu (63.8 kN), je bila nižja od sile cikličnih testov (76.4 kN), ker je vmes prišlo do kombinacije delnega izvleka in vtiska vijakov v les. Rušni mehanizem med čevljem in lesom je sicer duktilen, vendar zaradi nepovratnih deformacij v lesu ciklično ne bi bil sposoben sipati energije. Celotna primerjava cikličnih in monotonih meritev je podana v preglednicah (Preglednica 5.15 in Preglednica 5.16).

5.3.4.1 Vrednotenje zdrsov spojev pri testih utrjenih zidov

Na podlagi optičnih meritev zdrsov spojev med leseno ojačilno ploščo in zidom ter s pomočjo histerezne ovojnice spoja v betonu v obeh smereh lahko poskusimo iz vrednotiti sile, ki so nastale v spojih utrditve zidu tipa D (na zgornji strani). Predhodne spoje smo med potekom preiskav še dopolnjevali (zmanjševali njihov prosti hod), pri utrditvi D pa smo že uporabljali spoje kakršne smo kasneje tudi individualno preizkusili.

Optične meritve so pokazale, da smo med testom utrjenega zidu tipa D dosegli v horizontalni smeri približno 5 mm zdrsa, v vertikalni pa 10 mm. Opozoriti je treba, da so te meritve nekoliko večje, kot so bili dejanski zdrsi (razloge bolj podrobno opišemo v poglavju 5.2). Če rang zdrsov kljub temu narišemo na histerezni odziv spojev, vidimo, da smo v horizontalni smeri v spojih dosegli do 55 kN sile. V vertikalni smeri pa smo na koncu presegli njihovo nosilnost. Slednje tudi drži, saj je utrditev v končni fazi odpovedala zaradi prestriga navojnih palic (v segmentu pločevina-čevlj), predvsem zaradi sesedanja zidu in prenosa vertikalne obtežbe na vezne elemente.



Slika 5.92: Interval izmerjenih zdrsov v spojih utrjenega zidu tipa D (zgornji rob plošče)
Figure 5.92: The interval of the measured connection slips for the strengthened masonry wall type D (upper edge)

5.3.5. Analiza rezultatov testiranja spojev

V naslednjih preglednicah sestavimo primerjavo minimalnih in maksimalnih pomikov v vseh delih spojev, za oba materiala (opeka, beton) in meritve na zgornji in spodnji strani elementov (Preglednica 5.17) ter njihove povprečne vrednosti (Preglednica 5.18). Zberemo tudi vrednosti sil v vseh spojih (Preglednica 5.19). Na slikah (Slika 5.93, Slika 5.94) povprečne vrednosti pomikov posameznih segmentov in sil prikažemo še grafično.

Preglednica 5.17: Primerjava največjih in najmanjših doseženih pomikov v posameznih segmentih spojev
Table 5.17: The comparison of minimum and maximum displacements in individual connection sections

POMIKI DELOV SPOJA [mm]	Opeka								Beton							
	horizontalno				vertikalno				horizontalno				vertikalno			
	zgoraj		spodaj		zgoraj		spodaj		zgoraj		spodaj		zgoraj		spodaj	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
Zid - Pločevina	-0.39	0.51	-0.31	0.58	-1.15	1.97	-1.38	0.48	-0.76	1.80	-0.89	0.72	-0.54	0.77	-0.50	0.71
Pločevina - Čevlj	-8.40	7.52	-1.92	2.14	-13.51	7.93	-13.54	9.74	-3.15	2.78	-3.32	3.63	-6.18	3.96	-7.06	5.41
Čevlj - Les	-1.27	1.91	-3.53	2.56	-0.98	0.21	-0.72	0.12	-5.31	5.33	-4.25	2.89	-1.58	0.03	-0.30	0.31
Skupaj	-10.06	9.94	-5.76	5.28	-15.64	10.11	-14.20	10.35	-9.22	9.91	-8.45	7.23	-8.30	4.77	-7.86	6.43

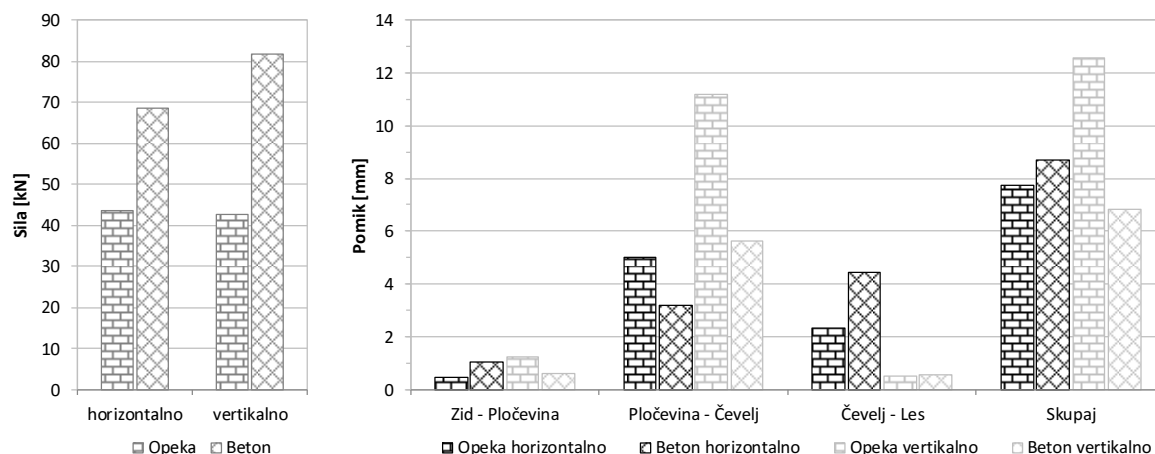
Preglednica 5.18: Primerjava povprečnih absolutnih doseženih pomikov v posameznih segmentih spojev
Table 5.18: The comparison of average absolute displacements in individual connection sections

POMIKI DELOV SPOJA [mm]	Beton			Opeka								
	horizontalno			vertikalno			horizontalno			vertikalno		
	zgoraj	spodaj	povp.	zgoraj	spodaj	povp.	zgoraj	spodaj	povp.	zgoraj	spodaj	povp.
Zid - Pločevina	0.45	0.45	0.45	1.56	0.93	1.24	1.28	0.80	1.04	0.66	0.61	0.63
Pločevina - Čevlj	7.96	2.03	5.00	10.72	11.64	11.18	2.97	3.47	3.22	5.07	6.24	5.65
Čevlj - Les	1.59	3.05	2.32	0.60	0.42	0.51	5.32	3.57	4.44	0.81	0.30	0.55
Skupaj	10.00	5.52	7.76	12.87	12.27	12.57	9.57	7.84	8.70	6.53	7.15	6.84

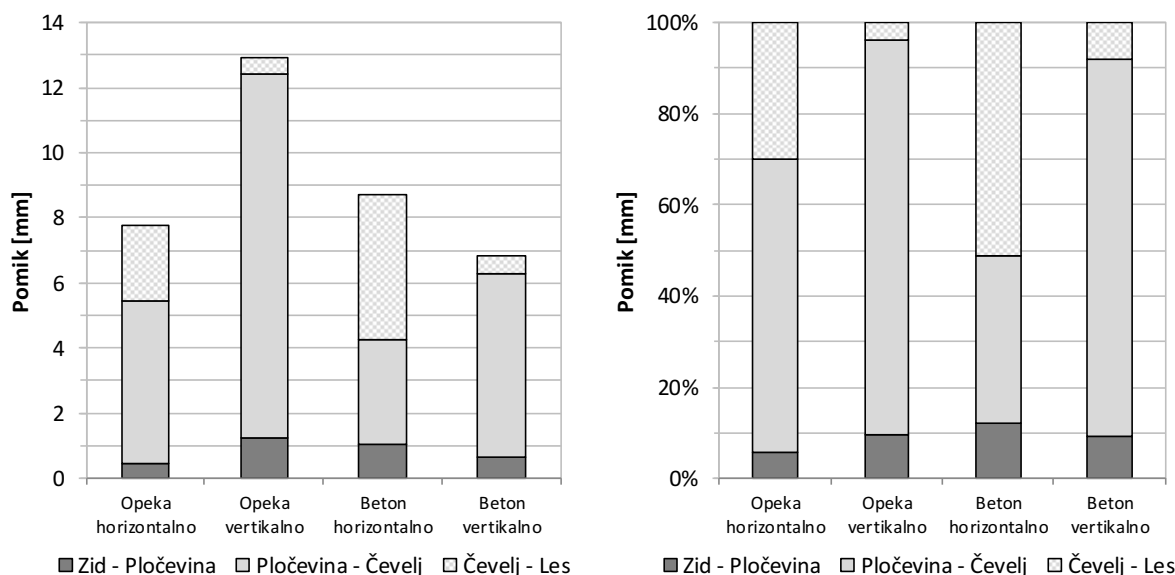
Preglednica 5.19: Primerjava največjih, najmanjših in povprečnih absolutnih doseženih pomikov v posameznih segmentih spojev**Table 5.19:** The comparison of minimum, maximum and average absolute displacements in individual connection sections

SILE V SPOJU [kN]	Opeka						Beton					
	horizontalno			vertikalno			horizontalno			vertikalno		
	min	max	povp.	min	max	povp.	min	max	povp.	min	max	povp.
	-42.8	44.4	43.6	-43.1	42.0	42.6	-69.1	68.2	68.6	-76.4	87.0	81.7

Specifičnost obnašanja posameznih spojev smo bolj podrobno opisali že v predhodnih poglavjih. Iz razmerij pomikov med posameznimi segmenti spojev (Slika 5.94, desno) vidimo, da je konceptu spoja kakršnega smo predvideli v zasnovi v poglavju 3, najbolj podobno dejansko obnašanje spoja v vertikalni smeri, tako v opeki kot betonu. Pretežni delež pomika se tu zgodi v segmentu pločevina-čevlj, manjši pa v preostalih dveh segmentih. Pri horizontalnem odzivu je delež pomika, ki odpade na segment pločevina-čevlj, manjši, poveča se zdrs med čevljem in lesom. Predvsem pri odzivu v betonu, kjer smo uporabili že enkrat testirani segment spoja med čevljem in lesom.



Slika 5.93: Primerjava povprečnih absolutnih doseženih sil in pomikov v posameznih segmentih spojev
Figure 5.93: The comparison of average absolute forces and displacements in individual connection sections

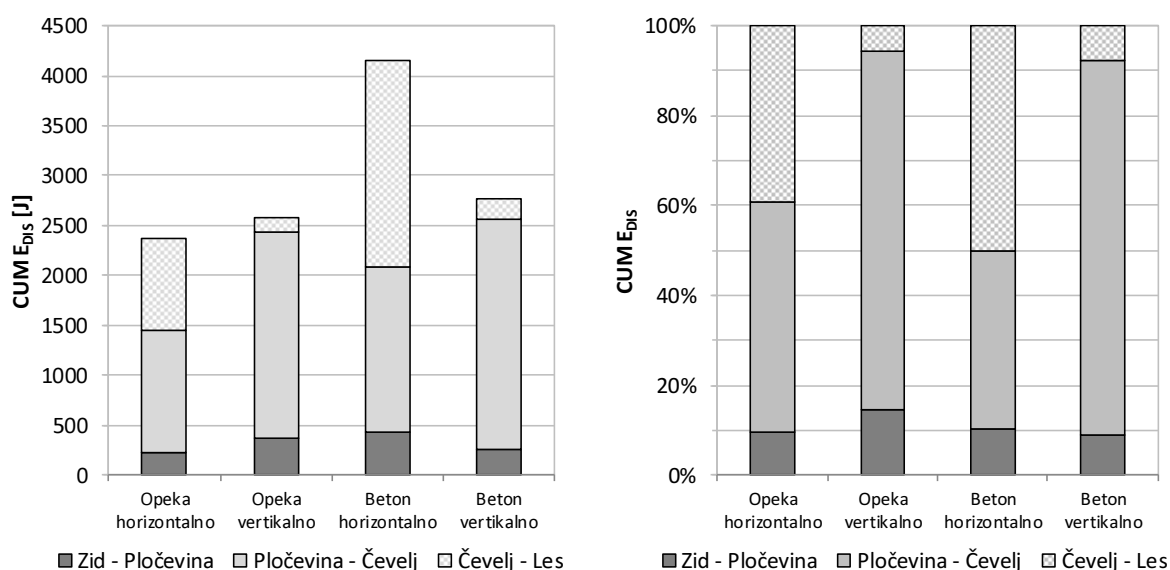


Slika 5.94: Primerjava povprečnih absolutnih pomikov v posameznih segmentih spojev
Figure 5.94: The comparison of average absolute displacements in individual connection sections

Z vidika kumulativne disipacije energije v segmentih spoja je položaj zelo podoben. Pri obremenitvi v vertikalni smeri se največ energije disipira v segmentu pločevina-čvelj, pri obremenitvi v horizontalni smeri pa sta deleža, ki ju disipirata segmenta pločevina-čvelj in čvelj-les, približno enaka. V vseh primerih najmanjši delež disipacije odpade na stik pločevina-zid, ne glede na vrsto materiala. V absolutnem smislu je največ energije disipiral horizontalno obremenjeni spoj v betonu. Horizontalni odziv spoja pri sidranju v opeko bi sicer lahko disipiral podobno količino energije vendar je zaradi neprimerne detaila odpovedal prezgodaj. Po vrednosti se približno izenači z disipacijo v vertikalnem odzivu spojev.

Preglednica 5.20: Primerjava kumulativne disipirane energije v posameznih segmentih spojev
Table 5.20: The comparison cumulative dissipated energy in individual connection sections

KUMULATIVNA DISIPACIJA ENERGIJE [J]	Opeka				Beton			
	horizontalno			vertikalno	horizontalno			vertikalno
	zgoraj	spodaj	povp.		zgoraj	spodaj	povp.	
Zid - Pločevina	259	191	225	372	550	302	426	249
Pločevina - Čevljev	1584	854	1219	2066	1590	1715	1652	2310
Čevljev - Les	854	1009	931	148	2279	1878	2079	215
Skupaj	2696	2054	2375	2586	4419	3895	4157	2774

**Slika 5.95:** Primerjava povprečne kumulativne disipirane energije v posameznih segmentih spojev
Figure 5.95: The comparison of average cumulative dissipated energy in individual connection sections

Togost v segmentih spojev izračunamo s postopkom, opisanim v poglavju 5.1.2.1, ki smo ga uporabili tudi za izrednotenje togosti opečnih zidov. Izračunane vrednosti izpišemo v preglednicah (Preglednica 5.21, Preglednica 5.22) ter grafično prikažemo na sliki (Slika 5.96) v logaritemskem merilu. Slednje naredimo zaradi preglednosti, ker se togosti po segmentih precej razlikujejo. Najbolj togo se obnašajo segmenti spojev med čevljem in lesom v primeru vertikalnega obremenjevanja. Nekajkrat večjo togost kot segment pločevina-čevljev izkazuje tudi segment pločevina-zid. Najmanjša razlika med slednjima nastane v primeru vertikalnega obremenjevanja spoja v opečni smeri, vendar se še vedno razlikujeta za faktor 3.6, medtem ko se v ostalih primerih za faktor 6.5 ali več. Togost horizontalnega spoja med lesom in čevljem je v primeru sidranja v opeko večja od togosti segmenta pločevina-čevljev, pri sidranju v beton, kjer smo uporabili že nekoliko razrahljan segment, pa ne.

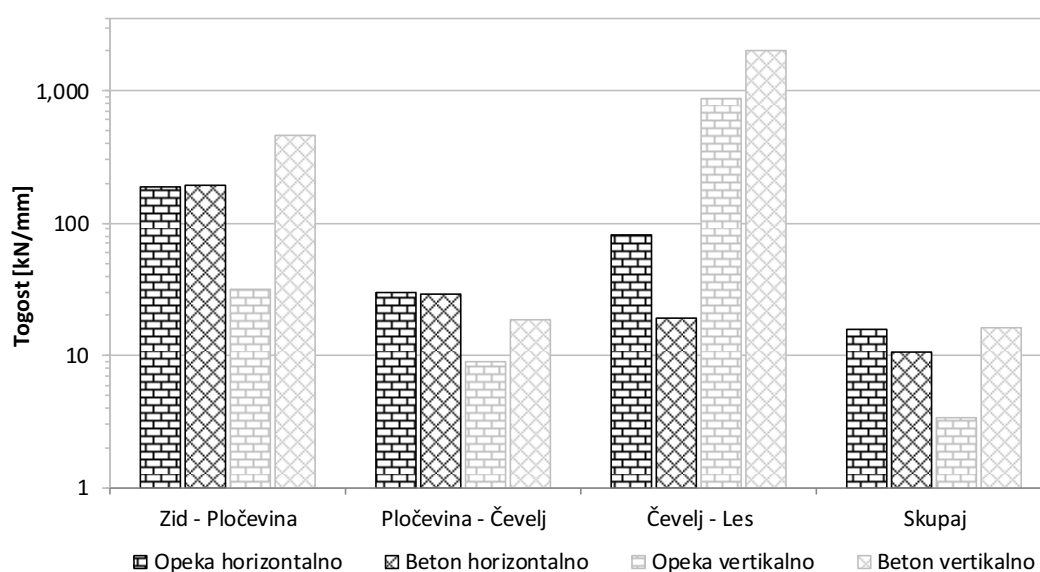
Preglednica 5.21: Primerjava največjih in najmanjših efektivnih togosti v posameznih segmentih spojev
Table 5.21: The comparison of minimum and maximum effective stiffness in individual connection sections

TOGOSTI DELOV SPOJA [kN/mm]	Opeka								Beton							
	horizontalno				vertikalno				horizontalno				vertikalno			
	zgoraj		spodaj		zgoraj		spodaj		zgoraj		spodaj		zgoraj		spodaj	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
Zid - Pločevina	-98.8	186.9	-310.0	165.9	-24.7	32.4	-23.3	44.4	-133.5	80.3	-261.1	303.3	-1157.0	192.2	-356.4	150.4
Pločevina - Čevelj	-15.5	18.5	-41.1	44.6	-6.3	10.8	-9.4	9.3	-25.9	26.5	-37.4	27.9	-11.2	25.7	-10.3	26.7
Čevelj - Les	-111.8	136.4	-31.2	43.3	-447.9	851.1	-1688.2	462.1	-15.6	21.6	-13.9	26.4	-419.2	852.6	-2774.3	3891.0
Skupaj	-12.0	15.0	-16.8	19.4	-4.8	8.0	7.8	8.5	-9.1	10.4	-9.7	13.0	-10.7	22.1	-10.1	22.7

Preglednica 5.22: Primerjava največjih, najmanjših in povprečnih absolutnih efektivnih togosti v posameznih segmentih spojev

Table 5.22: The comparison of minimum, maximum and average absolute effective stiffness in individual connection sections

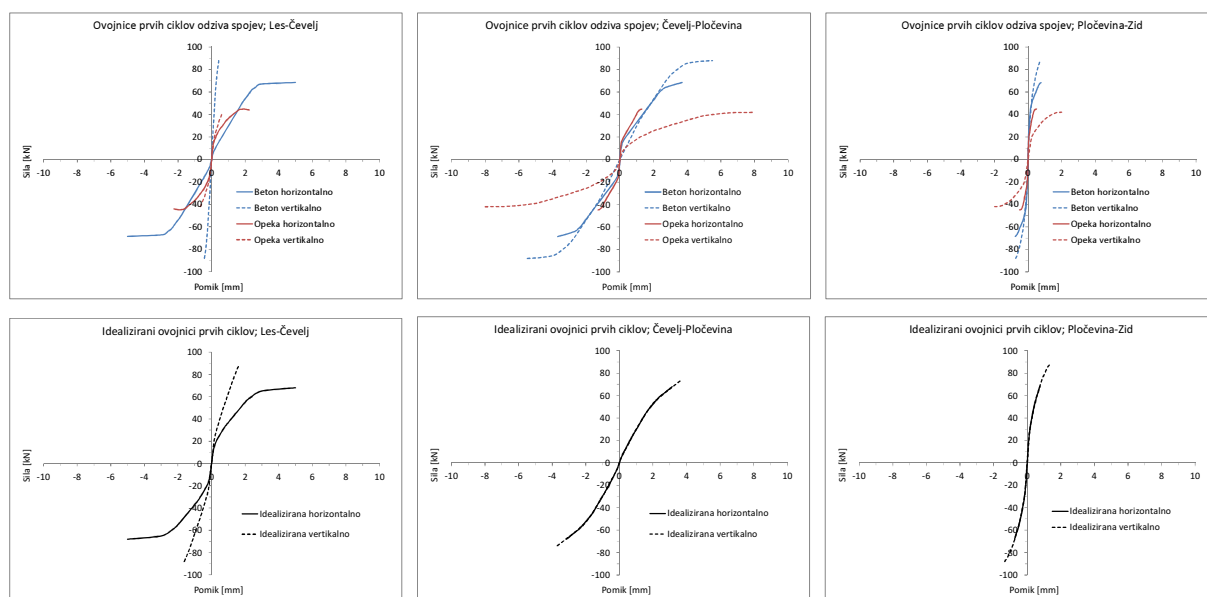
TOGOSTI DELOV SPOJA [kN/mm]	Opeka						Beton					
	horizontalno			vertikalno			horizontalno			vertikalno		
	zgoraj	spodaj	povp.	zgoraj	spodaj	povp.	zgoraj	spodaj	povp.	zgoraj	spodaj	povp.
Zid - Pločevina	142.8	238.0	190.4	28.5	33.8	31.2	106.9	282.2	194.5	674.6	253.4	464.0
Pločevina - Čevelj	17.0	42.9	29.9	8.6	9.3	8.9	26.2	32.7	29.4	18.4	18.5	18.4
Čevelj - Les	124.1	37.3	80.7	649.5	1075.1	862.3	18.6	20.2	19.4	635.9	3332.6	1984.3
Skupaj	13.5	18.1	15.8	6.4	0.3	3.4	9.7	11.4	10.5	16.4	16.4	16.4



Slika 5.96: Primerjava povprečnih absolutnih efektivnih togosti v posameznih segmentih spojev
Figure 5.96: The comparison of average absolute effective stiffness in individual connection sections

5.3.5.1 Idealizacija ovojníc spojev za uporabo v numeričnih modelih

Ovojnice prvih ciklov spojev (Slika 5.97) prikažemo simetrično – za merodajen izberemo bolj ugoden odziv obremenjevanja (levo in desno). Pri horizontalnem spoju vzamemo pri spoju v betonu povprečje odziva, pri spoju v opeki pa odziv na strani, ki ni odpovedala. Posledično je deformacijska kapaciteta nižja kot pri betonu, saj je na račun rotacije ene strani stika prišlo do drugačnega obnašanja celotnega spoja. Glavna razlika med odzivom spoja v betonu in opeki namreč nastaja na račun višje nosilnosti dopolnjenega stika med čevljem in pločevino. Ker je bil odziv med pločevino in zidom tako rekoč elastičen tako v betonu kot opeki, med jeklenim čevljem in lesom pa enak, za nadaljnje analize uporabljamo poenoten odziv spojev tako za pritrdjevanje v opeko kot beton.



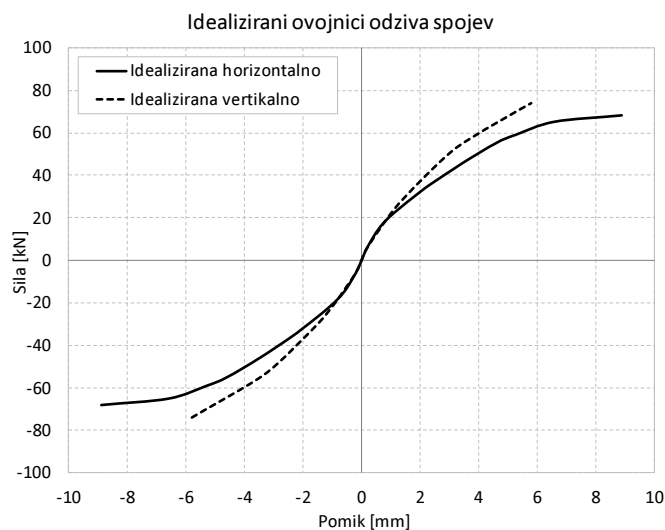
Slika 5.97: Primerjava ovojníc prvega cikla spoja med lesom in čevljem, čevljem in pločevino ter pločevino in zidom

Figure 5.97: The comparison of first-cycle backbones of the timber-bracket, bracket-plate and plate-wall connection

Na sliki (Slika 5.97) kvalitativno določimo idealizirane ovojnice vseh sklopov spoja (les-čevljev, čevljev-pločevina, pločevina-zid). Krivulje prilagodimo tako, da pokrivajo povprečen odziv posameznih sklopov spoja. Obenem jih zgladimo, da so bolj primerne za numerično analizo, ki je lahko občutljiva za skoke v togosti odziva. Stik med pločevino in zidom poenotimo tudi za obe smeri obremenjevanja (horizontalno in vertikalno), saj večjih razlik ni bilo. Enako velja za stik med čevljem in pločevino, ki je bil med testiranjem dopolnjen tako, da dosega višje nosilnosti, čeprav z dokaj nizko deformacijsko kapaciteto. Namen takšnega deljenja komponent stika je možnost variacije komponent v kasnejših numeričnih analizah in prilagoditev izbranemu stanju (npr. povečanje ali zmanjšanje števila sider na objektu).

Nosilnost spoja je omejena z nosilnostjo segmenta čevljev-pločevina. V skladu s standardom EN 1993-1 bi lahko za strižni spoj dveh navojnih palic M16 (4.6), s katerima povezujemo ta segment, izračunali največjo nosilnost 60.2 kN (prestrig skozi navoje). V nadaljnjih numeričnih analizah sicer uporabljamo nosilnost, dobljeno iz eksperimentov, ki se nekoliko razlikuje v horizontalni in vertikalni smeri obremenjevanja.

Na zadnji sliki (Slika 5.98) tako sestavimo vpliv vseh komponent stika v skupen idealiziran odziv, ki ga uporabljamo v simulacijah s končnimi elementi. Numerični opis ovojnic (pomik-sila) je podan v preglednici (Preglednica 5.23).



Slika 5.98: Idealizirani ovojnici spoja v horizontalni in vertikalni smeri
Figure 5.98: The idealised combined backbones in the horizontal direction

Preglednica 5.23: Idealizirani ovojnici horizontalnega in vertikalnega odziva spojev (negativna smer je simetrična)

Table 5.23: The idealised horizontal and vertical connection response backbones (negative direction is symmetric)

IDEALIZIRAN HORIZONTALNI ODZIV SPOJA											
u [mm]	0	0.2	0.6	1.1	2.0	2.4	3.5	4.6	5.3	6.6	8.9
F [mm]	0	6	15	22	32	36	46	55	59	65	68

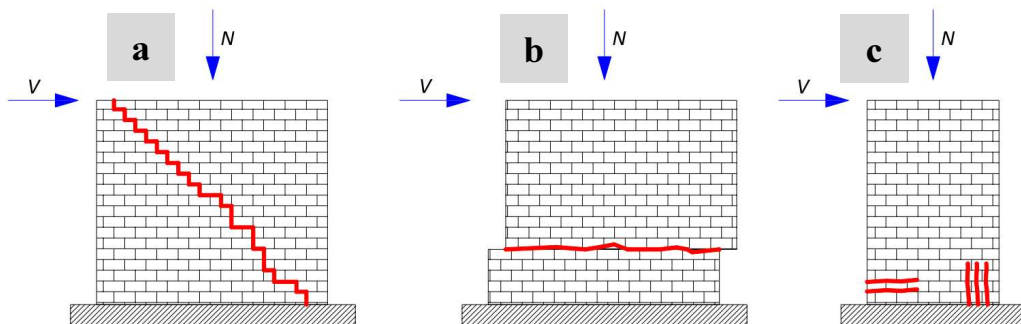
IDEALIZIRAN VERTIKALNI ODZIV SPOJA							
u [mm]	0	0.2	0.9	1.5	2.9	3.8	5.8
F [mm]	0	6	20	30	49	58	74

5.4 Modeliranje neutrnjenih in utrjenih testnih konstrukcij iz nearmiranega zidovja

V poglavju bomo modelirali neutrjen in utrjen zid iz poglavij 5.1.2 in 5.2.4. Utrjen zid ima ojačitve pritrjene s spoji, ki smo jih analizirali v poglavju 5.3.

5.4.1. Nearmirano zidovje

Za modeliranje opečnih zidov bomo uporabili metodo nadomestnega okvirja. Le-ta spada med poenostavljene postopke, kjer zidovje modeliramo z ekvivalentnim homogenim materialom, ki mu določimo globalne neelastične karakteristike. Uporabljamo lahko linijske končne elemente in koncentrirano plastičnost v členkih, ki jih postavimo bodisi na konce ali sredino elementov. Pri modeliranju zgradb z metodo nadomestnega okvirja glavne nosilne stene razdelimo na posamezne podelemente (makroelemente). To so stenski slopi (ki lahko potekajo v celoti od ene do druge etaže ali pa zgolj stenski slopi med okni), nadokenski elementi ter togi segmenti. Deformabilnosti (elastično in plastično) pripišemo stenam in nadokenskim elementom, togi odseki pa preostale elemente povezujejo skupaj v celoto nadomestnega okvirja.



Slika 5.99: Rušni mehanizmi v opečnih zidovih (povzeto po Rizzanu in Sabatinu, 2010)
Figure 5.99: Failure mechanisms in masonry walls (as in Rizzano and Sabatino, 2010)

Za stenske in nadokenske elemente izračunamo njihove največje nosilnosti odvisne od rušnih mehanizmov, ki se vzpostavijo v elementih. Mehanizmi pa so odvisni od robnih pogojev (geometrije, osnih obremenitev, trdnosti materiala) v konstrukciji. V literaturi (Turnšek in Čačovič, 1971; Turnšek idr. 1978; Magenes in Calvi, 1997; Calderani idr., 2009; Belmouden in Lestuzzi, 2009; Bosiljkov idr. 2010; Parisi in Augenti, 2012) se po navadi pojavljajo tri vrste rušnih mehanizmov (Slika 5.99): (a) strižna porušitev oziroma mehanizem diagonalnih razpok, (b) prestrižni in (c) upogibni. Evropski standard za Evrokod 8-3 (EN 1998-3) sicer mehanizma diagonalnih razpok ne predvideva. V naših računih bomo za izračun rušnih mehanizmov uporabili metodo z uporabo interakcijske ploskve, ki sta jo predlagala Petrovčič in Kilar (2013) in je formulirana na podlagi enačb različnih avtorjev (Magenes in Calvi, 1997, Benedetti in Tomažević, 1984, Calderani idr. 2009). Z njo je možno tudi grafično prikazati prepletanje rušnih mehanizmov v odvisnosti od robnih pogojev. V splošnem lahko strižno odpornost posameznega stenskega slopa opišemo z enačbo:

$$V_U(N, \lambda) = \min(V_R(N, \lambda), V_D(N, \lambda), V_S(N, \lambda)) \quad (12)$$

kjer izberemo nosilnost rušnega mehanizma, ki da pri danih pogojih najnižjo vrednost. Enačbe za posamezne rušne mehanizme pa so sledeče. Upogibno nosilnost v odvisnosti od vitkosti stene (λ) in osne sile v elementu (N) izrazimo takole:

$$V_R(N, \lambda) = \frac{\sigma(N)}{2 \alpha_V(\lambda)} \left(1 - \frac{\sigma(N)}{\kappa f_c} \right) D t \quad (13)$$

Strižno porušitev (diagonalne razpoke):

$$V_D(N, \lambda) = \frac{f_t}{b(\lambda)} \sqrt{1 - \frac{\sigma_n}{f_t}} D t \quad (14)$$

Prestrig pa:

$$V_S(N, \lambda) = \left(\frac{f_t + \mu \sigma(N)}{1 + \frac{3\tau_0 \alpha_V(\lambda)}{\sigma(N)}} \right) D t \quad (15)$$

Pri zgornjih izrazih je pomen posameznih podkomponent naslednji:

f_c	maksimalna tlačna trdnost zidovja
$f_t = 1.5 \tau_0$	natezna trdnost zidovja
$\tau_0 = \zeta f_c$	strižna trdnost zidovja pri ničelni osni sili (kohezija)
$\kappa = 0.85$	faktor reducirane tlačne trdnosti zidovja
$\sigma(N) = N / (D t)$	povprečna napetost v vertikalni smeri zaradi delovanja osne sile N
D	dolžina slopa
t	debelina slopa
H	višina slopa
$\lambda = H / D$	vitkost slopa
$\alpha_V(\lambda) = \alpha_0 (\lambda)$	strižni koeficient
$\mu \in [0.4, 0.8]$	koeficient trenja
$\zeta \in [0.01, 0.1]$	koeficient kohezije

Razporeditev strižne napetosti v prerezu definiramo v skladu s predlogom Benedettija in Tomaževiča (1984):

$$b(\lambda) = \begin{cases} 1, & \lambda < 1 \\ \lambda, & 1 \leq \lambda \leq 1.5 \\ 1.5, & \lambda > 1.5 \end{cases} \quad (16)$$

Koeficient ničelnega momenta (prevojne točke) α_0 pa definiramo sledeče:

$$\alpha_0 = \begin{cases} \frac{H_0}{H}, & H_0 \geq H/2 \\ 1 - \frac{H_0}{H}, & H_0 < H/2 \end{cases} \quad (17)$$

kjer je H_0 višina prevojne točke merjena od spodnjega dela slopa navzgor. Odvisnost prikažemo tudi na sliki (Slika 5.100).

Za grafično predstavitev interakcije rušnih mehanizmov pa definiramo tudi referenčno osno silo (N_{ref}), ki predstavlja največjo osno silo v slopu z vitkostjo $\lambda = 0.25$.

$$N_{ref} = N_u(\lambda = 0.25) = 4 \kappa f_c H t \quad (18)$$

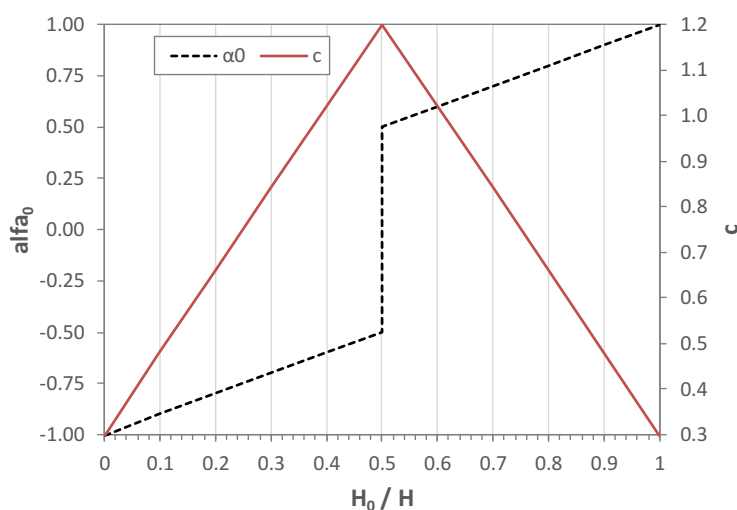
Petrovčič in Kilar sicer formulirata tudi porušni mehanizem za odpoved zidu izven ravnine vendar tega v naših modelih ne upoštevamo. V nadaljevanju namreč uporabljamo le ravninske modele.

Poleg rušnih mehanizmov definiramo še elastično togost zidanih slopov z enačbo:

$$K_e = \frac{G D t}{1.2 H \left[1 + \frac{G}{c E} \left(\frac{H}{D} \right)^2 \right]} \quad (19)$$

kjer sta E in G elastični in strižni modul zidovja, koeficient c pa variira od 0.3 za konzolno vpete zidove do 1.2 za zidove, ki so toga vpeti na obeh straneh. Izrazimo ga v odvisnosti (Slika 5.100) od koeficienta ničelnega momenta z enačbo:

$$c = -1.8 \alpha_0 + 2.1 \quad (20)$$



Slika 5.100: Odvisnost faktorjev α_0 in c od pozicije prevojne točke
Figure 5.100: Factors α_0 in c in relation to the moment inversion point

Podobno kot za stenske elemente moramo definirati tudi nosilnost nadokenskih elementov. Slednje povzamemo po predlogu Milanija idr. (2009), ki predvideva dva porušna mehanizma, upogibnega in strižnega.

Strižno odpornost prečke podamo z enačbo, kjer upoštevamo samo vpliv kohezije (normalne napetosti v prečki so nizke):

$$V_{S,sp} = \tau_0 h_{sp} t_{sp} \quad (21)$$

kjer sta h_{sp} in t_{sp} višina in debelina prečke.

Upogibna nosilnost prečke pa izhaja iz predpostavke, da ima prečka na dnu natezni element (obok, vez, tram), vozliščna momenta pa imata nasprotno enako vrednost ($\alpha_0 = 0.5$).

$$V_{R,sp} = \frac{F_p}{\lambda_{sp}} \left(1 - \frac{F_p}{\kappa f_c h_{sp} t_{sp}} \right) \quad (22)$$

kjer je trdnost nateznega elementa $F_p \leq 0.4 h_{sp} t_{sp}$, vitkost prečke pa je razmerje njene dolžine in višine $\lambda_{sp} = t_{sp} / h_{sp}$.

Definirati pa je potrebno še mejna stanja konstrukcije oziroma njenih elementov. Dodatek C standarda EN 1998-3 vsebuje priporočila za oceno potresne odpornosti zidanih zgradb. Definira tri mejna stanja, ki se nanašajo tako na globalno oceno konstrukcije kot tudi posameznih elementov (slopov in prečk):

- mejno stanje blizu porušitve (Near Collapse) – NC
- mejno stanje velikih poškodb (Significant Damage) – SD
- mejno stanje omejenih poškodb (Damage Limitation) – DL

Mejno stanje NC pri oceni globalnega obnašanja konstrukcije je definirano z mejnim pomikom vrha konstrukcije, ko skupna strižna sila pri potresu pade na 80 % maksimalne. Stanje SD je definirano pri $\frac{3}{4}$ pomika stanja NC, stanje DL pa kot meja elastičnosti idealizirane bilinearne krivulje sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF; glej tudi poglavje 5.4.3).

Lokalno pa se kapaciteta zidu, ki se obnaša upogibno (merodajen je upogibni porušni mehanizem) izrazi kot zasuk slopa, oziroma upogibnega plastičnega členka (Φ), in za mejno stanje SD znaša $0.008 H_0/D$ za primarne potresne stene ($0.012 H_0/D$ za sekundarne). Za stanje NC se vrednost zasuka poveča na $4/3$ vrednosti SD. Stanje DL je definirano z največjo (elastično) upogibno nosilnostjo zidu.

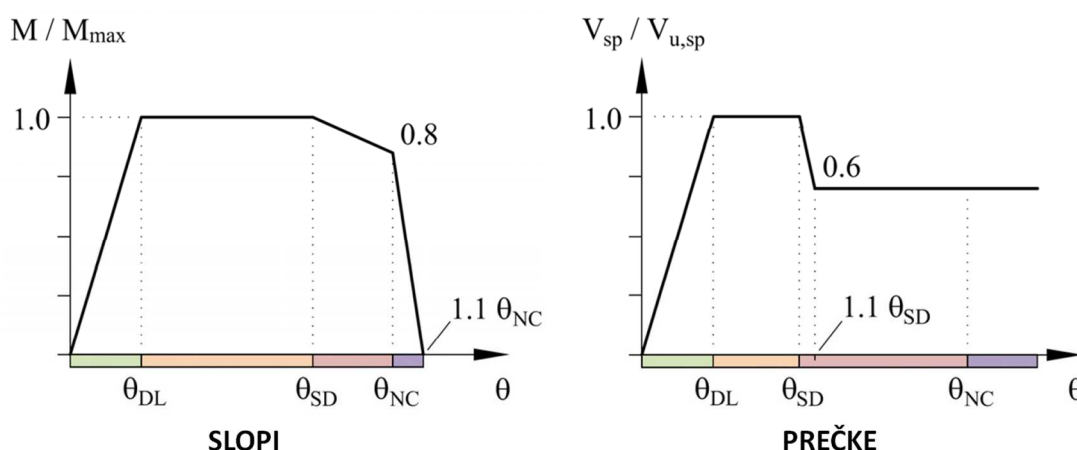
Za zidove, ki se obnašajo strižno (merodajen je eden od strižnih porušnih mehanizmov) se mejno stanje SD izrazi kot strižni pomik in znaša $0.004 H$ (za sekundarne $0.006 H$), kjer je H višina cele stene. Za stanje NC se vrednost pomika poveča na $4/3$ vrednosti SD. Stanje DL je definirano z največjo (elastično) strižno nosilnostjo zidu.

Preglednica 5.24: Mejna stanja za porušne mehanizme zidanih slopov in nadokenskih elementov
Table 5.24: The limit states of masonry wall and spandrel elements

Element	Slop			Nadokenski element		
Porušni mehanizem	Θ_{DL}	Θ_{SD}	Θ_{NC}	Θ_{DL}	Θ_{SD}	Θ_{NC}
Upogib	Θ_e	$0.008 \alpha_v$	$0.011 \alpha_v$	0.002	$0.008 \lambda_{sp}$	0.015
Strig in Prestig	Θ_e	0.0040	0.0053	0.0010	0.0040	0.0200

V naših modelih bomo obnašanje zidanih slopov modelirali z upogibnimi plastičnimi členki. Zato vsa mejna stanja elementov (tudi v primeru strižnih porušitev) izrazimo (Preglednica 5.24) v odvisnosti od tetivnega zasuka slopov $\theta = d / H$ kjer je d pomik na vrhu slopa. Uporabimo formulacijo, ki je skladna z enačbami Petrovčiča in Kilarja (2013).

Na naslednji sliki (Slika 5.101) so definirana mejna stanja prikazana tudi grafično. Pri zidovih na prehodu iz stanja SD v NC dodamo 20-% padec nosilnosti, ki nato po preseženem stanju NC postopoma pada do 0. Neelastično obnašanje prečk pa je povzeto po Beyer (2012). Po dosegu stanja SD dodamo postopni 40-% padec nosilnosti pri 10-% povečanju deformacij. Zmanjšana konstantna nosilnost je potem numerično v prečki prisotna brez omejitve deformacije.



Slika 5.101: Konstitutivne zveze plastičnih členkov v slopih in prečkah (povzeto po Petrovčiču in Kilarju, 2013)

Figure 5.101: Constitutive relationships of plastic hinges in pier and spandrel elements (as in Petrovčič and Kilar, 2013)

5.4.1.1 Vzorčni zid – izračun nosilnosti

V skladu s prej navedenimi enačbami izračunamo nosilnost, togost in deformacijsko kapaciteto neutrenjenega zidu, ki smo ga eksperimentalno preizkusili. Upoštevamo vertikalno obtežbo na zid (300 kN) ter tlačno in natežno trdnost zidovja, ki smo ju izračunali na podlagi eksperimentalnih rezultatov ($f_k = 4.59$ MPa, $f_{t,k} = 0.227$ MPa). Izvrednotimo še začetno strižno trdnost ($f_{v,k,0} = 0.151$ MPa). V skladu z Evrokodom 6 bi za začetno strižno trdnost za opečne zidake z malto razreda M1 – M2 sicer upoštevali vrednost 0.10 MPa, v kombinaciji z malto M2.5 – M9 pa vrednost 0.20 MPa. Koeficient kohezije je pri naših izbranih vrednostih $\zeta = 0.0329$. Za koeficient trenja μ izberemo 0.4, koeficient vitkosti je $\lambda = 1.5$. Varnostnih faktorjev in faktorjev zaupanja v računu ne upoštevamo, računamo s karakterističnimi vrednostmi.

Za elastični in strižni modul upoštevamo nabor različnih vrednosti; izmerjene ($E = 820$ MPa, $G = 328$ MPa) in korigirane ($E = 2500$ MPa, $G = 1000$ MPa). Eksperimentalni strižni odziv zidov je bil namreč izjemno tog. V primerjavi s predhodnimi testi prof. Tomaževiča, ki so bili izvedeni pri globalno enakih robnih pogojih, se začetna togost zidov razlikuje za faktor 2.75. Pri predhodnih testih je bil vnos vertikalne sile v zid izveden s pomočjo enega vertikalnega bata, ki je silo v zid vnašal na sredini zidu. Zidovi naših testov pa so imeli na vrhu zidov pritrjene daljše jeklene grede (Slika 5.5), preko katerih smo vertikalno silo v zid vnašali preko dveh ločenih batov, ki sta bila vsak za 1.2 m oddaljena od sredine zidu (medsebojna razdalja med batoma je bila torej 2.4 m). Algoritem vnosa vertikalne sile v zid je bil pogojen tudi z rotacijo nosilca za vnos sile (oziroma AB vezi na vrhu zidov), ki je moral biti čim bolj omejen, tj. je moral simulirati togo vpetje. Zato se je sila v obeh batih med potekom testa spreminjala, njuna skupna vsota pa je ostajala enaka. Vendar je, sodeč po eksperimentalnih rezultatih, takšen način

vnosa vertikalne sile vplival na horizontalni odziv zidu, ki se je obnašal bolj toga, kot bi se sicer. S korigiranimi vrednostima elastičnega in strižnega modula lahko ujamemo tudi eksperimentalni odziv zidu. Na tem mestu lahko omenimo, da bi v skladu s predlogom Evrokoda 6 elastični modul zidovja sicer lahko ocenili kot 1000-kratnik tlačne trdnosti. Potemtakem bi za elastični modul dobili vrednost 4590 MPa, strižni modul pa bi znašal 1836 MPa (izražen kot 0.4 E).

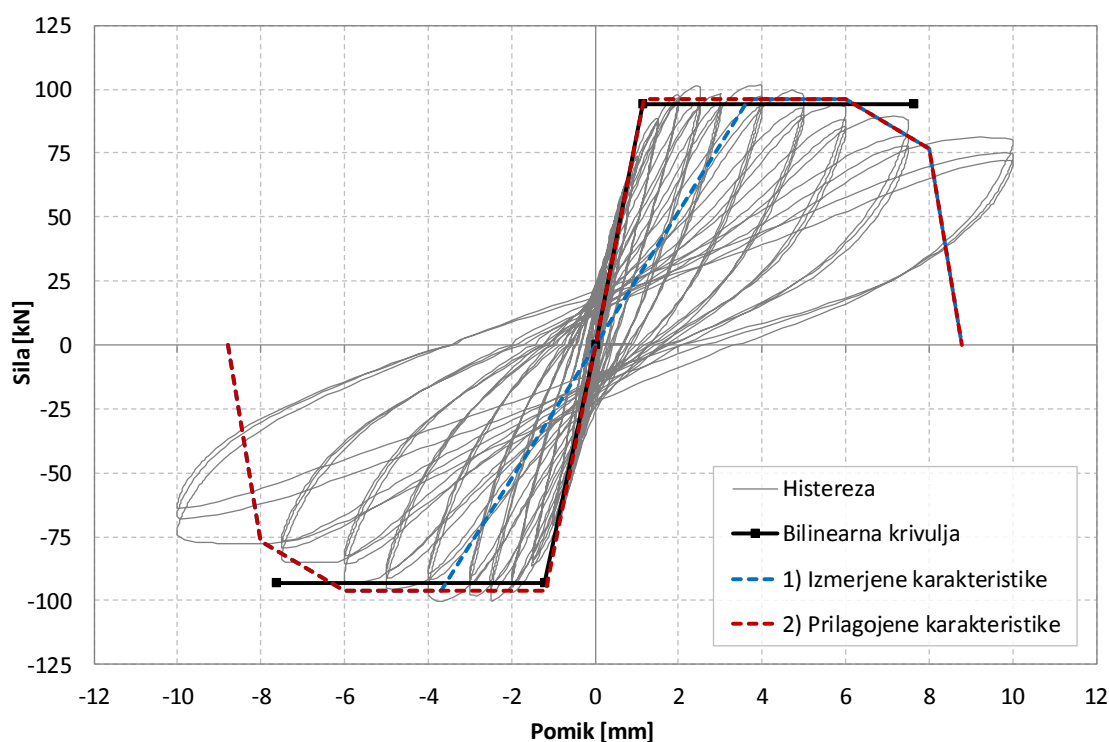
Izračunane nosilnosti, togosti in deformacijske kapacitete prikažemo v preglednici (Preglednica 5.25). Vidimo, da od obeh tipov strižne porušitve prevlada mehanizem diagonalnih razpok ($V_{ul}^f = 96$ kN). Ob predpostavki prevojnne točke na sredini višine zidu pa izračunamo, da bi bila za doseganje maksimalnega odpornostnega momenta (tj. upogibne porušitve) na vrhu zidu potrebna strižna sila 141 kN. Zid torej globalno odpove zaradi strižnih diagonalnih razpok, kot se je pokazalo že med potekom eksperimentov.

Preglednica 5.25: Računske nosilnosti, togosti in deformacijske kapacitete neutrjenega zidanega slopa za različne vhodne podatke

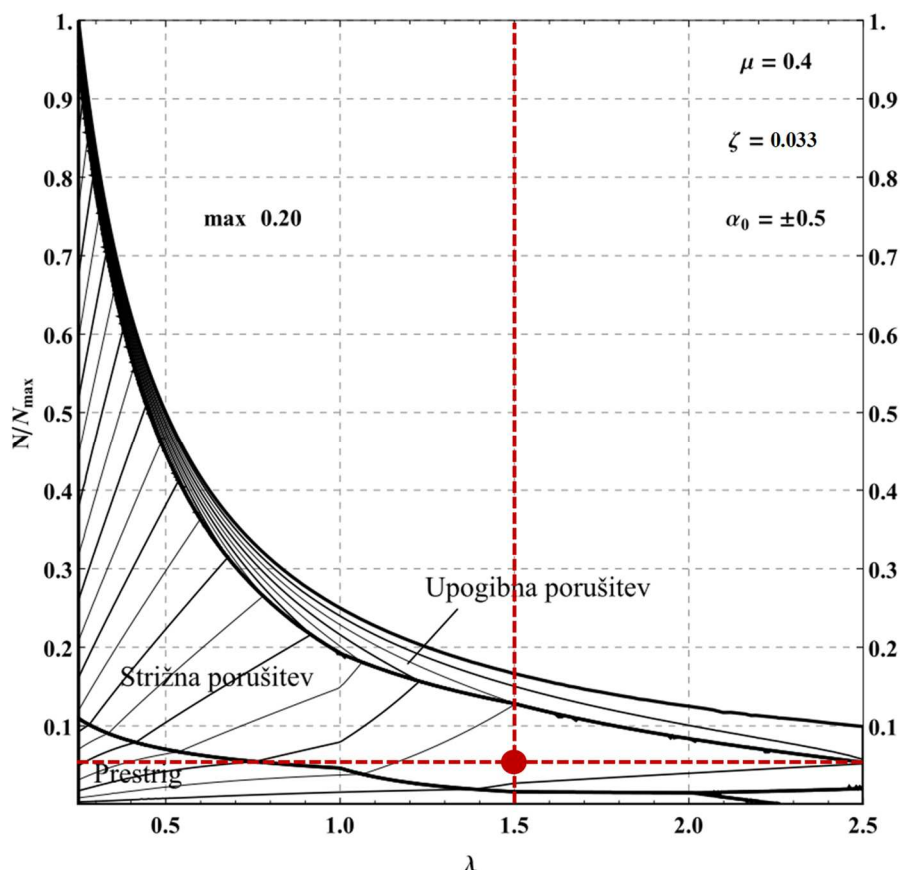
Table 5.25: The resistance, stiffness and deformation capacity of the unreinforced masonry wall for different boundary conditions

	E	G	f_k	$f_{v,k,0}$	$f_{t,k}$	N_{ref}	V_u^s	V_u^f	$V(M_u)$	K_{el}	Θ_{DL}	Θ_{SD}	Θ_{NC}
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kNm	kN/m	-	-	-
1)	820	328	4.59	0.15	0.23	5828	181	96	141	26032	0.0024	0.0040	0.0053
2)	2500	1000	4.59	0.15	0.23	5852	178	94	141	79365	0.0008	0.0040	0.0053

Izračunani štirilinerarni ovojnici prikažemo na sliki (Slika 5.102) nanese nad eksperimentalni histerezni odziv zidu pri ciklični horizontalni obtežbi. Na sliki (Slika 5.103) pa še grafično prikažemo prepletanje rušnih mehanizmov, ki lahko nastopijo v slopu. Izbrani konstantni robni pogoji na sliki so trenje, kohezija in robna vpetost, variirata pa osna obremenitev slopa in njegova vitkost. Naš primer pade v območje parametrov, ki narekujejo strižno porušitev (diagonalne razpoke).



Slika 5.102: Štirilinerarna ovojnica, izračunana za vzorčni eksperimentalno preizkušeni zid
Figure 5.102: the four-linear backbone calculated for the case-study experimentally tested wall



Slika 5.103: Grafični prikaz prepletanja rušnih mehanizmov za izbrane robne pogoje
Figure 5.103: A graphical interpretation of the failure mechanisms for the chosen boundary conditions

5.4.2. Ojačilne križno lepljene lesene plošče

Ojačilne plošče modeliramo s ploskovnimi končnimi elementi. Ortotropnost križno lepljenih plošč zagajamo s poenostavljenim homogeniziranim modelom s koeficienti, katerih uporabo smo bolj podrobno prikazali v poglavju 4.2. V smeri glavnih slojev (v našem primeru po višini, Slika 5.104) redukcijski faktor za izbrane plošče 100 mm 3s (30-40-30) znaša:

$$k_{11} = \frac{11\,000 \text{ MPa} \cdot (30 \text{ mm} + 30 \text{ mm}) + 370 \text{ MPa} \cdot 40 \text{ mm}}{11\,000 \text{ MPa} \cdot 100 \text{ mm}} = 0.614 \quad (23)$$

v smeri prečno na glavne sloje (v našem primeru širine) pa:

$$k_{22} = \frac{11\,000 \text{ MPa} \cdot 40 \text{ mm} + 370 \text{ MPa} \cdot (30 \text{ mm} + 30 \text{ mm})}{11\,000 \text{ MPa} \cdot 100 \text{ mm}} = 0.420 \quad (24)$$

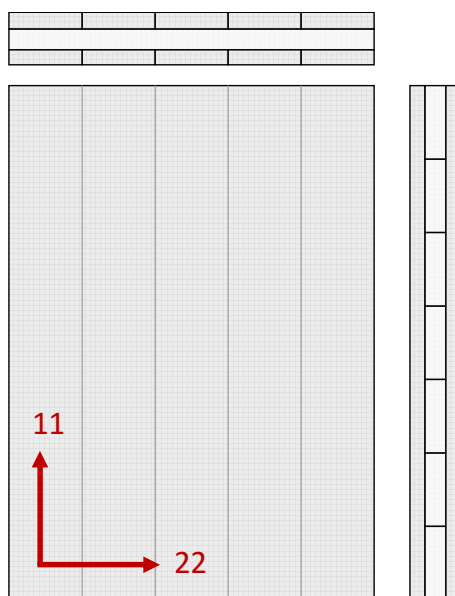
V modelu uporabljen elastični modul v smeri glavnih slojev je tako $E_l = 0.614 \times 11\,000 \text{ MPa} = 6\,754 \text{ MPa}$, v smeri dolžine (oziroma širine) pa $E_2 = 0.420 \times 11\,000 \text{ MPa} = 4\,620 \text{ MPa}$. Upoštevani strižni modul je $G = 688 \text{ MPa}$.

Nosilnost v ploščah transformiramo z istimi koeficienti. Ker bomo v numeričnem modelu upoštevali polno (bruto) debelino plošče, moramo pri odčitavanju napetosti upoštevati vrednosti, prilagojene na neto sloje v posamezni smeri, ali pa reducirati nosilnosti. V naslednji preglednici (Preglednica 5.26) navajamo projektne omejitve za napetosti v lesu trdnostnega razreda C24 (ojačilne plošče so sestavljene iz takšnih lamel) za modifikacijski faktor $k_{mod} = 1.1$ ter varnostni faktor $\gamma = 1.0$ (oba za potresni obtežni primer).

Preglednica 5.26: Napetosti v lesenih ploščah; karakteristične in efektivne nosilnosti
Table 5.26: Stresses in timber plates; characteristic and effective resistance

Vrednosti [MPa]	karakteristična	projektna	efektivna v glavni smeri (11)	efektivna v prečni smeri (22)
upogibna napetost (f_m)	24	26.4	16.21	11.09
tlačna napetost ($f_{c,0}$)	21	23.1	14.18	9.70
natezna napetost ($f_{t,0}$)	14	15.4	9.45	6.47
strižna napetost (f_v)*	3.5	3.85	3.85	3.85

* za bruto prerez (Blass, 2010)

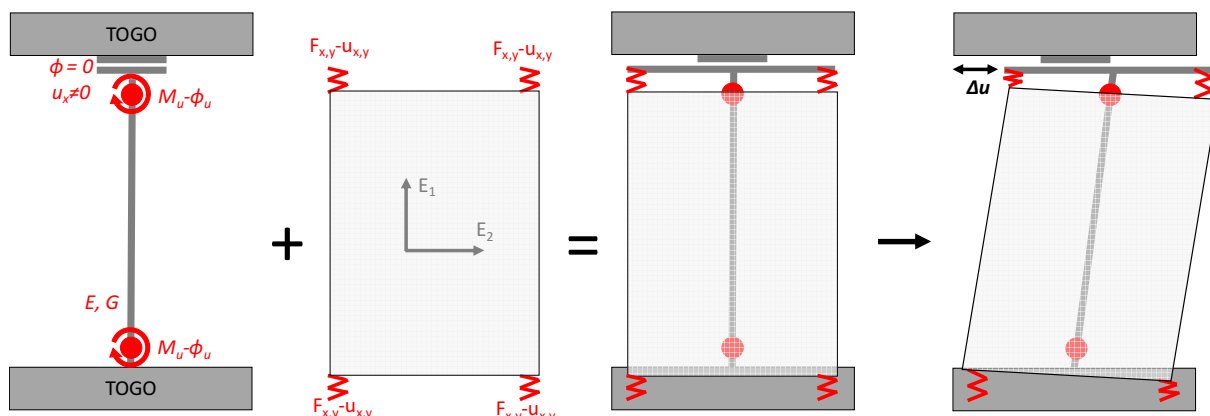


Slika 5.104: Smeri glavnih slojev (11) in prečnih slojev (22)
Figure 5.104: Directions of the main layers (11) and cross layers (22)

5.4.3. Modeli neutrenjenih in utrjenih preizkušanih sten – dinamični odziv

Zasnova modela končnih elementov je prikazana na sliki (Slika 5.105). Zid širine 100 cm, višine 150 cm in debeline 25 cm modeliramo z linijskim elementom, spodaj togo vpetim, na zgornji strani pa dodamo rotacijsko togo podporo, ki ji omogočimo zdrs v ravnini obremenjevanja. Na vrhu in dnu linijskega elementa dodamo momentna rotacijska plastična členka. Tako simuliramo obnašanje togo vpetega zidanega slopa, ki smo ga preizkušali.

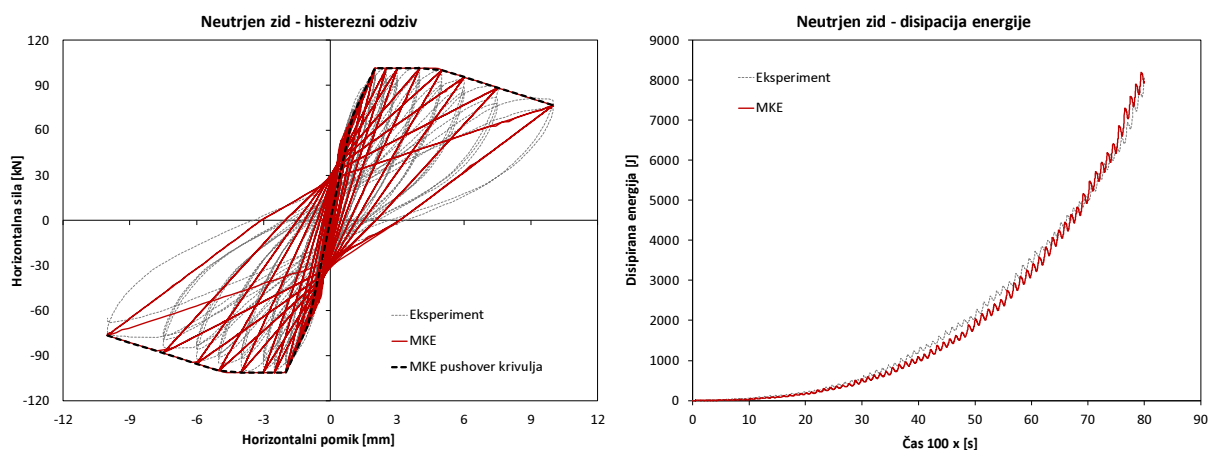
Lesene plošče modeliramo z ortotropnimi ploskovnimi končnimi elementi, ki jim pripišemo karakteristike izračunane v prejšnjem poglavju. Plošče povežemo s konstrukcijo zidu z nelinearnimi vzmetmi katerih odziv opišemo z idealiziranimi ovojnicami eksperimentalno preizkušenih spojev (Slika 5.98, Preglednica 5.23), bolj podrobno podanimi v poglavju 5.3.5.1.



Slika 5.105: Kombinacija modela končnih elementov nadomestnega okvirja zidu in ojačilne lesene plošče
Figure 5.105: The finite element combination of the substitute frame model of the masonry wall and the strengthening timber plate

Preglednica 5.27: Uporabljena ovojnica momentnih členkov neutrenega zidu (negativna smer simetrična)
Table 5.27: The used response backbone of the unreinforced wall moment plastic hinges (negative direction is symmetric)

EKSPERIMENTU PRILAGOJENA OVOJNICA MOMENTNIH PLASTIČNIH ČLENKOV ZIDU					
Θ [rad]	0	0.0002	0.0011	0.0030	0.0064
M [kNm]	0	37.5	75	75	57.8



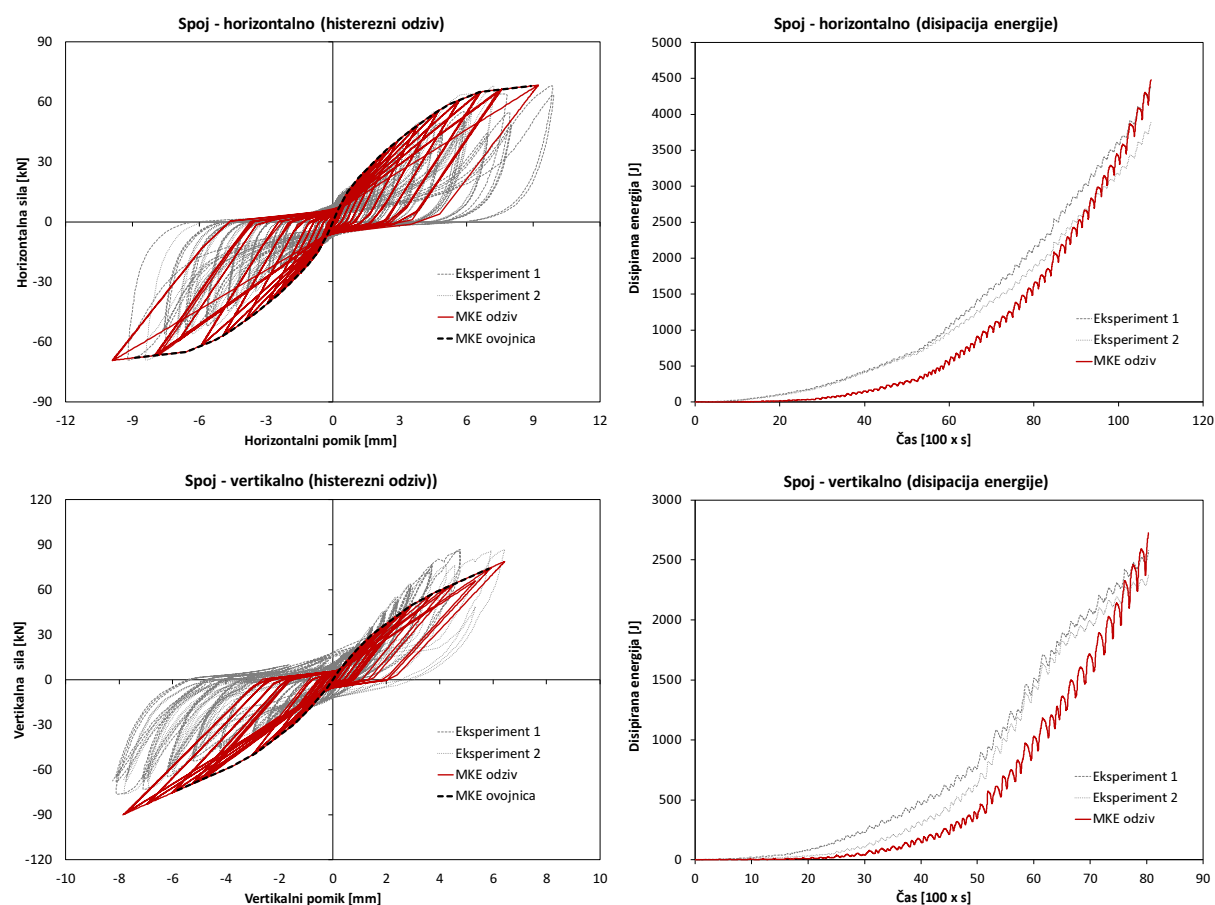
Slika 5.106: Primerjava izmerjenega in izračunanega histereznega odziva neutrenega zidu ter disipirane energije
Figure 5.106: The comparison of the unstrengthened masonry walls hysteresses and energy dissipation

V prikazanem modelu zidu smo za rotacijske plastične členke uporabili ovojnico (Preglednica 5.27), ki bolj natančno posnema dejanski odziv eksperimenta. Definirali smo 4-linearno ovojnico, v programu (SAP 2000) pa smo uporabili nelinearne vzmeti s histereznimi pravili tipa *pivot*. Pri teh vzmeteh po spremembi smeri obremenjevanja sila vedno pada do abscise pod osnovnim naklonom elastičnega odseka (tiste smeri, v katere smo obremenjevali), od tam teče do ovojnice histereze za drugo smer obremenjevanja, do točke, kjer se je prej obremenjevanje končalo (v plastičnem), ali do točke začetka plastifikacije (če je vmes že prišlo do plastifikacije v prvi smeri). Poleg oblike ovojnice, vzmeti definiramo še s faktorjema α in β , s katerima kontroliramo zoževanje histereznih zank pri

obremenjevanju in razbremenjevanju. V primeru, prikazanem na sliki (Slika 5.106 in Slika 5.108), smo uporabili vrednosti $\alpha = \beta = 0.75$. Ujemanje histereznih zank zaradi omejitev programskega orodja sicer ni popolno, vendar pri izbranih parametrih solidno posnema odziv dejanskega zidu. Pomembno merilo ujemanja eksperimentalnega in numeričnega odziva je tudi disipirana energija konstrukcije (primerjamo kumulativno), ki se za dani primer ujema.

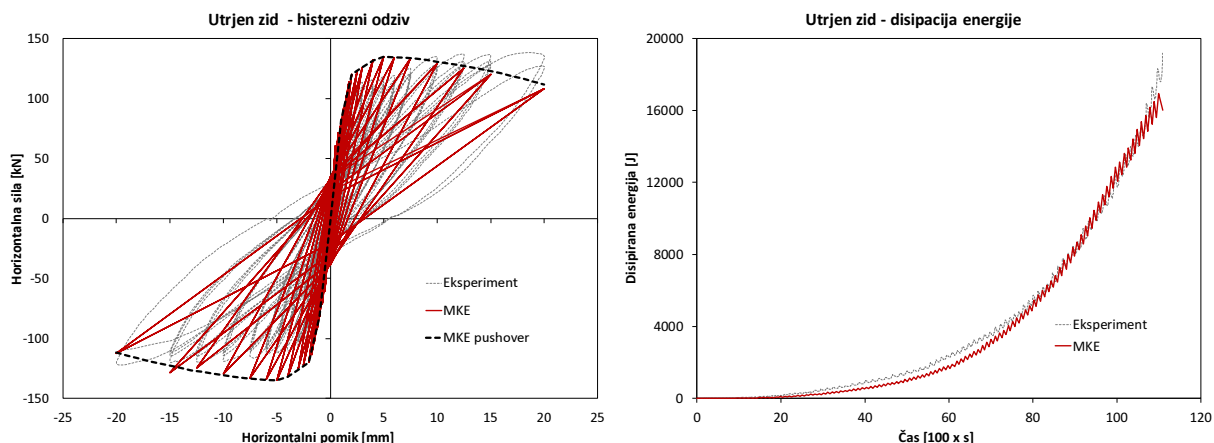
Nekoliko slabše ujemanje rezultatov dosegamo pri vzmeteh, s katerimi modeliramo odziv spojev (Slika 5.107). Tudi tu uporabljamo *pivot* tip vzmeti ($\alpha = 25$, $\beta = 1.0$). Rezultati numeričnih modelov so sicer na konservativni strani (nižja količina disipirane energije).

Ko vse elemente povežemo v celoto (modeliramo utrjen zid), tako kot je prikazano na sliki (Slika 5.105), zopet dosegamo boljše ujemanje eksperimentalnega in numeričnega odziva (Slika 5.108). Numerično primerjavo smo izvedli za utrditev tipa D.

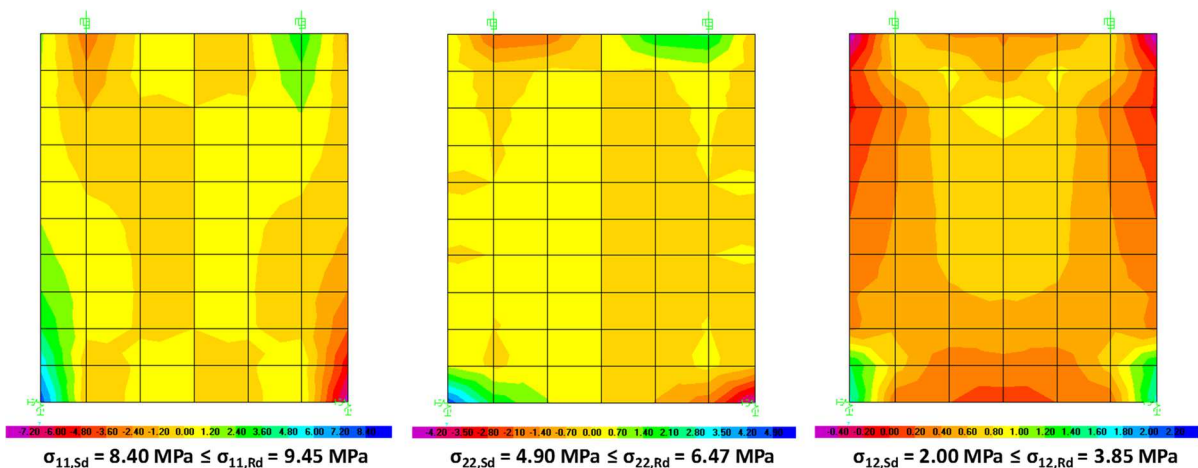


Slika 5.107: Primerjava izmerjenega in izračunanega histereznega odziva horizontalnega in vertikalnega odziva spoja ter disipacije energije

Figure 5.107: The comparison of the hysteresses and energy dissipation of the connection in the horizontal and vertical direction



Slika 5.108: Primerjava histereznega odziva utrjenega zidu (tip D) ter disipirane energije
Figure 5.108: The comparison of the strengthened masonry walls (type D) hysteresses and energy dissipation



Slika 5.109: Napetosti v leseni plošči pri pomiku vrha zidu za 20 mm
Figure 5.109: Stress levels in the timber plate at the 20 mm horizontal displacement of the masonry wall

Napetosti v lesni plošči (Slika 5.109) so manjše od dopustnih (Preglednica 5.26), do koncentracij napetosti prihaja v območju spojev. Upoštevamo bolj konservativni primer kjer namesto upogibnih nosilnosti upoštevamo natezne. Slednje veljajo za primere čistega natega, v ploščah pa imamo predvsem upogibno-strižni mehanizem.

Opečni zidovi so v osnovi krhek material, povečevanje njihove duktilnosti je v splošnem problematično. Pri tem se še najbolj obnesejo obloge iz materiala, ki ima po eni strani sposobnost zid v celoti povezati skupaj, po drugi pa se z njim skupaj deformirati. To pa zahteva tako rekoč idealen stik. Dodajanje plošč (sploh enostranskih), lesenih, betonskih ali jeklenih, lahko kvečjemu prevzame del sile, obenem pa tudi poveča togost. Slednje načeloma ni zaželeno, saj povečanju togosti sledi tudi povečanje sile. Vendar ob primernem sidranju v konstrukcijo in zadostni nosilnosti temeljev, ki morajo prenesti povečano obtežbo, utrjevanje z dodajanjem lesenih plošč lahko pomeni alternativo klasičnim metodam sanacije opečnih zidov.

5.5 Primer uporabe ojačilnih plošč na večji opečni zgradbi

V tem poglavju prikažemo uporabo ojačilnih lesenih plošč na (fiktivni) dvoetažni opečni zgradbi. Za analizo odziva in določitev največje nosilnosti objekta brez in z ojačitvami uporabimo (nelinearno) inkrementalno dinamično analizo (IDA).

5.5.1. Nelinearna dinamična analiza in IDA metoda

V raziskovalnem delu je nelinearna dinamična analiza (NLDA) izjemno pomembna metoda, s katero simuliramo dejansko obnašanje konstrukcij pri izbranih akceleroگرامih. Nudi nam podroben vpogled v postelastično obnašanje konstrukcije in primerjavo med pospeški temeljnih tal ter pomiki in silami v konstrukciji. Metoda je kompleksna, obenem pa zahteva tudi zelo stabilen numerični model. Če je možno pri NLDA uporabljamo čim bolj enostavne modele, ki še vedno dovolj dobro opišejo obnašanje konstrukcije. Uporabljamo koncentrirano plastičnost (plastične členke), izogibamo se prevelikemu številu prostostnih stopenj in izrazitim padcem trdnosti v plastičnih členkih, ki lahko vodijo do problemov nekonvergence modelov. Pri metodi je zelo pomembna tudi izbira obremenitve, tj. akceleroگرامov, ki jih uporabimo za analizo. Za izbor akceleroگرامov v nadaljevanju uporabimo standard EN 1998-1. Ta v točki 3.2.3.1 navaja zahteve, ki jih morajo le-ti izpolnjevati, med drugimi tudi:

- Izbrati moramo najmanj 3 pare akceleroگرامov, oziroma najmanj 7 (EC8, točka 4.3.3.4.3), da lahko uporabimo povprečni odziv skupine. V nasprotnem primeru moramo uporabiti rezultate najbolj neugodnega odziva.
- Povprečje spektralnih pospeškov pri nihajnem času 0 (izračunano iz posameznih časovnih potekov) ne sme biti manjše od vrednosti $a_g \cdot S$ za obravnavano lokacijo.
- V območju nihajnih časov $0.2 T_l$ in $1.5 T_l$, kjer je T_l osnovni nihajni čas konstrukcije v smeri, v kateri bo akceleroگرام uporabljen, nobena vrednost v povprečnem elastičnem spektru za 5 % dušenja, izračunana iz vseh časovnih potekov, ne sme biti manj od 90 % ustrezne vrednosti elastičnega spektra odziva za 5 % dušenja.

Osnovni izbor akceleroگرامov za naše analize smo izvedli s programom Rexel (Iervolino idr. 2010). Evrokod standard ne navaja, kako naj bi korigirali posamezne akceleroграме, da bi zmanjšali variacije pospeškov v izbranem območju. Rexel uporablja svojo formulo:

$$\delta_i = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \left(\frac{S_{a_j}(T_i) - S_{reference}(T_i)}{S_{reference}(T_i)} \right)^2} \quad (25)$$

kjer je $S_{a_j}(T_i)$ vrednost v spektru za čas T_i posameznega akceleroграма (znotraj zahtevanega območja), $S_{reference}(T_i)$ pa vrednost v referenčnem spektru. Faktor δ_i je tako merilo za ustreznost spektra posameznega akceleroграма glede na referenčni spekter. Program tako pred kombiniranjem razvrsti akceleroграме po prioriteti in v končnih kombinacijah prednostno navaja bolj ustrezne.

V našem primeru izberemo akceleroграме, ki pokrivajo široko območje spektra. IDA bomo namreč izvajali tudi na drugih tipih zgradb v kasnejših poglavjih, kjer ne bomo ponovno izbirali novega nabora akceleroگرامov. Zato normirane akceleroграме, ki nam jih vrne Rexel (Preglednica 5.28), modificiramo še s programom Seismomatch, ki jih dodatno prilagodi, da se bolje ujemajo z izbranim ciljnim elastičnim spektrom. Program Seismomatch akceleroграме modificira individualno, tako da čim

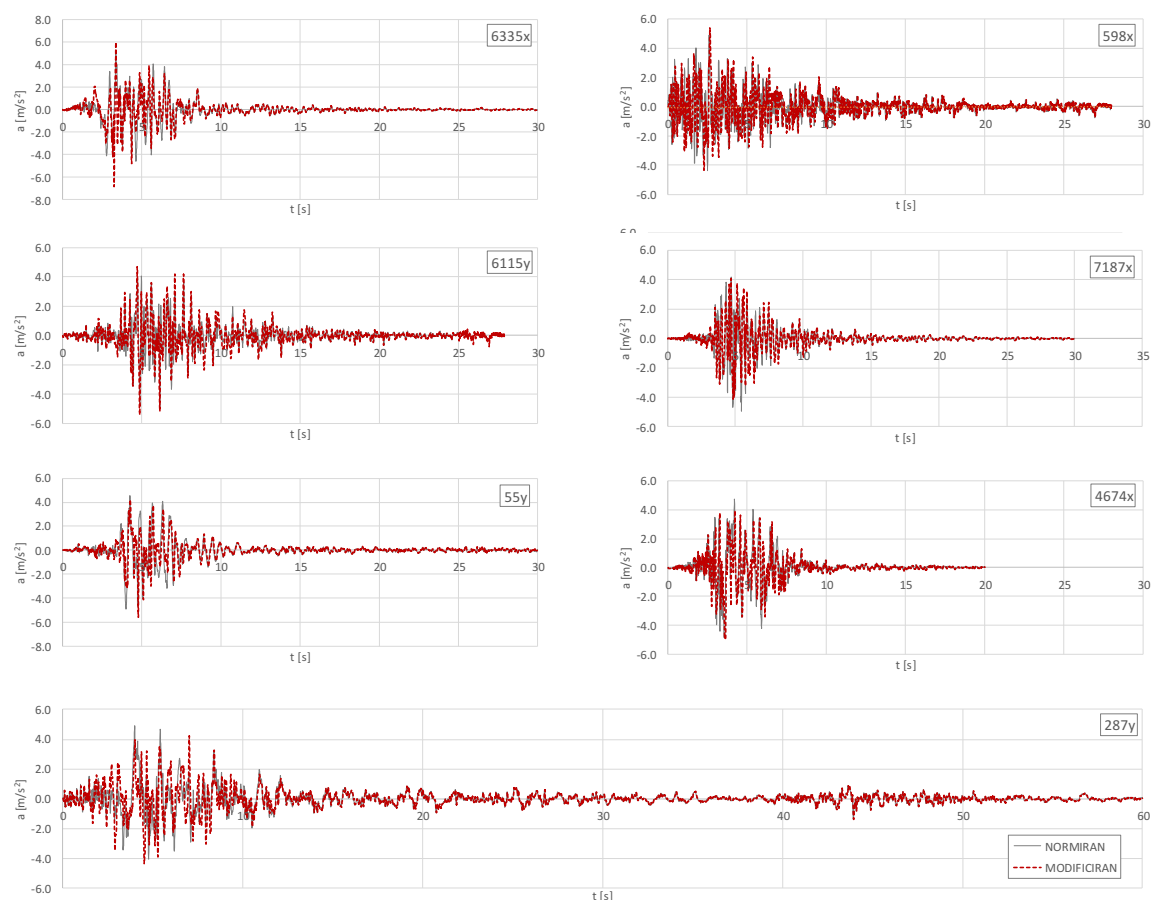
bolj ustrezajo ciljnemu spektru. Uporablja postopke, ki so jih predlagali Abrahamson (1992), Hancock idr. (2006) ter Leiland in Tesne (1998).

Pri osnovnem izboru smo se omejili na akceleroگرامe potresov z izmerjenimi magnitudami od 6 do 7. Akceleroگرامi so bili posneti v opazovalnicah, ki so bile od epicentrov potresov oddaljene do 30 km. Omejili smo se na tip tal A (po EC8). Posamezni normirani in modificirani akceleroگرامi so prikazani na sliki (Slika 5.110), podani so na stotinko sekunde natančno. Prikažemo tudi individualne ter povprečne spektre, ki jih tvorijo izbrani akceleroگرامi (normirani in modificirani), v primerjavi s ciljnim spektrom Evrokoda 8 (Slika 5.111).

Preglednica 5.28: Potresi, oziroma akceleroگرامi, izbrani s pomočjo programa Rexel 3.2

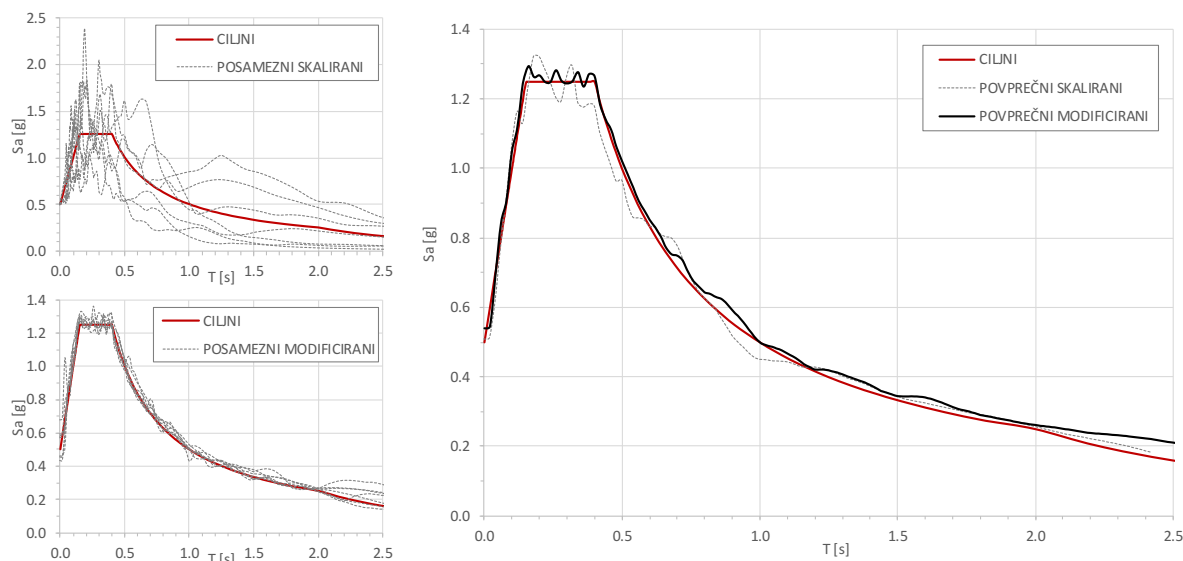
Table 5.28: The earthquakes, namely accelerograms, chosen with the Rexel 3.2 software

ID vala	ID potresa	ID postaje	Ime potresa	Datum	Magnituda M_w	Mehanizem potresa	Razdalja od epicentra	PGA_x [m/s ²]	PGA_x [g]	PGA_y [m/s ²]	PGA_y [g]	Tip tal po EC8	Fakt. norm.
6335	2142	ST2557	South Iceland (aftershock)	21.6.2000	6.4	strike slip	15	1.25	0.13	1.13	0.12	A	4.91
598	286	ST222	Umbria Marche	26.9.1997	6.0	normal	27	0.25	0.03	0.32	0.03	A	4.90
55	34	ST20	Friuli	6.5.1976	6.5	thrust	23	3.50	0.36	3.10	0.32	A	4.54
6115	2029	ST1320	Kozani	13.5.1995	6.5	normal	17	2.04	0.21	1.40	0.14	A	4.06
7187	2322	ST3311	Avej	22.6.2002	6.5	thrust	28	4.37	0.45	4.25	0.43	A	4.16
4674	1635	ST2486	South Iceland	17.6.2000	6.5	strike slip	5	3.12	0.32	3.31	0.34	A	4.75
287	146	ST93	Campano Lucano	23.11.1980	6.9	normal	23	1.36	0.14	1.78	0.18	A	4.90
povprečja:					6.5		20	2.27	0.23	2.18	0.22		



Slika 5.110: Izbrani normirani in modificirani akceleroگرامi

Figure 5.110: The chosen scaled and modified accelerograms



Slika 5.111: Spektri začetnih skaliranih izbranih in modificiranih akcelrogramov ter primerjava povprečja spektrov modificiranih akcelrogramov s ciljnim Evrokod 8 spektrom za $a_g = 0.50$ g in tla tipa A

Figure 5.111: Spectra of scaled initially chosen and modified accelerogram and the average spectra of modified accelerograms compared to Eurocode 8 target spectra for $a_g = 0.50$ g and ground type A

Pri IDA na izbrano konstrukcijo nanesemo več potresov (oziroma akcelrogramov) z enakim največjim pospeškom tal (PGA – Peak Ground Acceleration). Le-tem postopoma povečujemo intenziteto na območju vrednosti, ki nas zanima. Velikost koraka povečanja intenzitete je odvisna od želene natančnosti analize. V našem primeru je bistveno, da lahko dosledno prikažemo obnašanje konstrukcije v elastičnem in neelastičnem območju ter dobimo jasno zvezo med PGA in poškodbami konstrukcije. Slednje so pretežno odvisne od pomikov (oziroma etažnih zdrsov) konstrukcije med potresom.

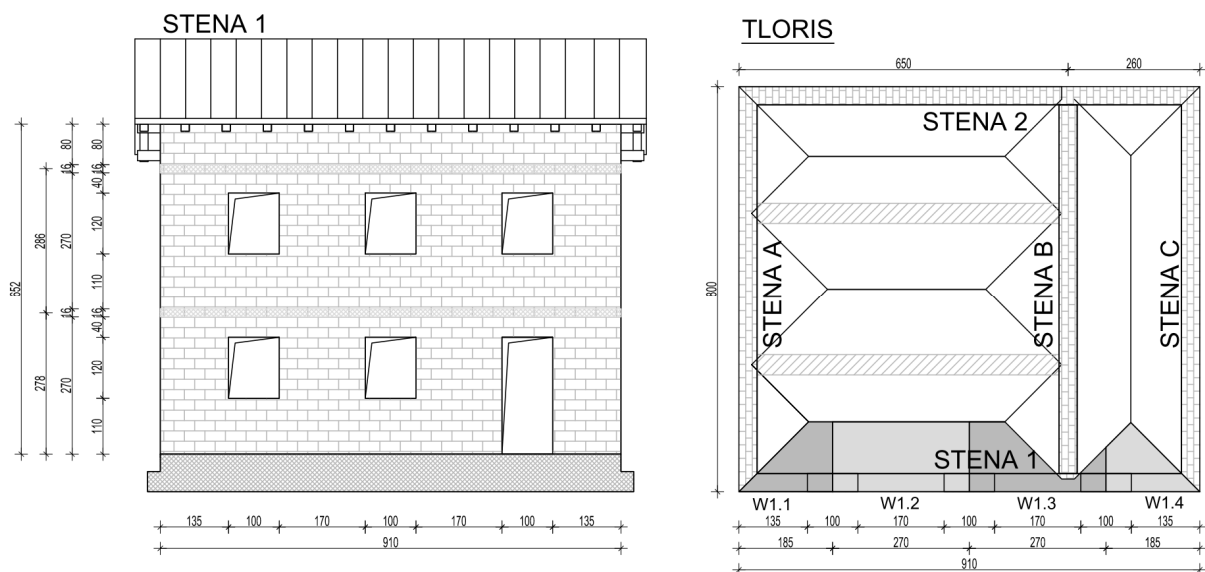
5.5.2. Vzorčni primer

Uporabo ojačilnih elementov iz križno lepljenih plošč in razvitih stikov prikažemo na vzorčnem primeru (fiktivne) dvoetažne opečne zgradbe. Osnovno geometrijo objekta (Slika 5.112) povzamemo po članku Pasticierja in ostalih (2008), vendar nekoliko prilagodimo tloris zgradbe in uporabimo drugačne materialne karakteristike. Analiziramo samo steno 1. V računskem modelu predpostavimo, da mora ta stena prevzeti polovico potresnih sil, ki nastanejo na objektu med potresom (v eni smeri), ne upoštevamo pa vpliva torzije. Ravno tako ne upoštevamo rušnih mehanizmov izven ravnine zidov. Materialne karakteristike zidovja vzamemo enake kot jih uporabita Petrovčič in Kilar (2013). Tlačna trdnost $f_k = 2.4$ MPa, natezna trdnost $f_t = 0.3$ MPa, kohezija $f_{v,k,0} = 0.2$ MPa, elastični in strižni modul $E = 1600$ MPa, $G = 640$ MPa. Predpostavimo tudi enake karakteristike 100 mm debelih 3-slojnih križno lepljenih lesenih plošč kot v poglavju 5.4.2 ter nelinearni odziv stikov za primer pritrdjevanja v beton v poglavjih 5.3.3 in 5.3.4.

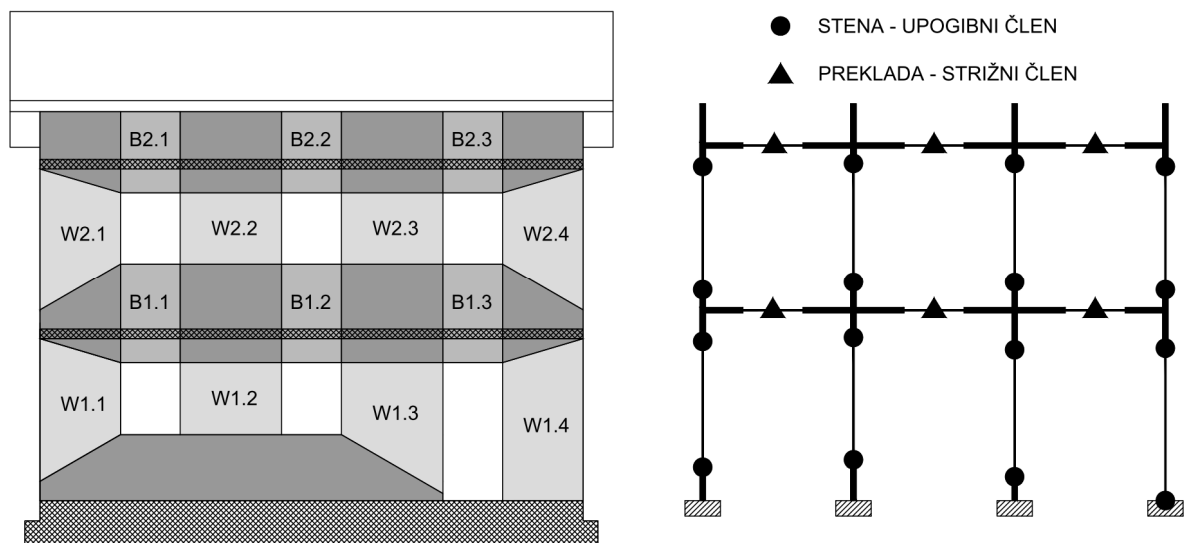
Rušne mehanizme v opečnih zidovih definiramo v skladu s poglavjem 5.4.1. in uporabimo model nadomestnega okvirja. Izračunane vrednosti mejnih nosilnosti in deformacij, ki jih upoštevamo v upogibnih in strižnih plastičnih členkih (Slika 5.113), prikažemo v preglednici (Preglednica 5.29). Pri računu obtežb medetažnih plošč, ki odpadejo na steno 1, uporabimo trapezno pravilo (Slika 5.112).

Pri računu mase objekta in sil v stenah upoštevamo obtežno kombinacijo za potres ($1.0 \cdot g + 0.5 \cdot 0.3 \cdot q$), koristno obtežbo (2 kN/m^2) upoštevamo samo v prvi etaži. Za težo strehe upoštevamo 0.8 kN/m^2 , medetaže pa so obremenjene s finalnim slojem zgoraj (0.25 kN/m^2), estrihom in izolacijo (1.50 kN/m^2) in finalnim slojem spodaj (0.10 kN/m^2). AB plošče medetaž so debele 16 cm (4.0 kN/m^2), na razponu 6 m se nosijo dodatno preko dveh potopljenih AB nosilcev. Debelina sten je 36 cm , predpostavimo pa

težo zidovja 18 kN/m^3 . Celotna teža strehe je tako 84 kN , prispevek lastne teže 2. etaže znaša 425 kN , prve etaže (vred z vplivom koristne obtežbe) 447 kN , vse stene pa prinesejo 1217 kN . Polovična masa (neutrjenega) objekta, ki jo upoštevamo v izračunu, je 112 ton .



Slika 5.112: Tloris in izbrana stena opečnega objekta z vplivnimi površinami medetaž
Figure 5.112: The floor plan and the chosen wall of the smaller masonry building with the effective areas



Slika 5.113: Zasnova modela stene objekta
Figure 5.113: The building wall model concept

Ker uporabljamo direktno integracijo, moramo matriko dušenja izračunati na podlagi koeficientov dušenja ξ . Uporabljamo Reyleighjevo dušenje, kjer matriko dušenja določimo kot linearno kombinacijo masne in togostne matrike: $\mathbf{c} = a_0 \mathbf{m} + a_1 \mathbf{k}$. Koeficienta a_0 in a_1 izračunamo po enačbah:

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (26)$$

$$a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (27)$$

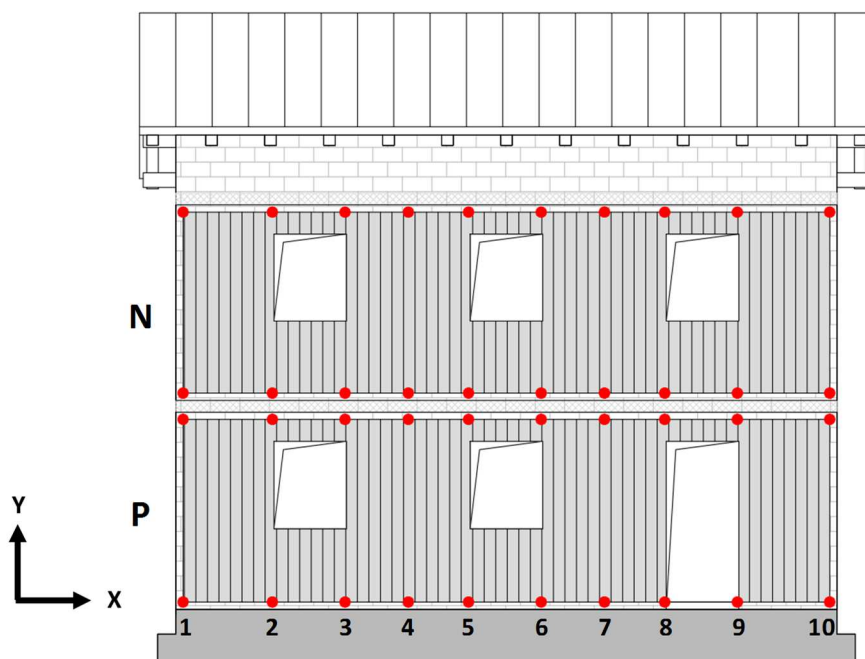
kjer je ζ koeficient dušenja (upoštevamo 5 %), ω_i in ω_j pa frekvenci ($\omega_i = 2\pi/T_i$), ki ustrezata dvema izbranim nihajnim časoma. Pri modalni analizi smo upoštevali konstantno dušenje 0.05 za vse nihajne oblike. Izberemo frekvenci za 1. in 2. nihajno obliko (prvi dve nihajni obliki ($T_1 = 0.12$ s, $T_2 = 0.05$ s), ki sta najpomembnejši, saj z njima pokrijemo tako rekoč vso efektivno maso). Izračunamo $a_0 = 3.307$ in $a_1 = 5.8 \text{ E-}04$.

Preglednica 5.29: Vhodni podatki za zidano konstrukcijo

Table 5.29: The input data for the masonry building

SLOP	t [m]	H [m]	D [m]	N [kN]	α_0 -	V_u^s [kN]	V_u^f [kN]	$V(M_u)$ [kN]	θ_u [m rad]	$\theta_{u,elast}$ [m rad]	RUŠNI MEHANIZEM
W.1.1	0.36	1.79	1.35	72	0.64	39	134	39	6.789	0.265	UPOGIBNI
W.1.2	0.36	1.20	1.70	122	0.71	93	236	110	4.000	0.352	PRESTRIG
W.1.3	0.36	1.69	1.70	110	0.68	70	231	74	4.000	0.310	PRESTRIG
W.1.4	0.36	2.50	1.35	77	0.64	32	120	30	9.482	0.282	UPOGIBNI
W.2.1	0.36	1.79	1.35	48	-0.55	30	126	31	4.000	0.190	PRESTRIG
W.2.2	0.36	1.20	1.70	70	-0.63	63	215	74	4.000	0.234	PRESTRIG
W.2.3	0.36	1.20	1.70	61	-0.58	60	211	71	4.000	0.219	PRESTRIG
W.2.4	0.36	1.79	1.35	47	-0.53	31	126	32	4.000	0.190	PRESTRIG

PREČKA	t_{sp} [m]	h_{sp} [m]	l_{sp} [m]	$V_{s,sp}$ [kN]	$V_{rd,sp}$ [kN]	θ_{DL} [m rad]	θ_{SD} [m rad]	θ_{NC} [m rad]	RUŠNI MEHANIZEM
B.1	0.36	1	1.66	72	110	1	4	20	STRIŽNI
B.2	0.36	1	1.36	72	135	1	4	20	STRIŽNI



Slika 5.114: Mesta pritrditvenih čevljev (označena z rdečo piko)
Figure 5.114: The connection bracket positions (marked with a red dot)

Križno lepljeno leseno steno priprimo na objekt v nivoju AB medetaž z desetimi jeklenimi čevlji (na medsebojnih razdaljah 1.0 m) na zgornjem in spodnjem robu lesenih plošč (Slika 5.114). Izvedemo

inkrementalno dinamično analizo ter nelinearno statično (potisno) analizo (ang. *pushover*) z modalnim vzorcem nanosa obtežbe. S pomočjo potisne analize definiramo in jasno prikažemo mejna stanja konstrukcije, z IDA pa določimo pospeške, ki povzročijo posamezen nivo pomikov in posledično poškodb.

Preden izvednotimo potresno odpornost konstrukcije, moramo definirati zahteve, ki bi jih izbrana konstrukcija morala izpolniti na območju Slovenije. V osnovi objekte projektiramo na potrese s povratno dobo 475 let (10-% verjetnost v 50 letih). Le-ti ustrezajo mejnemu stanju velikih poškodb, ko je konstrukcija resneje poškodovana, vendar še stabilna. Vendar moramo v skladu s standardom preveriti tudi stanje konstrukcije pri mejnem stanju omejitve poškodb DL, ki ga moramo izpolniti za šibkejšje potrese s povratno dobo 95 let (10-% verjetnost v 10 letih). Obstaja pa tudi stanje tik pred poružitvijo (NC), katerega nam v skladu z nacionalnim dodatkom standarda EN 1998-3 načeloma ni treba preverjati. Sem spadajo potresi s povratno dobo 2475 let (2-% verjetnost v 50 letih), po katerih je konstrukcija huje poškodovana, z majhno preostalo odpornostjo.

Petrovčič (2013) izpelje analitično zvezo za določanje faktorja pomembnosti (γ_1) odvisnosti od ciljne povratne dobe potresa (T_r) in povratne dobe referenčnega potresa ($T_{R, ref} = 475$ let), ki se glasi:

$$\gamma_1 = 0.14 T_R^{0.32} \quad (28)$$

Za potrese s povratno dobo 95 let znaša faktor pomembnosti 0.6, za potrese s povratno dobo 2475 let pa 1.7. Če bi naša konstrukcija torej stala na območju Ljubljane in na tipu tal A ($a_g = 0.25$ g), lahko izračunamo, da bi v mejnem stanju DL morala prenesti potres s pospeškom temeljnih tal 0.15 g, za stanje SD 0.25 g in za stanje NC 0.425 g.

Ugotovimo, da bi osnovna neutrjena konstrukcija lahko prenesla potres s projektnim pospeškom 0.25 g v skladu z zahtevami standarda. Ciljni pomik (oziroma zahteva potresa), ki ga izračunamo z IDA za neutrjeno konstrukcijo (Slika 5.115), znaša 6.9 mm kar konstrukcija doseže znotraj območja zmernih poškodb.

Po drugi strani pa konstrukcija ne izpolni zahtev za mejno stanje DL (0.15 g). Ko konstrukcija doseže ciljni pomik 3.3 mm, se namreč že pojavijo poškodbe nosilnih elementov.

Mejnega stanja NC konstrukcija ne izpolnjuje, ker je porušena ali močno poškodovana že večina nosilnih elementov (Slika 5.118, levo).

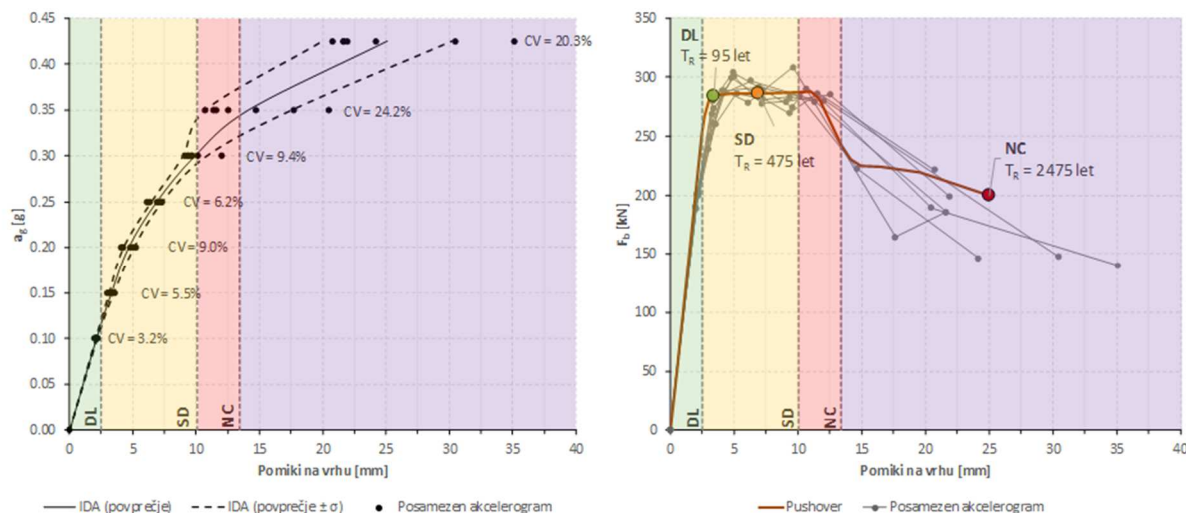
Pomike, ki determinirajo posamezna mejna stanja, smo za primere neutrjene in utrjene zgradbe pustili enake, z izjemo stanja DL. Narekuje jih neutrjena konstrukcija. Pomik na meji poružitve (NC) nastopi, ko globalna strižna sila ob vpetju neutrjene konstrukcije pade na 80 % največje, pomik stanja SD je definiran kot $\frac{3}{4}$ stanja NC, stanja DL pa, ko nastopi poškodba v prvem elementu konstrukcije in ga odčitamo neposredno iz numeričnega modela utrjene konstrukcije. Eksperimentalne preiskave (poglavje 5.2.5) sicer pokažejo, da se deformacijska kapaciteta utrjenega zidu lahko občutno poveča. Posledično bi lahko tudi za v tem poglavju analizirani model utrjene konstrukcije predpostavili, da mejna stanja poružitve ali večjih poškodb nastopijo pri večjih pomikih. Vendar smo primer obravnavali bolj konservativno in povečanja deformacijske kapacitete, ki jo je sicer pokazal eksperiment nismo upoštevali, pač pa le prispevek dodatne togosti in nosilnosti ojačilnih plošč.

Utrjena konstrukcija izpolnjuje kriterije za mejno stanje SD. Ciljni pomik za potres z $a_g = 0.25$ g je 4.2 mm, manj od zahtev za neutrjeno konstrukcijo (6.9 mm), zato bi bile tudi poškodbe nekoliko manjše.

Obenem utrjena konstrukcija izpolnjuje tudi zahteve za mejno stanje DL, kjer pri potresu z $a_g = 0.15$ g še ne prihaja do posebnih poškodb nosilnih elementov.

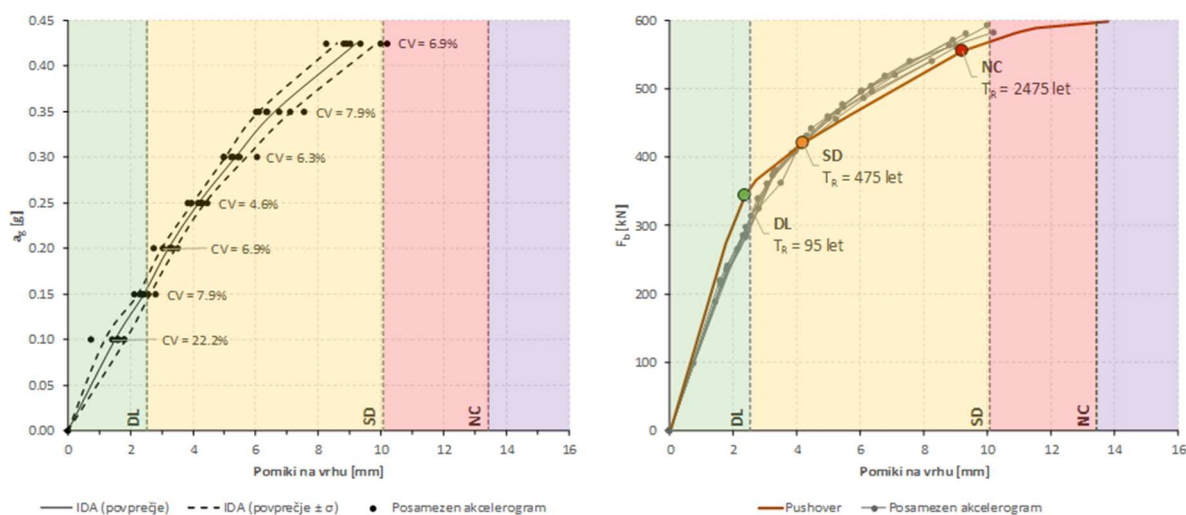
Poleg tega pa utrjena konstrukcija ustreza tudi zahtevam potresa s povratno dobo 2475 let, oziroma $a_g = 0.425$ g. Zaradi dodatne nosilnosti plošč prenese tudi močnejši potres celo v stanju zmernih poškodb (in ne v stanju blizu poružitve). Razliko v poškodovanosti utrjene in neutrjene konstrukcije pri mejnem stanju NC prikažemo na sliki (Slika 5.118).

Še enkrat moramo sicer poudariti, da pri analizi konstrukcije nismo upoštevali dodatnega vpliva torzije in rušnih mehanizmov izven ravnine, ki bi se sicer pojavil v primeru polnega 3D modela. Rezultati in sklepi se nanašajo na segment konstrukcije, obremenjen v ravnini.



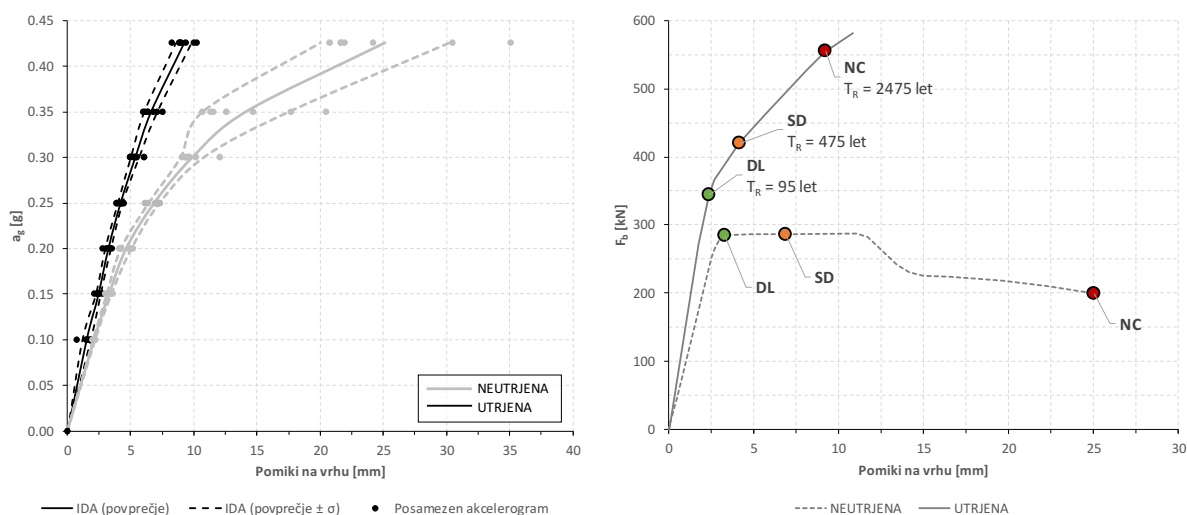
Slika 5.115: Povprečna IDA krivulja s standardno deviacijo (levo) ter pushover krivulja v primerjavi z IDA rezultati za neutrjeno zidano konstrukcijo. Posamezna mejna stanja so označena.

Figure 5.115: An average IDA response curve with standard deviation (left) and a pushover curve in comparison with IDA results for the unstrengthened masonry structure. Individual limit states are marked.



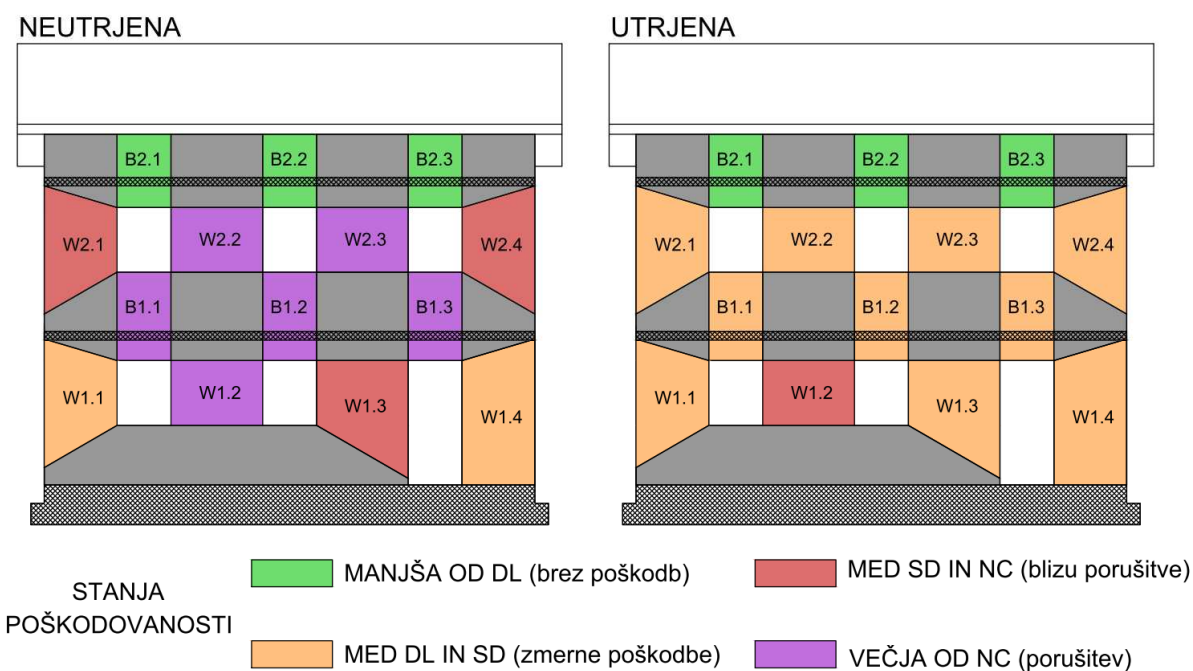
Slika 5.116: Povprečna IDA krivulja s standardno deviacijo (levo) ter pushover krivulja v primerjavi z IDA rezultati za utrjeno zidano konstrukcijo. Posamezna mejna stanja so označena.

Figure 5.116: An average IDA response curve with standard deviation (left) and a pushover curve in comparison with IDA results for the strengthened masonry structure. Individual limit states are marked.



Slika 5.117: Povprečni IDA krivulji s standardnima deviacijama (levo) ter pushover krivulji za neutreno in utrjeno zidano konstrukcijo

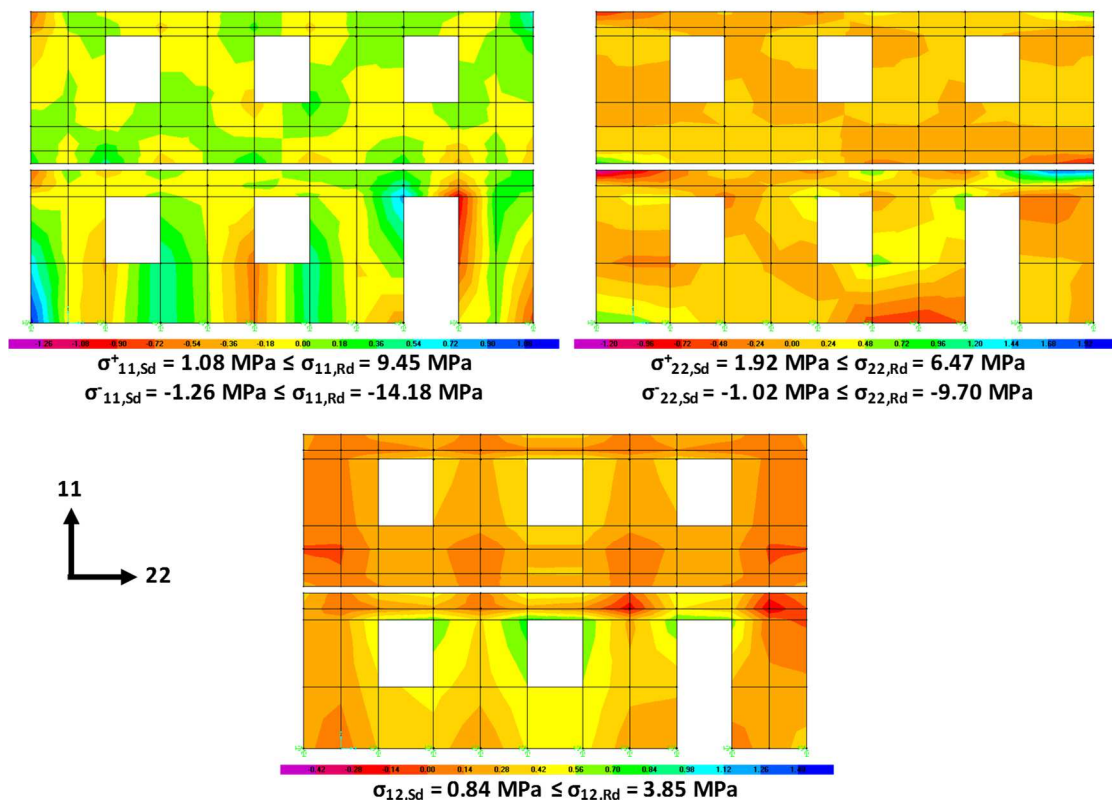
Figure 5.117: Average IDA response curves with standard deviation (left) and pushover curves for the unstrengthened and strengthened masonry structure



Slika 5.118: Primerjava poškodb neutrenega in utrjenega opečnega objekta pri projektni potresni obtežbi, ki ustreza stanju NC ($T_R = 2745$ let, $a_g = 0.425$, tla A)

Figure 5.118: The comparison of damage on an unstrengthened and strengthened masonry structure at the NC limit state ($T_R = 2745$ years, $a_g = 0.425$, ground A)

Napetostno stanje v lesenih ojačilnih ploščah (Slika 5.109) za pospešek tal pri stanju NC ($T_R = 2745$ let, $a_g = 0.425$, tla A) pokaže, da je nosilnost slednjih izkoriščena do 30-%. Do koncentracij napetosti prihaja predvsem v vogalih odprtin in na posameznih robovih plošč.



Slika 5.119: Efektivne napetosti v lesenih ploščah pri pospešku temeljnih tal, ki ustreza stanju NC ($T_R = 2745$ let, $a_g = 0.425$, tla A)

Figure 5.119: The effective stresses in the timber plates at the NC limit state ($T_R = 2745$ years, $a_g = 0.425$, ground A)

Sile v spojih med lesenimi ojačilnimi ploščami in zidanim objektom (ali temelji) prikažemo v preglednici (Preglednica 5.30), ravno tako za pospešek tal pri stanju NC. Oznake spojev v preglednici so prikazane na sliki spojev (Slika 5.114). Največja horizontalna nosilnost spoja znaša 68 kN, vertikalna pa 74 kN. Ugotovimo, da je v danem primeru izkoriščenost spojev do 44-%.

Preglednica 5.30: Sile v posameznih spojih (Slika 5.114) med lesenimi ploščami in zidanim objektom pri pospešku temeljnih tal, ki ustreza stanju NC ($T_R = 2745$ let, $a_g = 0.425$, tla A)

Table 5.30: Forces in individual connections (Figure 5.114) between the timber plates and the masonry building at the NC limit state ($T_R = 2745$ years, $a_g = 0.425$, ground A)

Sile v spojih [kN]	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Nadstropje - vrh	11.3	16.3	14.1	8.3	15.1	7.0	14.0	3.1	16.0	0.3	16.0	1.2	13.9	1.7	15.0	5.7	13.9	6.7	11.0	14.2
Nadstropje - dno	10.8	5.5	14.1	20.7	15.2	12.7	14.3	1.8	16.2	16.9	16.2	18.1	14.2	3.8	15.0	10.6	13.8	21.5	10.7	6.8
Pritličje - vrh	21.3	18.1	24.7	22.9	25.6	6.2	23.9	4.8	26.0	14.5	25.4	15.5	23.0	8.6	25.9	2.5	24.6	8.0	17.9	8.8
Pritličje - dno	24.6	32.0	26.6	14.5	27.3	11.2	27.1	2.3	28.1	5.8	27.5	3.3	25.5	12.3	24.5	25.8	13.3	3.9	13.7	32.4

Opozoriti moramo, da se je na račun dodane nosilnosti in togosti plošč povečala celotna potresna sila (v stanju SD za približno 1.5x). Zato bi v primeru nezadostne nosilnosti temeljev morali predvideti tudi njihovo sanacijo, oziroma izvedbo dodatnega temelja po obodu objekta, ki bi ga povezali z obstoječimi temelji (primer Slika 1.4, c) in vanj sidrali utrditveni zunanji ovoj.

Na primeru vzorčnega objekta lahko ugotovimo, da se le temu s predlaganim sistemom utrjevanja da izboljšati potresno odpornost. Zaradi zmanjšanja pomikov (oziroma etažnih zdrsov) se stopnja poškodovanosti nosilnih elementov v splošnem zmanjša. Na izbranem primeru z utrditvijo izpolnimo tudi kriterije (DL in NC), ki jih neutrjen objekt ni. Nismo pa upoštevali možnosti porušitve opečnih zidov izven ravnine ter vpliva torzije na celoten potresni odziv objekta (ravninski model).

6 ARMIRANOBETONSKI OKVIRJI Z IN BREZ OPEČNIH POLNIL

6.1 Preiskave na potresni mizi

6.1.1. Zasnova testne konstrukcije

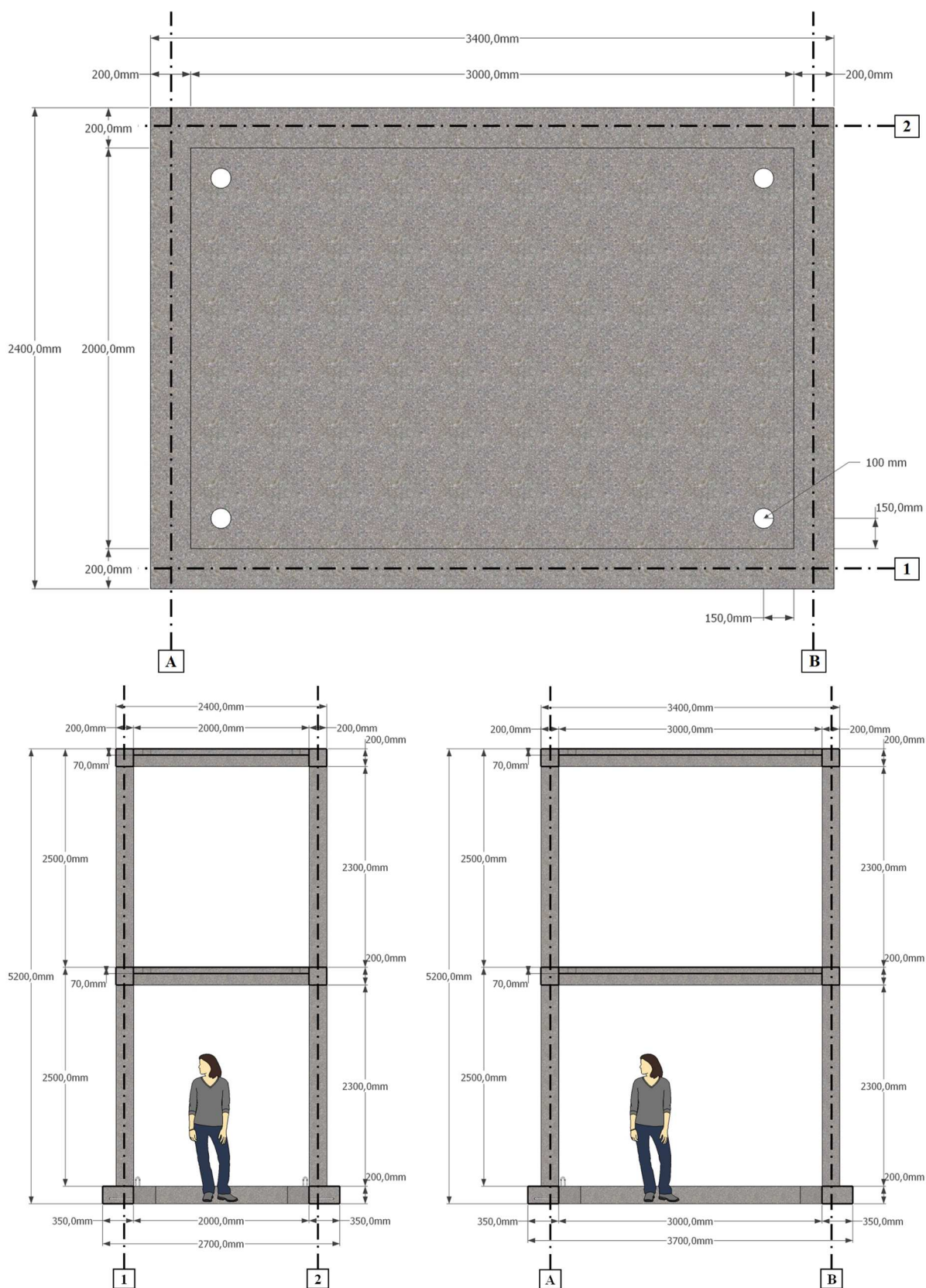
Prvotni načrt preiskav za doktorsko nalogo je predvideval eksperimente na enoetažni konstrukciji iz nearmiranega opečnega zidovja. Zaradi omejenih finančnih zmožnosti smo združili preiskave več različnih raziskovalnih projektov. Posledično je prišlo do spremembe testne konstrukcije iz nearmirane zidovine v dvoetažni armiranobetonski okvir. Ta se je bil kasneje dograjen še z opečnim polnilom (Slika 6.1), ki je ustrezalo tudi zahtevam testov drugega projekta. Pri objektih, kjer lahko z utrditvenim sistemom izvedemo pritrditev neposredno na AB konstrukcijo, pričakujemo manj težav s sidranjem, saj v nasprotju z opeko ni prisotne sipke malte ipd.



Slika 6.1: Armiranobetonski okvir med premikom na potresno mizo (levo) in AB okvir z opečnim polnilom (desno)

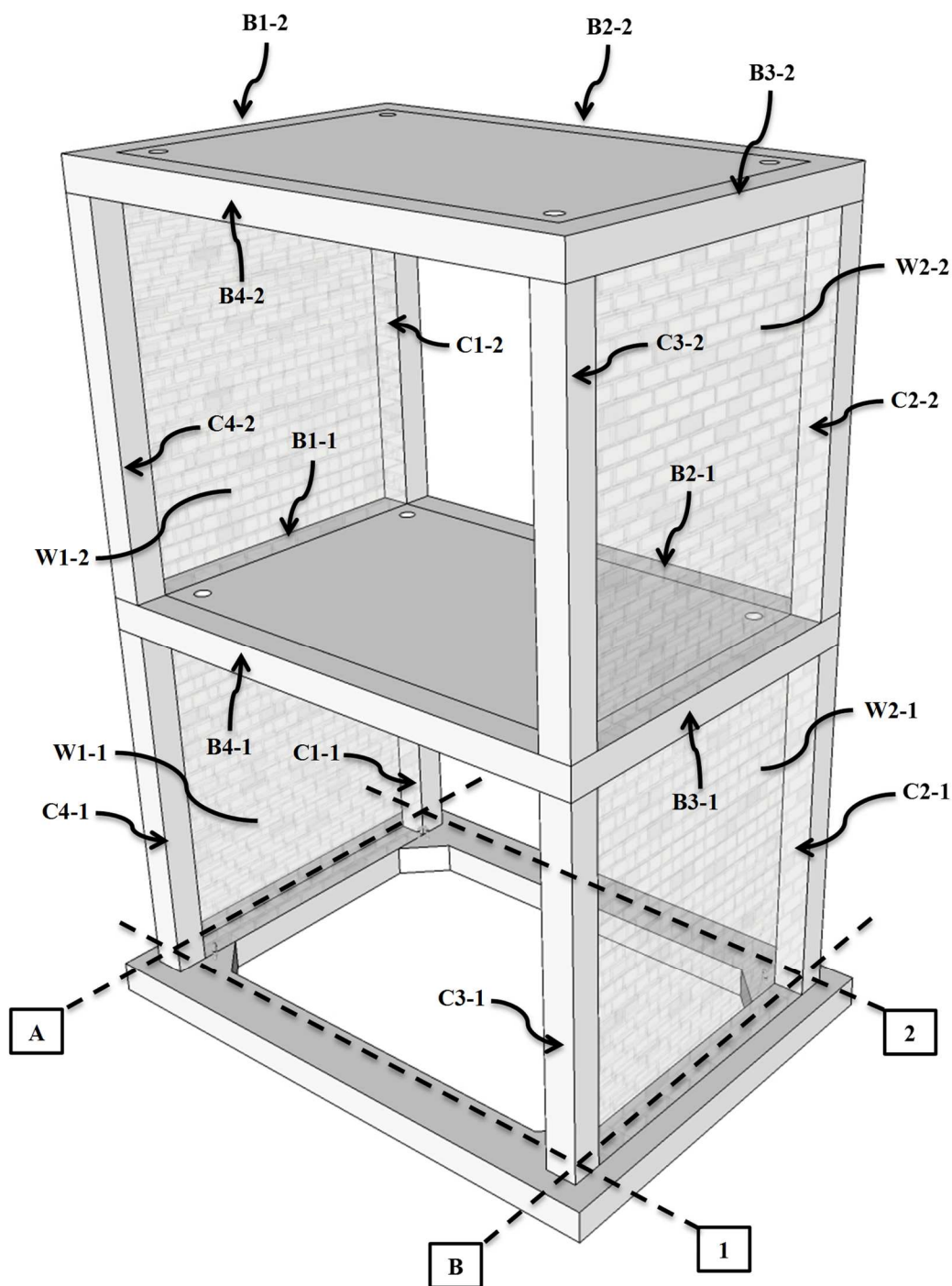
Figure 6.1: Reinforced concrete frame during transport onto the shaking platform (left) and the RC frame with the masonry infill (right)

Namen drugega od sodelujočih projektov je bil preizkušanje različnih tipov nadgradenj na konstrukcijah, kakršne so se gradile (vsaj na območju nekdanje Jugoslavije) po uvedbi posodobljenega pravilnika o protipotresnem projektiranju (Pravilnik, 1981). Konstrukcija je bila torej dimenzionirana tudi za prevzem horizontalne obtežbe. Ker je bilo preizkušanje konstrukcije nadgradenj omejeno na elastično območje, smo naše preiskave (ki so posegale tudi v nelinearno območje obnašanja) nadaljevali na tako rekoč nepoškodovanem objektu.



Slika 6.2: Tloris ter prereza v krajši in daljši smeri okvirja

Figure 6.2: The floor plan and section cuts in the shorter and longer direction of the frame



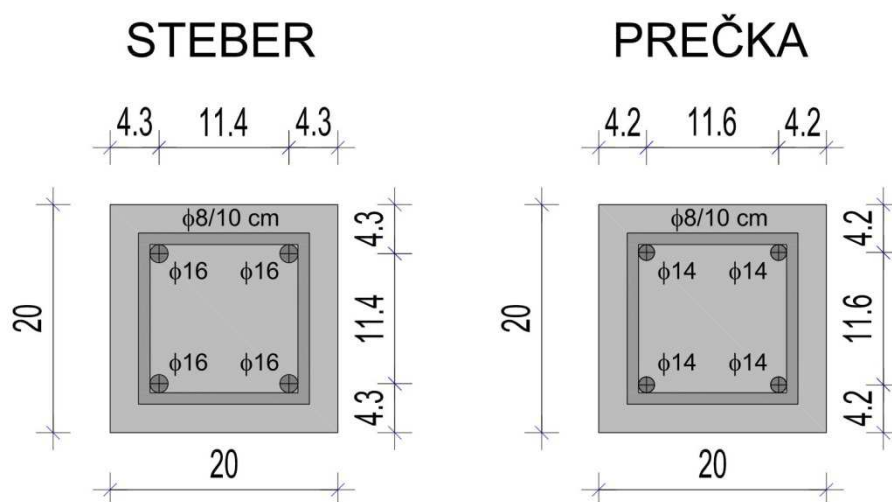
Slika 6.3: Oznake stebrov, prečk in polnil
Figure 6.3: Column, beam and infill tags

Konstrukcija je v tlorisu merila 3.4 x 2.4 m (Slika 6.2). Stala je na AB temeljih preseka 35/20 cm. Etažna višina je bila 2.5 m (enaka za obe etaži), kjer je višina spodnje etaže merjena od zgornjega roba temeljev. Preseki stebrov in prečk AB okvirja (Slika 6.3) so bili vsi 20/20 cm. Pri prečkah je v to višino všteta tudi debelina medetažne AB plošče. Sama plošča je bila sicer debela 7 cm, kar je minimalna zahteva standarda Evrokod 8, da lahko AB medetažno konstrukcijo obravnavamo kot togo membrano. Predpisan trdnostni razred betona je bil C20/25, kar bi ustrezalo marki betona MB30 po starem jugoslovanskem standardu. Predpisana pa je bila rebrasta palična armatura S500 (Slika 6.4), odstotek armiranja prečk je bil 1.5 %, stebrov pa 2 %. Stremena so bila vgrajena na 20 cm v srednjem delu prečk in stebrov ter na

10 cm v krajnih četrtinah. Izvajalec AB konstrukcije sicer trdnostnih razredov betona ni izdelal v skladu z zahtevami. Med betoniranjem, ki je potekalo v dveh korakih (z enim dnevom presledka) so bili vzeti vzorci 4 kock betona. Rezultati so pokazali zelo različne trdnosti (Preglednica 6.1). Zaradi majhnega števila vzorcev ne moremo izvesti zanesljive statistične analize (izračunano povprečje je sicer 29.2 MPa, standardna deviacija 8 MPa, 5 % fraktila pa 20.3 MPa). Na podlagi vizualnega pregleda konstrukcije sicer sklepamo, da velike razlike nastajajo zaradi napak izvajalca, ki mu ni uspelo zagotoviti konsistentne izvedbe v vseh fazah betoniranja.

Preglednica 6.1: Izmerjena tlačna trdnost betonskih elementov AB okvirja po 24 dneh strjevanja
Table 6.1: The measured compression strength of RC frame elements after 24 days of hardening

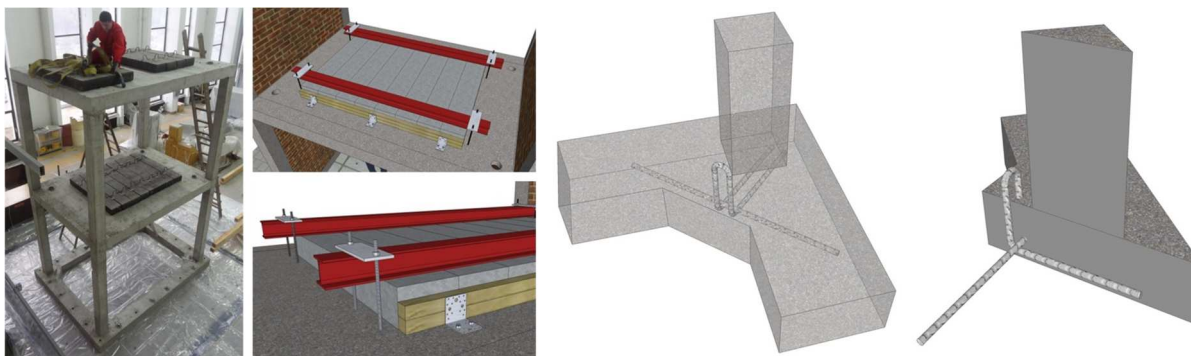
Mesto odvzema vzorca	Trdnost [MPa]
Temelji	39.9
Stebri spodaj	23.6
Plošča	33.6
Stebri zgoraj	19.7



Slika 6.4: Armiranje stebrov in prečk. Debelina krovnega sloja je 2.5 cm.

Figure 6.4: The reinforcement of columns and beams. The concrete cover layer thickness is 2.5 cm.

V vsakem vogalu obeh medetažnih plošč (15 cm od notranjega vogala stebrov) so bil izvedeni okrogli preboji premera 10 cm. Skoznje so bile v fazi premikanja konstrukcije na potresno mizo speljane jeklenice do točk pritrdjevanja v temeljih (Slika 6.5). Slednje so bile nameščene v nivoju temeljev tik ob vpetju stebrov, tako da med premikom tako rekoč ni prihajalo do nategov (ter posledično razpok) v kateremkoli elementu konstrukcije. Jeklenice so se obešale na žerjavno progo nosilnosti 10 ton. To je bil kriterij, ki je tudi posredno pogojeval izbiro dimenzij konstrukcije, katere teža ni smela preseči kapacitete dviga žerjava. Celotna masa AB okvirja skupaj s temelji in ploščama je tako znašala 8.7 tone. Masa naknadno vgrajenih polnil je bila 6.4 ton. V vsaki medetaži je bilo pritrjene 3.2 tone dodatne mase (Slika 6.5) (8 jeklenih ingotov, vsak po 400 kg), s katero smo okvirno zajeli vplive finalizacijskih slojev, koristne obtežbe, fasade itd. Dodaten pogoj, ki je omejeval dimenzije konstrukcije, je bila višina žerjavne proge. V sklopu celotnega projekta preiskav je potekalo tudi nadgrajevanje objekta z različnimi tipi nadgradenj. Maksimalna višina dviga žerjava je bila dobrih 8 m. Višina nadgrajene konstrukcije pa je znašala 7.7 m.



Slika 6.5: Pritrjevanje dodatne mase in detajl sidrne kljuke za vpenjanje konstrukcije med premikom
Figure 6.5: Attaching the additional mass and the anchor hook detail for connecting the construction during shifting

Po končanih elastičnih preiskavah utrjenega armiranobetonskega okvirja se je primarna konstrukcija zasukala za 90° okoli navpične osi. AB okvir je bil torej postavljen s krajšo stranico vzporedno v smeri vznicanja. Na obeh krajših stranicah so se izdelala opečna polnila (Slika 6.6). Uporabljena je bila votla opeka (modularni bloki dimenzij 25 x 25 x 19 cm) (kategorije 2) in podaljšana apneno-cementna malta. Zahtevana je bila sicer cementna malta (trdnosti M5), ki bi v kratkem času sušenja, ki je bil na voljo, dosegla podobno trdnost kot podaljšana malta v daljšem obdobju. Vendar je izvajalec na lastno pest vgradil podaljšano malto, točne recepture nam od njega ni uspelo pridobiti. Zaradi časovne stiske se polnil ni zidalo ponovno.



Slika 6.6: Izdelava opečnih polnil in test upogibne trdnosti malte
Figure 6.6: Masonry infill construction and mortar bending strength testing

Čas sušenja malte do prvih testov konstrukcije je bil približno 3 dni in pol, kar se je odražalo tudi v tlačnih in upogibnih testih vzorcev uporabljene malte. Odvzetih je bilo 6 setov vzorcev, ki so bili testirani (Preglednica 6.2) med izvajanjem preizkusov na potresni mizi. Povprečna tlačna trdnost druge serije vzorcev (testiranih po osmih dneh sušenja, en dan pred začetkom testov utrjene konstrukcije) je bila 2.82 MPa. Malto bi torej (v času izvajanja naših preizkusov) lahko uvrstili v trdnostni razred M2 (srednja tlačna trdnost vsaj 2.5 MPa). Z vidika standarda Evrokod 8 je to sicer nedopustno (minimalna zahteva M5). Po drugi strani pa je zahteva Pravilnika o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih iz leta 1981 (Pravilnik, 1981) omejevala zgornjo trdnost malte na 5 MPa in tudi prepovedovala uporabo cementne malte. Trdnost naše malte med izvajanjem testov bi bila z vidika starega pravilnika torej sprejemljiva.

Preglednica 6.2: Upogibni in tlačni testi malte
Table 6.2: Bending and compression tests of mortar

Datum preizkusa	Vzorec	Upogibna trdnost (MPa)	Tlačna trdnost (MPa)	
30. 11. 2012	1	-	1.8	1.8
	2	1.3	2.1	1.9
	4	-	1.6	1.9
4. 12. 2012	3	-	2.1	2.2
	5	-	1.9	2.3
	6	-	4.1	4.3

Deklarirana tlačna trdnost opečnih votlakov je bila 10 MPa. Tlačnih testov zidakov nismo izvajali. Ravno tako ne tlačne trdnosti zidovine. Slednjo lahko ocenimo bodisi v skladu z navodili standarda Evrokod 6-1 ali pa glede na rezultate eksperimentov (Tomažević, 2009). Primerjave sicer kažejo, da se vrednosti, izračunane z empirično enačbo standarda, lahko precej razlikujejo od eksperimentalno pridobljenih vrednosti.

6.1.2. Protokol preiskav

Konstrukcije smo preizkušali tako v območju nizkih intenzitet pospeškov, kjer je konstrukcija ostala v elastičnem stanju, kot tudi pri visokih pospeških. Pri slednjih je konstrukcija prešla v nelinearno območje obnašanja, pojavile so se poškodbe nosilnih elementov. Koncept preiskav je prikazan v naslednji preglednici (Preglednica 6.3).

Preglednica 6.3: Koncept preiskav
Table 6.3: Testing concept

Intenziteta potresa	AB okvir		AB okvir z opečnimi polnili	
	neutrjen	utrjen	neutrjen	utrjen
nizka intenziteta (≤ 0.025 g)	X	X	X	X
visoka intenziteta (0.25 – 0.75 g)			X	X

Testiranje smo začeli z osnovnim AB okvirjem, ki mu je sledil prvi test vpliva protipotresnih ojačitev. Izveden je bil v elastičnem območju obnašanja, saj konstrukcije nismo smeli poškodovati. Sledil je namreč zasuk AB okvirja na potresni mizi, nato izdelava opečnih polnil in ponovljeno testiranje pri nizkih intenzitetah. Na koncu je prišlo na vrsto testiranje pri večjih intenzitetah potresov. Najprej je bila do stanja večjih poškodb preizkušena osnovna, neutrjena konstrukcija s polnili. Nato so bile dodane ojačitve, utrjena konstrukcija pa je bila podvržena še nekoliko bolj intenzivnemu tresenju tal kot neutrjena. Bolj natančen opis testov sledi v nadaljnjih poglavjih.

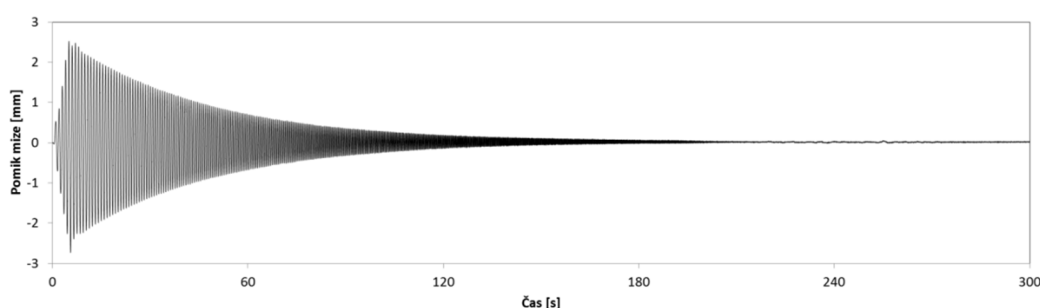
AB okvir je bil preizkušan v daljši smeri, okvir s polnilom pa v krajši smeri, tj. smeri polnil. Protokol preiskav je bil izbran z namenom meritve nihajnih časov konstrukcije in simulacij potresov z nizko intenziteto ter je predvideval sledeče zaporedje akceleroگرامov:

1. sinusoidno vzbujanje od 1 – 32 Hz (sprememba frekvence 1 oktava/minuto) pri $a_{g,max} = 0.01$ g
2. modificirani akceleroگرام Landers pri $a_{g,max} = 0.025$ g
3. sinusoidno vzbujanje od 1 – 32 Hz (sprememba frekvence 1 oktava/minuto) pri $a_{g,max} = 0.01$ g

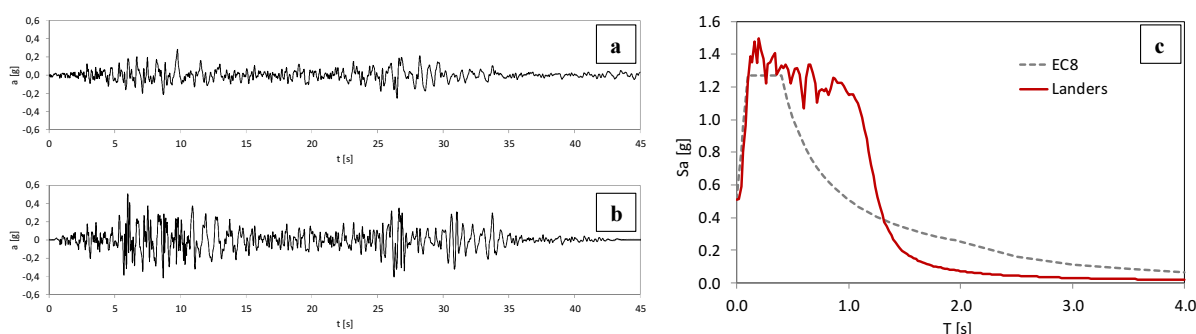
Z obema sinusoidnima vzbujanjema (ang. *sweep test*) smo merili lastne frekvence konstrukcije, obenem pa smo tudi preverjali, če niso nastale med serijo posameznih testov prevelike razlike v lastnih frekvencah. To bi pomenilo, da je konstrukcija med testiranjem utrpela poškodbe AB elementov, kar bi bilo zaradi zagotavljanja enakih robnih pogojev vsem tipom nadgradenj nesprejemljivo. Frekvenca vzbujanja se je spreminjala za eno oktavo na minuto, kar pomeni, da se je v prvi minuti spremenila od 1 – 2 Hz, v drugi minuti od 2 – 4 Hz, v tretji 4 – 8 Hz, četrti 8 – 16 Hz in v peti minuti 16 – 32 Hz. Predpisan največji pospešek vzbujanja pa je bil omejen na $a_{g,max} = 0.01$ g in bi moral biti konstanten med potekom celotnega območja frekvenc vzbujanja. Trenutno frekvenco vzbujanja (Ω) v izbranem času lahko izračunamo z eksponentno funkcijo:

$$\Omega = e^{0.01155 t} \quad (29)$$

Kjer je t izbrani čas v sekundah. Opozoriti pa moramo, da je na začetku *sweep* testa približno 5 sekund postopnega zaganjanja mize (Slika 6.7).



Slika 6.7: Dejanski pomik mize med *sweep* testom
Figure 6.7: The actual platform displacement during the sweep test



Slika 6.8: Izvirni (a) in modificirani (b) akcelrogram Landers in (c) elastični spekter v skladu z Evrokodom 8 ter Elastični spekter modificiranega akcelrograma Landers za 5-% dušenje in $a_g = 0.51$ g v primerjavi z elastičnim Evrokod spektrom

Figure 6.8: The original (a) and modified (b) Landers accelerogram and (c) the modified Landers accelerogram elastic spectra for 5-% damping and $a_g = 0.51$ g compared to the elastic Eurocode spectra.

Uporabljeni akcelrogram Landers (Potres Landers, 28. junij 1992, Južna Kalifornija, magnituda 7.3) je modificiran zapis izvirnega akcelrograma (Slika 6.8) potresa iz leta 1992. Modificirana verzija ima dodane frekvence in zelo dobro pokrije tako rekoč celoten spekter odziva (Slika 6.8, c), zato je primerna za vzbujanje zelo različnih konstrukcij. Prav tako kot izvirni zapis potresa modificiran zapis še vedno

vsebuje dva ločena večja potresna sunka. Skaliran pa je tako, da je največji pospešek temeljnih tal 0.5 g. Slednje v nadaljevanju obravnavamo kot osnovno intenziteto tega akceleroograma (100-% *span*).

6.1.3. Oprema in merilna mesta

Preiskave so potekale na potresni mizi inštituta IZIIS (Institut za potresno inženirstvo in inženirsko seizmologijo) v Skopju. Miza, ki nudi možnost vzbujanja konstrukcije v dveh smereh (prečni in navpični), sicer pa omogoča aktivacijo 5 prostostnih stopenj (dve translaciji in tri rotacije), meri v tlorisu 5 x 5 m. Sama platforma je prednapeta AB rebrasta plošča in tehta 33 ton. Leži na štirih vertikalnih batih, skupne kapacitete 888 kN, v horizontalni smeri pa jo vzbujujeta dva, ki skupaj zmoreta silo 850 kN. Prazna miza zmore (v odvisnosti od frekvence vzbujanja) simulirati pospeške do 3 g v horizontalni in do 1 g v vertikalni smeri. Največji horizontalni pomik je omejen na 125 mm, vertikalni pa na 50 mm.



Slika 6.9: Dva od vertikalnih batov, na vrhu prednapeta AB platforma
Figure 6.9: Two of the vertical actuators and the prestressed RC platform on top

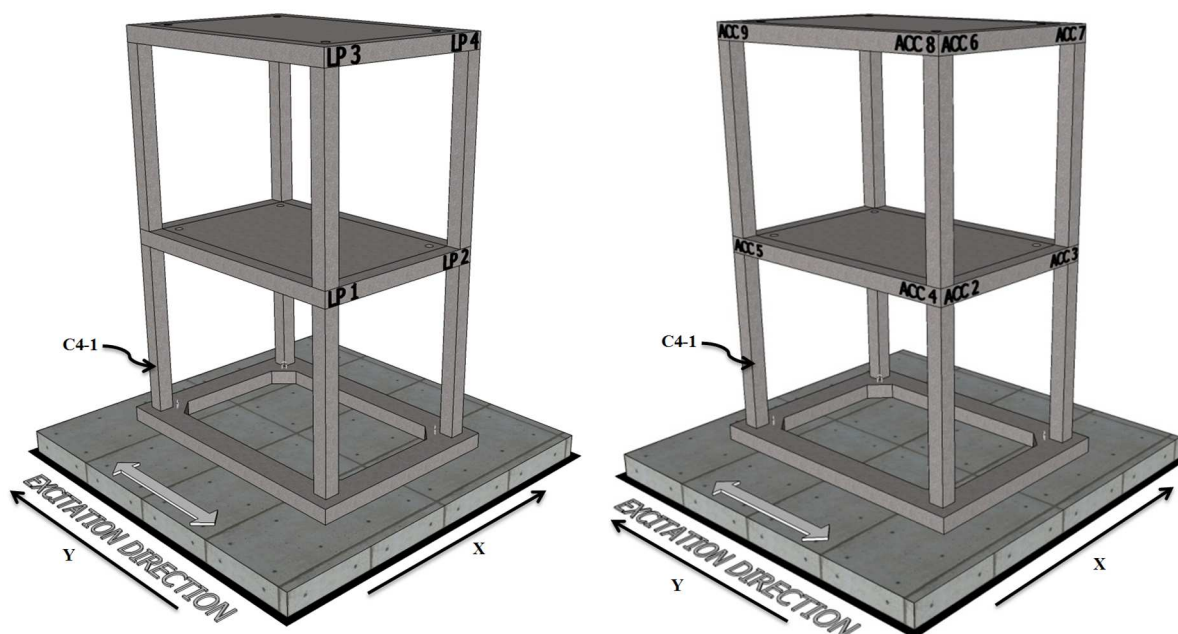


Slika 6.10: Temelji konstrukcije med vijačenjem v platformo
Figure 6.10: RC foundation being bolted onto the platform

Temelji konstrukcije so bili v mizo vpeti prek prednapetih jeklenih navojnih palic. Do zdrsa med konstrukcijo in mizo ni prihajalo, kar so pokazali tudi dodatni testi meritev pospeškov – meritve pospeškov temeljev in meritve pospeškov potresne mize so bile identične.

6.1.3.1 Armiranobetonski okvir

Kot smo navedli že v Poglavju 6.1.1, je bil protipotresno utrjen AB okvir preizkušen v elastičnem območju obnašanja konstrukcije. V tej fazi smo imeli nameščene samo merilce pomikov v dveh vogalih vsake etaže (v smeri vzbujanja) ter akcelerometre v vsakem vogalu medetažne plošče.



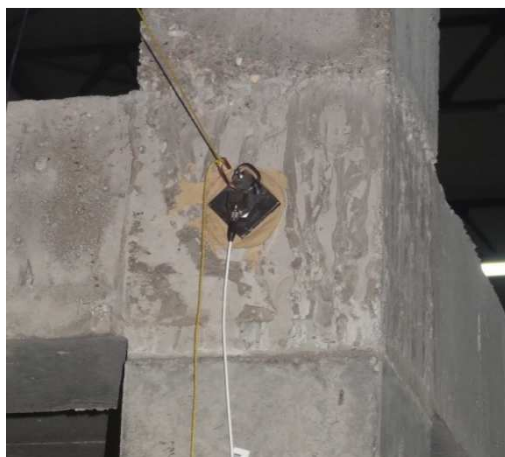
Slika 6.11: Pozicije merilcev pomikov in akcelorometrov na AB okvirju (izvirne oznake)
Figure 6.11: Displacement meters and accelerometer positions on the RC frame (original tags)

Deformacij med ojačilnimi lesenimi ploščami in osnovno konstrukcijo tu nismo merili. V tej fazi so nas zanimalo predvsem razlike v lastnih frekvencah neutrjene in utrjene konstrukcije, torej sprememba togosti, ki jo je utrjevalni sistem povzročil na objektu. Zaradi preprečevanja poškodb konstrukcije, ki je kasneje dobila še opečna polnila in na kateri so bile nadalje preizkušane nadgradnje (predmet partnerskega raziskovalnega projekta), so bile preiskave izvedene v elastičnem območju obnašanja.

Zaradi boljše preglednosti in enostavnejšega primerjanja rezultatov uvedemo nove oznake pozicij akcelorometrov in potenciometrov (merilcev pospeškov in pomikov), ki jih uporabljamo v nadaljevanju. Nove oznake akcelorometrov so kombinacija angleške (in obenem splošne) označbe pospeška, etaže v kateri je akcelorometer nameščen, in strani stavbe, na katero je nameščen. Npr. oznaka *AY-F1-L* pomeni *Acceleration Y – Floor 1 – Left*. Smeri koordinatnih osi mize pustimo enake kot v izvornih meritvah. Smer vzbujanja konstrukcije je torej Y. Smer prečna na vzbujanje je X. Orientacija levo desno velja, če gledamo konstrukcijo iz izhodišča koordinatnih osi.

Nove oznake so potenciometrov so prav tako splošne oznake pomikov (*U*) in angleške označbe etaže ter strani stavbe. Oznaka *P-F1-R* torej pomeni *U – Floor 1 – Right*. Ker vsi potenciometri merijo samo v smeri vzbujanja konstrukcije (Slika 6.11), smeri merjenja (samo Y) ne navajamo posebej.

Vse oznake potenciometrov in akcelorometrov so navedene v preglednicah (Preglednica 6.4 in Preglednica 6.5). Na spodnji sliki (Slika 6.12) pa je primer namestitve akcelorometra in pritrditve potenciometra. Oba se pritrujeta v konstrukcijo na sredini stebra, obenem pa tudi na sredini prečke.



Slika 6.12: Pritrditev akcelometra in točke merjenja pomikov
Figure 6.12: Accelerometer attachment and displacement measuring position

Preglednica 6.4: Oznake merilcev pomikov (orientacija levo-desno glede na Slika 6.11)
Table 6.4: Displacement measuring positions (orientation left-right as in Figure 6.11)

Izvirna oznaka	Nova oznaka	Opis
LP 1	P-F1-L	Pomik, prvo nadstropje, levo
LP 2	P-F1-R	Pomik, prvo nadstropje, desno
LP 3	P-F2-L	Pomik, drugo nadstropje, levo
LP 4	P-F2-R	Pomik, drugo nadstropje, desno

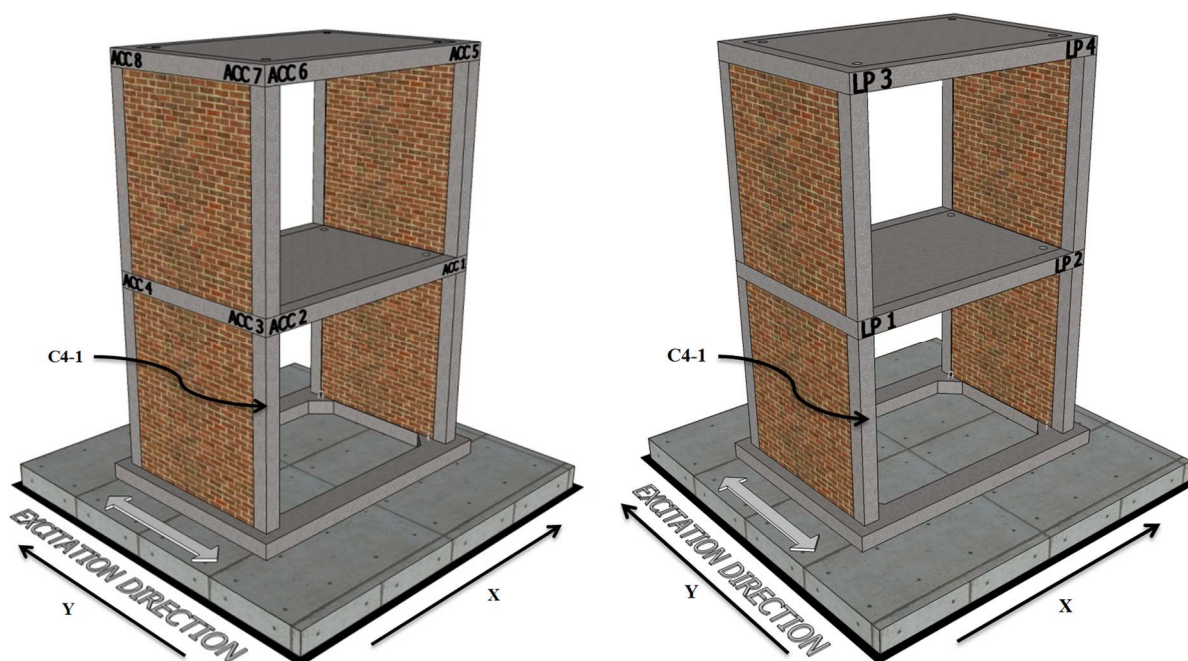
Preglednica 6.5: Oznake akcelometrov (orientacija levo-desno glede na Slika 6.11)
Table 6.5: Accelerometer positions (orientation left-right as in Figure 6.11)

Izvirna oznaka	Nova oznaka	Opis
ACC 2	AY-F1-L	Akcelometer v smeri vzbujanja, prvo nadstropje, levo
ACC 3	AY-F1-R	Akcelometer v smeri vzbujanja, prvo nadstropje, desno
ACC 4	AX-F1-R	Akcelometer prečno na smer vzbujanja, prvo nadstropje, desno
ACC 5	AX-F1-L	Akcelometer prečno na smer vzbujanja, prvo nadstropje, levo
ACC 6	AY-F2-L	Akcelometer v smeri vzbujanja, drugo nadstropje, levo
ACC 7	AY-F2-R	Akcelometer v smeri vzbujanja, drugo nadstropje, desno
ACC 8	AX-F2-R	Akcelometer prečno na smer vzbujanja, drugo nadstropje, desno
ACC 9	AX-F2-L	Akcelometer prečno na smer vzbujanja, drugo nadstropje, levo

6.1.3.2 Armiranobetonski okvir s polnili

Po zasuku konstrukcije okoli navpične osi je prišlo do menjave pozicij akcelometrov. Oznake zopet priredimo tako, da je možna sledljivost in primerjava rezultatov (Preglednica 6.6). Na sliki (Slika 6.13) je označena tudi pozicija stebra C1-4 po zasuku – konstrukcija je bila zasukana za 90° v obratni smeri urinega kazalca. Prav tako so na tej sliki podane pozicije akcelometrov (v izvirnih oznakah), v preglednici (Preglednica 6.6) pa je prikazana nova nomenklatura, ki jo uporabljamo v nadaljevanju. Na

sliki (Slika 6.13) so podane pozicije in izvirne oznake mest meritev pomikov na AB okvirju s polnilom, ki pa jim v nadaljevanju prav tako dodelimo nova imena (Preglednica 6.4).



Slika 6.13: Pozicije merjenja pomikov in akcelorometrov na AB okvirju s polnilom (izvirne oznake)
Figure 6.13: Displacement measuring positions and accelerometer positions on the RC frame with infill (original tags)

Preglednica 6.6: Oznake akcelorometrov (orientacija levo-desno glede na Slika 6.13)
Table 6.6: Accelerometer positions (orientation left-right as in Figure 6.13)

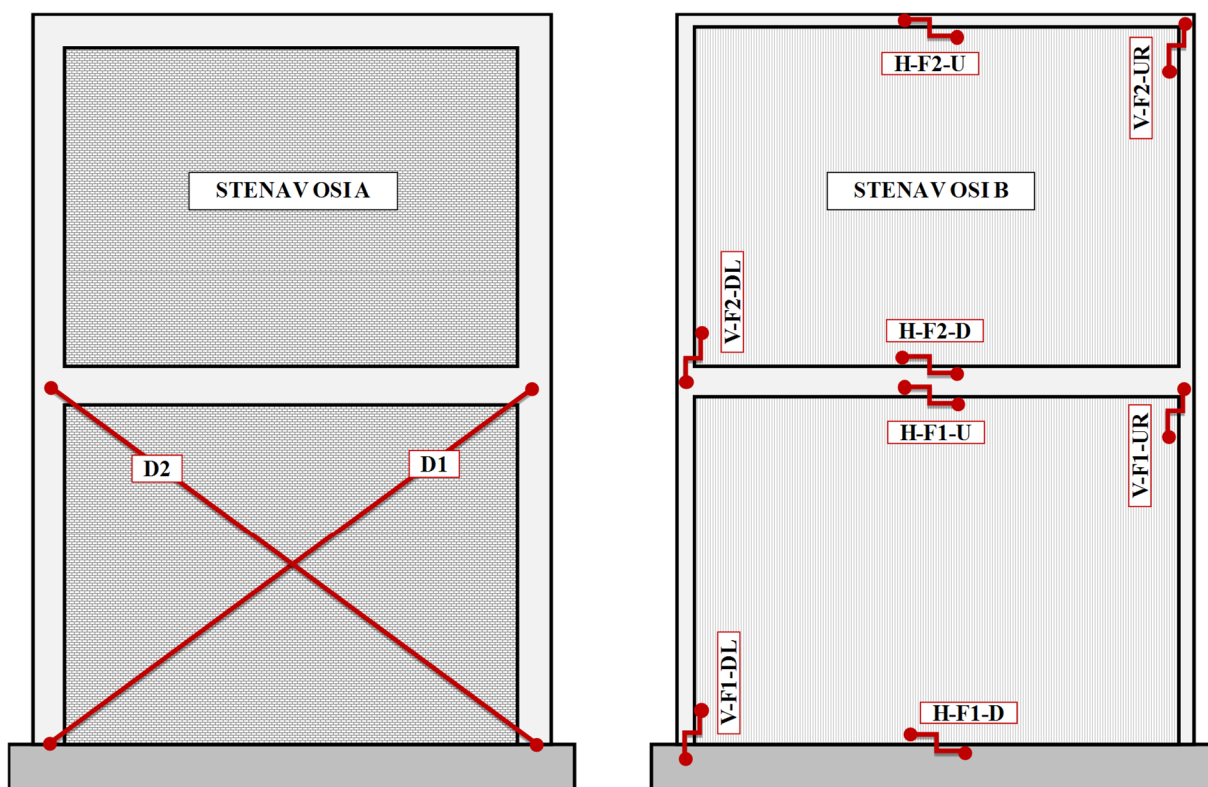
Izvirna oznaka	Nova oznaka	Opis
ACC 1	AY-F1-R	Akcelorometer v smeri vzbujanja, prvo nadstropje, desno
ACC 2	AY-F1-L	Akcelorometer v smeri vzbujanja, prvo nadstropje, levo
ACC 3	AX-F1-R	Akcelorometer prečno na smer vzbujanja, prvo nadstropje, desno
ACC 4	AX-F1-L	Akcelorometer prečno na smer vzbujanja, prvo nadstropje, levo
ACC 5	AY-F2-R	Akcelorometer v smeri vzbujanja, drugo nadstropje, desno
ACC 6	AY-F2-L	Akcelorometer v smeri vzbujanja, drugo nadstropje, levo
ACC 7	AX-F2-R	Akcelorometer prečno na smer vzbujanja, drugo nadstropje, desno
ACC 8	AY-F2-L	Akcelorometer prečno na smer vzbujanja, drugo nadstropje, levo

Konstrukcija z opečnim polnilom je bila dodatno opremljena tudi z dvema merilcema pomikov v diagonalni smeri polnila v pritličju stene v osi B (Slika 6.3). Utrjena konstrukcija pa je bila opremljena še z osmimi induktivnimi merilci, ki so merili relativne pomike med ojačilnimi križno lepljenimi lesenimi ploščami in obstoječo konstrukcijo v osi A (Slika 6.3). Pomike smo merili v horizontalni smeri, na vrhu in na dnu ojačilne plošče v vsaki etaži, ter v vertikalni smeri v dveh vogalih taistih plošč. Bolj podrobno so pozicije induktivnih merilcev prikazane na sliki (Slika 6.15). Opisani pa so v spodnji preglednici (Preglednica 6.7).

Preglednica 6.7: Oznake induktivnih merilcev (Slika 6.15)**Table 6.7:** LVDT positions (Figure 6.15)

Izvirna oznaka	Nova oznaka	Opis
Nameščeno na notranji strani stene v osi B (Slika 6.3)		
1	D1	Diagonala 1 na opečnem polnilu v pritličju W 2-1 (Slika 6.3)
2	D2	Diagonala 2 na opečnem polnilu v pritličju W 2-1 (Slika 6.3)
Nameščeno na zunanji strani stene v osi A (Slika 6.3)		
3	V-F1-DL	Vertikalni pomik vogala lesene plošče v pritličju spodaj levo
4	H-F1-D	Horizontalni pomik roba plošče v pritličju spodaj
5	V-F1-UR	Vertikalni pomik vogala lesene plošče v pritličju zgoraj desno
6	H-F1-U	Horizontalni pomik roba plošče v pritličju zgoraj
7	V-F2-UR	Vertikalni pomik vogala lesene plošče v nadstropju zgoraj desno
8	H-F2-U	Horizontalni pomik roba plošče v nadstropju zgoraj
9	H-F2-D	Horizontalni pomik roba plošče v nadstropju spodaj
10	V-F2-DL	Vertikalni pomik vogala lesene plošče v nadstropju spodaj levo

**Slika 6.14:** Poziciji induktivnih merilcev V-F1-DL in H-F1-D (levo) ter diagonal D1 in D2 (desno)**Figure 6.14:** LVDT positions V-F1-DL and H-F1-D (left) and diagonals D1 and D2 (right)



Slika 6.15: Pozicije induktivnih merilcev (LVDT) na zunanji strani utrjene stene v osi A in na notranji strani stene v osi B AB okvira s polnilom

Figure 6.15: LVDT positions on the outer side of the wall in the 'A' axis and on the inner side of the wall in the axis B of the RC frame with infill

6.1.4. Odziv konstrukcije

6.1.4.1 Neutrjen in utrjen AB okvir pri nizkih pospeških

Armiranobetonski okvir je bil preizkušen s sinusnim vzbujanjem v elastičnem območju obnašanja. Njegova lastna frekvenca 1. nihajne oblike je po opravljenih testih nadgrajene konstrukcije znašala 2.00 Hz (perioda 0.50 s). Na samem začetku preiskav je bila izmerjena frekvenca okvirja 2.27 Hz (0.441 s). To pomeni, da smo med preiskavami nadgrajene konstrukcije okvirju prizadejali manjše poškodbe. Odziv konstrukcije je bil kljub temu dovolj konsistenten, da je nudil verodostojne rezultate. Za utrjevanje smo uporabili 100 mm debele 3-slojne plošče proizvajalca Storaensa. Enake plošče smo uporabili tudi pri preiskavah utrjevanja nearmiranih opečnih zidov v poglavju 0.



Slika 6.16: Utrjen AB okvir – utrjena je bila samo spodnja etaža.

Figure 6.16: The strengthened RC frame – only the bottom floor was strengthened.

Preglednica 6.8: Nihajni časi prvih štirih nihajnih oblik neutrjenega AB okvirja

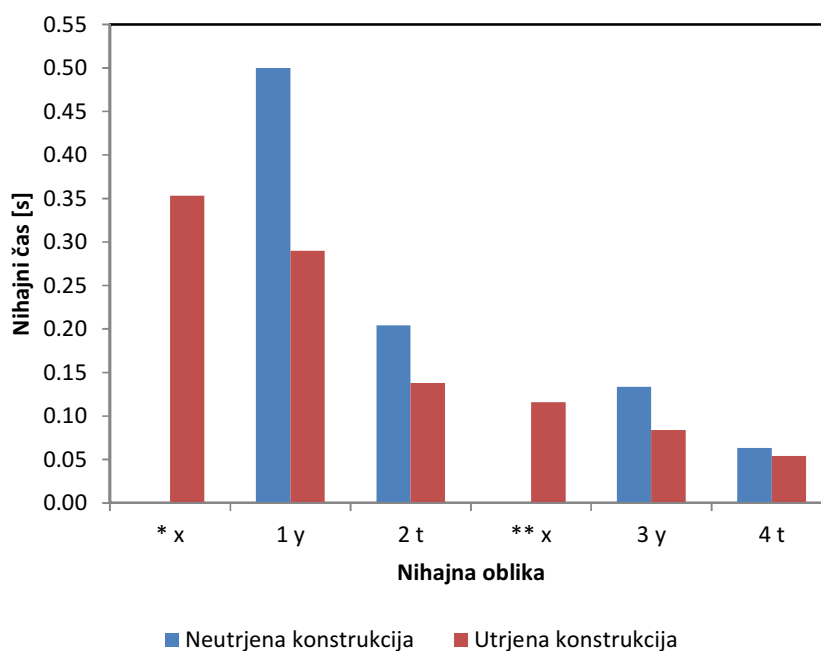
Table 6.8: Vibration periods of the first four vibration modes of the unreinforced RC frame

Nihajna oblika		Nihajna doba (frekvenca)	
1	translacija y	0.500 s	2.00 Hz
2	torzija	0.204 s	4.90 Hz
3	translacija y	0.133 s	7.50 Hz
4	torzija	0.063 s	15.77 Hz

Preglednica 6.9: Nihajni časi prvih petih nihajnih oblik utrjenega AB okvirja

Table 6.9: Vibration periods of the first five vibration modes of the reinforced RC frame

Nihajna oblika		Nihajna doba (frekvenca)	
*	translacija x	0.353 s	2.83 Hz
1	translacija y	0.290 s	3.45 Hz
2	torzija	0.138 s	7.26 Hz
**	translacija x	0.116 s	8.62 Hz
3	translacija y	0.084 s	11.92 Hz
4	torzija	0.054 s	18.48 Hz



Slika 6.17: Nihajni časi neutrjenega in utrjenega AB okvirja (smer vzbujanja je y)

Figure 6.17: Vibration periods of the unstrengthened and strengthened RC frame (the excitation direction is y)

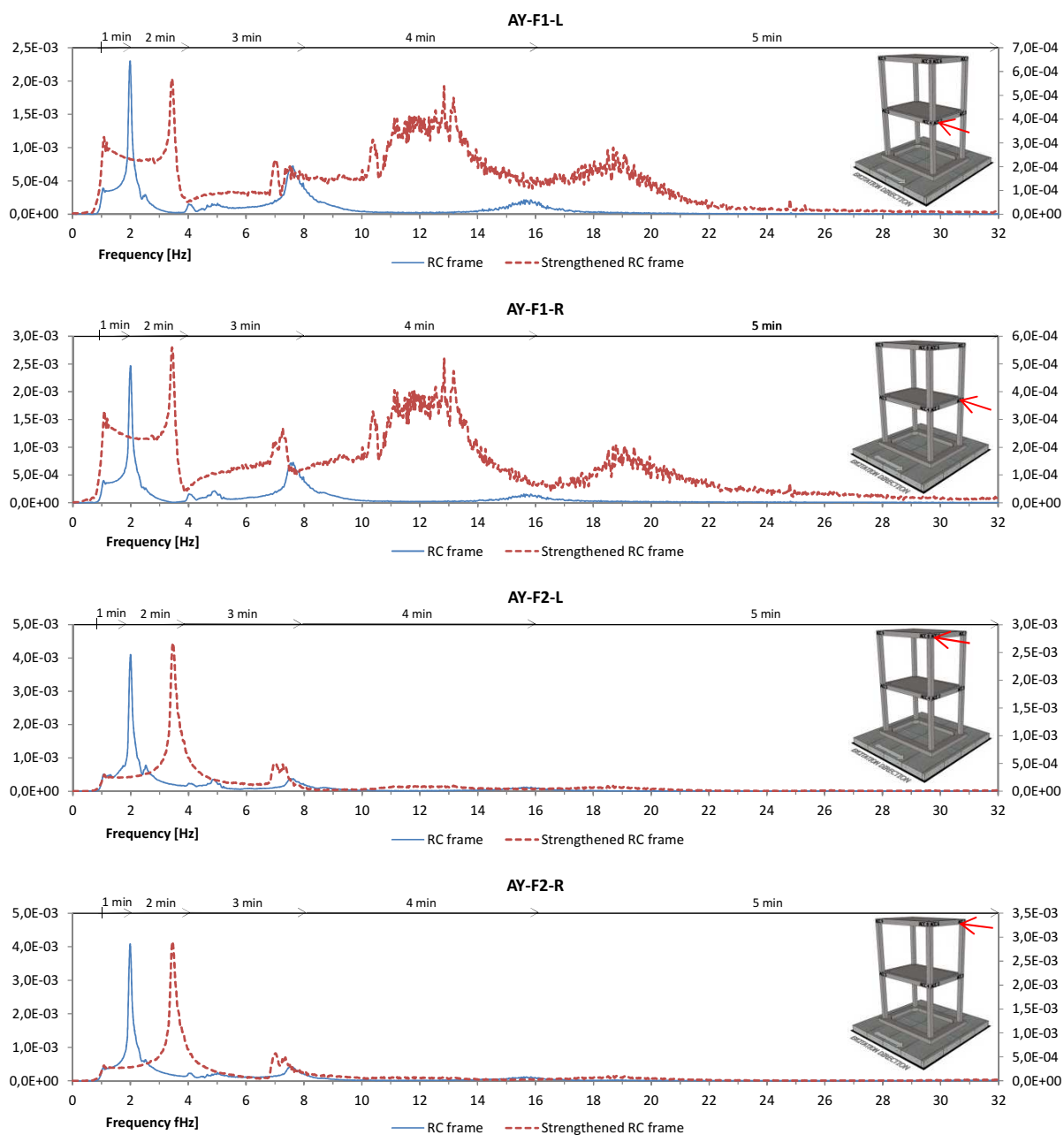
Iz odziva akcelorimetrov v smeri vzbujanja neutrjene konstrukcije in njihove hitre Fourierjeve transformacije (*fast Fourier transform* – FFT, MathWorks, 2009) (Slika 6.18) izstopajo prve tri lastne frekvence konstrukcije. Prva nihajna oblika ($\Omega_1 = 2.00 \text{ Hz}$ oz. $T_1 = 0.50 \text{ s}$) je vsekakor translatorska v smeri vzbujanja. Druga nihajna oblika ($\Omega_2 = 4.90 \text{ Hz}$ oz. $T_2 = 0.204 \text{ s}$) se izkaže kot torzijska, kar je razvidno iz zapisa pospeškov (Slika C.4), kjer je smer pospeška na akcelorimetrih, ki merijo v smeri vzbujanja na vsaki strani konstrukcije (AY-F1-L & AY-F1-R ter AY-F2-L & AY-F2-R) ravno nasprotna.

Tretja nihajna oblika ($\Omega_3 = 7.50 \text{ Hz}$ oz. $T_3 = 0.133 \text{ s}$) je zopet translatorska (2. reda), kjer prva in druga etaža nihata vsaka v svojo smer. Slednje je razvidno iz odziva akcelorimetrov (Slika C.5), kjer je predznak izmerjenih pospeškov v 1. in 2. etaži ravno nasproten.

Četrta nihajna oblika ($\Omega_4 = 15.77 \text{ Hz}$ oz. $T_4 = 0.063 \text{ s}$), ki močno izstopa iz spektralne analize enega od akcelorimetrov (AX-F1-L) prečno na smer vzbujanja konstrukcije (Slika 6.19), opaziti pa jo je mogoče tudi iz spektralne analize akcelorimetrov AY-F1-L ter AY-F1-R (Slika 6.18), je zopet torzijska saj se močno odzove le eden od akcelorimetrov (AX-F1-L) v etaži.

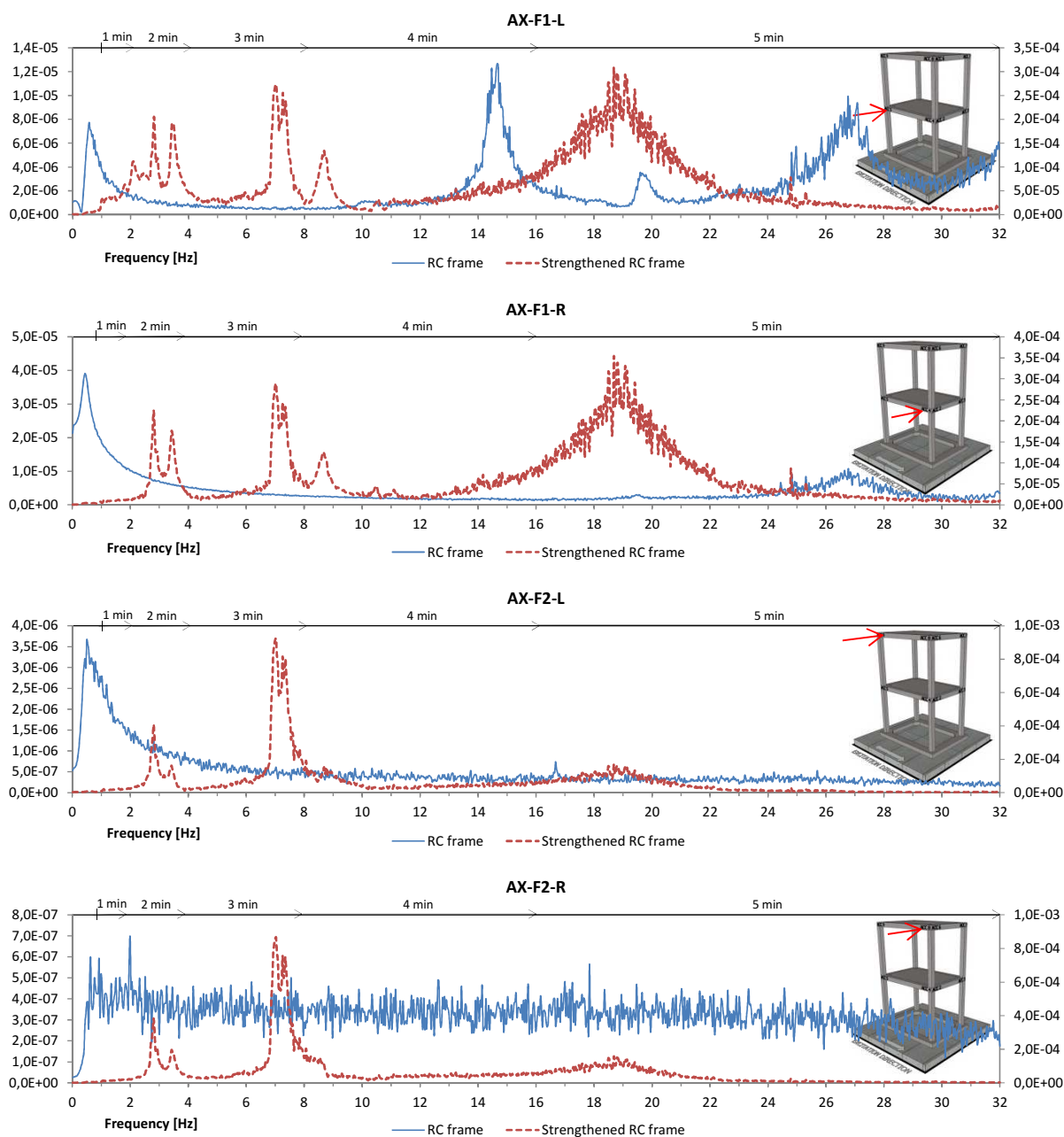
Iz odziva utrjene konstrukcije vidimo, da so se vse nihajne oblike (Preglednica 6.8, Preglednica 6.9, Slika 6.17) neutrjene konstrukcije nekoliko skrajšale (oziroma so se frekvence nihanja povečale), kar pomeni, da je utrjena konstrukcija (v skladu s pričakovanji) bolj toga. Pri utrjeni konstrukciji dobimo tudi dve novi nihajni obliki, ki nista bili prisotni pri neutrjeni konstrukciji. Nihajnim oblikama dodelimo oznaki $\Omega^* = 2.83 \text{ Hz}$ ($T^* = 0.353 \text{ s}$) in $\Omega^{**} = 8.62 \text{ Hz}$ ($T^{**} = 0.116 \text{ s}$). Sodeč po odzivu akcelorimetrov (Slika 6.19) sta obe translatorski v smeri prečno na vzbujanje konstrukcije. Nihajna oblika Ω^* je translacija celotne konstrukcije, Ω^{**} pa zgolj translacija prve etaže.

Bolj podrobno so odzivi akcelorimetrov pri posameznih nihajnih časih prikazani v Dodatku B. Iz smeri pospeškov posameznih akcelorimetrov lahko sklepamo na nihajne oblike, ki pripadajo posameznim nihajnim časom.



Slika 6.18: Fourierjeva analiza odziva akcelorimetrov (Preglednica 6.5) v smeri vzbujanja konstrukcije. Na x oseh so prikazane frekvence odziva na y osi pa amplitude pospeškov (g). Na vrhu prvega grafa je prikazan čas vzbujanja posamezne frekvence.

Figure 6.18: Fourier spectral analysis of the accelerometers (Table 6.5) in the excitation direction. Frequency values are on the x axes and acceleration (g) amplitudes on the y axis. On the top of the first graph the time of an individual frequency excitation is shown.



Slika 6.19: Fourierova analiza odziva akcelermetrov (Preglednica 6.5) v smeri prečno na vzbujanje konstrukcije. Na x oseh so prikazane frekvence odziva na y osi pa amplitude pospeškov (g). Na vrhu prvega grafa je prikazan čas vzbujanja posamezne frekvence.

Figure 6.19: Power spectral analysis of the accelerometers (Table 6.5) perpendicular to the excitation direction. Frequency values are on the x axes and acceleration (g) amplitudes on the y axis. On the top of the first graph the time of an individual frequency excitation is shown.

6.1.4.2 Neutrjen in utrjen AB okvir z opečnimi polnili pri nizkih pospeških

Frekvenca 1. nihajne oblike armiranobetonskega okvirja s polnilom je bila na začetku preizkušanja nadgradenj 6.83 Hz (nihajni čas 0.146 s). Po koncu preizkušanja nadgradenj pa je znašala 6.93 Hz (nihajni čas 0.144 s). Slednje je sicer ravno v nasprotju s pričakovanim, saj mikropoškodbe konstrukcije povzročijo padec frekvence (oziroma podaljšanje nihajnih časov). Ker pa je od začetka do konca preizkušanja nadgradenj AB okvirja s polnilom preteklo 5 dni, je zidano polnilo v tem času še vedno pridobivalo trdnost in togost. Posledično pa je bila togost konstrukcije po končanih elastičnih testih enaka (celo malenkost večja).

V naslednjih dveh preglednicah (Preglednica 6.10, Preglednica 6.11) in grafu (Slika 6.21) so navedene nihajne oblike in nihajni časi utrjene in neutrjene konstrukcije s polnilom. Bolj podrobno prikažemo odziv akcelermetrov v dodatku B, kjer na podlagi smeri pospeškov pri posameznih odzivih določimo za kakšno nihajno obliko gre; translacijo prvega oziroma višjega reda ali torzijo. Iz zbranih podatkov je razvidno, da se vsi prikazani nihajni časi utrjene konstrukcije skrajšajo (oziroma se frekvence nihanja povečajo). Utrjena konstrukcija je torej v skladu s pričakovanji bolj toga. Razlike v (začetni) togosti so relativno majhne, saj ojačilne plošče k nosilnosti in togosti znatno prispevajo šele pri večjih obremenitvah, oziroma večjih etažnih pomikih.



Slika 6.20: Neutrjen in utrjen AB okvir z opečnim polnilom

Figure 6.20: The unstrengthened and strengthened RC frame with masonry infill

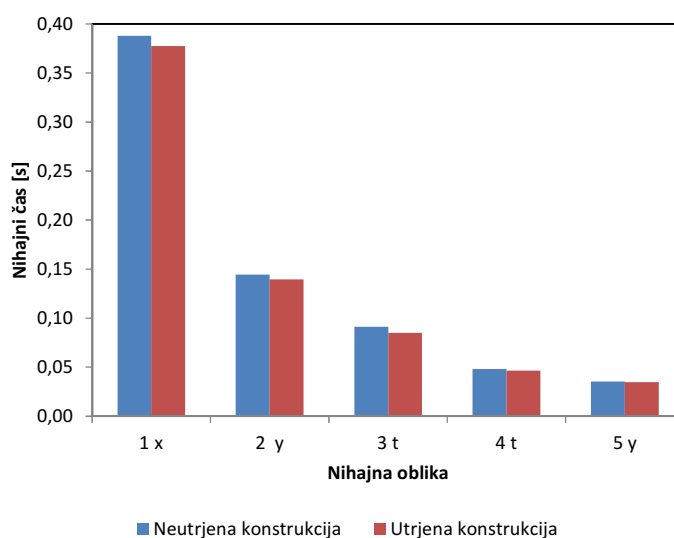
Iz spektralnih odzivov konstrukcije (Slika 6.22, Slika 6.23) in odzivov akcelermetrov (Slika C.14, Slika C.15) je razvidna razlika med odzivi akcelermetrov na levi in desni strani posamezne etaže neutrjene konstrukcije. Med preizkusi je prišlo do manjših poškodb opečnega polnila na levi strani konstrukcije, ki so nekoliko načele njegovo trdnost. Posledično je padla togost leve strani konstrukcije, kar je tudi vzrok za razliko v odzivu akcelermetrov.

Preglednica 6.10: Nihajni časi prvih petih nihajnih oblik neutrjene konstrukcije s polnilom
Table 6.10: Vibration periods of the first five vibration modes of the unreinforced structure with the infill

Nihajna oblika		Nihajna doba (frekvenca)	
1	torzija	0.388 s	2.58 Hz
2	translacija y	0.144 s	6.93 Hz
3	torzija	0.091 s	10.95 Hz
4	torzija	0.048 s	20.72 Hz
5	translacija y	0.036 s	28.19 Hz

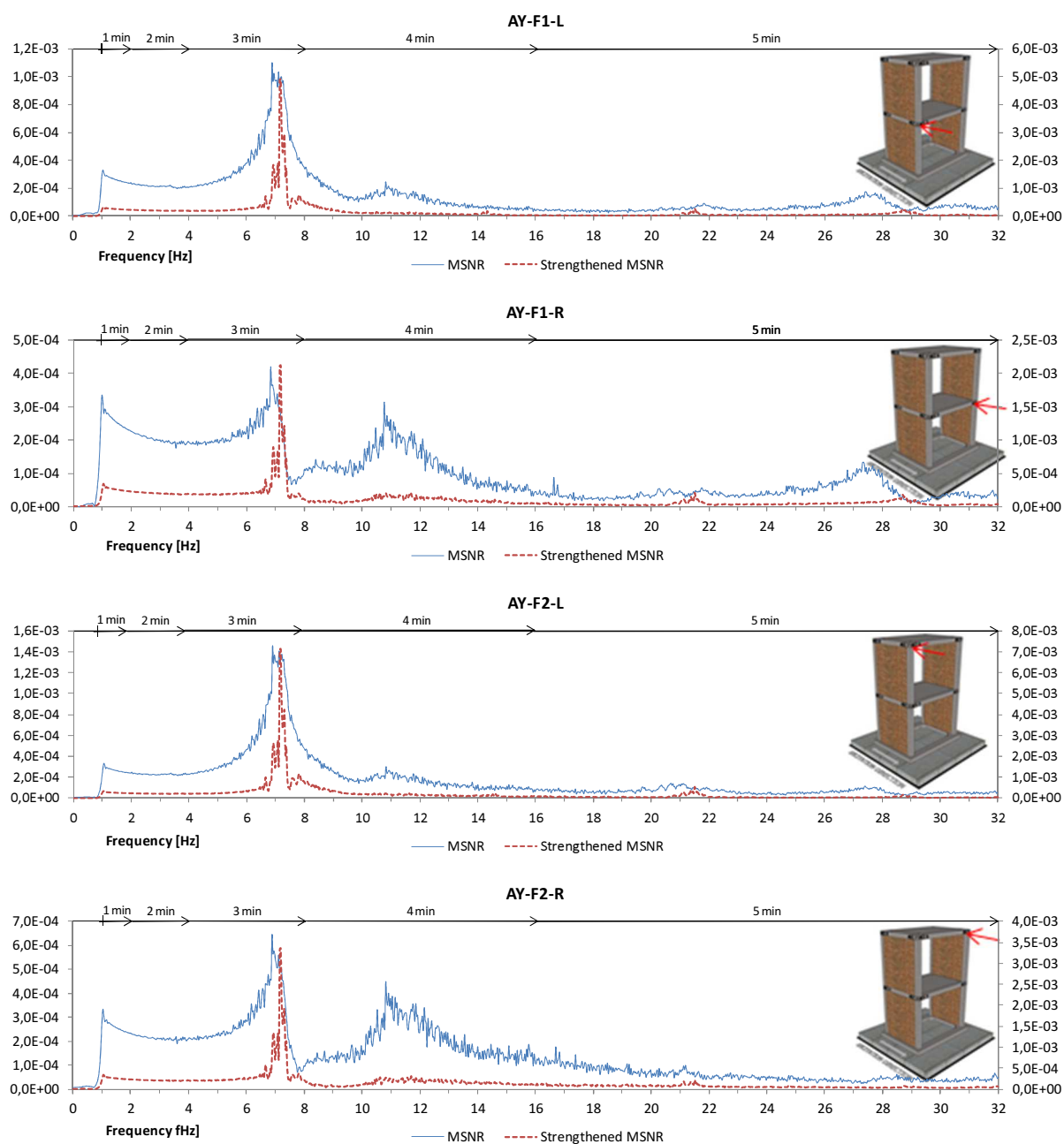
Preglednica 6.11: Nihajni časi prvih petih nihajnih oblik utrjene konstrukcije s polnilom
Table 6.11: Vibration periods of the first five vibration modes of the reinforced structure with the infill

Nihajna oblika		Nihajna doba (frekvenca)	
1	torzija	0.377 s	2.65 Hz
2	translacija y	0.140 s	7.17 Hz
3	torzija	0.085 s	11.74 Hz
4	torzija	0.047 s	21.49 Hz
5	translacija y	0.035 s	28.66 Hz



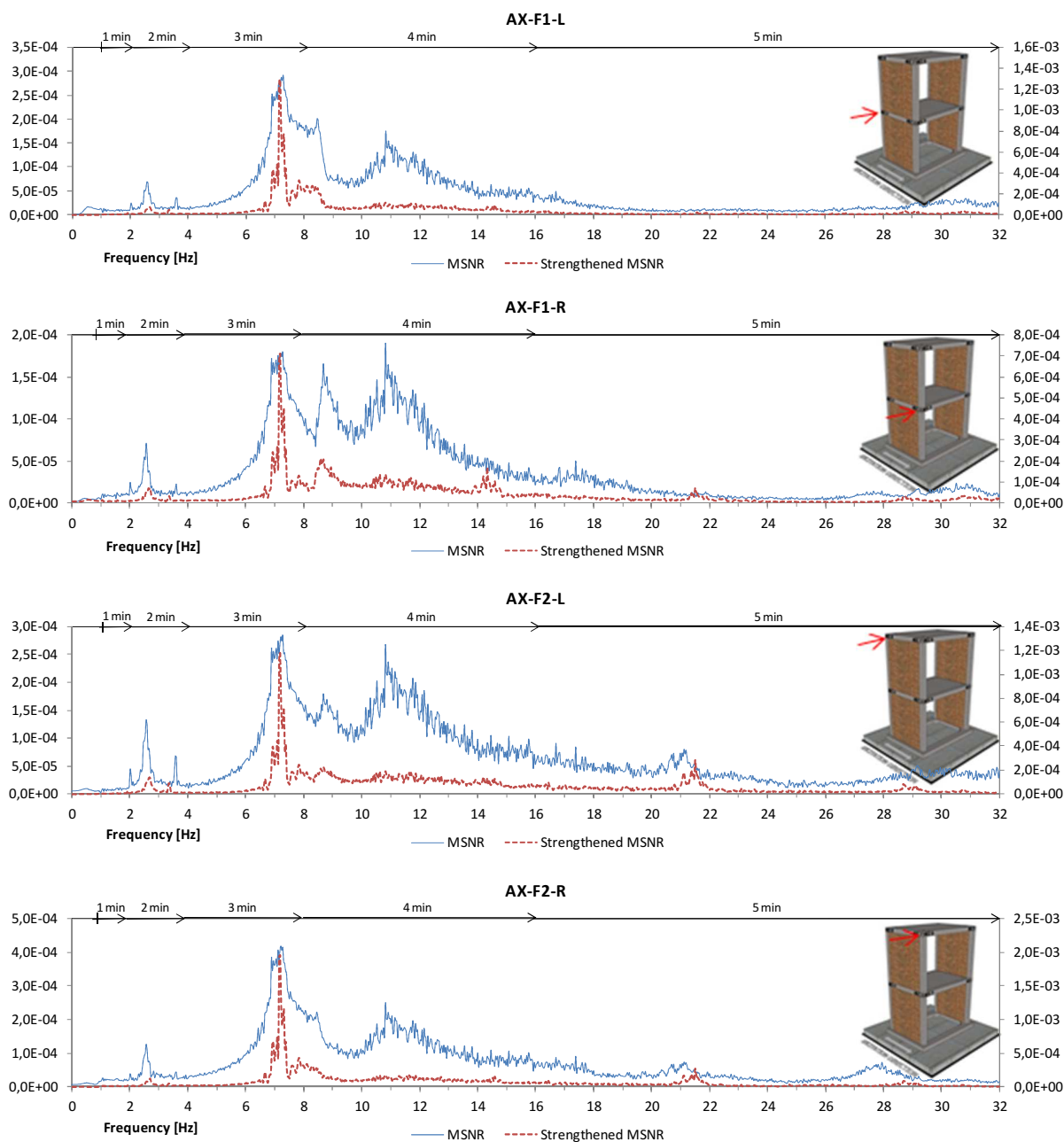
Slika 6.21: Nihajni časi neutrjenega in utrjenega AB okvirja z opečnim polnilom
Figure 6.21: Vibration periods of the unstrengthened and strengthened RC frame with a masonry infill

Bolj podrobno so odzivi akcelorometrov pri posameznih nihajnih časih prikazani v Dodatku B. Iz smeri pospeškov posameznih akcelorometrov lahko sklepamo na nihajne oblike, ki pripadajo posameznim nihajnim časom.



Slika 6.22: Fourierjeva analiza odziva akcelermetrov v smeri vzbujanja konstrukcije. Na x oseh so prikazane frekvence odziva na y osi pa amplitude pospeškov (g). Na vrhu prvega grafa je prikazan čas vzbujanja posamezne frekvence.

Figure 6.22: Fourier spectral analysis of the accelerometers in the excitation direction. Frequency values are on the x axes and acceleration (g) amplitudes on the y axis. On the top of the first graph the time of an individual frequency excitation is shown.



Slika 6.23: Fourierjeva analiza odziva akcelermetrov v smeri prečno na vzbujanja konstrukcije. Na x oseh so prikazane frekvence odziva na y osi pa amplitude pospeškov (g). Na vrhu prvega grafa je prikazan čas vzbujanja posamezne frekvence.

Figure 6.23: Fourier spectral analysis of the accelerometers perpendicular to the excitation direction. Frequency values are on the x axes and acceleration (g) amplitudes on the y axis. On the top of the first graph the time of an individual frequency excitation is shown.

6.1.4.3 Neutrjen in utrjen AB okvir z opečnim polnilom pri visokih pospeških

V poglavju prikažemo razliko v odzivu neutrjenega in utrjenega AB okvirja z opečnim polnilom pri potresu z visoko intenziteto. Uporabljali smo modificirani zapis potresa Landers (Slika 6.8), ki ima relativno konstanten elastični spekter in posledično enak vpliv na konstrukcije različnih togosti. Slednje je v našem primeru zelo pomembno, saj že v osnovi primerjamo odziv dveh tipov konstrukcij; neutrjene in utrjene. Poleg tega smo intenziteto potresa stopnjevali, posledično pa so v stopnjah naraščale tudi poškodbe konstrukcije. Z večanjem poškodb je padala togost konstrukcije. Če bi uporabljali katerega od običajnih akceleroگرامov, ki načeloma nimajo konstantnih elastičnih spektrov, bi bil vpliv istega akceleroگرامa na konstrukcijo pred in po poškodbah različen. Z uporabo modificiranega akceleroGRAMa pa se takšnim težavam izognemo.

Zapis modificiranega potresa Landers smo večali v sledečih korakih; 0.25 g, 0.50 g in 0.75 g. Na utrjeni konstrukciji smo pospešek 0.75 g ponovili dvakrat. Po vsakem potresu smo konstrukciji izmerili tudi lastne frekvence s pomočjo sinusoidnega vzbujanja (*sweep test*). V naslednji preglednici (Preglednica 6.12) prikažemo zaporedje testov in prve nihajne čase neutrjene in nepoškodovane konstrukcije ter iste (poškodovane) konstrukcije, utrjene s križno lepljenimi lesenimi ploščami. Na grafu (Slika 6.24) bolj jasno prikažemo spremembe prve nihajne dobe konstrukcije med skaliranjem potresov, utrjevanjem in ponovnim povečevanjem intenzitete potresov.

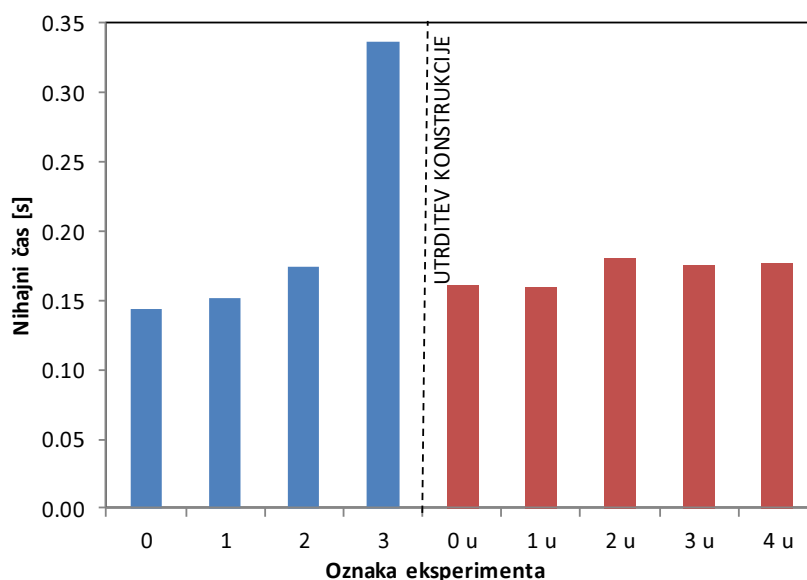
Preglednica 6.12: Skalirane intenzitete modificiranega potresa Landers in prvi nihajni časi konstrukcije po potresih

Table 6.12: Scaled intensities of the modified Landers earthquake and first vibration periods of construction after the earthquakes

Neutrjena konstrukcija		Nihajna doba (frekvenca)	
0	pred potresi	0.144 s	6.93 Hz
1	0.25 g	0.152 s	6.58 Hz
2	0.50 g	0.174 s	5.76 Hz
3	0.75 g	0.337 s	2.97 Hz
Utrjena (prej poškodovana) konstrukcija		Nihajna doba (frekvenca)	
0 u	pred potresi	0.161 s	6.23 Hz
1 u	0.25 g	0.160 s	6.23 Hz
2 u	0.50 g	0.181 s	5.53 Hz
3 u	0.75 g	0.175 s	5.70 Hz
4 u	0.75 g	0.177 s	5.66 Hz

Izrazit je skok nihajnega časa neutrjene konstrukcije po zadnjem potresu (3), ki se poveča z 0.174 s na 0.337 s, torej skoraj dvakratno. Med zadnjim potresom je namreč prišlo do poškodb opečnega polnila (Slika 6.25), ki se je oddvojilo od AB okvirja ter začelo rušiti. Naj na tem mestu spomnimo, da je osnovni nihajni čas AB okvirja brez polnila znašal 0.5 s (Preglednica 6.8). Zaradi nevarnosti popolne porušitve smo zato končali s preizkušanjem neutrjene konstrukcije. Pritrdili smo ojačitve iz križno lepljenih lesenih plošč in nadaljevali s protokolom testov (Preglednica 6.12). Takoj po utrditvi se je nihajni čas konstrukcije skrajšal na 0.161 s, torej na tako rekoč enako vrednost kot pred začetkom preizkušanja (0.144 s). Ob koncu enako intenzivnega testiranja in ob dvojni ponovitvi zadnjega najmočnejšega potresa pa se ni podaljšal nad 0.177 s. Novih poškodb torej ni bilo, oziroma so bile zanemarljive (Slika

6.26). Večina potresna sile se je prenesla na ojačilne plošče, ki so obremenitve potresa prenesli v pretežno elastičnem območju. Do manjše disipacije energije je sicer prihajalo zaradi zdrsov med jeklenimi sidrnimi čevlji (in posledičnega trenja), jekleni vijaki pa so ostali nepoškodovani (oziroma so bile poškodbe neopazne s prostim očesom).



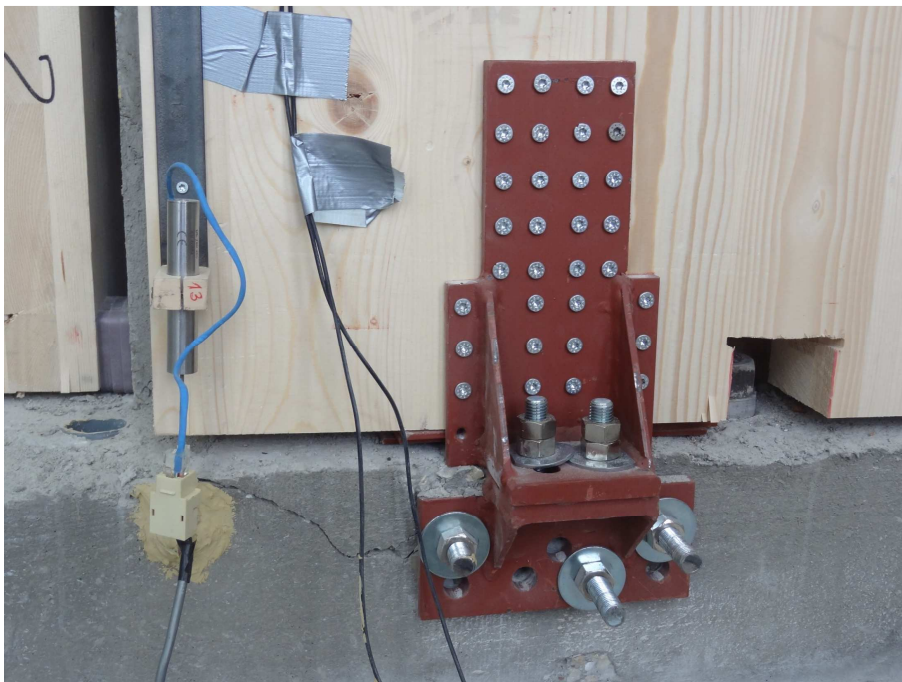
Slika 6.24: Prvi nihajni časi neutrene in utrjene konstrukcije po potresih

Figure 6.24: First vibration periods of the unstrengthened and strengthened structure after the earthquakes



Slika 6.25: Poškodbe opečnega polnila po zaključku testov neutrene konstrukcije

Figure 6.25: Masonry infill damage after the unstrengthened structure tests



Slika 6.26: Edina nova poškodba po koncu testov utrjene konstrukcije (razpoka temelja na mestu sidranja ojačilnih plošč)

Figure 6.26: The only new damage after the strengthened structure tests (a crack in the foundation where the strengthening plates were anchored)

Pomiki etaž

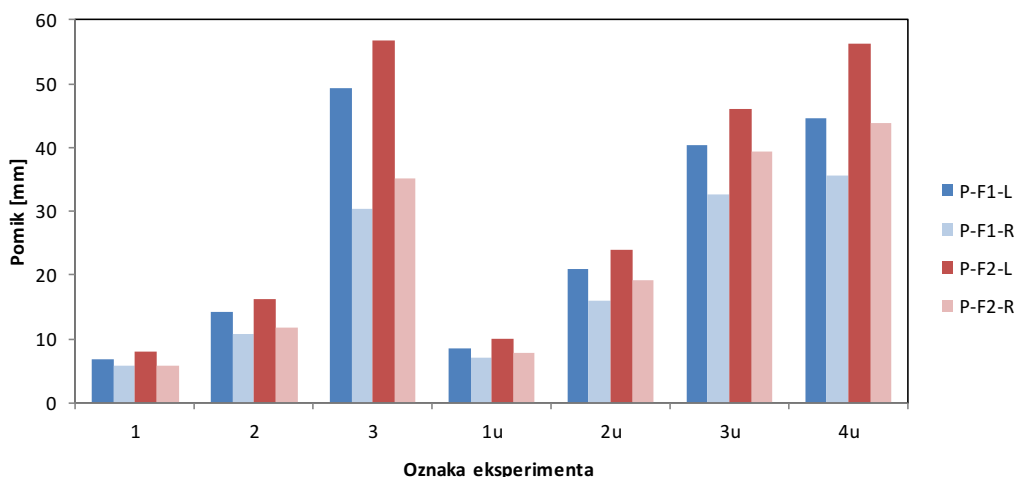
Največji izmerjeni pomiki etaž so prikazani na grafu na naslednji sliki (Slika 6.27), pomiki diagonal pritrjenih na zid v pritličju (Slika 6.28), pa na sliki zatem (Slika 6.28). Vrednosti so navedene numerično v preglednici (Preglednica 6.13).

Opazimo lahko izrazito neenakomerno gibanje levega in desnega dela etaže konstrukcije. Že prej smo namreč omenili, da se je med potekom testov nekoliko poškodovalo opečno polnilo AB okvirja na levi strani konstrukcije. Z vsakim novim potresom pa so se poškodbe povečevale. Posledično je bila leva stran bolj podajna, kar je izrazito vidno na grafu pomikov etaž spodaj, kjer je pomik leve strani neutrjene konstrukcije pri močnejših potresih za 60 % večji od pomika leve strani.

Pri utrjeni konstrukciji je bila nesimetrija v obnašanju že precej manjša in je pri zadnjem testu (4u) znašala le približno 25 %. Potresna sila se je namreč v večji meri prenašala na ojačilne plošče, ki so se obnašali bolj enakomerno. Največji pomiki utrjene konstrukcije so bili pri močnejših potresih manjši kot pomiki neutrjene. Pri ponovljenem najmočnejšem potresu (primer 4u) pa so bili že zelo blizu pomikom neutrjene konstrukcije pri enako močni intenziteti (primer 3).

Relativni pomiki med prvo in drugo etažo konstrukcije so mnogo manjši, saj polnila v višji etaži ostajajo nepoškodovana tudi pri močnejših potresih.

Izmerjene deformacije diagonal so različne kljub temu, da sta obe diagonalni nameščeni na isti steni. Obstaja možnost, da je bila diagonala D2 nekoliko slabše nameščena.

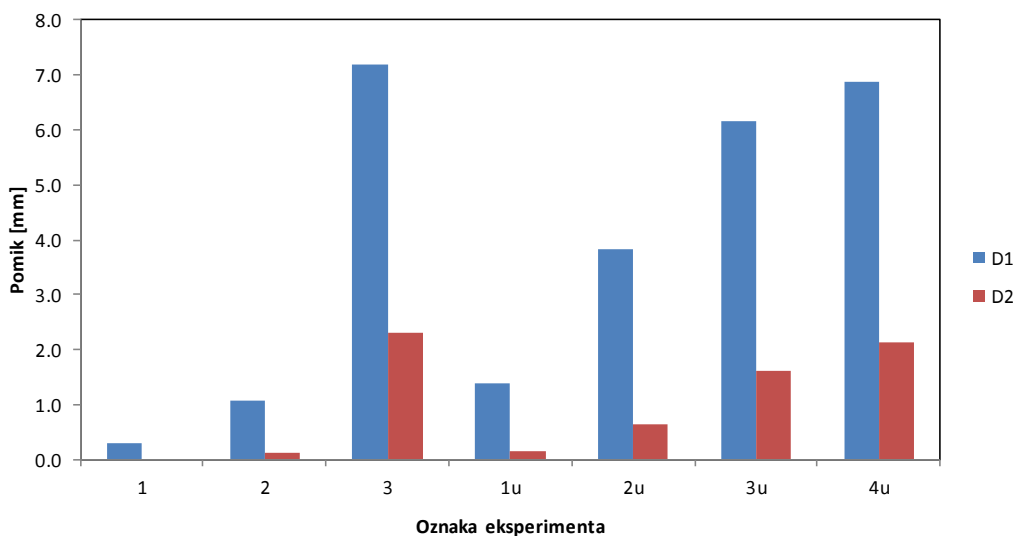


Slika 6.27: Pomiki etaž konstrukcije, merjeni relativno glede na pomike potresne mize
Figure 6.27: Displacements of the building floors in respect to the displacements of the platform

Preglednica 6.13: Maksimalne absolutne vrednosti pomikov (v *mm*) etaž pri posameznih testih (oznake merskih mest pomikov v Preglednica 6.4 in na Slika 6.13)

Table 6.13: Maximum story displacement (in *mm*) values at individual tests (displacement measuring positions marked in Table 6.4 and Figure 6.13)

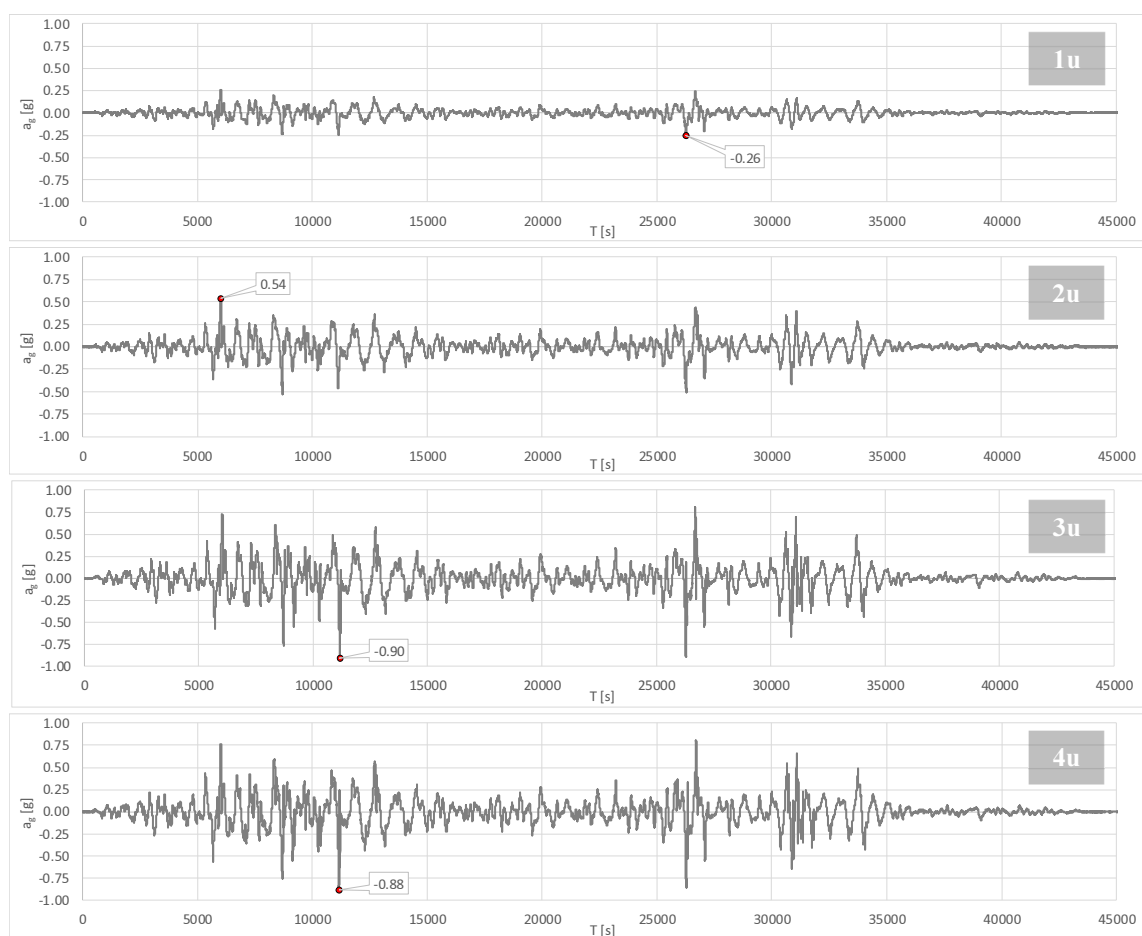
[mm]	Neutrjena konstrukcija			Utrjena konstrukcija			
oznaka	1	2	3	1u	2u	3u	4u
a_g	0.25 g	0.50 g	0.75 g	0.25 g	0.50 g	0.75 g	0.75 g
P-F1-L	6.9	14.2	49.2	8.5	21.1	40.3	44.6
P-F1-R	5.7	10.7	30.5	7.0	15.9	32.7	35.5
P-F2-L	7.9	16.3	56.6	9.9	24.1	46.0	56.2
P-F2-R	5.8	11.8	35.2	7.9	19.3	39.4	43.8
D1	0.3	1.1	7.2	1.4	3.8	6.2	6.9
D2	0.0	0.1	2.3	0.2	0.6	1.6	2.1



Slika 6.28: Pomiki diagonal konstrukcije, pritrjenih na steno v pritličju
Figure 6.28: Displacements of the building's diagonals installed on the wall in the ground floor

Pospeški etaž

V naslednji preglednici (Preglednica 6.14) navajamo največje izmerjene pospeške posameznih akcelermetrov (merjene v deležu pospeška težnosti g). Pozicije in opisi akcelermetrov so bolj detajlno pojasnjeni na začetku poglavja (Slika 6.13, Preglednica 6.6). Na določenih akcelermetrih je pri posameznih testih prišlo do napake v meritvi. Posledično so nekatere največje izmerjene vrednosti pospeškov v večjem nesorazmerju (približno 6-kratno odstopanje) z ostalimi rezultati (AX-F1-R pri primerih 3 in 3u, AX-F1-L pa pri primerih 1 in 3u), zato jih (Slika 6.30 do Slika 6.33) ne prikazujemo. Na spodnji sliki prikažemo tudi zapis pospeškov mize za vse štiri teste pri utrjeni konstrukciji (1u, 2u, 3u in 4u). Pri intenziteti 0.25 g je izmerjeno 4-% odstopanje od referenčne vrednosti, pri 0.50 g je odstopanje 8-%. Pri najvišji intenziteti 0.75 g pa izmerimo tudi nekaj konic z odstopanjem do 20-%. Podatki z mize niso filtrirani, zato so izmerjene vrednosti lahko nekoliko večje od dejanskih.

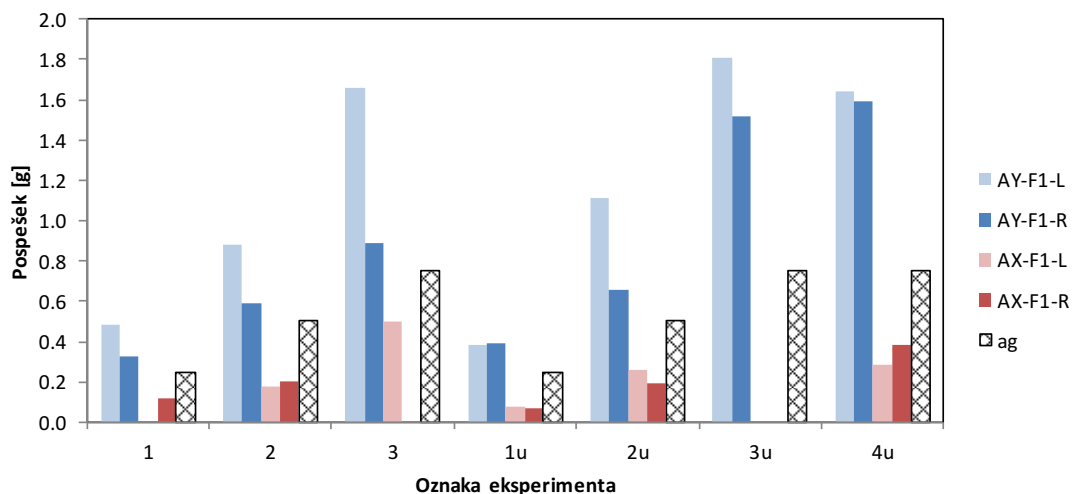


Slika 6.29: Izmerjeni pospeški potresne mize za vse štiri teste utrjene konstrukcije
Figure 6.29: The measured shaking table accelerations for all four strengthened structure tests

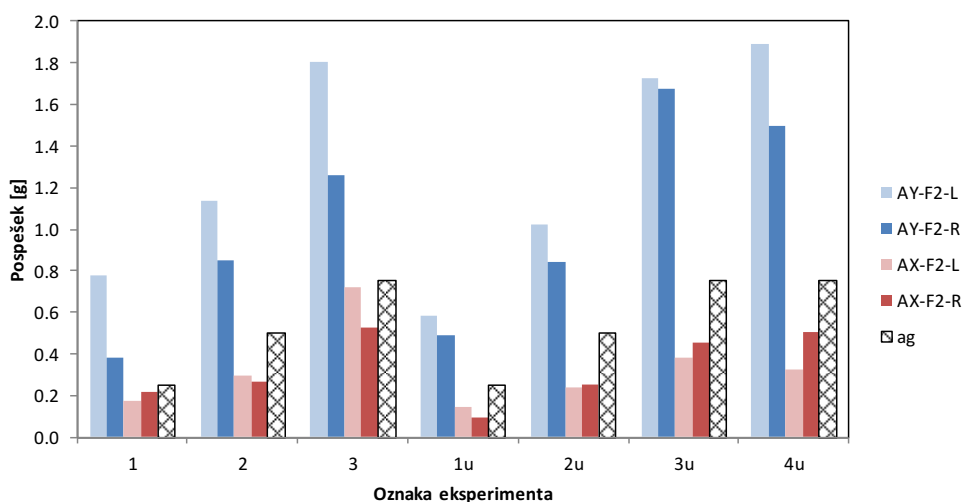
Preglednica 6.14: Maksimalni izmerjeni absolutni pospeški (v g) v vogalih etaž pri posameznih testih potresa Landers

Table 6.14: Maximum measured accelerations (in g) in the corners of individual stories at individual tests of the Landers ground motion

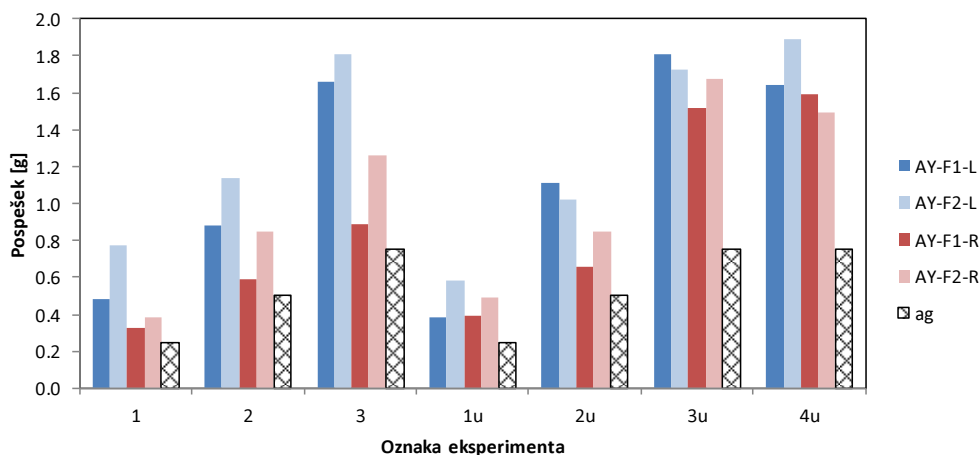
[g]	Neutrjena konstrukcija			Utrjena konstrukcija			
oznaka	1	2	3	1u	2u	3u	4u
a_g	0.25 g	0.50 g	0.75 g	0.25 g	0.50 g	0.75 g	0.75 g
AY-F1-L	0.481	0.878	1.657	0.386	1.109	1.807	1.640
AY-F1-R	0.324	0.594	0.888	0.391	0.655	1.521	1.596
AX-F1-L	-	0.177	0.496	0.079	0.257	-	0.280
AX-F1-R	0.119	0.204	-	0.068	0.192	-	0.380
AY-F2-L	0.775	1.137	1.806	0.584	1.023	1.728	1.894
AY-F2-R	0.384	0.850	1.259	0.491	0.845	1.677	1.497
AX-F2-L	0.174	0.300	0.720	0.148	0.236	0.386	0.327
AX-F2-R	0.220	0.271	0.529	0.094	0.254	0.458	0.507



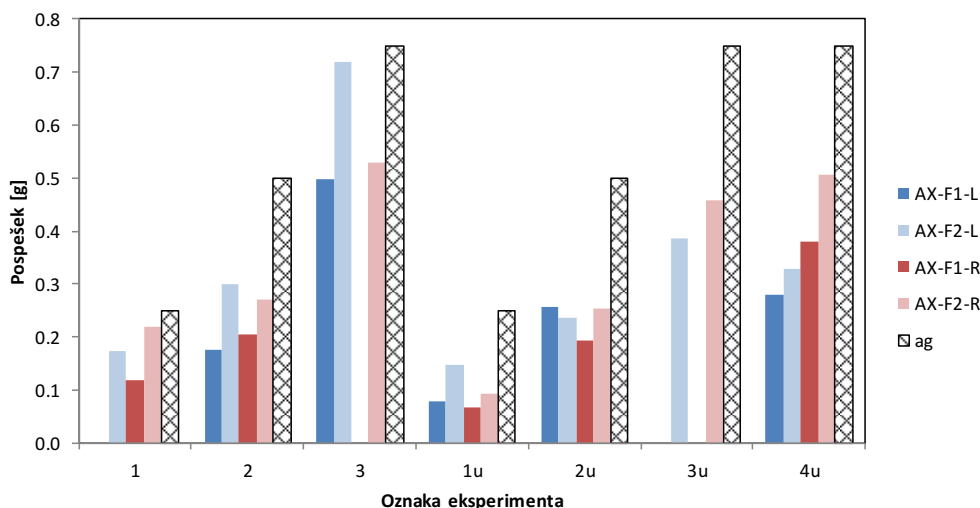
Slika 6.30: Primerjava največjih pospeškov vogalov prve etaže konstrukcije
Figure 6.30: Comparison of maximum accelerations of corners of the first floor of the structure



Slika 6.31: Primerjava največjih pospeškov vogalov druge etaže konstrukcije
Figure 6.31: Comparison of maximum accelerations of corners of the second floor of the structure



Slika 6.32: Primerjava največjih pospeškov vogalov etaž konstrukcije v smeri vzbujanja
Figure 6.32: Comparison of maximum accelerations of corners of floors in the excitation direction



Slika 6.33: Primerjava največjih pospeškov vogalov etaž konstrukcije v smeri prečno na vzbujanje
Figure 6.33: Comparison of maximum accelerations of corners of floors in the direction perpendicular to excitation

Iz predhodnih podatkov akcelermetrov lahko razberemo, da je odziv neutrjene konstrukcije precej bolj neenakomeren oziroma neuravnotežen. Levo polnilo konstrukcije je bolj podajno in prihaja do torzijskega sukanja, ker je izrazito vidno tudi iz primerjave meritev pospeškov v smeri vzbujanja konstrukcije na levi in desni strani posamezne etaže v obeh nadstropjih. Pri močnejših potresih je prav tako bolj izrazit odziv akcelermetrov leve strani konstrukcije tudi v smeri pravokotno na vzbujanje, kar je očitno posledica torzijskega sukanja.

Ojačena konstrukcija se obnaša precej bolj enakomerno. Zaradi manjšega vpliva torzije so pri močnejših potresih nižje tudi vrednosti pospeškov pravokotno na smer vzbujanja konstrukcije. Ojačena konstrukcija ima v dveh primerih (2u in 3u) sicer večje izmerjene pospeške v smeri vzbujanja v prvi namesto v drugi etaži. Razlike so sicer majhne, zato je možnih vzrokov več, čeprav predvidevamo, da so posledica vpliva višjih translatorskih in torzijskih nihajnih oblik.

Na splošno je amplifikacija pospeškov na vrhu konstrukcije precejšnja. Za primere s 50-% intenziteto polnega potresa (torej 0.25 g) je pospešek v enem od vogalov vrha neutrjene konstrukcije 0.775 g (torej 3-kratna amplifikacija). Pri 100-% intenziteti (pospešek tal 0.5 g) znaša 1.137 g (2.3-kratna amplifikacija), pri 150-% (pospešek tal 0.75 g) pa 1.806 g (2.4-kratna amplifikacija). Pri utrjeni

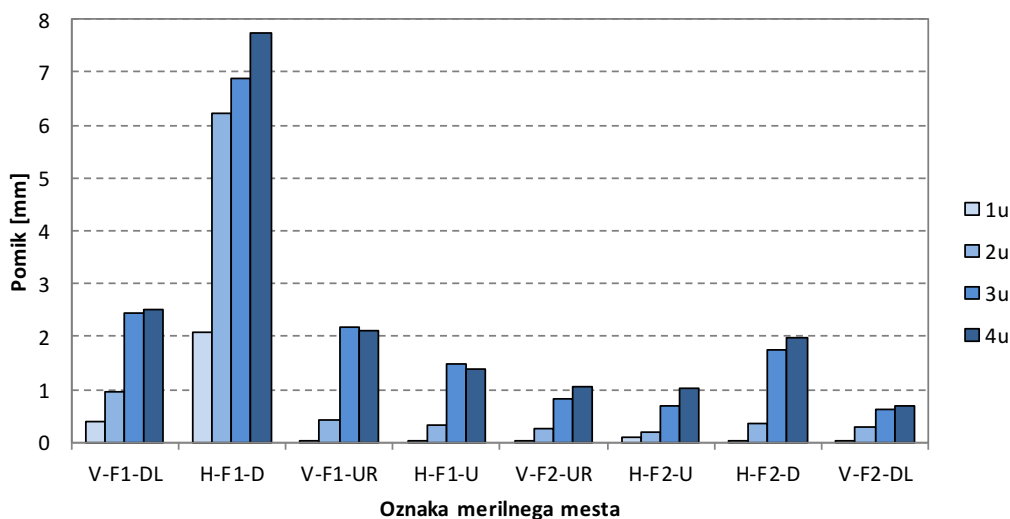
konstrukciji največje vrednosti pri enakih intenzitetah znašajo 0.584 g, 1.023 g ter 1.728 g (torej 2.4, 2.1 in 2.3-kratna amplifikacija).

Zdrsi med ojačilnimi ploščami in osnovno konstrukcijo

V naslednji preglednici (Preglednica 6.15) navajamo maksimalne izmerjene vrednosti pomikov LVDT merilcev. Slednji so spremljali relativne zdrse med ojačilnimi ploščami ter konstrukcijo. Pritrjeni so bili na specifičnih mestih na steno konstrukcije v osi A (Slika 6.3, Slika 6.15).

Preglednica 6.15: Maksimalni izmerjeni pomiki LVDT merilcev med ojačilnimi ploščami in konstrukcijo
Table 6.15: Maximum measured displacements of LVDTs between the strengthening plates and the construction

[mm]	Utrjena konstrukcija			
oznaka	1u	2u	3u	4u
a_g	0.25 g	0.50 g	0.75 g	0.75 g
V-F1-DL	0.40	0.97	2.46	2.53
H-F1-D	2.07	6.23	6.89	7.73
V-F1-UR	0.00	0.43	2.20	2.10
H-F1-U	0.01	0.32	1.49	1.37
V-F2-UR	0.00	0.25	0.82	1.07
H-F2-U	0.08	0.18	0.70	1.01
H-F2-D	0.01	0.36	1.76	1.98
V-F2-DL	0.02	0.29	0.63	0.68



Slika 6.34: Primerjava pomikov posameznih LVDT-jev (glej tudi Slika 6.15)
Figure 6.34: Comparison of displacements of individual LVDTs (see also Figure 6.15)

Na zgornjem grafu (Slika 6.34) so vrednosti iz preglednice prikazane še numerično. Po absolutni vrednosti pomika daleč najbolj izstopa vrednost zdrsa med pritlično ojačilno ploščo in temeljem, merjena na sredini plošče na spodnjem robu (H-F1-D). Od ostalih sta nekoliko večja tudi vertikalna zdrsa med taisto ojačilno ploščo na levi strani spodaj (V-F1-DL) ter desni strani zgoraj (V-F1-UR). Sledita jima horizontalni zdrs med isto leseno ploščo na zgornji strani (H-F1-U) ter ravno tako horizontalni zdrs med zgornjo ojačilno ploščo ter konstrukcijo, merjen na spodnji strani (H-F2-D). Najmanjši pa so oba vertikalna ter zgornji horizontalni zdrsi med zgornjo ojačilno ploščo in

konstrukcijo. Vsi z izjemo največjega zdrsa so manjši od 2.5 mm. Največji zdrs pa meri 7 – 8 mm. Z izjemo zdrsa na spodnji strani ojačilne plošče v pritličju, pride do največjega skoka (približno za faktor 5) v zdrsih pri prehodu iz potresa s pospeškom temeljnih tal 0.50 g (primer 2u) na 0.75 g (primer 3u). Taisti zdrsi so pri potresu z 0.25 g izjemno majhni ter tako rekoč zanemarljivi. Spodnji zdrs pritlične ojačilne plošče najbolj (3x) narase pri prehodu iz 0.25 g na 0.50 g.

Posredno lahko na podlagi rezultatov testov spojev (poglavje 5.3, Preglednica 5.23) ocenimo sile, ki so nastale v posameznih spojih med ojačilnimi ploščami in osnovno konstrukcijo. Čevlji, ki smo jih na testni konstrukciji uporabili na dnu so bili zaradi oblike temeljev nekoliko prilagojeni (v primerjavi s tistimi testiranimi v poglavju 5.3), zato izvrednotenje sile na teh mestih (H-F1-D in V-F1-DL) ni mogoče. V spoju med ojačilno ploščo in konstrukcijo na vrhu pritlične etaže (V-F1-UR) vertikalni pomiki dosežejo 2.2 mm, kar pomeni, da bi sila v spoju na tem mestu znašala 40 kN. Vertikalna sila v spoju, ki v drugi etaži na osnovno konstrukcijo pritrjuje ploščo na spodnji strani (V-F2-DL), bi znašala 16 kN, na zgornji strani pa 23 kN. Horizontalna sila med ojačilno ploščo in konstrukcijo na zgornji strani pritlične etaže (H-F1-U) bi znašala 22 kN, v vrhnji etaži pa 32 kN na spodnji strani (H-F2-D) in 21 kN na zgornji strani (H-F2-U). Rezultati po višini variirajo. Ker smo potresom postopoma povečevali intenziteto, je v spojih počasi prihajalo do poškodb (mečkanja lesa, plastifikacije jekla), ki pa niso bile enakomerne po vseh spojih. Razvidno je (Slika 6.34), da največje zdrse med ploščami in konstrukcijo ne izmerimo na vseh mestih pri istem potresu. Ravno tako spojev med posameznimi potresi nismo popravljali (npr. zategovali metričnih vijakov). Zato ni nenavadno, da so deformacije (posredno sile) v spojih pritlične etaže ponekod manjše od deformacij v spojih vrhnje etaže.

6.2 Modeliranje neutrenjenih in utrjenih preizkušanih AB okvirjev z in brez opečnih polnil

V naslednjih podpoglavjih izvedemo linearne ter nelinearne analize konstrukcije, ki smo jo preizkušali na potresni mizi. Izvedemo tudi parametrično študijo vpliva stikov (različnih duktilnosti in togosti) na odziv konstrukcije, povečanje skupnih sil ter potresno odpornost konstrukcije.

6.2.1. Uporabljene predpostavke pri modeliranju konstrukcije

6.2.1.1 AB okvir

Račun mas, vplivnih širin gred in elastičnih togosti elementov

Konstrukcijo modeliramo z linijskimi končnimi elementi. Višine etaž modeliramo v središčih nosilcev, osi konstrukcije pa v sredini stebrov. Medetažne konstrukcije plošče ne modeliramo, predpostavimo pa toge membrane v višinah etaž (kar nam ravno še omogoča minimalna debelina plošče 7 cm). Membrane preprečujejo vse deformacije v ravnini plošč in so popolnoma podajne izven svoje ravnine (edino togost v tej smeri nudijo nosilci). Mase in masne vztrajnostne momente definiramo točkovno v masnem središču posamezne etaže (konstrukciji ne pripišemo nobene mase vzdolž linijskih elementov). Te točke so potem vpete v toge diafragme etaž. Masni vztrajnostni moment izračunamo z enačbo:

$$M_{RZ} = m_i \cdot r^2 = m_i \cdot \frac{I_x + I_y}{A} \quad (30)$$

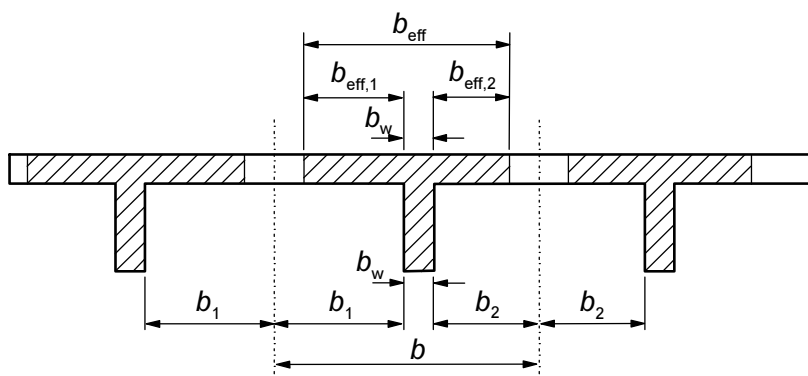
kjer sta I_x in I_y vztrajnostna momenta medetažnih plošč okoli težiščnih osi, ki potekata v smereh X in Y in znašata 3.92 m⁴ ter 7.86 m⁴. A je površina medetažne plošče in znaša 8.16 m². Mase pa izračunamo iz geometrije konstrukcije, kjer vrhnji etaži pripišemo polovico etažne višine (1.25 m) stebrov, vmesni etaži pa celotno višino (2.5 m). V vsaki etaži je nameščeno tudi 3.2 tone dejanske koristne obtežbe. Vrednosti mas in masnih vztrajnostnih momentov se spreminjajo, saj imajo različni modeli (okvir, polnila, ojačitve) različne mase. Točne vrednosti navajamo v kasnejših poglavjih, kjer so predstavljeni tudi rezultati posameznih modelov.

Vpetja stebrov v temelje modeliramo toga. Stebre modeliramo s kvadratnimi prerezi, grede pa s prerezi T oblike. Tako zajamemo tudi prispevek plošče h gredam. Efektivne prispevke plošče izračunamo po enačbah iz EN 1992-2-1, poglavje 5.3.2.1., in priporočilih EN 1998-1. Obstaja sicer več različnih metod določanja efektivnih širin, vendar se načeloma najbolje obnese ravno predloga Evrokodov 2 in 8 (Žižmond in Dolšek, 2014). Postopek Evrokoda 2 je nekoliko daljši:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (31)$$

$$b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (32)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (33)$$



Slika 6.35: Parametri učinkovite širine pasu po EN 1992-1-1

Figure 6.35: The parameters of the effective width according to EN 1992-1-1

Predvideva določitev razdalje med ničelnima momentnima točkama (l_0) na podlagi lastne in stalne teže. Vendar Žižmond in Dolšek (2014) predlagata, da za določitev l_0 predpostavimo žagasto obliko momentne linije, značilne za primere močnejše potresne obtežbe, kjer je ničelna točka na polovici elementa.

Postopek po Evrokodu 8 pa za naš primer konstrukcije (vse grede se pravokotno priklapljajo v zunanje grede) pravi, da se vsem gredam predpiše efektivni pas v širini dveh debelin plošče. Rezultati obeh postopkov so prikazani v preglednici (Preglednica 6.16), v modelu pa upoštevamo rezultate Evrokoda 8, saj so vrednosti Evrokoda 2 glede na dimenzije konstrukcije in debelino medetažnih plošč po našem mnenju nekoliko prevelike.

Preglednica 6.16: Efektivne širine zgornjih pasnic gred

Table 6.16: The effective width of beam flanges

Greda	EN 1992-1-1	EN 1998-1
Osi 1 in 2	52 cm	34 cm
Osi A in B	42 cm	34 cm

Vse stebre in grede pri linearni elastični analizi modeliramo s polovično upogibno in strižno togostjo. Konstrukcijo smo sicer preiskovali s sinusnim harmoničnim vzbujanjem (*sweep* testi) nizke intenzitete in načeloma ne bi pričakovali razpokanja AB prerezov, ki v skladu s standardom Evrokod 8 zahtevajo redukcijo togosti. Vendar se je izkazalo, da je testna konstrukcija manj toga od pričakovanj. Polovična redukcija togosti vrne nihajne dobe, ki so v skladu z izmerjenimi. Poleg tega predvidimo različne materialne lastnosti za stebre in prečke, saj so meritve trdnosti (Preglednica 6.1) pokazale precejšnja odstopanja na konstrukciji. Glede na izmerjene tlačne trdnosti v skladu z EN 1992-1-1 določimo elastične module, ki pripadajo posameznim trdnostnim razredom.

Preglednica 6.17: Predvideni elastični moduli elementov

Table 6.17: The expected elastic moduli of elements

Mesto odvzema vzorca	Trdnost [MPa]	Predvideni E modul [GPa]
Plošči + prečke	33.6	31
Stebri spodaj	23.6	29
Stebri zgoraj	19.7	27

Račun nelinearnih karakteristik AB prerezov

Za izvedbo nelinearnih analiz pa moramo bolj podrobno določiti karakteristike uporabljenih materialov. Za določitev nelinearnega odziva AB okvirja uporabimo standardne postopke (EN 1992-1-1 in EN 1998-2). Kot smo že omenili (Preglednica 6.17), so (glede na opravljene meritve trdnosti) elementi AB konstrukcije različnih trdnosti. Grede trdnostnega razreda C25/30, stebri v pritlični etaži C16/20, v zgornji etaži pa C12/15. Za te trdnostne razrede betona navedemo vse materialne karakteristike (Preglednica 6.18), ravno tako kot za uporabljeno rebrasto armaturo (Preglednica 6.19) S500 razreda C. Za določitev plastičnih členkov v elementih potrebujemo najvišjo natezno trdnost f_t ter največjo dovoljeno deformacijo ε_{uk} . Pri izračunu rotacijske kapacitete uporabljamo za armaturo bilinearni diagram jekla s karakteristično trdnostjo tečenja 500 MPa pri 2.5 ‰ in največjo natezno trdnostjo 575 MPa. Največjo deformacijo armature omejimo na 7.5 ‰.

Preglednica 6.18: Materialne karakteristike betona (povzeto po EN 1992-1:2004)
Table 6.18: Concrete material characteristics (according to EN 1992-1:2004)

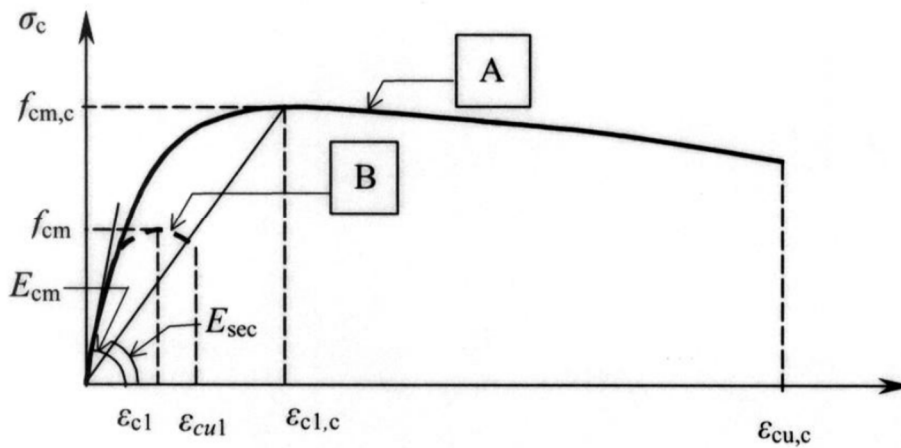
	f_{ck} (Mpa)	$f_{ck, cube}$ (Mpa)	f_{cm} (Mpa)	f_{ctm} (Mpa)	$f_{ctk, 0.05}$ (Mpa)	$f_{ctk, 0.95}$ (Mpa)	E_{cm} (Gpa)	ε_{c1} (‰)	ε_{c2} (‰)	ε_{cu1} = ε_{cu2} (‰)
C25/30	25	30	33	2.6	1.8	3.3	31	2.1	2.0	3.5
C16/20	16	20	24	1.9	1.3	2.5	29	1.9	2.0	3.5
C12/15	12	15	20	1.6	1.1	2.0	27	1.8	2.0	3.5

Preglednica 6.19: Lastnosti armature (po EN 1992-1-1:2004)
Table 6.19: Steel reinforcement characteristics (according to EN 1992-1:2004)

Oblika proizvoda	Palice in iz kolobarjev razvite palice			Žične mreže			Zahteva ali kvantila (%)
Razred	A	B	C	A	B	C	-
Karakteristična meja elastičnosti f_{yk} ali $f_{0.2k}$ (MPa)	400 do 600						5.0
Najmanjša vrednost $k = (f_t/f_y)_k$	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35	10.0
Karakteristična deformacija pri največji sili, ε_{uk} (%)	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5	10.0

Primerjava izračuna objekta betona po EN 1998-2 ter EN 1992-1-1

Najprej prikažemo postopek za določitev trdnosti in deformabilnosti zaobjetega betona v skladu z aneksom E standarda EN 1998-2:2005 (alternativa metodi iz EN 1992-1-1:2004). V osnovi izhajamo iz metod za nelinearno analizo betona po EC2 (za ε - σ uporabljamo popolnoma parabolično obliko in srednje vrednosti trdnosti betona). Bolj podrobno prikažemo račun za primer prečk okvirja.



Slika 6.36: Odnos med deformacijo in napetostjo za zaobjeti beton (A) in neobjeti beton (B)
Figure 6.36: The strain-stress relationship for confined (A) and unconfined (B) concrete

Izračun napetosti, ki nastanejo zaradi objetja betona prečno na smer glavne tlačne sile, izvedemo po enačbi:

$$\sigma_e = \alpha \rho_w f_{ym} = 0.179 \cdot 0.0071 \cdot 57.5 \frac{kN}{cm^2} = 0.073 \frac{kN}{cm^2} \quad (34)$$

kjer je faktor učinkovitosti zaobjetja:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = \left[1 - \frac{\sum n b_i^2}{6 b_0 h_0}\right] \cdot \left[\left(1 - \frac{s}{2 b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2 h_0}\right)\right] = 0.399 \cdot 0.67 \cdot 0.67 = 0.179 \quad (35)$$

kjer je n število zaobjetih vzdolžnih armaturnih palic (4), b_i razdalja med sosednjima zaobjetima palicama (11.6 cm), b_0 in h_0 osna mera stremen (14.2 cm), s pa razdalja med stremen v vzdolžni smeri elementa (10 cm). Delež strižne armature je:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_0} = \frac{1.005}{10 \cdot 14.2} = 0.0071 \quad (36)$$

Vrednost verjetne napetosti tečenja f_{ym} pa lahko vzamemo $1.15 \cdot f_{yk} = 1.15 \cdot 50 \text{ kN/cm}^2 = 57.5 \text{ kN/cm}^2$. Največjo tlačno trdnost objetega betona izračunamo po enačbi

$$f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c = 3.3 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1.146 = 3.78 \frac{kN}{cm^2} \quad (37)$$

kjer je za beton C25/30 vrednost $f_{cm} = 3.3 \text{ kN/cm}^2$, faktor λ_c pa izračunamo po enačbi:

$$\lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1.254 = 1.146 \quad (38)$$

Največja tlačna trdnost objetega betona je torej $f_{cm,c} = 3.76 \text{ kN/cm}^2$. Deformacijo pri največji trdnosti izračunamo po enačbi:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1\right)\right] = 0.0035$$

Sekantni modul pri največji trdnosti pa je:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} = 1080 \frac{kN}{cm^2} \quad (39)$$

Največjo deformacijo v objetem betonu (tj. deformacija v betonu, ko odpove prvo streme objetja) določimo po enačbi:

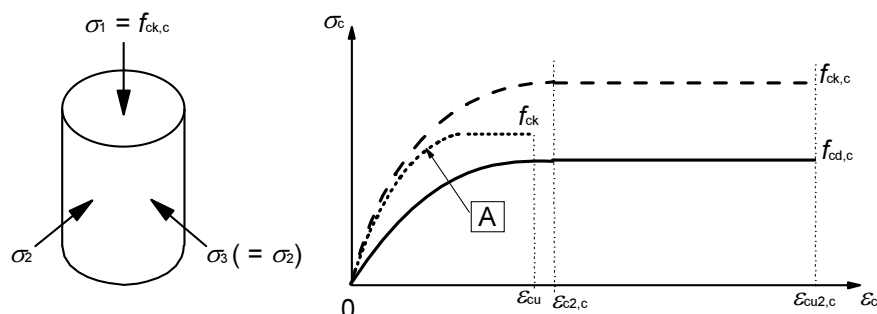
$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} = 0.0286$$

kjer smo vrednost ε_{su} vzeli iz EN 1992-1-1, in sicer 0.075 (nismo je omejili z zahtevo EN 1998-3, točka A.3.2.2, 7a). Napetost v objetem betonu pri največji dopustni deformaciji izračunamo po enačbi:

$$\sigma_c = \frac{x r f_{cm,c}}{r-1+x^r} = 1.83 \frac{kN}{cm^2} \quad (40)$$

kjer je $x = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,c} = 8,17$ in $r = E_{cm} / (E_{cm} - E_{sec}) = 1.54$

Izračunamo še karakteristike za objeti beton v skladu s standardom EN 1992-1-1:2004. V nasprotju z metodo po EC8 izhajamo iz karakterističnih vrednosti trdnosti in diagrama ε - σ za računsko analizo prereзов (parabola + linearni del). Standard za izračun tlačnih napetosti zaradi zaobjetja σ_2 (σ_e po EC8) ne navaja eksplcitnega postopka. Uporabimo postopek izračuna po EC8-2, le da namesto natezne trdnosti armature uporabimo karakteristično trdnost tečenja (500 MPa). Se pa opomba za uporabo enakega postopka nahaja v standardu EN 1998-3:2005, v točki A.3.2.2.(7)(b). Izračunamo $\sigma_2 = 0.064$ kN/cm².



Slika 6.37: Prečne tlačne napetosti v objetem betonu in odnos med deformacijo in napetostjo za zaobjeti beton in neobjeti (A) beton po EC2/1/1

Figure 6.37: The lateral compressive stress in confined concrete and the strain-stress relationship for confined and unconfined (A) concrete according to EC2/1/1

Karakteristično tlačno trdnost objetega betona ($f_{ck,k}$) izračunamo po enačbi, ki velja za primere, ko je

$$\sigma_2 < 0.05 f_{ck} = 0.125 \text{ kN/cm}^2 \quad (41)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.000 + 5 \sigma_2 / f_{ck}) = 2.82 \text{ kN/cm}^2 \quad (42)$$

Deformacijo pri dosegu največje trdnosti izračunamo po enačbi

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 = 0,00255 \quad (43)$$

Največjo dopustno deformacijo pa po enačbi

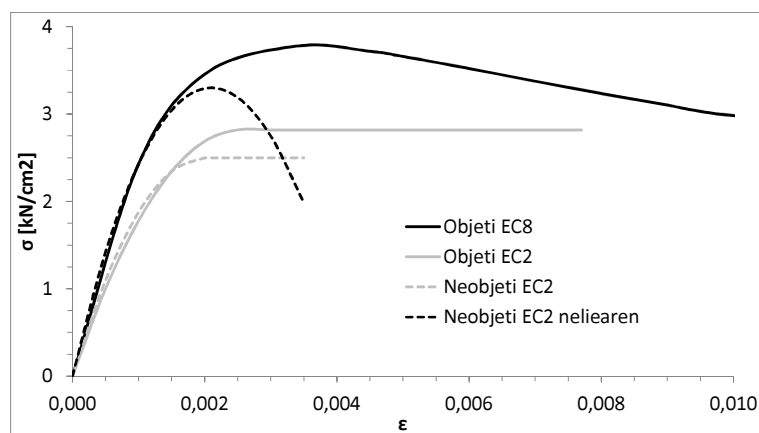
$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} = 0,0077 \quad (44)$$

Na sliki (Slika 6.38) primerjamo krivulje različne določitve diagramov ε - σ po določenih standardov EC2 in EC8. Postopkov za izračun neobjetega betona ne prikazujemo podrobno. Ne glede na izbran postopek računa vidimo, da pri objetu betona v vsakem primeru pride do povečanja trdnosti in deformabilnosti. Vendar metoda iz EC8, ki temelji na srednjih vrednostih trdnosti, daje višje trdnosti in deformacije.

V nadaljnjih računih plastičnih členkov uporabljamo bolj konservativne vrednosti, izračunane po standardu EC2. Vrednosti deformacij v armaturi in betonu določimo v programu Gala 4.1e. Program omogoča definiranje tlačne deformacije betona do vrednosti 6 ‰ kar pomeni, da ne moremo uporabiti polne deformacijske kapacitete zaobjetega betona. Pri izračunu rotacijske kapacitete uporabljamo za armaturo bilinearni diagram jekla s karakteristično trdnostjo tečenja 500 MPa pri 2.5 ‰ in največjo natezno trdnostjo 575 MPa. Največjo deformacijo armature omejimo na 7.5 ‰.

Preglednica 6.20: Karakteristike zaobjetega betona za elemente AB okvirja po EN 1992-1-1
Table 6.20: The confined concrete characteristics for the RC frame elements according to EN 1992-1-1

	E_{cm} (Gpa)	$f_{ck,c}$ (Mpa)	$\varepsilon_{c2,c}$ (‰)	$\varepsilon_{cu2,c}$ (‰)
prečke	31	28	2.6	7.7
stebri spodaj	29	18.9	2.7	10
stebri zgoraj	27	14.9	2.9	12



Slika 6.38: Diagrami ε - σ za prečke okvirja, določeni po različnih postopkih standardov (mejna deformacija za 'Objeti EC8 karakteristični' je sicer šele pri 0.0227)

Figure 6.38: The ε - σ diagrams for frame beams derived according to different standard procedures (the ultimate strain according to 'Confined EC8 characteristic' is only at 0.0227)

Račun rotacijskih kapacitet plastičnih členkov

Rotacijske kapacitete plastičnih členkov izračunamo z enačbama:

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L_v}{3} \quad (45)$$

s katero zajamemo rotacijo zaradi linearne spremembe upogibnega momenta vzdolž višine stebra. Po isti enačbi izračunamo tudi θ_{cr} , ki je rotacija ne meji razpokanja prereza. Z enačbo:

$$\theta_{p,u} = (\Phi_u - \Phi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L_v}\right) \quad (46)$$

opišemo plastično rotacijo. Slednjo moramo načeloma deliti z dodatnim varnostnim faktorjem vendar bomo v našem primeru to opustili, saj modeliramo eksperimentalno preizkušeno konstrukcijo. Skupna rotacijska kapaciteta je vsota:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{pu} \quad (47)$$

V enačbah pomeni L_v razdaljo od plastičnega členka do nulte momentne točke, Φ_y je ukrivljenost prereza, ko steče armatura, Φ_u pa mejna ukrivljenost prereza (ko presežemo mejne deformacije v betonu ali armaturi). Slednjo izračunamo po enačbi:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} \quad (48)$$

kjer sta ε_s in ε_c mejni deformaciji v betonu in/ali armaturi, d pa je razdalja med težiščem tlačne in natezne armature (pri računu M_u in Φ_u ne upoštevamo krovnega sloja betona, ker pri tako velikih deformacijah odpade in ne prispeva več k nosilnosti). Φ_y izračunamo po enaki enačbi, le da je v tem primeru vrednost $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy} = 2.5 \%$, ε_c pripadajoča deformacija v betonu, d pa je statična višina prereza (razdalja od zunanjega tlačnega roba betona do težišča armature). Rotacijo pri momentu, ko razpoka beton (M_{cr}) izračunamo na enak način kot Φ_y , ε_s pa je takrat deformacija v armaturi, ko nastane v betonu prva razpoka, tj. ko je presežena njegova natezna trdnost (program GaLa pri računu M_{cr} upošteva tudi ugoden prispevek armature). Za dolžino plastičnih členkov uporabimo enačbo iz aneksa E Evrokoda EC8/2:

$$L_p = 0,10L_v + 0,015f_{yk}d_{bL} \quad (49)$$

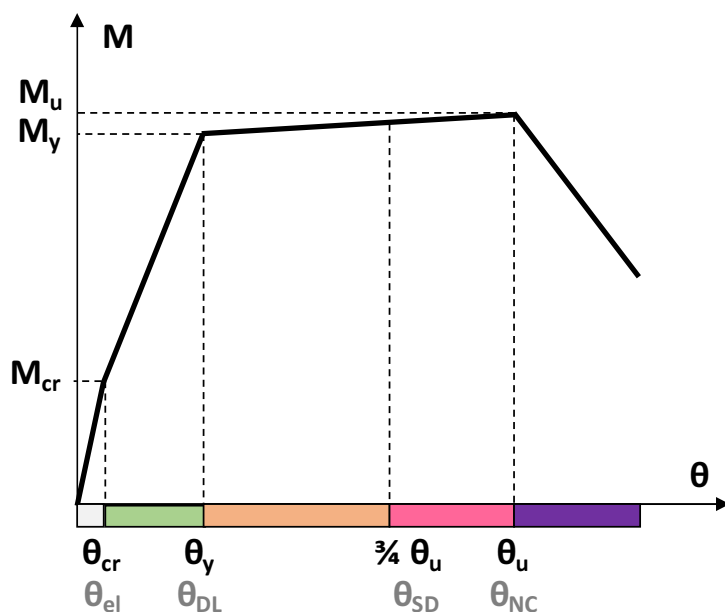
kjer je L_v dolžina stebra od plastičnega členka do nulte momentne točke, f_{yk} karakteristična trdnost armature (v MPa), d_{bL} pa premer armaturnih palic v izbranem prerezu. Enačba za dolžino plastičnih členkov v EN 1998-3 aneks A daje nenavadno velike dolžine plastičnih členkov (npr. za 2 m dolgo prečko izračunamo območje formiranja členka v dolžini 47 cm, kar je kar $\frac{1}{4}$ razpona), zato se odločimo za postopek iz standarda EN 1998-2. V preglednici (

Preglednica 6.21) prikažemo stopnje nosilnosti plastičnih členkov in pripadajoče rotacije za prečke in stebre AB okvirja. Stebri z oznako C1 se nahajajo v pritličju, z oznako C2 pa v nadstropju. Prečke B1 so daljše, B2 pa krajše (Slika 6.3). Pri izračunu stebrov smo upoštevali tudi osno silo, ki v stebri nastopa v potresni obtežni kombinaciji vertikalne obtežbe. V prečkah osnih sil ni. Asimetričnega odziva prečk ne upoštevamo.

Pri AB okvirju s polnilom moramo v stebrih v pritličju upoštevati večjo osno silo zaradi povečane vertikalne obtežbe, ki jo doda opečno polnilo. Razlike v karakteristikah teh plastičnih členkov v primerjavi s čistim AB okvirjem so sicer majhne. Iz istega razloga dobimo tudi majhne spremembe v strižni nosilnosti stebrov (Preglednica 6.22).

Preglednica 6.21: Dolžine plastičnih členkov, mejne vrednosti momentov in rotacij razpokanja betona, tečenja armature in porušitve prereza za AB okvir in AB okvir z opečnimi polnili**Table 6.21:** Plastic hinge lengths, ultimate bending moments, cracking rotations, steel yielding and cross section failures for the RC frame and RC frame with masonry infill

ELEMENT	AB OKVIR				AB OKVIR S POLNILOM			
	C1	C2	B1	B2	C1	C2	B1	B2
Lelementov [m]	2.3	2.3	3	2	2.3	2.3	3	2
L _v [m]	1.15	1.15	1.5	1	1.15	1.15	1.5	1
N _{sd} [kN]	28	14	0	0	46	14	0	0
A _c [cm ²]	400	400	400	400	400	400	400	400
ρ _{tot} [%]	2.01	2.01	1.54	1.54	2.01	2.01	1.54	1.54
f _{yk} [Mpa]	500	500	500	500	500	500	500	500
d _{bl} [m]	0.016	0.016	0.014	0.014	0.016	0.016	0.014	0.014
L _p [m]	0.35	0.35	0.26	0.21	0.35	0.35	0.26	0.21
M _{cr} [kNm]	4.09	3.19	3.99	3.99	4.70	3.19	3.99	3.99
ε _c [‰]	-0.277	-0.244	-0.236	-0.236	-0.322	-0.244	-0.236	-0.236
ε _y [‰]	0.220	0.222	0.471	0.471	0.181	0.222	0.471	0.471
Φ _{cr} [1/m]	0.0032	0.0030	0.0045	0.0045	0.0032	0.0030	0.0045	0.0045
θ _{cr}	0.0012	0.0011	0.0022	0.0015	0.0012	0.0011	0.0022	0.0015
M _y [kNm]	27.24	25.86	20.77	20.77	28.27	25.86	20.77	20.77
ε _c [‰]	-2.111	-2.271	-1.354	-1.354	-2.237	-2.271	-1.354	-1.354
ε _y [‰]	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500	2.500
Φ _y [1/m]	0.0294	0.0304	0.0244	0.0244	0.0302	0.0304	0.0244	0.0244
θ _y	0.0113	0.0116	0.0122	0.0081	0.0116	0.0116	0.0122	0.0081
M _u [kNm]	28.43	26.86	23.14	23.14	29.42	26.86	23.14	23.14
ε _c [‰]	-6.000	-6.000	-6.000	-6.000	-6.000	-6.000	-6.000	-6.000
ε _y [‰]	12.600	11.910	18.336	18.336	12.011	11.910	18.336	18.336
Φ _u [1/m]	0.1632	0.1571	0.2098	0.2098	0.1580	0.1571	0.2098	0.2098
θ _{p,u}	0.0397	0.0376	0.0433	0.0341	0.0379	0.0376	0.0433	0.0341
θ _u	0.0510	0.0493	0.0555	0.0422	0.0495	0.0493	0.0555	0.0422
η _Φ = Φ _u /Φ _y	5.56	5.17	8.60	8.60	5.24	5.17	8.60	8.60



Slika 6.39: Ovojnica (moment-rotacija) momentnih plastičnih členkov AB elementov in definicija posameznih stopenj poškodovanosti

Figure 6.39: The moment plastic hinge backbone (moment-rotation) of the RC elements and the definitions of individual damage levels

Na sliki (Slika 6.39) prikažemo ovojnico momentnega plastičnega členka (moment-rotacija) AB elementov. Glavne stopnje poškodovanosti so povezane z največjim momentom in pripadajočo rotacijo (M_u, ϕ_u) za stanje blizu porušitve (NC), ki ga za definiranje stanja večjih poškodb (SD) reduciramo na $\frac{3}{4}$ ter momentom in rotacijo na meji tečenja (M_y, ϕ_y) za omejevanje poškodb (DL). Definiramo tudi moment in rotacijo na meji razpokanja betona (M_{cr}, ϕ_{cr}), do koder se elementi obnašajo popolnoma elastično.

Stopnje poškodovanosti modeliranih konstrukcij v nadaljevanju so pogojene z istimi vrednostmi.

Strižno nosilnost elementov pri ciklični obtežbi izračunamo v skladu s standardom EN 1998-3, točke A.3.3.1:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (50)$$

kjer je γ_{el} 1.15 za primarne in 1.0 za sekundarne potresne elemente (v našem primeru uporabimo povsod vrednost 1.0), h višina prereza, x višina tlačne cone, N osna sila, L_v dolžina do prevojne momentne točke, A_c površina prereza (upoštevamo samo višino od roba tlačne cone do natezne armature), f_c srednja tlačna trdnost betona dobljena iz testov (in deljena z varnostnim faktorjem), ρ_{tot} delež vzdolžne armature, V_w pa prispevek strižne armature po enačbi

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (51)$$

kjer je ρ_w delež strižne armature, z razdalja med tlačno in natežno armaturo, f_{yw} pa elastična trdnost strižne armature (srednja vrednost dobljena iz vzorcev in deljena z varnostnim faktorjem). Za μ_{Δ}^{pl} v

skladu z navodili standarda vzamemo kvocient med ukrivljenostjo prereza pri največji nosilnosti in plastifikaciji armature θ_u/θ_y . Višino tlačne cone izračunamo za stanje pri največji nosilnosti prereza po enačbi:

$$\chi = \frac{-\varepsilon_c \cdot d}{\varepsilon_s - \varepsilon_c} \quad (52)$$

kjer sta ε_c in ε_s deformaciji na tlačnem robu betona in v armaturi, d pa statična višina prereza. Ker pri takšni obremenitvi krovni sloj betona na robu tlačne cone po vsej verjetnosti odpade, sicer nekoliko precenimo višino tlačne cone. Vendar ima slednja v računu zelo majhen vpliv.

Preglednica 6.22: Strižne nosilnosti elementov pri ciklični obtežbi za AB okvir in AB okvir s polnili
Table 6.22: Shear strengths of elements at cyclic loading of a RC frame and RC frame with infill

ELEMENT	AB OKVIR				AB OKVIR S POLNILOM			
	C1	C2	B1	B2	C1	C2	B1	B2
γ_{el}	1	1	1	1	1	1	1	1
h [cm]	20	20	20	20	20	20	20	20
b [cm]	20	20	20	20	20	20	20	20
d [cm]	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7
x [cm]	5.06	5.26	3.87	3.87	5.23	5.26	3.87	3.87
L_v [cm]	115	115	150	100	115	115	150	100
A_c [cm]	314	314	314	314	314	314	314	314
f_c [kN/cm ²]	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
μ_{Δ}^{pl}	4.53	4.23	4.55	5.20	4.28	4.23	4.55	5.20
ρ_w [%]	0.0071	0.0071	0.0071	0.0071	0.0071	0.0071	0.0071	0.0071
z [cm]	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4
f_{yw} [kN/cm ²]	50	50	50	50	50	50	50	50
b_w [cm]	20	20	20	20	20	20	20	20
V_w [kN]	81	81	81	81	81	81	81	81
V_{Rd} [kN]	89	90	81	79	92	90	81	79

Če iz največjih odpornostnih momentov izračunamo strižne, ugotovimo, da je v našem primeru strižna nosilnost precej višja. Vendar se lahko v primeru opečnih polnil strižne sile v stebrih znatno povečajo zaradi učinka polnila.

6.2.1.2 Opečna polnila

Elastične togosti

Ker nismo izvedli tlačnih testov opečnih polnil (pač pa samo malte), moramo te vrednosti izračunati ali pa oceniti na podlagi rezultatov eksperimentov drugih avtorjev. Predhodno smo že omenili, da ujemanje eksperimentov in izračunov po standardu Evrokod 6-1 ni nujno najboljše. V našem primeru pa večjo težavo pomeni tudi kratek časi sušenja polnil, ki je bil na voljo, predvsem pa njihova kvaliteta izvedbe. Zato smo izračunane vrednosti morali kasneje reducirati, da so se nihajne dobe modela ujele z izmerjenimi.

V skladu z Evrokodom 6 za kombinacijo zidakov tlačne trdnosti 10 MPa (kategorije 2) in malte tlačne trdnosti 2.82 MPa izračunamo sledečo tlačno trdnost zidovja:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta = 0.45 \cdot 10^{0.7} \cdot 2.8^{0.3} = 3.08 \text{ MPa} \quad (53)$$

Elastični modul ravno tako ocenimo v skladu s standardom:

$$E = 1000 \cdot f_k = 3080 \text{ MPa} \quad (54)$$

Strižni modul pa s priporočili iz literature (Tomažević, 2009):

$$G = 0.1 \cdot E = 308 \text{ MPa} \quad (55)$$

Vpliv polnila v elastičnem modelu konstrukcije bomo modelirali zgolj s prispevkom strižne togosti polnila po enačbi (Celarec idr., 2012):

$$K_w = \frac{G \cdot L_w \cdot t_w}{H_w} = \frac{308 \text{ MPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 0.19 \text{ m}}{2.3 \text{ m}} = 50\,887 \text{ kN/m} \quad (56)$$

Vrednost horizontalne togosti moramo prevesti na togost nadomestne diagonale. Slednjo pripenjamo v vozliščih modela (na stikih stebrov in prečk), kar načeloma vodi k podcenjevanju strižnih sil v stebrih. Model je sicer v osnovi enak kot pri AB okvirju, z izjemo večjih mas in masnih vztrajnostnih momentov zaradi dodanih opečnih polnil. V končnem numeričnem modelu smo zaradi boljšega ujemanja rezultatov uporabili polovično vrednost izračunane togosti, tj. 25 700 kN/m v horizontalni smeri.

Nelinearno obnašanje polnila

Definirati pa moramo še nelinearni odziv opečnega polnila. Med linearnim modeliranjem se je izkazalo, da je korigirana elastična togost polnila ($K_e = 257 \text{ kN/cm}$) dokaj ustrezna (če zanemarimo različno obnašanje polnil na levi in desni strani konstrukcije, kar je posledica poškodovanja polnil na eni strani). Nadaljevanje postopka (Celarec idr., 2012, povzeto po Panagiotakosu in Fardisu 1996 ter Fardisu, 1996) je sledeče; strižno nosilnost polnila izračunamo po enačbi:

$$F_{cr} = \tau_{cr} A_w = 0.015 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 200 \text{ cm} \cdot 19 \text{ cm} = 57 \text{ kN} \quad (57)$$

kjer je τ_{cr} strižna nosilnost polnil, A_w pa njegov strižni prerez. Strižno nosilnost izračunamo po Tomaževiću (2009) za kombinacijo opek iz kalcijevega silikata in malte tlačne trdnosti 2.5 – 9 MPa, in dobimo začetno strižno trdnost 0.15 MPa. S tem definiramo prvo točko trilinearne ovojnice. Naslednja veja teče do največje nosilnosti, ki se jo oceni kot 130 % strižne nosilnosti:

$$F_{max} = 1.3 \cdot F_{cr} = 74 \text{ kN} \quad (58)$$

Pripadajoči pomik izračunamo prek sekantne togosti, ki jo definiramo z enačbo:

$$K_{sec} = \frac{E_w b_w t_w}{\sqrt{L^2 + H^2}} \cos^2 \theta = 127 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \quad (59)$$

kjer je E_w reduciran elastični modul polnila (z enačbo 55 smo ga najprej ocenili na 3080 MPa, reducirana vrednost pa je 1540 MPa), t_w debelina polnila (19 cm), L in H njegovi dolžina (200 cm) in višina (230 cm), θ kot diagonale polnila (49°), b_w (širino nadomestne diagonale) pa izračunamo po formuli:

$$b_w = 0.175(\lambda_h h_w)^{-0.4} d_w = 30.9 \text{ cm} \quad (60)$$

kjer je h_w višina polnila, d_w dolžina diagonale, λ_w pa izračunamo po enačbi:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}} = 0.017 \quad (61)$$

kjer je E_c elastični modul betona AB okvirja (vzamemo povprečno vrednost med spodnjimi in zgornjimi stebri, tj. 28 GPa), I_c vztrajnostni moment stebra AB okvirja ($13\,333 \text{ cm}^4$). Tretja veja trilinearne ovojnice je padajoča, njeno togost določimo po enačbi:

$$K_{deg} = \alpha K_{el} = 12.85 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \quad (62)$$

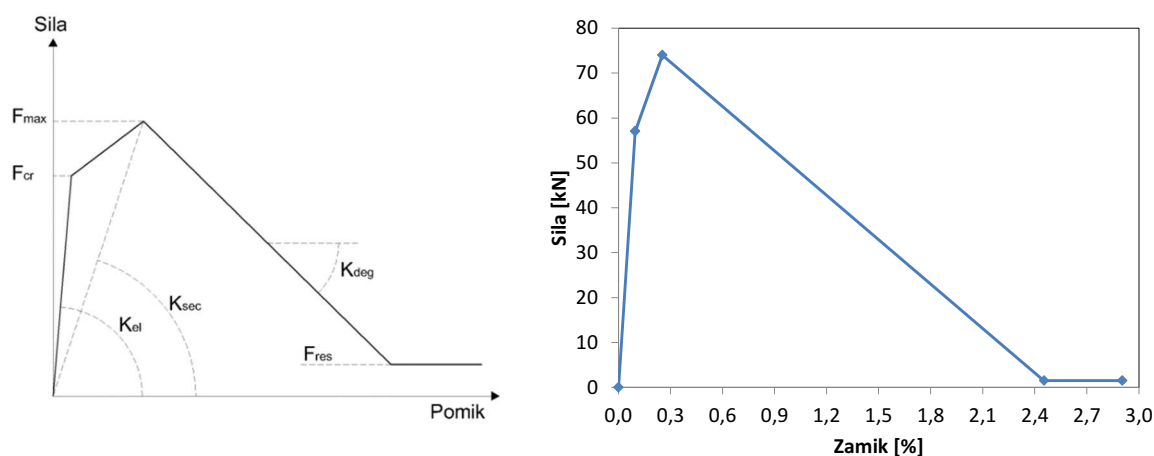
kjer parameter α leži v območju 0.005 do 0.1. Izberemo ga v vrednosti 0.05. Zadnja pa je na vrsti še preostala nosilnost F_{res} , ki jo ocenimo na 2 % maksimalne, torej 1.5 kN. Vse vrednosti za polnilo veljajo v horizontalni smeri, zato jih moramo prevesti na primerne togosti nadomestnih diagonal po enačbah:

$$K_{diag} = \frac{K_{hor}}{\cos^2 \theta} \quad (63)$$

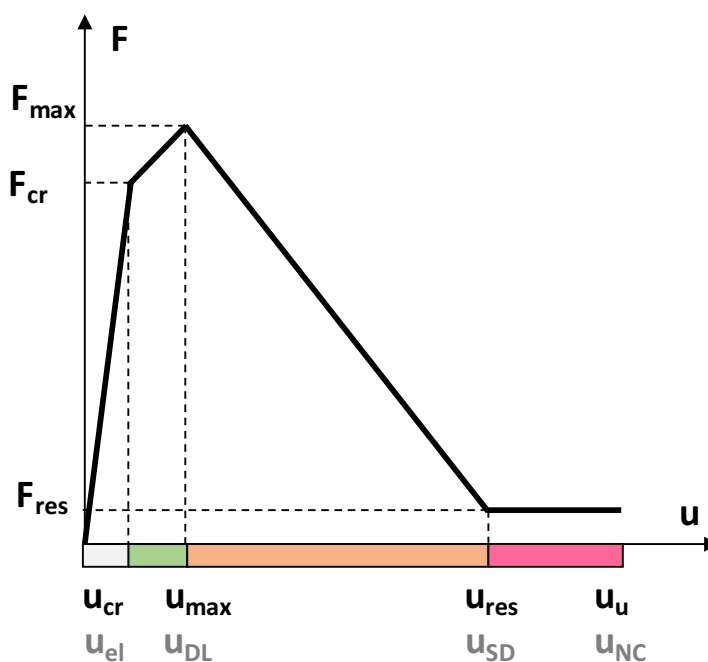
$$F_{diag} = \frac{F_{hor}}{\cos \theta} \quad (64)$$

$$u_{diag} = \frac{u_{hor}}{\cos \theta} \quad (65)$$

kjer je θ kot diagonale. Shematsko ovojnico horizontalne odpornosti in izračunane vrednosti za naša polnila prikažemo na sliki (Slika 6.40).



Slika 6.40: Shematski (levo) in dejanski (desno) prikaz ovojnice opečnega polnila v horizontalni smeri
Figure 6.40: The schematic (left) and actual (right) display of the masonry infill backbone in the horizontal direction



Slika 6.41: Ovojnica (sila-deformacija) tlačne diagonale opečnih polnil in definicija posameznih stopenj poškodovanosti

Figure 6.41: The axial force plastic hinge backbone (force-deformation) of the masonry infill and the definitions of individual damage levels

Na sliki (Slika 6.39) prikažemo ovojnico osnega plastičnega členka (sila-pomik) diagonal s katerimi modeliramo opečna polnila. Glavne stopnje poškodovanosti definiramo v skladu s Celarcem idr. (2012) in so povezane z doseganjem strižne nosilnosti polnila F_{max} za stanje omejevanja poškodb (DL) ter preostale nosilnosti F_{res} za definiranje večjih poškodb (SD). Upoštevamo tudi strižno nosilnost polnila F_{cr} za definiranje območja brez poškodb (elastično obnašanje).

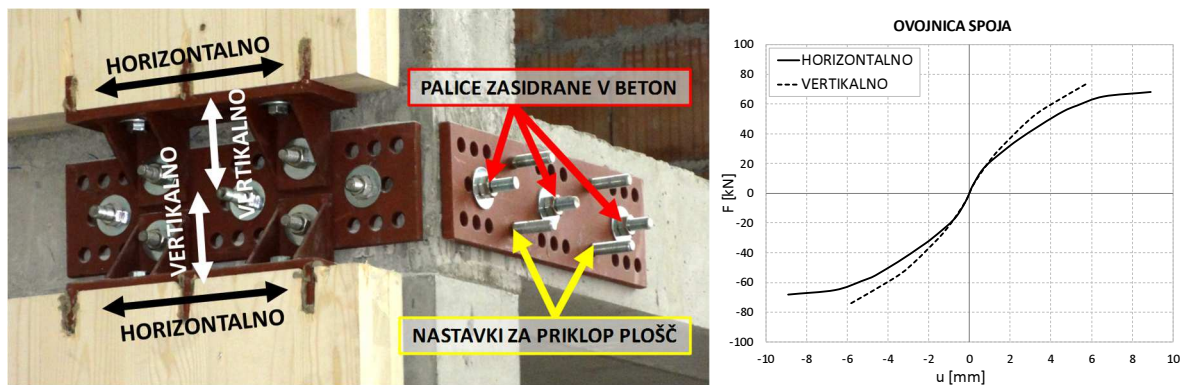
Stopnje poškodovanosti modeliranih konstrukcij v nadaljevanju so pogojene z istimi vrednostmi.

6.2.1.3 Ojačilne plošče in spoji

Na sliki (Slika 6.42) prikažemo detajl pritrdjevanja ojačilne lesene plošče v AB konstrukcijo na vozliščih prečk in stebrov ter karakteristike spoja, potrebne za linearno in nelinearno modeliranje. Naštete parametre smo bolj podrobno razdelali že v poglavju 5.3.5.1. Za analizo torej uporabljamo idealizirani ovojnic prvega cikla histereznega odziva spoja. Iz ovojnic določimo tudi elastično togost stika (pri 2/3 maksimalne sile v horizontalni in vertikalni smeri), ki jo uporabljamo v modalni analizi. Elastična togost in spoja v horizontalni smeri je 13.23 kN/mm, v vertikalni pa 16.90 kN/mm. Največja horizontalna nosilnost spoja znaša 68 kN, vertikalna 74 kN. Nosilnost spoja narašča vse do porušitve, ko doseže tudi največji pomik, tj. 8.9 mm v horizontalni in 5.8 mm v vertikalni smeri. Za nelinearno dinamično analizo uporabljamo program SAP 2000 in *pivot* tip vzmeti oziroma histereznega odziva (s parametroma $\alpha = 25$, $\beta = 1.0$).

Ojačilne plošče modeliramo enako kot v poglavju 5.4.2, kjer lahko bralec najde bolj podrobno predstavitev materialnih karakteristik in numeričnega modela. Uporabimo 100 mm debele 3-slojne plošče katerih glavna orientacija (smer vlaken zunanjih slojev) poteka po višini. Modeliramo jih s ploskovnimi končnimi elementi. Ortotropnost križno lepljenih plošč upoštevamo z Blassovimi koeficienti; elastični modul v smeri višine reduciramo s faktorjem 0.614 ($E_l = 6754$ MPa), v smeri dolžine pa z 0.420 ($E_l = 4620$ MPa). Upoštevan strižni modul je 688 MPa. Plošče z vzmetmi pripnemo na prečke AB okvirja 5 cm od osi stebrov. Ojačilne plošče sicer počivajo na temeljih, kar pomeni, da bi

načeloma njihove podpore na spodnji strani morali modelirati z *gap* elementi ali pa vertikalno komponento vzeti v tlačni smeri modelirati bolj togo kot pa natezno. Zaradi pretežno strižnega obnašanja ojačilnih plošč (nanje ne pritiska vertikalna obtežba) model poenostavimo. Zaradi dodatnih ojačitev se minimalno spremenita masa in masni vztrajnostni moment v AB plošči prve etaže.



HORIZONTALNO ($K_{el,h} = 13.23 \text{ kN/mm}$, $F_{max,h} = 68 \text{ kN}$)											
u [mm]	0	0.2	0.6	1.1	2.0	2.4	3.5	4.6	5.3	6.6	8.9
F [mm]	0	6	15	22	32	36	46	55	59	65	68

VERTIKALNO ($K_{el,v} = 16.90 \text{ kN/mm}$, $F_{max,v} = 74 \text{ kN}$)							
u [mm]	0	0.2	0.9	1.5	2.9	3.8	5.8
F [mm]	0	6	20	30	49	58	74

Slika 6.42: Spoj med ojačilnimi lesenimi ploščami in AB okvirjem testne konstrukcije s podanimi linearnimi in nelinearnimi specifikacijami za modeliranje

Figure 6.42: The connection between the strengthening timber plates and the RC frame with the linear and nonlinear modelling specifications

Preglednica 6.23: Napetosti v izbranih križno lepljenih lesenih ploščah; karakteristične in efektivne projektne nosilnosti

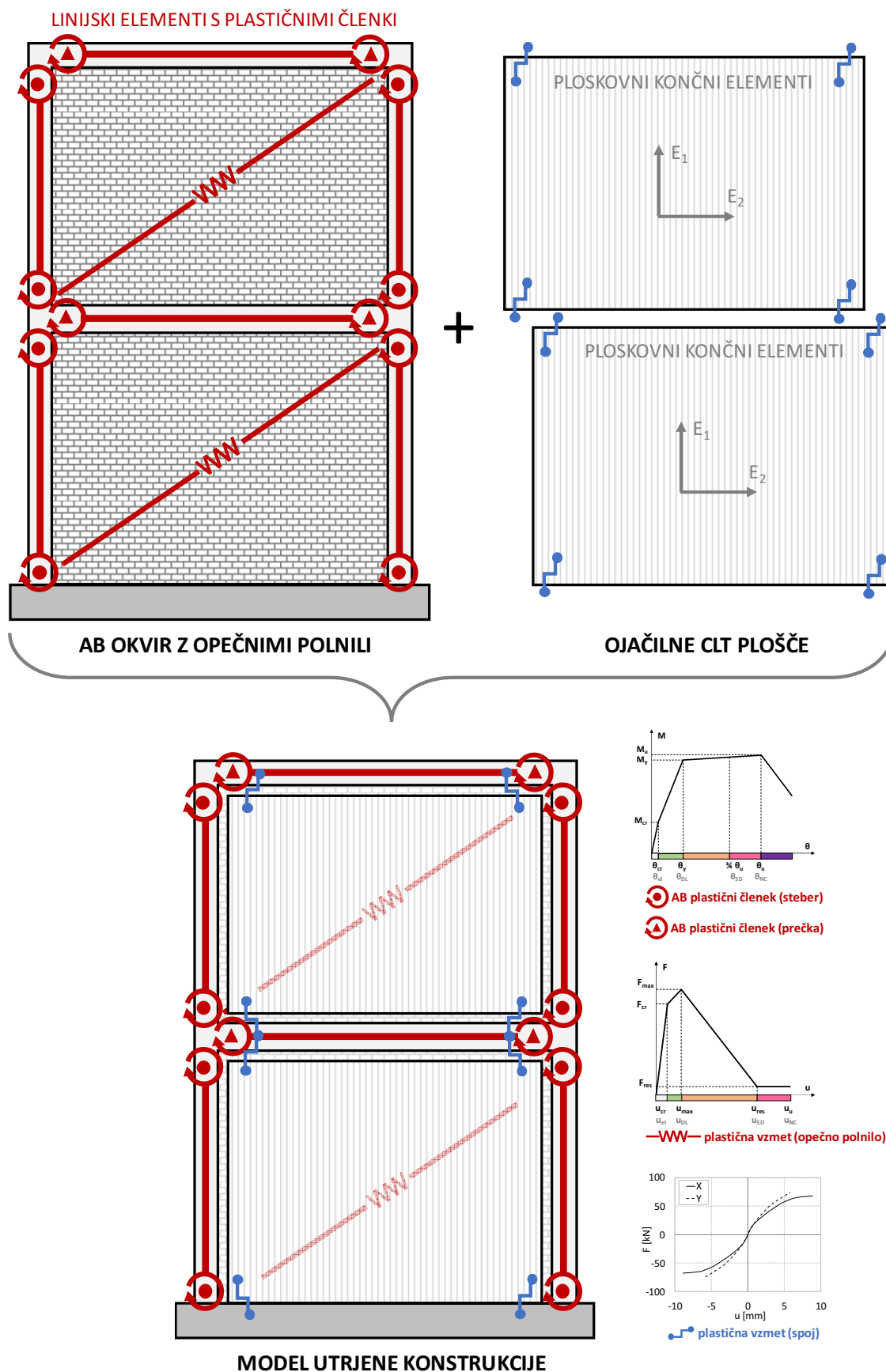
Table 6.23: Stresses in the chosen cross laminated timber plates; characteristic and effective design resistance

Vrednosti [MPa]	karakteristična	projektna	efektivna v glavni smeri (11)	efektivna v prečni smeri (22)
upogibna napetost (f_m)	24	26.4	16.21	11.09
tlačna napetost ($f_{c,0}$)	21	23.1	14.18	9.70
natezna napetost ($f_{t,0}$)	14	15.4	9.45	6.47
strižna napetost (f_v)*	3.5	3.85	3.85	3.85

* za bruto prerez (Blass, 2010)

Na naslednji sliki (Slika 6.43) prikažemo sestavo modela končnih elementov AB okvirja z opečnimi polnili in ojačilnimi lesenimi ploščami. AB okvir ima na koncu linijskih prečk in stebrov definirane plastične členke, z nelinearnimi vzmetmi (oziroma osnimi plastičnimi členki) v nadomestnih diagonalah. Definicije plastičnih členkov za AB okvir in polnila smo podali v predhodnih poglavjih.

Križno lepljene ojačilne plošče so modelirane s ploskovnimi končnimi elementi, na osnovno konstrukcijo pa so pripete z nelinearnimi vzmetmi (s karakteristikami, ki smo jih definirali zgoraj). Pripenjamo jih na prečke, 5 cm stran od vozlišč osnovne konstrukcije (kjer se stikajo stebri, prečke in diagonale polnil).



Slika 6.43: Sestava modela končnih elementov za primer ojačenega AB okvirja z opečnim polnilom
Figure 6.43: The composition of the finite element model of the RC frame with masonry infill

6.2.2. Rezultati za neutrjen in utrjen AB okvir

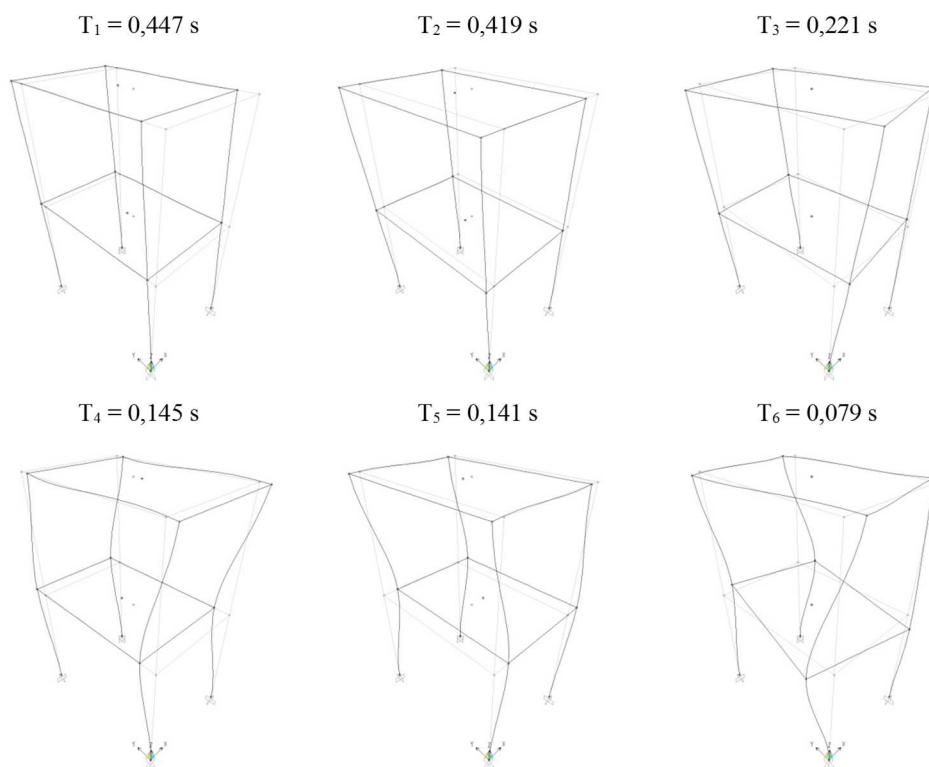
6.2.2.1 Analiza nihajnih časov

Vrednosti mas in masnih vztrajnostnih momentov za neutrjen in utrjen AB okvir so navedene v naslednji preglednici (Preglednica 6.24). Upoštevamo enak način namestitvev ojačilnih plošč, kot je bil eksperimentalno preizkušen v poglavju 6.

Preglednica 6.24: Karakteristike medetaž neutrjenega in utrjenega AB okvirja
Table 6.24: Characteristics of the unstrengthened and strengthened RC frame floor

Etaža	Masa [ton]		Masni vztrajnostni moment [ton m ²]	
	Neutrjen	Utrjen	Neutrjen	Utrjen
2	5.80	6.00	8.37	8.65
1	6.31	6.69	9.11	9.65

Nihajne čase in oblike izračunamo z analizo lastnega nihanja. Ker upoštevamo toge membrane in koncentracije mas na nivojih etaž, imamo v 3D modelu za vsako etažo 3 nihajne oblike (dve translaciji in rotacija), skupaj torej 6 nihajnih oblik (Slika 6.44).

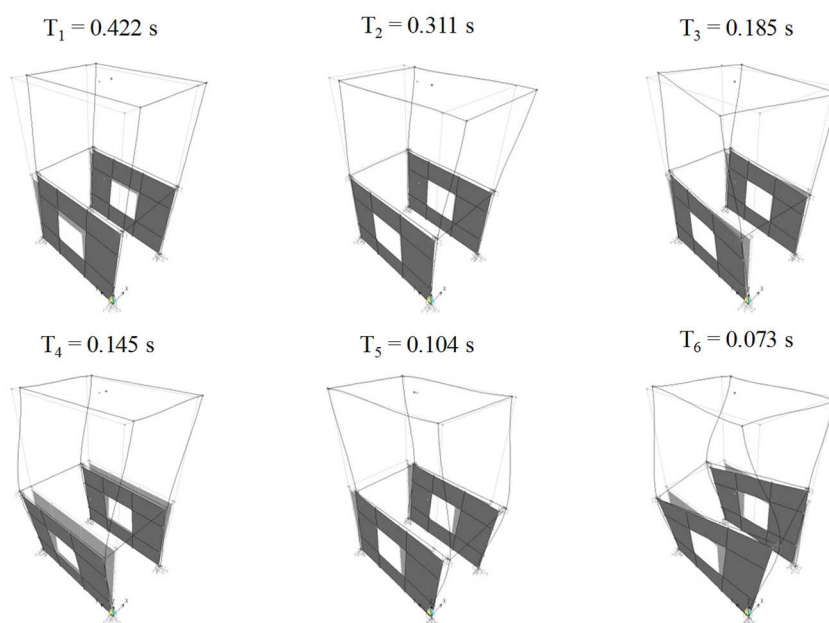


Slika 6.44: Nihajne oblike in časi neutrjenega AB okvirja
Figure 6.44: Vibration modes and periods of the unstrengthened RC frame

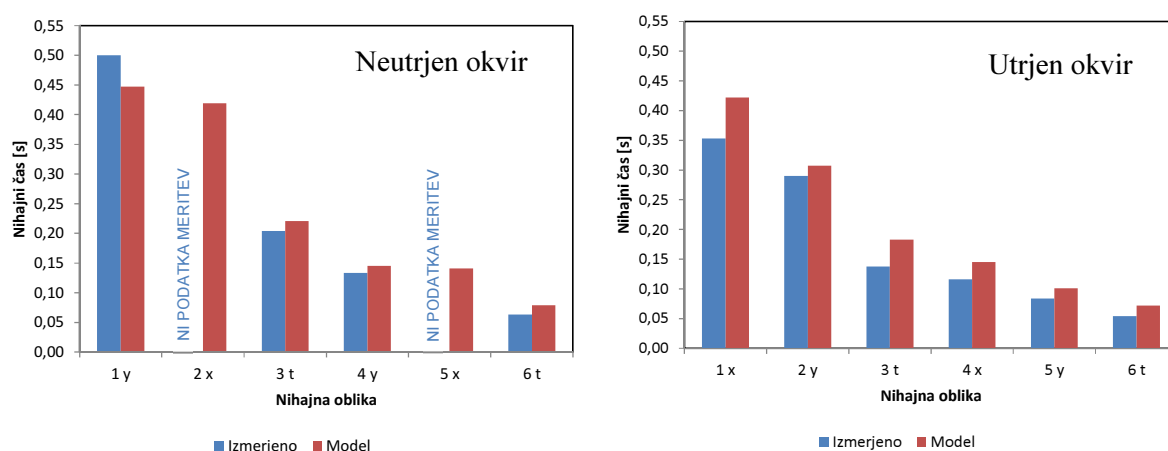
Prva oblika neutrjenega okvirja je translacijska v smeri Y (tj. smeri vzbujanja), druga pa translacija v smeri X. Tretja nihajna oblika je torzijska, četrta translacija drugega reda v smeri vzbujanja (Y), peta translacija drugega reda v smeri X ter šesta zopet torzijska. Na grafu (Slika 6.46) prikažemo še primerjavo med izmerjenimi in izračunanimi nihajnimi časi konstrukcije. Predvidene oblike in vrednosti

nihajnih časov se ujemajo z izračunanimi. Pri izmerjenih nihajnih oblikah nam sicer ni uspelo zaznati oziroma prepoznati translacijskih nihajnih oblik prečno na vzbujanje konstrukcije.

Izračunane nihajne oblike utrjenega AB okvirja (Slika 6.45) so sledeče: prva nihajna oblika je translacija v krajši (neutrjeni) smeri okvirja. Druga nihajna oblika je translacija v vzdolžni (ojačeni) smeri okvirja. Tretja oblika je torzija, četrta translacija drugega reda v krajši smeri okvirja, peta translacija drugega reda v vzdolžni smeri, šesta pa torzija. Nihajni časi (Slika 6.52) so nekoliko daljši od izmerjenih, kar pomeni, da je naš model bolj podajen od dejanske konstrukcije. Zaradi poenostavljenega modeliranja povezave ojačilne plošče v temelj in prečko ojačitve izven svoje ravnine ne prispevajo k togosti konstrukcije. Dejanska zasnova pritrjevanja v praksi pa pomeni, da zaradi ekscentrične postavitve ojačilnih sten od konstrukcije pride do manjšega povečanja konstrukcije prečno na steno. Pri majhnih intenzitetah meritev nihajnih časov je ta učinek ojačitev še bolj izrazit. Nihajne dobe so sicer popolnoma konsistentne z izmerjenimi vrednostmi.



Slika 6.45: Nihajne oblike in časi neutrjenega AB okvirja
Figure 6.45: Vibration modes and periods of the unstrengthened RC frame



Slika 6.46: Izmerjeni in izračunani nihajni časi neutrjenega in utrjenega AB okvirja
Figure 6.46: The measured and calculated vibration periods of the unstrengthened and strengthened RC frame

6.2.2.2 Pushover in IDA primerjava AB okvirjev

Izvedemo inkrementalno dinamično analizo AB okvirne konstrukcije, ki je bila eksperimentalno preizkušena na potresni mizi (rezultati v poglavju 6.1.4). Uporabimo enake akceleroگرامe kot v poglavju 5.5.1.

Pospeški, ki jih konstrukcija lahko prenese, so v obeh primerih zelo veliki. Modelirana zgradba je namreč dokaj majhna, tudi njena masa ni prevelika. Zasnovana je bila v skladu s posodobljenim pravilnikom o protipotresnem projektiranju (Pravilnik, 1981), armiranje elementov je bilo precejšnje (1.5–2.0 %), tudi delež stremen je bil velik. Primerjave poškodovanosti konstrukcije zato ne bomo izvedli tako kot v poglavju 5.5.2 za projektni pospešek tal, ki bi ga lahko pričakovali v Sloveniji, saj tudi neutljena konstrukcija pri pričakovanem pospešku tal za potrese s povratno dobo 2475 let še ne razvije poškodb. Pač pa primerjamo poškodovanost neutljene in utrjene konstrukcije, ko neutljena zgradba doseže enega od mejnih stanj. Konkretno primerjamo razvoj poškodb utrjene konstrukcije, ko neutljena konstrukcija preseže stanje brez poškodb (DL) in ko preseže stanje zmernih poškodb (SD). Pri pomiku, ki ga neutljena konstrukcija doseže za izbrano mejno stanje, izračunamo pospešek temeljnih tal. Za isti pospešek izračunamo ciljni pomik, ki bi ga morala doseči utrjena izvedba, in preverimo stanje poškodovanosti elementov. Vrednosti pospeškov in pripadajočih pomikov neutljene in utrjene izvedbe AB okvirja navajamo v preglednici (Preglednica 6.25), dejanski razvoj poškodb na konstrukciji pa prikažemo na sliki (Slika 6.49). IDA in potisne krivulje ravno tako prikažemo na slikah (Slika 6.47, Slika 6.48).

Preglednica 6.25: Pospešek tal, pomiki in mejna stanja neutljenega in utrjenega AB okvirja pri izbranih mejnih stanjih neutljene konstrukcije

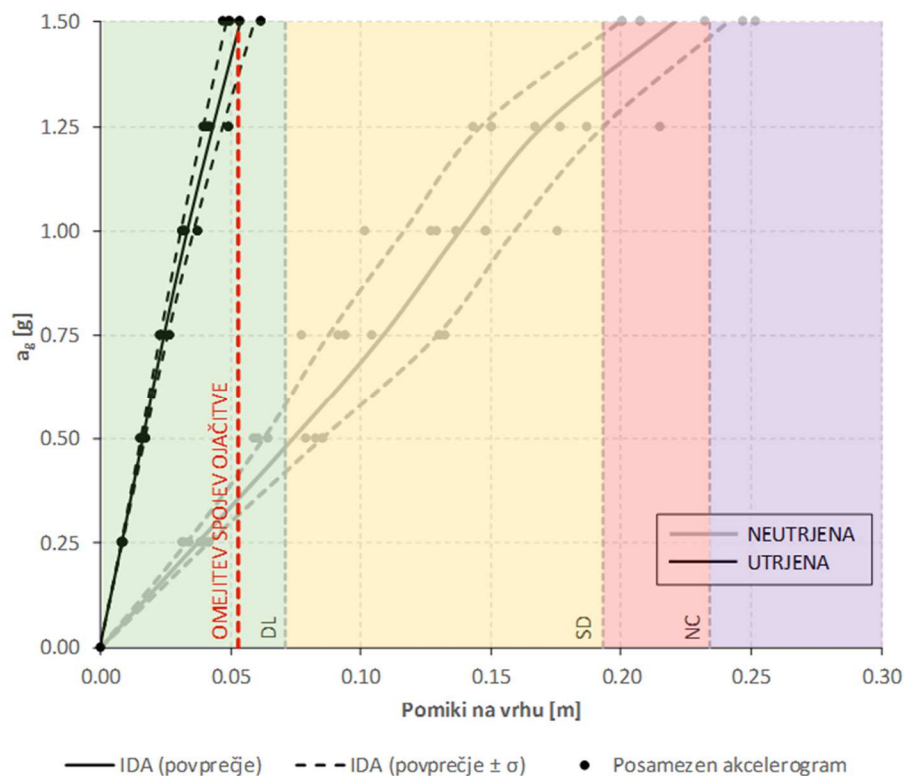
Table 6.25: The ground acceleration, building displacements and limit states of the unstrengthened and strengthened RC frames at the unstrengthened RC frame's chosen limit states

Pospešek	Neutrjen AB okvir		Utrjen AB okvir	
	Mejno stanje	Pomik	Mejno stanje	Pomik
0.48 g	DL - SD	71 mm	< DL	16 mm
1.37 g	SD - NC	193 mm	< DL	48 mm

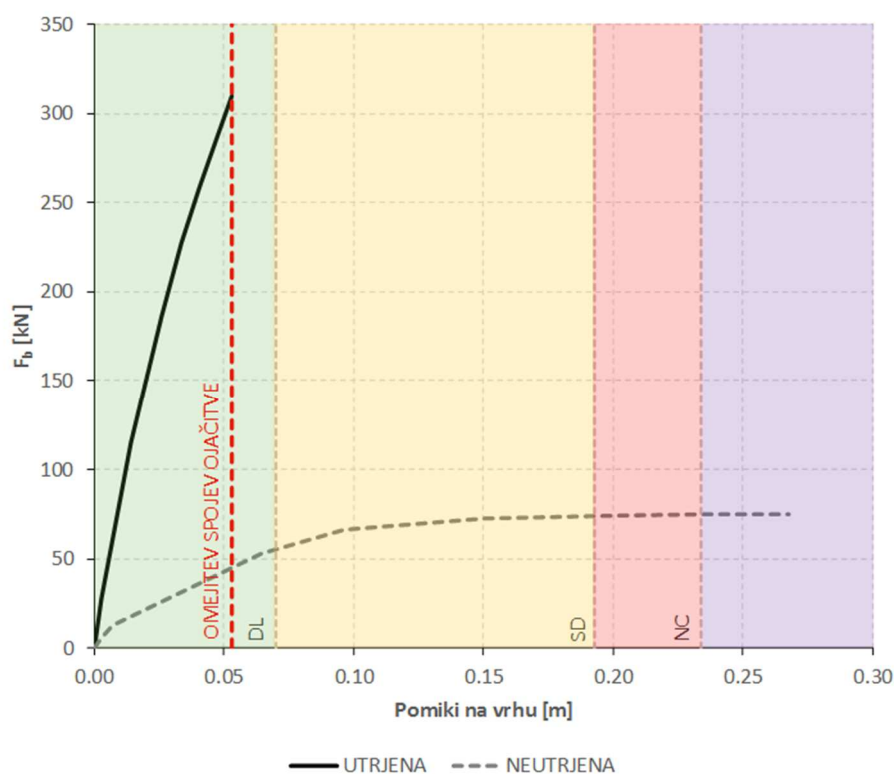
Vidimo, da se vsi elementi utrjene konstrukcije še vedno nahajajo v stanju < DL, medtem ko elementi neutljene konstrukcije omenjeno stanje že presežejo. Tudi ko elementi neutljene konstrukcije dosežejo stanje med SD in NC, utrjena konstrukcija še vedno ostaja nepoškodovana.

Ugotovimo torej, da ojačitev iz lesenih plošč pozitivno prispeva k potresni odpornosti izbranega AB okvirja. Poudariti pa je treba, da se ob tem precej povečajo strižne sile ob vpetju; približno za faktor 3. Tako kot smo ugotovili že prej na primeru utrjene opečne zgradbe, takšen način utrjevanja eventuelno vodi tudi v potrebo po sanaciji temeljev ali izvedbi novega pasovnega temelja po obodu objekta.

Prav tako moramo opozoriti, da v primeru utrjene konstrukcije izkoristimo celotno nosilnost spojev med ojačilnimi ploščami in konstrukcijo pri pomiku vrha konstrukcije 53 mm. Takrat natezna sila v spoju med ojačilno ploščo in temelji doseže 74 kN. IDA pokaže, da bi utrjena konstrukcija v tem primeru lahko prenesla pospešek tal malenkost manj kot 1.50 g. Elementi osnovnega AB okvirja še vedno ostajajo nepoškodovani.



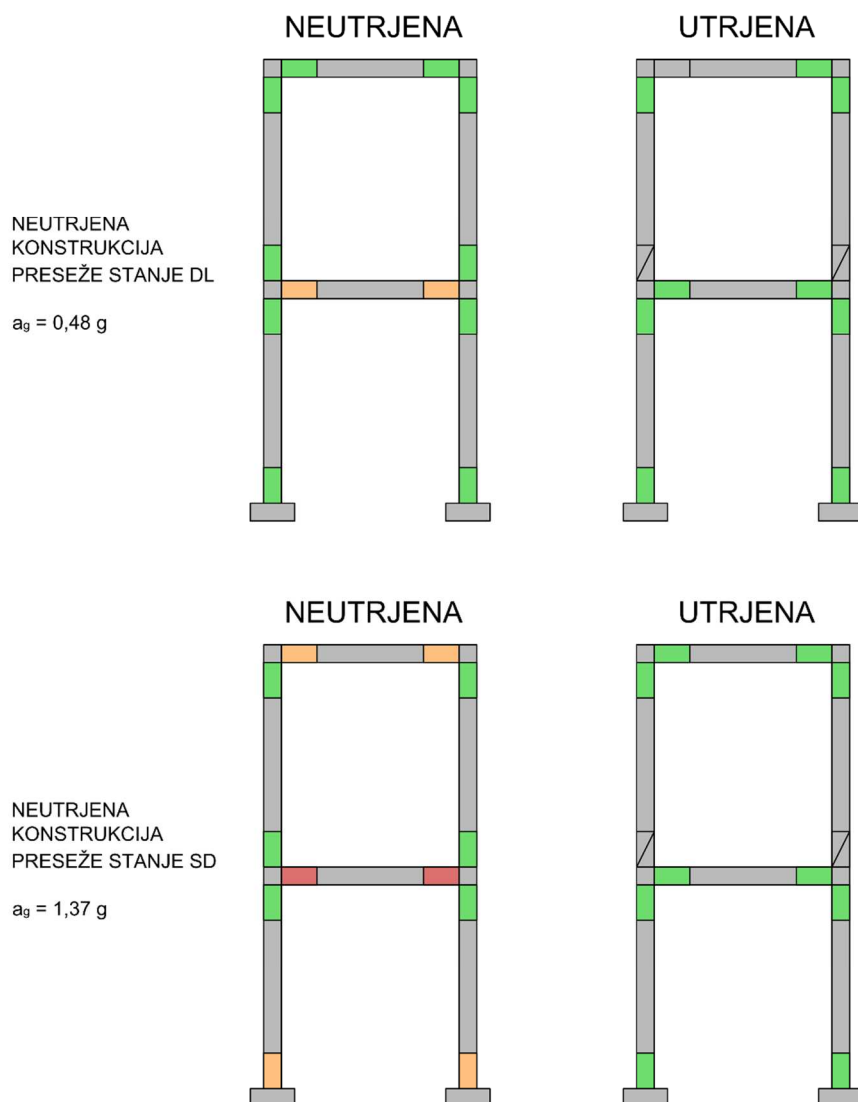
Slika 6.47: Povprečni IDA krivulji s standardnima deviacijama za neutrjen in utrjen AB okvir
Figure 6.47: Average IDA response curves with standard deviations for the unstrengthened and strengthened RC frames



Slika 6.48: Potisni krivulji za neutrjen in utrjen AB okvir
Figure 6.48: Pushover curves for the unstrengthened and strengthened RC frames

AB OKVIR

PRIMERJAVA POŠKODB



STANJA POŠKODOVANOSTI

- | | |
|--|--|
|  ELASTIČNO STANJE (brez razpok) |  MED DL IN SD (zmerne poškodbe) |
|  MANJŠA OD DL (brez poškodb) |  MED SD IN NC (blizu porušitve) |

Slika 6.49: Primerjava poškodb neutrenega in utrjenega AB okvirja v trenutku, ko neutrenja konstrukcija preseže stanji DL in SD

Figure 6.49: The comparison of damage on the unstrengthened and strengthened RC frame at the moment when the unstrengthened structure exceeds the DL and SD states

6.2.3. Rezultati za neutrjen in utrjen AB okvir s polnili

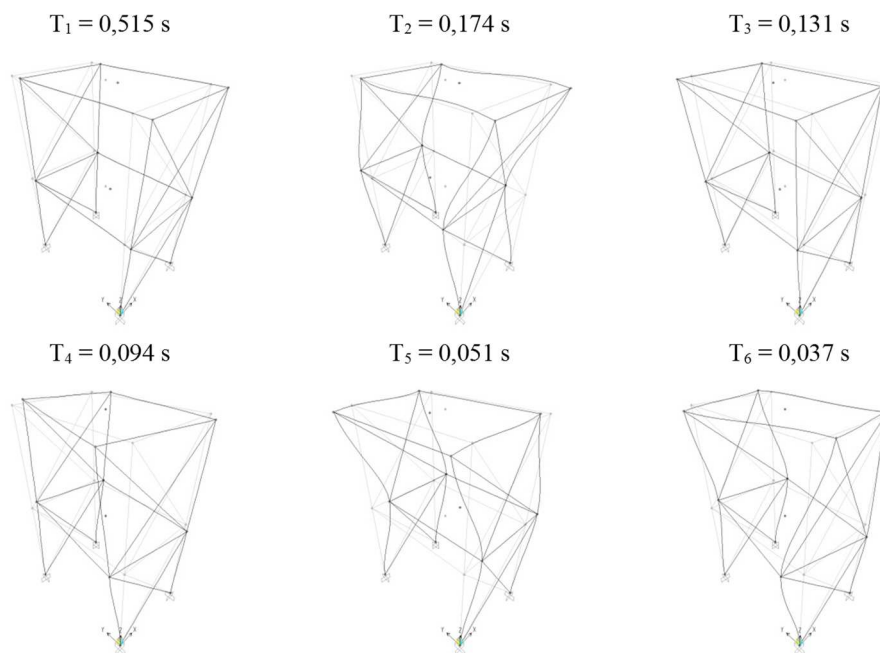
6.2.3.1 Analiza nihajnih časov neutrjenega AB okvirja s polnili

Vrednosti mas in masnih vztrajnostnih momentov za neutrjen in utrjen AB okvir z opečnimi polnili so navedene v naslednji preglednici (Preglednica 6.24).

Preglednica 6.26: Karakteristike medetaž neutrjenega in utrjenega AB okvirja s polnili
Table 6.26: Characteristics of the unstrengthened and strengthened RC frame with infill floor

Etaža	Masa [ton]		Masni vztrajnostni moment [ton m ²]	
	Neutrjen	Utrjen	Neutrjen	Utrjen
2	7.40	7.66	10.69	11.06
1	9.52	10.03	13.74	14.48

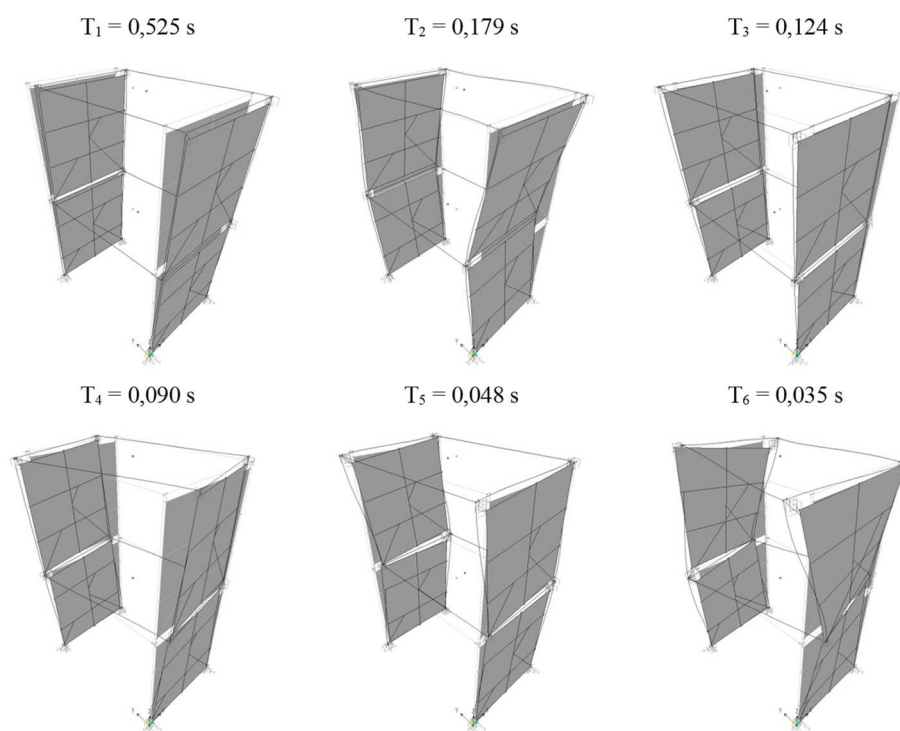
Nihajne oblike neutrjene konstrukcije so sledeče (Slika 6.50): prva translacija v vzdolžni smeri AB okvirja, druga translacija drugega reda v isti smeri, tretja translacija v smeri s polnili, četrta torzija, peta translacija drugega reda v smeri s polnili in šesta torzija. Primerjava izmerjenih in izračunanih nihajnih oblik (Slika 6.52) pokaže odstopanje na prvi izmerjeni obliki (translaciji v smeri brez polnil). Polnila v modelu na obnašanje konstrukcije izven smeri svoje ravnine ne vplivajo (z izjemo večje mase konstrukcije in podaljševanja nihajnih časov). Imajo pa vpliv na dejansko konstrukcijo, ki je v vzdolžni smeri AB okvirja bolj toga. Drugih izračunanih nihajnih oblik pri testu iz odziva akcelorometrov prečno na vzbujanje nam ni spelo eksplisito zaznati.



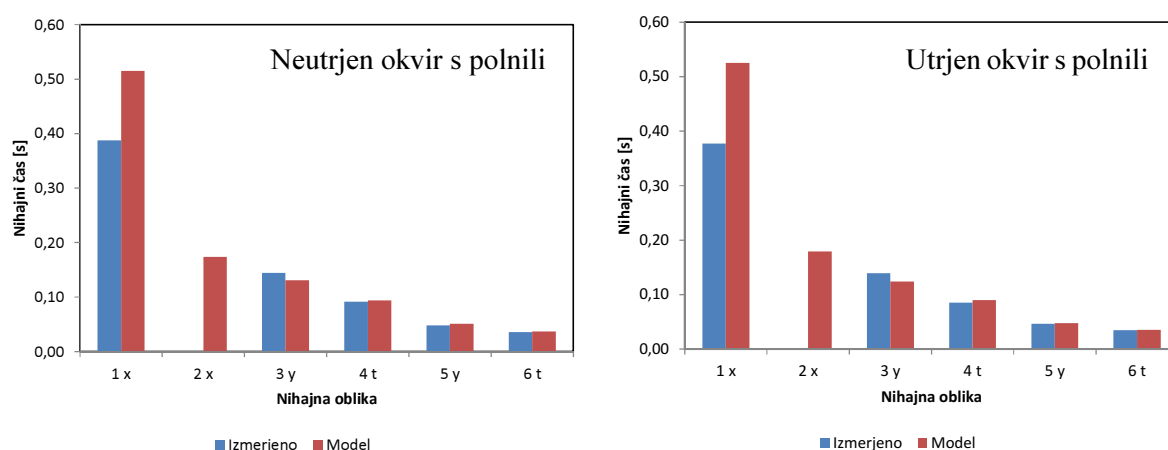
Slika 6.50: Nihajne oblike in časi neutrjenega AB okvirja z opečnimi polnili
Figure 6.50: Vibration modes and periods of the unstrengthened RC frame with masonry infill

Za modeliranje utrjenih konstrukcij uporabimo enake predpostavke kot pri prejšnjih modelih. Razlika je v masi konstrukcije (Preglednica 6.24), ki se malenkost poveča zaradi dodatnih ojačilnih plošč.

Nihajne oblike so sledeče (Slika 6.51): prva translacija v vzdolžni smeri AB okvirja, druga translacija drugega reda v isti smeri, tretja translacija v smeri s polnili, četrta torzija, peta translacija drugega reda v smeri s polnili in šesta torzija. Primerjava izmerjenih in izračunanih nihajnih oblik (Slika 6.52) pokaže odstopanje na prvi izmerjeni obliki (translaciji v smeri brez polnil). Tako kot pri neutrjenem modelu polnila tudi tu na obnašanje konstrukcije izven smeri svoje ravnine ne vplivajo. Imajo pa vpliv na dejansko konstrukcijo, ki je v vzdolžni smeri AB okvirja bolj toga. Druge izračunane nihajne oblike nam tudi pri testu utrjene konstrukcije ni uspelo eksplicitno zaznati. Nihajni časi preostalih nihajnih oblik v smeri polnil (in ojačilnih plošč) se dobro ujemajo.



Slika 6.51: Nihajne oblike in časi utrjenega AB okvirja z opečnimi polnili
Figure 6.51: Vibration modes and periods of the strengthened RC frame with masonry infill



Slika 6.52: Izmerjeni in izračunani nihajni časi neutrjenega in utrjenega AB okvirja z opečnimi polnili
Figure 6.52: The measured and calculated vibration periods of the unstrengthened and strengthened RC frame with masonry infill

6.2.3.2 Pushover in IDA primerjava utrjenih AB okvirjev s polnili

Analiza je izvedena enako, kot je opisano v predhodnem poglavju. Vendar tokrat ločeno primerjamo doseganje mejnih stanj za opečna polnila in za AB elemente okvirja.

Rezultate za pomike pri posameznih mejnih stanjih utrjenih in neutrjenih izvedb AB okvirja s polnilom prikažemo v preglednicah (Preglednica 6.27, Preglednica 6.28), poškodovanost konstrukcij pa na slikah (Slika 6.55, Slika 6.56). IDA in potisne krivulje ravno tako prikažemo na slikah (Slika 6.53, Slika 6.54). Ko polnilo neutrjene konstrukcije preseže stanje DL, je polnilo utrjene konstrukcije še vedno brez poškodb. Ko pa polnilo neutrjene konstrukcije doseže stanje med SD in NC, se polnilo utrjene konstrukcije še vedno nahaja v stanju poškodb SD.

Obenem pa AB elementi okvirja utrjene konstrukcije ostajajo v stanju DL v obeh primerih, takrat ko AB elementi neutrjene konstrukcije dosežejo stanje med DL in SD ter tudi SD in NC. Opečno polnilo utrjene izvedbe sicer v tem času doseže stanje med DL in SD, po drugi strani pa polnilo neutrjene konstrukcije ob tem pospešku že preseže stanje SD.

Preglednica 6.27: Pospešek tal, pomiki in mejna stanja neutrjenega in utrjenega AB okvirja s polnili pri izbranih mejnih stanjih polnila neutrjene konstrukcije

Table 6.27: The ground acceleration, building displacements and limit states of the unstrengthened and strengthened RC frames with infill at the unstrengthened RC frame's infill's chosen limit states

Pospešek	Neutrjen AB okvir s polnili		Utrjen AB okvir s polnili	
	Mejno stanje polnil	Pomik	Mejno stanje polnil	Pomik
0.80 g	DL - SD	14 mm	< DL	9 mm
1.29 g	SD - NC	63 mm	DL - SD	22 mm

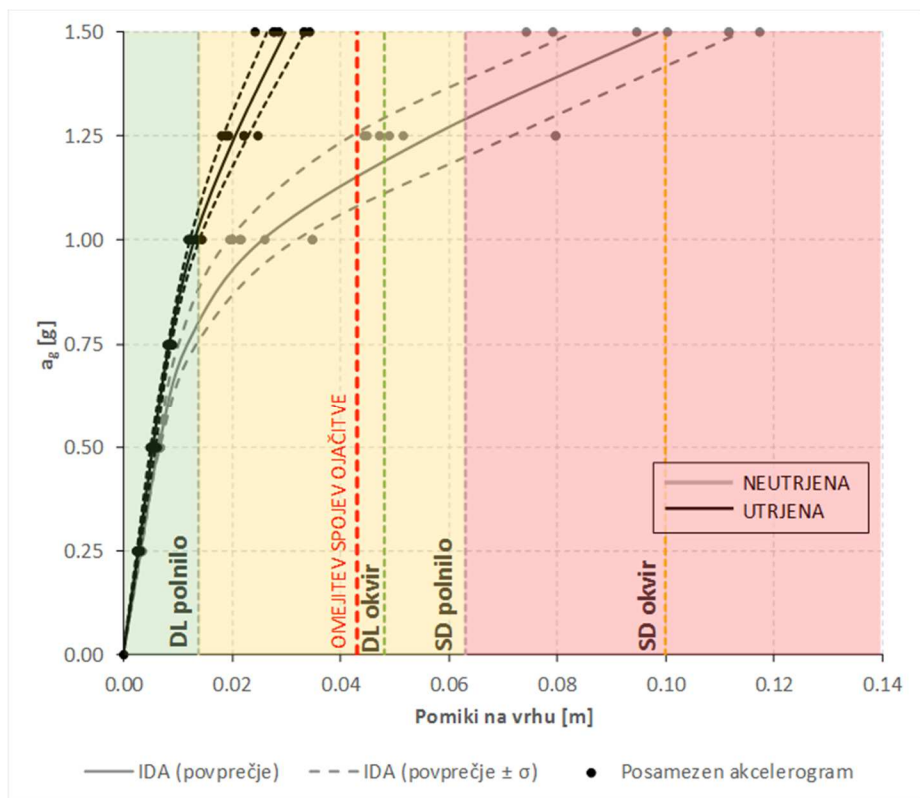
Preglednica 6.28: Pospešek tal, pomiki in mejna stanja neutrjenega in utrjenega AB okvirja s polnili pri izbranih mejnih stanjih AB elementov neutrjene konstrukcije

Table 6.28: The ground acceleration, building displacements and limit states of the unstrengthened and strengthened RC frames with infill at the unstrengthened RC frame's concrete elements chosen limit states

Pospešek	Neutrjen AB okvir s polnili		Utrjen AB okvir s polnili	
	Mejno stanje okvirja	Pomik	Mejno stanje okvirja	Pomik
1.19 g	DL - SD	48 mm	< DL	18 mm
1.50 g	SD - NC	100 mm	< DL	30 mm

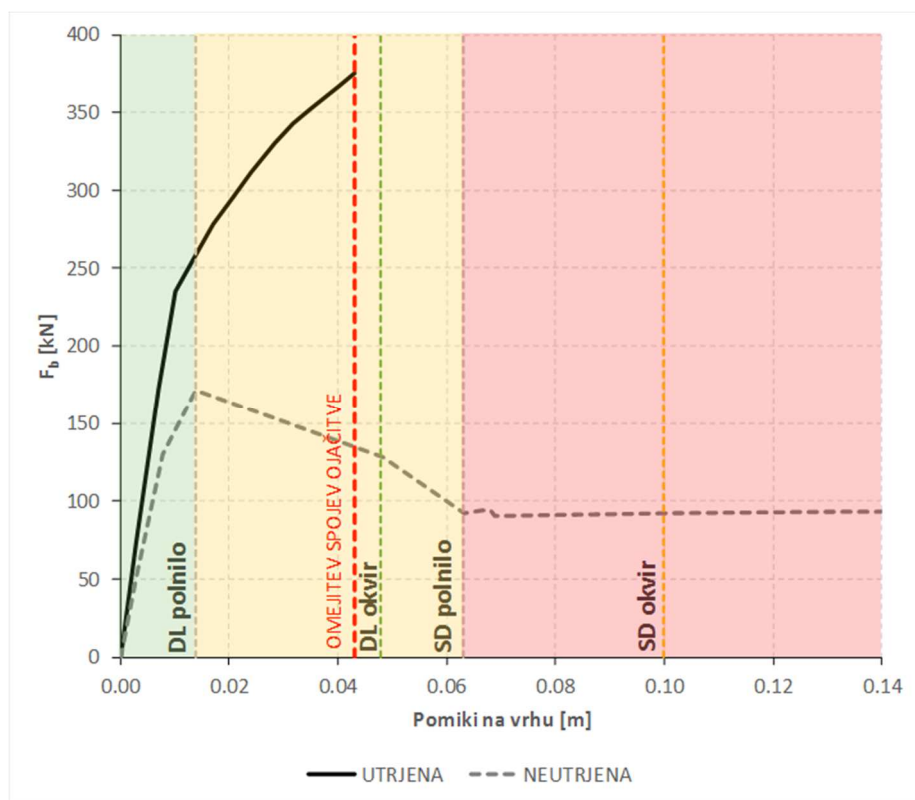
Ugotovimo, da obloge iz križno lepljenih lesenih plošč ugodno prispevajo k potresni odpornosti AB okvirjev s polnili. Tako kot pri predhodnih primerih AB okvirjev se tudi tu povečajo strižne sile ob vpetju. Pri pospešku temeljnih tal, ki v neutrjeni konstrukciji doseže stanje med SD in NC, so strižne sile v utrjeni konstrukciji večje za približno faktor 2. Tudi v tem primeru bi utegnili biti potrebna sanacija temeljev.

Na primeru izbrane utrjene konstrukcije nosilnost spojev med ojačilnimi ploščami in konstrukcijo dosežemo pri pomiku vrha konstrukcije 43 mm. IDA sicer ne izvajamo za potrese s pospeškom tal, višje od 1.50 g. Pri takšnem pospešku tal je (povprečen) pomik vrha utrjene konstrukcije 30 mm. Izkoriščenost spojev med ojačilnimi ploščami in konstrukcijo v tem primeru znaša 79 %. Opečna polnila utrjenega objekta se pri takšnem pospešku tal nahajajo v mejnem stanju med DL in SD, elementi osnovnega AB okvirja pa ostajajo nepoškodovani.



Slika 6.53: Povprečni IDA krivulji s standardnima deviacijama za neutrjen in utrjen AB okvir

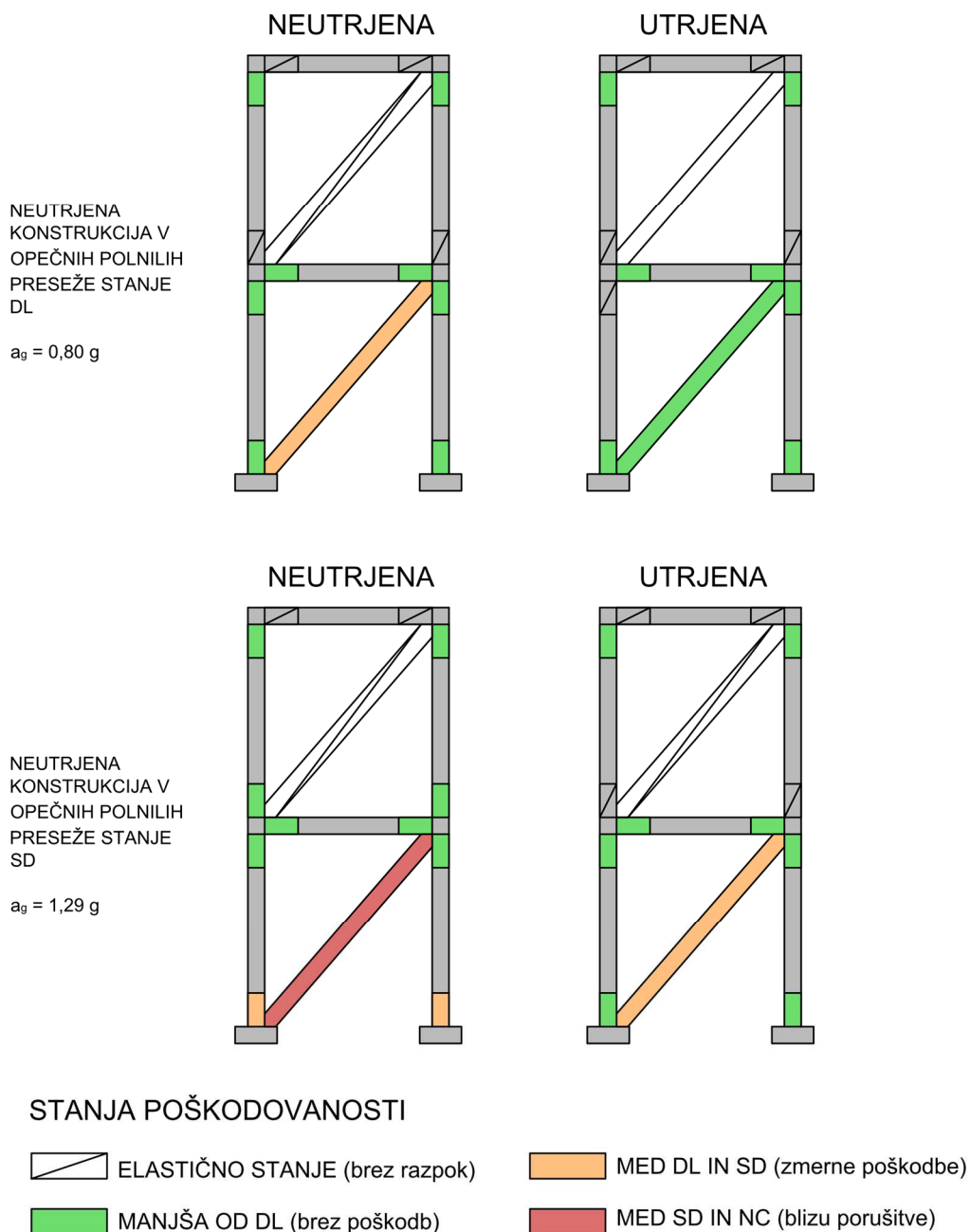
Figure 6.53: Average IDA response curves with standard deviations for the unstrengthened and strengthened RC frames



Slika 6.54: Potisni krivulji za neutrjen in utrjen AB okvir

Figure 6.54: Pushover curves for the unstrengthened and strengthened RC frames

AB OKVIR Z OPEČNIMI POLNILI PRIMERJAVA POŠKODB V POLNILIH



Slika 6.55: Primerjava poškodb neutrenega in utrjenega AB okvirja s polnili v trenutku ko neutrenjena konstrukcija preseže stanji DL in SD v opečnih polnilih

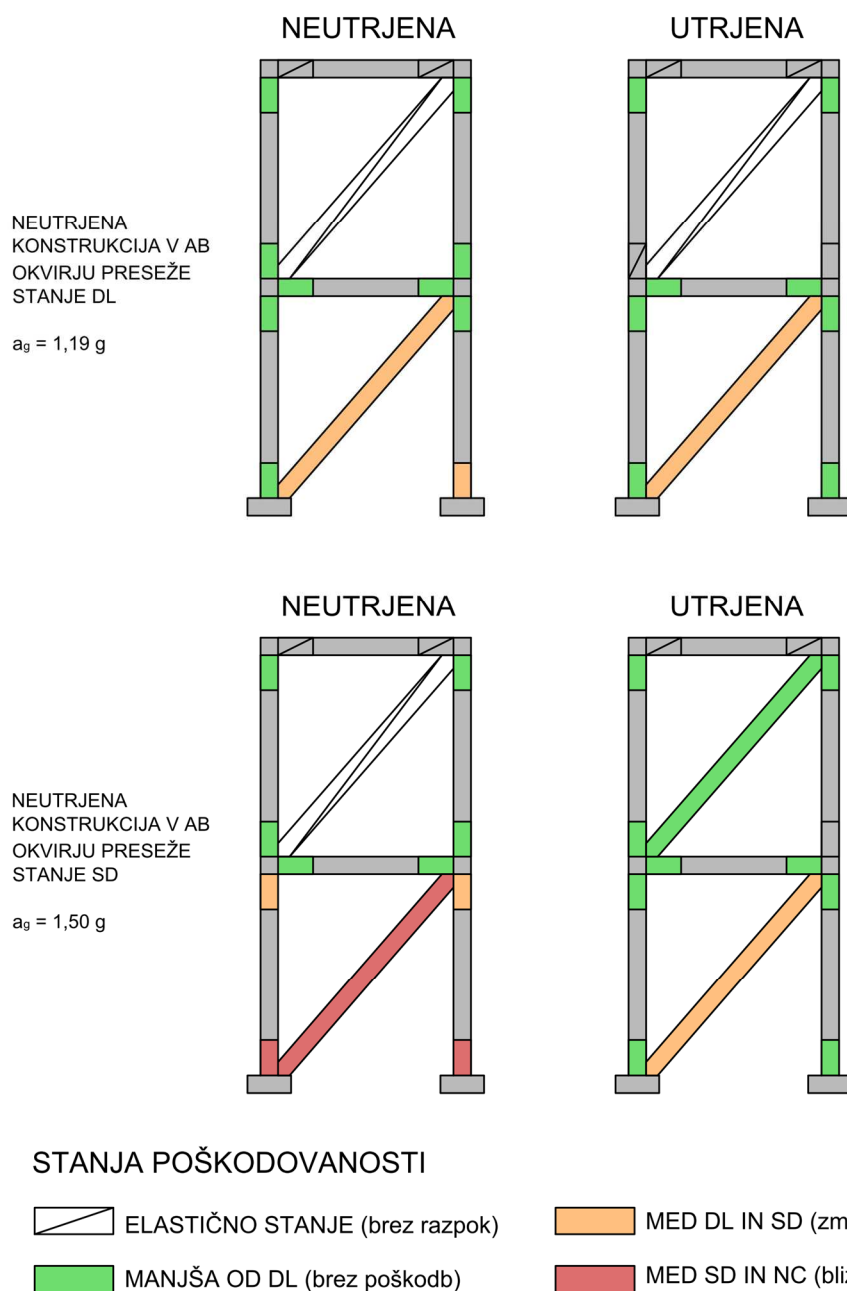
Figure 6.55: The comparison of damage on the unstrengthened and strengthened RC frame with masonry infill at the moment when the masonry infill exceeds the DL and SD states

Spoji, ki smo jih razvili za povezovanje ojačilnih plošč in osnovnih konstrukcij, imajo relativno majhno duktilnost in ne disipirajo veliko energije. Zato sistem utrjevanja potresno odpornost povečuje predvsem na račun povečanja sil in togosti, oziroma zmanjševanja pomikov konstrukcije. Posledično se poškodbe v osnovni konstrukciji razvijejo kasneje, tj. pri višjih intenzitetah potresov. Tak način povečevanja

potresne odpornosti sicer ni najbolj zaželen, je pa legitimen. Če želimo zmanjšati poškodbe opečnih polnil, je vgradnja dodatnih togih elementov, ki zmanjšujejo pomike konstrukcije pri potresu celo potrebna. V nasprotnem primeru bi morali uporabiti katerega od sistemov za povezovanje zidovja, ki se nanaša neposredno na opečna polnila in jim izboljšuje osnovne karakteristike.

AB OKVIR Z OPEČNIMI POLNILI

PRIMERJAVA POŠKODB V AB OKVIRJU

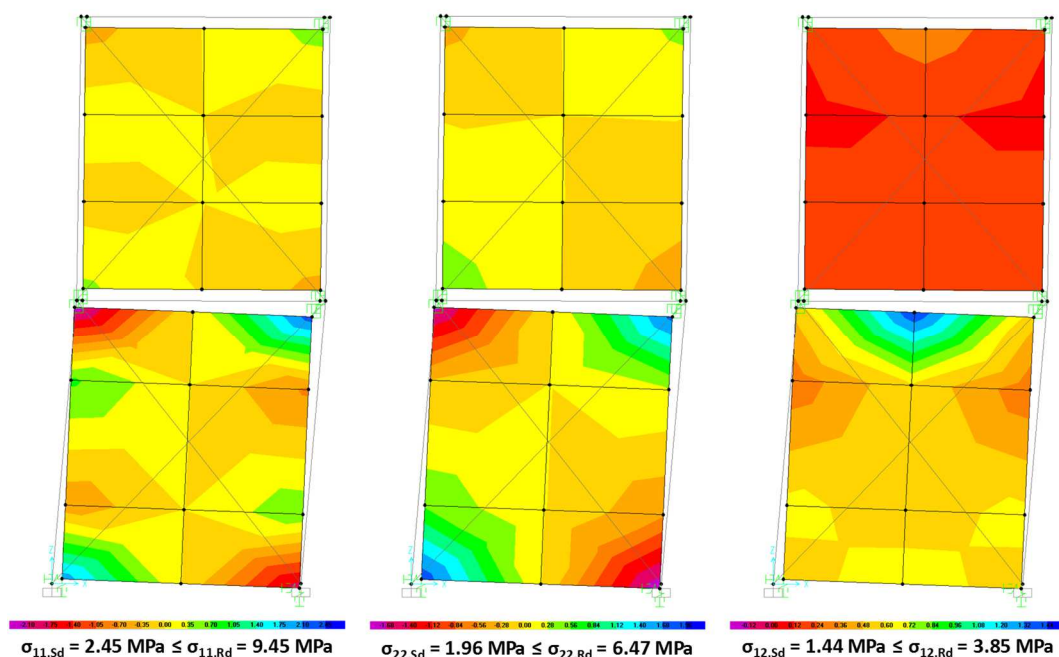


Slika 6.56: Primerjava poškodb neutrjenega in utrjenega AB okvirja s polnili v trenutku, ko neutrojena konstrukcija okvirja preseže stanji DL in SD v AB okvirju

Figure 6.56: The comparison of damage on the unstrengthened and strengthened RC frame with masonry infill at the moment when the unstrengthened structure of the frame exceeds the DL and SD states

6.2.3.3 Analiza napetosti v ojačilnih lesenih ploščah

Predhodne analize utrjenih konstrukcij smo izvajali najdlje do porušitve spojnih elementov med konstrukcijo in lesenimi ploščami. Napetosti v lesnih ploščah pri nivoju obremenitve, ki jo še zdržijo spoji, so precej manjše od projektnih (Preglednica 5.26). Upoštevamo bolj konservativni primer, kjer namesto upogibnih nosilnosti upoštevamo natezne. Slednje veljajo za primere čistega natega, v ploščah pa imamo predvsem upogibno-strižni mehanizem. Na meji nosilnosti spojev je izkoriščenost lesenih plošč v primeru AB okvirja s polnila 38-%.



Slika 6.57: Napetosti v lesenih ploščah pri pomiku na meji nosilnosti spojev med ojačitvijo in konstrukcijo za primer utrjenega AB okvirja s polnilom

Figure 6.57: The stress levels in the strengthening timber plates at the load bearing capacity of the connections between the strengthening plates and the main construction for the case of the strengthened RC frame with infill

Debelino križno lepljenih plošč lahko (vsaj za začetno iteracijo) izberemo glede na nivo strižne sile, ki ga pričakujemo v ploščah. Pavšalna ocena lahko temelji na strižni trdnosti nosilnih slojev (praviloma orientiranih po višini objekta). Trislojne 100 mm debele plošče (skupna debelina zunanjih nosilnih slojev je 60 mm) lahko v čistem strigu načeloma prenesejo 260 kN/m. Glede na strižno nosilnost v nalogi razvitih stikov lahko nanje vgradimo do 4 stike na tekoči meter stene, kar tako rekoč pomeni kontinuirno povezanost lesenih plošč z objektom. Trislojne 60 mm debele plošče pa lahko prenesejo 170 kN/m striga kar pomeni, da bi stike lahko nanje montirali na razdalji 40 cm ali več. V obeh primerih gre le za približke nosilnosti. Dejansko nosilnost moramo preveriti glede na geometrijo vgrajenih ojačilnih plošč (predvsem razmerja dolžine in višine) in velikosti odprtín v ploščah (če so), upoštevati moramo tako upogibno kot strižno nosilnost. Slednja pa je odvisna tudi od načina lepljenja lamel (samo glavne ploskve ali pa tudi ozke stranice) (Blass, 2010).

Ta stran je namenoma prazna.

7 ZAKLJUČKI

7.1 Rezultati eksperimentalnih preiskav

7.1.1. Preiskave križno lepljenih lesenih plošč, obremenjenih v ravnini

Serija preiskav križno lepljenih lesenih (CLT) plošč v ravnini je bila usmerjena pretežno v elastično obnašanje takšnih elementov. Izvedli smo tudi teste, pri katerih smo stene obremenili do porušitve. V osnovi ugotavljamo, da se CLT stene obnašajo pretežno elastično, sama porušitev pa je krhka. Stene so sestavljene iz več plasti lesenih desk, ki so zlepljene skupaj v križno strukturo, pri čemer je vsak sloj v njej pravokoten na sosednja dva. Napetostno stanje v steni se tako vzpostavi v odvisnosti od usmerjenosti lamel, saj je togost (in nosilnost) lesa močno odvisna od usmerjenosti vlaken. Les je že v osnovi anizotropen material, z določenimi predpostavkami pa ga lahko opišemo kot ortotropnega ali v primeru linijskih elementov pogojno celo kot izotropnega. Deformacijska in napetostna stanja v ploščah so odvisna od njihove slojevitosti in usmerjenosti posameznih plasti. Meritve deformacij, ki smo jih izvajali, so nam v določenih primerih dale pomanjkljive podatke. Merilna mesta, s katerimi smo zajemali spremembe deformacij na vrhu zunanjih plasti sten, so bila preveč podvržena specifičnosti materiala, ki zaradi lokalnih nepravilnosti onemogoča natančno zajemanje lokalnih deformacij z majhnimi merilnimi lističi. Meritve deformacij na spodnjih straneh sten in preklad okenskih odprtín, ki so bile izvedene z daljšimi merilnimi lističi, nameščenimi na vzporedno usmerjene sloje plošč, ki prevzemajo natezne napetosti in kjer prihaja do izrazitih deformacij, so bile v skladu s pričakovanji. Enako velja za meritve spremembe dolžin okenskih diagonal in pomikov spodnjega roba stene, ki so bile izvedene z induktivnimi merilci. Na podlagi meritev lahko sklepamo, da se CLT plošče pri obremenjevanju v ravnini obnašajo pretežno elastično in ne izkazujejo posebne duktilnosti pred porušitvijo. Porušitve so v našem primeru nastopile na dnu stene, oziroma na robu preklade v primeru lokalnih testov. Porušitve stenskih elementov, ki so bili obremenjevani kot nosilci, so se zgodile v spodnji natezni coni sten, kjer je prišlo do pretrga slojev desk, orientiranih v smeri razpona. Prispevek slojev, orientiranih pravokotno na razpon je bil v tem primeru zanemarljiv. Pri testih preklad nad okni je prihajalo do strižnih porušitev. Preklade so bile del homogene celote stene (odprtine za okna so bile izrezane iz polnih stenskih elementov) in na svojih skrajnih koncih togo momentno vpete. Najprej se je razvila strižna porušitev zunanjih slojev, ki so bili orientirani v smeri višine stene, tj. tudi smeri nanašanja obtežbe. Ker so ti sloji v tej smeri bistveno (30-krat) bolj togi od srednjega (orientiranega v smeri razpona preklade) se tako rekoč vsa obtežba prenese najprej na zunanje sloje in potem preko strižnega stika tudi na srednji sloj. Zunanji sloji imajo med seboj zlepljene tudi ozke stranice desk, in prenašajo obtežbo preko strižnega mehanizma vzporedno z vlakni desk. Kot posledica upogiba preklade se v zunanjih slojih pojavljajo tudi natezne napetosti pravokotno na vlakna, ki znižujejo strižno trdnost vzporedno z vlakni. Zunanji sloji odpovedo na robu preklad (ali na robu nanosa obtežbe), kjer je strižna sila največja. Večje lepljene površine med zunanjimi in srednjim slojem se v osrednjem območju preklad ne porušijo in prenašajo silo v srednji sloj, ki jo prevzema preko upogibnega mehanizma. Sila v prekladi po strižni porušitvi zunanjih slojev in prenosu na srednji sloj sicer pade.

7.1.2. Preiskave neutrjenih in utrjenih zidov iz nearmirane opečne zidovine

Naslednja serija preiskav so bili kvazistatični ciklični testi, izvedeni na nearmiranih opečnih zidovih pri konstantni vertikalni obtežbi 300 kN. Porušitev neutrjenega zidu je bila strižna s formacijo diagonalnih razpok. Zidove smo s CLT ploščami utrdili na več načinov; z epoksidnim lepilom (utrditev tipa A) ter mehanskimi veznimi sredstvi, ki smo jih sproti dopolnjevali (utrditve B, C in D). Mehanski stiki so bili pri začetnem testu preveč podajni v primerjavi z zelo togim zidom z nizko deformacijsko kapaciteto in

posledično neučinkoviti. Med potekom preiskav smo s popravki detajlov zmanjšali proste hode v stikih ter omogočili delovanje ojačitve že pri manjših deformacijah zidu. Meritve zdrsov v sklopih jeklenih spojev sicer kažejo podobne vrednosti za vse tipe utrditev (1–2 mm horizontalnega zdrsa). Vendar globalne meritve trdnosti ali deformacijske kapacitete utrjenih opečnih zidov (tipa C in D), obremenjenih v svoji ravnini, kažejo izboljšanje, ki je posledica izboljšanih stikov.

Zid, utrjen z nalepljeno ploščo (utrditev A), je dosegel 40 % večjo nosilnost, 58 % večji pomik na meji elastičnosti ter 34 % večji mejni pomik (idealizirane vrednosti, izračunane iz bilinearne ovojnice). Ker se je pomik na meji elastičnosti povečal več kot mejni pomik, je duktilnost tako utrjenega zidu sicer padla (za 20 %), ravno tako se je znižala efektivna togost (za 15 %). Po porušitvi stika med obložno ploščo in zidom (natezna porušitev opeke) je zid strižno odpovedal zaradi mehanizma diagonalnih razpok.

Obnašanje prvega zidu (utrditev B), kjer je bila obložna lesena plošča nanj pritrjena mehansko preko jeklenih čevljev, se tako rekoč ni razlikovalo v primerjavi z neutrjenim zidom. Jekleni čevlji so bili sidrani neposredno v opečni zid, in ne v AB vez ter temelj na vrhu in dnu zidu. Vendar utrditev ni imela učinka zaradi prevelikih prostih hodov v sistemu jeklenih čevljev med navojnimi palicami in pločevinami.

Pred naslednjim testom smo prilagodili jeklene pritrditvene čevlje. S pomočjo konusnih matic smo zmanjšali prosti hod med posameznimi deli jeklenega čevlja. Mehanska utrditev (tip C), pri kateri smo leseno ploščo sidrali v AB vez na vrhu zidu in AB temelj na dnu, ni dosegla povečanja nosilnosti. Zaradi manjšega pomika na meji elastičnosti se je povečala efektivna togost vzorca (za 11 %). Mejni pomik se je povečal za 97 %, duktilnost se je povečala za 125 %.

Pri zadnjem zidu kjer, je bila lesena plošča pritrjena mehansko (utrditev D), smo obložno ploščo spustili do AB temelja in spremenili spodnja dva jeklena čevlja v obliko L kotnikov s poševno uvrtnimi samovreznimi vijaki. Na zgornjih dveh čevljih (sidrana v AB vez na vrhu zidu) smo z ekspanzijskim poliuretanskim lepilom dodatno zatesnili stike med leseno ploščo in jeklenim čevljem. Nosilnost tako utrjenega zidu se je povečala za 31 %, pomik na meji elastičnosti se je povečal za 117 %. Posledično je sicer padla efektivna togost (za 40 %). Mejni pomik se je povečal za 165 %, duktilnost je narasla za 22 %.

Neutrjeni zid in utrditev tipa C ne dosegata mejnega zasuka, ki ga zahteva standard EN 1998-3 za nearmirano zidovje za stanje blizu porušitve (NC), posredno tudi stanje velikih poškodb (SD). Z ostalimi tipi utrditve omenjeni stanji izpolnimo oziroma presežemo; z utrditvijo A za 21 %, utrditvijo C za 79 % in utrditvijo D za 140 %.

Med neutrjenim in utrjenimi zidovi ni posebnih razlik v disipaciji energije (do odpovedi neutrjenega zidu) z izjemo utrditve z nalepljeno ojačitvijo, ki v prvem ciklu pri horizontalnem pomiku 10 mm disipira 80 % več od neutrjenega zidu. Skupna disipacija energije je seveda večja za utrjene zidove, ki odpovejo kasneje, pri večjih pomikih. Skupna količina, ki jo je disipiral neutrjen zid je do porušitve znašala 8500 J, skupna disipacija utrditve tipa D pa je znašala 19200 J. Po drugi strani pa je utrditev tipa D, ki sicer dosega največje izboljšanje mehanskih parametrov, z vidika relativne disipacije energije za približno 25 % slabša od ostalih zidov.

Vrednosti ekvivalentnih koeficientov viskoznega dušenja se za vse zidove gibljejo v povprečju med 0.1 in 0.17, nekoliko večje odstopanje je za utrditev tipa B (ξ do 0.23), v drugem ciklu tudi za utrditev A (ξ do 0.22) Upad koeficientov dušenja med 1. in 3. ciklom je do 30 %.

Upadanje normirane sekantne togosti glede na pomik normiran z maksimalnim pomikom, je najvišje za utrditev tipa D, upadanje normirane togosti za ostale tipe utrjenih zidov in neutrjen zid je zelo podobno. Redukcija nosilnosti 2. cikla v primerjavi s prvim je za vse utrjene zidove v povprečju 5 %, redukcija 3. cikla naraste do 10 %. Izjema je utrditev tipa A, ko po odpovedi lepljenega stika nosilnost v 3. ciklu pade za 34 %. Za neutrjen zid znaša padec nosilnosti v 2. in 3. ciklu do 10 %.

Poudariti moramo, da so bile posamezne vrste utrditve izvedene na enem preizkušancu. Ponovljivosti preiskav ni.

7.1.3. Preiskave spojev za pritrjevanje križno lepljenih lesenih plošč na objekte

Spoje, katere smo uporabljali za pritrjevanje ojačilnih CLT plošč na zidove, smo testirali tudi ločeno. Trostopenjski stik (les-čevelj, čevelj-pločevina, pločevina-zid), ki bi v praksi omogočal hitrejše pritrjevanje ojačilnih plošč na zgradbo, smo testirali v celoti, vendar smo ločeno merili pomike med posameznimi komponentami spoja. Spoj je bil idejno zasnovan z duktilnim kontrolnim stikom vendar smo slednjega med potekom preiskav spremenili v običajen enostrižni stik jeklenih palic in pločevine. Posledično smo izgubili precej duktilnosti. Nosilnost spoja je omejena z nosilnostjo strižnega stika srednjega dela spoja (čevelj-pločevina). V horizontalni smeri doseže 68 kN pri 8.9 mm pomika, v vertikalni pa 74 kN pri 5.8 mm pomika. Vsakega od spojev smo sicer testirali samo enkrat na enem vzorcu. Ponovljivosti ni, zato je pri uporabi eksperimentalnih rezultatov potrebna previdnost.

Trenutno večino potresne disipacije v spoju dobimo na stiku les-čevelj in čevelj-pločevina na katera odpade do 90 % celotne disipacije energije v spoju. Stik čevelj-pločevina v horizontalni smeri disipira 50 % celotne energije, v vertikalni pa 80 %. Stik čevelj-les pa v horizontalni smeri disipira do 50 % energije, v vertikalni do 8 %. Stik med pločevino in zidom je bolj tog in v povprečju sipa 10 % energije. Kumulativna količina energije, ki jo spoji sipajo, je na testu v povprečju znašala 2500 J, odstopal je vertikalni odziv spoja v betonu, ki je skupaj disipiral več kot 4100 J.

Rezultati testov kažejo, da je efektivna togost celotnega spoja (izvrednotena pri 2/3 največje sile) med 10 in 16 kN/mm ne glede na material (beton/opeka) in smeri obremenjevanja. Odstopa sicer spoj v opeki v vertikalni smeri. Togost segmenta les-čevelj je v povprečju najmanj 2.5-krat višja od togosti segmenta čevelj-pločevina (izjema je horizontalni spoj v betonu, kjer je bil segment les-čevelj ponovno uporabljen). Togost segmenta pločevina-zid pa je najmanj 3-krat višja od togosti segmenta čevelj-pločevina.

Rezultati testov spojev pokažejo, da ni bistvene razlike v odzivu zasnovanega spoja, če ga sidramo v polno opeko ali v vmesne spojnice, kot tudi ne, če ga pritrjujemo v armirani beton. Predvidevamo, da zaradi relativno debelih sidrskih navojnih palic, ki za vgradnjo zahtevajo večje luknje, nastane okoli palic čep iz epoksidnega lepila (ki ga uporabljamo za sidranje palic) večjega premera, ki nekoliko ublaži visoko koncentracijo sile, oziroma zmanjša lokalno napetost. Dejstvo je tudi, da je bil material, ki smo ga uporabljali v testih, še vedno močnejši v primerjavi z zidovi starih objektov, oziroma je bil primerljiv s sodobnim zidovjem.

Za celoten spoj smo izvrednotili ovojnice nosilnosti posameznih stikov, ki jih uporabljamo v simulacijah s končnimi elementi. Največja sila in pomik, ki ju celoten spoj doseže v posamezni smeri, sta podana zgoraj.

Na podlagi rezultatov testov spojev smo ocenili tudi nivo sile, ki se je predvidoma razvila v spojih utrjenih zidov. Za zid z utrditvijo tipa D smo glede na izmerjene zdrse med zidom in leseno ploščo v spojih v horizontalni smeri predvidoma dosegli silo do 55 kN sile. V vertikalni smeri smo nosilnost spojev izčrpali kar je potrdil tudi test, kjer so spoji na zgornji strani zidu odpovedali v navpični smeri.

7.1.4. Preiskave neutrjenih in utrjenih AB okvirjev z in brez opečih polnil

Preiskave dvoetažnega okvirja na potresni mizi so bile del večje serije preizkusov, ki je zajemala tudi nadgrajevanje te konstrukcije z različnimi tipi gradnje, in meritve odziva konstrukcije pri dinamičnih obtežbah. Geometrija zgradbe je bila obenem prilagojena robnim pogojem laboratorija (žerjavne proge, kapacitete mize itd.). Konstrukcija okvirja je bila projektirana v skladu posodobljenim pravilnikom o protipotresnem projektiranju (Pravilnik, 1981). Odstotek armiranja v prečkah je bil 1.5 % v stebrih pa

2 %. Stremena premera 8 mm so bila vgrajena na rastru 20 cm, v območju plastičnih členkov pa 10 cm. Zgradba je bila torej potresno odporna že sama po sebi.

V testni konstrukciji je sicer prihajalo do variacij trdnosti uporabljenega betona (predpisan je bil C20/25) ter pomanjkljivega zgoščanja agregata.

AB okvir smo preizkušali zgolj v elastičnem območju obnašanja materiala, saj ga zaradi protokola celotne serije testov nismo smeli poškodovati. Utrjen okvir je imel ojačilne plošče pritrjene zgolj v pritlični etaži. Kasneje je bil okvir v eni smeri pozidan z opečnimi polnili. Ponovili smo serijo testov brez in z nameščenimi lesenimi ploščami z nizkimi intenzitetami pospeškov mize (do 0.025 g), potem pa smo nadaljevali z bolj intenzivnimi obtežbami.

Preko potresne mize smo v konstrukcijo AB okvirja z opečnimi polnili vnašali modificiran akcelerogram Landers, dopolnjen tako, da je čim bolj enakomerno pokrival nihajne čase med 0.25 in 1.25 s elastičnega spektra. Tako se konstrukcije kljub poškodbam in spremembam lastnih frekvenc še vedno enako intenzivno odzivajo na obremenitve. Intenziteto potresa smo povečevali po korakih; 0.25 g, 0.50 g in 0.75 g. Po vsakem potresu smo s pomočjo sinusoidnega vzbujanja (*sweep test*) izmerili tudi nihajne dobe konstrukcije. Pri pospešku tal 0.75 g so začele nastajati večje poškodbe na opečnem polnilu. Slednje se je oddvojilo od AB okvirja, začeli so se drobiti votlaki polnila. Ne tem mestu smo testiranje neutrjene konstrukcije prekinili, namestili ojačilne plošče in ponovno vnašali isti potres s stopnjujočimi se intenzitetami. Lesene plošče smo na osnovno konstrukcijo pripeli v vogalih zgradbe. Spojev nismo posebej dimenzionirali, uporabili smo enak koncept spoja, kot je bil eksperimentalno preizkušen.

Nihajne dobe objekta so se po namestitvi lesenih plošč vrnile na enake vrednosti kot pred poškodbami (pred začetkom testov 0.144 s, po koncu testiranja osnovne konstrukcije in poškodbah 0.337 s, po utrditvi 0.161 s, na koncu testiranja utrjene konstrukcije 0.177 s). Silo, ki se je v neutrjenem objektu prenašala na polnila, so tako nase prevzele lesene plošče. Zaradi omejitev potresne mize intenzitete potresa nismo povečevali nad 0.75 g, smo pa isti potres ponovili večkrat. Novih poškodb na konstrukciji tako rekoč ni bilo, nihajne dobe so se zmanjševale počasi. Zaradi sistema utrjevanja, ki povečuje togost konstrukcije, posledično pa tudi sile, so nastajale razpoke v temeljih okoli mest kjer smo pripenjali ojačilne plošče. To je bilo sicer pričakovano, vendar nas je ponovno opozorilo na pomembnost sidranja ojačilnih elementov. Če obstoječi temelji ne zadoščajo, je pri sanaciji zgradb potrebno izvesti nove ali utrditi obstoječe.

Konstrukcija je pred namestitvijo ojačilnih lesenih plošč zaradi poškodbe opečnih polnil na eni strani razvila precejšnjo torzijsko podajnost. Razlika med izmerjenimi pomiki na eni in drugi strani zgradbe je znašala 60 %. Po namestitvi lesenih plošč je razlika v pomikih pri prvem potresu s pospeškom 0.75 g znašala 18 %, pri drugem (in obenem tudi končnem) pa 28 %.

Izmerjena amplifikacija pospeškov temeljnih tal je na vrhu osnovne konstrukcije pri potresu z 0.75 g znašala 2.4. Pri konstrukciji z nameščenimi lesenimi ploščami pa 2.3.

Na podlagi rezultatov testov mehanskih spojev smo ocenili intenziteto sil v spojih med lesenimi ploščami in preizkušeno konstrukcijo. Iz meritev zdrsov med konstrukcijo in lesenimi ploščami (merjenih le na določenih mestih) so sile v spojih znašale med 16 in 40 kN.

Ojačilne plošče smo na konstrukcijo (ob predhodno pritrjenih jeklenih ploščah) namestili v približno eni uri, zasnova tristopenjskega spoja je bila z vidika hitrosti montaže učinkovita.

7.2 Rezultati numeričnih modelov in primerjava z eksperimentalnimi rezultati

7.2.1. Numerični modeli križno lepljenih lesenih plošč, obremenjenih v ravnini

V sklopu testov križno lepljenih lesenih sten smo definirali modela končnih elementov, s katerima lahko opišemo obnašanje plošč pri obremenjevanju v njihovi ravnini. Eden od modelov je bolj kompleksen, drugi pa je poenostavljen in uporablja princip homogenizacije sestavljenih ortotropnih prereзов. Pri

prvem modelu izkoristimo možnost programa SAP2000, ki omogoča definiranje ploskovnih slojevitih elementov, kjer se lastnosti in orientacije posameznih slojev poljubno spreminjajo. V našem primeru se vse lastnosti definirajo z istim materialom, spreminja pa se njihova orientacija. Uporabili smo karakteristike lesa trdnostnega razreda C24 (definiran po standardih EN 338, 2003 in DIN 1052, 2004), dopolnili smo ga s podatki za Poissonove količnike iz literature, ki jih standard ne vsebuje vendar pa so potrebni za definiranje ortotropnega materiala, kakršen je les.

Drugi model, s katerim opišemo obnašanje križno lepljenih plošč v ravnini, pa definiramo s homogenizacijo, za katero uporabimo redukcijske faktorje, kot jih definirata Blass in Fellmoser (2007). S faktorji reduciramo tlačno in natezno togost plošč v posameznih smereh slojev. Pri računu homogenizacije upoštevamo samo razliko v elastičnih moduli pravokotno na in vzporedno z vlakni. Strižni modul ohranjamo enak tudi za homogeniziran prerez. Celotno obnašanje materiala za poenostavljen model lahko opišemo z dvema elastičnima moduloma (v smeri dolžine in višine stene) ter enim strižnim modulom.

S tako definiranimi numeričnima modeloma simuliramo obnašanje preizkušanih sten; stenastih nosilcev z dvema odprtinama in togo vpeto momentno preklado nad vsako od odprtin (višjo in nižjo preklado). Ugotovimo, da je obnašanje različnih numeričnih modelov podobno. Tudi ujemanje numeričnih rezultatov z eksperimentalnimi je dobro; predvsem na spodnjem robu stene, kjer smo pomike merili z induktivnimi merilci, deformacije pa z daljšimi merilnimi lističi, so razlike med meritvijo in računalniškim modelom do 10 %. Meritve deformacij na spodnjih straneh preklad se od izračunanih vrednosti razlikujejo do 36 %. Meritve deformacij v lesu so v splošnem podvržene lokalnim nepravilnostim (bližina grč, variacija gostote posameznih lamel itd.), zato tudi večja odstopanja meritev niso nepričakovana. Najbolj zanesljive so meritve pomikov induktivnih merilcev pomikov, kjer je odziv bolj konsistenten. Razlika med izmerjenimi in izračunanimi pomiki preklad nad okni znaša 3–15 %. Metoda s homogenizacijo prereza daje za 3 % večje pomike v primerjavi z metodo, kjer simuliramo individualne sloje. Ujemanje meritev kratkih merilnih lističev (rozet), ki so bile nameščene na zunanjih straneh sten, je slabo. Zanesljivost meritev deformacij na teh mestih je sicer vprašljiva, saj so bile izvedene na zelo kratki dolžini (3 mm), material na katerega so nameščene, pa je nehomogen.

Nosilnost elementov izračunamo ob predpostavki omejitve napetosti v lesu. Izhajamo iz standardnih trdnosti za masiven les C24 (lamele, ki sestavljajo plošče). Za stenast nosilec izračunamo, da bo odpovedal v upogibu na dnu stene, kar so pokazali tudi eksperimenti. Vendar je obremenitev pri testu, ko lesena stena odpove, za 1.65-krat višja od izračunane. Ker uporabljamo v računu karakteristične trdnosti, je odstopanje pričakovano, saj so pri lesu te precej manjše od povprečnih trdnosti (tudi za faktor 2). Za obe prekladi nad okni pa izračunamo, da se bosta porušili v upogibu, čeprav dejansko odpovesta v strigu. Pri testu je v zunanjih slojih, ki so usmerjeni prečno glede na razpon preklade prihajalo tudi do nateznih napetosti pravokotno na vlakna. Te pa zmanjšujejo strižno trdnost vzporedno z vlakni, česar z izbranimi končnimi elementi ne moremo simulirati. Ne glede na rušni mehanizem pa je bila dejanska nosilnost preklade v primerjavi z izračunom za 1.85- in 1.45-krat večja za nižjo in višjo preklado. Zato izračun nosilnosti križno lepljenih lesenih plošč tudi v nadaljnjih modelih baziramo na omejevanju napetosti v teh ploščah in standardnih trdnostih, ki nam zagotavljajo rezervo v nosilnosti.

Ugotovimo, da oba izbrana numerična modela (individualni sloji in homogenizacija) zadovoljivo opišeta elastično obnašanje križno lepljenih lesenih plošč pri obremenjevanju v ravnini. V nadaljevanju numeričnih simulacij pa uporabljamo bolj enostaven homogeniziran pristop.

7.2.2. Numerični modeli nearmirane opečne zidovine z in brez ojačilnih plošč

Za simulacijo obnašanja zidov iz nearmirane opečne zidovine, obremenjenih v ravnini, smo izbrali sistem nadomestnega okvirja s plastičnimi členki. Definirali smo upogibne in strižne mehanizme (pri izračunu smo upoštevali trdnosti, dobljene iz eksperimentalnih rezultatov, in priporočila Evrokoda 6),

odziv merodajnega mehanizma pa modelirali z upogibnimi plastičnimi členki na koncih zidu. Izračun neutrjenega elementa je potrdil rezultate eksperimentov, tj. formiranje strižnega mehanizma z nastankom diagonalnih razpok. Razlika med izračunano nosilnostjo tega mehanizma in idealizirano nosilnostjo izvedena iz eksperimentalnih rezultatov, je manj kot 3 %. Izračunana togost zidu se ob upoštevanju izmerjenih elastičnih in strižnih modulov sicer ne ujema z izmerjeno (3-krat nižja) vendar slednje pripisujemo robnim pogojem vnosa vertikalne sile na zgornji strani zidu. Testi drugih avtorjev (Tomažević, 2011) z enakimi zidovi in robnimi pogoji, vendar drugačnim načinom vnosa vertikalne sile na vrhu, namreč izkazujejo nižjo izmerjeno togost (2.75-krat nižjo) v primerjavi z našo izračunano togostjo. Ovojnico odziva testnega zidu, ki jo uporabimo v simulaciji z dinamično analizo, zato izvedemo prilagojenimi (višjimi) elastičnimi moduli, ki bi v skladu z napotki Evrokoda 6 tudi lahko ustrezali zidovini z izmerjeno trdnostjo.

V dinamičnem modelu (nadomestni okvir s koncentrirano plastičnostjo) plastičnim členkom tipa *pivot* (SAP 2000) prilagodimo robne pogoje tako, da čim bolj dosledno zajamejo potek in zoževanje histereznih zank iz eksperimentalne meritve. Z modelom sicer ne moremo eksplicitno zajeti upadanja togosti pri ponavljajočih se ciklih. Vendar kljub določenim pomanjkljivostim z modelom dobro ujamemo obnašanje neutrjenega zidu. Razlika disipirane energije med modelom in meritvijo se stabilizira od horizontalnega pomika 1 mm naprej, v celoti pa model disipira 1 % več energije.

V numeričnem modelu utrjenega zidu ojačilno ploščo modeliramo s ploskovnimi končnimi elementi (bolj podrobno pojasnjenimi v poglavjih 4.2 in 7.2.1), spoje pa z nelinearnimi vzmetmi. Vzmetem pripišemo nelinearni odziv glede na idealizirano ovojnico spoja dobljeno iz eksperimentalnih meritev. Ravno tako uporabimo *pivot* tip histereze, vendar obnašanja spojev simuliramo nekoliko slabše. Odstopanje med meritvami in numeričnim odzivom je večje, razlika v energiji, ki jo disipira model spoja za horizontalno smer odziva znaša 7 %, za vertikalno pa 8 %. Nadomestni okvir zidu povežemo s ploskovnim modelom lesene plošče v vogalih. Odziv matematičnega modela utrjenega zidu se v povprečju zopet ujema bolje, vendar se v zadnjem koraku disipacija pri eksperimentu precej poveča. Do horizontalnega pomika 15 mm je razlika v disipaciji manj kot 7 %, v zadnjem ciklu pri horizontalnem pomiku 20 mm pa se poveča na 16.5 %.

Analizirali smo tudi večjo steno (dolžine 9.1 m in višine 6.5 m) iz nearmirane zidovine, ki je del fiktivne dvoetažne zgradbe, s pričakovanim pospeškom temeljnih tal 0.25 g za potrese s pričakovano povratno dobo 475 let. Z inkrementalno dinamično in potisno analizo smo primerjali potresno odpornost neutrjene in utrjene stene. Steno smo analizirali z ravninskim 2D modelom. Za modeliranje zidane stene smo uporabili enake predpostavke kot za opisane zgoraj, tj. nadomestni okvir s koncentrirano plastičnostjo (rotacijski plastični členki v stenah in strižni členki v nadokenskih elementih), nosilnost elementov smo izračunali na podlagi izbranih materialnih karakteristik. Ugotovili smo, da neutrjena zgradba sicer izpolnjuje kriterije za mejno stanje večjih poškodb (SD), ne izpolnjuje pa zahtev za šibkejša potresa (DL, mejno stanje omejevanja poškodb) in za stanje na meji porušitve (NC), tj. za močnejša potresa (s pričakovano povratno dobo 2475 let). V numerični model smo dodali vpliv ojačilnih lesenih plošč, ki so modelirani tako kot je opisano v prejšnjem odstavku za vzorčne zidove. Lesene plošče modeliramo s ploskovnimi elementi, spoje pa z nelinearnimi vzmetmi, odziv vzmeti je povzet po eksperimentalnih rezultatih. Lesene plošče na osnovno konstrukcijo pritrdimo v nivoju medetaž (v modelu predpostavimo togo medetažo) z desetimi pritrditvenimi čevlji (na medsebojnih razdaljah 1.0 m). Analiza pokaže, da bi utrjena zidana stena izpolnila kriterije za vsa mejna stanja (DL, SD in NC). Za potres s pričakovano povratno dobo 2475 let (0.425 g) utrjena konstrukcija izpolnjuje tudi kriterij poškodovanosti za projektni potres s pričakovano povratno dobo 475 let (0.25 g). Poškodbe za stanje med SD in NC razvije eden od medokenskih slopov v pritličju, ostali elementi ostajajo v stanju med DL in SD. Izkoriščenost lesenih plošč pri pospešku temeljnih tal 0.425 g je 30-%, izkoriščenost mehanskih spojev med ploščami in objektom pa 44-%. Utrditev sicer povzroči povečanje horizontalne potresne sile (iz 284 kN na 420 kN pri pospešku tal 0.25 g).

7.2.3. Numerični modeli AB okvirjev z in brez opečnih polnil ter z in brez ojačilnih plošč

Simulacije AB okvirjev z in brez opečnih polnil smo izvedli z modeli linijskih elementov s koncentrirano plastičnostjo v upogibnih členkih na koncih elementov. Rotacijske kapacitet členkov smo izračunali ob predpostavki objetega betona (po EN 1992-1-1), dolžine plastičnih členkov pa po EN 1998-2 (in ne po EN 1998-3, ki rezultira v zelo dolgih členkih). Plastično ovojnico odziva polnila smo izračunali na podlagi priporočil literature (Celarec, 2012, Tomaževič, 2009) ob poznavanju določenih materialnih karakteristik. Elastične togosti AB elementov smo izračunali na podlagi rezultatov tlačnih trdnosti betona vzorčnega objekta (določitev elastičnih modulov v skladu z EN 1992-1-1). Da smo ujeli izmerjene nihajne dobe preizkušane zgradbe, pa je bilo treba togosti AB elementov razpoloviti, kljub temu da se je zgradba sprva testirala pri nizkih pospeških ($< 0.025 \text{ g}$) v elastičnem stanju. Enako velja za elastične togosti polnil, ki smo jim osnovno togost določili v skladu s priporočili Evrokoda 6, vendar smo togost nato prepolovili, da smo bolje ujeli odziv testiranega objekta. Lesene ojačilne plošče v numeričnem modelu utrjene konstrukcije (tako kot pri predhodnih modelih utrjevanja zidanih elementov) smo modelirali s ploskovnimi končnimi elementi (in homogenizacijo prereza), spoje pa z nelinearnimi vzmetmi, katerih odziv smo povzeli po eksperimentalnih preizkusih. Lesene plošče smo na AB konstrukcijo pritrdili v vogalih lesenih plošč, tj. vsako ploščo s štirimi veznimi elementi, ki so bili sidrani v vogalih AB okvirja.

Z inkrementalno dinamično ter potisno analizo smo izračunali potresno odpornost AB okvirja in AB okvirja s polnili, z ali brez vgrajenih lesenih ojačilnih plošč. Izbrana osnovna konstrukcija je bila že v osnovi projektirana kot potresno odporna (v skladu z zahtevami posodobljenega pravilnika iz leta 1981). Prvi element osnovnega AB okvirja bi prešel v stanje med DL in SD pri pospešku tal 0.48 g , kar na območju Slovenije pomeni potres s pričakovano povratno dobo 2475 let (na tipu tal vrste A), okvir s polnili pa pri 0.80 g . Prispevka ojačilnih plošč zato nismo ocenjevali z vidika absolutnega povečanja pospeška, ki bi ga konstrukcija lahko prenesla, pač pa smo primerjali poškodovanost osnovne in utrjene konstrukcije pri pospeških, ko neutrjena konstrukcija doseže določeno mejno stanje. Za osnovni AB okvir, ki bi imel nameščene lesene ojačilne plošče, izračunamo, da bi ostal nepoškodovan pri pospešku tal, ko bi neutrjen okvir prešel v stanje med DL in SD (0.48 g) kot tudi stanje med SD in NC (1.37 g). Okvir z opečnimi polnili pa bi v kombinaciji z ojačitvijo ostal nepoškodovan, ko bi polnilo prešlo v stanje med DL in SD (pri 0.80 g). Ko bi polnilo neutrjenega okvirja doseglo stanje med SD in NC (1.29 g) pa bi bilo polnilo v utrjeni konstrukciji manj poškodovano, doseglo bi stanje med DL in SD. Sami elementi AB okvirja s polnili pa bi ostali nepoškodovani tudi, ko bi pri neutrjeni konstrukciji dosegli stanje med SD in NC (pri 1.50 g). V tem trenutku bi dosegli tudi omejitev utrditve, saj sile v spojih med konstrukcijo in lesenimi ploščami pri takšnem pospešku temeljnih tal dosežejo svojo končno nosilnost. Izkoriščenost lesenih plošč je v istem trenutku 37% .

7.3 Omejitve sistema utrjevanja s križno lepljenim lesenimi ploščami

V preiskavah, ki smo jih izvedli v okviru naloge, smo prikazali, da bi bilo s križno lepljenimi lesenimi ploščami možno izboljšati potresno obnašanje določenih konstrukcij. Vendar obstaja več omejujočih faktorjev, ki jih moramo izpostaviti. Eksperimentalne preiskave nearmirane opečne zidovine smo izvedli na majhnem številu vzorcev, obenem pa smo sistem mehanskih pritrditev med testiranjem še dopolnjevali. Ponovljivosti vzorcev, ki so pokazali izboljšano potresno nosilnost ni. Enako velja za eksperimentalne teste mehanskih stikov, ki smo jih med potekom testov ravno tako dopolnjevali. Nosilnost stikov, ki jih upoštevamo v numeričnih simulacijah objektov v nalogi tako bazira na zelo omejenem številu vzorcev in na dejanskih izmerjenih vrednostih, brez upoštevanja raztrosa nosilnosti ali varnostnih faktorjev. Armiranobetonski okvir (z in brez polnil), ki je bil eksperimentalno preizkušen na potresni mizi, je imel že v osnovi visoko potresno odpornost (dobro armiran, majhna zgradba, majhna masa). Numerične

simulacije te konstrukcije so pokazale, da bi se pri zelo visokih pospeških tal osnovna zgradba manj poškodovala, če bi bila dodatno utrjena z lesenimi ploščami. Vendar analizirana konstrukcija ni merodajen predstavnik dejanskih objektov, ki so večji in težji ter imajo manjšo osnovno potresno odpornost. Delež utrditve je bil velik glede na dejanski objekt.

S sistemom, ki smo ga razvili in analizirali v okviru naloge, smo sicer pokazali, da obstaja možnost povečanja potresne odpornosti zidanih ter armiranobetonskih objektov z uporabo zunanjih oblog iz CLT plošč. Vendar sistem ni bil razvit do komercialne stopnje, do koder so potrebne še nadaljnje numerične analize in eksperimentalne preiskave.

7.4 Prispevek k znanosti

Glavne ugotovitve in prispevki naloge so:

- Križno lepljene lesene (CLT) plošče, ki jih obremenjujemo v ravnini, lahko prenašajo obtežbo kot stenasti nosilci tudi, če so v njih izrezane večje odprtine. Obnašanje plošč pri obremenjevanju v ravnini je tako rekoč elastično vse do porušitve. Mehanizem porušitve je odvisen od usmeritve slojev v steni oziroma njenem delu (prekladi, parapetu, slopu).
- Simulacije obnašanja CLT plošč v ravnini izvedemo z dvema različnima pristopoma; modeliranjem plošče z večslojnimi ploskovnimi elementi, kjer se vsak sloj in njegova orientacija določata individualno, ter metodo s homogenizacijo prereza kjer ploščam določimo togost in trdnost za vsako od glavnih smeri v ravnini. Ugotavljamo, da se rezultati obeh numeričnih modelov zadovoljivo ujemajo z eksperimentalnimi vrednostmi tudi, če za elastične module lesa upoštevamo vrednosti, ki jih podaja standard, saj so odstopanja izmerjenih in izračunanih pomikov med 3 in 15 %.
- Ugotovimo, da se rezultati modela s končnimi elementi, kjer modeliramo sloje CLT plošč ločeno, in modela s homogeniziranim prerezom razlikujejo za 4 do 9 %.
- Iz rezultatov testov zidov iz nearmirane opečne zidovine ugotovimo, da je v primerjavi z neutrenjenim vzorcem zid, ki je imel ojačitev iz CLT plošč nalepljeno na eno stranico, dosegel 40 % višjo nosilnost, 58 % večji pomik na meji elastičnosti in 34 % večji mejni pomik. Pri zidovih z mehansko pritrjeno ojačitvijo smo dosegli največje povečanje nosilnosti za 31 %, pomik na meji elastičnosti za 117 % in mejni pomik za 165 %.
- Na podlagi rezultatov testiranja v nalogi razvitih jeklenih čevljev, s katerimi CLT plošče pritrjujemo na konstrukcijo, določimo idealizirani ovojnci stika (pomik-sila) v horizontalni in vertikalni smeri, izračunamo razmerja togosti in disipacije energije posameznih segmentov spoja. Ugotovimo, da večina disipacije energije (50–80 %) izhaja iz srednjega dela spoja (stik čevljev-pločevina). Druga dva dela spoja (les-čevljev in pločevina-zid) sta 2.5-krat bolj toga od srednjega dela spoja. Rezultati testov kažejo, da ni posebnih razlik, če jekleno pločevino sidramo v opeko, spojnico ali beton. Vendar moramo opozoriti, da je bila uporabljena zidovina kakovostna v primerjavi s šibkim starim zidovjem.
- V programu SAP 2000 sestavimo nelinearni dinamični model, s katerim simuliramo obnašanje preizkušanih neutrenjenega in utrjenega zidu. Z modelom lahko sledimo upadanju nosilnosti in togosti preizkušancev ter disipaciji energije neutrenjenega in utrjenega sistema. Izdelamo tudi model stene (obremenjene v ravnini), ki predstavlja del dvoetažne stavbe iz nearmirane opečne zidovine. Na model stene, ki ne izpolnjuje kriterijev za mejni stanji DL in NC, namestimo ojačitev iz CLT plošč. S tako utrjeno steno izpolnimo vse zahtevane kriterije (DL, SD in NC), dodatno pa omejimo poškodbe stene pri pospešku tal s pričakovano povratno dobo 2475 let (0.425 g). V tem primeru je izkoriščenost CLT plošč 30-%, izkoriščenost spojev pa 44-%.

- Na podlagi rezultatov testov AB okvirja in okvirja z opečnimi polnili, ki sta bila preizkušena na potresni mizi (in sta sicer potresno odporna), ugotovimo, da dodatne lesene plošče, sidrane v osnovni objekt na nivoju medetaž, prispevajo k dvigu togosti konstrukcije. Iz vrednosti izmerjenih nihajnih dob zgradbe pa ugotovimo, da se pri že poškodovanem AB okviru z opečnimi polnili po namestitvi ojačilnih plošč togost konstrukcije povrne v prvotno stanje. Z namestitvijo lesenih plošč smo zmanjšali tudi torzijsko podajnost zgradbe, razlike v pomikih stranic konstrukcije so se zmanjšale s 60 % na 18 % in so do konca testiranja narasle na 25%. Novih poškodb na osnovni konstrukciji po namestitvi CLT plošč nismo zaznali.
- V programu SAP 2000 smo sestavili modela testiranih AB okvirja in okvirja s polnilom. Na podlagi rezultatov potresne ter inkrementalne dinamične analize smo primerjali poškodovanost neutrenjenih in utrjenih konstrukcij. Matematični modeli pokažejo, da bi bile poškodbe izbranih zgradb pri enakem nivoju pospeškov temeljnih tal z nameščeno utrditvijo manjše. Ko poškodovanost elementov modela osnovnega AB okvirja doseže mejno stanje med SD in NC, ostajajo elementi modela z ojačilnimi ploščami nepoškodovani. Model AB okvirja s polnilom pa pokaže, da ko polnilo neutrene konstrukcije doseže mejno stanje med SD in NC, polnilo utrjenega modela ostaja še v mejnem stanju med DL in SD. Pri izbranem številu spojev med CLT ploščo in konstrukcijo dosežejo spoji največjo nosilnost pri pospešku tal 1.50 g, izkoriščenost polnil pa je takrat 37-%.
- Ojačilne plošče smo na dvoetažno zgradbo AB okvirja (testiranega na potresni mizi) s pomočjo razvitih stikov pritrdili v eni uri.
- Sistem utrjevanja s CLT ploščami poveča celotno projektno potresno silo in povzroča dodatne obremenitve obstoječih temeljev, kar pokažejo tako numerične simulacije kot rezultati eksperimentov (razpoke temeljev ob mestih sidranja).
- Ojačilne plošče in osnovna konstrukcija, ki jo utrjujemo s CLT ploščami, sidranimi v medetažo, sodelujeta skupaj do odpovedi mehanskih spojev med ploščami in zgradbo.

7.5 Skladnost s hipotezo naloge

Glavna hipoteza naloge je bila, da lahko z ovojem iz križno lepljenih lesenih plošč, ki ga pritrdimo ob zunanjo stran nosilnih konstrukcijskih elementov, izbranim tipom konstrukcij povečamo potresno odpornost. Za sistem, ki je bil razvit v okviru naloge smo na izbranih primerih prikazali, da lahko prispeva k dvigu potresne odpornosti in k zmanjševanju poškodb konstrukcije pri potresu. Primeri izbranih konstrukcij so bili enostavni, masa objektov ni bila velika, delež utrditve glede na dejanski objekt je bil velik. Za večje in težje zgradbe sistem ni bil preverjen, zato njegove širše in splošne uporabnosti ne moremo potrditi.

7.6 Napotki za nadaljnje delo

Za sistem utrjevanja s križno lepljenimi lesenimi ploščami je potrebno v bodoče razviti oziroma posodobiti stike, ki bodo omogočali večjo nosilnost in večjo deformacijsko kapaciteto spoja. Preveriti je treba učinkovitost sidranja v nearmirano opečno zidovje slabše kakovosti. Preveriti je treba možnost uporabe in obnašanje sistema pri izvenravninskem obnašanju zidov. Sistem utrjevanja je treba numerično simulirati na bolj reprezentativnih predstavnikih stavb, tj. večjih zgradbah, z več etažami, večjo površino in večjo maso, kjer bo delež utrditve manjši, kot je bil pri doslej izvedenih analizah. Potrebno je razviti module za izračun nosilnosti stikov in postopke projektiranja ali oceno potresne odpornosti objektov.

Ta stran je namenoma prazna.

VIRI

- Abrahamson, N.A. 1992. Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, Vol. 63, No. 1: p. 30.
- Abrams, D.P., Lynch, J. M. 2001. Flexural behavior of retrofitted masonry piers, KEERC-MAE Joint Seminar on Risk Mitigation for Regions of Moderate Seismicity, Illinois, USA.
- Alam, M.S., Nehdi, M., Amanat, K. M. 2009. Modelling and analysis of retrofitted and un-retrofitted masonry-infilled RC frames under in-plane lateral loading. *Structure and Infrastructure Engineering* 5(2): 71-90
- American Society of Civil Engineers 41/06. 2007. Seismic rehabilitation of existing buildings. American Society of Civil Engineers: 411 str.
- Bahmani, P., van de Lindt, J., Gershfeld, M., Mochizuki, G., Pryor, S., Rammer, D. 2014. Experimental Seismic Behavior of a Full-Scale Four-Story Soft-Story Wood-Frame Building with Retrofits. I: Building Design, Retrofit Methodology, and Numerical Validation. *Journal of Structural Engineering*, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001207, E4014003
- Belmouden, Y., Lestuzzi, P. 2009. An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings. *Constr Building Mater*, 23(1): str. 40–53.
- Benedetti, D., Tomažević, M. 1984. Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura. *Ingegneria Sismica*, 1(0): str. 9–16.
- Bhattacharya, S., Nayak, S., Dutta, S. 2013. A critical review of retrofitting methods for unreinforced masonry structures. *International Journal of Disaster Risk Reduction*: 51-67
- Bilham, R., 2004. Urban earthquake fatalities – a safer world or worse to come? *Seismological Research Letters*, November/December 2004, v. 75: p. 706-712.
- Blass, H.J. 2010. Expert opinion on C13 – Berlin and amendments to Z-9.1-559 of 02.03.2010, Universitätsverlag Karlsruhe.
- Blass, H.J., Fellmoser, P. 2004. Design of solid wood panels with cross layers. 8th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2004, June 14-17, Lahti, Finland: 543-548.
- Blass, H.J., Uibel, T. 2007. Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz. *Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen 2007*, Universitätsverlag Karlsruhe.
- Bodig, J., Jayne, B. 1982. *Mechanics of Wood and Wood Composites*. Van Nostrand Reinhold, New York, USA.
- Bosiljkov, V., D'ayala, D., Novelli, V. 2015. Evaluation of uncertainties in determining the seismic vulnerability of historic masonry buildings in Slovenia: use of macro-element and structural element modelling. *Bulletin of earthquake engineering*, ISSN 1570-761X, 2015, letn. 13, št. 1: str. 311-329, ilustr., doi: 10.1007/s10518-014-9652-7.

- Bosiljkov, V., Page, A. W., Bokan-Bosiljkov, V., Žarnić, R. 2010. Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls. *Struct. Control Health Monit*, 17: str. 100–118.
- Bousselham, A. 2010. State of research on seismic retrofit of RC beam-column joints with externally bonded FRP. *Journal of Composites for Construction*, 14(1):49-61
- Brandtner, R., Flatschner, G., Ringhofer, A., Schickhofer, G., Thiel, A. 2015. Cross Laminated timber (CLT) – Overview and Development. COST FP 1004, final meeting, 15.4.-17.4.2015, Lisbon, Portugal.
- Bruneau, M. 2002. Building damage from the Marmara, Turkey earthquake of August 17. 1999. *Journal of Seismology*, 6(3):357-377. DOI 10.1023/A:1020035425531
- Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S. 2009. In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthquake Engng Struct Dyn*, 38: str. 243–267.
- Ceccotti, A. 2008. New technologies for construction of medium-rise buildings in seismic regions: the XLAM case. *IABSE Structural Engineering International, Special Edition on Tall Timber Buildings 2008* 18(2):156-165.
- Ceccotti, A., Follesa, M., Lauriola, M.P., Sandhaas, C., Minowa, C., Kawai, N., Yasumura, M. 2006. Which seismic behaviour factor for multi-storey buildings made of cross-laminated wooden panels? Meeting 39 of the Working Commission W18-Timber Structures, CIB; 2006, Florence (Italy), August 28-31, 8 pp.
- Ceccotti, A., Sandhaas, C., Okabe, M., Yasumura, M., Minowa, C., Kawai, N. 2013. SOFIE project – 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(13):2003-2021, DOI: 10.1002/eqe.2309.
- Ceccotti, A., Sandhaas, C. 2010. A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor q of timber buildings. *Proceedings world conference on timber engineering WCTE 2010* (pp. 1-11). Trento, Italy: CNR-IVALSA.
- Celarec, D., Ricci, P., Dolšek, M. 2011. The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames. *Engineering structures* 35 (2012): 165-177.
- Chopra, A.K. 1995. *Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall; 1995.
- Computers & Structures Inc. SAP2000 – Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Computers & Structures Inc.: Berkeley, CA, 2000.
- D'Ayala, D. 2013. Unreinforced brick masonry construction. WHE housing report. World Housing Encyclopedia, a joint project by Earthquake Engineering Research Institute EERI and International Association for Earthquake Engineering IAEE, Oakland, California, USA
- De Matteis, G., Brando, G., Mazzolani, F. M., Panico, S., Formisano, A. 2007. Metal shear panels for seismic protection of framed structures, *Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture* Università degli Studi di Salerno – Consorzio ReLUIS, 12-13 Febbraio 2007

de Voogt, S. 2015. NAM biedt Groningers excuses aan voor aardbevingen. (<http://www.nrc.nl/nieuws/2015/04/21/nam-biedt-excuses-aan-voor-aardbevingen/>)

DIN 1052:2008 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine emessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.

Dizhur, D. 2013. Performance of masonry buildings in the Canterbury earthquakes and corresponding strengthening using NSM CFRP strips. Dissertation, University of Auckland, New Zealand

Dolce, M., Martinelli, A. 2005. Inventario e vulnerabilità degli edifici pubblici e strategici dell'Italia centro-meridionale, Vol. I - Caratteristiche tipologiche degli edifici per l'Istruzione e la Sanità. INGV/GNDT-Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia / Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, L'Aquila

Dolšek, M., Fajfar, P. 2004. Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. Earthquake engineering and structural dynamics; 33:1395-1416 (DOI: 10.1002/eqe.410).

Dolšek, M., Fajfar, P. 2004. Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. Earthquake engineering and structural dynamics; 34:49-66 (DOI: 10.1002/eqe.411).

Dolšek, M., Fajfar, P. 2008. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. Eng Struct 2008;30(7):1991–2001.

Dujic, B., Klobcar, S., Zarnic, R. 2005. Influence of openings on shear capacity of wooden walls. Research report, 2005, University of Ljubljana and CBD Contemporary Building Design Ltd, Slovenia.

Earthquake Engineering Research Institute EERI. 2006. At risk: the seismic performance of reinforced concrete frame buildings with masonry infill walls. A tutorial developed by a committee of the World Housing Encyclopedia, a project of the EERI and the International Association for Earthquake Engineering. EERI Publication Number WHE-2006-03. Oakland, California, USA

Elgawady, M. 2004. Seismic in-plane behaviour of URM walls upgraded with composites. Dissertation, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland

ElGawady, M., Lestuzzi, P., Badoux, M. 2004. A review of conventional seismic retrofitting techniques for URM

Erdik, M. 2003. Earthquake Vulnerability of Buildings and a Mitigation Strategy: Case of Istanbul. WBI Workshop, Istanbul, April 28-May 2 (2003).

European Committee for Standardization (CEN). EN 12512 – Timber structures – Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners; 2001, Brussels, Belgium.

European Committee for Standardization (CEN). EN 338:2003. Structural timber. Strength classes

European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings; 2002, Brussels, Belgium.

European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1995-1-1; Brussels, 2004.

European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. EN 1998-3; Brussels, 2005

European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1; Brussels, 2003.

Fajfar, P. 2000. A Nonlinear Analyses Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3: 573-592, August 2000.

Fajfar, P., Gasperic, P. 1996. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1996; 25:31-46.

Fajfar, P., Marusic, D., Perus, I. 2005. Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. Journal of Earthquake Engineering 2005, 9(6):831-854.

Fajfar, P. A. 2000. Nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra 2000; 16(3):573-592.

Fajfar, P. 1999. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1999; 28:979-993.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51: 302-315.

Fardis, M.N. 2009. Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8. Springer

FEMA 306. 1998. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Basic Procedures Manual. Applied Technology Council (ATC-43 Project). Federal Emergency Management Agency.

FEMA 307. 1998. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Technical Resources. Applied Technology Council (ATC-43 Project). Federal Emergency Management Agency.

FEMA P-695. 2009. Quantification of Building Seismic Performance Factors. Applied Technology Council. Federal Emergency Management Agency.

FEMA P-807 Federal Emergency Management Agency. 2012. Seismic Evaluation and Retrofit of Multi-Unit Wood-Frame Buildings With Weak First Stories, Washington, D.C.

FEMA. 2006. Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings. FEMA 547, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA

FEMA-547. 2006. Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings. Federal Emergency Management Agency

fib. 2003. Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings. Fédération Internationale du Béton, Lausanne

Fragiacomo, M., Dujic, B., Sustersic, I. 2011. Elastic and ductile design of multi-storey crosslam massive wooden buildings under seismic action. Engineering Structures 2011; 33(11):3043-3053.

Franklin, S., Lynch J., Abrams, D. 2001. Performance of Rehabilitated URM Shear Walls: Flexural behaviour of Piers. Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.

Frosch, R.J., Li, W., Kreger, M.E., Jirsa, J.O. 1996. Seismic strengthening of nonductile RC frame using precast infill panels. 11th World Conference of Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico

Gagnon, S., Pirvu, C., 2011. Cross laminated timber handbook. FP Innovations, Canada.

Gavric, I., Fragiaco, M., Ceccotti, A. 2014. Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminates (CLT) structures. RILEM Materials and Structures, published online, doi: 10.1617/s11527-014-0278-7.

Giardini, D., Grünthal, G., Shedlock, K.M., Zhang, P. 1999. The GSHAP global seismic hazard map. *Ann Geofis* 42(6):1225–1230

Green, M. 2012. The Case for Tall Wood Buildings. Canadian Wood Council on behalf of the Wood Enterprise Coalition by Forestry Innovation Investment.

Griffith, M. 2008. Seismic Retrofit of RC Frame Buildings with Masonry Infill Walls: Literature Review and Preliminary Case Study. JRC44166. European Commission Joint Research Centre Institute for the Protection and Security of the Citizen. ISSN 1018-5593

Hamid, A., Mahmoud, A., Magd, S. 1994. Strengthening and repair of unreinforced masonry structures: state of the art

Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoy, E., Mendis, R. 2006. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets." *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10: pp. 67–89.

Hearmon, R. 1948. The elasticity of wood and plywood. Forest Products Research Special Report, 7. HMSO London.

Higashi, Y., Endo, T., Ohkubo, M., Shimizu, Y. 1980. Experimental study on strengthening reinforced concrete structure by adding shear wall. 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey

Holzer, T.L., Savage J.C. 2013. Global Earthquake Fatalities and Population. *Earthquake Spectra*, Volume 29, No. 1, pages: 155-175, February 2013.

Hörig, H. 1935. Anwendung der Elastizitätstheorie anisotroper Körper auf Messungen an Holz. *Ingenieur-Archiv*, 6:8-14.

Hristovski, V., Dujic, B., Stojmanovska, M., Mircevska, V. 2013. Full-Scale Shaking-Table Tests of XLam Panel Systems and Numerical Verification: Specimen 1 (2013). *Journal of Structural Engineering*, 139(11), 2010–2018.

Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. 2010. REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2010; 8:339-362, DOI 10.1007/s10518-009-9146-1

- Jarc Simončič, M., Gostič, S., Bosiljkov, V., Žarnić, R. 2014. In-situ and laboratory tests of old brick masonry strengthened with FRP in innovative configurations and design considerations. *Bulletin of earthquake engineering*, ISSN 1570-761X, 2015, letn. 13, št. 1: str. 257-278, ilustr., doi: 10.1007/s10518-014-9644-7.
- Jöbstl, R.A., Bogensperger, T., Schickhofer, G. 2008. In-plane Shear Strength of Cross laminated Timber. 2008. Meeting 41 of the Working Commission W18-Timber Structures, CIB; 2008, St. Andrews (Canada).
- Keylwerth, R. 1951. Die anisotrope Elastizität des Holzes und der Lagenhölzer. *Forschungsheft* 430, VDI-Verlag.
- Kilar, V., Kušar, D. 2009. Ocena potresne ogroženosti večstanovanjskih zgradb v Sloveniji. *Acta geographica Slovenica*, 49-1, 2009: 89-118.
- Kingsley, G.R. 1995. Evaluation and Retrofit of Unreinforced Masonry Buildings. *Proceedings of the Third International Concrete and Masonry Engineering Conference*, San Francisco, California, USA, 15-16 June: pp. 709-727.
- Kollmann, F., Côté, W. 1968. *Principles of Wood Science and Technology*, volume 1. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- Korany, Y., Drysdale, R., Chidiac, S. 2001. Retrofit of unreinforced masonry buildings: the state of the art
- Kržan, M., 2015. Eksperimentalne in numerične preiskave za določitev kontroliranega odziva večslojne kamnite zidovine. Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- Kumar, R., Sing, Y., Deoliya, R. 2009. Review of retrofitting techniques for masonry infilled RC frame buildings. *Trends and challenges in structural and construction technologies*, Roorkee, India
- Langenbach, R. 2006. Preventing pancake collapses: Lessons from earthquake-resistant traditional construction for modern buildings of reinforced concrete. *International Disaster Reduction Conference (IDRC)*. Davos, Switzerland
- Lee, H. S., Woo, S.W. 2002. Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(2): 353-378
- Lekhnitskii, S. 1963. *Theory of Elasticity of an Anisotropic Elastic Body*. Holden-Day, San Francisco. Translated from Russian by P. Fern.
- Lilhanand, K., Tseng, W.S. 1988. Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra, *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, Vol II: 819-824.
- Lutman, M., Bohinc, U. 2009. Report on laboratory tests of brick masonry walls: compressive strength and resistance to cyclic lateral loading, poročilo, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana.
- Magenes, G., Calvi, G.M. 1997. In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 26: str. 1091-1112.

Martensson, A. 2003. Short and long-term deformations of timber structures. In Thelandersson, S. and Larsen, H., editors, Timber Engineering. Wiley & Sons.

Matlab. 2009. The MathWorks, Inc.

Mendes, N., Lourenco, P.B., Campos-Costa, A. 2014. Shaking table testing of an existing masonry building: assessment and improvement of seismic performance. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(2):247-266

Mendes, N., Lourenço, P.B., Campos-Costa, A. 2014. Shaking table testing of an existing masonry building: Assessment and improvement of the seismic performance. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(2):247-266. DOI 10.1002/eqe.2342

Milani, G., Beyer, K., Dazio, A. 2009. Upper bound limit analysis of meso-mechanical spandrel models for the pushover analysis of 2D masonry frames. Eng Struct, 31(11): str. 2696–2710.

Moon, F.L., Yi, T.Y., Leon, R.T., Kahn, L.F. 2006. Recommendations for seismic evaluation and retrofit of low-rise URM structures. Journal of structural engineering-ASCE: 663-672 str.

Moosbrugger, T., Guggenberger, W., Bogensperger, T. 2006. Cross-Laminated Timber Wall Segments under homogeneous Shear with and without Openings. 2006. WCTE 2006 - 9th World Conference on Timber Engineering - Portland, OR, USA.

Morlier, P. 1994. Creep in Timber Structures. Rilem Report, Laboratoire de Rhéologie du Bois de Bordeaux.

Münich, J.C. 2011. Hybride Multidirektionaltextilien zur Erdbebenverstärkung von Mauerwerk. Dissertation, Karlsruhe Institute of Technology, Germany

Munich Re. 2013. Significant natural catastrophes 1980 - 2012. 10 costliest events worldwide ordered by overall losses. NatCatSERVICE, Munich, Germany

Munich, R. 2013. Significant natural catastrophes 1980 - 2012. 10 deadliest worldwide events. NatCatSERVICE, Munich, Germany

Neuhaus, F.H. 1981. Elastizitätszahlen von Fichtenholz in Abhängigkeit von der Holzfeuchtigkeit. Technical report, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, RuhrUniversität Bochum.

New Zealand Standard. Timber structures standard, NZS3603:1993. Published by Standards New Zealand, Private Bag 2439, Wellington 6020, New Zealand.

Niemz, P. 1993. Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe. DRW, LEinfelden-Echterdingen..

Noack, D., Schwab, E. 1996. Holz als Baustoff. In Halász, R. and Scheer, C., editors, Holzbau-Taschenbuch: Grundlagen, Entwurf, Bemessung und Konstruktionen, Berlin. Ernst & Sohn.

NRC CNRC. 1993. Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Buildings. Institute for Research and Construction.

NTC08. 2008. D.M. 14 gennaio 2008—Norme tecniche per le costruzioni (in Italian). Ministero delle Infrastrutture.

Ocena potresne ogroženosti Republike Slovenije, Verzija 1.0. 2006. Ministrstvo za obrambo, Uprava RS za zaščito in reševanje.

Odredba o dimenzioniranju in izvedbi gradbenih objektov v potresnih območjih. 1963. Ur. list SR Slovenije št. 18, Ljubljana

Oliveira, D.V., Silva, R.A., Garbin, E., Lourenco, P.B. 2012. Strengthening of three-leaf stone masonry walls: an experimental research. *Materials and Structures*, 45(8):1259-1276

Pampanin, S. 2008. Slective weakening techniques for retrofit of existing reinforced concrete structures. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.

Parisi, F., in Augenti, N. 2012. Seismic capacity of irregular unreinforced masonry walls with openings. *Earthquake Engng Struct Dyn*, 42(1): str. 101–121.

Pasticier, L., Amadio, C., Fragiaco, M. 2008. Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2008; 37:467–485. DOI: 10.1002/eqe.770

Pei, S., Popovski, M., and van de Lindt, J.W. 2012. Seismic design of a multi-storey cross laminated timber building based on component level testing. World conference of timber engineering 2012 proceedings, Auckland, New Zealand.

Pei, S., Popovski, M., and van de Lindt, J.W. 2013. Analytical study on seismic force modification factors for cross laminated timber buildings for NBCC. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(9): 887-896.

Pei, S., Popovski, M., and van de Lindt, J.W. 2013. Approximate R-Factor for Cross Laminated Timber Walls in Multi-story Buildings. *Journal of Architectural Engineering*, 19(4): 245-255.

Petrovčič, S., Kilar, V. 2013. Cost viability of a base isolation system for the seismic protection of a steel high-rack structure. *Engineering Structures* 54: 9-22, 2013

Plecnik, J., Cousins, T., O'conner, E. 1986. Strengthening of unreinforced masonry buildings, *J. of Struc. Eng.*, ASCE, 112: 1070-1087.

Podobnik, A., Devetak, D.. 2008. Raznolikost živih bitij. DZS, Ljubljana

Popovski, M., Schneider, J., Schweinsteiger, M. 2010. Lateral Load Resistance of Cross-Laminated Wood Panels. World Conference of Timber Engineering, WCTE 2010, Riva del Garda, Italy.

Popovski, M., Gavric, I., Schneider, J. 2014. Performance of two-story CLT House Subjected to Lateral Loads. World Conference of Timber Engineering 2014, Quebec City, Canada.

Popovski, M., Pei, S., van de Lindt, J.W. 2012. Performance Based Design and Force Modification Factors for CLT Structures. CIB-W18 meeting forty five, Växjö, Sweden.

Pozza, L., Scotta, R., Trutalli, D., Ceccotti, A., Polastri, A. 2013. Analytical Formulation Based on Extensive Numerical Simulations of the Behavior factor q for CLT buildings. CIB-W18 meeting forty six, Vancouver, Canada.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na potresnih področjih. 1981. Ur. list SFR Jugoslavije št. 31. Beograd.

Pravilnik o začasnih tehničnih predpisih za grajanje na potresnih področjih. 1964. Ur. list. SFR Jugoslavije št. 39. Beograd.

Pujol, S., Benavent-Climent, A., Rodriguez, M.E., Smith-Pardo, J.P. 2008. Masonry infill walls: an effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures. 14th World Conference of Earthquake Engineering, Beijing, China

Quintana Gallo, P., Akguzel, U., Pampanin, S., Carr, A.J., Bonelli, P. 2012. Shake table tests of non-ductile RC frames retrofitted with GFRP laminates in beam column joints and selective weakening in floor slabs. New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference, Christchurch, New Zealand

Rai, D., Goel, S. 1996. Seismic strengthening of unreinforced masonry piers with steel elements, Earth. Spec., 12: 845-862.

Rinaldin, G., Amadio, C., Fragiaco, M. 2013. A Component approach for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 42(13):1885–2042, DOI: 10.1002/eqe.2310.

Rinaldin, G., Poh'sie, G.H, Fragiaco, M., Amadio, C., Pontarin, F. 2014. Non-linear modelling of the three and seven storey X-lam buildings tested within the SOFIE project. 13th World Conference on

Rizzano, G., Sabatino, R. 2010. An equivalent frame model for the seismic analysis of masonry structures. Sismica 2010 - 8°Congresso de sismologia e engenhari sismica

Rosenboom, O., Kowalsky, M. 2003. Investigation of alternative details for seismic design of post-tensioned clay masonry walls, 9 th NAMC, South Carolina, USA, 475-485.

Rozman, M., Fajfar, P. 2009. Seismic response of a RC frame building designed according to old and modern practices. Bull Earthquake Eng 7: 779-799.

Schickhofer, G. 2012. Predavanje na dogodku Lignum, Milano, Italy, 11.5.2012.

Seim, W., Schick, M., Eisenhut, L. 2012. Simplified design rules for timber structures - drawback or progress. World Conference on Timber Engineering WCTE; 2012, Auckland (NZ)

Sheppard, P., Tercelj, S. 1980. The effect of repair and strengthening methods for masonry walls, 7th WCEE, Istanbul, vol. 6: 255-262.

Spence, R. 2007. Saving lives in earthquakes: success and failures in seismic protection since 1960. Bull Earthquake Eng. (2007) 5:139-251. DOI 10.1007/s10518-006-9028-8

Statistisches Bundesamt. 2009. Bevölkerung Deutschlands Bevölkerungsvorausberechnung. Wiesbaden, Germany

Statistisches Bundesamt. 2009. Zuhause in Deutschland. Ausstattung und Wohnsituation privater Haushalte. Wiesbaden, Germany

Sustersic, I., Dujic, B. 2012. Simplified cross-laminated timber wall modelling for linear-elastic seismic analysis. CIB-W18 proceedings, Växjö, Sweden

Taghdi, M. 2000. Seismic retrofit of low-rise masonry and concrete walls by steel strips, PhD dissertation, Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, Canada.

Thermou, G.E., Elnashai, A.S. 2006. Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences. Progress in Structural Engineering and Materials 8(1): 1-15

Thermou, G.E., Elnashai, A.S. 2006. Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences. Progress in Structural Engineering and Materials, 8(1):1-15

Tomažević, M., Gams, M., Oblak, A. 2011. Protipotresno utrjevanje opečnih zidov s kompozitnimi oblogami. Gradbeni vestnik, letnik 60, september 2011.

Tomažević, M., Lutman, M., Bosiljkov, V. 2006. Robustness of hollow clay masonry units and seismic behaviour of masonry walls. Construction and building materials, 20 (10): 1028-1039.

Tomažević, M., Žarnić, R. 1984. The effect of horizontal reinforcement on strength and ductility of masonry walls – part I. Report ZRMK/IKPI-84/04, Ljubljana

Tomažević, M., Žarnić, R. 1985. The effect of horizontal reinforcement on strength and ductility of masonry walls – part II. Report ZRMK/IKPI-85/04, Ljubljana

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Tehnis d.o.o.

Tsionis, G., Apostolska, R., Taucer, F. 2015. Seismic strengthening of RC buildings. JRC95006. European Commission Joint Research Centre Institute for the Protection and Security of the Citizen. ISBN: 978-989-98832-3-9

Turer, A., Korkmaz, S.Z., Korkmaz, H.H. 2007. Performance improvement studies of masonry houses using elastic post-tensioning straps. Earth Eng Struct Dyn 2007;36:683–705.

Turnsek, V., Sheppard, P. 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls. Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, 1980; 517–573.

Turnšek, V., Čačovič, F. 1971. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. V: Proc. of the 2nd Int. Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, VB.

Turnšek, V., Terčelj, S., Sheppard, P., Tomažević, M. 1978. The seismic resistance of stone masonry walls and buildings. V: The 6th European Conference on Earthquake Engineering. Dubrovnik.

U.S. Department of Agriculture. 1999. The encyclopedia of wood. Washington D.C. ISBN-10: 1-60239-057-6

United Nations. 2012. World Urbanization Prospects, the 2011 Revision - Highlights. ESA/WP/224, Department of Economic and Social Affairs, Population Division. New York, USA

van de Lindt, J., Bahmani, P., Mochizuki, G., Pryor, S., Gershfeld, M., Tian, J., Symans, M., Rammer, D. 2014. Experimental Seismic Behavior of a Full-Scale Four-Story Soft-Story Wood-Frame Building

with Retrofits. II: Shake Table Test Results. Journal of Structural Engineering, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001206, E4014004

Wyss, M., Rosset, P. 2012. Mapping seismic risk: the current crisis. Nat Hazards. DOI 10.1007/s11069-012-0256-8

Yasumura, M. 2012. Determination of Failure mechanisms of CLT Shear Walls Subjected to Seismic Action. CIB-W18 meeting forty five, Växjö, Sweden.

Yasumura, M., Kawai, N. 1997. Evaluation of wood framed shear walls subjected to lateral load. Meeting 39 of the Working Commission W18-Timber Structures, CIB; 1997, Vancouver (Canada), paper CIB-W18/30-15-4.

Yasumura, M. 1986. Racking resistance of wooden frame walls with various openings. Joint meeting 39 of the Working Commission W18-Timber Structures, CIB – IUFRO-S5.02, 1986; Florence, Italy.

Yuksel, E., Ilki, A., Gulseren, E., Demir, C., Karadogan, F. 2006. Seismic retrofit of infilled reinforced concrete frames with CFRP composites. In: S. T. Wasti and G. Ozcebe (eds) Advances in earthquake engineering for urban risk reduction, Springer

Zarnic, R., Dujic, B. 2005. Report on evaluation of racking strength of KLH system. University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetical engineering, Slovenia, 2005.

Žarnić, R. 2002. Utrditev konstrukcije z armiranimi plastičnimi masami. Gradbeni vestnik: 279-289 str.

Žižmond, J., Dolšek, M. 2014. Modeliranje efektivne širine pasnice grede za nelinearno analizo armiranobetonske okvirne stene. Gradbeni vestnik, letnik 63, februar 2014.

Žižmond, J. 2016. Projektiranje armiranobetonskih stavb na potresno obtežbo po kriteriju sil z upoštevanjem ciljne zanesljivosti. Dokt. dis. Ljubljana, UL FGG, Doktorski študijski program Grajeno okolje, smer Gradbeništvo.

Ta stran je namenoma prazna.

PRILOGA A

PARAMETRIČNA ANALIZA VPLIVA STIKOV IN DRUGIH ROBNIH POGOJEV NA POTRESNO OBNAŠANJE VEČETAŽNIH KONSTRUKCIJ IZ KRIŽNO LEPLJENIH LESENIM PLOŠČ

Ta stran je namenoma prazna.

A.1 Uvod

V dodatku A obravnavamo obnašanje sten iz križno lepljenih plošč z vseh vidikov, ki lahko vplivajo na potresno analizo takšnih sistemov. Elementi v zgradbah iz križno lepljenega lesa se med seboj spajajo pretežno s samovreznimi vijaki in kovinskimi kotniki. Stene so lahko izvedene iz enega kosa plošče z izrezanimi odprtinami ali pa jih spajamo skupaj iz več kosov – slopov, preklad in parapetov. Obnašanje sten pri potresu je odvisno tudi od načina sidranja sten v etaže, oziroma prek etaž med seboj. Sidranju lahko do določene mere spreminjamo togost in nosilnost, deloma pa tudi duktilnost in sposobnost disipacije energije. Vlogo pri obnašanju sistema igra tudi trenje med lesenimi ploščami. Z različnimi vrstami potresnih analiz, ki jih predvideva standard EN 1998-1, izvedemo parametrično študijo prej naštetih robnih pogojev (Preglednica A.1), ocenimo obnašanje različnih parametrov potresnega odziva zgradb (Preglednica A.2) ter predlagamo nekatera izhodišča za dimenzioniranje križno lepljenih lesenih konstrukcij na potresno obtežbo.

Preglednica A.1: Variacija parametrov za različne vrste analiz
Table A.1: Variations of model parameters for different types of analyses

Vrsta analize	Parameter				
	Togost spojev	Nosilnost spojev	Duktilnost spojev	Geometrija sten	Trenje
Modalna analiza	X				
Potisna		X	X	X	X
Nelinearna dinamična				X	X

Preglednica A.2: Ocena parametrov obnašanja za različne vrste analiz
Table A.2: Assessment of performance parameters for different types of analyses

Vrsta analize	Parameter				
	Nihajne dobe	Strig pri vpetju	Pomik na vrhu	Potresna odpornost	Duktilnost zgradbe
Horizontalne sile	X	X			
Modalna analiza	X	X	X		
Potisna		X	X	X	X
Nelinearna dinamična		X	X		

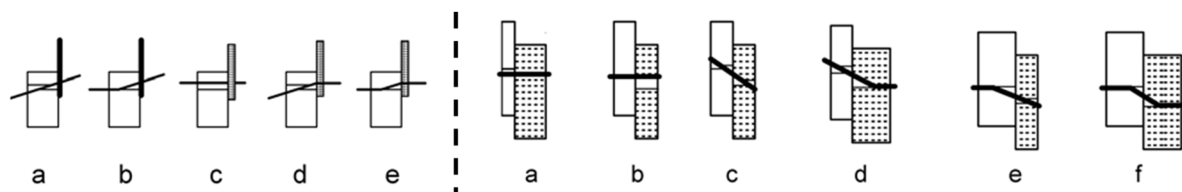
Variacije robnih pogojev se odražajo v obnašanju konstrukcije in vplivajo tako na izračun redukcijskega ('q') faktorja kot samo načrtovanje nosilnosti, ki ju je potrebno upoštevati pri dimenzioniranju konstrukcij v skladu z Evrokod standardi. Vendar je omenjeno brez teže, če je model konstrukcije, ki ga inženir uporabi v praksi, napačen. Prikazali bomo posledice napačnih predpostavk modelov, ki bi jih projektanti, nevedeči potresne analize lesenih konstrukcij, utegnili uporabljati pri izračunu potresnih sil in pomikov. Predlagamo tudi poenostavljeno metodo modeliranja križno lepljenih konstrukcij za modalno analizo z elastičnimi spektri odziva, ki je primerna za splošno prakso. Pri delu uporabimo tudi rezultate preteklih preiskav tovrstnih sistemov, predvsem testiranj stikov med lesenimi ploščami.

A.2 Modeliranje stikov med ploščami in vpliv na potresno analizo

Kot smo omenili že na začetku, imajo stiki izjemno pomembno vlogo pri obnašanju zgradb iz križno lepljenih lesenih plošč pri potresu. Masivne lesene plošče so v primerjavi s stiki zelo toge, če v njih niso izrezane večje odprtine. Slednje bolj podrobno razložimo v naslednjih poglavjih. Ker so osnovni leseni elementi bistveno bolj togi od povezav, obenem pa plošče tudi ne izkazujejo posebno duktilnega obnašanja (glej rezultate preiskav v poglavju 4.1), jih obravnavamo kot idealno elastične. Nekateri avtorji so jih v svojih preiskavah obravnavali celo kot absolutno toge (Ceccotti, 2008). Večina plastičnega obnašanja takšnih konstrukcij in njihova duktilnost je tako odvisna od stikov med ploščami. Tudi porušitev konstrukcije pretežno narekuje odpoved stikov. Lesene plošče lahko sicer predstavljajo najšibkejši člen konstrukcije predvsem v primerih večjih izrezov, kjer v vogalih odprtin prihaja do koncentracij napetosti. Vendar se takšnim situacijam z različnimi ukrepi izogibamo, saj vodijo v krhke porušitve. Stiki so po večini tipski jekleni kotniki, na lesene plošče pritrjeni z žebli ter samovreznimi lesnimi vijaki. Ciklično obnašanje večine veznih sredstev v lesu, tudi v lesenih konstrukcijah, ki niso iz križno lepljenih plošč, je podobno. Histerezne zanke izkazujejo upadanje togosti in nosilnosti pri ponovljenih obremenitvah. Zaradi vtiskanja jeklenih veznih sredstev v les prihaja do prostega hoda v lesu pri spremembah smeri obremenjevanja in ponovitvah ciklov. Po spremembi smeri obremenjevanja tako odpor nudijo samo jeklena vezna sredstva (žebli, vijaki, mozniki), dokler zopet ne pride do kontakta med jeklom in lesom. Po dosegu največje nosilnosti (tudi pri monotonem obremenjevanju) pa v večini primerov pride do padanja nosilnosti. Odpoved veznega sredstva definiramo, ko nosilnost pade za 20 %. V odvisnosti od uporabe veznega sredstva (žeblija, vijaka ali moznika), njegovega premera ter debeline in materiala spajanih elementov (različne kombinacije z jeklenimi pločevinami) prihaja do variacij prej naštetih lastnosti histereznega obnašanja stikov.

Največjo nosilnost spoja lahko izračunamo v skladu z Johansenovimi, oziroma evropskimi rušnimi mehanizmi (EN 1995-1). Na sliki (Slika A.1) prikažemo serijo enostrižnih stikov med lesenimi elementi in jeklenimi pločevinami ter dvema lesenima elementoma. Osnovni parametri, od katerih je odvisen rušni mehanizem (vedno izračunamo vse, merodajen pa je tisti z najnižjo nosilnostjo), so trdnost in premer veznega sredstva (žeblija, vijaka, moznika) ter debelina in material spajanih elementov. Torej enaki parametri, ki vplivajo tudi na histerežno obnašanje stika. Standardni rušni mehanizmi nam v osnovi ne dajo nobenih drugih podatkov, razen največje nosilnosti spoja. Vendar lahko kljub temu izberemo mehanizme, ki nam bolj ustrezajo za izvedbo potresno varnih konstrukcij kot drugi. Že prej smo omenili, da pri cikličnem obremenjevanju jeklenih veznih sredstev prihaja do vtiskanja elementov v les, posledično pa do prostega hoda histereznih zank. Slednje pomeni, da ima stik v določenem območju občutno nižjo togost in nosilnost. Vtiskanje v les v primeru enosmerno, konstantno obremenjenih spojev ne igra posebne vloge (določa sicer mejno nosilnost), pri potresnih obremenitvah, kjer se smer sile spreminja, pa je lahko ključnega pomena. Pri potresno odpornih konstrukcijah si namreč želimo polnih histereznih zank, ki disipirajo večje količine energije, zato se pretiranemu vtiskanju veznih sredstev v leseni medij izogibamo. Slednje pomeni, da so rušni mehanizmi 'c' pri stiku jeklene pločevine in lesa ter mehanizma 'a' in 'b' pri stiku dveh lesenih elementov nezaželeni, saj je njihova največja nosilnost definirana s poružitvijo lesa zaradi prekoračenega vtiska. Do plastifikacije jeklenih veznih sredstev sploh ne pride. Slednje pa je ravno obnašanje, ki si ga pri potresni obremenitvi stikov želimo. Ravno tako odpadeta mehanizma 'a' pri stiku les-jeklo in 'c' pri stiku les-les, kjer prihaja do rotacije veznega sredstva v lesu. V primeru stika jeklo-les si torej želimo mehanizmov tipa 'b' in 'd', predvsem pa tipa 'e', pri stiku les-les pa 'd' in 'e', najbolj pa 'f'. Pri vseh naštetih mehanizmih se namreč tvori plastični členek v jeklenem veznem sredstvu, pri mehanizmih 'e' (les-jeklo), oziroma 'f' (les-les) pa celo dva plastična členka. Pri ponavljajočem se obremenjevanju so torej ti rušni mehanizmi sposobni disipirati največ energije. Tovrstni mehanizmi se vzpostavijo, če uporabljamo vezna sredstva manjših premerov, predvsem žeblije in vijake. Mozniki so praviloma debelejši in povzročijo večji vtisk lesa,

preden se plastificirajo, zato za potresno obremenjene stike tudi Evrokod 8 omejuje njihov premer. Ugodne rušne mehanizme dosegajo tudi sponke, ki jih uporabljamo predvsem pri lesenih okvirnih konstrukcijah, kjer s sponkami pritrujemo obložne plošče na okvirje. Veliko število tankih sponk po obodu okvirjev je sposobno disipirati veliko količino potresne energije, obenem pa ne povzroči krhke rušitve obložnih plošč. Enako velja tudi za žblje in vijake; ker uporabljamo manjše premere, jih moramo uporabiti več, da dosežemo zadostno globalno nosilnost in togost spojev. Tipične strižne kotnike tako pritrujemo z vsaj desetimi, dvizne kotnike (ang. *hold-down*) pa z dvajset ali več žblji premera 4 mm.



Slika A.1: Rušni mehanizmi stikov v lesenih konstrukcijah pri uporabi jeklenih veznih sredstev (žbljev, vijakov, moznikov) v skladu standardom Evrokod 5. Levo strižni stiki med lesenimi elementi in jeklenimi pločevinami, desno pa med dvema lesenima elementoma.

Figure A.1: The connection failure mechanisms in timber constructions when using steel connectors (nails, screws, bolts) according to standard Eurocode 5. Shear connections between timber elements and steel plates on the left and two timber elements on the right.

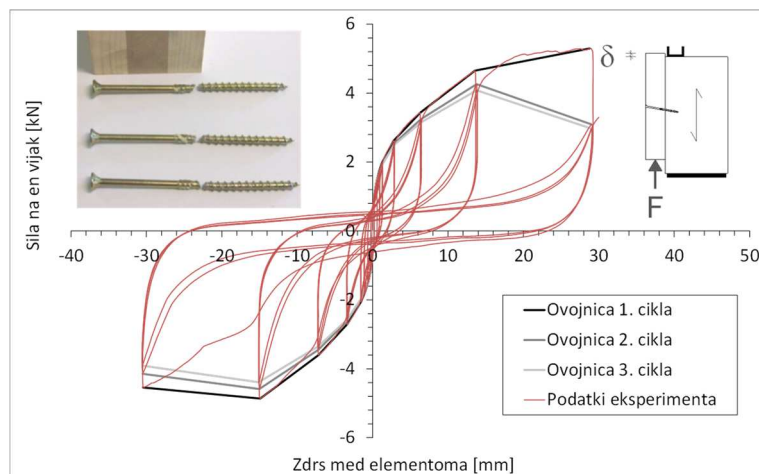
Pomembna razlika med žblji in vijaki, ki jih standard Evrokod 5 sicer z vidika strižne nosilnosti obravnava enako, je izvlečna trdnost. Vijaki imajo neprimerno večjo izvlečno trdnost in togost, ki pa pri potresnih stikih ni najbolj zaželena, saj lahko vodi v krhko porušitev veznih sredstev. Pri cikličnem obremenjevanju veznih sredstev (sploh spoji jeklen kotnik-les) namreč prihaja do izvleka veznih sredstev pri večjih amplitudah pomikov. Pri daljših žbljih to obnašanja spojev ne spremeni bistveno, omogočeni pa so tudi dovolj veliki pomiki v spoju. Pri vijakih pa do izvleka tako rekoč ne prihaja, oziroma ta vpliva na nosilnost stika in onemogoča večje deformacije v spoju. Nosilnosti vijakov so sicer večje vendar lahko zaradi večjih obremenitev pride do krhke porušitve glav vijakov. Slednje pomeni takojšnjo in celotno odpoved nosilnosti. Osnovna oblika Johansenovih enačb te dodatne nosilnosti (*rope effect*) ni upoštevala, enačbe v standardu Evrokod 5 pa jo že vsebujejo. Kakorkoli, opozorila o možni krhki rušitvi vijakov pri potresni obtežbi v standardnih ni. Pri uporabi tipskih jeklenih kotnikov tako v vsakem primeru priporočamo uporabo žbljev namesto vijakov.

A.2.1 Tipični stiki

Ker križno lepljene lesne konstrukcije še niso vključene v Evrokod standarde, Evrokod 8 pa na splošno zelo skopo obravnava vse vrste lesenih konstrukcij, obstajajo za njihovo potresno analizo zgolj napotki iz tehničnih soglasij, predvsem pa znanstvene literature. V nadaljevanju predstavimo ciklično obnašanje stikov, ki se pretežno uporabljajo v križno lepljenih lesenih konstrukcijah. Pretežno uporabljamo tipske jeklene kotnike in samovrezne lesne vijake. Slednji se uporabljajo predvsem za spajanje sten v vogalih ali pa na njihovih preklopnih spojih (ang. *step joint*). Lahko jih uporabljamo tudi za spajanje medetažnih plošč s stenami, vendar je modeliranje takšnih konstrukcij nekoliko bolj zahtevno. Slednji tip spojev sicer uporabljamo pretežno v manjših objektih, kjer so potresne obremenitve nižje in lahko uporabljamo tudi nižje faktorje obnašanja (q), ne da bi ob tem po nepotrebnem dražili konstrukcijo.

Na naslednji sliki (Slika A.2) je prikazan histerezni odziv vijaka, s katerim spajamo skupaj dva kosa trislojnih križno lepljenih plošč debeline 95 mm (Žarnić, Dujič, 2005). Od treh preizkušenih vijakov od povprečja nekoliko odstopa le eden pri obremenjevanju v eni smeri. V splošnem pa je obnašanje spoja

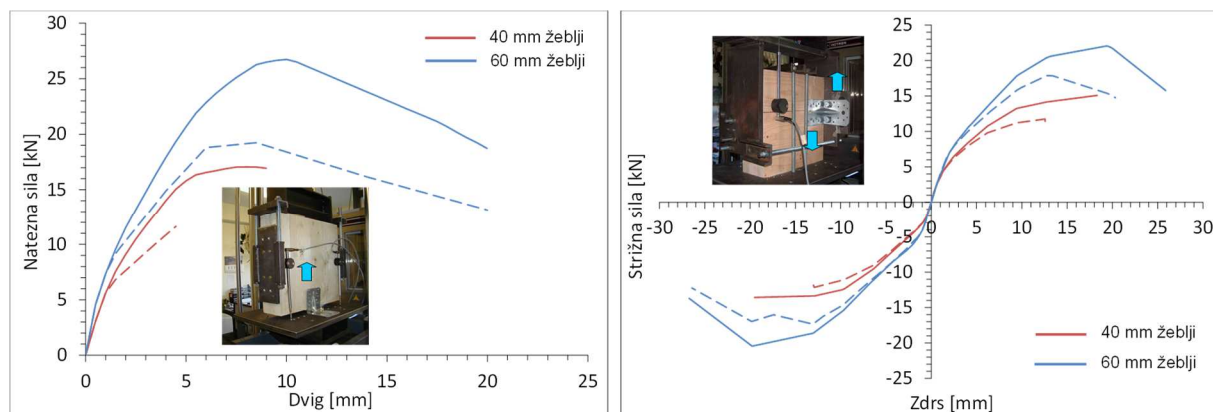
konsistentno. Iz oblike histereze so razvidne vse v prejšnjem poglavju našete lastnosti (zdrs, oženje, upadanje togosti in nosilnosti). Če izračunamo tip rušnega mehanizma v vijaku v skladu z Johansenovimi porušnimi mehanizmi, dopolnjenimi s predlogi drugih avtorjev (Blass in Uibel, 2007) za uporabo v križno lepljenem lesu, dobimo merodajen mehanizem 'f' torej najbolj zaželen mehanizem z dvema plastičnima členkoma. Razlika v nosilnosti med mehanizmi 'd', 'e' in 'f' je sicer majhna, v vsakem primeru pa v vijaku pride do formiranja vsaj enega plastičnega členka.



Slika A.2: Histerezno obnašanje enostrižno obremenjenih samovreznih vijakov (Wuerth Eco Assy II, 8x160/80) pri kvazistatični ciklični obtežbi ter ovojnice treh ciklov

Figure A.2: The hysteretic behaviour of self-tapping screws (Wuerth Eco Assy II, 8x160/80) in single shear at quasi-static cyclic loading and the backbone curves of three cycles

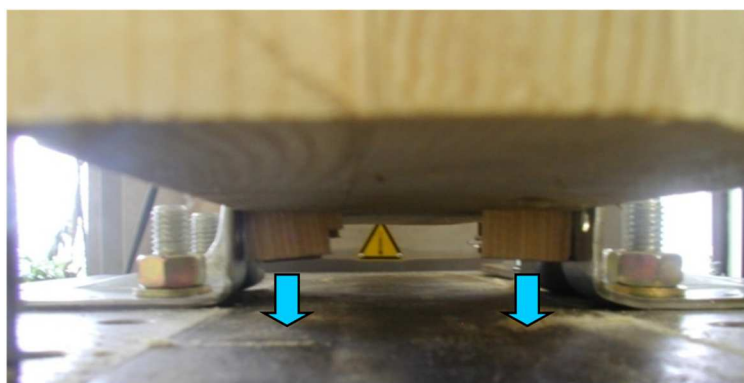
Še bolj kot vijaki so v križno lepljenih konstrukcijah pomembni spoji z jeklenimi kotniki. Na sliki (Slika A.3) so prikazane prve in tretje ovojnice odziva kotnika BMF 105 (Žarnić, Dujić, 2005), kjer uporabljamo deset žebeljev 4 x 40 mm ali pa 4 x 60 mm.



Slika A.3: Ovojnica histereznega odziva kotnika (Simpson BMF 105), pritrjenega v križno lepljen les s 40 ali 60 mm dolgimi vijaki. Polne črte predstavljajo ovojnico prvega, črtkane pa ovojnico tretjega cikla obremenjevanja.

Figure A.3: The backbone curves of the hysteresis response of a steel bracket (Simpson BMF 105) connected to a cross laminated timber plate with 40 or 60 mm long nails. The full lines represent the backbone of the first and the dashed of the third cycle. Tension (left) and shear (right) tests.

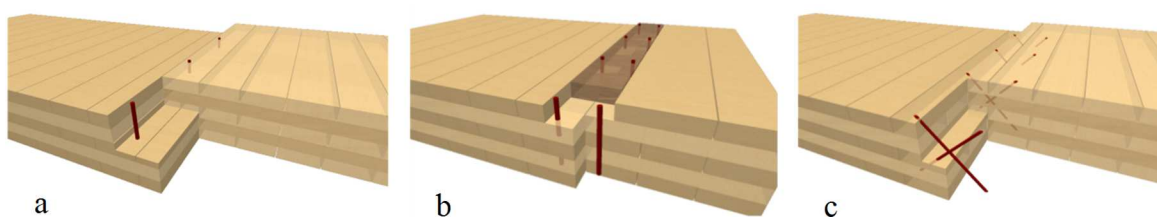
Uporabo krajših žebeljev pri pritrjevanju kotnikov na stene iz križno lepljenega lesa odsvetujemo. V strigu sta glavni razliki odziva v primerjavi z daljšimi žebli nižja nosilnost in togost. Vendar pa pri krajših žeblih v dvigu pride do krhke blokovne strižne porušitve (Slika A.4), saj žebli ne prodrejo dovolj globoko v srednji sloj, posledično pa se vsa sila prenese samo na eno zunanjo lamelo (opozoriti moramo sicer, da deske v primeru preizkušancev niso bile zlepljene skupaj na ožjih robovih). Skupna strižna nosilnost žebeljev je večja od kombinacije strižne in natezne nosilnosti lamele, ki se posledično iztrga (ang. *plug shear*) in povzroči krhek rušni mehanizem. Možna bi bila sicer uporaba manjšega števila žebeljev v kombinaciji s kontrolo blokovnega striga, vendar je to nesmiselno, saj lahko večjo varnost enostavneje zagotovimo s predpisano uporabo daljših žebeljev, ki prodrejo vsaj do konca drugega sloja.



Slika A.4: Blokovna strižna porušitev dvignega spoja s kotniki BMF 105 pri uporabi krajših, 40 mm dolgih žebeljev

Figure A.4: The plug shear failure of the BMF 105 uplift connection when using shorter, 40 mm long nails

Pri potresni analizi konstrukcij ima velik pomen tudi možnost zagotavljanja toge membrane na nivoju medetaž, sploh pri izvedbi modalne analize konstrukcij. Računalniški programi sicer omogočajo tudi izračune z definiranjem delno togih membran, vendar je to lahko nekoliko problematično, če ne poznamo togosti medetaže v njeni ravnini. Križno lepljene plošče lahko med seboj v ravnini spajamo na več načinov. Na naslednji sliki (Slika A.5) navajamo tri primere, ki se uporabljajo v praksi. Spajanje tipa 'a' in 'b' sta najbolj pogosto uporabljani, dobro se obneseta v vseh situacijah, tudi potresnih. Spoj tipa 'b', ki uporablja preklopno ploščo (po navadi vezana plošča), je sicer dvakrat bolj podajen od tipa 'a', kjer s preklpnim stikom plošč (ang. *step joint*) porabimo samo polovico števila vijakov. Za potresna območja najbolj priporočamo stik tipa 'c'. Ta izhaja iz tipa 'a', vendar uporablja nekoliko daljše vijake, ki jih uvrtavamo pod kotom. Priporočamo kot v dveh smereh (odklon od vertikale v vzdolžni in prečni smeri) in izmenično spreminjanje smeri. Na tak način namreč izkoristimo visoko natezno nosilnost in togost vijakov in zagotovimo največjo možno togost v ravnini medetaže objekta.

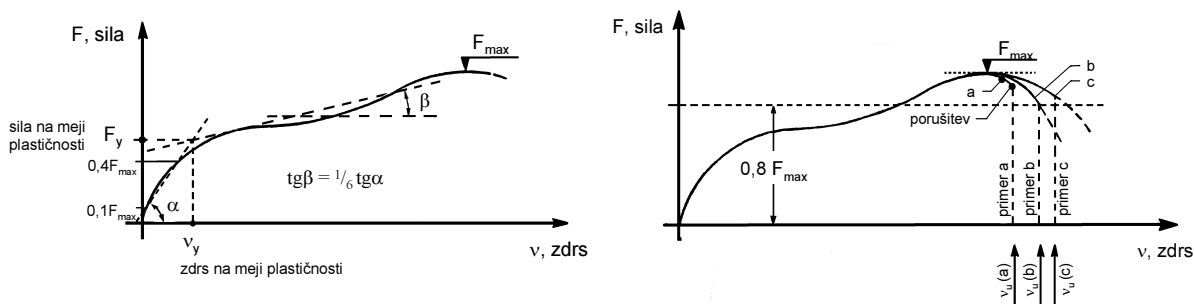


Slika A.5: Možni načini spajanja medetažnih plošč v togo membrano
Figure A.5: Possibilities for connecting floor plates into a stiff membrane

V bodoče bi bilo sicer potrebno izvesti bolj podrobne analize, ki bi lahko podale enostavne kriterije (oziroma pavšalna določila) za projektante o uporabi veznih sredstev pri spajanju medetaž. V standardu Evrokod 8 je npr. minimalni kriterij za zagotavljanje toge membrane v AB konstrukcijah definiran zgolj prek debeline medetažnih plošč.

A.2.2 Togost in nosilnost stikov

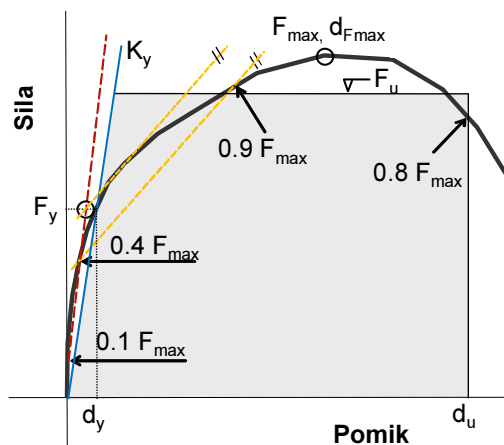
Določanje osnovnih karakteristik spojev (testiranih bodisi z monotono ali kvazistatično ciklično obtežbo) je mogoče v skladu s standardom EN 12512. Določimo lahko mejo elastičnosti spoja (silo in pomik oziroma togost) ter definiramo maksimalni pomik pri porušitvi. Slednji nastopi, ko bodisi pride do dejanske porušitve, ko sila v spoju pade pod 80 % maksimalne sile ali pa pomik preseže 30 mm. Določanje elastičnega pomika v skladu s standardom ni najbolj primerno, kar sta pokazala Yasumura in Kawai (1997) in predlagala drugačen postopek. Standard EN 12512 namreč pomik na meji elastičnosti definira zgolj iz dveh točk dejanskega odziva krivulje pomik-sila; pri 0.1 in 0.4 maksimalne sile (Slika A.6, levo).



Slika A.6: Določitev zdrsa na meji plastičnosti in nosilnosti stikov v skladu s standardom EN 12512

Figure A.6: Determining the elastic slip and ultimate strength of connections according to standard EN 12512

Postopek Yasumure in Kawaija (Slika A.7) pa v izračun vpelje še točko pri 0.9 največje sile (F_{max}) ter tako bolj dosledno sledi odzivu spoja. Postopek je v osnovi sicer grafičen, vendar ga je možno dokaj enostavno prevesti tudi v numerično obliko reševanja (npr. v programu Excel). Najprej določimo premico, ki tako kot pri standardnem postopku teče skozi točki krivulje pomik-sila pri 0.1 in 0.4 F_{max} . Nato določimo drugo premico, ki teče skozi točki 0.4 in 0.9 F_{max} . Slednjo translatorno premaknemo tako, da je tangenta na osnovno krivuljo pomik-sila. Iz presečišča premic 0.1-0.4 in premaknjene 0.4-0.9 projiciramo točko na krivuljo pomik-sila. Točka nam določi elastični pomik (d_y) in silo (F_y), oziroma elastično togost spoja (K_y). Največji pomik spoja (d_u) določimo enako kot pri standardnem postopku, torej ko pride do dejanske odpovedi ali pa ko sila v spoju pade na 80 % maksimalne. Iz elastične togosti in največjega pomika pa ob upoštevanju enakosti površin pod krivuljami (oziroma disipirane energije) določimo bilinearno krivuljo odziva spoja (kar uporabimo kasneje v poglavju A.3.2 pri modifikaciji N2 metode). Njena zgornja meja je obenem tudi največja nosilnost spoja (F_u). Postopek Yasumure in Kawaija uporabljamo tudi pri določitvi togosti in nosilnosti sider, ki jo uporabljamo pri analizah vzorčnega objekta v nadaljevanju.



Slika A.7: Določitev zdrs na meji plastičnosti, nosilnosti stikov in bilinearne krivulje odziva v skladu s predlogom Yasumure in Kawai

Figure A.7: Determining the elastic slip, ultimate strength of connections and the bilinear curve according to the proposal of Yasumura and Kawai

Redukcije togosti, izračunane s prej omenjenim postopkom, pri modalni analizi trenutno ne priporočamo (tako kot npr. pavšalna 50-% redukcija togosti AB elementov, ki jo predpisuje Evrokod 8 pri uporabi modalne analize). Iz rezultatov eksperimentov (Slika A.3) je razvidno, da začetna togost med ovojnico prvega in tretjega cikla ne pade znatno (kljub padcu nosilnosti), rezultati drugih avtorjev, ki so izvajali teste na križno lepljenih zgradbah v naravnem merilu (Ceccotti, 2008), pa so prav tako pokazali, da po potresnih obremenitvah ne prihaja do bistvenih padcev nihajnih časov konstrukcije. Pretogo modeliranje konstrukcije sicer lahko podceni intenziteto pomikov, vendar po drugi strani načeloma ne podceni potresnih sil. Ker so učinki drugega reda na večini križno lepljenih lesenih objektov skoraj zanemarljivi (po večini imamo opravka s stenami ali slopi, in ne stebri), je po našem mnenju bolj pomembno zagotavljati zadostno nosilnost. Z vidika modalne analize to pomeni, da je bolj priporočeno konstrukcije modelirati nekoliko bolj toge kot pa premalo. Prihodnje analize, ki bodo morale biti podprte z eksperimentalnimi rezultati, pa bodo morda dopustile tudi znižanje togosti in nekoliko bolj racionalno zasnovano sidranje.

A.2.3 Trenje

Pri sistemih iz križno lepljenih plošč trenje ni zanemarljiv faktor. Stene z visoko vertikalno obremenitvijo na stikih z medetažnimi ploščami ter s temelji lahko generirajo precejšnjo strižno silo. Faktorji trenja, ki jih najdemo v literaturi (Fragiacomo idr., 2011) za stike med dvema kosoma lesa, znašajo med 0.25 in 0.4. Pri določenih pogojih je torej možno 40 % vertikalne sile spremeniti v horizontalno, kar je lahko precejšen prispevek v kombinaciji s strižno nosilnostjo sider. Vendar obravnavanje trenja ni enostavno, saj izvedba križno lepljenih konstrukcij v praksi odstopa od primera do primera in ni standardizirana. Med stene in AB temelje se praviloma vstavlja plast hidroizolacije, ki ima lahko drugačen faktor trenja. Za niveliranje višine sten pa se pogosto uporabljajo plastične podložke, ki nudijo le minimalno trenje. Poleg tega so možni vertikalni pospeški tal, ki lahko zmanjšajo navpični pritisk sten in posledično tudi trenje. Obenem trenje vpliva le na strižno komponento spoja, dvižna nosilnost in togost sider pa ostajata enaki. Zato trenutno predlagamo, da se vpliv trenja pri analizi konstrukcij v praksi opusti (kar je tudi splošna zahteva pri ostalih primerih konstrukcij; npr. ležišča prefabriciranih AB elementov). V parametrični študiji v nadaljevanju sicer prikažemo njegov vpliv na obnašanje vzorčne zgradbe. Upoštevamo največji faktor trenja med dvema kosoma lesa, tj. 0.4.

A.2.4 Metoda načrtovanja nosilnosti pri lesenih ploščah z odprtinami

Pri dimenzioniranju zgradb na potresno obtežbo je potrebno upoštevati metodo načrtovanja nosilnosti. Ker želimo, da bi se ob potresu konstrukcije obnašale duktilno, moramo poskrbeti, da se v konstrukciji ne razvijejo krhki rušni mehanizmi. Tudi če konstrukcije dimenzioniramo na elastično obnašanje (najnižji faktor obnašanja $q = 1.5$), kjer ne predvidimo večjih deformacijskih kapacitet, je vseeno priporočljivo izbirati rušne mehanizme z zmožnostjo plastificiranja materiala. Slednje v osnovi pomeni, da moramo elemente konstrukcije ali dele elementov, ki se ne obnašajo duktilno, primerno zaščititi oziroma predimenzionirati. Po drugi strani na enak način izberemo tudi globalni porušni mehanizem konstrukcije, kljub temu da se vsi njeni elementi obnašajo duktilno. Tipični primeri slednjega je okvir, kjer moramo zagotoviti, da je momentna odpornost stebrov 30 % večja od nosilnosti prečk ($\gamma_{ov} = 1.3$), saj na tak način tvorimo globalni mehanizem, ki disipira precej več potresne energije. Varovanje pred krhkim porušnim mehanizmom pa je npr. varovanje tlačne cone armiranobetonskih elementov, kjer moramo zagotoviti tečenje jeklene armature pred tlačno porušitvijo betona. Za lesene konstrukcije v literaturi najdemo priporočila o varovanju sidrskih elementov lahkih okvirnih sten s poploščitvijo, kjer moramo zagotoviti zadostno povečano nosilnost strižnih, predvsem pa dviznih sider sten, ter zagotoviti aktivacijo disipativnih mehanizmov med obložnimi ploščami sten in lesenim okvirjem. Križno lepljene lesene konstrukcije še niso zajete v Evrokod standardih. Tudi v literaturi za časa pisanja disertacije še ni bilo na voljo nobenih priporočil o načrtovanju nosilnosti takšnih sistemov. Zato smo na podlagi rezultatov eksperimentalnih preiskav (Žarnić, Dujč, 2005), predstavljenih v poglavju A.2.1, izračunali osnovne statistične vrednosti raztrosa nosilnosti veznih sredstev, ki se lahko uporabljajo pri spajanju križno lepljenih lesenih elementov. Število preizkušenih vzorcev je bilo sicer majhno (2–5), vendar je bila standardna deviacija za vezna sredstva, ki jih je priporočljivo uporabljati (daljši žebli) zmerna. Uporabljali smo studentovo t-porazdelitev. Faktor dodatne nosilnosti veznih sredstev oz. stikov (γ_{ov}) smo izračunali kot kvocient 95 % ($F_{0.95}$) in 5 % ($F_{0.05}$) fraktilne nosilnosti (enačba 66). Slednja obenem predstavlja tudi karakteristično vrednost nosilnosti veznega sredstva, ki bi jo uporabljali v praksi za dimenzioniranje spojev.

$$\gamma_{ov} = \frac{F_{0.95}}{F_{0.05}} \quad (66)$$

V naslednji preglednici (Preglednica A.3) navajamo rezultate za kotnike tipa BMF 105 z desetimi žebli 4 x 40 mm (ki jih sicer ni priporočljivo uporabljati), desetimi žebli 4 x 60 mm in samovrezne vijake 8 x 160/80 mm. Faktorji dodatne nosilnosti so podani v zadnjem stolpcu preglednice.

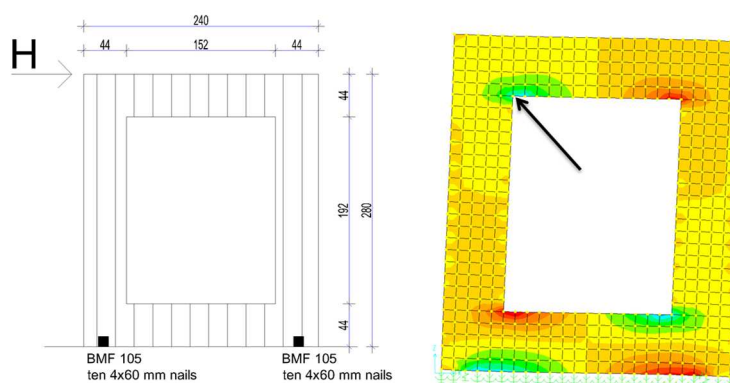
Za kotnike (z daljšimi žebli) bi predlagali vrednost faktorja dodatne nosilnosti $\gamma_{ov} = 1.3$, za samovrezne vijake pa $\gamma_{ov} = 1.6$. Uporaba slednjega faktorja v praksi je sicer nekoliko manj verjetna, oziroma bi utegnili biti pomembna v bolj specifičnih primerih. V osnovi namreč s takšnimi vijaki spajamo vogale sten, včasih pa tudi medetažne plošče s stenami spodaj. Pomembnost faktorja dodatne nosilnosti sidrskih kotnikov pa prikažemo v nadaljevanju na vzorčnem primeru.

Kot smo omenili že v prejšnjih poglavjih, je nosilnost in togost križno lepljenih lesenih plošč zelo visoka v primerjavi z veznimi sredstvi, s katerimi plošče spajamo skupaj oziroma sidramo na temelje. Celo tako velika, da so posamezni avtorji plošče v primerjavi z veznimi sredstvi modelirali kot toge. Vendar slednje velja za primer polnih plošč. Po drugi strani imajo lahko takšne lesene plošče izrezane večje odprtine, tako da se obnašajo kot togi momentni okvirji z drugačno razporeditvijo notranjih sil. V vogalih odprtih takšnih plošč prihaja do koncentracij napetosti, ki lahko vodijo do krhke porušitve lesene konstrukcije. Slednje moramo preprečiti, če želimo izkoristiti celotno duktilnost stikov med lesenimi ploščami ter njihovo sposobnost sipanja energije. Gre torej za osnovno filozofijo metode načrtovanja nosilnosti, kjer so lesene plošče varovani element, vezna sredstva pa varovalke.

Preglednica A.3: Izračun faktorjev dodatne nosilnosti za izbrana vezna sredstva
Table A.3: Overstrength factor value calculation for the chosen connectors

		Število preizkušenih elementov	Povprečna največja nosilnost (F_n)	Standardna deviacija največje sile	5-% fraktila $F_{0,05}$	95-% fraktila $F_{0,95}$	Faktor dodatne nosilnosti stikov γ_{ov}
kotnik BMF 105 z desetimi žebli 4 x 40 mm	strig	3	13.472	1.729	8.422	18.522	2.119
	dvig	3	14.830	1.514	10.408	19.252	1.850
kotnik BMF 105 z desetimi žebli 4 x 60 mm	strig	3	15.028	0.590	13.306	16.750	1.259
	dvig	2	23.088	0.305	21.163	25.012	1.182
samovrezni vijak Wuerth Assy II 8 x 160/80	strig	5	4.676	0.522	3.563	5.789	1.625

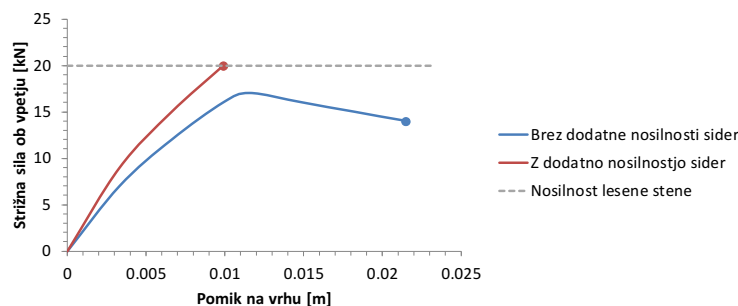
Na naslednji sliki (Slika A.8) prikažemo primer trislojne (slojevitost 30-34-30 mm) križno lepljene lesene stene dolžine 240 cm, višine 280 cm in debeline 9.4 cm. Na sredini stene je izrezana odprtina dimenzij 152 x 192 cm (dolžina, višina). Stena je v tla vpeta z dvema sidroma BMF 105 z desetimi žebli 4x60 mm. Če računamo s karakterističnimi vrednostmi lamel trdnostnega razreda lesa C24, je nosilnost križno lepljenega lesenega okvirja v ravnini dosežena pri vnosu približno 20 kN horizontalne sile (H) na vrhu. Pri tej vrednosti je dosežena največja dovoljena natezna napetost v lamelah srednjega sloja (ki poteka v horizontalni smeri). Nominalna natezna trdnost sidra BMF 105 z izbranimi žebli znaša 21 kN. Pri oddaljenosti sider 10 cm od roba sten lahko s sidranjem prenesemo na vrhu horizontalno silo približno 18 kN. To pomeni, da nam prej duktilno odpovejo sidra, kot pa se krhko poruši križno lepljen lesen okvir. Z vidika obnašanja konstrukcije pri potresu se torej vzpostavi želen rušni mehanizem. Če pa upoštevamo faktor dodatne nosilnosti kotnikov $\gamma_{ov} = 1.3$, je sidranje stene 30 % močnejše. Kotniki bi se tako plastificirali šele pri sili H , večji od 23 kN. Vendar bi v vmesnem času (teoretično) že prišlo do presega napetosti v lesenem okvirju ter možne krhke porušitve stene.



Slika A.8: Vzorčni primer križno lepljene lesene stene za prikaz vpliva faktorjev dodatne nosilnosti
Figure A.8: A case-study cross laminated timber wall for the demonstration of the overstrength factor influence

Na grafu (Slika A.9) prikažemo krivulji dveh potisnih (ang. *pushover*) analiz te stene z odprtino; enkrat z upoštevanom karakteristično trdnostjo kotnikov (modra krivulja), drugič z nosilnostjo, povečano s

faktorjem dodatne nosilnosti 1.3. S prekinjeno črto označimo mejo horizontalne sile 20 kN, kjer odpove lesen okvir. Razvidno je, da je deformacijska kapaciteta sistema z nižjo nosilnostjo kotnikov približno 2-krat večja. Kljub nižji odpornosti celotnega okvirja (z vidika sile) je 'mehkejši' okvir sposoben prenesti mnogo večjo potresno obremenitev, saj se v duktilnih spojih sipa potresna energija, lesen okvir pa ostaja v elastičnem stanju. Po drugi strani močnejši okvir odpove, ko so presežene natezne napetosti v lesu in ne omogoča disipacije energije.



Slika A.9: Potisne krivulje odziva sistema za karakteristično (modra krivulja) in povečano nosilnost (rdeča krivulja) sidrnih kotnikov

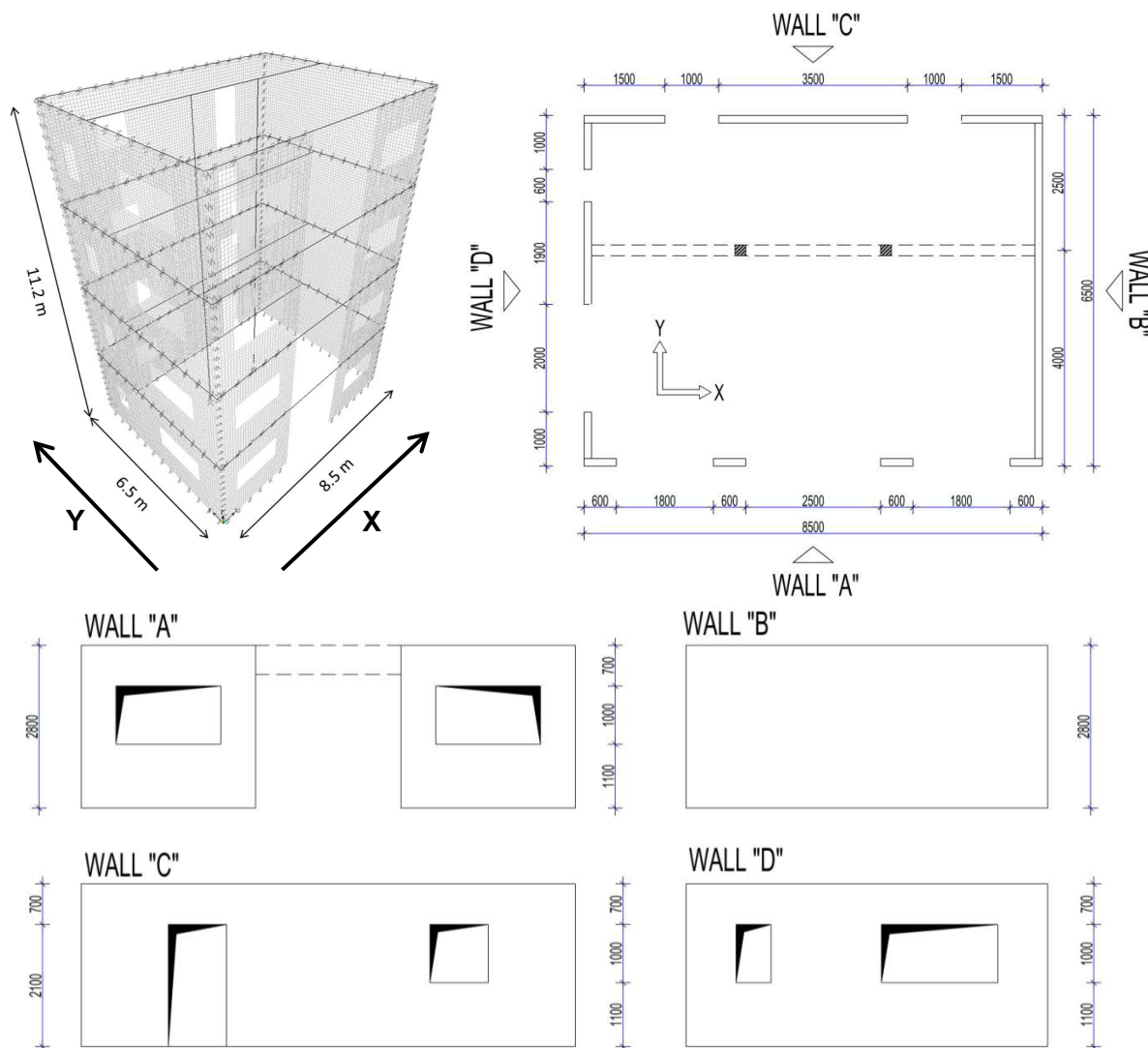
Figure A.9: The pushover curves of a system with the characteristic (blue curve) and over-strengthened (red curve) values of the anchor brackets

Vzorčni primer je sicer eden redkih, kjer je v križno lepljenih lesenih konstrukcijah pomemben vpliv faktorjev dodatne nosilnosti veznih sredstev. Če bi podoben okvir sestavljali iz ločenih elementov (parapet, stebra, preklada), bi v lesu težko dosegli mejne napetosti. Nosilnost takšne konstrukcije bi bila (rezen v primeru neracionalnih spojev, ki jih v praksi ne bi uporabljali) omejena z nosilnostjo momentnih spojev med elementi. V teh spojih pa so v večini primerov šibke točke zopet jekleni elementi (npr. vijaki), ki se praviloma obnašajo duktilno.

A.3 Parametrična analiza vpliva stikov in drugih robnih pogojev na obnašanje konstrukcije

Na vzorčnem objektu bomo s parametrično analizo prikazali vpliv različnih robnih pogojev stikovanja križno lepljenih sten in plošč med seboj. Faktorji, ki bodo predmet variacije so naslednji: togost, nosilnost in duktilnost stikov, trenje ter vertikalna obtežba. Konstrukcijo bomo analizirali z vsemi metodami, ki jih predvideva standard Evrokod 8, tj. metodo horizontalnih sil, modalno analizo s spektri odziva, potisno analizo ter nelinearno dinamično analizo. Slednjo bomo izvedli le na dvodimenzionalnem modelu (na steni B objekta).

Vzorčni objekt je (Slika A.10) 4-etažna zgradba (P+3), ki v tlorisu meri 8.5 x 6.5 m, vsaka od etaž pa 2.8 m. Višina križno lepljenih sten je 2.7 m, debelina medetažnih plošč pa 10 cm. V sredini objekta po višini vseh etaž tečeta dva lesena stebra, ki podpirata lesen nosilec. Slednji podpira medetažne plošče na kombinaciji razpona 4+2.5 m. Konstrukcija stebrov in nosilca je členkasto vpeta med seboj in v stene objekta ter pri potresu ne igra vloge. Vse potresne sile se prenesejo na obodne 140 mm debele stene zgradbe. Stene (A, B, C in D) so različne; polne, sestavljene ali pa z izrezanimi odprtinami. Točne dimenzije odprtin so prikazane na sliki. Stena A je sestavljena iz dveh kosov, ki sta na vrhu povezana s členkasto pripetim lesenim nosilcem (ne nudi nobene togosti pri potresu). Stene so v temelje in medetažne plošče (na zgornji in spodnji strani stene) pritrjene prek jeklenih kotnikov BMF 105 (z desetimi žbljji 4x60 mm).



Slika A.10: Geometrija vzorčnega objekta
Figure A.10: The geometry of the case study building

Izhodiščno število kotnikov določimo z metodo horizontalnih sil in ob predpostavki popolnoma elastične konstrukcije, tj. uporabi faktorja obnašanja $q = 1.0$. Slednje je sicer pod najnižjo vrednostjo, ki jo določa Evrokod 8. Ker kasneje s potisno analizo in N2 metodo določamo dejansko potresno odpornost konstrukcije, lahko posredno izračunamo kvocient med projektnim pospeškom temeljnih tal in mejnim pospeškom, ki bi ga konstrukcija še prenesla. Podoben pristop je za določitev faktorja obnašanja uporabil Ceccotti (2008), le da je v svojih računih uporabljal nelinearno dinamično analizo.

Za konstrukcijo predpostavimo, da leži na skalnati podlagi (tip tal A, v skladu z Evrokodom 8 ($S = 1.0$, $T_B = 0.15$, $T_C = 0.40$, $T_D = 2.00$)), pospešek temeljnih tal pa je 0.25 g . Lastna in stalna obtežba medetaž je predpostavljena 3.5 kN/m^2 , koristna obtežba pa 2.5 kN/m^2 . Na strehi predpostavimo 2.0 kN/m^2 stalne in prav tako 2.0 kN/m^2 koristne obtežbe. Lastna teža zunanjih sten je 1.2 kN/m^2 . V skladu s standardom EN 1991-1-1 je zgradba dodeljena v kategorijo A, zato znaša kombinacijski faktor za kvazistalno obtežbo $\psi_{2i} = 0.3$, faktor φ pa 0.5 z izjemo strehe, za katero predpostavimo, da je pohodna in je zato $\varphi = 0.5$. Mase po etažah izračunamo po enačbi:

$$m = G + \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q \quad (67)$$

kjer je G prispevek lastne in stalne, Q pa koristne obtežbe. Masne vztrajnostne momente pa izračunamo z enačbo:

$$M_{RZ} = m_i \cdot r^2 = m_i \cdot \frac{I_x + I_y}{A} \quad (68)$$

kjer sta I_x in I_y vztrajnostna momenta medetažnih plošč okoli težiščnih osi, ki potekata v smereh X in Y in znašata 195 m^4 ter 333 m^4 . A je površina medetažne plošče in znaša 55 m^2 . Izračunane podatke za mase in masne vztrajnostne momente za posamezne etaže navajamo v preglednici (Preglednica A.4).

Preglednica A.4: Dodatne karakteristike medetaž vzorčnega objekta za modalno analizo

Table A.4: Additional characteristics of case study building floors for the modal analysis

Etaža	Masa [ton]	Masni vztrajnostni moment [ton m ²]
4	19.4	185
3	31.5	300
2	31.5	300
1	31.5	300

Prvi nihajni čas konstrukcije izračunamo v skladu s poenostavljeno enačbo Evrokoda 8:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 11^{3/4} = 0.306 \text{ s} \quad (69)$$

kjer je H višina objekta, faktor C_t za naš tip zgradbe pa je 0.05. Osnovni nihajni čas torej predvidoma znaša 0.306 s. V skladu s standardom za izbran tip zemljine pomeni, da se prva nihajna doba zgradbe nahaja v platu elastičnega spektra pospeškov (kar bi za takšen tip zemljine z isto enačbo izračunali tudi za vse zgradbe, visoke med 4.5 in 16 m, tj. objekte do 5 etaž). Uporaba te enačbe standarda sicer ni priporočljiva, vendar za izbran objekt vrne konservativno vrednost za celotno strižno silo ob vpetju.

Vrednost v projektnem spektru izračunamo z naslednjo enačbo, kjer upoštevamo izbran tip tal in faktor obnašanja:

$$T_c \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 0.25 \cdot 1.0 \cdot \frac{2.5}{1} = 0.625 \quad (70)$$

Če prvi nihajni obliki objekta pripišemo vso efektivno maso, znaša celotna strižna sila ob vpetju:

$$F_b = S_d(T) \cdot g \cdot \sum m_i = 0.625 \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (19.4 + 3 \cdot 31.5) \text{ ton} = 698 \text{ kN} \quad (71)$$

Na podlagi obremenitve lahko izračunamo potrebno število kotnikov, ki prevzamejo strižno silo. Izhajamo iz podatkov največje povprečne strižne nosilnosti (Preglednica A.3) za kotnik BMF 105 z desetimi žebli 4x60 mm. Povprečna strižna nosilnost kotnika znaša 15 kN, torej bi za prevzem sile 698 kN potrebovali najmanj 47 kotnikov (izberemo 48 kotnikov, ki jih razdelimo po 24 na vsako stran v vsaki smeri). Momentno kontrolo ob vpetju pa izvedemo s poenostavljenim postopkom, podobno kot Ceccotti (2008), kjer predpostavimo togo povezane stene po obodu konstrukcije, rotacijsko os objekta pa na njegovem robu. Predpostavimo torej, da upogibni moment objekta ob vpetju prevzamemo z natezno trdnostjo ene od obodnih sten. Najprej izračunamo strižne sile po etažah z enačbo Evrokoda 8, kjer predpostavimo, da pomiki zaradi potresa po višini objekta naraščajo linearno. Strižna sila po etažah objekta tako znaša:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (72)$$

kjer so m_i in m_j mase etaž, z_i in z_j pa višine etaž merjene od temeljev navzgor. Strižne sile po etažah navajamo v preglednici (Preglednica A.5).

Preglednica A.5: Strižne sile po etažah
Table A.5: Shear forces over individual floors

Etaža	Višina etaže [m]	Strižna sila etaže [kN]	Strižna sila v etaži [kN]
4	11.2	203	203
3	8.4	248	451
2	5.6	165	616
1	2.8	83	698

Ob upoštevanju ugodnega delovanja vertikalne sile, ki objekt stabilizira, znaša celoten upogibni moment ob vpetju objekta:

$$M_i = \sum F_i \cdot z_i - \sum F_i \cdot \frac{L_i}{2} \quad (73)$$

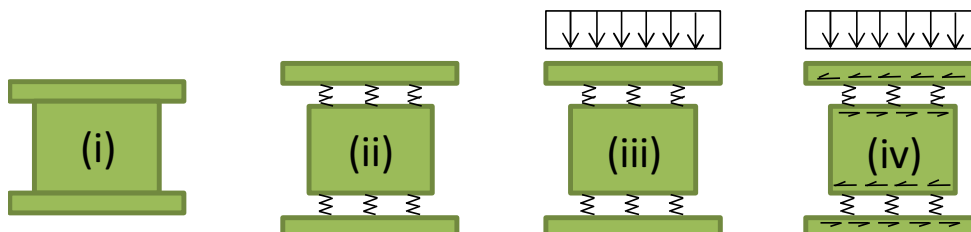
kjer je L_i dolžina (8.5 m) ali širina (6.5 m) objekta. Upogibni moment okoli daljše osi (M_x) znaša 1880 kNm in na daljših stenah povzroča 289 kN natega (ali tlaka), moment okoli krajše osi (M_y) pa znaša 762 kN in v krajših stenah povzroča 90 kN sile. Največja povprečna natezna nosilnost izbranega kotnika znaša 23 kN, torej za prevzem potresne sile potrebujemo v eni smeri 13, v drugi smeri pa 4 kotnike. Ker jih imamo na vsaki steni že zaradi zahtev striga 24, upogibna odpornost ni merodajna.

A.3.1 Modalna analiza s spektri odziva

Modalna analiza s spektri predstavlja referenčno metodo standarda Evrokod 8. Njena uporaba je nujna za potresno analizo bolj kompleksnih konstrukcij z neregularno geometrijo. V nedavni preteklosti so bile lesene konstrukcije (sploh v Sloveniji) omejene na relativno majhne objekte z majhnim številom etaž ali pa preprosto geometrijo. S prihodom križno lepljenih lesenih plošč pa se je močneje začel uveljavljati trend večetažne lesene gradnje. Trenutno v takšnem sistemu (po svetu) izvajajo objekte v višini do desetih etaž. Tudi za tako visoke zgradbe na potresnih območjih v primeru njihove regularnosti v tlorisu in po višini ni nujno potrebno izvajati modalne analize (vsaj standard Evrokod 8 je v tem primeru eksplicitno ne zahteva), je pa zelo priporočljiva.

Izvedba postopka modalne analize za betonske in jeklene konstrukcije je v splošni inženirski praksi že dodobra uveljavljena in preizkušena. Obenem je podprta s standardom, ki navaja tudi specifične robne pogoje, ki jih je pri takšni analizi potrebno upoštevati za določene tipe gradnje (npr. redukcije togosti za AB konstrukcije). V splošnem je modeliranje jeklenih in AB konstrukcij za modalno analizo lahko dokaj enostavno, saj razen v eksplicitnih primerih togosti spojev elementov (npr. stebrov in prečk) ni potrebno eksplicitno definirati. Slednji so pretežno togi ali členkasti (oziroma jih tako dimenzioniramo in detajliramo) ter kot taki tudi upoštevani v modelu. Pri lesenih konstrukcijah pa, tako kot smo omenili že večkrat, imajo spoji zelo pomembno vlogo pri njihovem potresnem obnašanju. Konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč niso v tem pogledu nič drugačne; njihova togost je pretežno odvisna od načina spajanja, kar bomo prikazali v nadaljevanju. Poleg togosti stikov pa bomo v analizi zajeli še dva parametra, ki lahko vplivata na obnašanje takšnih konstrukcij – vertikalno obtežbo in trenje. Na naslednji sliki (Slika A.11) so prikazani štirje tipi robnih pogojev, ki jih bomo upoštevali v vzorčni konstrukciji

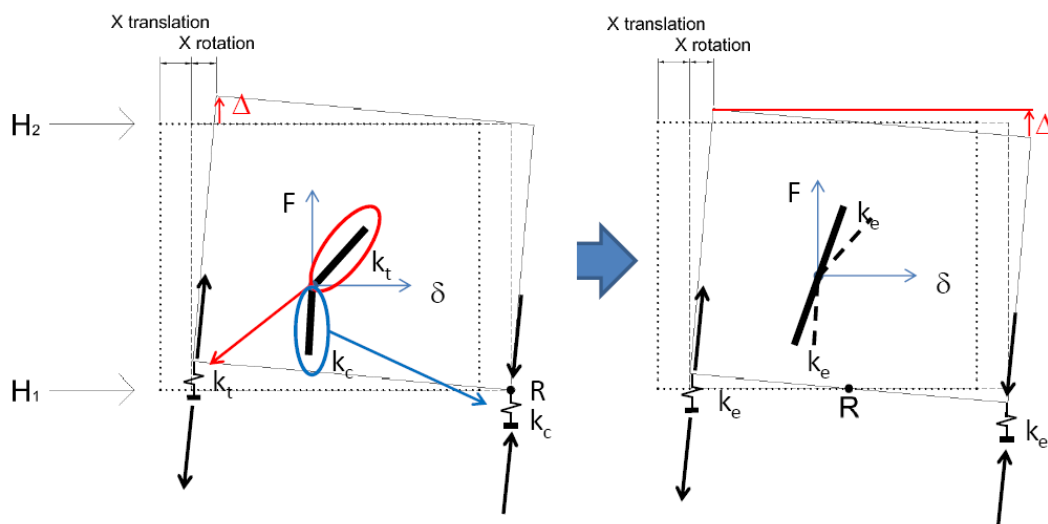
pri modalni analizi; (i) kjer vse spoje med stenami modeliramo absolutno toge, oziroma vso togost konstrukcije pripišemo zgolj lesenim ploščam, (ii) kjer modeliramo podajnost spojev, tj. kotnikov BMF 105, (iii) kjer dodatno upoštevamo tudi vpliv vertikalne obtežbe, ki deluje na stene, ter (iv) kjer dodamo še vpliv trenja med stenami in ploščami.



Slika A.11: Robni pogoji za parametrično analizo; (i) togi stiki, (ii) podajni stiki, (iii) upoštevana vertikalna obtežba, (iv) upoštevano trenje

Figure A.11: Boundary conditions for the parametrical analysis; (i) stiff connections, (ii) flexible connections, (iii) vertical load included, (iv) friction included

Lesene stene modeliramo z lupinastimi končnimi elementi – na način, kot smo ga predstavili že v poglavju 4.2. Slojevitost torej zajamemo z uporabo Blassovih (2004) redukcijskih koeficientov, s katerimi reduciramo elastične module v obeh smereh sten. Bolj natančno smo njihovo uporabo pojasnili že v poglavju 4.2. Pri robnih pogojih (i) je to z vidika modeliranja konstrukcije tudi vse, kar moramo storiti. Precej bolj zahtevno pa modeliranje postane pri robnih pogojih (ii). Modeliranje togosti stikov med stenami namreč ni tako enostavno, tudi če poznamo njihov natančen odziv. V osnovi stike, tj. kotnike, modeliramo kot dodatne vzmeti med stenski elementi. Modeliramo tako stike spoja stene s spodnjo kot zgornjo medetažno ploščo. Kotniki na spodnji in zgornji strani medetažne plošče pa so med seboj povezani z navojnimi palicami, ki so praviloma mnogo bolj toge kot pa žebeljan stik med kotnikom in steno, zato njihov vpliv na odziv zanemarimo. Modeliranje strižnega odziva kotnikov je sicer dokaj enostavno; njihov odziv je simetričen, zato lahko strižno obnašanje zajamemo z eno linearno vzmetjo, ki je enako toga v obeh smereh. Če steno obremenimo z ene ali druge smeri (v ravnini), bo nudila enak odpor. Vertikalni odziv stikov pa je drugačen. V nategu (dvigu) kotniki nudijo določeno togost, ki smo jo izmerili z eksperimenti. V tlaku pa se isti kotniki sploh ne aktivirajo, ker stena pritiska na medetažno ali temeljno ploščo, ki posledično nudi odpor. Tlačna togost je v tem primeru mnogo večja kot pa natezna. Vrednost, ki bi jo v tem primeru pripisali posamezni vzmeti, bi lahko izračunali kot tlačno togost lesa plošče na območju, na katero pritiska stena, ali pa tlačno togost lesene stene, ki pritiska na AB temelj. V slednjem primeru je v primerjavi z betonom bolj podajen les, pri pritisku sten na medetaže pa les medetaž, ki je tlačno obremenjen pravokotno na vlakna (in približno 30-krat bolj podajen kot vzporedno z vlakni). V primerjavi z natezno togostjo kotnika je tlačna togost bistveno večja in jo lahko računsko zajamemo kot absolutno togo (npr. 10-krat večjo od natezne). Vendar s tem modeliranjem vertikalne komponente vzmeti pri modalni analizi še nismo rešili. Trenutno imamo namreč definirano bilinearno vzmet, ki ima različna natezni in tlačni odziv. Slednje pa pri modelu za modalno analizo ni možno saj ne moremo več izvesti linearne elastične analize in izračunati togostne matrike konstrukcije. Bilinearne vzmeti namreč zahtevajo nelinearni izračun konstrukcije. Togost konstrukcije je različna, odvisna od smeri, v kateri jo obremenjujemo. Zato moramo bilinearni odziv vzmeti spremeniti v linearne. Vzmet se mora v tlaku in nategu obnašati enako. To storimo s postopkom rekalkibracije vzmeti.



Slika A.12: Koncept kalibracije vertikalne togosti sidrnih elementov, ki omogoči izvedbo modalne analize
Figure A.12: The concept of the vertical anchor stiffness calibration that allows for a modal analysis procedure

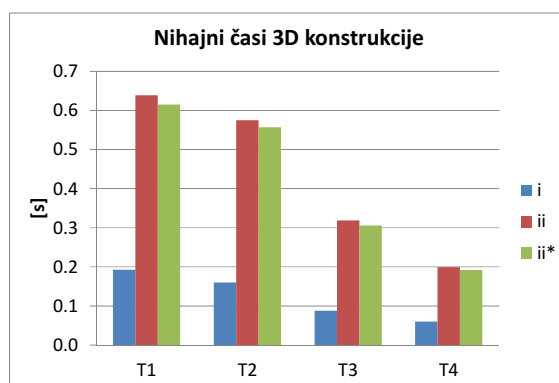
Na sliki (Slika A.12) prikažemo koncept, ki ga uporabimo pri rekalkibraciji. Obnašanje stene, ki ima na vsaki strani en kotnik, je na levi strani slike prikazano tako, kot dejansko poteka, če vzmeti modeliramo bilinearno. Pri horizontalni sili na vrhu stene je odziv tlačne vzmeti tog (k_c), skrčec je zanemarljiv. Točko rotacije stene idealiziramo v njenem vogalu (R). Natezno obremenjena vzmet se raztegne za togosti pripadajočo razdaljo. Stena se zasuka okoli ročke R . Natezno obremenjeni vogal stene se dvigne (Δ), vrh stene pa se horizontalno premakne ($X_{rotation}$) kot posledica rotacije. Zaradi strižnega zdrsa stikov (togost vzmeti v horizontalni smeri na sliki ni eksplicitno prikazana) na vrhu stene pride tudi do dodatnega pomika, ki je posledica translacijskega zdrsa ($X_{translation}$). Na desni strani slike pa prikažemo obnašanje stene s spremenjenimi togostmi vertikalnih komponent vzmeti, ki se sedaj obnašata enako v tlačni in natezni smeri. Pomik na vrhu stene na račun strižnega zdrsa kotnikov ($X_{translation}$) ostaja enak. Isto pa mora veljati tudi za pomik na vrhu, ki je posledica rotacije ($X_{rotation}$). Bistvena razlika je sprememba točke rotacije R , ki se sedaj ne nahaja več v vogalu, pač pa v sredini (ker je vpetje stene simetrično). Razlika med vertikalnima pomikoma vogalov stene je enaka, vendar se sedaj natezno obremenjen vogal dvigne, tlačno obremenjen pa pogrezne. Našteto je posledica spremembe togosti vertikalne komponente vzmeti, ki je sedaj enaka v nategu in tlaku. Iz bilinearnega odziva vzmeti tako pridemo na enostaven linearni odziv, ki ga je mogoče modelirati tudi pri modalni analizi. Horizontalni pomiki na vrhu stene morajo torej biti enaki; tako ostane enaka togost sistema (stene + stikov), posledično pa tudi njegov nihajni čas. Nadomestne togosti posameznih sten smo v našem primeru izračunali (iteracijsko) s primerjavo pomikov modelov končnih elementov. Osnovna natezna togost kotnika BMF 105 (z desetimi žebli 4 x 60 mm), izračunana po postopku Yasumura-Kawai (YK), je 6354 kN, strižna togost 2767 kN/m, rekalkibrirane togosti uporabljenih vzmeti pa so različne za posamezne stene vzorčne zgradbe. V literaturi nismo zasledili avtorjev, ki bi dosledno obravnavali modalno analizo zgradb iz križno lepljenih lesenih plošč. Zaslediti je moč celo članke (Seim, 2012), kjer avtor v analizi zavestno opusti vpliv vertikalne togosti vzmeti (jih modelira toge) in pripiše odziv stikov samo njihovi strižni podajnosti. Slednje lahko vodi v pretoge konstrukcije in podcenjene pomike. Najprej prikažemo rezultate modalne analize za celotni 3D model, kjer analiziramo samo variaciji robnih pogojev (i) in (ii) ter uvedemo še podvariacijo (ii*), ki zajema tudi vpliv stikov med stenami na vogalih prek samovreznih vijakov 8 x 160 mm. Njihova elastična strižna togost, izračunana s postopkom Yasumura-Kawai, znaša 1070 kN/m, modeliramo pa jih na razdaljah 30 cm. Nadomestne vertikalne togosti kotnikov poenotimo na 19 000 kN/m. Na slikah (Slika A.13) prikažemo primerjavo prvih štirih nihajnih časov konstrukcije (Preglednica A.6) pri različnih izbranih robnih pogojih in nihajne oblike

(Slika A.14) za robne pogoje (ii*). Prva globalna nihajna oblika je translacija v smeri X, druga translacija v smeri Y, tretja torzija, četrta pa je translacija drugega reda v smeri X.

Preglednica A.6: Prvi štirje nihajni časi 3D modela za različne robne pogoje; (i) togi stiki, (ii) podajni stiki, (ii*) podajni stiki z vlivom vogalnih pravokotnih sten

Table A.6: The first four vibration periods of the 3D model for different boundary conditions; (i) stiff connections, (ii) flexible connections, (ii*) flexible connections including the influence of corner perpendicular walls

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]		
	i	ii	ii*
T ₁	0.193	0.639	0.615
T ₂	0.160	0.575	0.557
T ₃	0.088	0.319	0.306
T ₄	0.060	0.199	0.192



Slika A.13: Prvi štirje nihajni časi 3D modela za različne robne pogoje

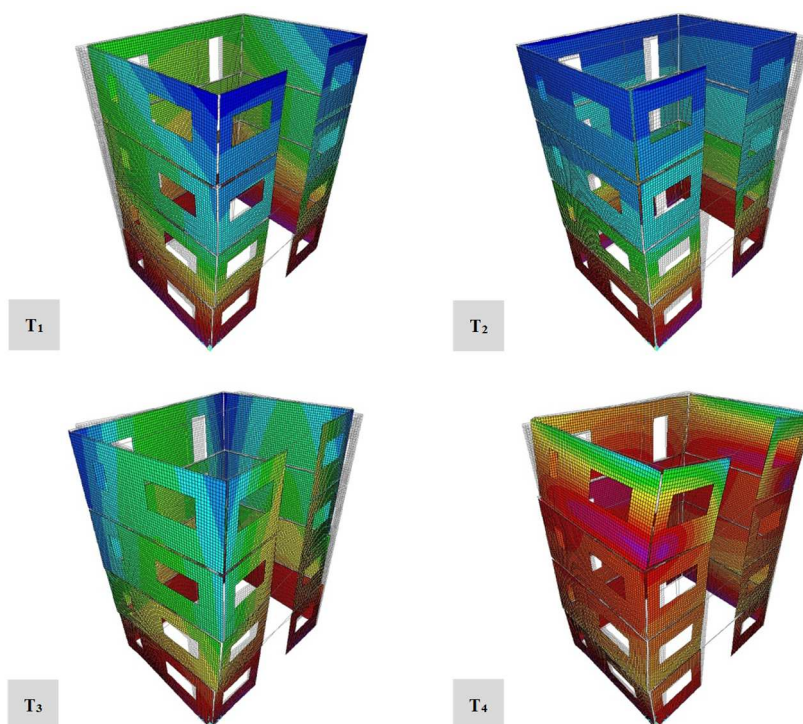
Figure A.13: The first four vibration periods of the 3D model for different boundary conditions

Iz nihajnih časov je razvidno, da je konstrukcija s togimi stiki (i) zelo toga v primerjavi s preostalima dvema, njen prvi nihajni čas pa je več kot trikrat krajši od konstrukcije, kjer smo modelirali tudi vpliv stikov med stenami in medetažnimi ploščami (ii). Če upoštevamo še vpliv stikov med stenami na vogalih objekta (ii*), konstrukcija postane malce bolj toga, nihajni časi pa nekoliko upadejo. V primerjavi s poenostavljeno enačbo za izračun nihajnega časa konstrukcije iz Evrokoda (enačba 80) so z modalno analizo izračunani nihajni časi daljši.

V nadaljevanju bolj podrobno analiziramo konstrukcijo v smeri X (onemogočimo tudi torzijsko sukanje konstrukcije). Izvedemo individualno kalibracijo togosti vzmeti za povezovanje sten ter analiziramo tudi vpliv trenja na odziv konstrukcije. Upoštevana nadomestna vertikalna togost vzmeti v steni A je 16 000 kN/m, v steni C pa 18 000 kN/m. Vzmeti za primera (iii) in (iv) sicer ne kalibriramo ločeno po etažah. Kalibriramo samo najnižjo steno, ki prejema največjo vertikalno obtežbo in tudi največje trenje ter te karakteristike pripišemo vzmetem v vseh etažah. S tem sicer zavestno modeliramo bolj togo konstrukcijo.

V preglednici (Preglednica A.7) so podani nihajni časi v smeri X za različne robne pogoje. Vse nihajne oblike so translatorne, z njimi pa pokrijemo 100 % efektivne mase. Prva in druga nihajna oblika 2D analize v X smeri sta enaki prvi in četrti nihajni obliki 3D analize. Obstajajo sicer minimalna odstopanja, ker je pri 3D analizi prisoten še vpliv prečnih sten, sproščene pa so vse prostostne stopnje, tako da konstrukcija ni popolnoma omejena na translacijo vzporedno z glavnimi osmi.

Zopet močno odstopa toga konstrukcija brez modeliranih stikov (i), najbolj podajna pa je konstrukcija, kjer stike modeliramo (ii), vendar ne upoštevamo stabilizacijskega vpliva vertikalne obtežbe in trenja. Vertikalna obtežba (iii) konstrukcijo nekoliko učvrsti, trenje (iv) prav tako. Posledično nihajni časi padajo. Če upoštevamo tako vpliv vertikalne obtežbe kot trenja, se prvi nihajni čas $T_1 = 0.365$ s močno približa vrednosti poenostavljene Evrokod enačbe (0.306 s).



Slika A.14: Prve štiri nihajne oblike
Figure A.14: The first four vibration modes

Preglednica A.7: Prvi štirje nihajni časi 2D modela v smeri X za različne robne pogoje (glej Slika A.11)
Table A.7: The first four vibration periods of the 2D model in the X direction for different boundary conditions (from Figure A.11)

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]			
	i	ii	iii	iv
T_1	0.223	0.615	0.497	0.365
T_2	0.074	0.201	0.173	0.129
T_3	0.045	0.120	0.110	0.084
T_4	0.037	0.097	0.084	0.063

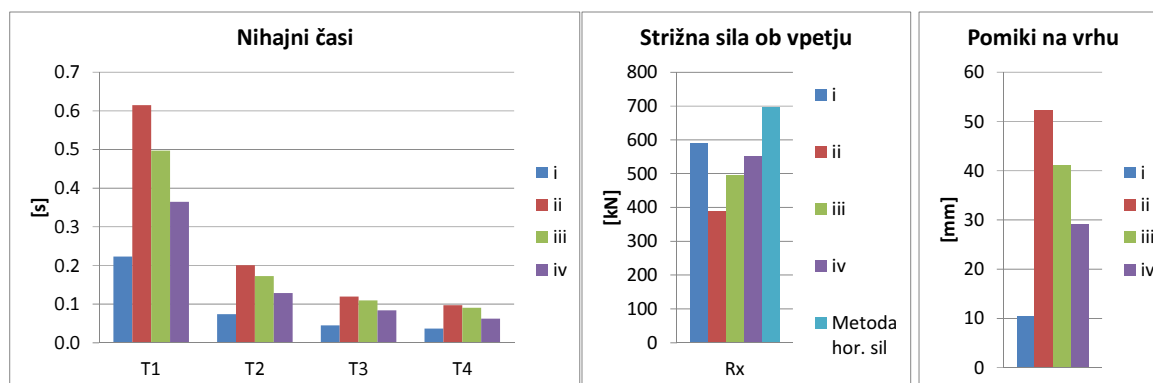
Preglednica A.8: Strižne sile ob vpetju in pomiki na vrhu konstrukcije za modalno analizo z različnimi robnimi pogoji ter metodo horizontalnih sil

Table A.8: The base shear and top displacements for the modal analysis with different boundary conditions and the lateral force method

	metoda h. sil	i	ii	iii	iv
Strižna sila ob vpetju [kN]	698	591	389	496	553
Pomik na vrhu konstrukcije [mm]	/	10.4	52.4	41.1	29.2

V preglednici (Preglednica A.8) podajamo vrednosti za strižne sile ob vpetju in pomike na vrhu konstrukcije za vse štiri modalne analize konstrukcije ter metodo horizontalnih sil. Strižna sila ob vpetju (Slika A.15) je sicer največja za najbolj tog model (i), kjer največji delež efektivne mase niha v območju platoja spektra pospeškov ter posledično generira največje sile. Najbolj podajen model (ii) vrača tudi najnižje sile, te pa potem naraščajo, če upoštevamo še vertikalno obtežbo (iii) in trenje (iv). V primerjavi z vsemi variacijami modelov modalnih analiz daje metoda horizontalnih sil najbolj konservativne rezultate za strižne sile.

Obratna kot s silami pa je s pomiki (Slika A.15), ki so daleč najmanjši za tog model (i), največji za podajnega (ii), ponovno pa so manjši pri modelih (iii) in (iv). Pomiki sicer tudi za najbolj podajen model ne presegajo najbolj nekonserativnega kriterija Evrokoda 8 za etažne pomike, ki jih omejuje na $H/100$ (H je višina objekta), kar znaša 112 mm.



Slika A.15: Primerjava nihajnih časov, strižne sile ob vpetju in pomikov na vrhu konstrukcije za različne robne pogoje stikov

Figure A.15: The comparison of vibration periods, base shear and top displacements for different connection boundary conditions

Za primerjavo izračunamo še prve nihajne čase, dobljene s poenostavljeno Reyleighjevo metodo (Chopra, 2007) po sledeči enačbi:

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{g \sum m_j u_j^2}{\sum m_j u_j}} \quad (74)$$

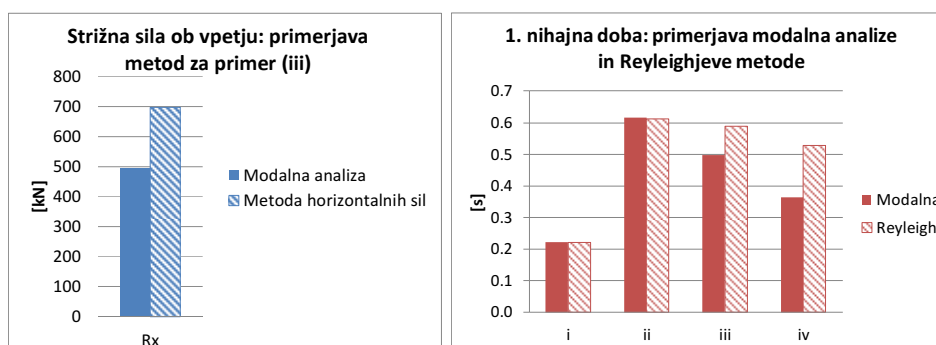
kjer so m_j mase etaž, u_j pa pomiki etaž pri sili, ki je premo sorazmerna masi etaže. Izvedemo potisno analizo, kjer upoštevamo bilinearost vertikalnega odziva vzmeti (česar ne moremo izvesti pri modalni analizi). Izračunane vrednosti za različne robne pogoje prikažemo v naslednji preglednici (Preglednica A.9) in sliki (Slika A.16).

Preglednica A.9: Podatki za izračun prvih nihajnih časov s poenostavljeno Reyleighjevo metodo

Table A.9: The data used for calculation of first vibration periods with the simplified Reyleigh method

etaža	višina [m]	masa [kg]	sila [kN]	pomik [m]			
				i	ii	iii	iv
4	11.2	19 400	190	0.0161	0.1262	0.1150	0.0947
3	8.4	31 500	309	0.0135	0.1030	0.0951	0.0761
2	5.6	31 500	309	0.0097	0.0720	0.0675	0.0517
1	2.8	31 500	309	0.0050	0.0357	0.0342	0.0243
T_0 [s]				0.221	0.613	0.587	0.528

Reyleighjeva metoda sicer ni primerna za konstrukcije z izrazito tlorisno nepravilnostjo, vendar v našem primeru analiziramo eno smer in fiksiramo prostostne stopnje. Primerjava pokaže, da je ujemanje rezultatov modalne analize in Reyleighjeve metode tako rekoč popolno za primera toge (i) in podajne (ii) konstrukcije, do odstopanja pa pride pri upoštevanju vertikalne obtežbe (iii) in predvsem trenja (iv). Kot smo omenili že prej, smo robne pogoje tipa (iii) in (iv) modelirali bolj toge, ker nismo izvajali kalibracije vzmeti po etažah, pač pa smo lastnosti najbolj toge pritlične stene pripisali vsem. Posledično smo dobili bolj togo konstrukcijo in krajše nihajne čase. Reyleighjeva metoda pa izhaja iz modela, kjer sta intenziteta vertikalne obtežbe na stene ter nivo trenja modelirana dosledno. Analiza pokaže, da utegne biti njun vpliv manjši, kot je kazalo sprva, saj se prvi nihajni čas konstrukcije ne skrajša toliko kot pri modalni analizi.



Slika A.16: Primerjava strižnih sil (za iii primer) ob vpetju za račun z modalno analizo in metodo horizontalnih sil (levo) ter primerjava vrednosti prvih nihajnih časov, izračunanih z modalno analizo ter z Reyleighjevo metodo (desno) za različne robne pogoje

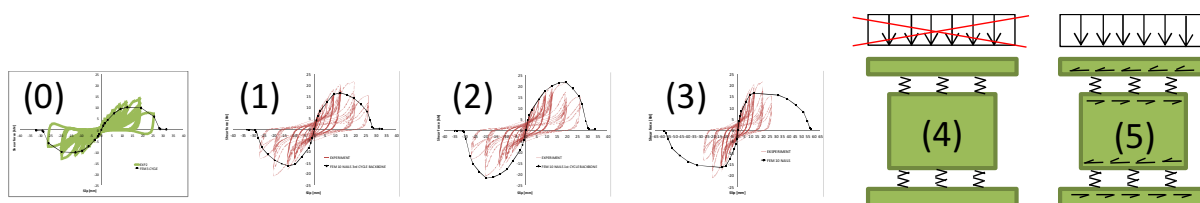
Figure A.16: The comparison of base shear (for case no. iii) calculated with the modal analysis and the lateral force method (left) and the comparison of first vibration period values calculated with the modal analysis and the Reyleigh method (right) for different boundary conditions

Na sliki (Slika A.16, levo) pa prikažemo še primerjavo med celotno strižno silo ob vpetju v smeri X za modalno analizo (iii) in metodo strižnih sil. Slednja daje višje vrednosti (698 kN v primerjavi s 553 kN), saj celotno efektivno maso konstrukcije pripiše prvi nihajni obliki, ki pa se nahaja v platoju spektra. Modalna analiza vrne daljše nihajne čase, prva nihajna oblika (z največjim deležem efektivne mase) se premakne iz platoja naprej. Drugi in tretji nihajni čas sta sicer še vedno v platoju spektra.

A.3.2 Potisna analiza in N2 metoda

V nadaljevanju analiziramo odziv zgradbe v smeri X s potisno analizo, potem pa ločeno analiziramo še izolirano steno B. V smeri X variiramo robne pogoje prikazane na sliki (Slika A.17). Najprej (0) vzmetem pripišemo lastnosti ovojnice 3. cikla histereznega odziva kotnika BMF 105 z desetimi žebli 4 x 40 mm. Kot smo omenili že v poglavju A.2.1 ti niso primerni zaradi krhke porušitve (iztrganja lesa). Primer vseeno analiziramo kot prikaz vpliva krhkih veznih sredstev na globalno obnašanje konstrukcije. Pri robnih pogojih (1) pripišemo vzmetem lastnosti ovojnice 3. cikla kotnika BMF 105 z desetimi žebli 4 x 60 mm, ki so primerni za uporabo na potresnih območjih. Pri robnih pogojih (2) uporabimo enake kotnike kot v prejšnjem primeru, vendar uporabimo lastnosti 1. cikla histerezne ovojnice s približno 25 % višjo nosilnostjo. Robni pogoji (3) predvidevajo uporabo fiktivnih kotnikov s podobnimi lastnostmi kot v primeru (2), vendar podvojeno deformacijsko kapaciteto. Robni pogoji (4) so enaki primeru (1), vendar ne upoštevamo stabilizacijskega vpliva vertikalne obtežbe, ki jo sicer upoštevamo

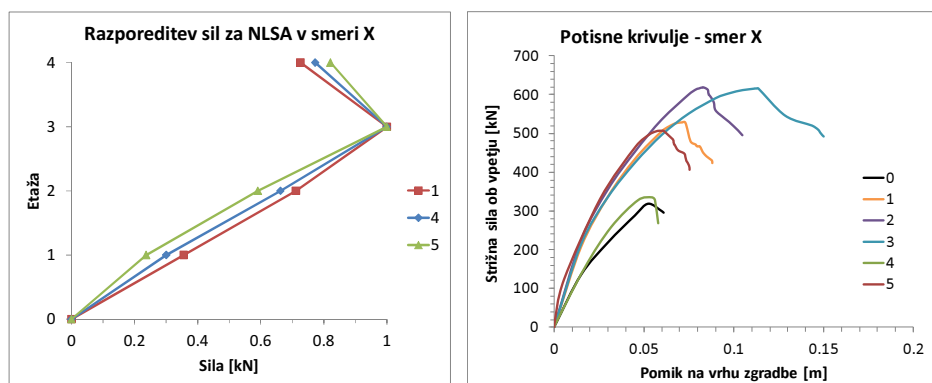
pri vseh ostalih primerih. Robni pogoji (5) so ravno tako enaki primeru (1), vendar pa dodatno vpeljemo še vpliv trenja med stenami in ploščami. Uporabimo koeficient trenja 0.4.



Slika A.17: Robni pogoji za parametrično analizo v smeri X; (1) ovojnica 3. cikla, (2) ovojnica 1. cikla, (3) ovojnica 3. cikla s fiktivno podvojeno deformacijsko kapaciteto sider, (4) ukinjen vpliv vertikalne obtežbe, (5) ovojnica 3. cikla, upoštevana vertikalna obtežba in trenje

Figure A.17: Boundary conditions for the parametrical analysis in the X direction; (1) 3rd cycle backbone, (2) 1st cycle backbone, (3) 3rd cycle backbone and theoretically doubled deformation capacity of a connector, (4) abandoned influence of the vertical load, (5) 3rd cycle backbone, vertical load and friction included

Pri izvedbi potisne analize bi morali sicer uporabiti dva vzorca nanosa horizontalnih sil na konstrukcijo po višini zgradbe; konstantnega in modalnega. Slednji sledi prvi nihajni obliki konstrukcije, drugi pa je po višini konstanten. Modalne oblike za različne izbrane primere robnih pogojev (1, 4 in 5) prikažemo na sliki (Slika A.18, levo). V osnovi so si precej podobne tudi za popolnoma različne robne pogoje stikov. Za nadaljnje analize sicer uporabimo konstantno obliko obtežbe.



Slika A.18: Modalne oblike nanosa obtežbe na konstrukcijo z nelinearno statično analizo za nekatere robne pogoje in potisne krivulje za različne robne pogoje (glej Slika A.17)

Figure A.18: Modal load shapes for the nonlinear static analysis of certain boundary conditions (left) and pushover curves for different boundary conditions (see Figure A.17)

Rezultate potisnih analiz različnih robnih pogojev prikažemo na sliki (Slika A.18, desno) v obliki krivulj pomik-sila. Konstrukcije obremenjujemo, dokler celotna strižna sila pri vpetju objekta ne pade na 80 % maksimalne dosežene. Kot pričakovano najnižjo nosilnost dosežemo pri uporabi kratkih žebeljev s krhko porušitvijo (0), kjer je duktilnost konstrukcije (oziroma spojev) tako majhna, da do 20-% padca sile sploh ne pride. Uporaba daljših, 60 mm dolgih žebeljev (1), znatno poveča nosilnost in tudi deformacijsko kapaciteto konstrukcije že pri upoštevanju tretjega cikla odziva kotnikov. Po drugi strani uporaba prvega cikla odziva (2) še dodatno poveča nosilnost ter tudi deformacijsko kapaciteto. Fiktivni kotniki (3) s podvojeno deformacijsko kapaciteto dosežejo približno enako duktilnost kot primer '2', vendar je deformacijska kapaciteta konstrukcije znatno večja. Kaj to pomeni z vidika potresne nosilnosti, bomo analizirali v nadaljevanju. Opustitev vpliva vertikalne obtežbe (4), ki stabilizira stene povzroči znaten padec nosilnosti konstrukcije. V primerjavi z odzivom '1', ki vsebuje identične stike, nosilnost pade za

več kot 35 %, ravno tako tudi deformacijska kapaciteta. Vpliv trenja pa na prvi pogled nepričakovano zmanjša nosilnost in deformacijsko kapaciteto konstrukcije. Ob bolj podrobni analizi postane jasno, da trenje poveča strižno togost na stiku sten. Posledično sila prej naraste (togost na začetku obremenjevanja je večja, kar je razvidno tudi iz slike), vendar pa se deformacijska kapaciteta strižnih sider ne razvije v polnem obsegu. Tako se pri višji sili prej aktivira polna nosilnost dvižne komponente sider, ki je tudi razlog za končno porušitev. Presežena natezna kapaciteta vzmeti je razlog za končno odpoved konstrukcije.

V poglavju A.3 smo sicer izračunali, da je globalno merodajna strižna nosilnost. Vendar je bilo slednje izračunano ob predpostavki toge povezanosti obodnih sten in prevzema celotnega momenta pri vpetju na krajni steni, vzporedni z osjo rotacije. Ker potisno analizo izvajamo na 2D modelu, kjer vpliv krajnih sten zanemarimo, se tudi dvižna sila prenese samo na vzmeti sten A in C. Vpliv dvižne komponente je torej zelo pomemben, sploh pri višjih zgradbah, kjer prihaja do večjih dvižnih sil. Novozelandski standard (NZS3603:1993) za dimenzioniranje lahkih lesenih okvirnih sten pri potresu vsebuje poenostavljeno določilo, ki pripiše strižno nosilnost stene samo strižnim sidrnim kotnikom na osrednjem delu stene, upogibne momente pa prevzemajo samo vogalna sidra (ang. *hold-down*). Tako tudi ni potrebno izvajati interakcije med strižno in natezno komponento nosilnosti kotnikov. Slednjega v našem primeru nismo preverjali, ker smo tudi točko porušitve konstrukcije obravnavali arbitrarno kot 20-% padec strižne sile pri vpetju zgradbe v temelje. Nekateri avtorji (Popovski, 2012) so predlagali enostavne interakcije med komponentama nosilnosti (kvadratna enačba), podobno kot tudi Evrokod 5 obravnava interakcijo strižne in natezne nosilnosti žebeljev.

V nadaljevanju izračunamo največjo potresno odpornost s pomočjo N2 metode (Fajfar in Gašperšič 1996, Fajfar 1999, 2000, 2002 ter Fajfar idr. 2005), ki je implementirana tudi v standard EC 8. S pomočjo te metode lahko na podlagi rezultatov potisne analize izračunamo ciljni pomik konstrukcije, pri katerem konstrukcija prenese izbran potres (in tako ocenimo stopnjo poškodovanosti konstrukcije), ter največji pospešek temeljnih tal, ki ga je konstrukcija še sposobna prenesti v stanju blizu porušitve (NC).

Nelinearnosti v modelu konstrukcije najpogosteje skoncentriramo na lokalnih mestih. Na tak način ohranimo model dovolj enostaven in numerično stabilen, vendar še vedno zagotavljamo dosleden nelinearen odziv konstrukcije. V primeru AB okvirjev definiramo plastične členke na koncih stebrov in gred, pri opečnih polnilih takšnih okvirjev modeliramo polnila z nadomestnimi diagonalami, katerim pripišemo nelinearne karakteristike. Za nearmirane opečne zidove pa v večini primerov uporabimo model nadomestnega okvirja, kjer zidove in preklade modeliramo z linijskimi elementi in koncentriranimi plastičnimi členki. Pri opečnih zgradbah so rušni mehanizmi lahko različni (upogibni, strižni). Odvisni so od robnih pogojev posameznega elementa. Na tako definirano izbrano konstrukcijo nanese moč obtežni primer, kjer so sile razporejene po višini objekta (po posameznih etažah). Oblika oziroma razmerje sil po višini je konstantna (sorazmerna masi etaže) ali pa sledi prvi nihajni obliki konstrukcije v izbrani smeri. Rezultat analize je nelinearna krivulja odziva konstrukcije (potisna krivulja), tj. razmerja med pomikom na vrhu konstrukcije ter strižno silo ob vpetju.

Odziv celotne konstrukcije pretvorimo na odziv ekvivalentne konstrukcije z eno prostostno stopnjo. Pretvorbo sil in pomikov izvedemo s faktorjem Γ . Na idealiziranem odzivu sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF) lahko ob upoštevanju elastičnega spektra določimo ciljni pomik pri podanem pospešku. Na podlagi ciljnega pomika SDOF lahko preko faktorja Γ določimo ciljni pomik celotne konstrukcije. Izvedemo ponovno potisno analizo do ciljnega pomika in ocenimo stanje konstrukcije. Bolj podrobno korake opišemo v nadaljevanju.

Transformacijski faktor Γ izračunamo z enačbo:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (75)$$

kjer so m_i mase etaž, Φ_i pa normirani pomiki etaž pri 1. nihajni obliki (za vsako od smeri X in Y). Za primer z enakomerno razporeditvijo je $\Phi_i = 1$, zato je transformacijski faktor Γ enak 1. Izračunamo sile in pomike ekvivalentnega SDOF:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (76)$$

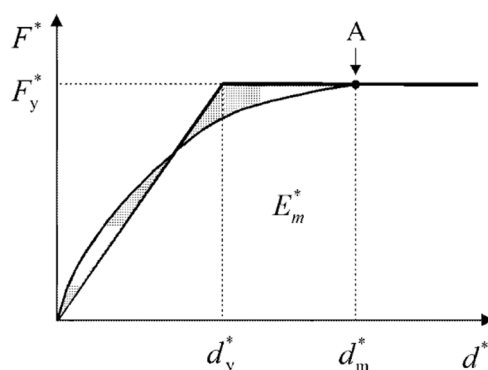
$$d^* = \frac{d_b}{\Gamma} \quad (77)$$

kjer so F_b in d_b sile in pomiki MDOF sistema.

Idealiziran bilinearen diagram SDOF določimo tako, da za silo na meji elastičnosti (F_y^*) predpostavimo največjo silo, ki jo dosežemo pri potisni analizi (pri prehodu prvega nosilnega elementa v stanje blizu porušitve), pomik na meji elastičnosti (d_y^*) pa izračunamo po enačbi, podani v dodatku B, standarda EN 1998-1:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (78)$$

kjer je d_m^* pomik pri mejnem stanju konstrukcije blizu porušitve (NC), E_m^* pa je deformacijska energija (v praksi jo izračunamo kot površino pod potisno krivuljo – površini pod dejansko in idealizirano krivuljo sta enaki). V skladu z EC8 je možna tudi neobvezna nadaljnja optimizacija idealizirane krivulje.



Slika A.19: Splošni primer dejanske in idealizirane potisne krivulje (EN 1998-1, B3)

Figure A.19: A general case of an idealised pushover curve (EN 1998-1, B3)

Nihajni čas idealiziranega SDOF določimo po naslednji enačbi:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (79)$$

Nato lahko določimo ciljni pomik konstrukcije z nihajnim časom T^* in neomejenim elastičnim obnašanjem z naslednjo enačbo:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (80)$$

$S_e(T^*)$ je vrednost v elastičnem spektru pospeškov za nihajni čas T^* . Enačbe za določanje so podane v standardu EN 1998-1, v poglavju 3.2.2.2 (enačbe 3.2 do 3.4). V enačbah upoštevamo faktor dušenja $\eta = 1$ (velja za 5 % viskoznega dušenja – enačba 3.6 istega poglavja standarda).

Za določitev ciljnega pomika SDOF (d_t^*) pa uporabimo eno od naslednjih enačb, odvisno od nihajnega časa T^* :

$$d_t^* = d_{et}^* \quad \text{če velja } T^* \geq T_C \quad (\text{srednji in dolgi nihajni časi}) \quad (81)$$

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad \text{če velja } T^* < T_C \quad (\text{kratki nihajni časi}) \quad (82)$$

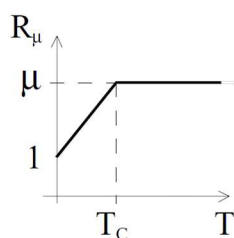
$$\text{kjer je: } R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*)}{F_y^*/m^*} \quad (\text{oznaka za } R_\mu \text{ v dodatku B standarda EC 8 je sicer } q_u) \quad (83)$$

Če je $R_\mu < 1$, velja tudi za kratke nihajne čase izraz $d_t^* = d_{et}^*$. Konstrukcija se namreč v tem primeru obnaša elastično.

Redukcijski faktor R ($q \equiv R = R_\mu R_s$; pri N2 metodi smemo upoštevati samo faktor R_μ zaradi duktilnosti) je namreč odvisen od duktilnosti (μ) in nihajnega časa (T). V N2 metodi za izračun R_μ upoštevamo enostaven bilinearen spekter:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad \text{za } T < T_C \quad (84)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{za } T \geq T_C \quad (85)$$



Slika A.20: Zveza med $R_\mu - \mu - T$ (Fajfar, GV, 2002)
Figure A.20: Relationships between $R_\mu - \mu - T$ (Fajfar, GV, 2002)

Elastični spekter pospeškov (S_{ae}) določimo v skladu z EN 1998-1, poglavje 3.2.2.2 (enačbe 3.2 do 3.4). Zveza med elastičnim spektrom pospeškov in pomikov je naslednja:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (86)$$

Neelastični spekter pospeškov in pomikov pa izračunamo po enačbah:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (87)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (88)$$

Za določitev pospeška, ki je potreben, da konstrukcija preide v stanje NC, pa postopamo v obratnem vrstnem redu. Izhajamo iz največjega dopustnega pomika SDOF. Na podlagi tega izračunamo (odvisno od nihajnega časa) vrednost v spektru pospeškov in potem še pospešek tal.

Izračunamo pomik ekvivalentnega SDOF pri NC (stanje NC v prvem stebru):

$$d_{t,NC}^* = \frac{d_{t,NC}}{\Gamma} \quad (89)$$

Izračunamo duktilnost, ki je enaka razmerju med pomikom v stanju NC in pomikom na meji elastičnosti d_y^* :

$$\mu = \frac{d_{t,NC}^*}{d_{t,y}^*} \quad (90)$$

Izračunamo redukcijski faktor po že prej navedenih enačbah:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad , \text{ za } T < T_c \quad (91)$$

$$R_\mu = \mu \quad , \text{ za } T \geq T_c \quad (92)$$

Izračunamo elastični pomik SDOF z neomejenim elastičnim obnašanjem (odvisen je sicer od nihajnega časa T^* , ki pa smo ga posredno zajeli že v redukcijskem faktorju):

$$d_{et}^* = \frac{d_t^* R_\mu}{\mu} \quad (93)$$

Zdaj lahko izračunamo vrednost v spektru pospeškov:

$$S_{ae,NC} = d_{et}^* \left[\frac{2\pi}{T^*} \right]^2 \quad (94)$$

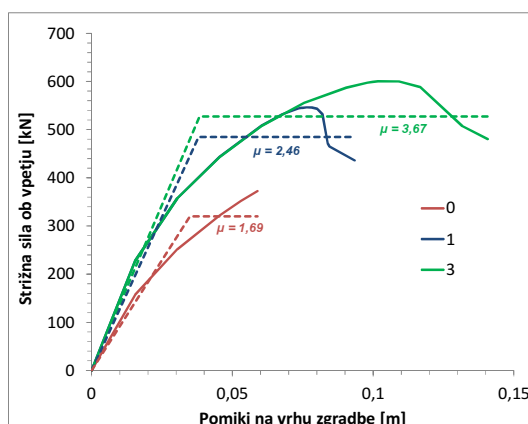
In na koncu še pospešek tal preko enačb za elastični spekter (EN 1998-1, poglavje 3.2.2.2 (enačbe 3.2 do 3.4)). Za nihajne čase med T_c in T_D uporabimo enačbo:

$$\max a_g = \frac{S_{ae,NC}}{S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_c}{T_D}} \quad (95)$$

V osnovi je N2 metoda sicer razvita za armiranobetonske in jeklene konstrukcije, ki pretežno nihajo v prvi nihajni obliki in kjer so histerezne zanke obnašanja materiala bolj polne. Metoda tudi ni razvita za sisteme z mehčanjem. Oblika histereznega obnašanja je pomembna pri preračunu elastičnega spektra v neelastičnega. Za konstrukcije z nihajnimi dobami, daljšimi od T_c (definiranega v skladu z elastičnim spektrom Evrokoda 8), postane oblika histerezne zanke manj pomembna. Naša konstrukcija ima prve nihajne čase v obeh smereh ($T_x = 0.639$ s, $T_y = 0.575$ s) večje od $T_c = 0.4$ s, zato naj transformacija v neelastični spekter ne bi imela prevelikega vpliva na rezultate, kljub temu da se histerezne zanke stikov v lesu (opisane v poglavju A.2.1) precej razlikujejo od tistih za obnašanje betona in jekla.

Glavna razlika, ki jo vnesemo glede na standardno N2 metodo, je v našem primeru definiranje kriterija porušitve konstrukcije in določitve pomika na meji elastičnosti ter bilinearne krivulje idealiziranega sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF). Standardni postopek porušitev definira, ko prvi element konstrukcije (steber, prečka, stena ipd.) doseže stanje blizu porušitve. Mi pa ga definiramo na podlagi globalne potisne krivulje, ko skupna strižna sila pade na 80 % maksimalne vrednosti (oziroma ko popolnoma odpove nosilnosti ob vpetju. Na tem mestu moramo opozoriti, da utegne biti postopek

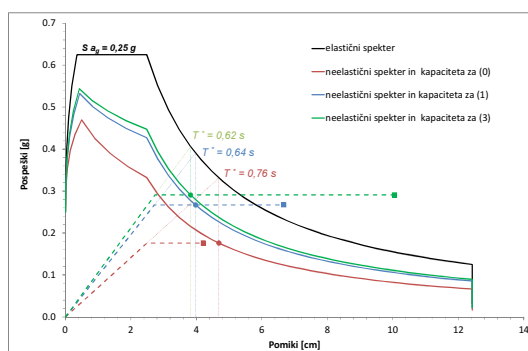
nekonserватiven, saj lahko pade strižna sila v kateri od zgornjih etaž pod 80 % maksimalne prej kot pa na dnu, ob vpetju v temelje.



Slika A.21: Potisne krivulje, bilinearizirane po postopku Yasumura-Kawai za nekatere robne pogoje (glej Slika A.17)

Figure A.21: Pushover curves bilinearised with the Yasumura-Kawai procedure for certain boundary conditions (see Figure A.17)

Postopek bilinearizacije potisne krivulje in določanja pomika na meji elastičnosti izvedemo s postopkom Yasumura-Kawai (Y-K) opisanim v poglavju A.2.1. Duktilnosti konstrukcije μ izračunamo v približno pričakovanem intervalu med 2 in 4. Na zgornji sliki (Slika A.21) so prikazane krivulje za robne pogoje (0), (1) in (3) (glej Slika A.17). Na naslednji sliki (Slika A.22) pa prikažemo še elastični in neelastični spektre ter krivulje kapacitete SDOF sistemov za konstrukcijo pri istih robnih pogojih.



Slika A.22: Elastični spekter in neelastični spektri s funkcijami kapacitete za tri različne robne pogoje

Figure A.22: The elastic spectra and inelastic spectra with capacity function for three different boundary conditions

Razvidno je, da uporaba kratkih žebeljev (0) zaradi zgodnje krhke porušitve ne doseže niti ciljnega pomika za potres s pospeškom tal 0.25 g. Uporaba 60 mm dolgih žebeljev (1) znatno izboljša potresno odpornost. Še večja pa je odpornost pri fiktivnih kotnikih z dvojno duktilnostjo (3). Nosilnost konstrukcije je v zadnjem primeru približno enaka kot pri dejanski duktilnosti kotnikov, vendar je njena deformacijska kapaciteta mnogo večja, kar bi pomenilo tudi večjo potresno odpornost. Slednja je navedena v preglednici (Preglednica A.10), kjer vidimo, da prenese konstrukcija s 40 mm dolgimi žblji le 88 % predvidene intenzitete potresa. Konstrukcija, pri kateri uporabljamo 60 mm dolge žblje, bi prenesla približno 2.1–2.6 močnejši potres od tistega, na katerega smo jo v začetku zasnovali ob

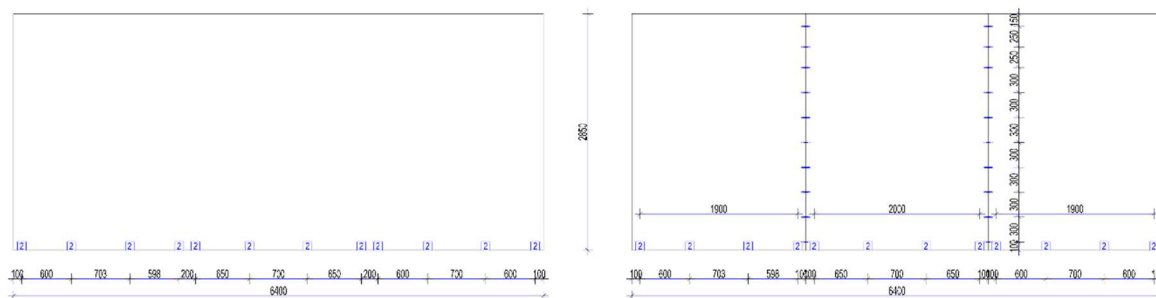
predpostavki popolnoma elastičnega obnašanja. Medtem ko bi fiktivna dvojna deformacijska kapaciteta enakih kotnikov (3) rezultirala v 3.5-krat večji potresni odpornosti. Če ne upoštevamo vpliva vertikalne obtežbe (4) konstrukcija sicer še vedno prenese predvideni potres, vendar ima znatno manj rezerve (16 %) kot z upoštevanjo vertikalno obtežbo. Po drugi strani pa upoštevanje trenja (5) malenkost zniža potresno odpornost (v primerjavi s sicer sorodno varianto '1'). Deformacijska kapaciteta modela je nižja, ob višji začetni togosti, računsko potresna odpornost ostaja tako rekoč enaka.

Preglednica A.10: Rezultati analize konstrukcije v smeri X z N2 metodo za različne robne pogoje (glej Slika A.17)

Table A.10: The N2 method results for the structure analysed in the X direction for different boundary conditions (see Figure A.17)

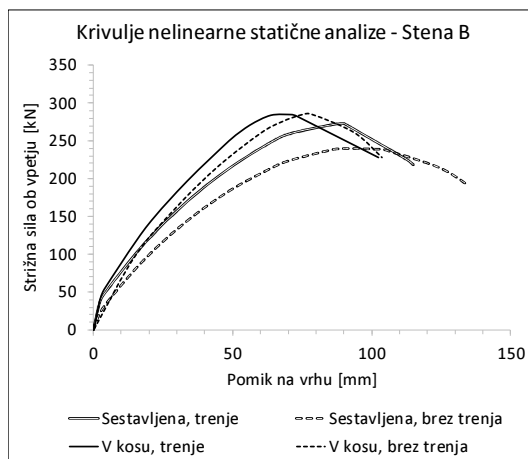
	Robni pogoji					
	0	1	2	3	4	5
natezna duktilnost kotnika	0	4.12	3.50	8.24	4.12	4.12
strižna duktilnost kotnika	6.4	4.45	3.29	8.90	4.45	4.45
duktilnost zgradbe	1.69	2.31	2.47	3.12	1.61	2.26
ciljni pomik [mm]	66	41	40	42	48	35
pomik v stanju blizu porušitve [mm]	42	88	105	149	58	76
največji pospešek temeljnih tal [g]	0.22	0.53	0.65	0.87	0.29	0.52
<i>maks.pospešek tal.</i>	0.88	2.12	2.60	3.48	1.16	2.08
<i>projektni pospešek tem. tal</i>						

V nadaljevanju s potisno analizo analiziramo izolirano steno B (ki jo bomo kasneje obravnavali tudi z nelinearno dinamično analizo). Stena B je polna in brez odprtin ter ima kotnike razporejene kot je prikazano na sliki (Slika A.23). Na vsakem označenem mestu sta dva kotnika, skupaj 24 kotnikov. Analiziramo dva različna sestava stene; iz enega kosa in sestavljeno iz treh enako širokih segmentov, ki so med seboj spojeni s samovreznimi vijaki 8 x 120 mm, razporejenimi na razdaljah 30 cm. Njihov odziv je kalibriran na eksperimentalne rezultate (Dujč, Žarnić, 2005).



Slika A.23: Število kotnikov, nameščenih na steno B, in prikaz sestavov; stena v kosu (levo) in sestavljena (desno)

Figure A.23: The number of brackets installed on wall B and the wall assembly display; monolithic (left), assembled (right)



Slika A.24: Primerjava potisnih krivulj za steno 'B' za različne robne pogoje

Figure A.24: The comparison of pushover curves for wall 'B' for different boundary conditions

Preglednica A.11: Rezultati analize stene B z N2 metodo

Table A.11: The N2 method results for wall B

	Robni pogoji			
	Sestavljena		V kosu	
	Trenje	Brez trenja	Trenje	Brez trenja
natezna duktilnost kotnika	3.50			
strižna duktilnost kotnika	3.29			
duktilnost zgradbe	2.62	2.76	2.87	2.30
ciljni pomik [mm]	40	44	35	39
pomik v stanju blizu porušitve [mm]	115	134	103	104
največji pospešek temeljnih tal [g]	0.72	0.76	0.73	0.66
<i>maks.pospešek tal.</i>	2.89	3.04	2.91	2.63
<i>projektni pospešek tem. tal</i>				

Ugotovimo, da bi sestavljena stena brez upoštevanja trenja lahko prenesla približno 3-krat močnejši potres od vrednosti, na katero je bila dimenzionirana ob predpostavki popolnoma elastičnega obnašanja. Stena v kosu pa bi lahko prenesla 2.6-kratno vrednost potresa. Sestavljena stena ima tako nekoliko višjo potresno odpornost, kljub nižji nosilnosti. Ima namreč višjo deformacijsko kapaciteto. V naši analizi trenje sicer negativno vpliva na potresno odpornost sestavljene stene. Razlog je v izbiri metode analize ter končnih elementov v modelu; trenje prispeva k višji začetni togosti, obenem pa tudi k nižji duktilnosti. Strižna deformacijska kapaciteta sedaj ni izkoriščena v celoti (na račun odpora trenja), saj prej pride do natezne porušitve kotnikov. Povečana nosilnost stene pa ne more kompenzirati izgube duktilnosti in posledično je potresna odpornost nekoliko slabša. Po drugi strani pa trenje koristno prispeva k potresni odpornosti stene iz enega kosa. Prav tako pride do povečanja nosilnosti in zmanjšanja deformacijske kapacitete stene vendar v tem primeru duktilnost ne pade toliko, da bi zmanjšala potresno odpornost stene. Razlike zaradi trenja so sicer na splošno dokaj majhne, kot je bilo pokazano že prej pri analizi cele zgradbe.

Ugotovimo, da so vsa izračunana razmerja med največjim pospeškom, ki ga konstrukcija lahko doseže, ter pospeškom, na katerega smo konstrukcijo zasnovali ob predpostavki elastičnega obnašanja, za celotno konstrukcijo v smeri X kot tudi za izolirano steno B, večja od 2. Toliko je trenutno predpisana vrednost faktorja obnašanja (q) za masivne lepljene sisteme, kot jo predvideva standard Evrokod 8.

Razvoj specifične N2 metode za analizo križno lepljenih lesenih konstrukcij bi sicer zahteval precej časa, več parametričnih študij, predvsem pa primerjav z obsežnim številom nelinearnih dinamičnih

analiz. S prikazanimi analizami na vzorčnem primeru smo želeli pokazati, da v splošnem obstaja možnost implementacije takšne metode za tovrstne konstrukcije. Predvsem pa je bil namen analizirati vpliv različnih robnih pogojev, ki jih je možno spreminjati pri analizi in vplivajo na potresni odziv konstrukcije. Prikažemo jih v preglednici (Preglednica A.12).

Preglednica A.12: Vpliv različnih parametrov pri NLSA na potresni odziv konstrukcije (povprečen odziv)

Table A.12: Influence of the finite element model parameters on the building seismic performance for the NLSA (average response)

Parametri modela	Parameter odziva			
	Strig pri vpetju	Pomik na vrhu	Potresna odpornost	Duktilnost zgradbe
večja nosilnost spojev	občutno povečanje	zmerno povečanje	povečanje	manjše povečanje
večja duktilnost spojev	zmerno povečanje	občutno povečanje	povečanje	občutno povečanje
geometrija sten	nižji za sestavljene	višji za sestavljene	višja za sestavljene	višja za sestavljene
trenje	zvišanje, če je prisotno	znižanje, če je prisotno	nekonsistenten odziv	nekonsistenten odziv

Zaključimo lahko, da pri potresni analizi trenje je pomembno, vendar v manjšem obsegu, kot smo pričakovali na začetku. Poveča sicer začetno togost, vendar nekoliko zmanjša deformacijsko kapaciteto zgradbe, saj pride prej do prekoračitve natezne trdnosti sidrnih elementov. Vpliv izbire ovojnice odziva veznih sredstev pomembno prispeva k potresni odpornosti zgradbe. Standard EN 121512 sicer določa, da se pri analizi stikov iz odziva tretjega cikla izračuna faktorje ekvivalentnega viskoznega dušenja, duktilnost pa ocenjujemo na podlagi ovojnice prvega cikla. Tako bi lahko tudi za analizo zgradb uporabljali odziv prvega cikla, kar v našem primeru prinese približno 10 – 20 % večjo potresno odpornost zgradbe. Prikazali pa smo tudi posledice, ki jih prinese uporaba neprimernih veznih sredstev (kotnikov s prekratkimi žebli) s premajhno duktilnostjo. Potresna odpornost takšne konstrukcije je bila znatno manjša. Pomembno vlogo ima tudi vertikalna obtežba, ki v primeru dolgih stenskih elementov deluje ugodno saj stabilizira stenske elemente. Kljub temu, da so ugoden prispevek vertikalne obtežbe upoštevali tudi drugi avtorji (Ceccotti 2008) je teoretično lahko njen vpliv pri velikih vertikalnih pospeških temeljnih tal zmanjšan. Zato je tudi to eden od robnih pogojev, ki bi ga bilo potrebno v bodoče obravnavati bolj natančno in predvsem z večjim številom nelinearnih dinamičnih analiz (NLDA). V naslednjem poglavju prikažemo še osnovni primer NLDA na primeru izolirane stene B.

A.3.3 Nelinearna dinamična analiza

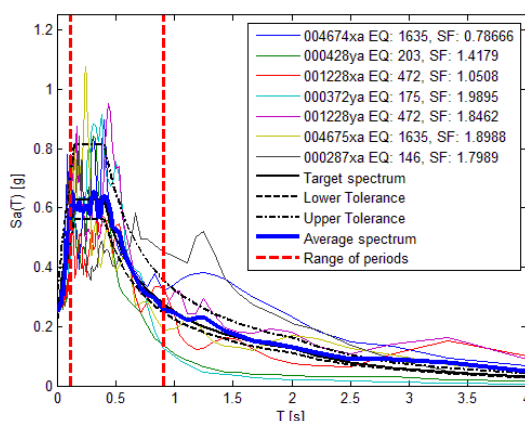
Metoda je bolj podrobno opisana že v poglavju 5.5.1 Za analizo izbrane križno lepljene konstrukcije sicer izberemo drug set akceleroگرامov. Za izbor ravno tako uporabimo program Rexel (Iervolino idr. 2010).

V našem primeru tako navedemo zahtevane karakteristike tal (A), pospeška temeljnih tal (0.25 g), izberemo magnitudo potresov, med katerimi iščemo primerne (izberemo 6 za spodnjo in 6.5 za zgornjo mejo), ter oddaljenost opazovalnice, kjer je bil posamezen potres zabeležen, od epicentra (izberemo do 70 km). Definiramo tudi območje, kjer primerjamo kompatibilnost akceleroگرامov; izberemo osnovno periodo konstrukcije $T_0 = 0.586$ s, pripadajoči meji pa sta 0.117 s in 0.88 s. V preglednici (Preglednica A.13) navajamo podatke o izbranih potresih, na sliki (Slika A.25) pa še grafično prikažemo skalirane spektre posameznih akceleroگرامov, njihovo povprečje in območje, kjer jih primerjamo.

Preglednica A.13: Potresi oziroma akceleroگرامi, izbrani s pomočjo programa Rexel 3.2

Table A.13: The earthquakes, namely accelerograms, chosen with the Rexel 3.2 software

ID vala	ID potresa	ID postaje	Ime potresa	Datum	Magnituda M_w	Mehanizem potresa	Razdalja od epicentra	PGA_x [m/s ²]	PGA_y [g]	PGA_z [m/s ²]	PGA_v [g]	Tip tal po EC8
4674	1635	ST2486	South Iceland	17.6.2000	6.5	strike slip	5	31.18	3.18	33.11	3.38	A
428	203	ST169	Etolia	18.5.1988	6.2	thrust	23	16.24	1.66	17.30	1.76	A
1228	472	ST561	Izmit	17.8.1999	6	strike slip	47	23.34	2.38	13.28	1.35	A
372	175	ST274	Lazio Abruzzo	7.5.1984	6.2	normal	68	12.92	1.32	12.33	1.26	A
4675	1635	ST2487	South Iceland	17.6.2000	6.5	strike slip	13	12.92	1.32	15.33	1.56	A
287	146	ST93	Campano Lucano	23.11.1980	6.4	normal	23	13.63	1.39	17.76	1.81	A
povprečja:					6.3		32	19.08	1.95	17.48	1.78	



Slika A.25: Spektri posameznih izbranih akceleroگرامov, z označenim intervalom nihajnih časov, kjer preverjamo kompatibilnost spektrov

Figure A.25: The spectra of individual accelerograms along with the marked vibration period interval borders where the compatibility of individual spectra is checked

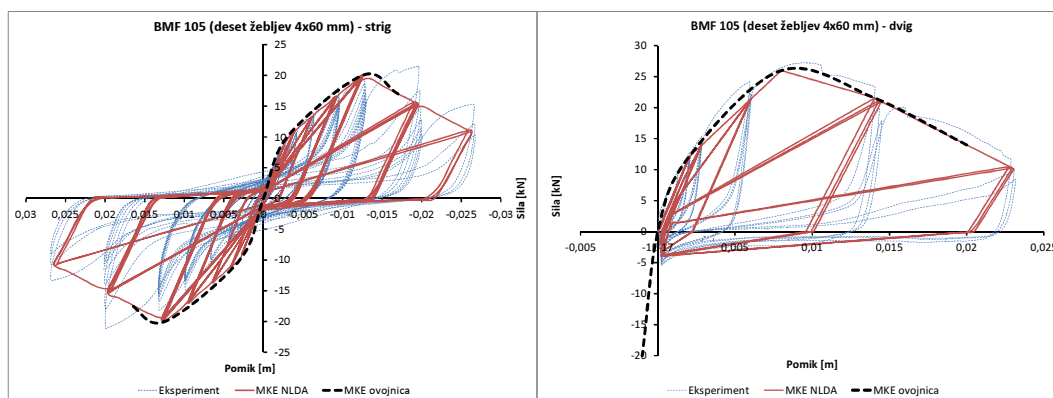
Zaradi skrajševanja računskega časa, potrebnega za numerično analizo, iz akceleroagramov izrežemo 10-sekundne odseke, kjer je največja intenziteta potresa. Deset sekund je tudi spodnja dopustna meja, ki jo Evrokod 8 še dopušča kot vhodni podatek. Vhodni zapis pospeška potresa je podan na stotinke sekunde.

Ker uporabljamo direktno integracijo, moramo matriko dušenja izračunati na podlagi koeficientov dušenja ξ . Uporabljamo Reyleighjevo dušenje, kjer matriko dušenja določimo kot linearno kombinacijo masne in togostne matrike: $c = a_0 m + a_1 k$. Koeficienta a_0 in a_1 izračunamo, kot je prikazano v poglavju 5.5.2. Pri izračunu upoštevamo prvi dve nihajni obliki ($T_1 = 0.586$ s, $T_2 = 0.181$ s), s katerima pokrijemo tako rekoč vso efektivno maso, ter koeficient dušenja 5%. Izračunamo $a_0 = 0.819$ in $a_1 = 0.002$.

Za modeliranje vzmeti uporabljamo *pivot* histerezna pravila v programu SAP2000, kjer po spremembi smeri obremenjevanja sila vedno pada do abscise pod osnovnim naklonom elastičnega odseka (tiste smeri kamor smo obremenjevali), od tam teče do ovojnice histereze za drugo smer obremenjevanja, do točke kjer se je prej obremenjevanje končalo (v plastičnem), ali do točke začetka plastifikacije (če je vmes že prišlo do plastifikacije v prvi smeri).

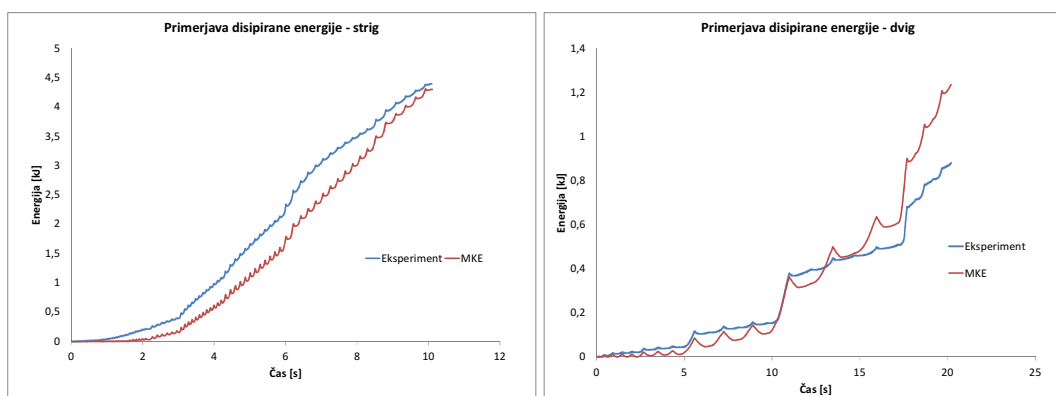
Z dvema dodatnima faktorjema α in β lahko prilagajamo zožitev histerezne zanke. Obnašanje kalibriramo na eksperimentalni odziv kotnikov BMF 105 z desetimi žebli 4x60 mm. Histerezne oblike, ki so na voljo v programu SAP2000, sicer niso najbolj primerne za modeliranje stikov v lesu, ker ne zajamejo v popolnosti vseh lastnosti, značilnih za ciklično obnašanje žebeljev v lesu. Do neke mere lahko opišemo zdrs stika in upadanje nosilnosti po preseženi največji nosilnosti, ne moremo pa modelirati cikličnega upadanja nosilnosti pri ponavljajoči se isti amplitudi pomikov. Primerjava odziva ciklično

naraščajoče obtežbe s po tremi cikli posamezne amplitude je prikazana na sliki (Slika A.26), za strižni in dvigalni odziv kotnika. Nato pa še energije, ki jo disipira končni element v primerjavi z eksperimentalnimi rezultati (Slika A.27).



Slika A.26: Kalibracija histereznih zank modela končnih elementov na eksperimentalni odziv kotnikov BMF 105 (z desetimi žblji 4x60 mm); strig (levo), dvig (desno)

Figure A.26: The calibration of hysteretic loops of the finite element model to the experimental response of the BMF 105 brackets (with ten 4x60 mm nails); shear (left), uplift (right)



Slika A.27: Primerjava disipacije energije histereznih zank modela končnih elementov na eksperimentalni odziv kotnikov BMF 105 (z desetimi žblji 4x60 mm); strig (levo), dvig (desno)

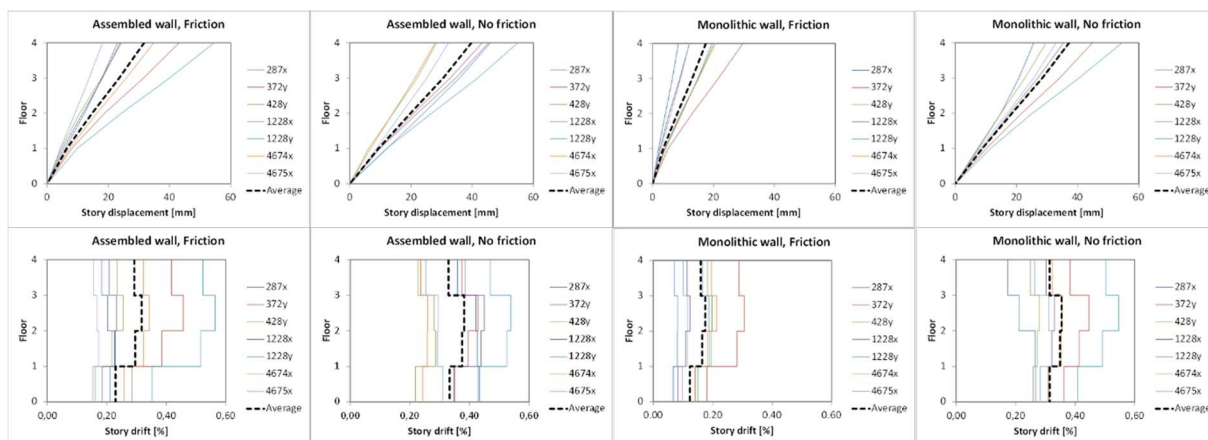
Figure A.27: Comparison of the dissipated energy of hysteretic loops of the finite element model to the experimental response of the BMF 105 brackets (with ten 4x60 mm nails); shear (left), uplift (right)

Razvidno je, da pri strižnem odzivu končni element na začetku disipira nekoliko manj in se obnaša bolj elastično, potem pa je v srednjem območju obnašanja disipacija zelo podobna (krivulji energije sta tako rekoč vzporedni). Pri večjih pomikih pa se pri eksperimentalnem odzivu že pozna upadanje nosilnosti pri ponavljajočih se ciklih, česar z izbranim modelom ne moremo opisati. Skupna količina disipirane energije je skoraj enaka. Zaradi degradacije nosilnosti pri ponavljajočih se ciklih, ki je predvsem prisotna pri velikih pomikih, dobimo tudi večje odstopanje pri primerjavi disipacije dvigalnega odziva.

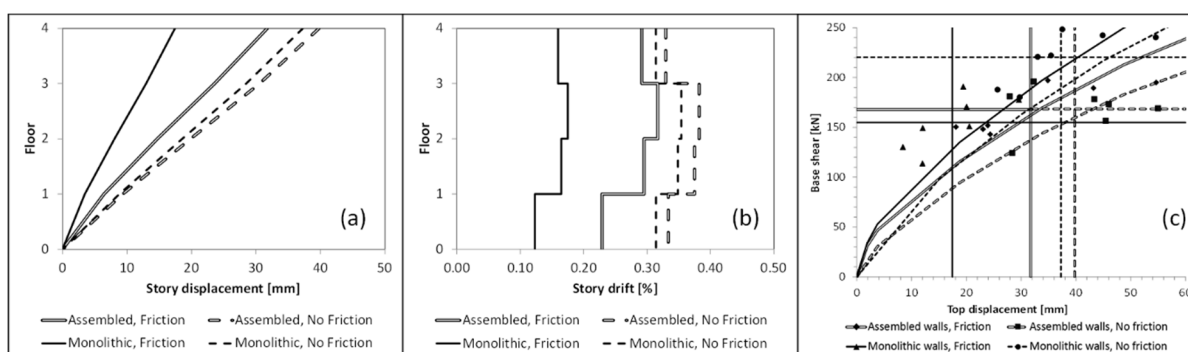
Stena B

Analizirali smo steno B pri enakih robnih pogojih kot prej. Tj. sestavljeno iz enega večjega ali več manjših kosov ter z in brez upoštevanja trenja. Na sliki (Slika A.28) prikažemo največje pomike in zamike etaž za posamezne izbrane akceleroگرامe in njihovo povprečje. Prav tako pa tudi (Slika A.29)

primerjavo povprečnega odziva akceleroگرامov (pomiki in zamiki etaž) med seboj ter primerjavo vrednosti, dobljenih iz nelinearne statične analize (potisne krivulje) in nelinearne dinamične analize.



Slika A.28: Največji pomiki (zgornja vrstica) in zamik (spodnja vrstica) etaž za steno B, sestavljeno iz enega ali več kosov in z ali brez upoštevanja trenja za posamezne akceleroگرامe, in njihova povprečja
Figure A.28: Maximum displacements (top row) and inter-story drifts (bottom row) demands of wall B with assembled and monolithic configuration with and without friction for each individual accelerograms and their average values



Slika A.29: Primerjava povprečja največjih (a) pomikov in (b) zamikov etaž stene B, sestavljene iz enega ali več kosov, z ali brez upoštevanja trenja; (c) največji pomik na vrhu stene in pripadajoča strižna sila ob vpetju za posamezne akceleroagrame in njihove povprečne vrednosti za prej naštete robne pogoje, primerjane s krivuljami iz nelinearne statične analize

Figure A.29: Comparison of average maximum (a) story displacements and (b) inter-story drifts of wall B for assembled and monolithic setups with and without friction; (c) maximum top displacement versus base shear force of wall B for individual accelerograms and with average values for the aforementioned boundary conditions, compared with the NLSA pushover curves of wall B.

Analiza (Preglednica A.14) pokaže večji vpliv trenja na steno iz enega večjega kosa, kjer njegov vpliv zmanjša pomike in zamike etaž za več kot polovico. Za sestavljeno steno je redukcija pomikov manj kot četrtino. Po drugi strani pa tudi celotna strižna sila ob vpetju pri steni iz enega kosa ob upoštevanju trenja upade za približno 30 %, medtem ko pri sestavljeni steni ostaja enaka.

Vpliv trenja se je med potekom vseh analiz izkazal kot pomemben, vendar težko obvladljiv faktor, ki vpliva na potresno obnašanje konstrukcije. Program SAP2000 je eden redkih, ki podaja možnost definiranja strižnih trenjskih vzmeti, katerih odpornost se spreminja v odvisnosti od vertikalne obtežbe. Vpliv trenja v analizah je sicer nekoliko nezanesljiv. Zato menimo, da je do nadaljnjega vpliv trenja pri analizi križno lepljenih lesenih konstrukcij bolj priporočljivo opustiti.

Preglednica A.14: Vpliv različnih parametrov pri NLDA na potresni odziv konstrukcije (povprečen odziv)

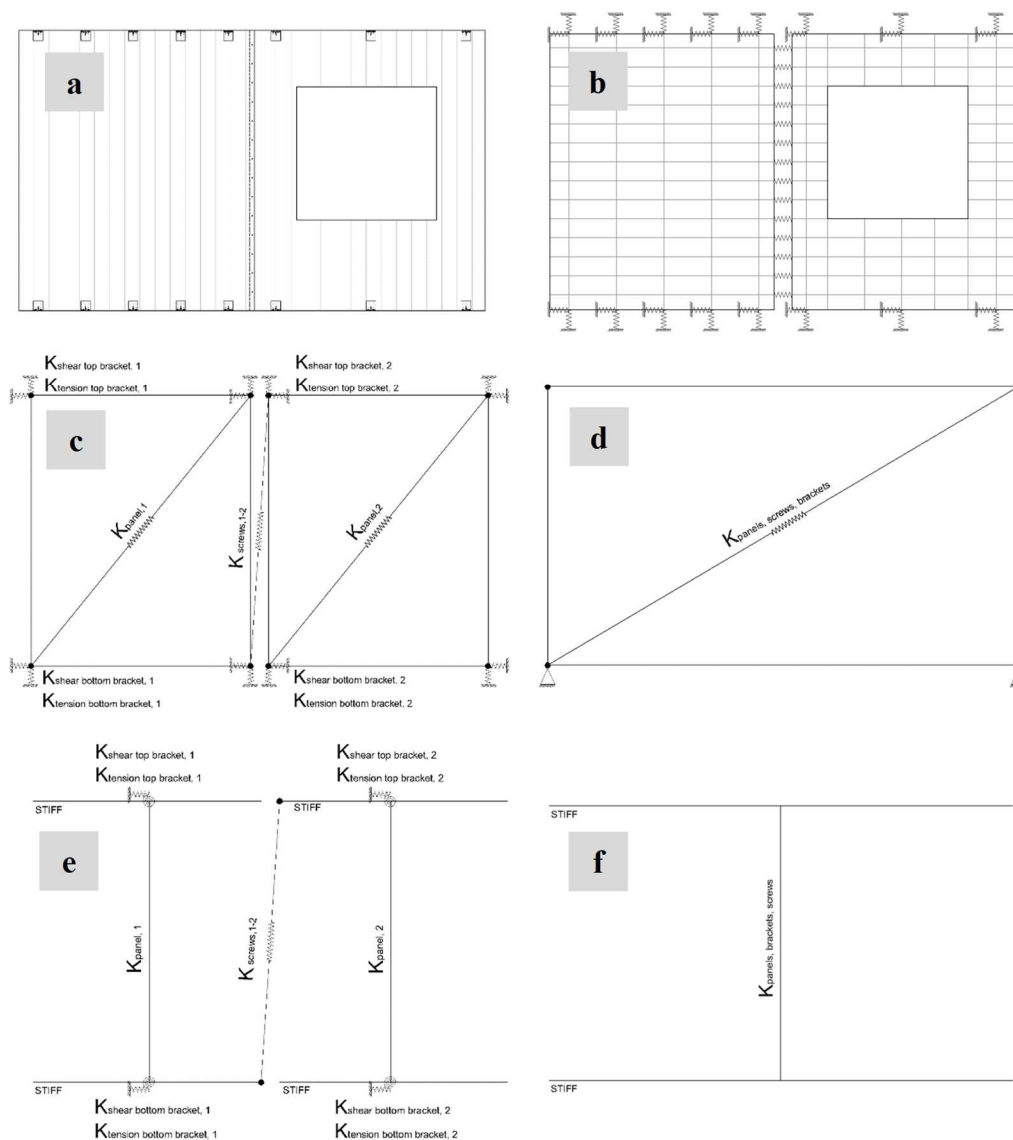
Table A.14: Influence of the finite element model parameters on the building seismic performance for the NLDA (average response)

Parameter modela	Parameter odziva	
	Strig pri vpetju	Pomik na vrhu
geometrija sten	manjši za sestavljene	večji za sestavljene
trenje	zmanjšan, če je prisotno	zmanjšan, če je prisotno

Za dinamično analizo nismo uporabili korekcije akceleroogramov, da bi se ti bolj prilegali elastičnemu potresnemu spektru. Prav tako ima program SAP2000 relativno omejen nabor elementov, s katerimi lahko opišemo nelinearno ciklično obnašanje stikov v lesu. Ob navedenih omejitvah je zato primerjava izvedenih nelinearnih statičnih in dinamičnih analiz zelo zadovoljiva.

A.4 Metoda za poenostavljeno modeliranje XLam konstrukcij pri modalni analizi

V poglavju A.3.1 smo se ukvarjali z modalno analizo s spektri odziva, ki je glavna metoda za potresno analizo večjih neregularnih konstrukcij. Izvedli smo parametrično študijo vpliva robnih pogojev na nihajne oblike, sile in pomike. Vendar je bila pomanjkljivost naših analiz kompleksnost modela, ki smo ga uporabljali. V splošni inženirski praksi je uporaba vzmeti precej redka.



Slika A.30: Poenostavljanje modela križno lepljenih sten; dejanska skica sestavljene stene z odprtino (a), natančen model s končnimi elementi (b), poenostavljen model (c), model ene nadomestne diagonale (d), alternativna poenostavljena modela z nadomestnimi stebri (e, f)

Figure A.30: Simplifying the model of cross laminated timber walls; the actual composed wall with an opening (a), a precise finite element model (b), a simplified finite element model (c), a substitute diagonal model (d); alternative simplified models with substitute columns (e, f)

Na sliki (Slika A.30) prikažemo primer vzorčne stene; (a) dejansko skico stene, sestavljene iz dveh spojenih plošč (ene z okensko odprtino), pritrjenih s kotniki (na različnem rastru) na zgornji in spodnji strani. To steno lahko modeliramo z mrežo ploskovnih končnih elementov (b), vsak kotnik in vijak pa s svojo vzmetjo. Prvo poenostavitev (c) lahko naredimo, če nadomestimo ploskovne končne elemente z

nadomestno diagonalo (zajema vpliv različnih togosti polne in preluknjane stene), odziv vzmeti pa konsolidiramo v vogalih nadomestnih okvirjev. Popolna poenostavitev sistema (d) pa prevede vpliv vseh robnih pogojev zgolj na togost ene nadomestne diagonale, oziroma nadomestnih stebrov (e in f). Ker togost sistema vseskozi ostaja enaka, ostaja enak tudi njegov nihajni čas.

A.4.1 Lesene plošče z in brez odprtin

Najprej izpeljemo enačbe za togost in trdnost osnovnih križno lepljenih lesenih plošč z in brez odprtin. Poleg osnovnih enačb mehanike uporabimo tudi prispevke dela Blassa in Felmoserja (2007) ter Dujčiča idr. (2005), s katerimi poenostavimo definiranje presekov plošč in vpliva odprtin na nosilnost in togost.

Osnovna enačba za račun obojestransko togo vpete stene z upoštevanjem upogibne in strižne togosti:

$$k_{panel}^1 = \frac{12EI_{eff}GA_s}{12EI_{eff}H + GA_sH^3} \quad (96)$$

Osnovna enačba za račun togosti konzolno vpete stene z upoštevanjem upogibne in strižne togosti:

$$k_{panel}^2 = \frac{3EI_{eff}GA_s}{3EI_{eff}H + 0.83GA_sH^3} \quad (97)$$

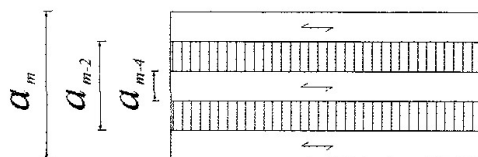
V enačbah pomeni E elastični modul lesa vzporedno z vlakni, I_{eff} vztrajnostni moment prereza stene, G strižni modul lesa, A_s pa strižni prerez stene. Če so lamele zlepljene tudi po ožjih robovih, ga lahko izračunamo kot polni prerez stene. H je višina stene. Vztrajnostni moment izračunamo po enačbi:

$$I_{eff} = k_3 \frac{bh^3}{12} \quad (98)$$

ob upoštevanju faktorja k_3 po enačbi:

$$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m} \quad (99)$$

kjer je a_1 debelina srednjega sloja stene (Slika A.31) in a_m polna debelina plošče. E_0 in E_{90} sta elastična modula lesa vzporedno in pravokotno na vlakna.



Slika A.31: Definiranje slojevitosti za izračun faktorja k_3
Figure A.31: Defining a wall's layers for the derivation of factor k_3

Upogibna nosilnost sten, vpetih zgoraj in spodaj, se izračuna po enačbi:

$$R_{p,bend}^1 = \frac{2W_{eff}m_d}{H} \quad (100)$$

Konzolno vpetih sten pa v skladu z enačbo:

$$R_{p,bend}^2 = \frac{W_{eff} f_{m,d}}{H} \quad (101)$$

Strižno nosilnost sten definiramo takole:

$$R_{p,shear} = A_s f_{v,d} \quad (102)$$

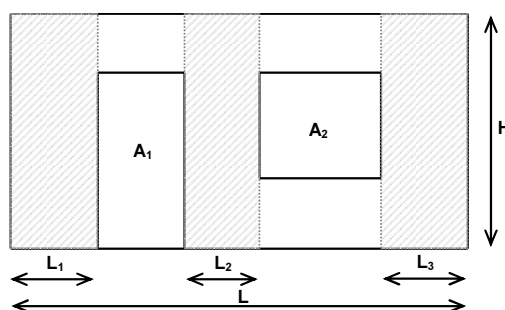
V enačbah upogibno trdnost lesa predstavlja $f_{m,d}$, strižno trdnost pa $f_{v,d}$. Odpornostni moment stene W_{eff} izračunamo takole:

$$W_{eff} = k_3 \frac{bh^2}{6} \quad (103)$$

Vpliv odprtin zajamemo s poenostavljenim postopkom, ki so ga predlagali Dujič idr. (2005) in izhaja iz predloga Yasumure in Sugiyame (1986) za redukcijo nosilnosti in togosti lesenih okvirnih sten s poploščitvijo. Najprej vpeljemo faktor razmerja stene (r):

$$r = \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{\beta}} = \frac{H \sum L_i}{H \sum L_i + \sum A_i} \quad (104)$$

kjer sta H in L višina in dolžina stenskega elementa, $\sum L_i$ vsota dolžin slopov med odprtinami, $\sum A_i$ pa vsota površin odprtin. Koeficient $\alpha = \sum A_i / HL$ je razmerje odprtin v steni in $\beta = \sum L_i / L$ razmerje polnih segmentov. Količine so prikazane na vzorčni sliki spodaj (Slika A.32).



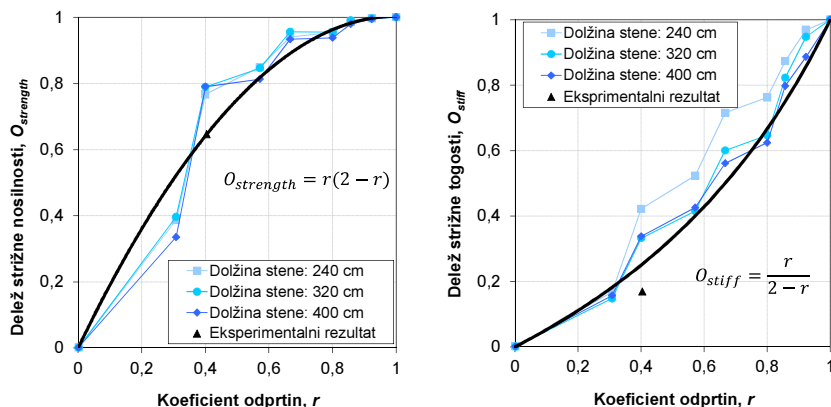
Slika A.32: Definiranje faktorjev za zajem vpliva odprtin v stenah
Figure A.32: Defining the factors for the influence of a wall's openings

Faktor razmerja sten (r) vstavimo v enačbi za redukcijo togosti in nosilnosti:

$$O_{stiff} = \frac{r}{2-r} \quad (105)$$

$$O_{strength} = r(2-r) \quad (106)$$

Na naslednji sliki (Slika A.33) je vpliv faktorjev prikazan tudi grafično v primerjavi z rezultati eksperimentov.



Slika A.33: Redukcija nosilnosti in togosti po enačbah v primerjavi z rezultati eksperimentov
Figure A.33: The reduction of strength and stiffness in comparison with the experimental results

Enačbe za trdnost in togost polnih stenskih elementov reduciramo na sledeč način:

$$k_{panel,eff}^i = O_{stiff} k_{panel}^i \quad (107)$$

$$R_{p,bend,eff}^i = O_{strength} R_{p,bend}^i \quad (108)$$

$$R_{p,shear,eff} = O_{strength} R_{p,shear} \quad (109)$$

A.4.2 Zgornje in spodnje vpetje lesene plošče

Izpeljati moramo še enačbe za togost in nosilnost priključka stene na spodnji in zgornji strani. Te so najpomembnejši del metode, saj togost in nosilnost spojev v večini primerov narekujejo obnašanje celotne zgradbe. Na sliki (Slika A.34) prikažemo ravnotežno stanje modela konzolno vpete stene pri vnosu horizontalne sile na vrhu stene. Osnovna ravnotežna enačba je:

$$F_H H = \sum F_i L_i + \frac{q_{vert} L_{eff}^2}{2} \quad (110)$$

kjer je F_H horizontalna sila na vrhu stene, F_i natezna sila v posameznem kotniku, L_i oddaljenost kotnika od točke rotacije (A). L_{eff} je razdalja od točke rotacije do nasprotnega konca stene in jo pavšalno zajamemo kot $0,9L$ kjer je L celotna dolžina stene. Vertikalno obtežbo na vrhu stene označujemo s q_{vert} . Na osnovi te enačbe izpeljemo enačbo za nosilnost stene, odvisne od maksimalne nosilnosti vogalnih kotnikov, ter enačbo za togost stene, odvisne od nosilnosti in togosti vogalnega kotnika. Postopka izpeljave na tem mestu ne prikazujemo podrobno. Enačba za upogibno nosilnost priključkov obojestransko (simetrično) vpete stene se glasi:

$$R_{c,bend,Rd}^1 = \frac{2(\sum K_i L_i^2) R_{c,n,Rd}}{K_n L_n H} + \frac{q_{vert} L_{eff}^2}{2H} \quad (111)$$

Za togost priključkov pa

$$K_{c,bend}^1 = \frac{2(\sum K_i L_i^2)}{H^2} + \frac{q_{vert} L_{eff}^2 K_n L_n}{2H^2 R_{c,n,Rd}} \quad (112)$$

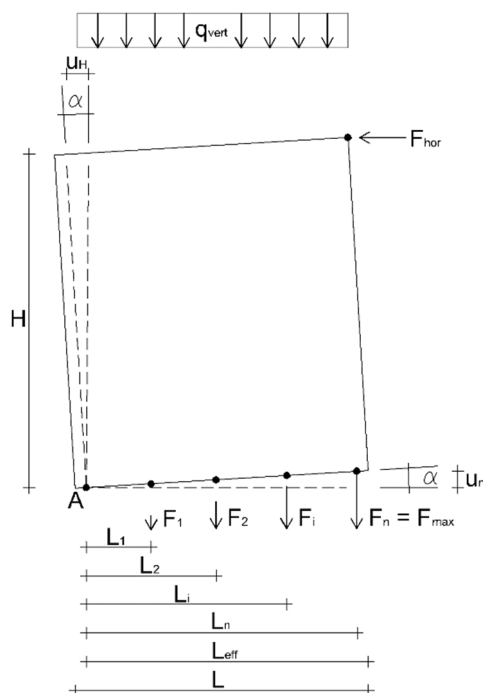
Enačba za nosilnost priključka enostransko konzolno vpete stene je:

$$R_{c,bend,Rd}^2 = \frac{(\sum K_i L_i^2) R_{c,n,Rd}}{K_n L_n H} + \frac{q_{vert} L_{eff}^2}{2H} \quad (113)$$

Za togost priključka pa:

$$K_{c,bend}^2 = \frac{(\sum K_i L_i^2)}{H^2} + \frac{q_{vert} L_{eff}^2 K_n L_n}{2H^2 R_{c,n,Rd}} \quad (114)$$

kjer sta $R_{c,n,Rd}$ in K_n nosilnost krajnega kotnika in njegova togost. V nobenem primeru ne priporočamo uporabe enačb togosti veznih sredstev, definiranih po standardu Evrokod 5, ki daje zelo visoke togosti. V nadaljevanju sami uporabljamo vrednosti, izračunane z Y-K postopkom v poglavju A.2.1. Nekateri proizvajalci veznih elementov (npr. Simpson) v svojih katalogih navajajo tudi pomik veznega sredstva (npr. kotnika) pri plastifikaciji ali porušitvi. Možna je tudi uporaba teh vrednosti, vendar z zavedanjem, da so lahko togosti veznih sredstev v tem primeru drugačne, posledično pa tudi izračunane togosti zgradbe.



Slika A.34: Ravnotežje spodnje linije spojev modela križno lepljenega lesenega stenskega elementa
Figure A.34: A balance of the bottom connection line of a cross laminated timber wall element

Strižno trdnost priključkov definiramo z naslednjo enačbo:

$$R_{c,shear,Rd} = \sum R_{c,i,shear,Rd} + q_{vert} A_w c \quad (115)$$

kjer je $R_{c,i,shear,Rd}$ strižna trdnost posameznega kotnika, c dinamični koeficient trenja med dvema materialoma (0.25 – 0.4 za stik les-les) A_w pa naležna površina stene. Bolj natančne NLS analize sten (ki jih na tem mestu ne prikazujemo) pokažejo, da se na račun rotacije in dviga vogala stene skupna

strižna sila zaradi trenja ne zmanjša, saj se tlačne napetosti na delu stene, ki je še v stiku s tlemi, povečajo in povzročajo višjo strižno napetost.

Strižna togost priključka obojestransko simetrično vpete stene je vsota strižnih togosti sider ($K_{c,i,shear}$) in prispevka trenja.

$$K_{c,shear}^1 = \frac{\sum K_{c,i,shear}}{2} + \frac{q_{vert} L A_w c}{2 u_{slip,Rd}} \quad (116)$$

Za konzolno vpeto steno pa je pol manjša (ker do zdrsa prihaja samo na enem stiku in ne na dveh):

$$K_{c,shear}^2 = \sum K_{c,i,shear} + \frac{q_{vert} L A_w c}{u_{slip,Rd}} \quad (117)$$

kjer je $u_{slip,Rd}$ zdrs najšibkejšega strižnega kotnika pri meji elastičnosti v skladu s postopkom Y-K (v točki d_y^*).

V poglavju A.2.4 smo prikazali pomen vpliva faktorjev dodatne nosilnosti (γ_{ov}). Na tem mestu ga lahko enostavno vpeljemo pri primerjavi nosilnosti sten in priključkov, kjer moramo poskrbeti, da je nosilnost sten zagotovo vsaj za faktor dodatne nosilnosti večja od nosilnosti priključkov.

A.4.3 Spoji med sosednjimi lesenimi ploščami

Enačba za togost, izpeljana v tem podpoglavju, velja samo za primere sten, kjer so stranice v približno enakem razmerju višine in dolžine in se priklapljajo na močno vertikalno sidrane sosednje stene (npr. priklop ene stene v drugo na sredini njene dolžine). Prispevek togosti zaradi stranskega spoja v takšnih primerih znaša:

$$K_{c,step} = \frac{K_{vert} L_{eff}^2}{H^2} \quad (118)$$

kjer je K_{vert} vsota togosti vseh veznih sredstev spoja (np. vijakov), ki nastopajo po višini stene.

A.4.4 Skupna togost stene

Enačbe za togost lesene plošče in vseh stikov skombiniramo v skupno enačbo za horizontalno togost stenskega elementa:

$$K_{hor,wall} = \sum \left[\left(\frac{1}{k_{panel,eff,i}} + \frac{1}{K_{c,bend,i}} + \frac{1}{K_{c,shear,i}} \right)^{-1} + K_{c,step,i} \right] \quad (119)$$

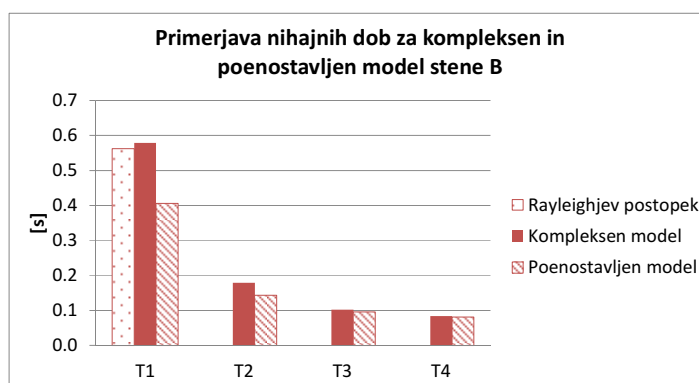
Togost lahko nato prevedemo bodisi v togost nadomestne diagonale okvirja z enačbo:

$$K_{diag} = \frac{K_{hor,wall}}{(\cos(\arctan \frac{H}{L}))^2} \quad (120)$$

ali pa v togost nadomestnega okvirja. Okvir nato zmodeliramo v programu za potresno analizo. Izračunane notranje sile v elementu preverjamo ločeno za vse prej navedene postavke (strižna in upogibna odpornost lesene plošče in spojev).

A.4.5 Vzorčni primer

Analiziramo steno B vzorčnega objekta (Slika A.10). Najprej izvedemo modalno analizo z bolj kompleksnim modelom, sestavljenim iz ploskovnih elementov in vzmeti, s katerimi modeliramo vsak kotnik posebej. Vzmeti v modelu so kalibrirane na 19000 kN/m za vsak kotnik. Vertikalna obtežba in trenje pri kalibraciji nista bila upoštevana. Obenem isto steno preračunamo s prej prikazanim postopkom, horizontalne togosti posameznih sten pa prevedemo na nadomestne okvirje z diagonalami. Pri poenostavljeni metodi predpostavimo, da so vse stene toga vpete zgoraj in spodaj (prevojna linija momentov bi se nahajala na sredini stene). Zavedamo se, da takšna predpostavka vodi k nekoliko bolj togi konstrukciji.



Slika A.35: Primerjava prvih štirih nihajnih dob za kompleksen in poenostavljen model stene B (Slika A.10)

Figure A.35: The comparison of the first four vibration periods calculated with the more complex and simplified model of wall B (Figure A.10)

Ujemanje nihajnih dob sicer ni popolno (Slika A.35), vendar so odstopanja v primerjavi z modeli, ki ne upoštevajo togosti stikov med stenami in ploščami (Slika A.13), znatno večja. Poenostavljen postopek daje nekoliko bolj togo konstrukcijo kot kompleksni model, kar pa smo predvideli že na začetku. To praviloma pomeni nekoliko bolj konservativno dimenzioniranje, saj so sile v takšnih zgradbah nekoliko večje. Po drugi strani pa pomikov vseeno ne podcenimo preveč. Predlagani poenostavljeni postopek bi bilo treba v bodoče sistematično preveriti z obsežnejšo parametrično analizo različnih sestavov konstrukcij, predvsem pa tudi z rezultati eksperimentalnih modelov. Že postopek modeliranja bolj natančnih modelov, ki smo jih na tem mestu uporabili kot primerjavo, je precej odvisen od izbire robnih pogojev. Ravno tako postopek rekaliibracije vzmeti. Zato menimo, da predlagana metoda daje zadovoljive vrednosti, ki so nekoliko bolj na konservativni strani sil, kar je z vidika inženirjev sprejemljivo.

A.5 Zaključki

A.5.1 Povzetek analiz

Izvedli smo parametrične analize obnašanja konstrukcij iz križno lepljenih lesenih plošč pri potresni obtežbi. Uporabili smo vse tipe analiz, ki jih predvideva standard EN 1998-1, tj. metodo horizontalnih sil, modalno analizo s spektri odziva ter potisno in dinamično analizo. Potisno analizo smo kombinirali še z N2 metodo, rezultate največjih pomikov in sil nelinearnih dinamičnih analiz pa primerjali še z rezultati nelinearnih statičnih. V vseh analizah smo uporabljali za spajanje dva tipa veznih sredstev; kotnike BMF 105 z desetimi žebli 4 x 60 mm. Krajši žebli namreč lahko povzročijo krhko blokovno strižno porušitev. Pri linearizaciji (oziroma bilinearizaciji) odziva veznih sredstev nismo uporabili določil standarda EN 12515, pač pa postopek, ki sta ga predlagala Yasumura in Kawai za izvednotenje elastične nosilnosti okvirnih sten s poploščitvijo. Ta postopek namreč pri izračunu elastične togosti upošteva tudi obnašanje konstrukcije pri višjih obremenitvah, zato menimo, da je bolj primeren od standardnega, pri katerem rezultati temeljijo pretežno na odzivu nižjih obremenitev. Na podlagi krajše serije preiskav (Dujč, Žarnić, 2005) smo izrednotili 5- in 95-% fraktile nosilnosti izbranih kotnikov ter samovreznih lesnih vijakov in kot njun kvocient izračunali faktor dodatne nosilnosti veznih sredstev, ki smo ga uporabimo pri metodi načrtovanja nosilnosti. Pri križno lepljenih lesenih konstrukcijah je uporaba faktorja dodatne nosilnosti potrebna predvsem v primeru sten z večjimi odprtinami. Na vzorčnem primeru takšne stene smo tako prikazali razliko v obnašanju konstrukcije, če vpliv dodatne nosilnosti zanemarimo. Povečana nosilnost kotnikov namreč povzroči večji vpetostni moment in silo, kot pa jo lahko prenese sama stena (ki ima zaradi odprtine precej manjšo nosilnost). Posledično se ne formira duktilen rušni mehanizem pri vpetju stene pač pa krhka porušitev lesene stene/okvirja.

V nadaljevanju smo analizirali vzorčni objekt v tlorisni izmeri 6.5 x 8.5 m, v štirih etažah skupne višine 11.2 m. Objekt je sestavljen iz 140 mm debelih križno lepljenih lesenih sten, od katerih ima večina odprtine za okna in vrata. Predpostavimo spajanje sten in plošč s kotniki BMF 105. Število kotnikov izračunamo po poenostavljenem postopku in z metodo horizontalnih sil. Pri začetnem izračunu upoštevamo popolnoma elastično konstrukcijo ($q = 1$). Tako dobimo konstrukcijo, ki bi lahko izbran potres ($a_g = 0.25$ g in tip tal A) prestala v popolnoma elastičnem stanju, brez kakršnekoli disipacije energije. Za takšno konstrukcijo izračunamo nihajne čase, strižne sile in pomike na vrhu konstrukcije za izbran potres. Pri analizi variramo robne pogoje; spreminjamo togost kotnikov, upoštevamo vpliv vertikalne obtežbe in trenja. Ugotovimo, da je konstrukcija, kjer so kotniki absolutno togi (oziroma upoštevamo samo podajnost lesenih plošč, kot bi utegnili storiti večina neizkušenih projektantov), pretoga. Posledično dobimo prekratke nihajne čase in premajhne pomike konstrukcije. Sile v konstrukciji so sicer visoke, ker se nihajne dobe nahajajo v bližini platoja elastičnega spektra odziva. Konstrukcije, pri katerih upoštevamo podajne kotnike, izkazujejo daljše nihajne čase, večje pomike in manjše sile. Upoštevanje stikov med vogalnimi stenami objekta nam pri izbranih rastrih veznih sredstev togosti konstrukcije ne poveča bistveno. Po drugi strani pa upoštevanje vpliva vertikalne obtežbe togost opazno poveča. Enak učinek ima na konstrukcijo trenje (faktor trenja les-les je med 0.25 in 0.4) vendar uporabo slednjega odsvetujemo (tako kot tudi standardi za protipotresno projektiranje v splošnem) saj lahko vertikalni pospeški temeljnih tal in različni materiali pod stenami vpliv trenja občutno zmanjšajo. Na tem mestu moramo omeniti še, da smo za izvedbo modalne analize z upoštevanjem kotnikov njihovo natezno-tlačno togost morali rekalkulirati. Bilinearni odziv kotnika (visoka tlačna togost v primerjavi z natezno) ni primeren za izvedbo linearne elastične analize, zato moramo določiti nadomestno vrednost, enako v tlaku in nategu, ki zagotavlja enako rotacijsko togost plošče. Prvo nihajno obliko konstrukcije izračunamo tudi s poenostavljeno Reyleighjevo metodo (ki omogoča upoštevanje bilinearnega vertikalnega odziva kotnikov). Za primera konstrukcije s togimi ter podajnimi stiki so prve nihajne dobe

izračunane z modalno analizo in Reyleighjevo metodo, popolnoma ujemajo. Za primera kjer upoštevamo tudi vertikalno obtežbo in trenje, pa se razlike med metodama povečajo. Reyleighjeva metoda vrne daljše nihajne čase, oziroma bolj podajno konstrukcijo. Obstaja možnost, da smo vpliv omenjenih faktorjev v postopku kalibracije vertikalnega odziva kotnikov precenili. Bolj podrobnih analiz na tem mestu sicer nismo izvajali. Za izbrani primer konstrukcije izračunamo tudi precejšnjo razliko v silah pri primerjavi med modalno analizo in metodo strižnih sil. Slednja vso efektivno maso konstrukcije pripiše prvi nihajni obliki, ki obenem sovпада s platojem spektra odziva, posledično pa konstrukcija generira največje možne sile. Če ima zgradba vse stene po višini enake, obenem pa tudi enako močno sidrane, enostavna metoda vrne konservativne rezultate, ki pa so na varni strani, saj v takšnih konstrukcijah vpliv višjih nihajnih oblik ne more povzročiti večjih sil v višjih etažah. Metoda strižnih sil je torej primerna za hitre in konservativne ocene potrebnega števila sider sten.

S potisnimi analizami (ang. *pushover* analizami) smo s psevdodinamičnim modelom analizirali odziv celotne stavbe ter dodatno še izoliran odziv stene konstrukcije brez odprtín. Variirali smo odziv kotnikov (ovojnica tretjega cikla odziva kotnikov, s kratkimi 40 mm dolgimi žebli, tretjega cikla odziva kotnikov s 60 mm dolgimi žebli, istega tipa spoja, vendar z uporabo ovojnice prvega odziva ter fiktivne kotnike z dvakrat večjo deformacijsko kapaciteto kot pri tretjem ciklu odziva). Variirali smo še vpliv vertikalne obtežbe in trenja. Kratki žebli v kotnikih, ki izkazujejo krhko porušitev, imajo pričakovano za posledico tudi nizko nosilnost in deformacijsko kapaciteto konstrukcije. Približno enak odziv dobimo tudi pri uporabi daljših žebeljev vendar ob opustitvi vpliva vertikalne obtežbe, ki sicer stabilizira konstrukcijo. Največjo nosilnost in deformacijsko kapaciteto dobimo z uporabo tretjega in predvsem prvega cikla odziva kotnikov (pri upoštevanju vpliva vertikalne obtežbe). Vpliv trenja sicer poveča začetno togost konstrukcije, vendar na njegov račun izgubimo nekaj strižne deformacijske kapacitete ter dosežemo hitrejšo porušitev dviznih kotnikov, posledično pa tudi nižjo nosilnost konstrukcije. Rezultate potisnih analiz obravnavamo tudi z N2 metodo, kjer namesto osnovne bilinearizacije uporabimo postopek Yasumure in Kawaija, s katerim določimo tudi mejni pomik konstrukcije v stanju blizu porušitve. Slednje tako določimo iz njenega globalnega odziva in ga ne definiramo s porušitvijo lokalnih stikov. Predpostavka sicer velja le za konstrukcije, ki imajo prisoten padajoč del potisne krivulje, saj mejno stanje porušitve definiramo pri pomiku, ko največja sila pade za 20 %. Izvrednotimo razmerje med največjim pospeškom, ki bi ga konstrukcija lahko prenesla (izračunanim z N2 metodo), ter projektnim pospeškom temeljnih tal, na podlagi katerega smo z metodo horizontalnih sil ter ob predpostavki popolnoma elastičnega obnašanja konstrukcije določili potrebno število kotnikov. Vrednosti za primere uporabe duktilnih kotnikov z daljšimi žebli (neodvisno od vpliva trenja, vendar z upoštevanjem vertikalne obtežbe) se nahajajo na intervalu med 2.08 in 2.6. Te vrednosti so višje od trenutno predpisane vrednosti faktorja obnašanja ($q = 2$) po standardu EN 1998-1 za masivne lepljene sisteme (križno lepljen les ni eksplicitno vključen v standard, vendar bi po definiciji najbolj ustrezal tej kategoriji). Stene, sestavljene iz več ožjih kosov, med seboj spojene po višini, nudijo več mest za disipacijo potresne energije. Naše analize so pokazale vrednosti razmerij pospeškov med 2.89 in 3.04.

Z nelinearno dinamično analizo smo obravnavali izolirano polno steno konstrukcije v višini štirih etaž. Analizirali smo vpliv trenja pri dinamični horizontalni obtežbi. Upoštevanje trenja razpolovi dosežene pomike na vrhu stene (povprečna vrednost za 7 izbranih in skaliranih akcelorogramov). V primerjavi s ciljnim pomiki nelinearne statične analize so pomiki, izračunani z nelinearno dinamiko, za primere upoštevanja trenja manjši. Če pa trenje zanemarimo, pri dinamični analizi dosežemo večje pomike kot pri statični. V tem primeru je ujemanje povprečne vrednosti pomikov dinamične analize in pomikov statične analize za 1. cikel odziva kotnikov dokaj natančno (86 %).

Analiza pokaže večji vpliv trenja na steno iz enega večjega kosa, kjer njegov vpliv zmanjša pomike in zamike etaž za več kot polovico. Za sestavljeno steno je redukcija pomikov manj kot četrtino. Po drugi

strani pa tudi celotna strižna sila ob vpetju pri steni iz enega kosa ob upoštevanju trenja upade za približno 30 %, medtem ko pri sestavljeni steni ostaja enaka. Vpliv trenja se je izkazal kot pomemben faktor vendar bi bilo potrebno za dokončne rezultate in smernice uporabe izvesti več analiz. Zato menimo, da je vplive trenja pri dimenzioniranju konstrukcij do nadaljnjega bolje zanemariti.

Kot smo omenili zgoraj, je za izvedbo modalne analize s spektri odziva potrebno izvesti predhodno rekaliibracijo natezno-tlačne komponente odziva sidrnih kotnikov. Tudi kasnejša izdelava modelov z doslednim modeliranjem lesenih plošč ter uporabo vzmeti za vezna sredstva je precej zamudna. Zato smo izpeljali serijo enačb, s katerimi na poenostavljen način opišemo trdnost ter strižne in upogibne togosti posameznih komponent (plošč in spojev) pri upoštevanju različnih robnih pogojev (odprtine v ploščah, vertikalna obtežba, trenje). Vplive posameznih delov sestavimo in dobimo skupno nadomestno togost sistema, ki jo lahko nato prevedemo bodisi na togost nadomestne diagonale ali pa nadomestnega stebra. Takšno konstrukcijo lahko analiziramo z modalno analizo s spektri odziva. Enačbe nosilnosti so izpeljane tako, da omogočajo neposredno primerjavo nosilnosti plošč in spojev, kar poenostavi uporabo koncepta faktorjev dodatne nosilnosti, ki smo ga opisali zgoraj. V primerjavi z bolj kompleksnim modelom dobimo s poenostavljenim postopkom (sodeč po vzorčnem primeru, tj. polni štirietažni steni objekta) bolj togo konstrukcijo. Nihajni časi so zato nekoliko krajši, posledično so sile večje, pomiki pa manjši. Tak pristop lahko ocenimo kot konservativen, saj smo z izračunom sil na varni strani, podcenjeni pomiki pa v takšnih konstrukcijah niso tako problematični kot npr. v vitkih okvirjih, kjer lahko vpliv teorije drugega reda vpliva na nosilnost. Predlagani postopek bi bilo potrebno v bodoče preveriti še na več različnih vzorčnih sestavih ter rezultate podkrepiti z eksperimenti.

A.5.2 Prispevki k znanosti

Pri potresni analizi konstrukcij iz križno lepljenih lesenih plošč so glavni prispevki sledeči:

- Izračunali smo faktorje dodatne nosilnosti izbranih kotnikov in vijakov, ki se uporabljajo za spajanje križno lepljenih lesenih sten, in prikazali njihov vpliv pri načrtovanju potresne nosilnosti konstrukcije.
- Prikazali smo vpliv različnih robnih pogojev (geometrije sten, trenja, veznih sredstev, načina stikovanja) na potresni odziv pri 4-etažni zgradbi iz križno lepljenih lesenih plošč.
- Prikazali smo uporabo N2 metode na 4-etažni zgradbi iz križno lepljenih lesenih plošč.
- Izračunali smo razmerja pospeškov temeljnih tal pri stanju blizu porušitve in osnovnega projektnega pospeška 4-etažne zgradbe iz križno lepljenih lesenih plošč za različne robne pogoje.
- Razvili smo serijo enačb za poenostavljeno metodo za izračun nadomestne togosti sten iz križno lepljenih lesenih plošč.

A.5.3 Napotki za nadaljnje delo

Za sistem iz križno lepljenih lesenih plošč, kjer stene niso izdelane iz večjih monolitnih kosov, pač pa so sestavljene iz več krajših segmentov, je potrebno dopolniti tudi poenostavljeno metodo za račun togosti sten ter jo verifikirati na več različnih vzorčnih primerih kot tudi z eksperimentalnimi rezultati. Ugotoviti je treba, ali lahko v modalnih analizah uporabimo nižjo togost veznih sredstev. V obstoječem delu smo uporabljali relativno visoke vrednosti, ki povečujejo togost in posledično generirajo višje sile. Na podlagi večjega števila eksperimentov je potrebno izračunati faktorje dodatne nosilnosti spojev tudi za druge tipske vezne elemente, ki jih uporabljamo v takšnih konstrukcijah. Bolj podrobno je potrebno preučiti vpliv trenja v sistemih iz križno lepljenih lesenih plošč.

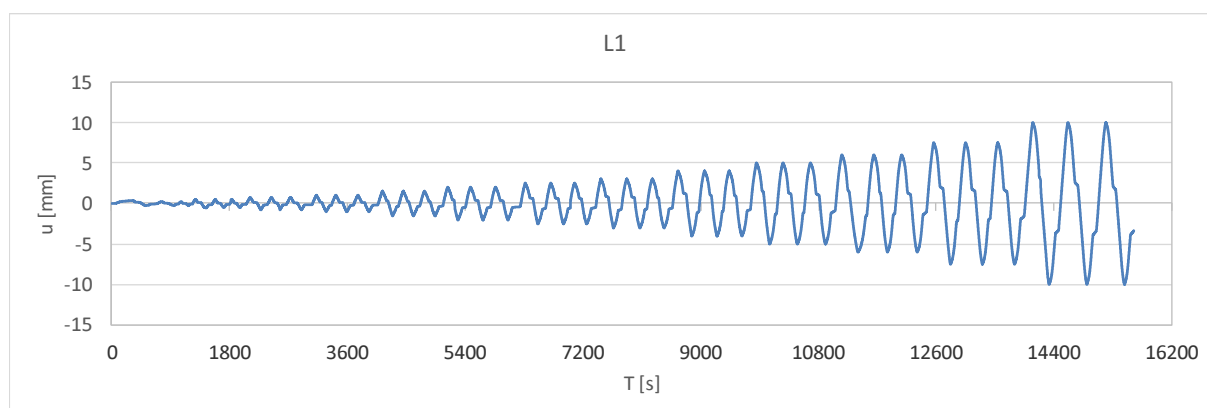
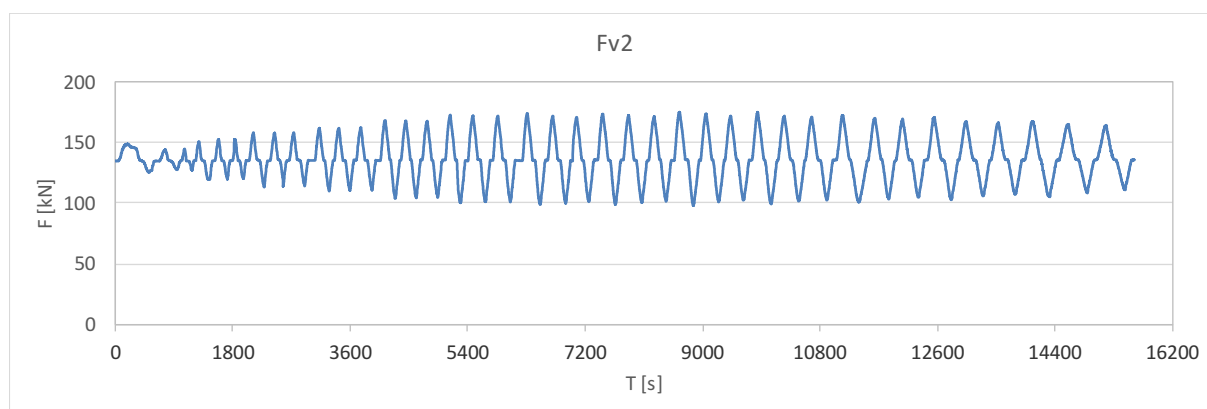
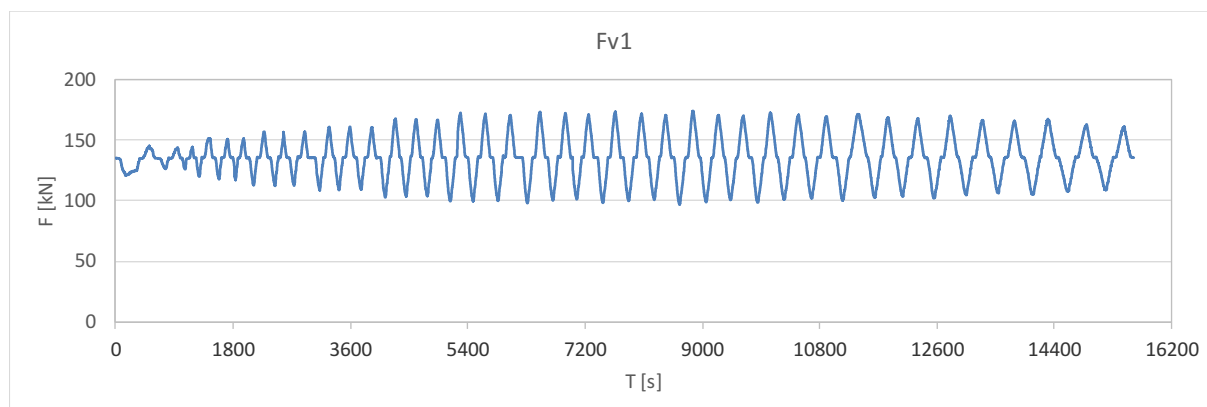
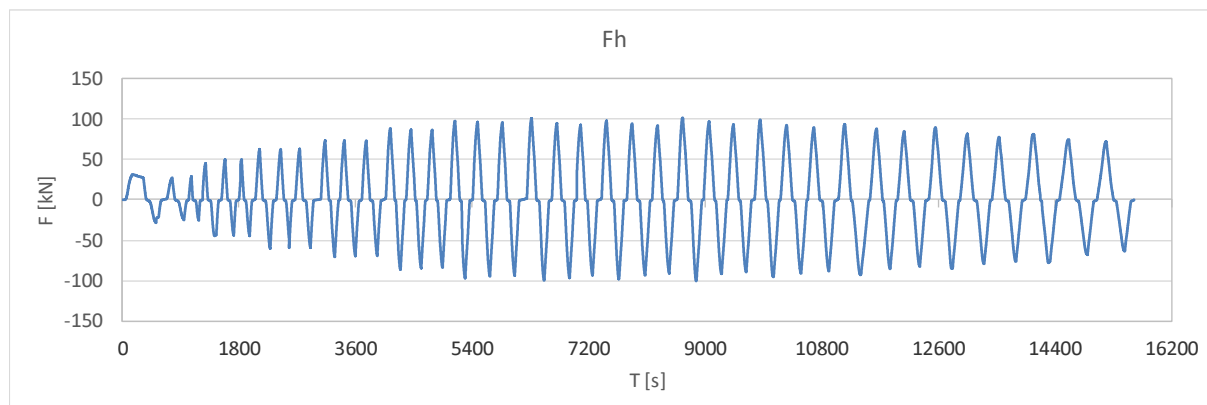
PRILOGA B

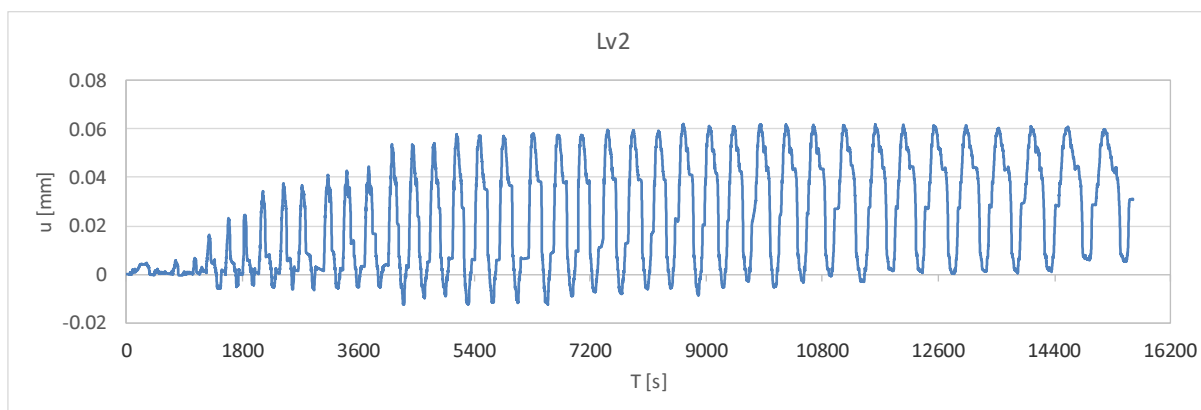
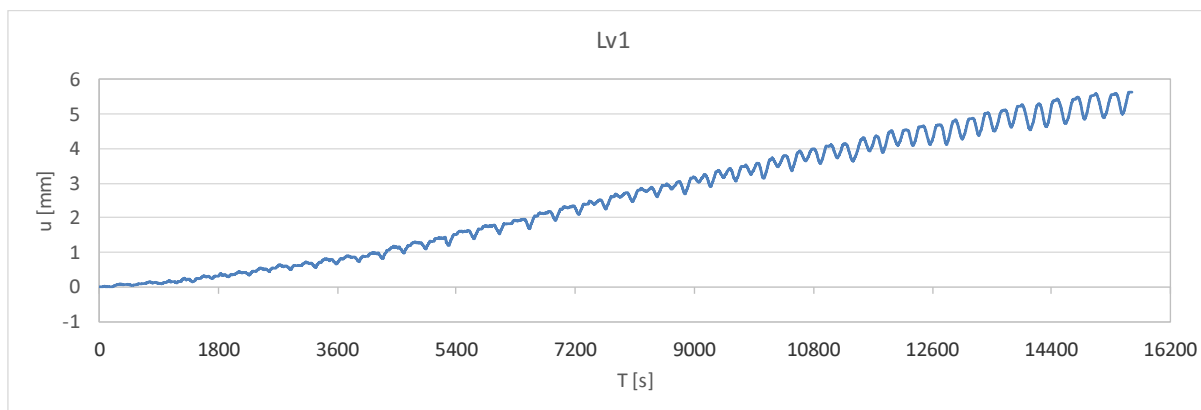
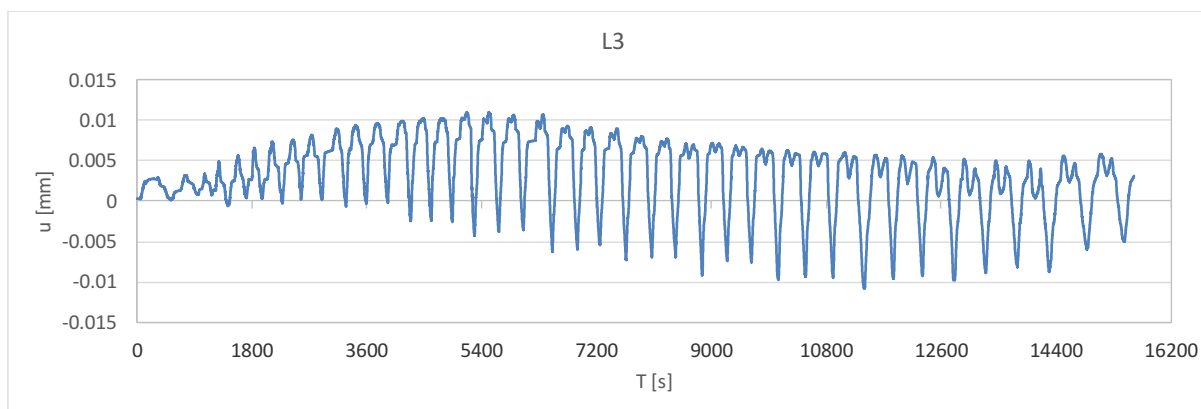
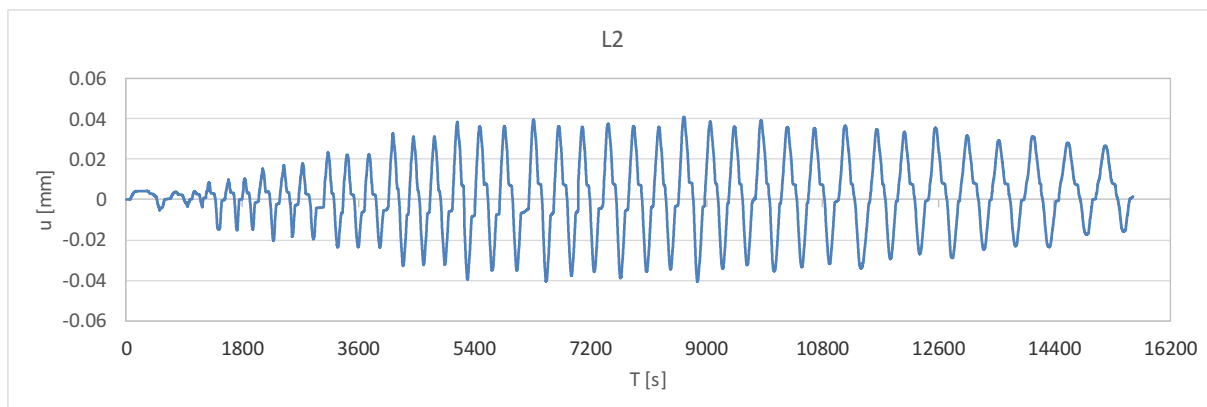
IZPIS MERITEV STRIŽNIH TESTOV NEARMIRANIH OPEČNIH ZIDOV

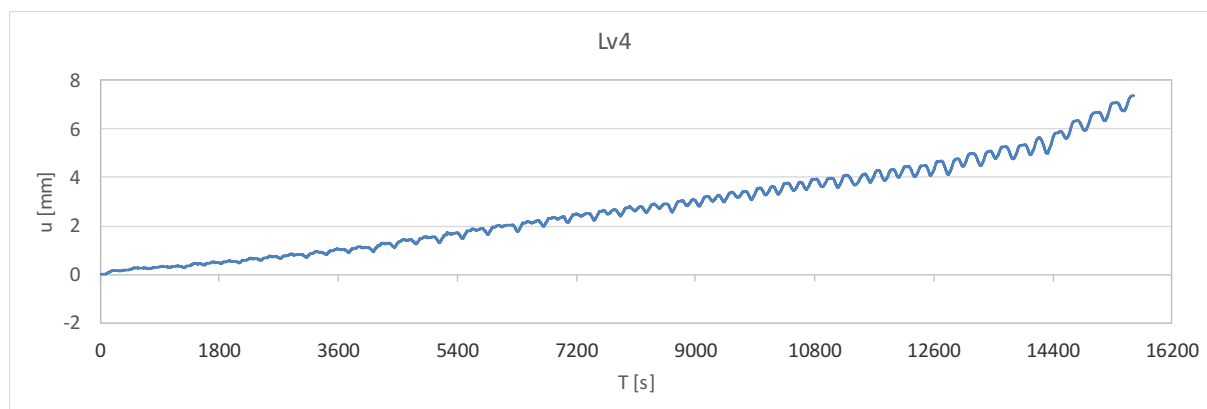
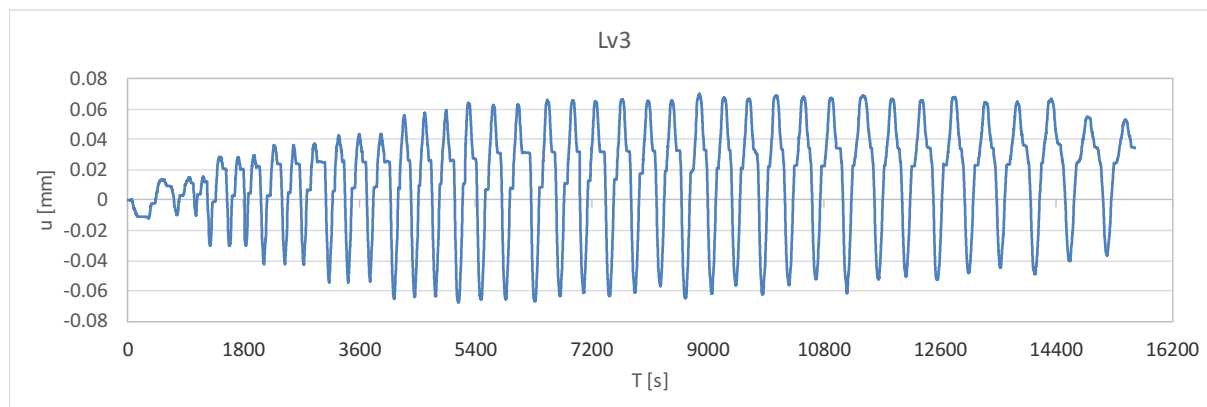
Ta stran je namenoma prazna.

Oznaka: L12037/7/2
Datum preiskave: 03. 04. 2012
F_v skupna = 300 kN (Razos = 32 kN) $\rightarrow F_{v1} = F_{v2} = 134$ kN (skupaj 268 kN)

Slika B.1: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za neutrjen zid
Figure B.1: Positions of induction displacement meters and force introduction for the unreinforced wall



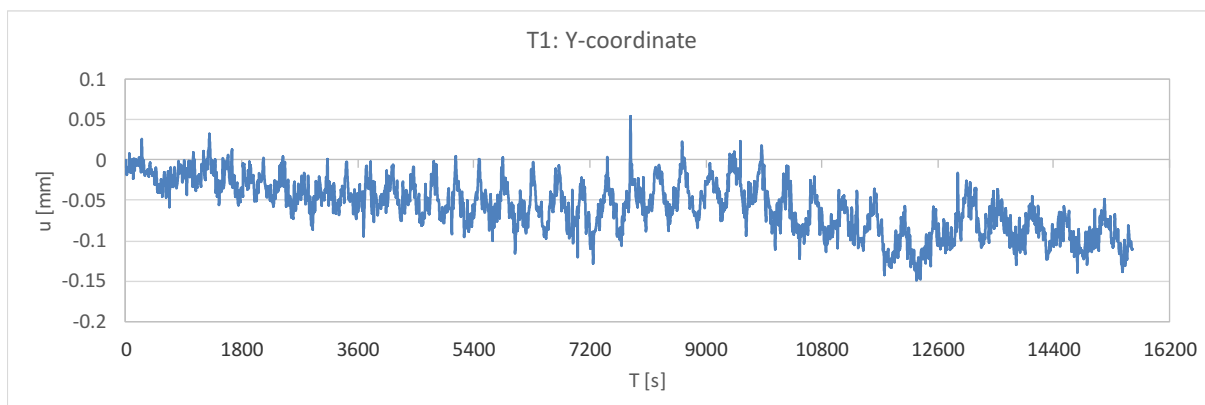
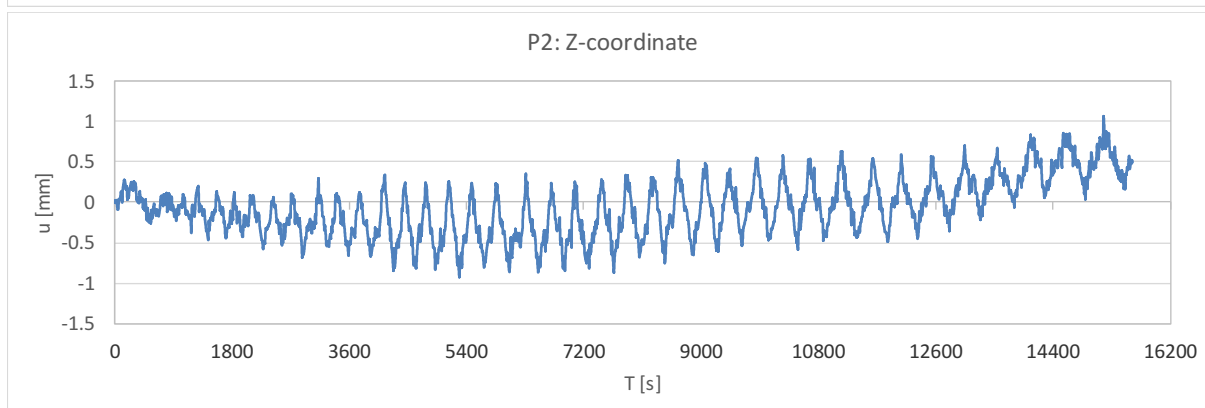
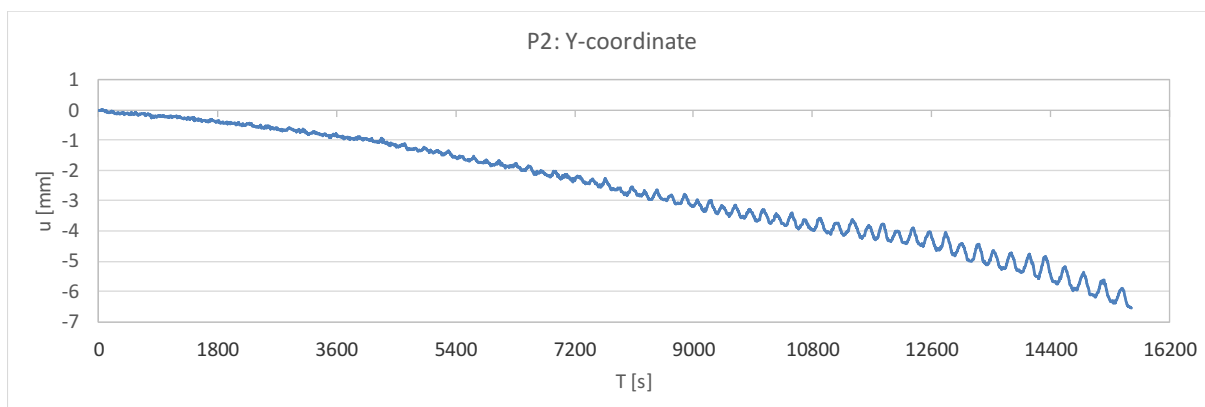
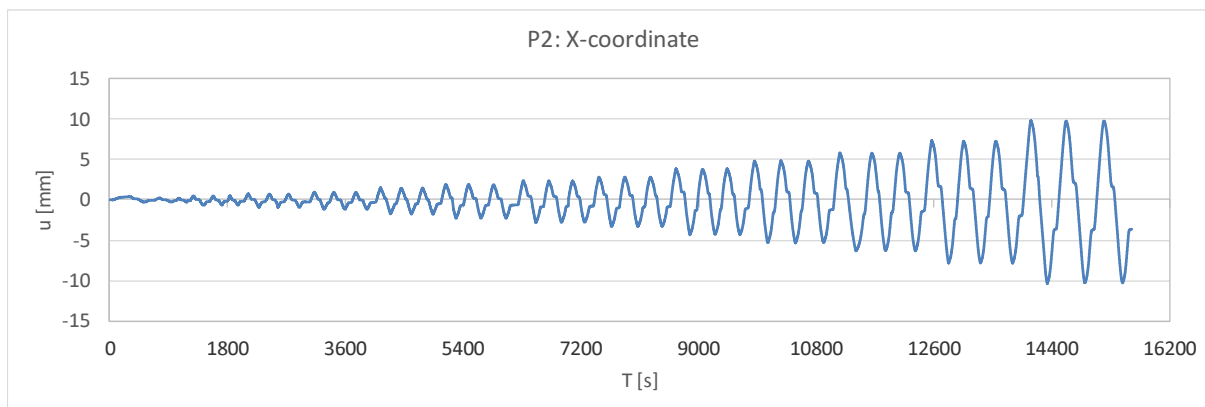


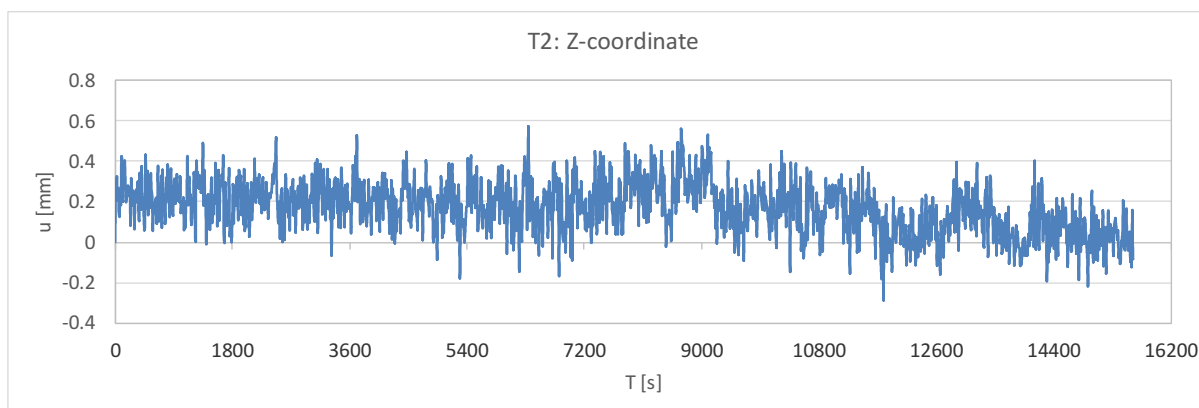
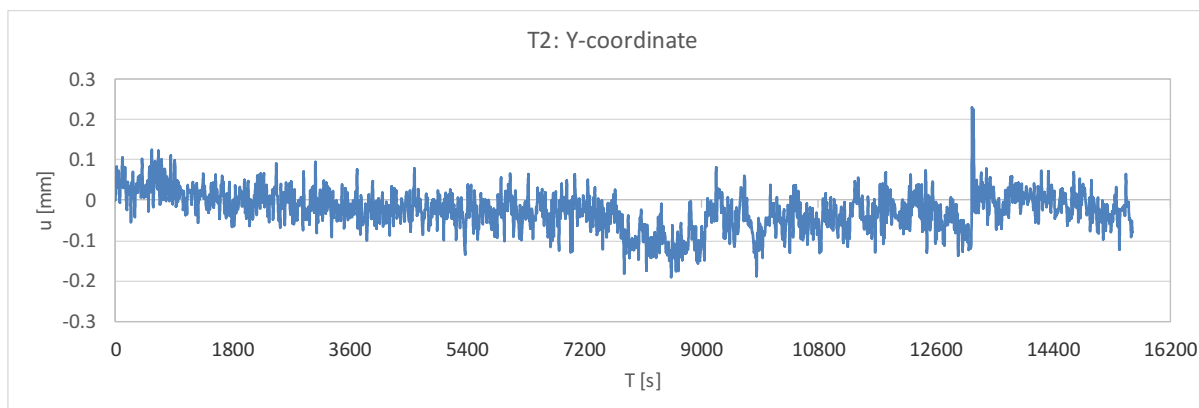
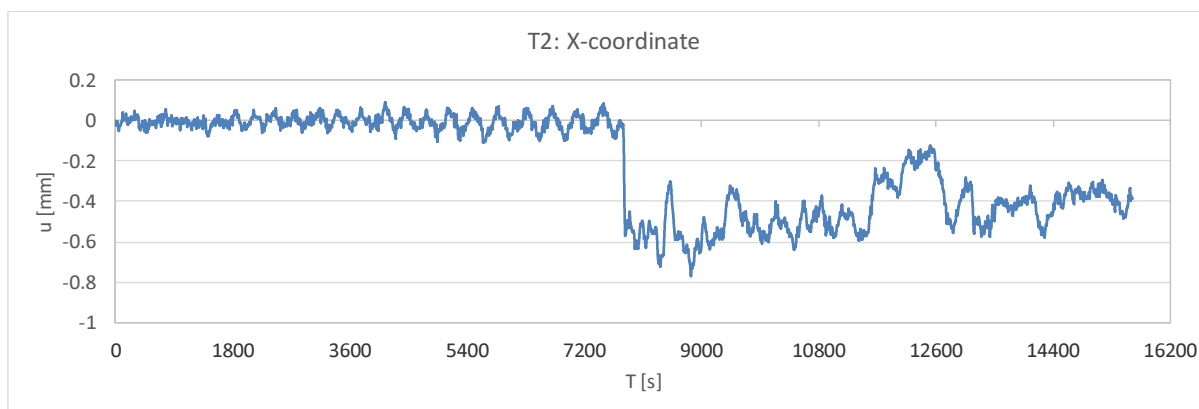
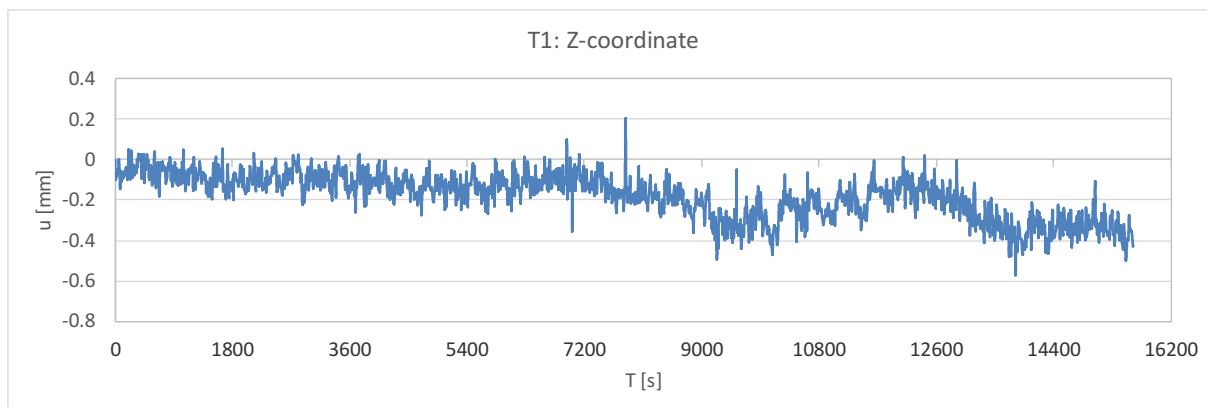


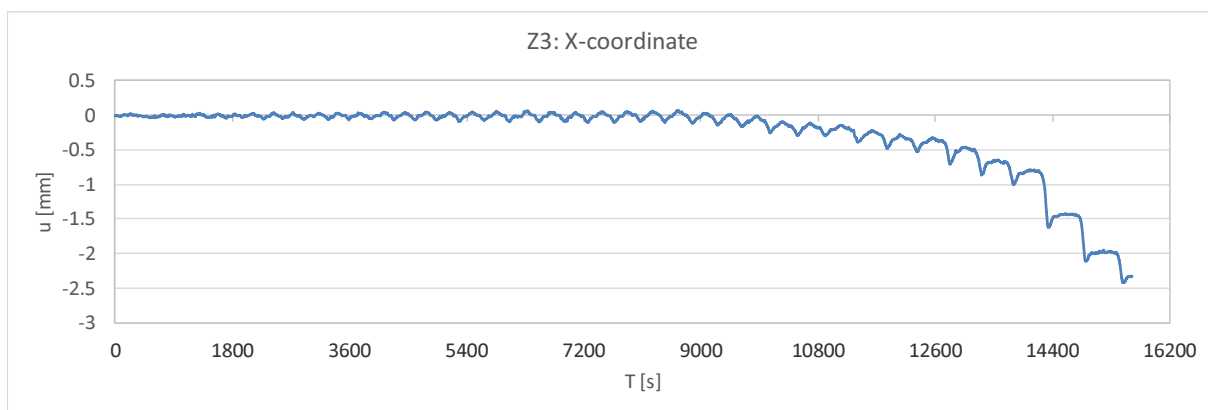
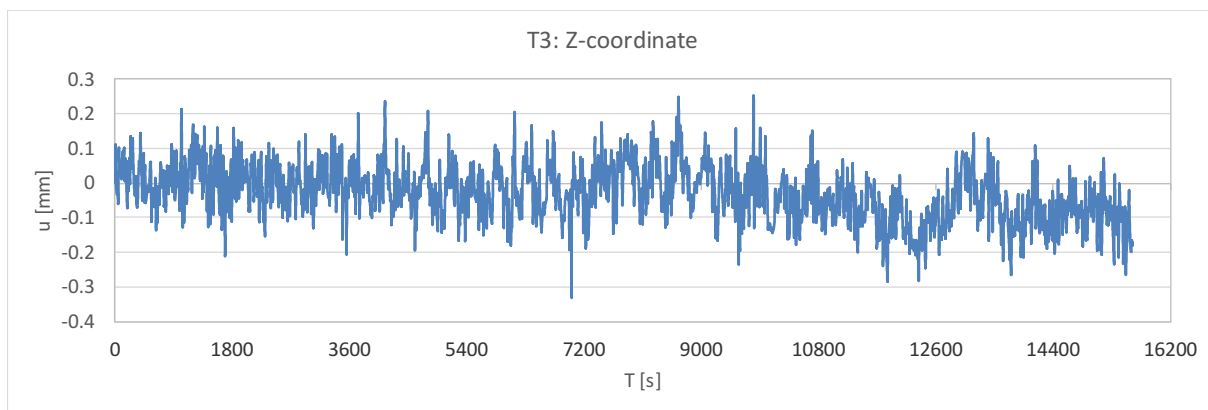
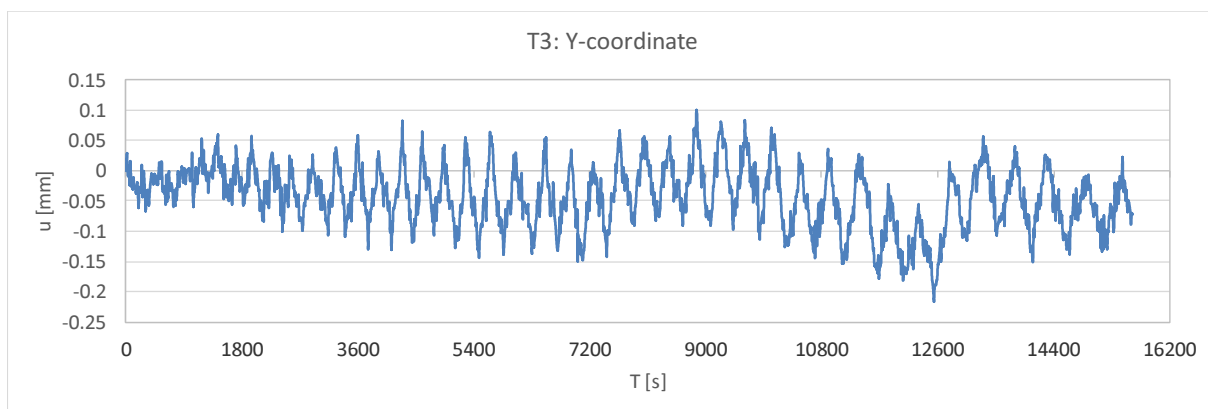
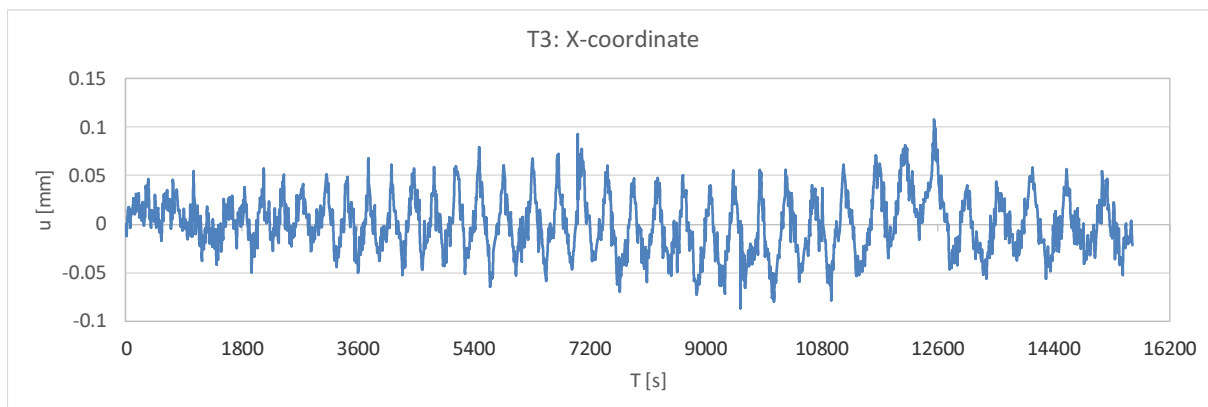
Na naslednji sliki so prikazane točke, ki smo jih spremljali. Rezultati pomikov teh točk so v grafični obliki prikazani v nadaljevanju. Rezultati za posamezne točke ali pa komponente pomika posameznih točk manjkajo, ker optični sistem na določenih mestih ni uspešno opravil meritve. Določeni šumi na meritvah so bili naknadno ročno filtrirani, mestoma pa se še vedno pojavljajo večji skoki v posameznih meritvah. Ti so bodisi posledica krhkih poškodb v konstrukciji ali pa nezveznosti v sami meritvi pomikov z optično opremo.

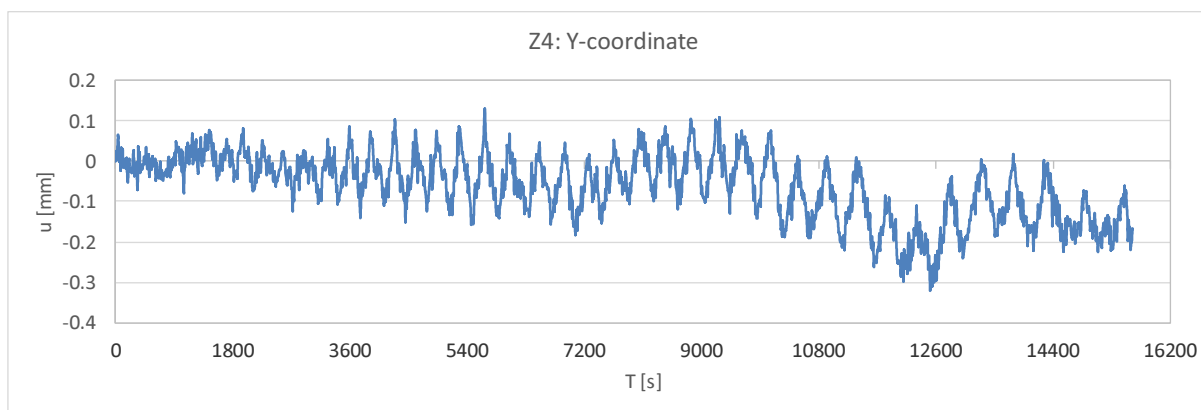
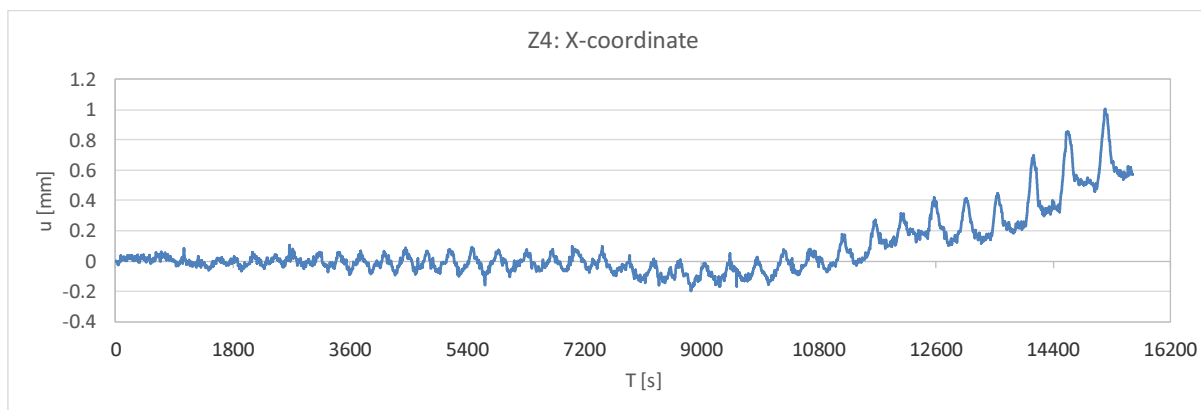
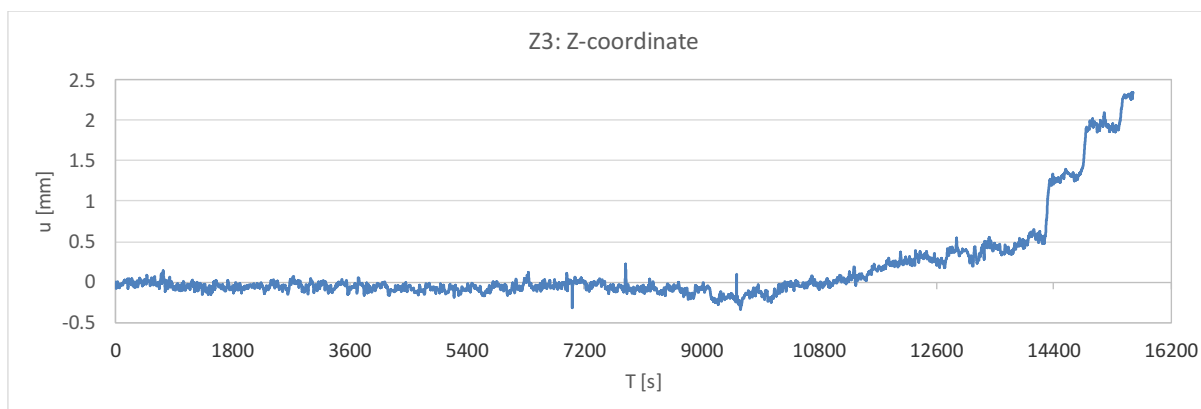
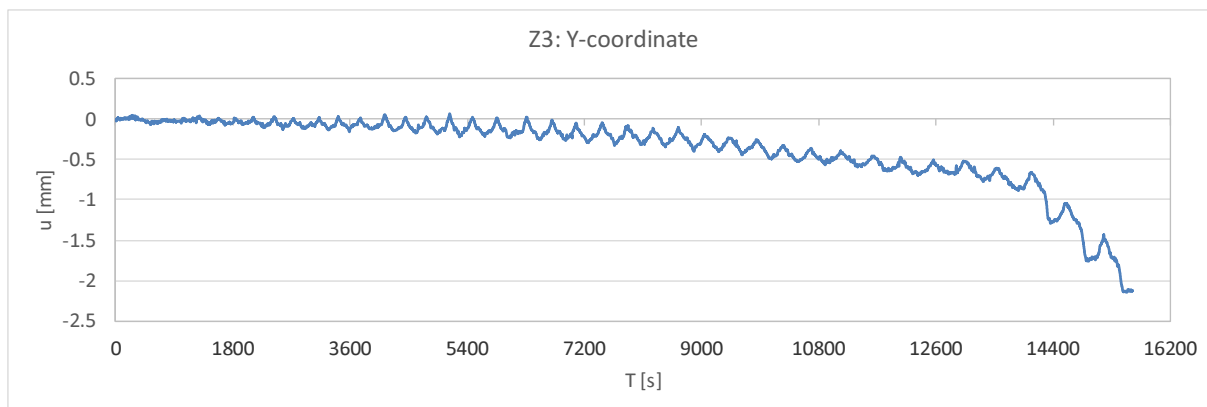


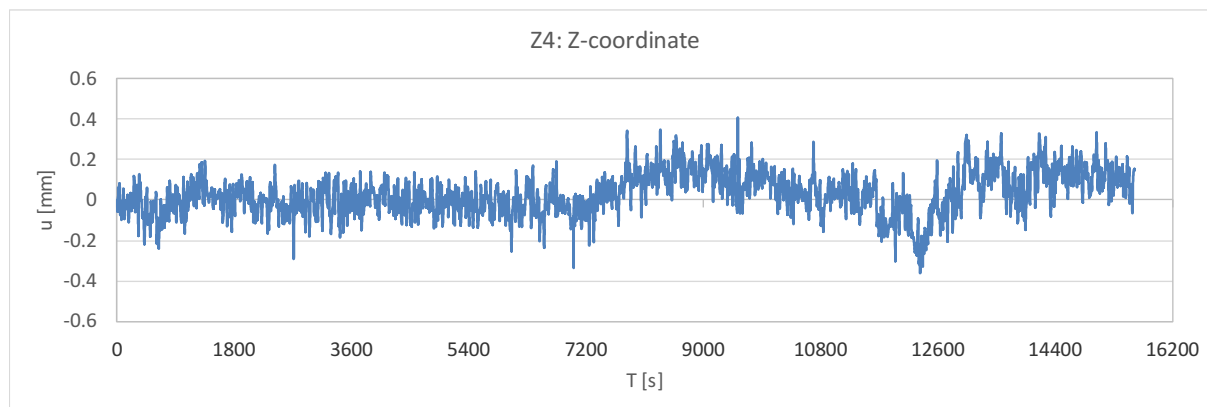
Slika B.2: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov neutrjenega opečnega zidu
Figure B.2: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the unreinforced wall







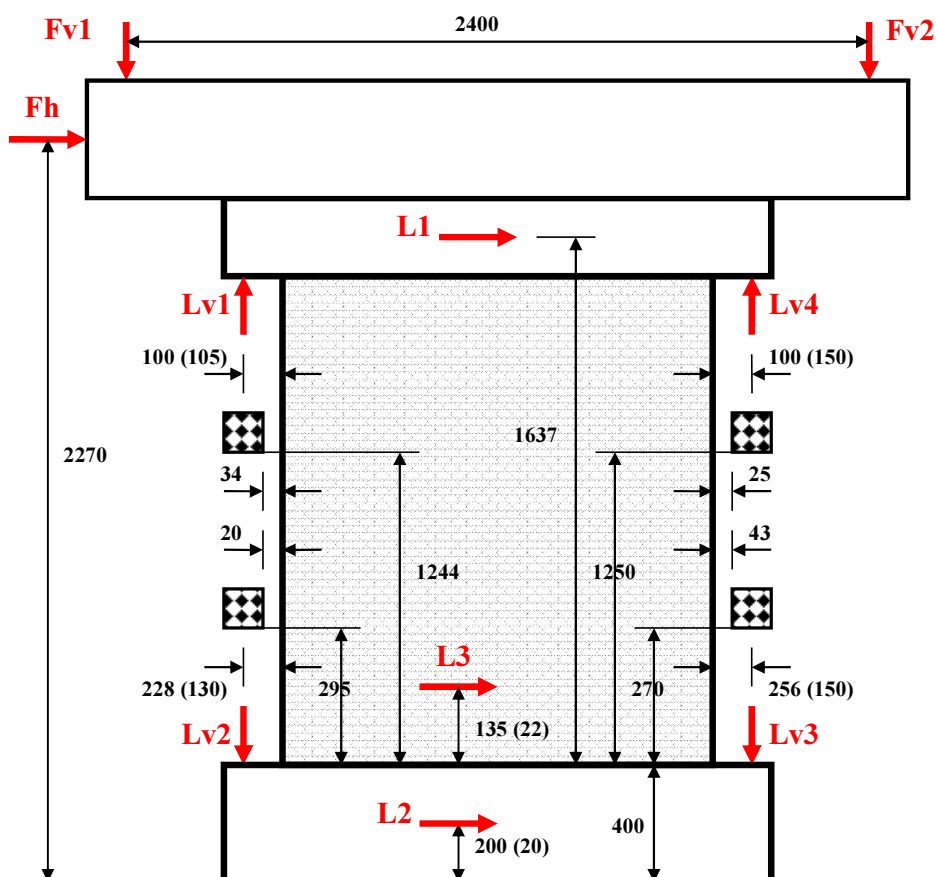




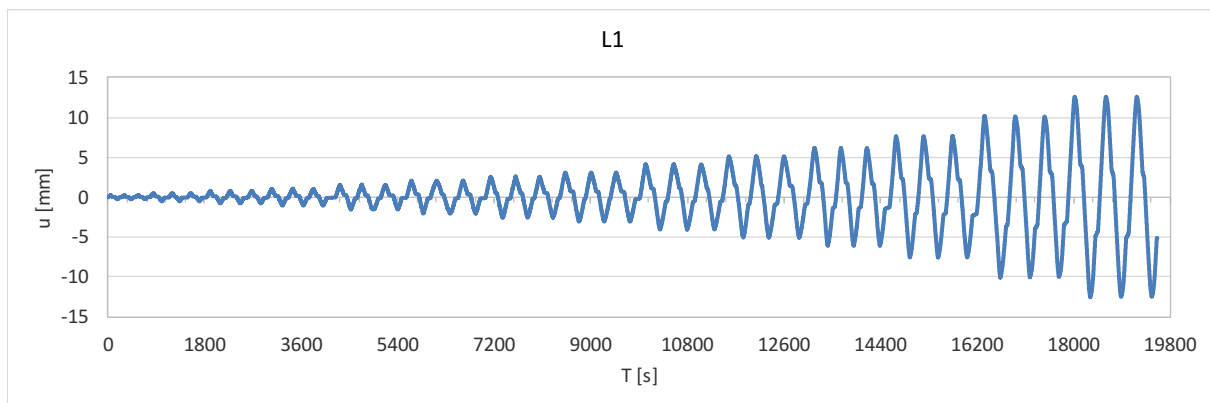
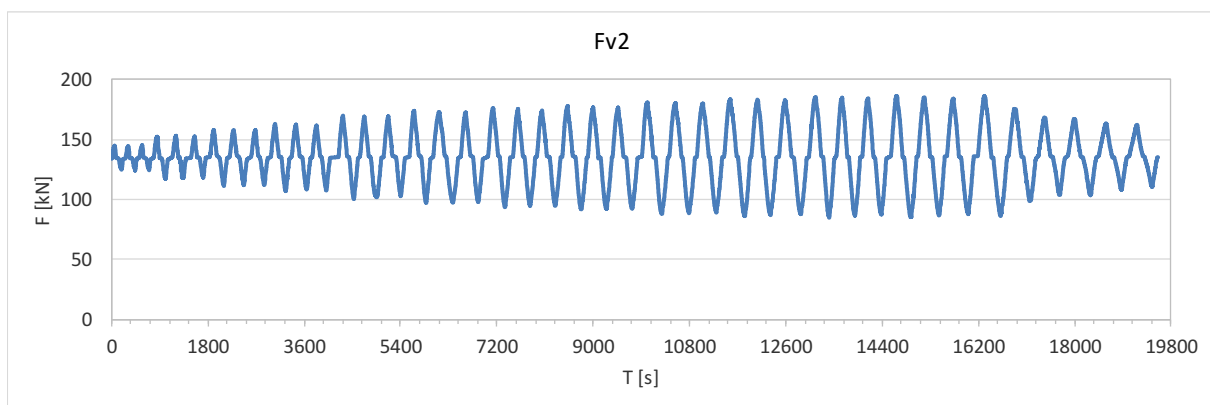
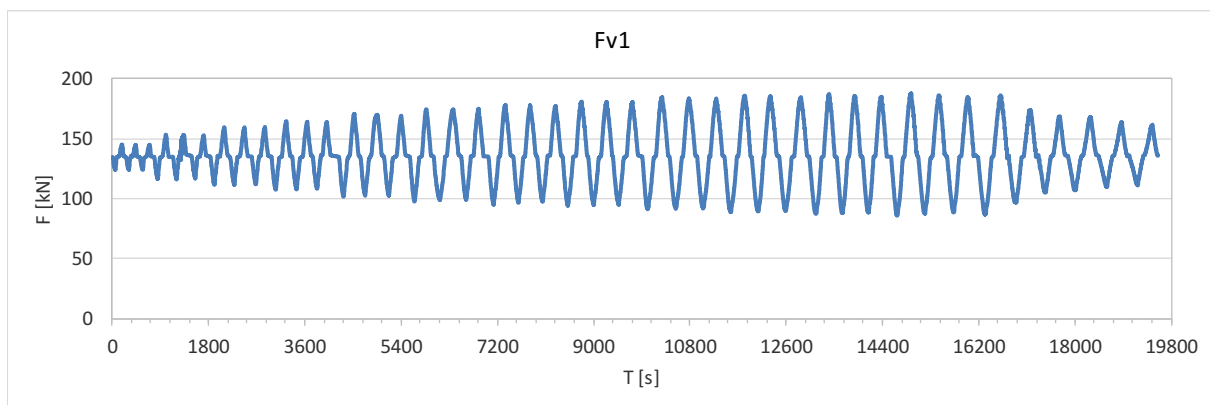
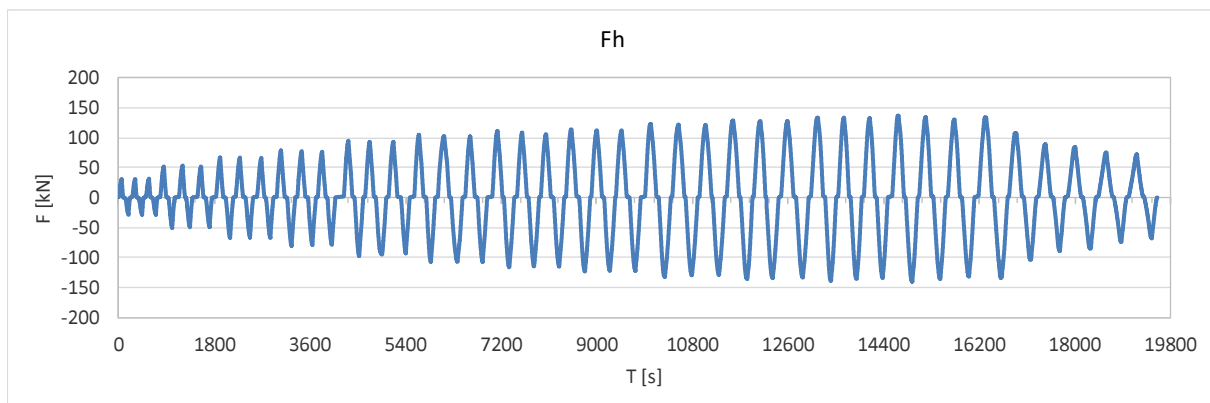
B.2 Meritve opečnega zidu utrjenega s križno lepljeno ploščo prilepljeno na opečni zid

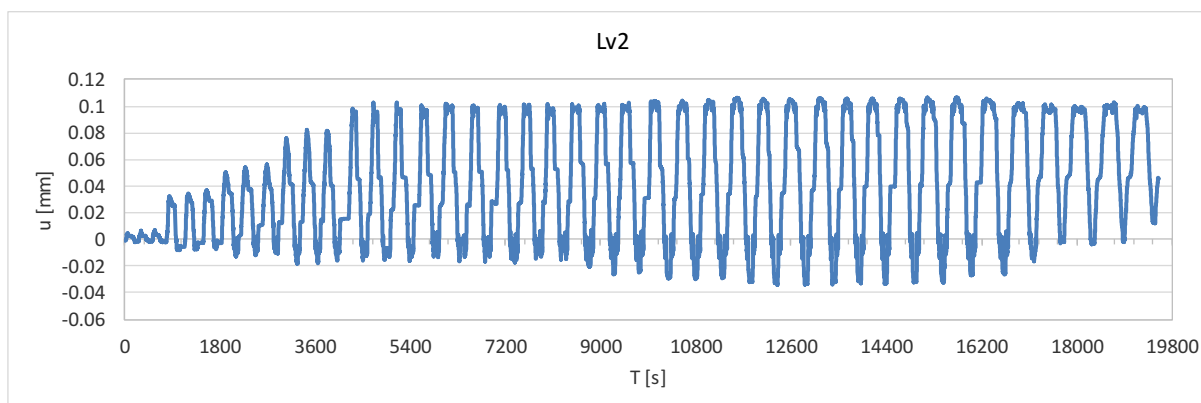
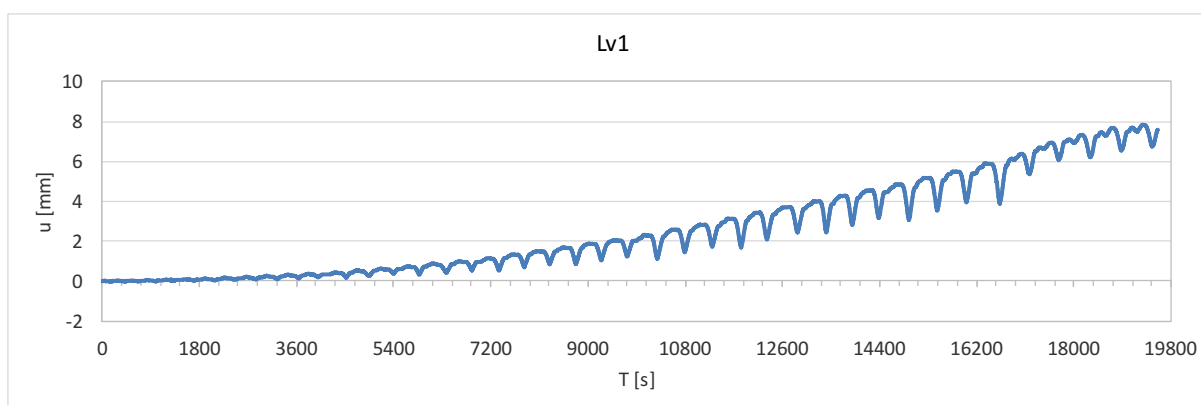
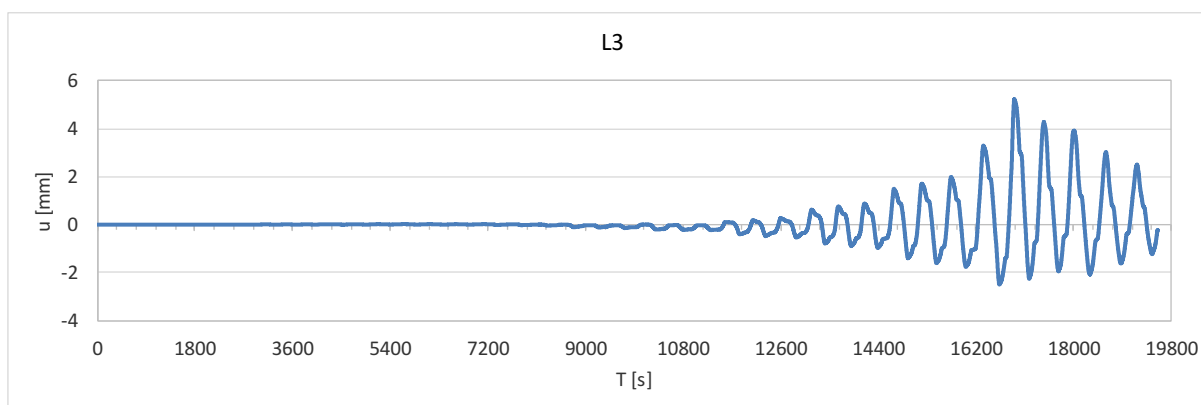
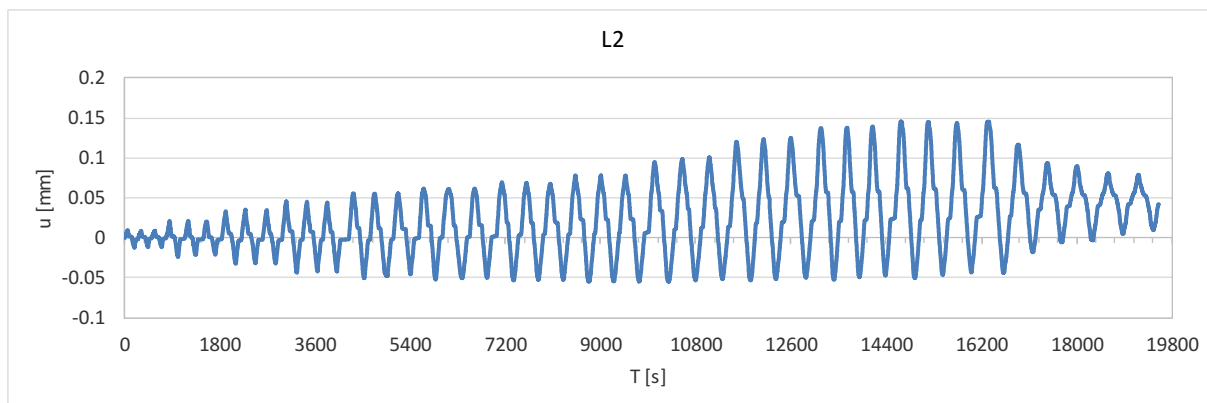
Oznaka: L12037/7/3
Datum preiskave: 12. 04. 2012
F_v skupna = 300 kN (Raznos = 32 kN) $\rightarrow F_{v1} = F_{v2} = 134$ kN (skupaj 268 kN)

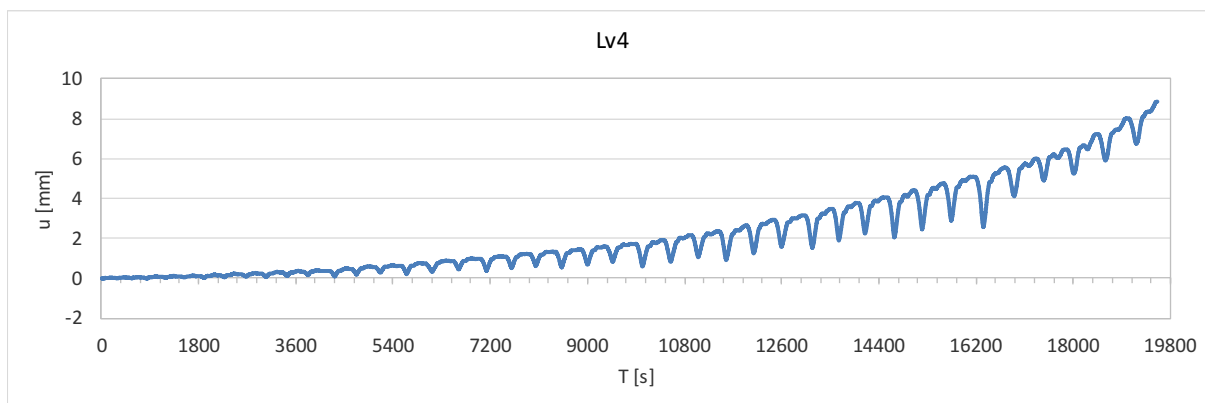
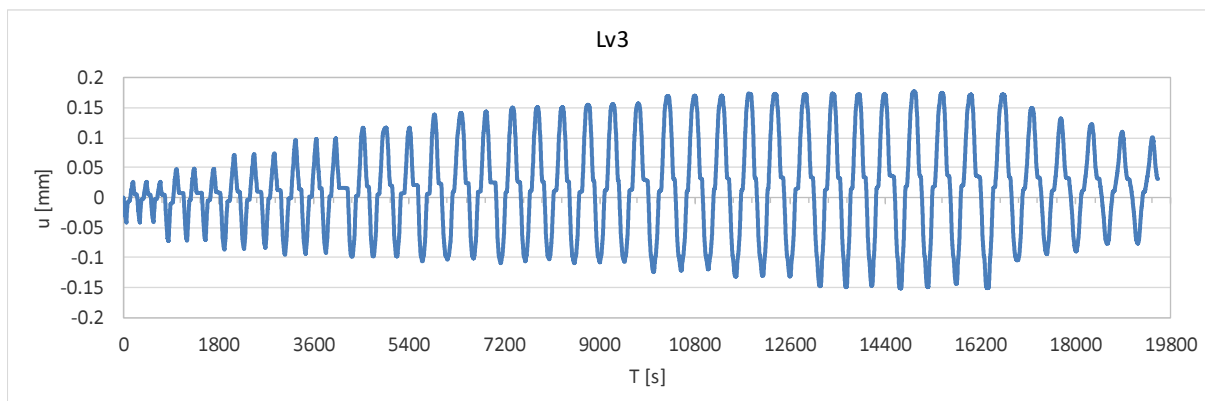
Na naslednji sliki podajamo pozicije induktivnih merilcev deformacij, ki smo jih spremljali med potekom testa.



Slika B.3: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za zid s prilepljeno ojačilno ploščo
Figure B.3: Positions of induction displacement meters and force introduction for the strengthened wall with the glued-on plate



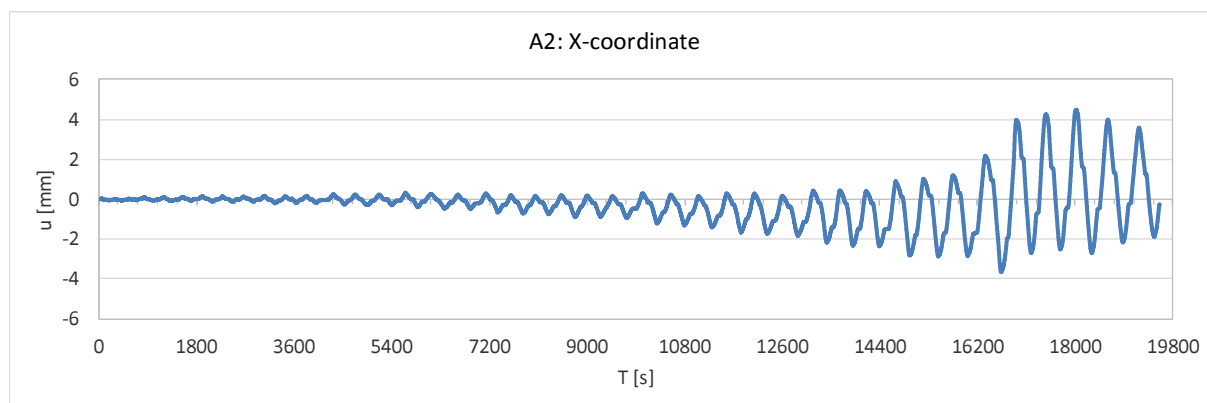
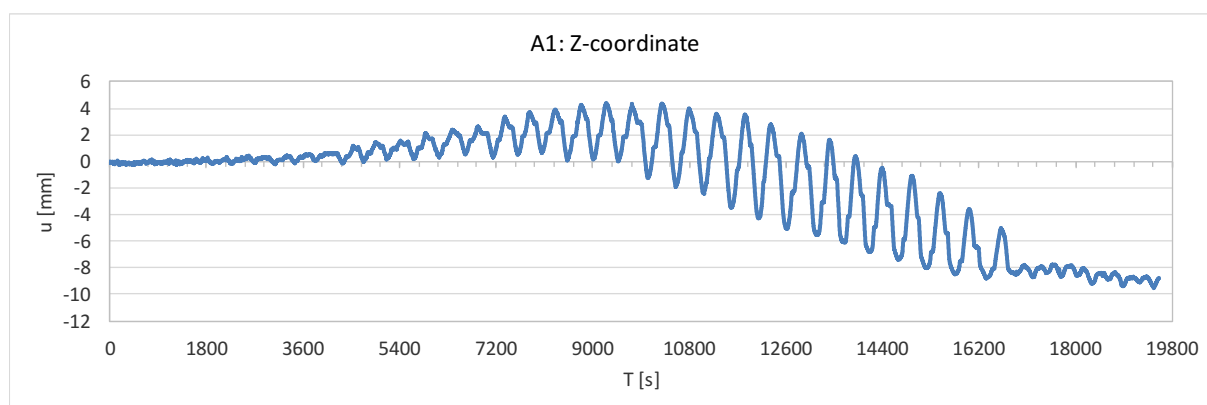
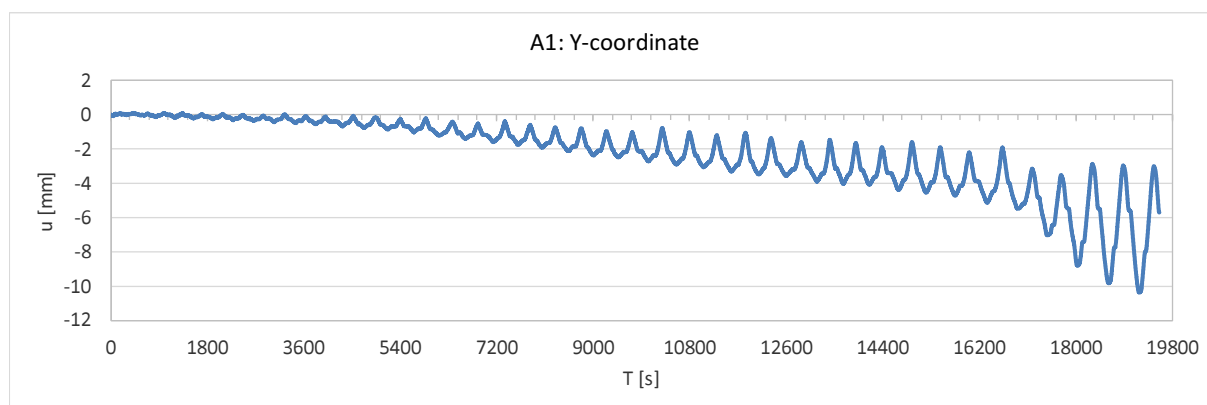
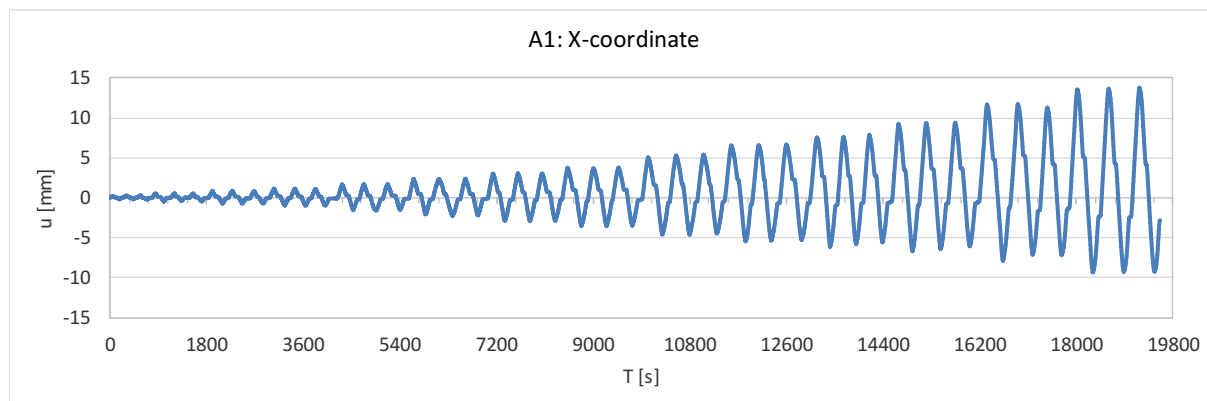


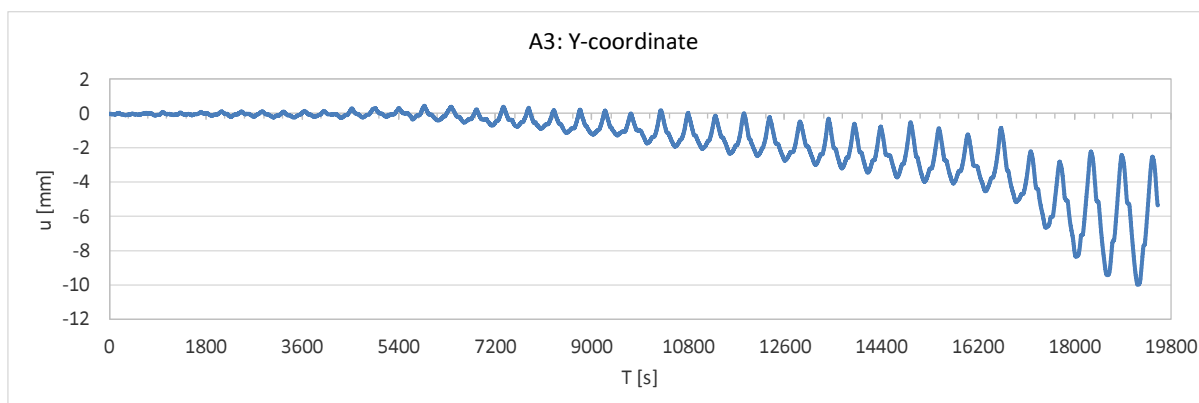
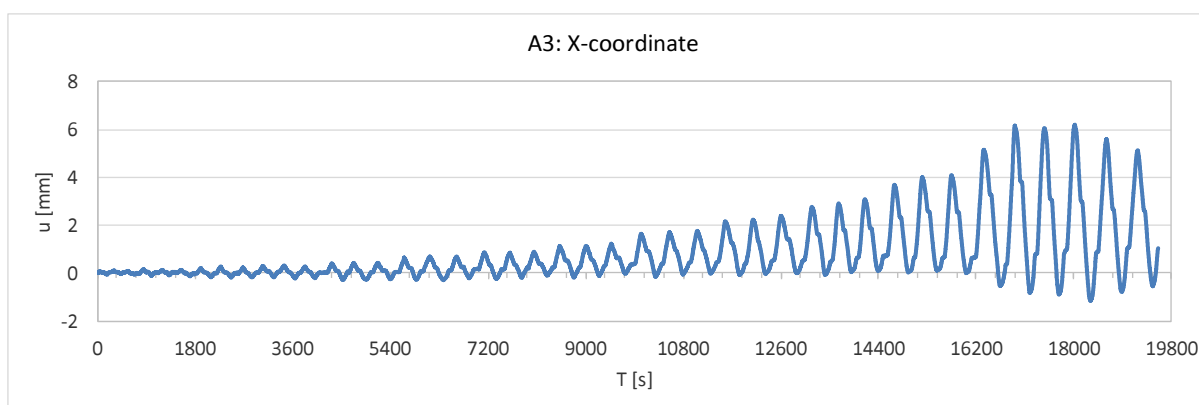
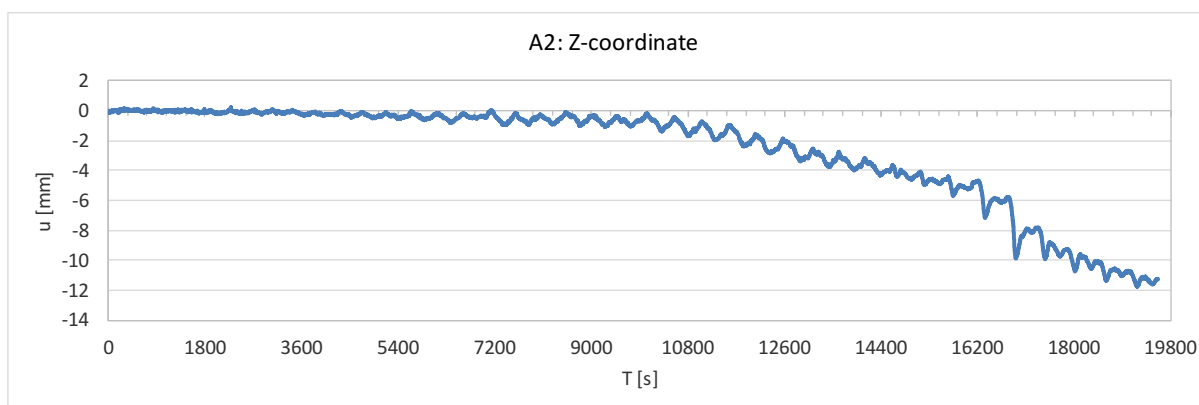
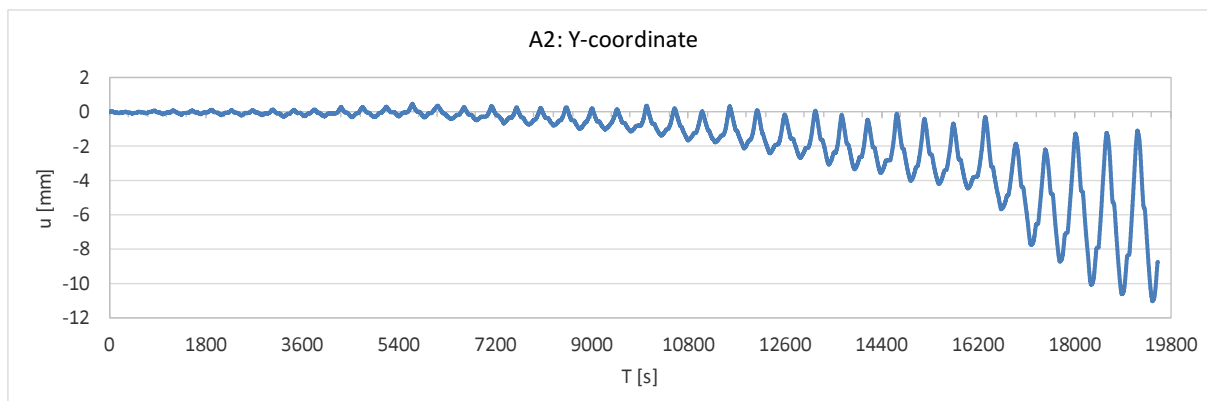


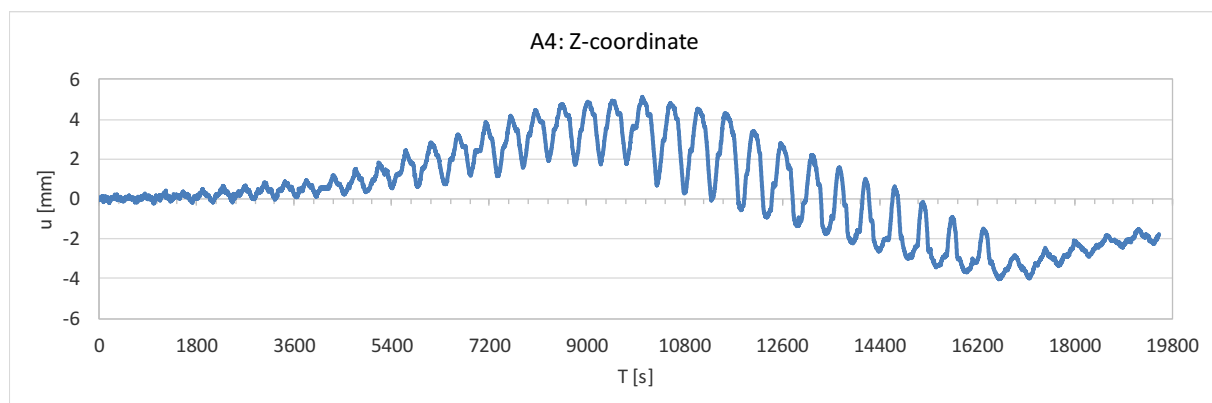
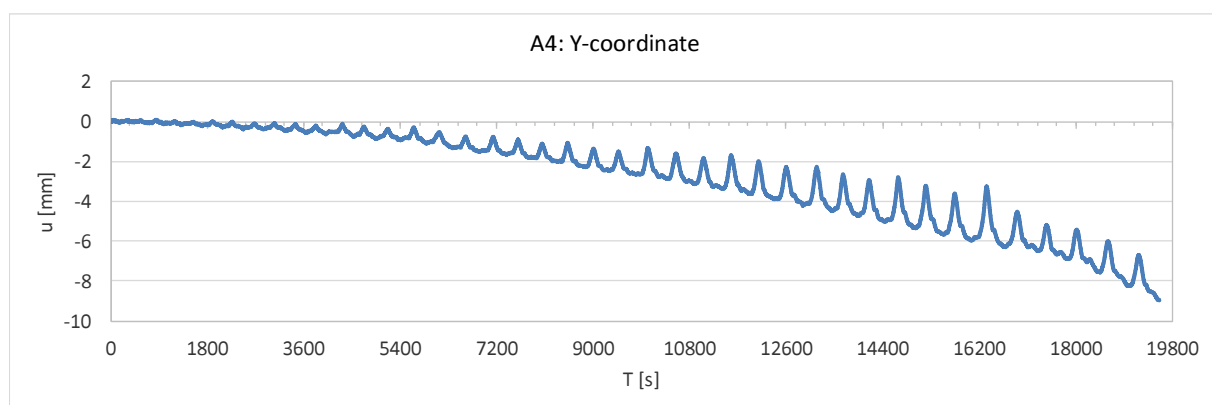
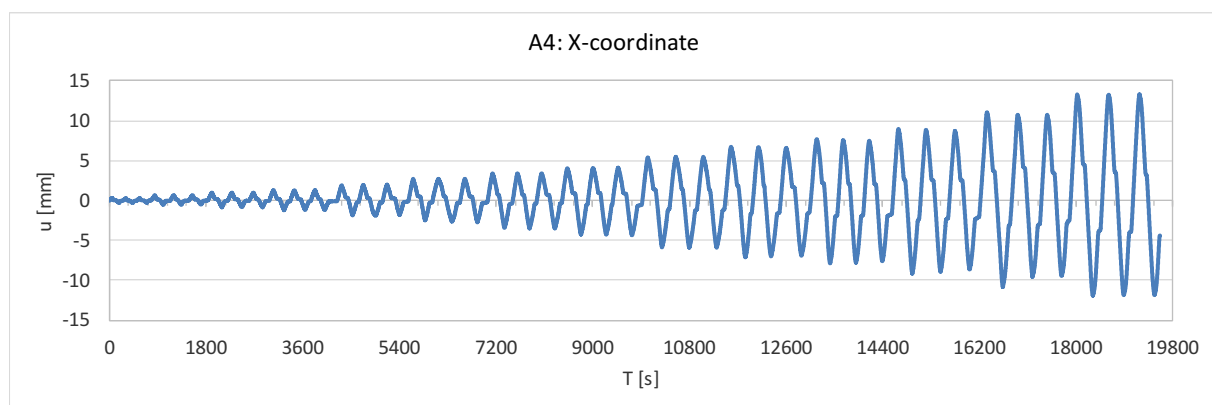
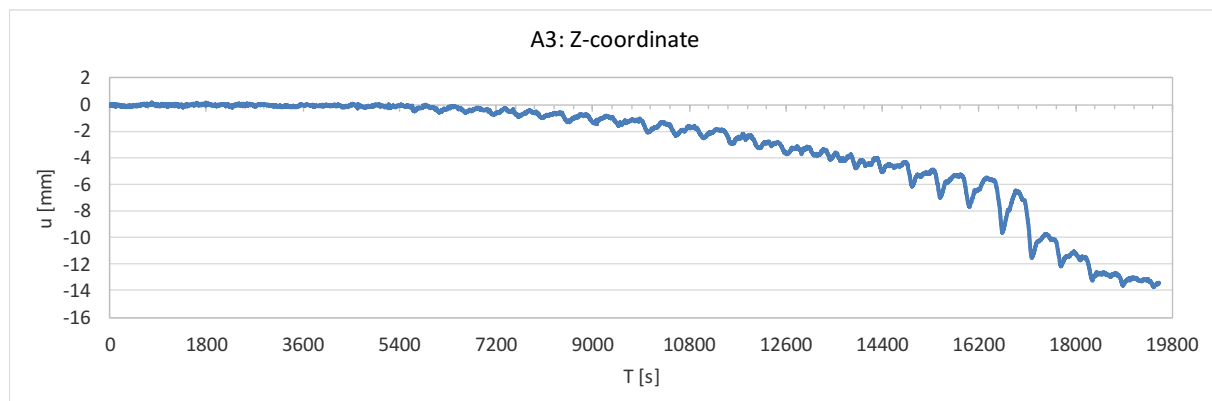
Na naslednji sliki so prikazane točke, ki smo jih spremljali. Rezultati pomikov teh točk so v grafični obliki prikazani v nadaljevanju. Rezultati za posamezne točke ali pa komponente pomika posameznih točk manjkajo, ker optični sistem na določenih mestih ni uspešno opravil meritve. Določeni šumi na meritvah so bili naknadno ročno filtrirani, mestoma pa se še vedno pojavljajo večji skoki v posameznih meritvah. Ti so bodisi posledica krhkih poškodb v konstrukciji ali pa nezveznosti v sami meritvi pomikov z optično opremo.

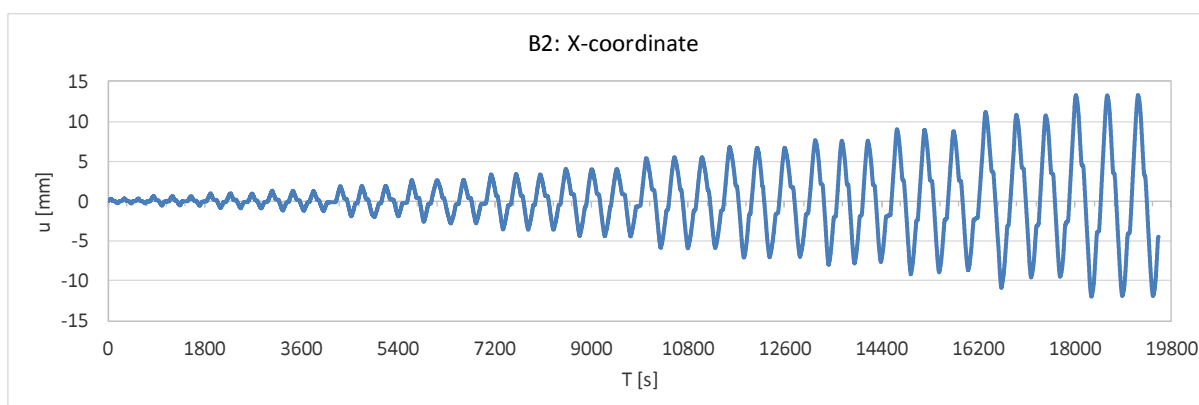
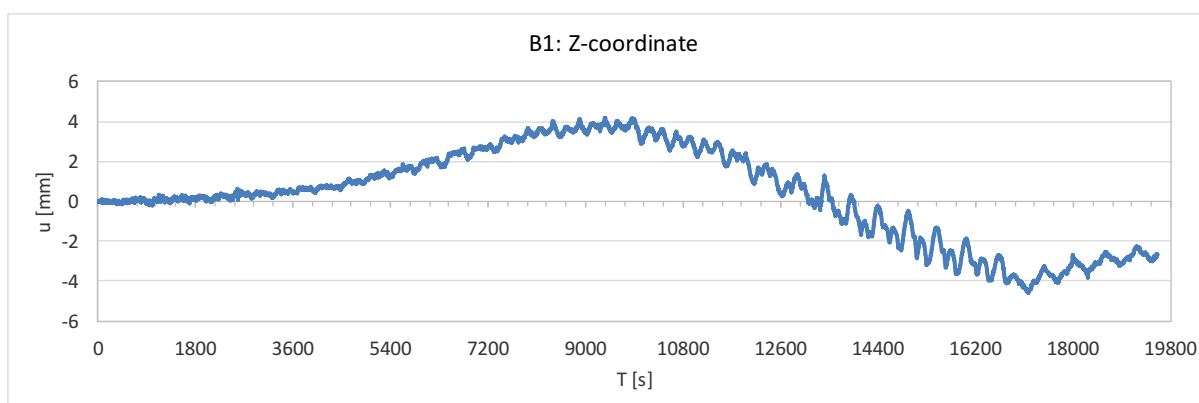
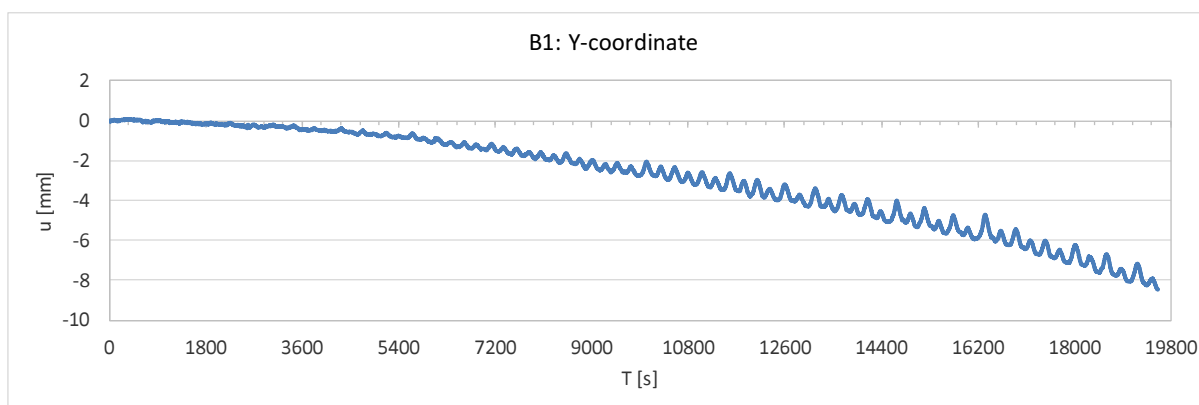
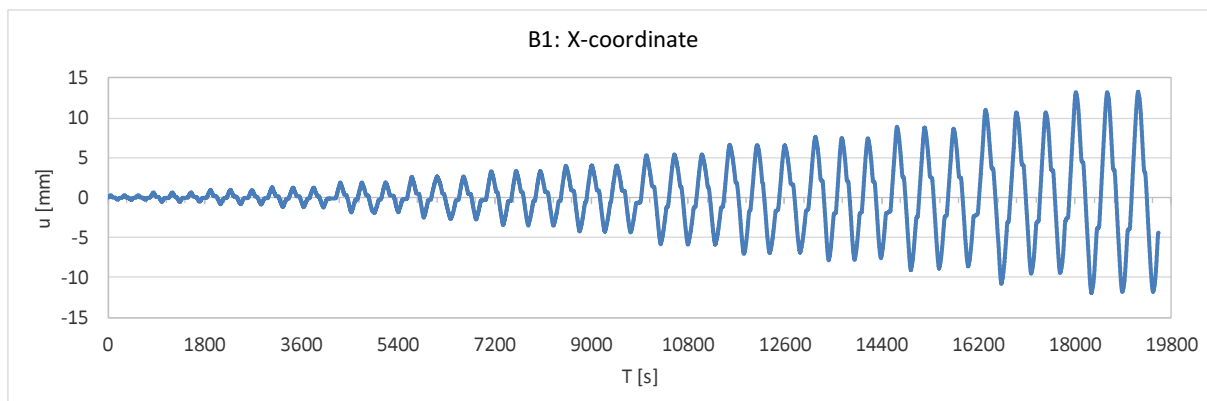


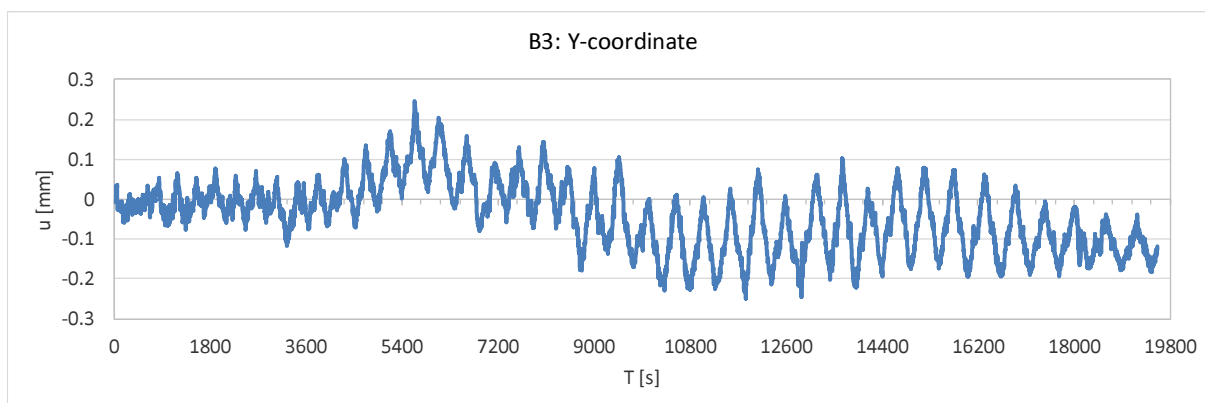
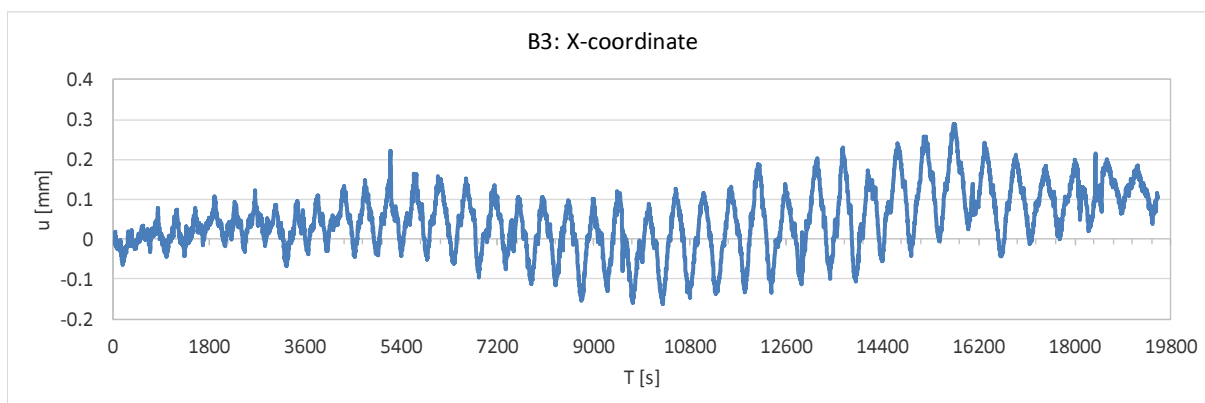
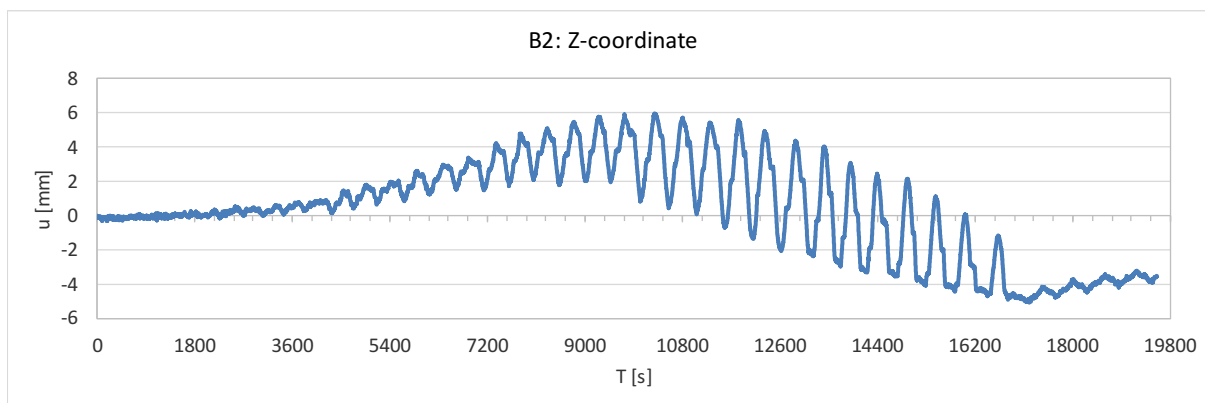
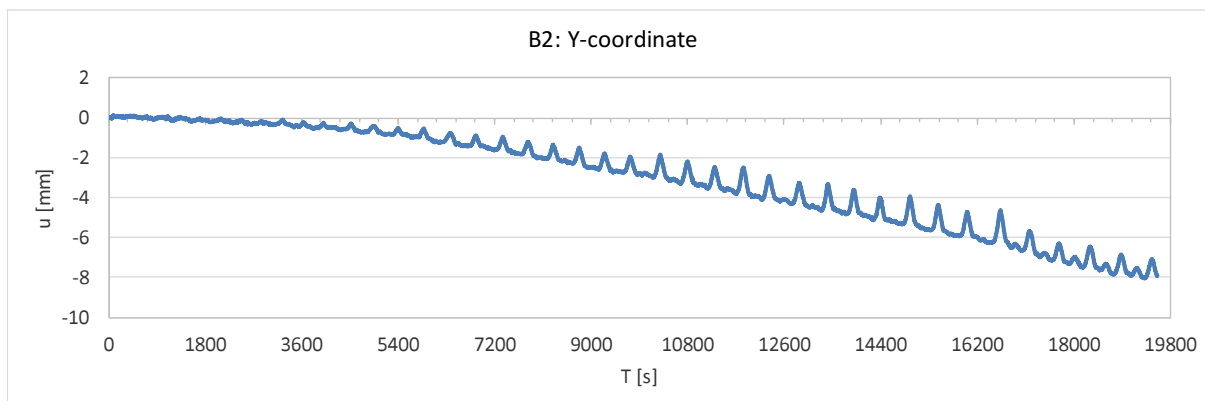
Slika B.4: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov opečnega zidu z nalepljeno ojačitvijo
Figure B.4: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the wall strengthened with a glued-on plate

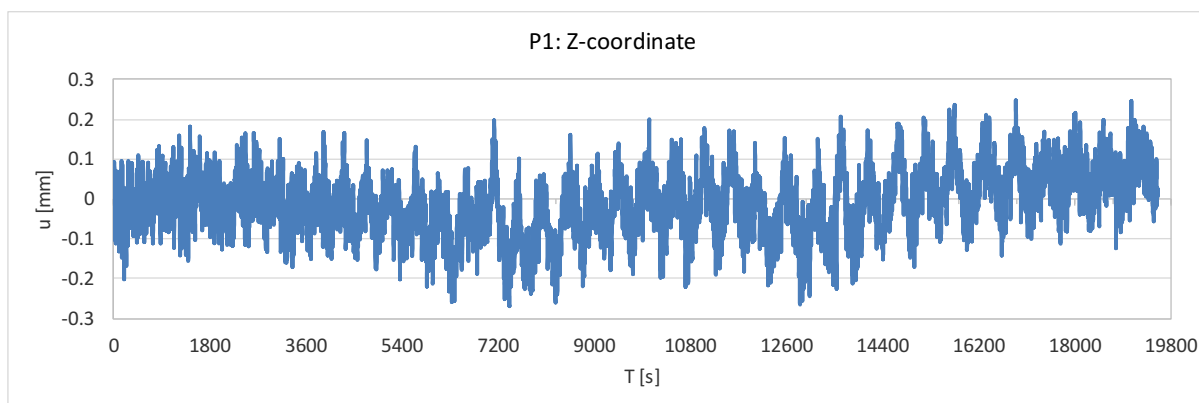
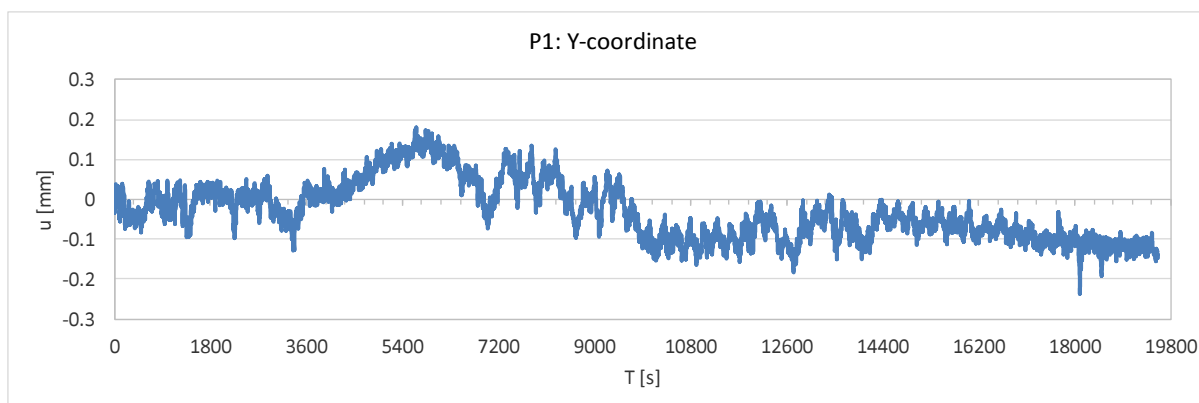
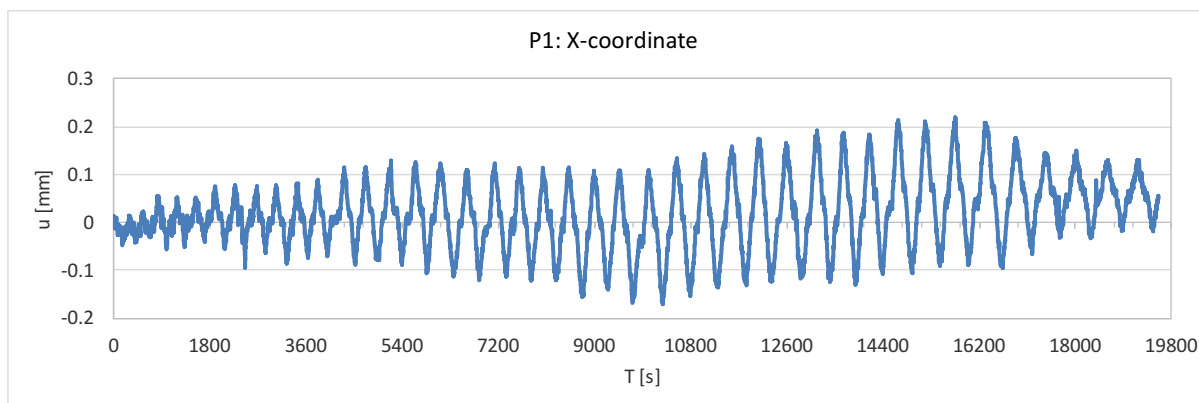
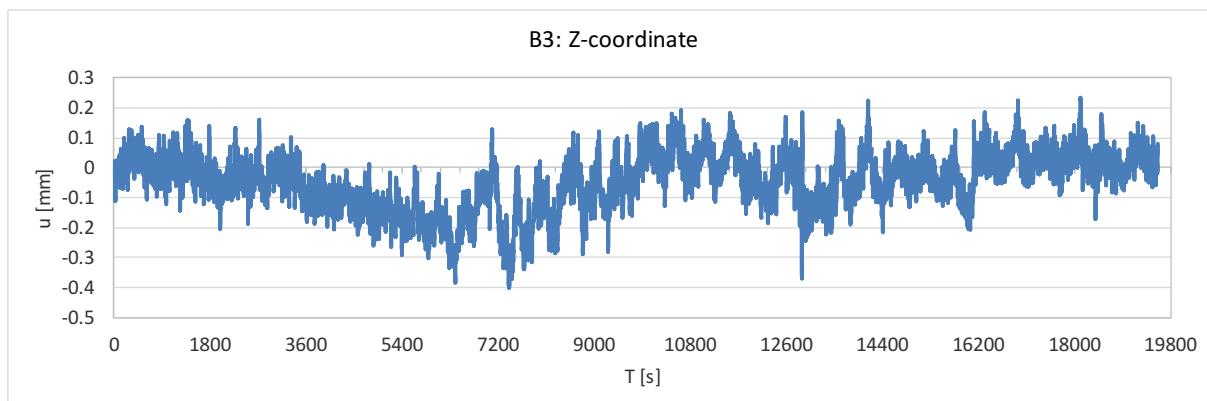


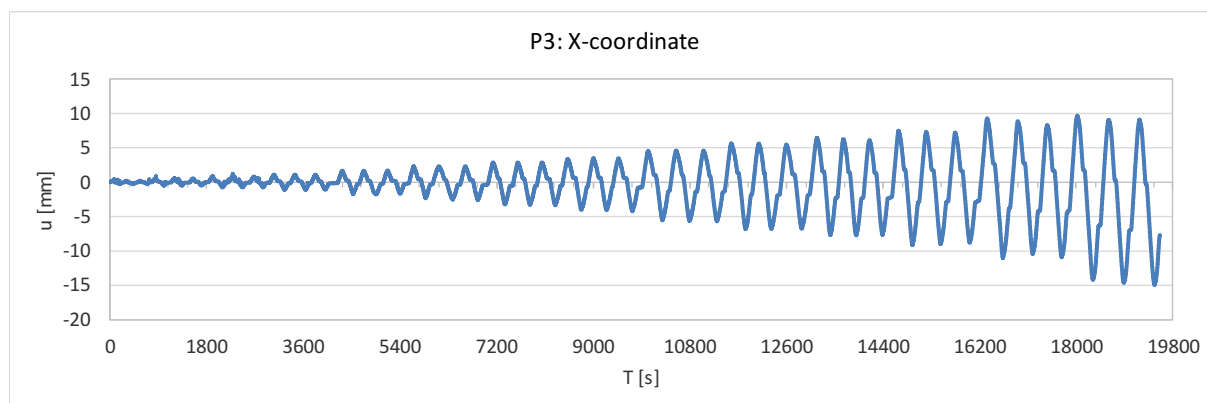
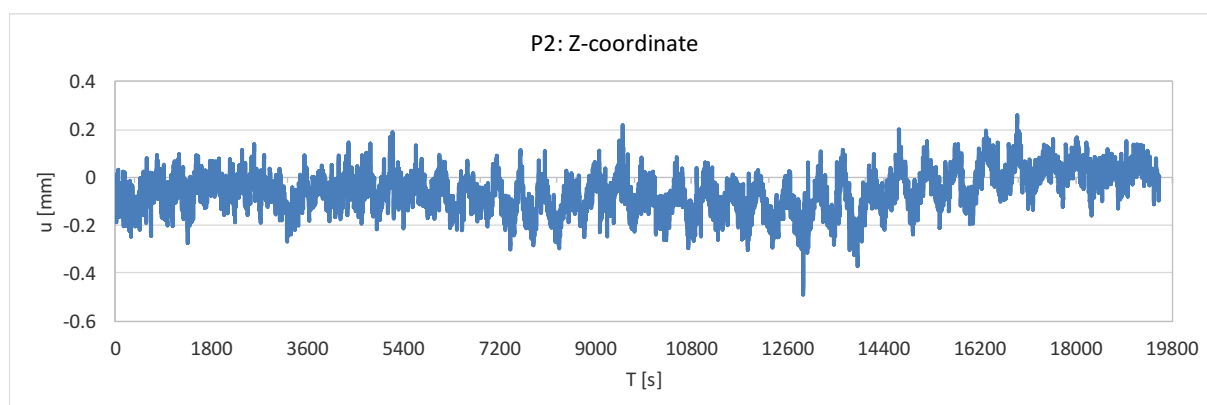
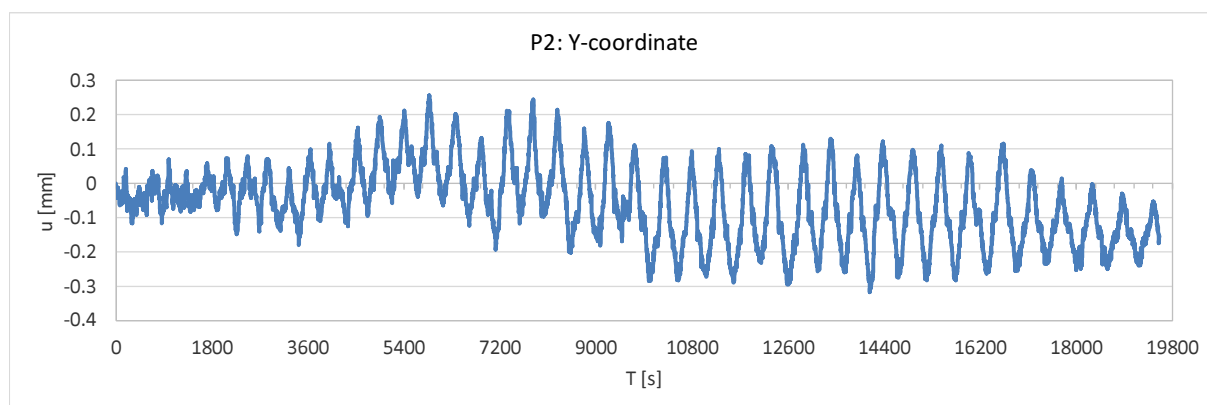
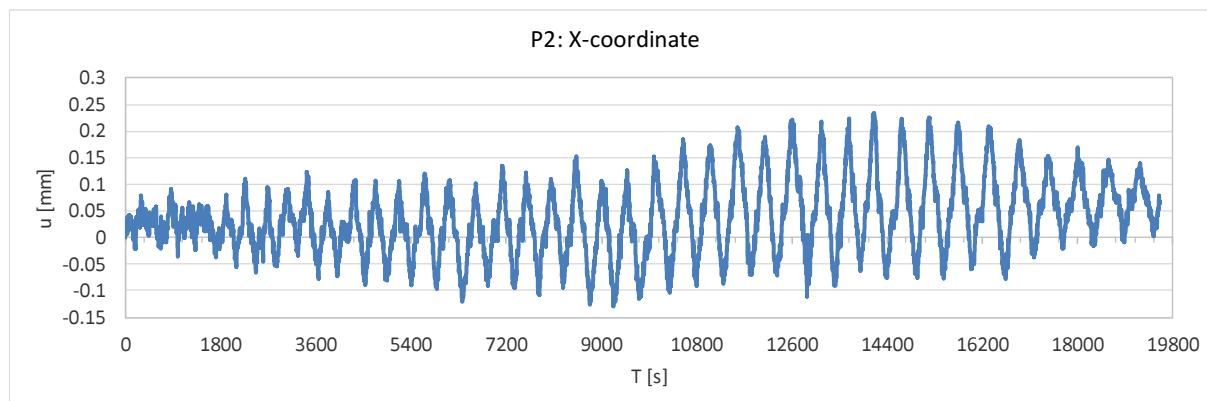


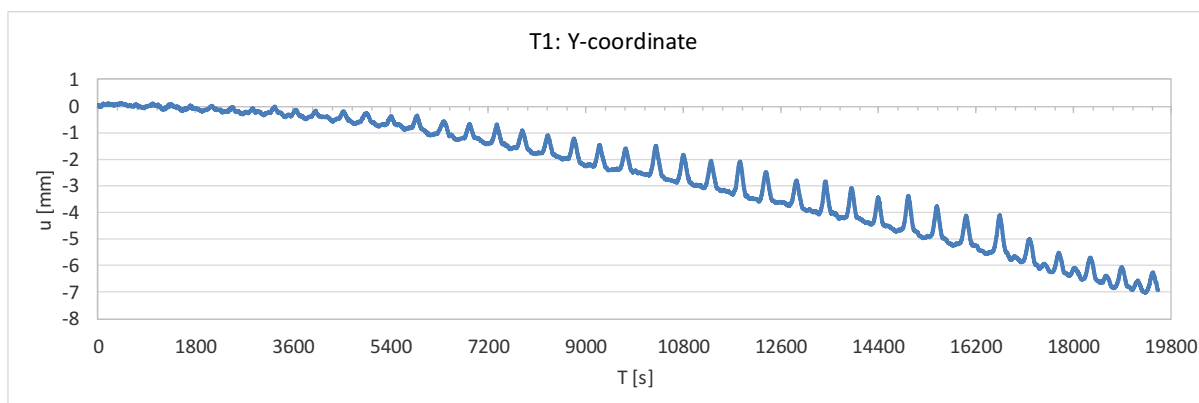
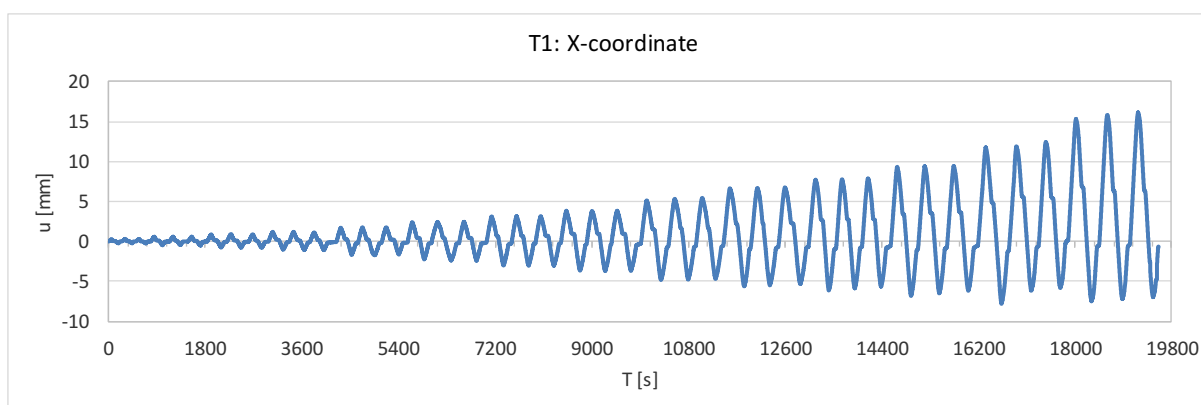
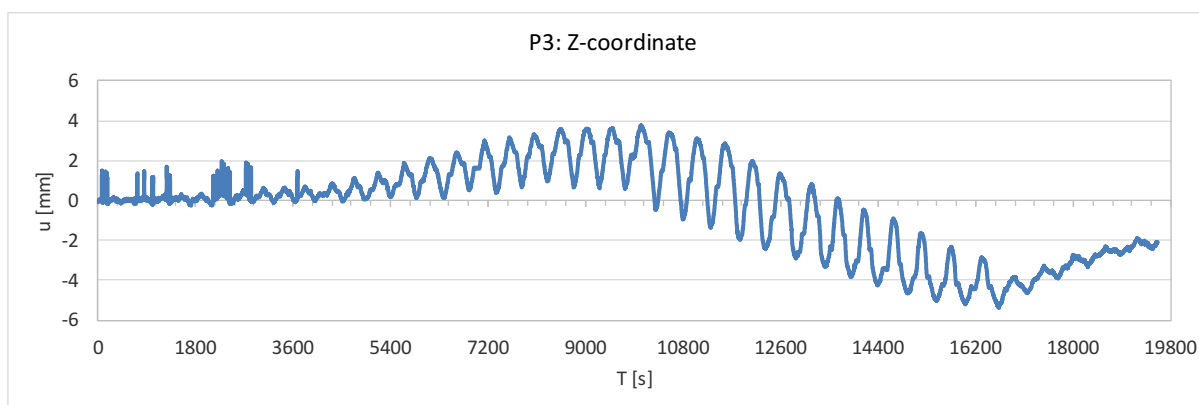
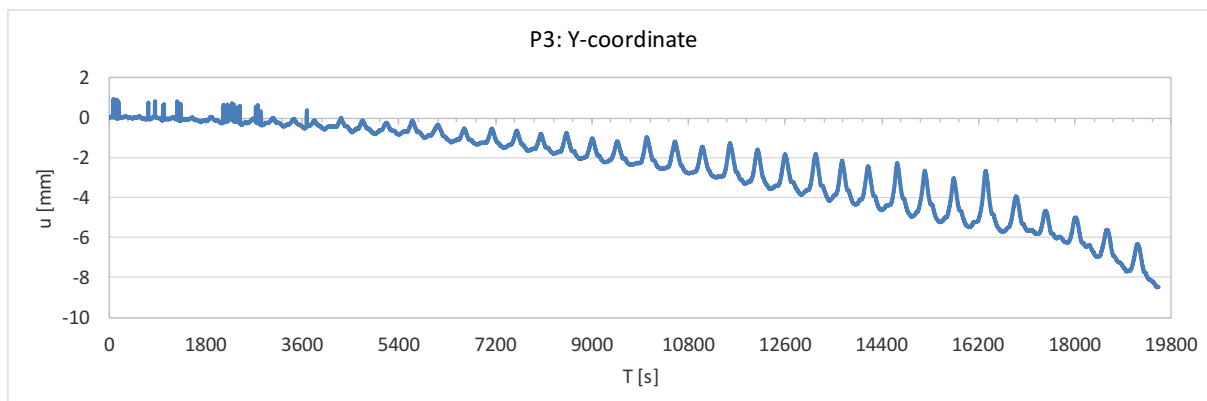


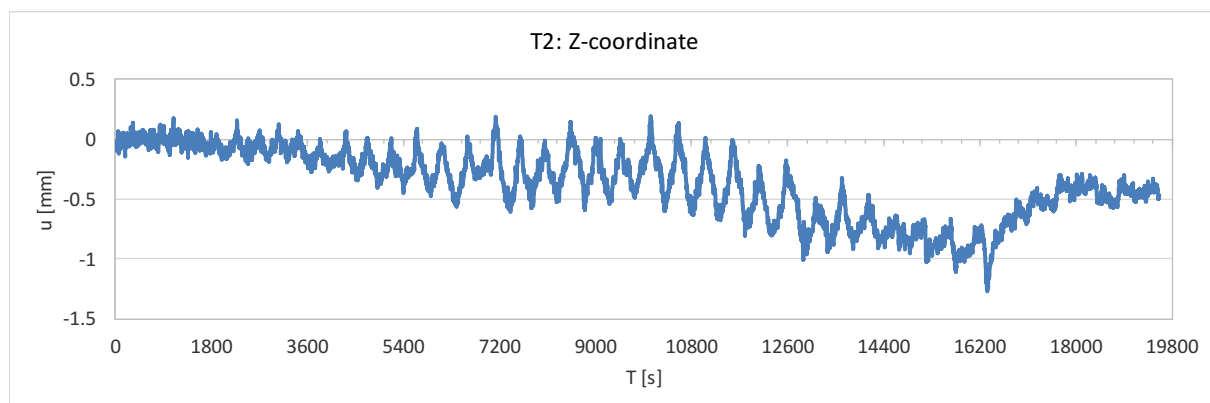
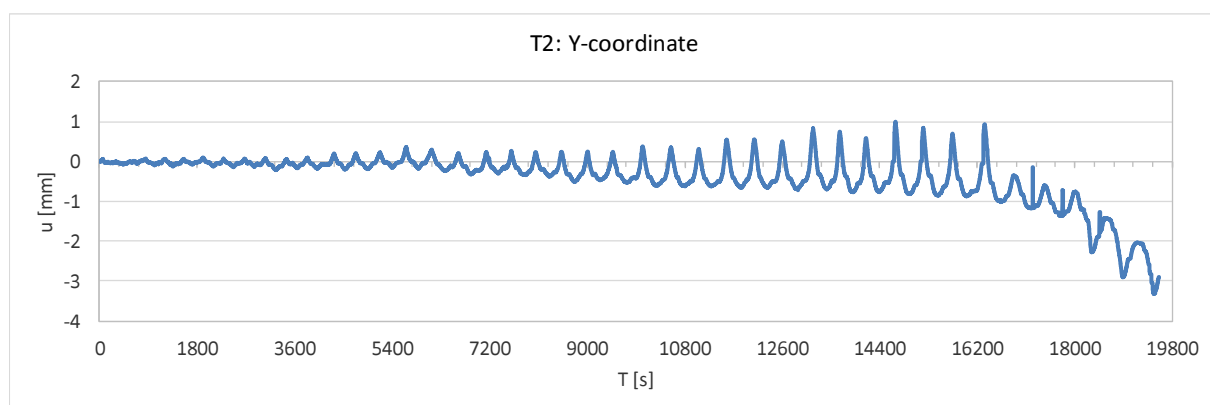
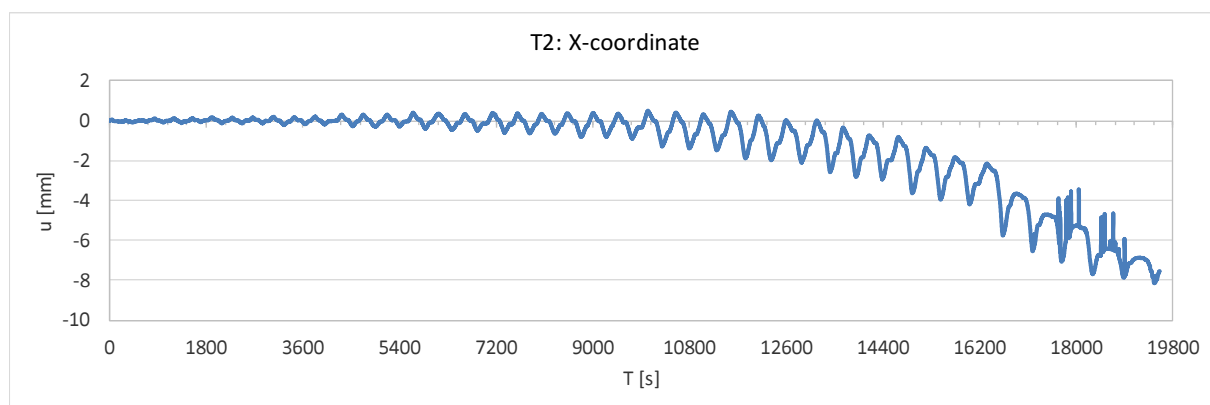
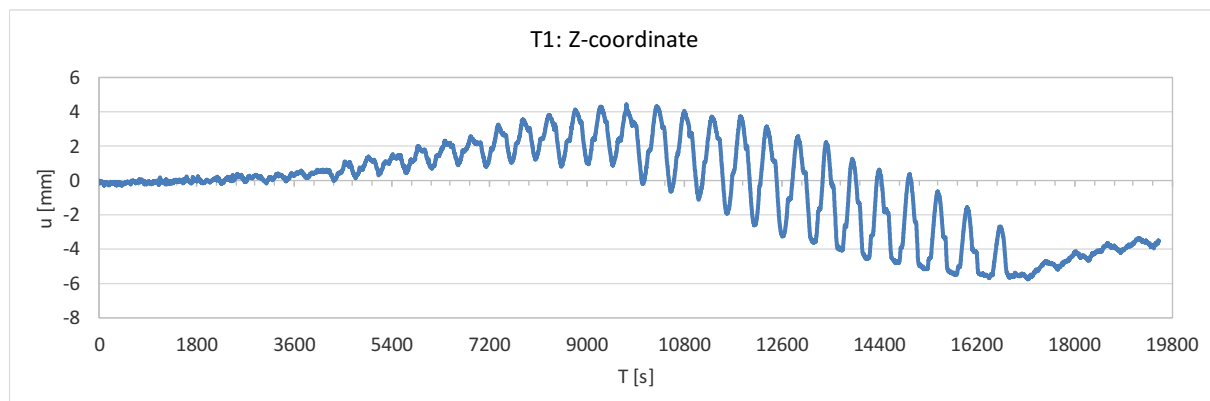


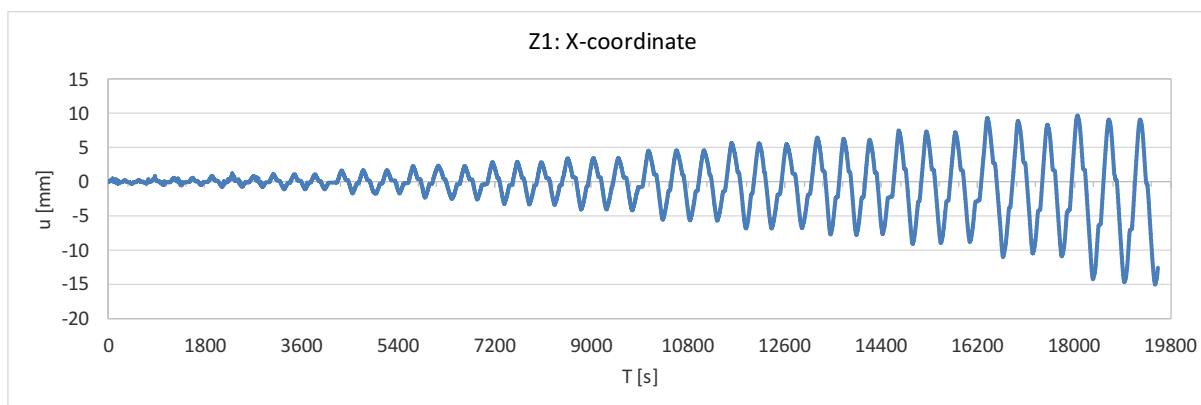
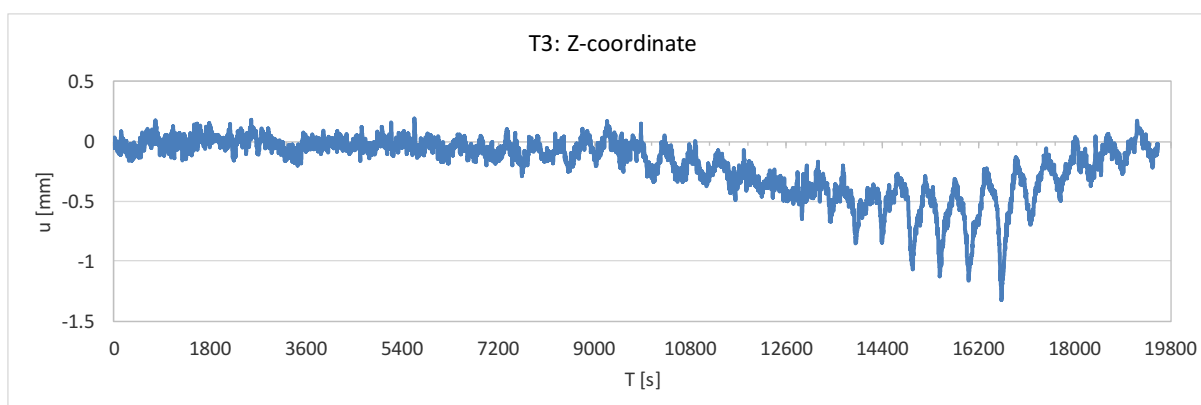
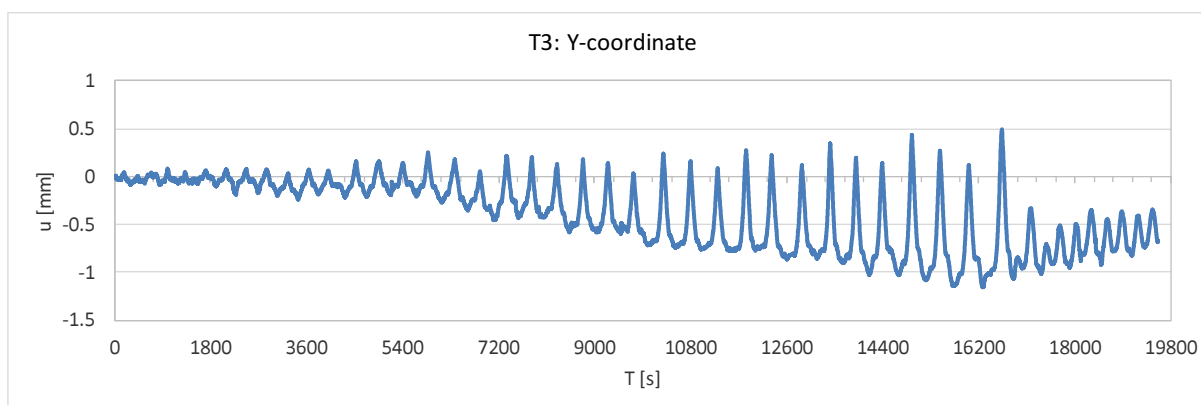
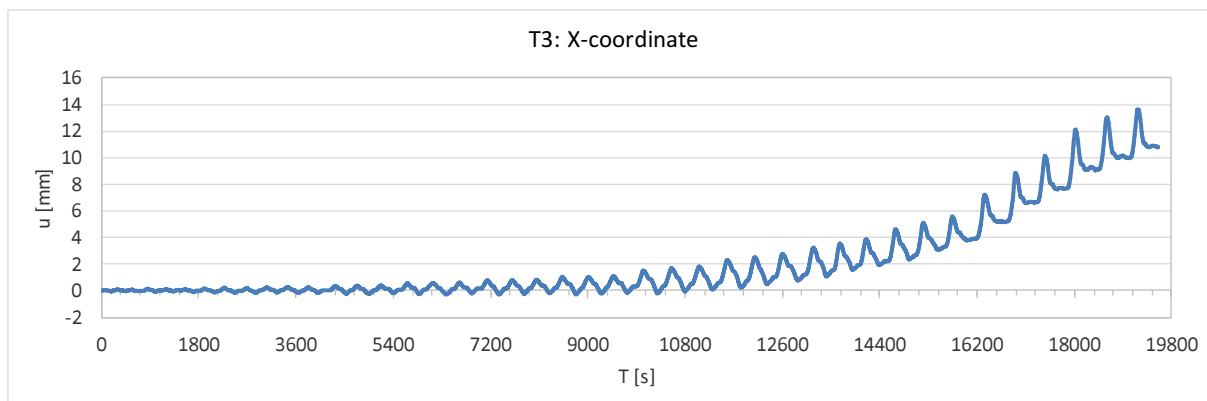


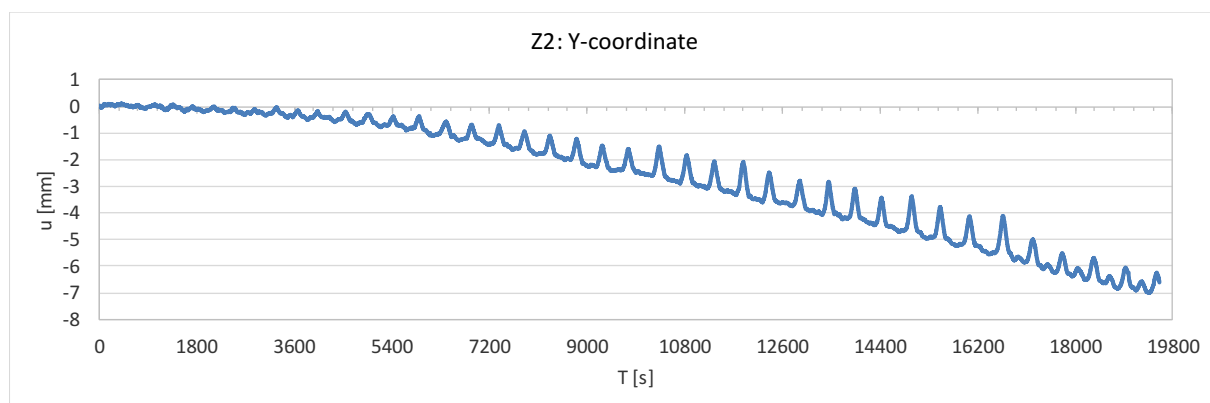
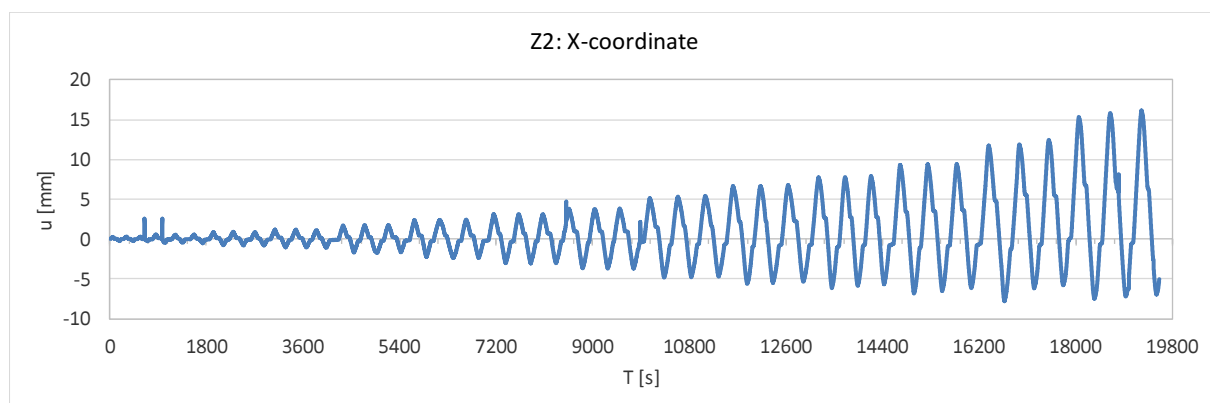
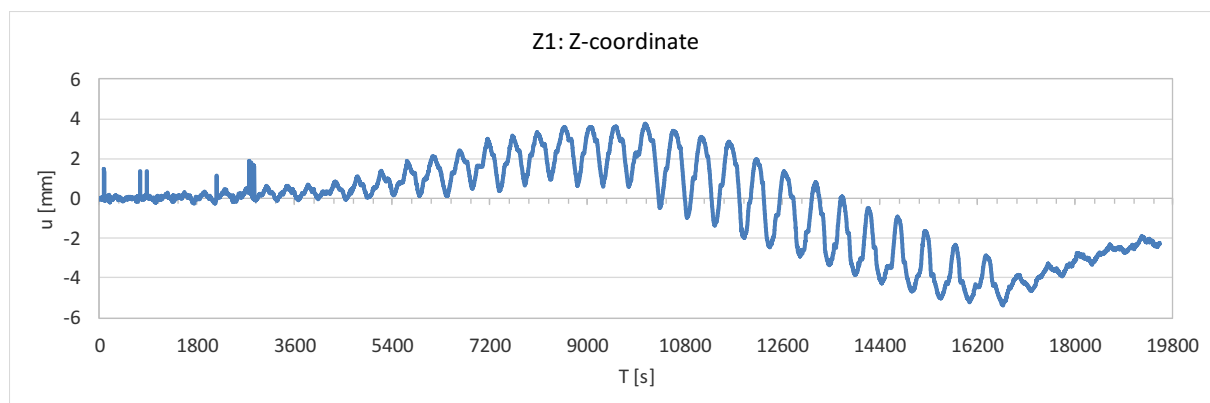
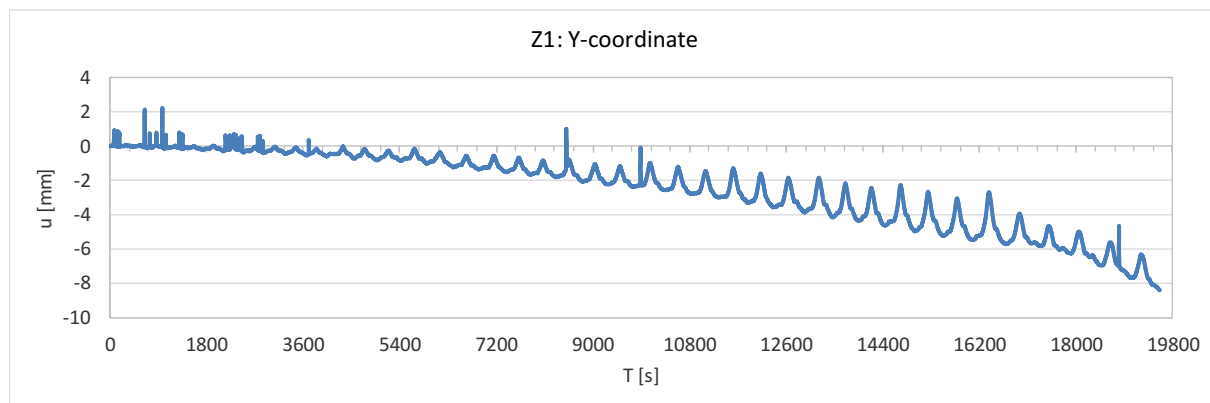


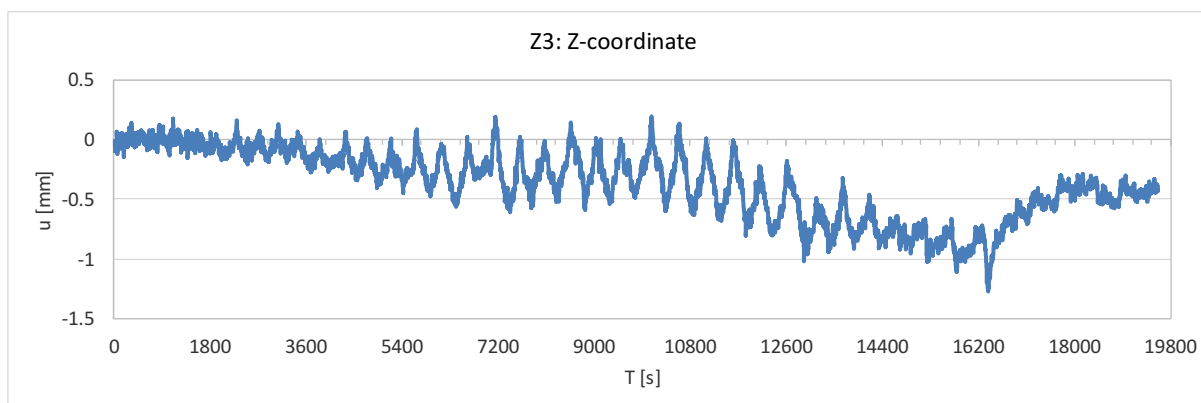
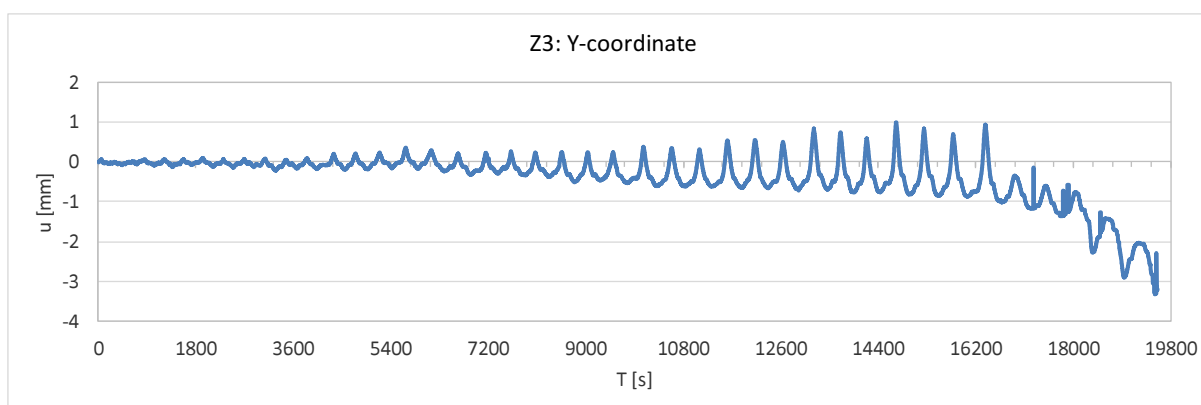
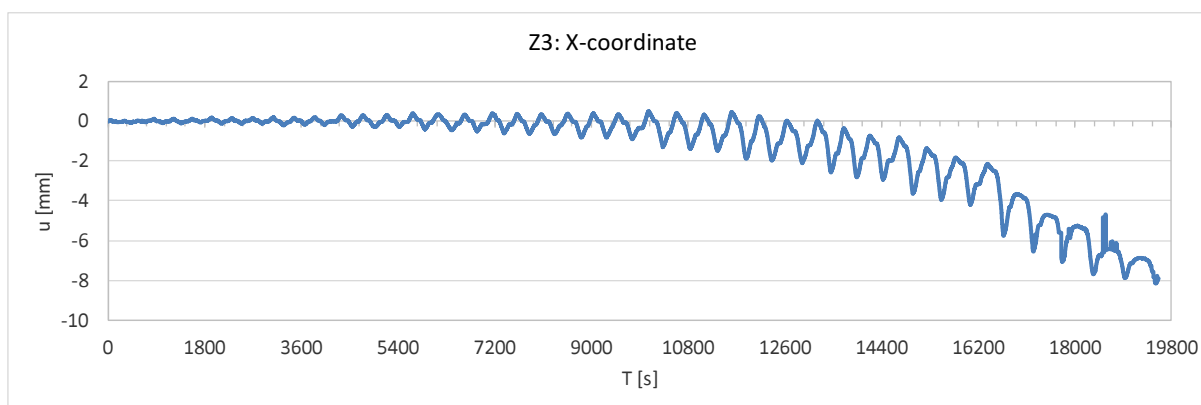
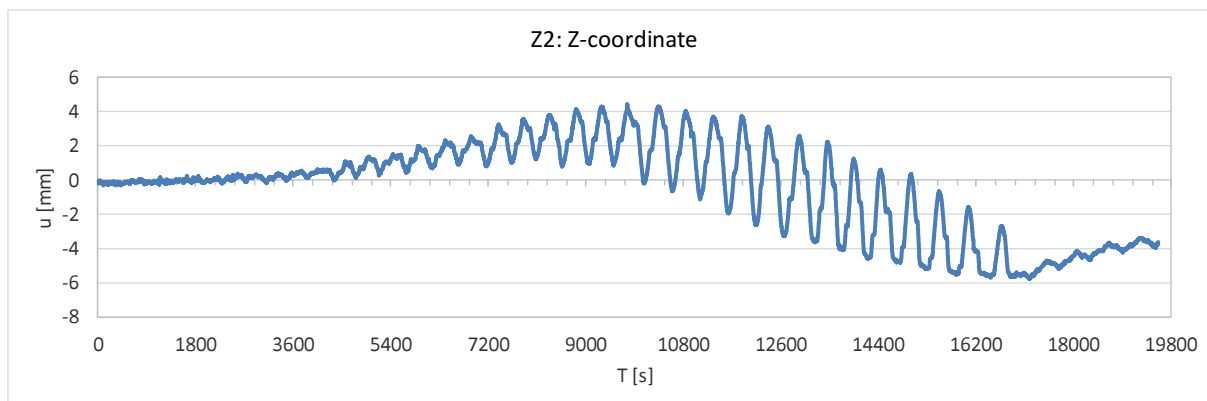


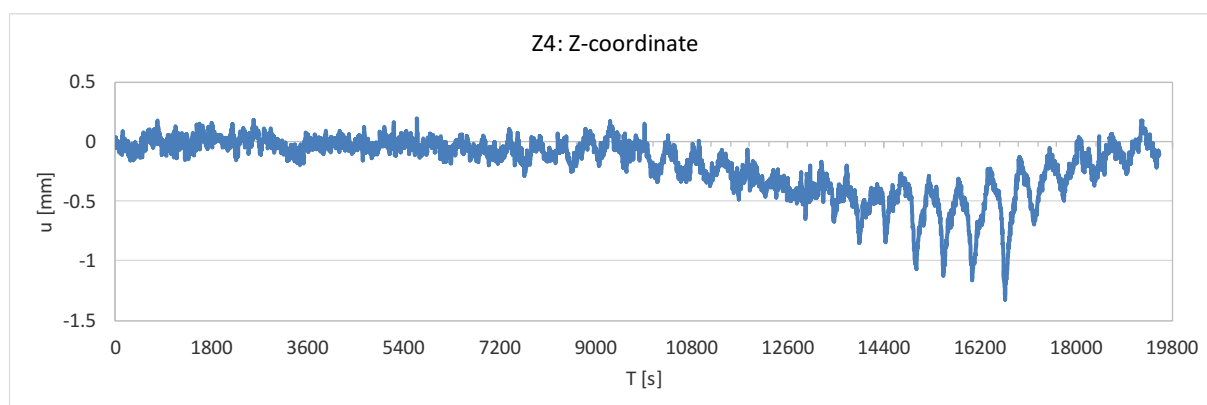
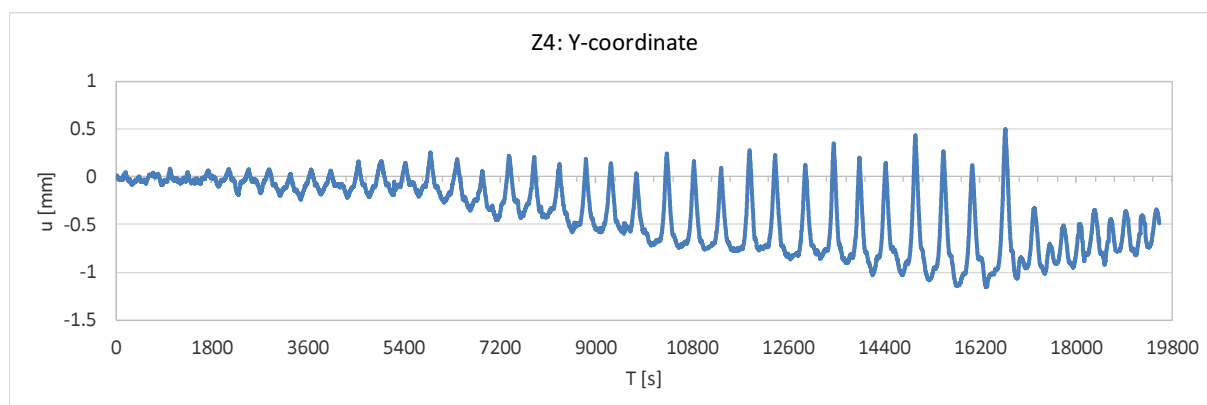
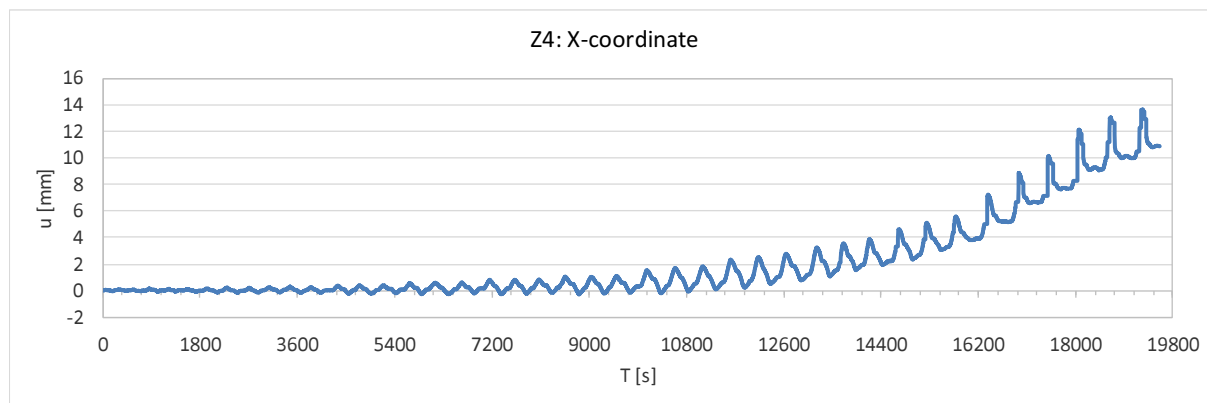








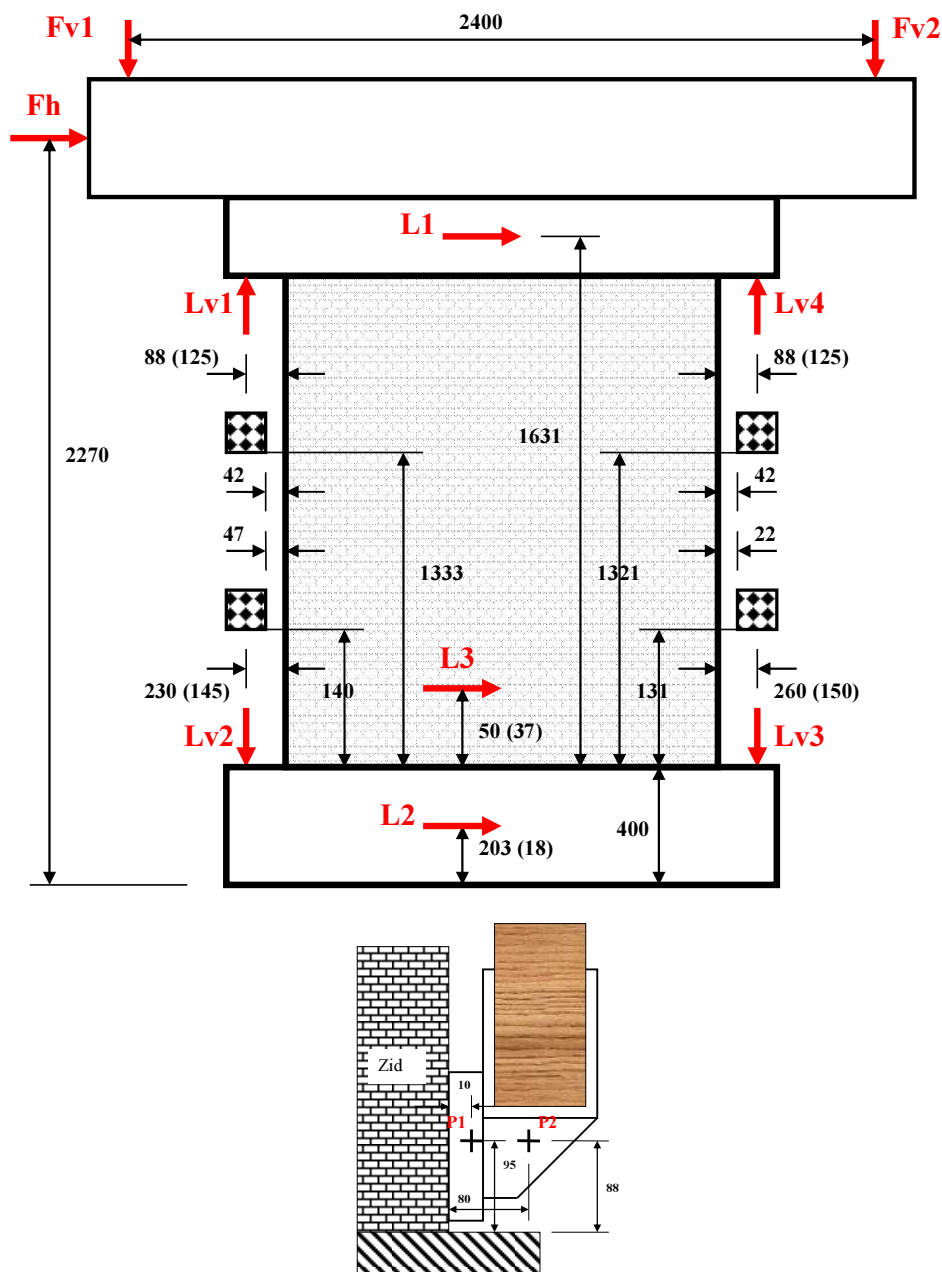




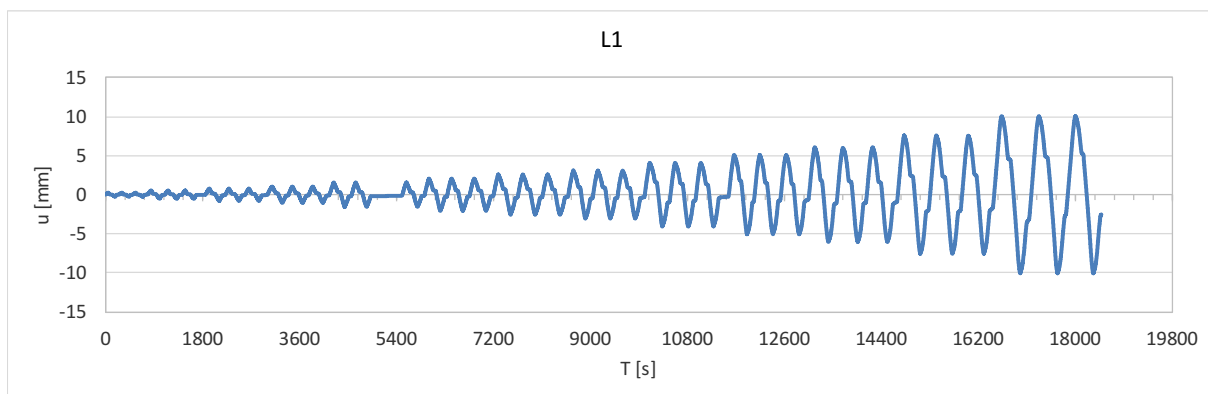
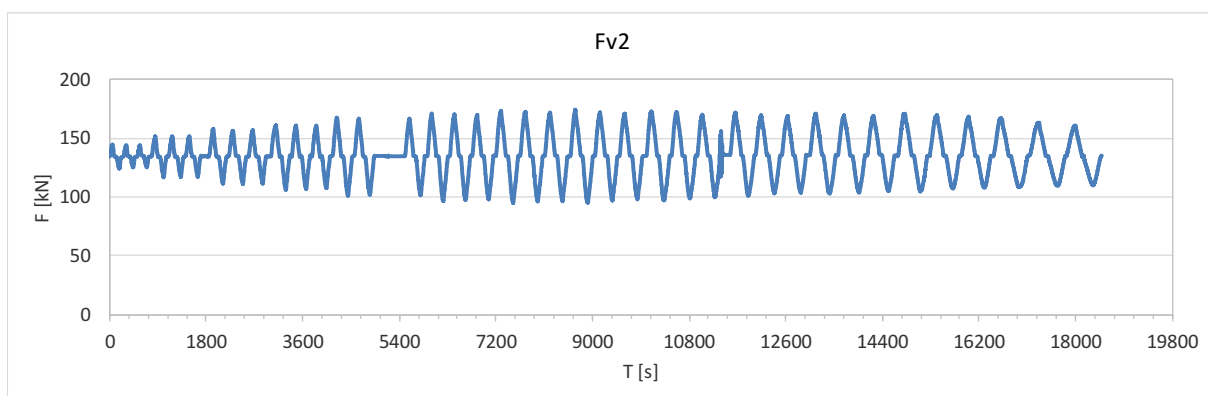
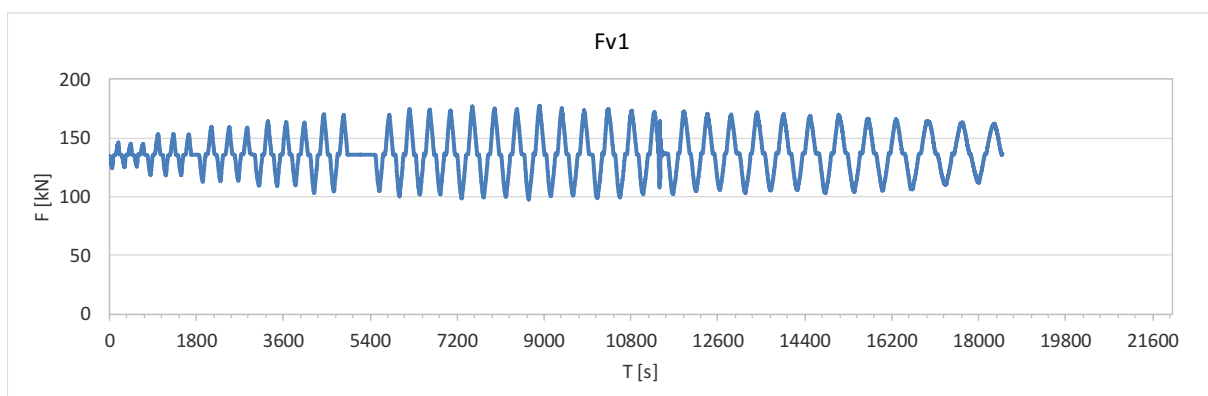
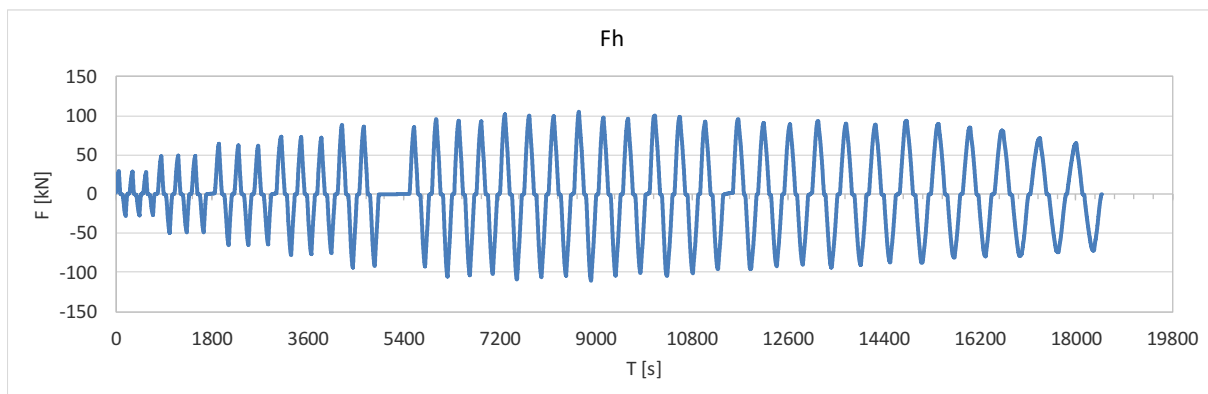
B.3 Meritve opečnega zidu utrjenega s križno lepljeno ploščo privijačeno v opečni zid

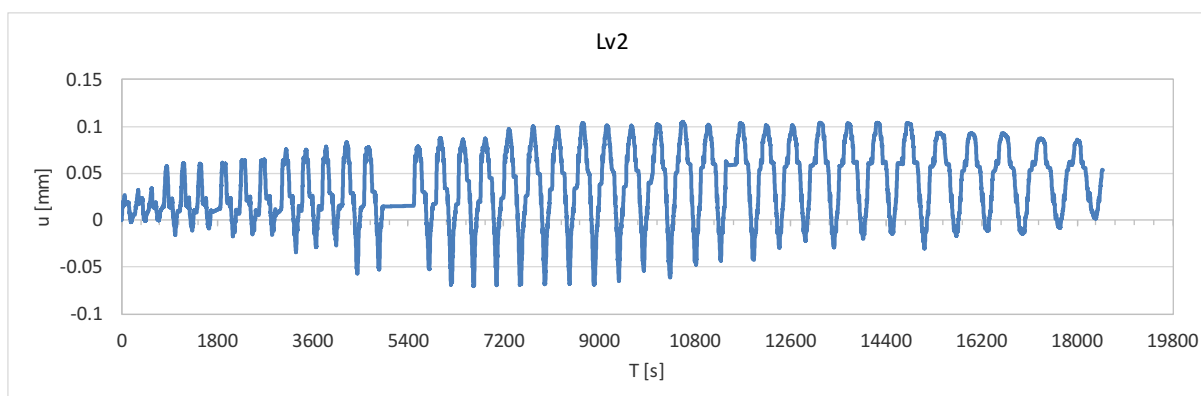
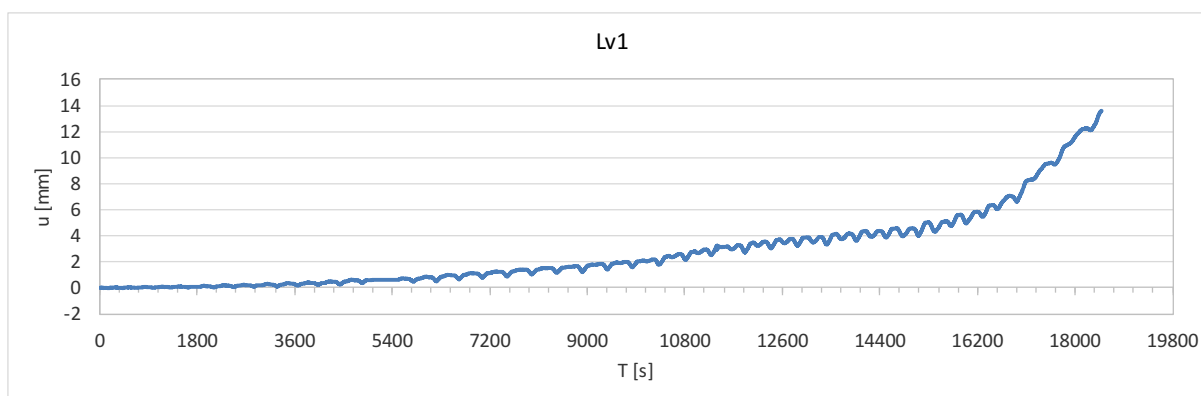
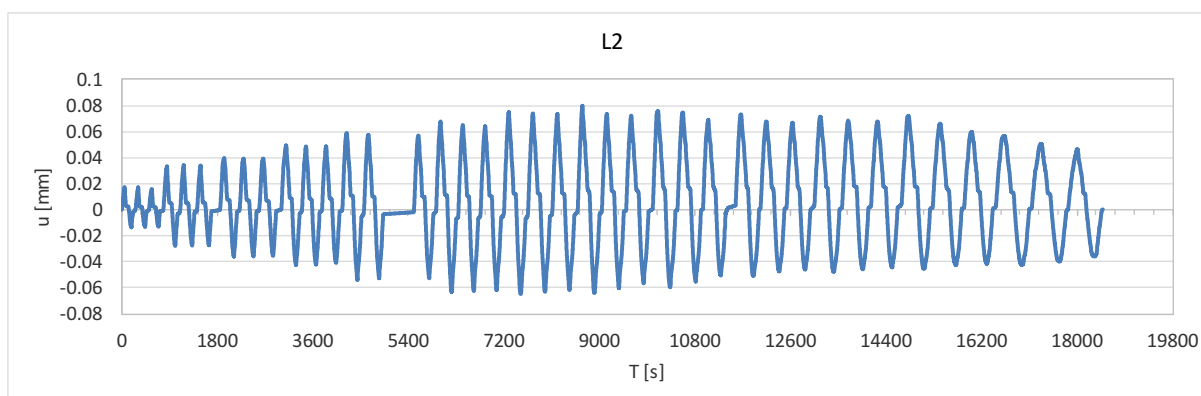
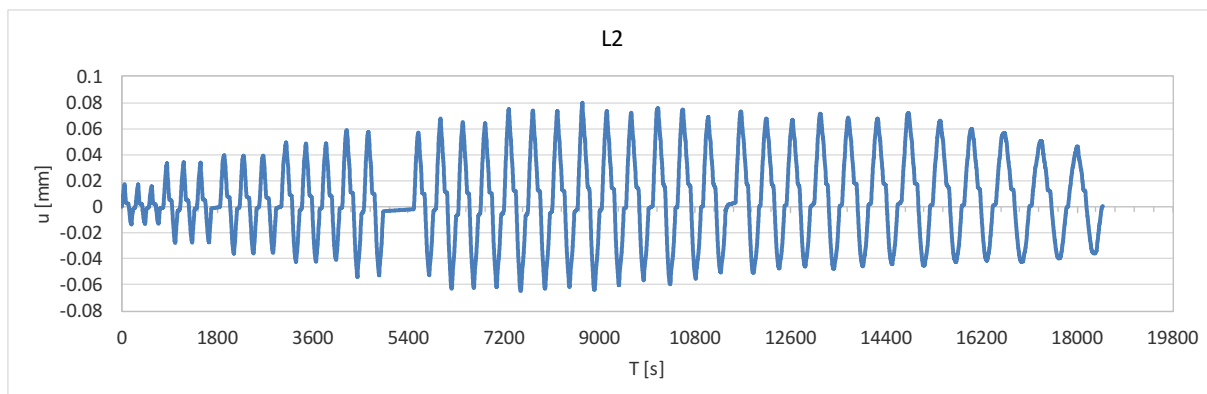
Oznaka: L12037/7/4
Datum preiskave: 19. 04. 2012
F_v skupna = 300 kN (Raznos = 32 kN) $\rightarrow F_{v1} = F_{v2} = 134$ kN (skupaj 268 kN)

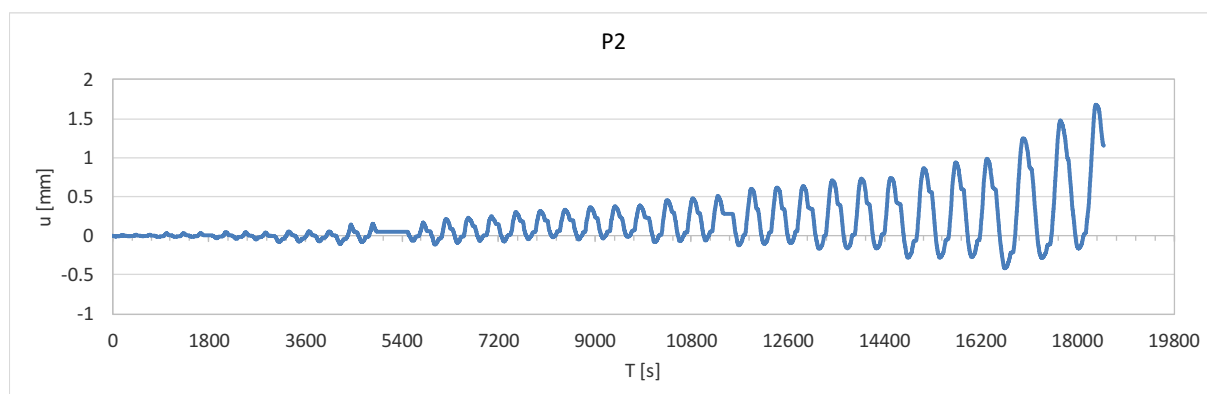
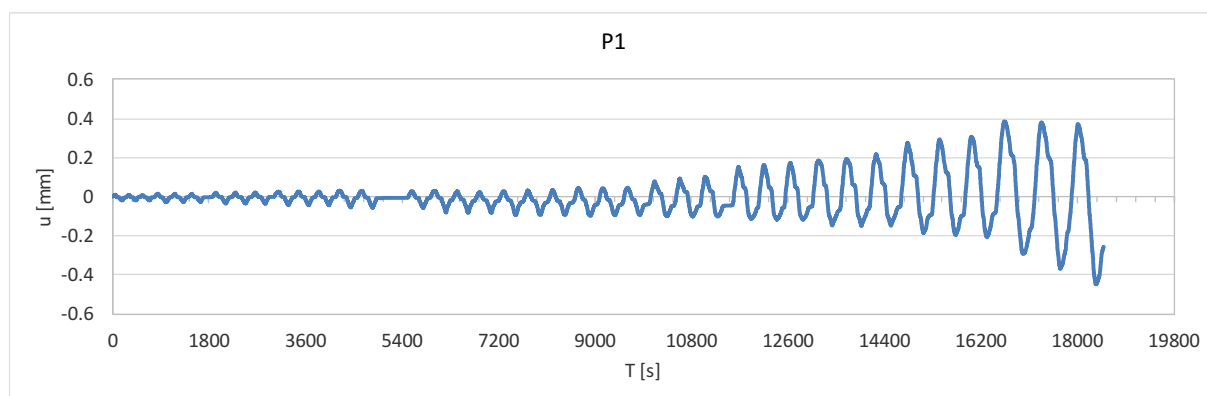
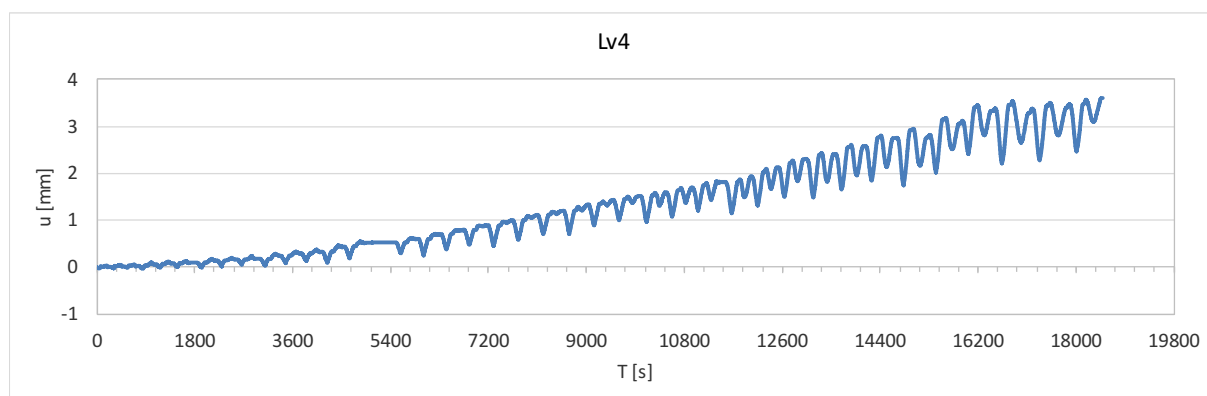
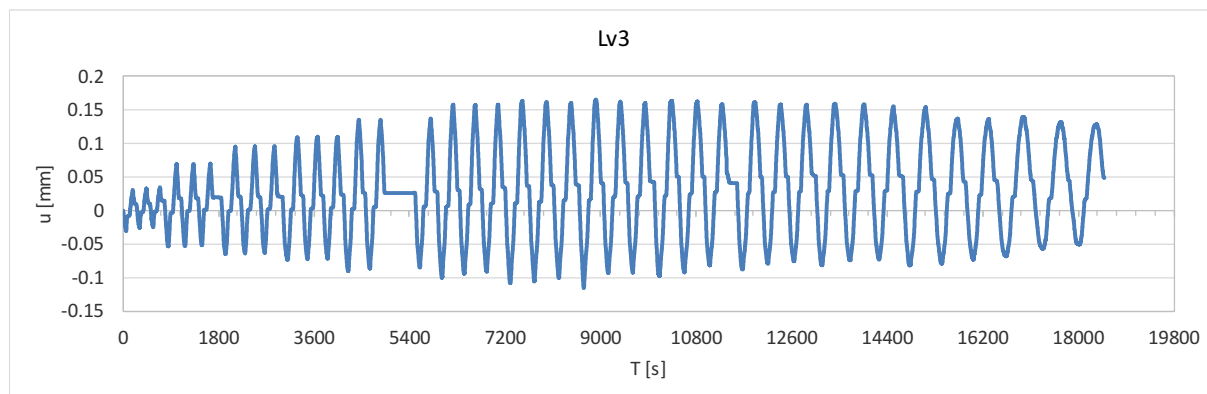
Na naslednji sliki podajamo pozicije induktivnih merilcev deformacij, ki smo jih spremljali med potekom testa.



Slika B.5: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za zid z ojačilno ploščo, privijačeno v zid
Figure B.5: Positions of induction displacement meters and force introduction for the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the wall





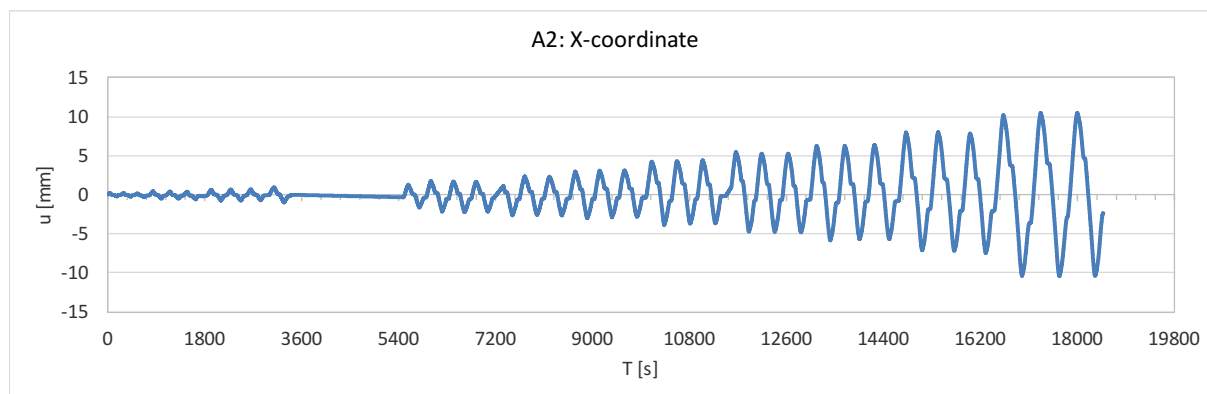
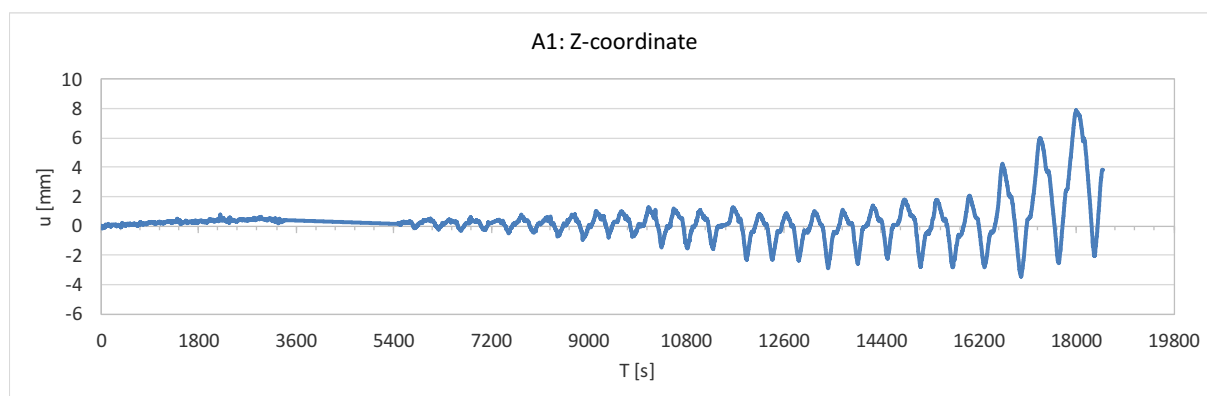
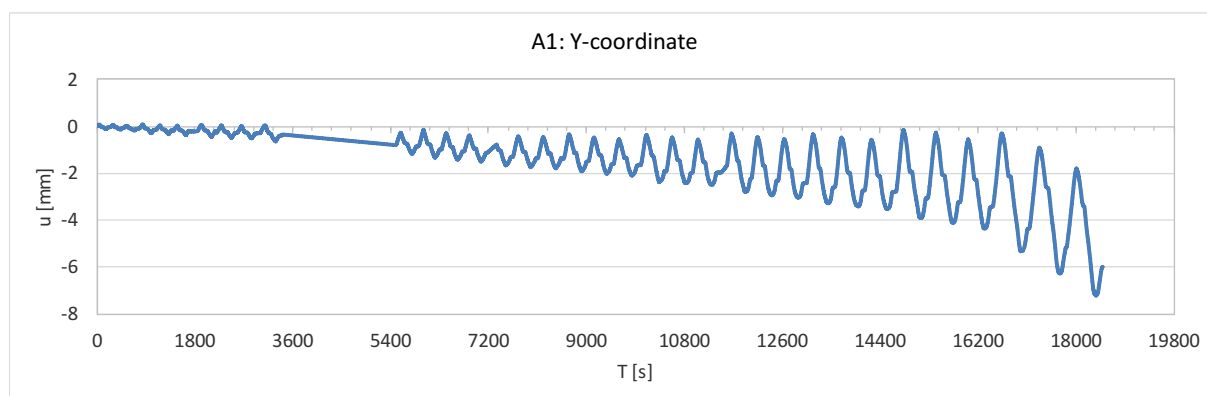
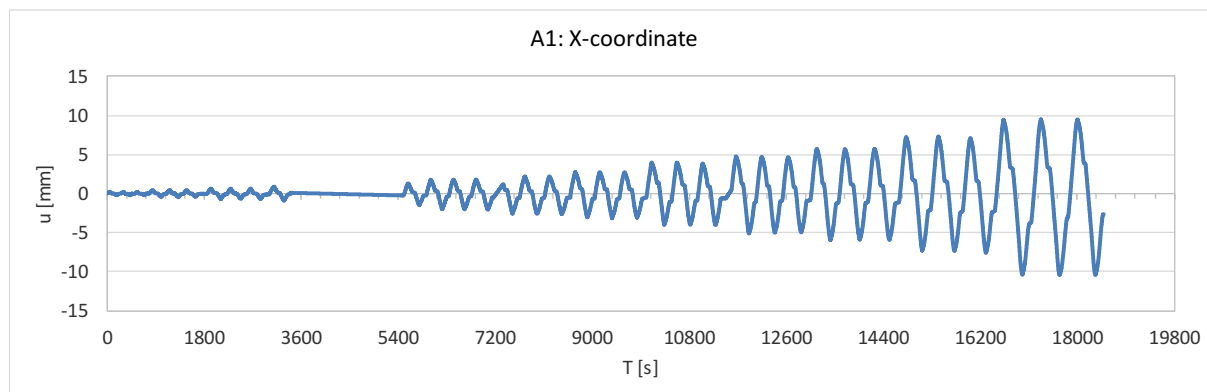


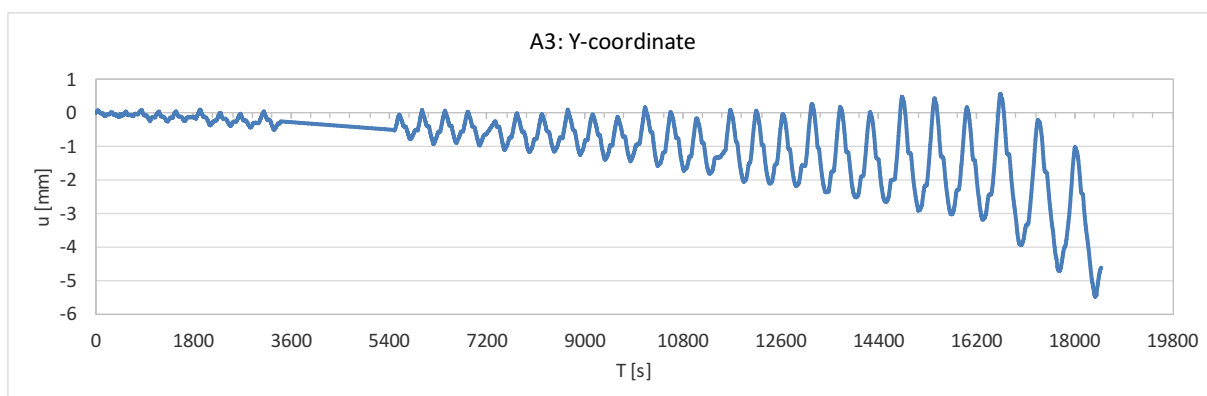
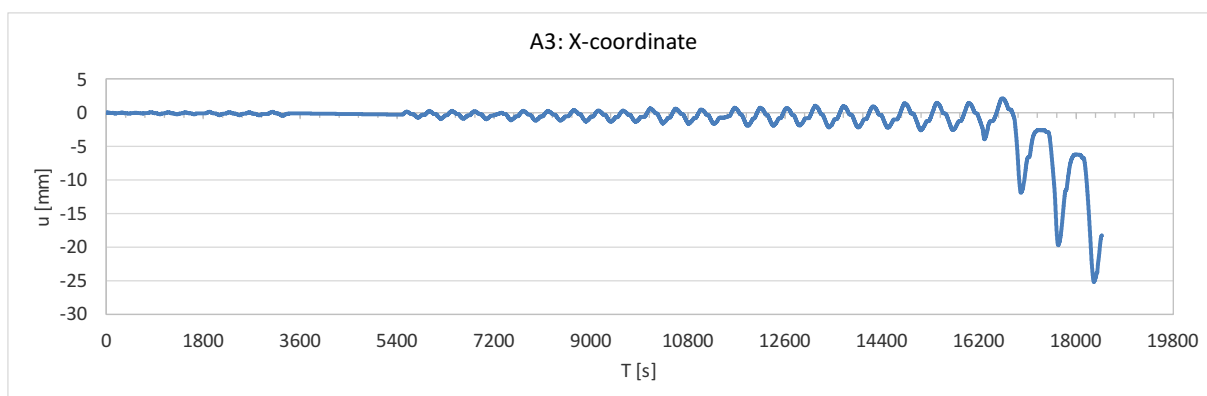
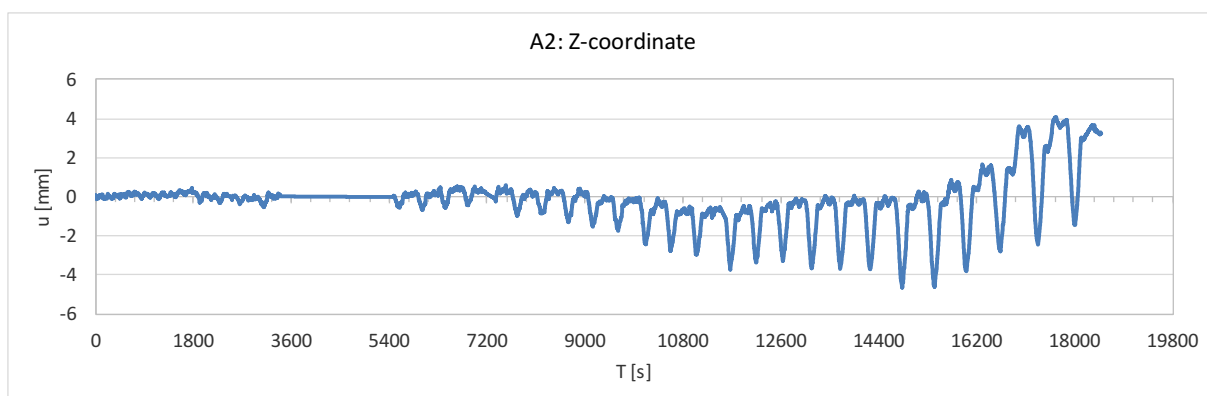
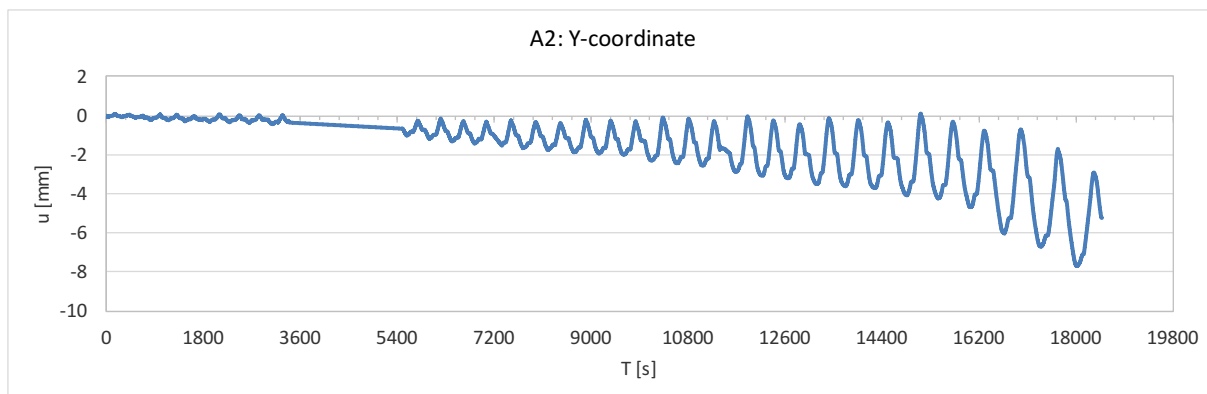
Na naslednji sliki so prikazane točke, ki smo jih spremljali. Rezultati pomikov dotičnih točk so v grafični obliki prikazani v nadaljevanju. Rezultati za posamezne točke ali pa komponente pomika posameznih točk manjkajo, ker optični sistem na določenih mestih ni uspešno opravil meritve.

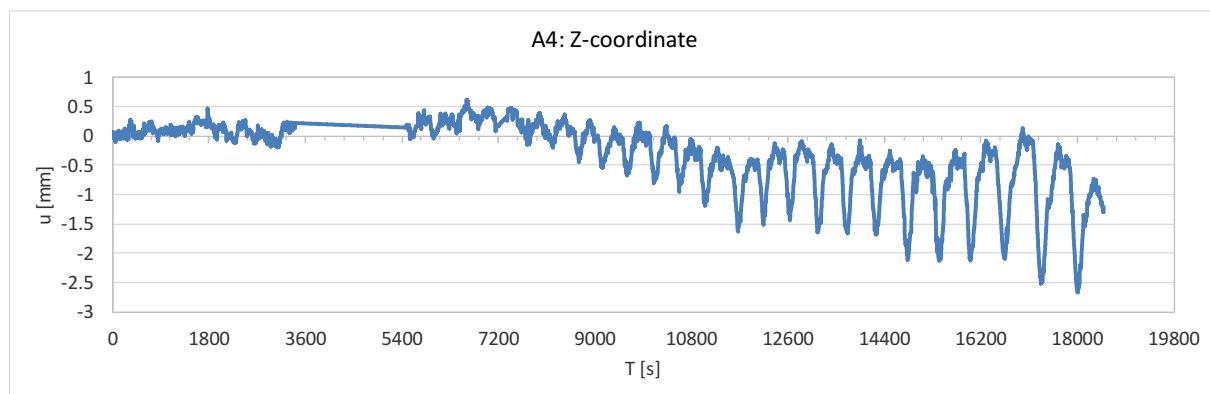
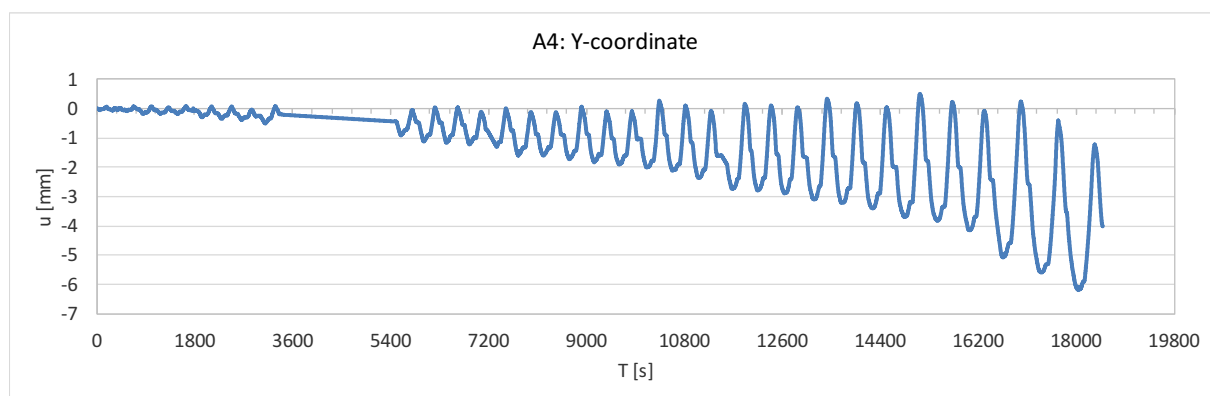
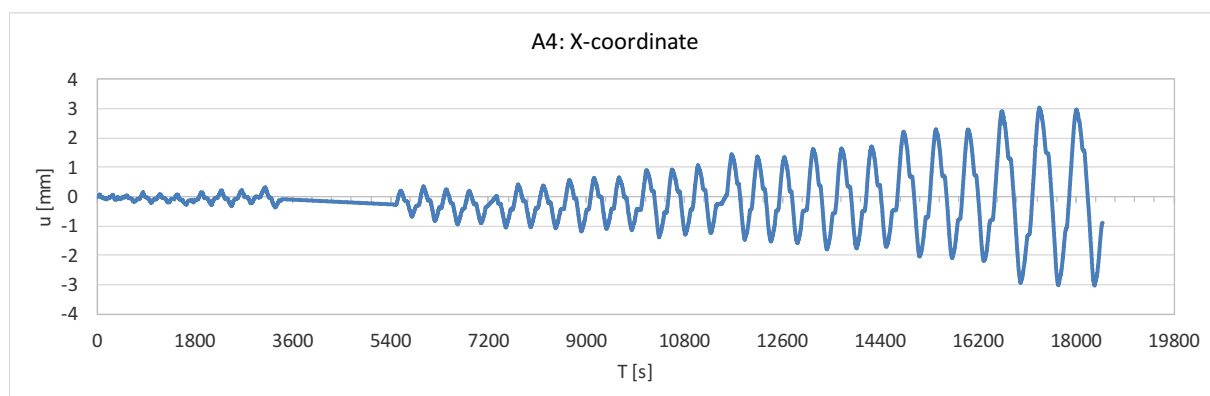
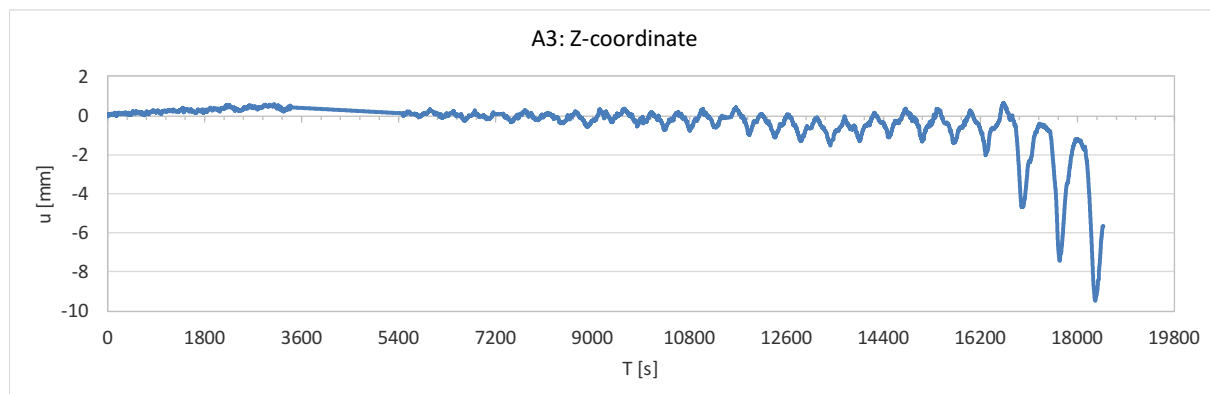
Določeni šumi na meritvah so bili naknadno ročno filtrirani, ponekod pa se še vedno pojavljajo večji skoki v posameznih meritvah. Ti so bodisi posledica krhkih poškodb v konstrukciji ali pa nezveznosti v sami meritvi pomikov z optično opremo.

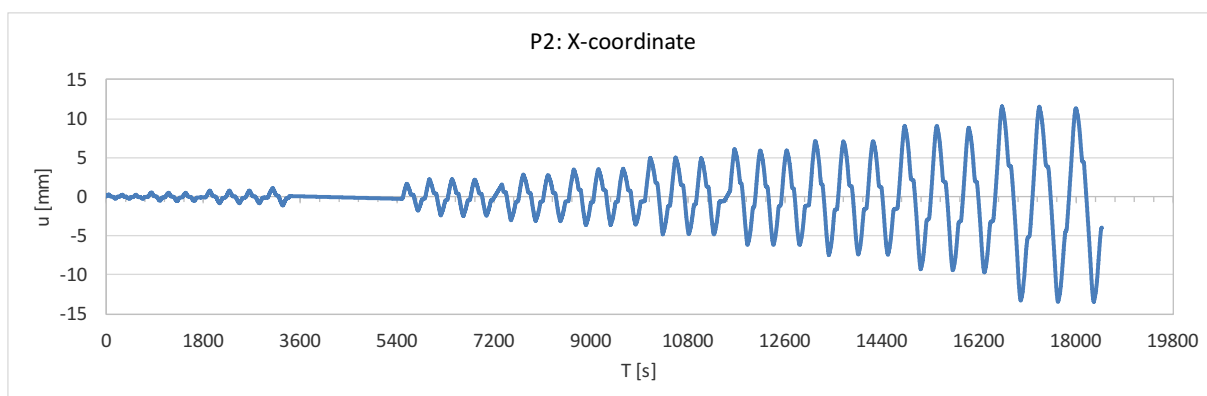
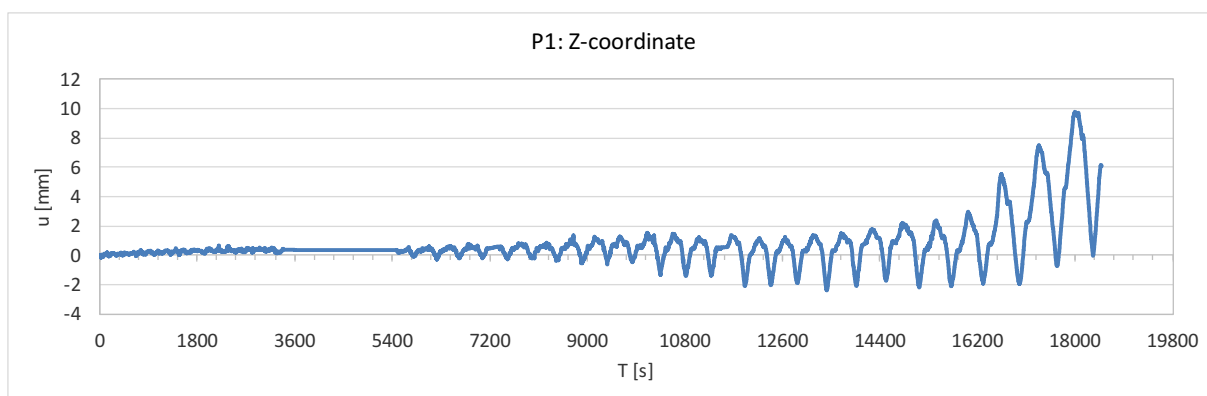
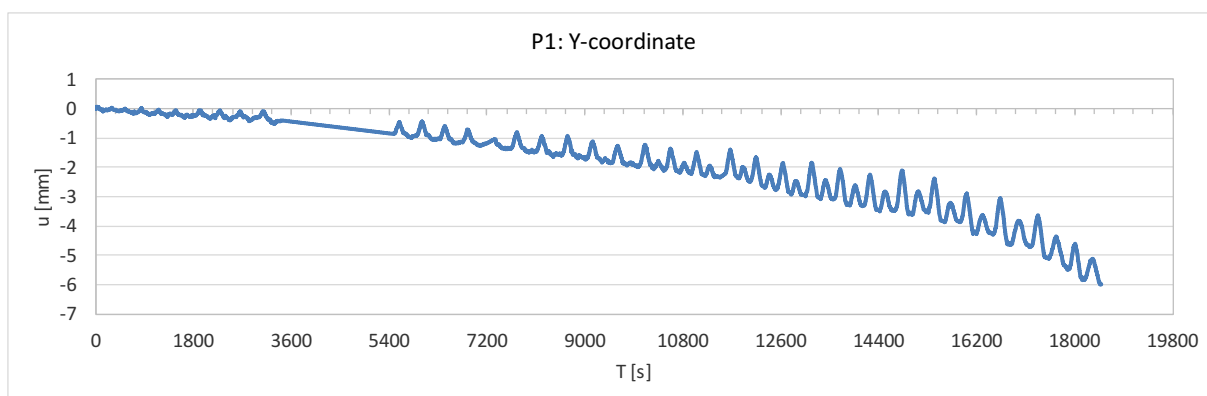
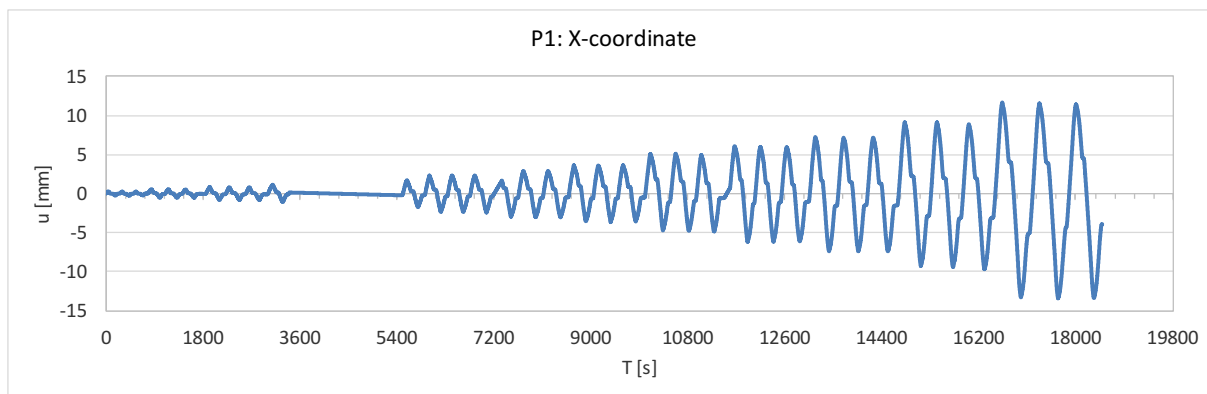


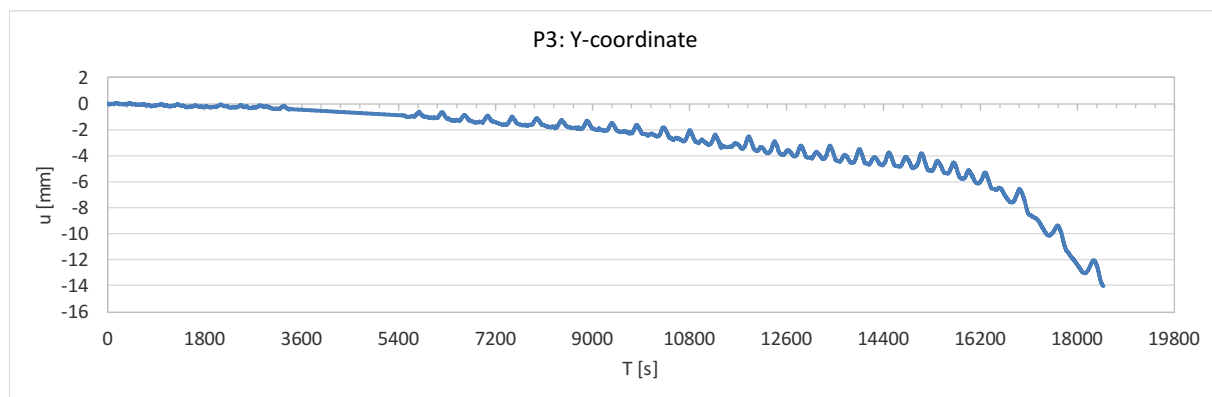
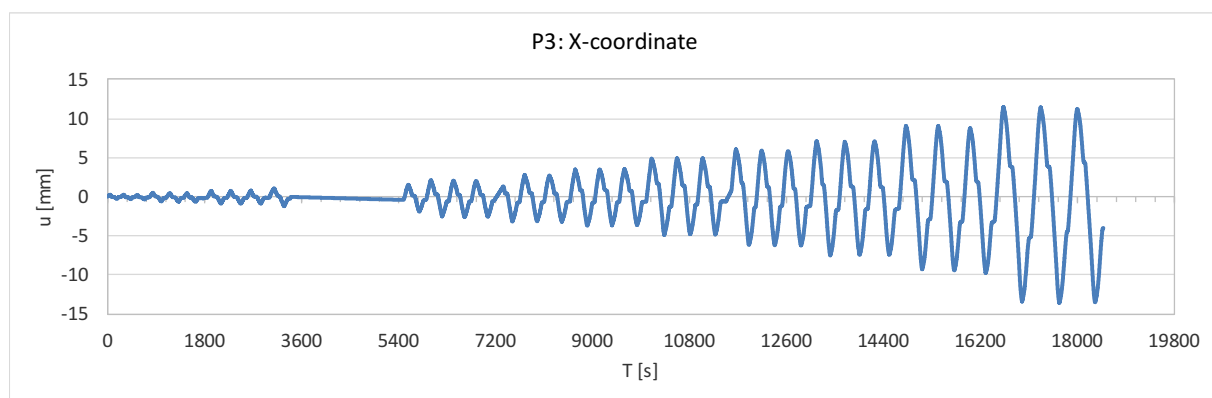
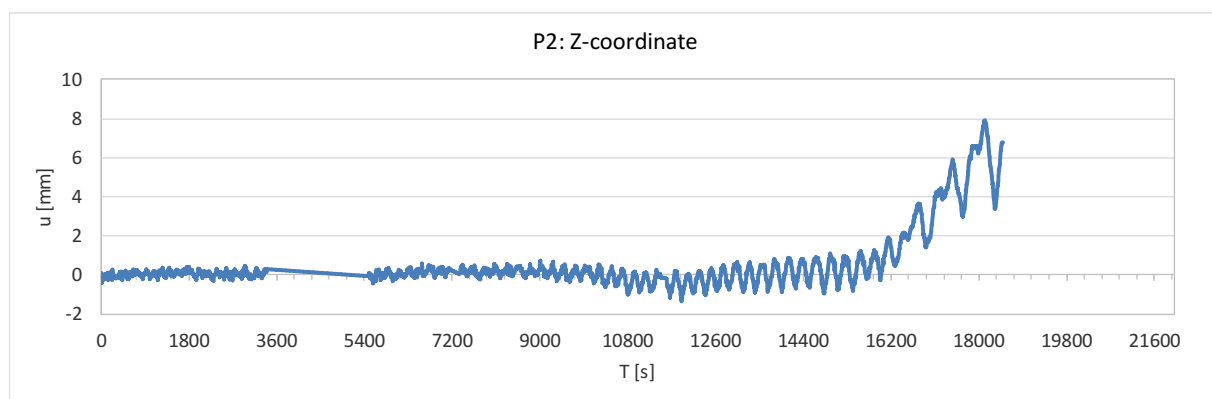
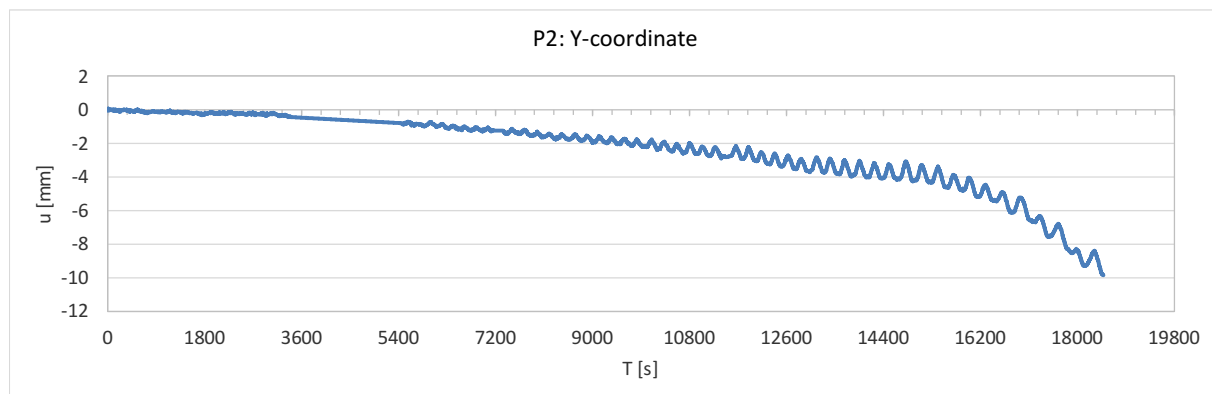
Slika B.6: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov opečnega zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v zid
Figure B.6: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the wall

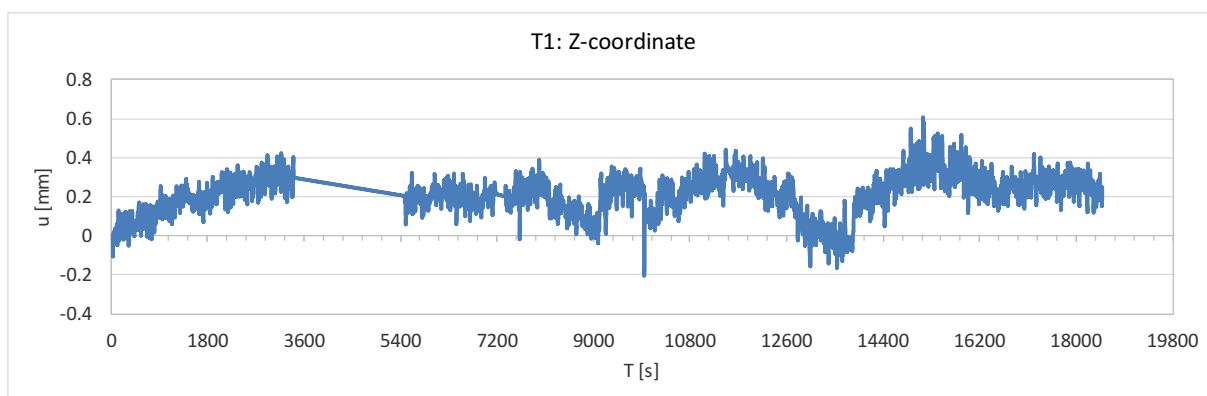
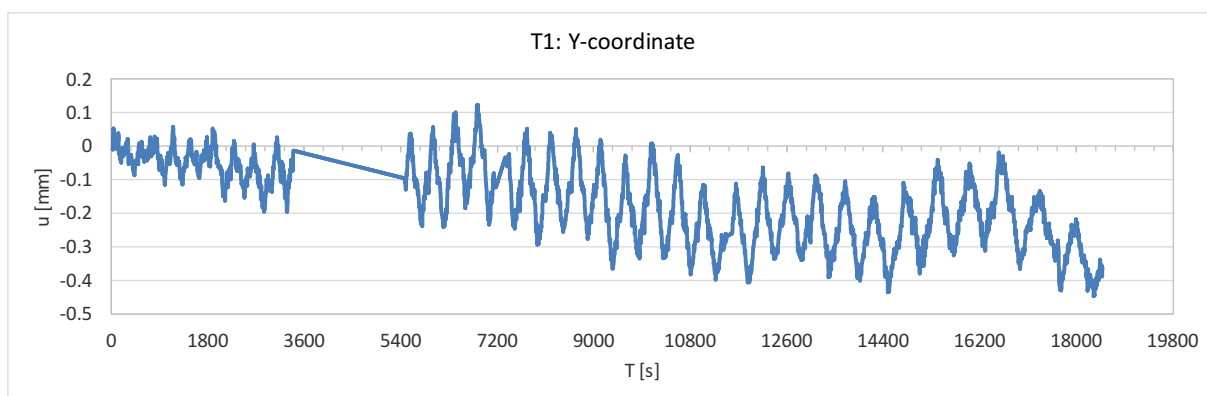
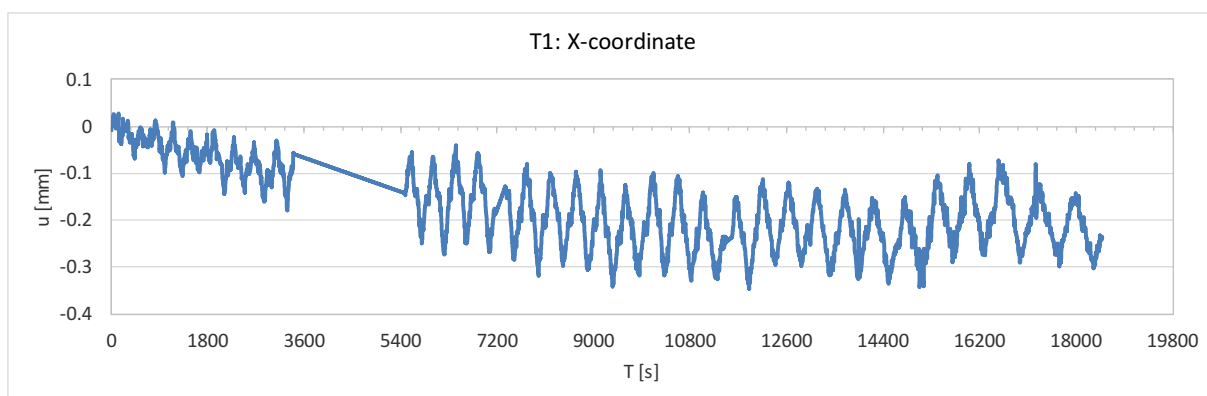
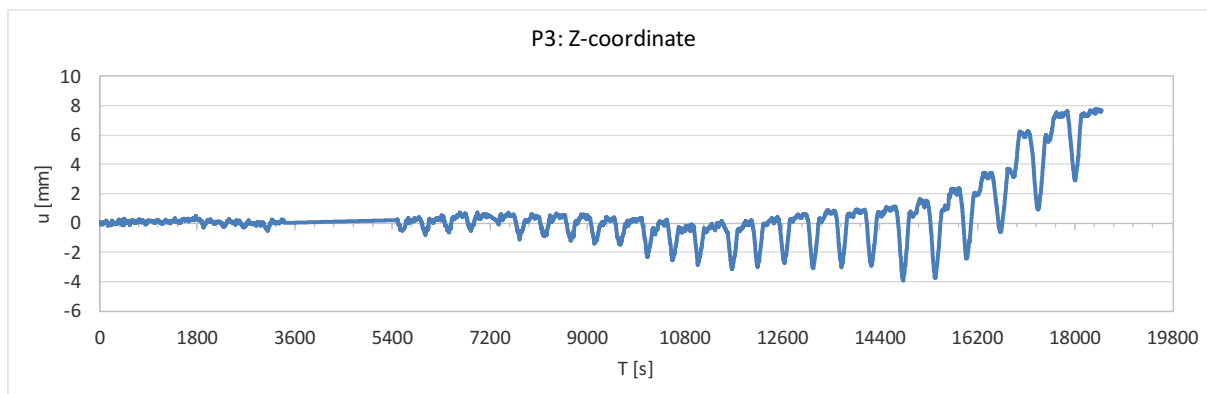


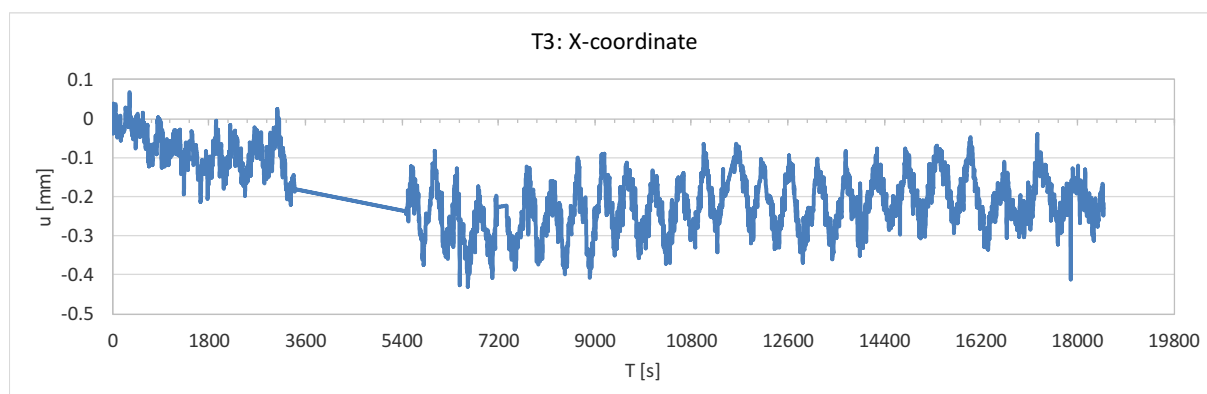
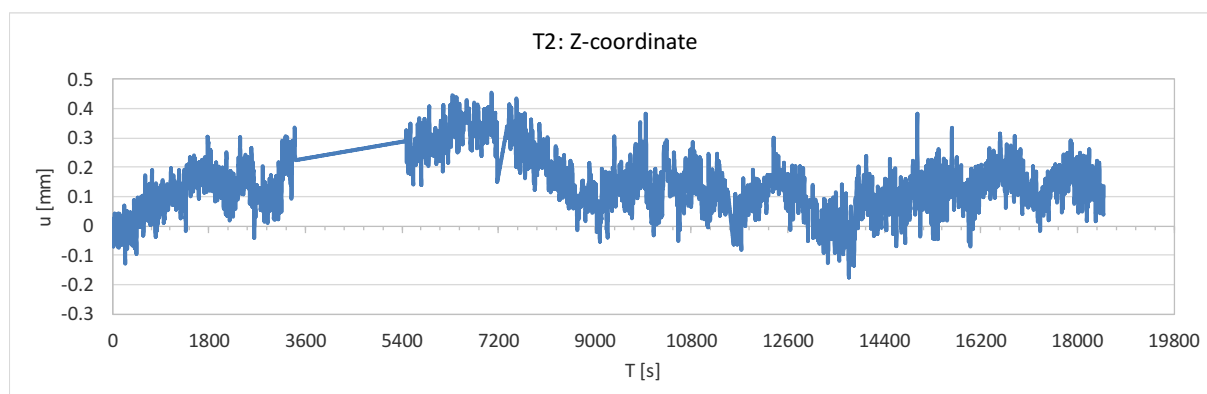
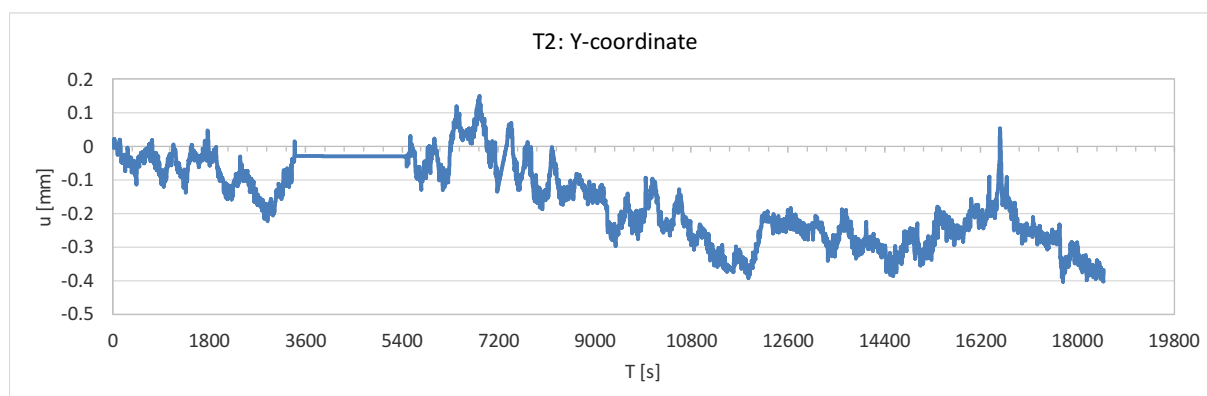
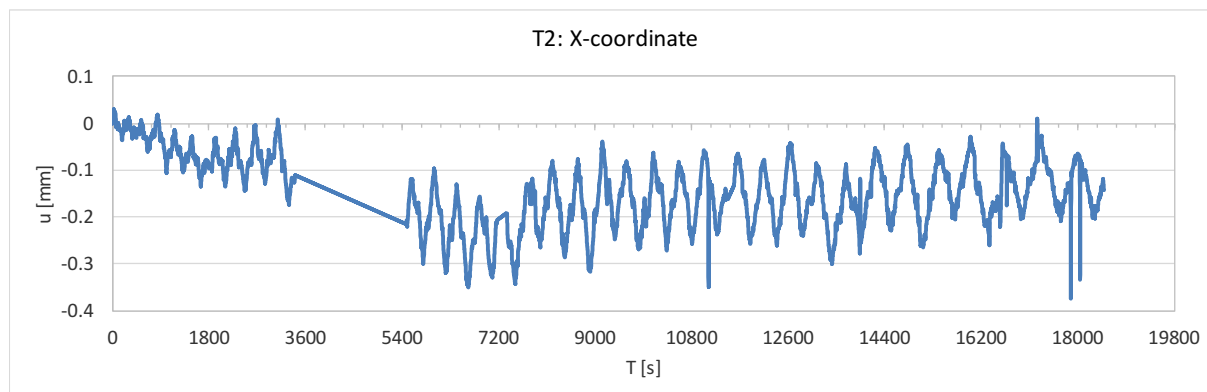


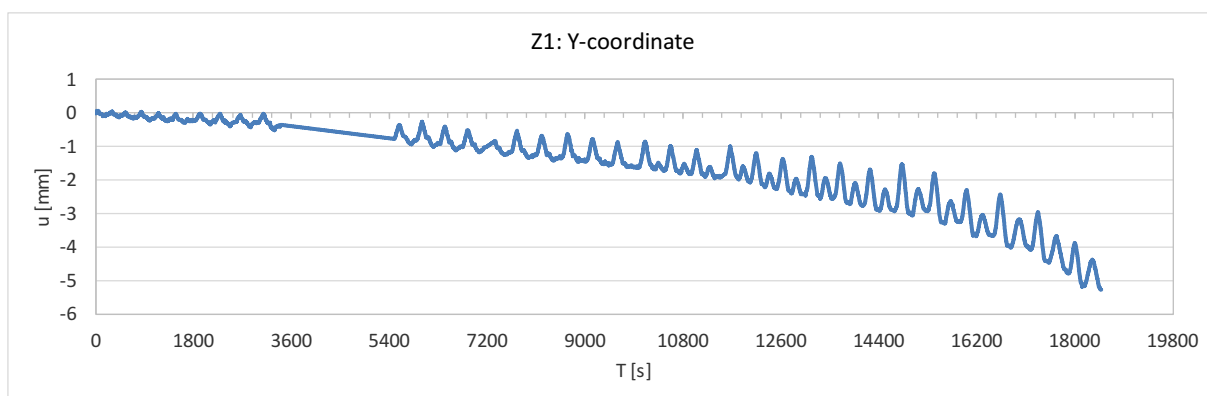
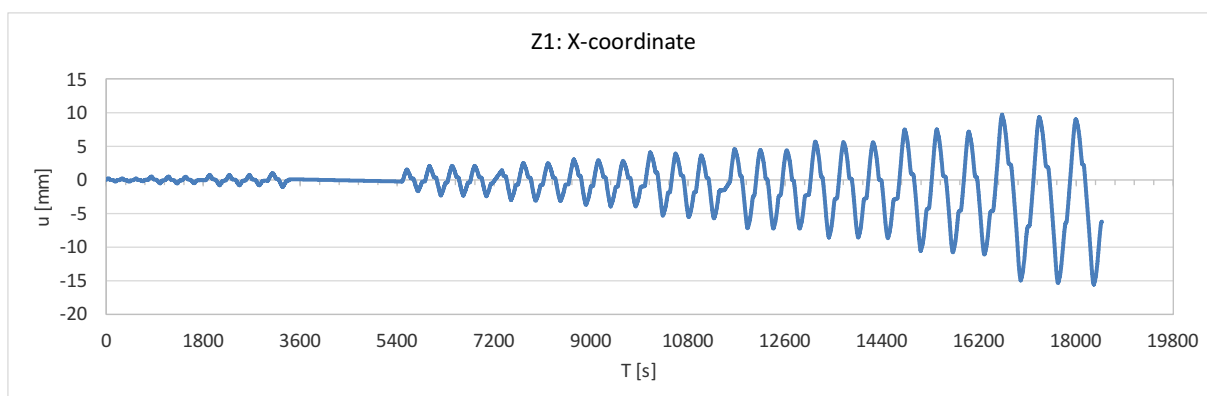
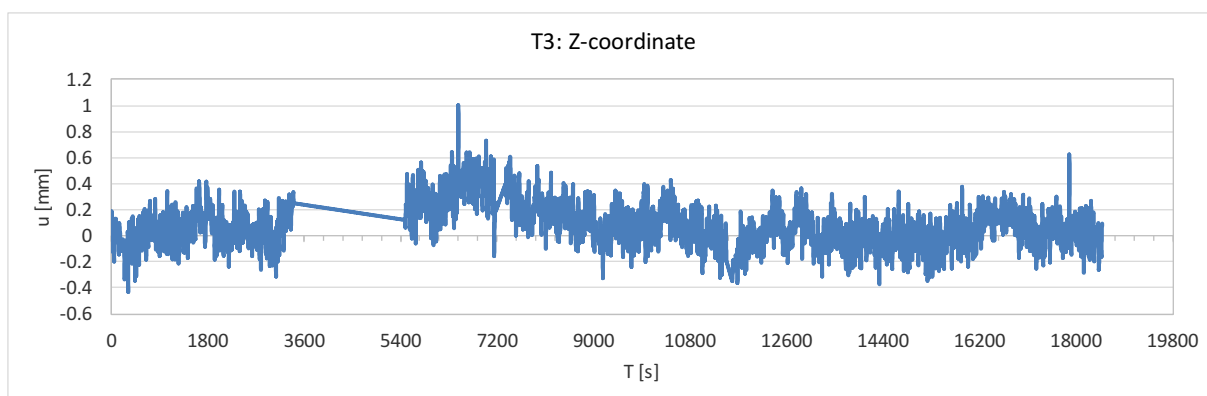
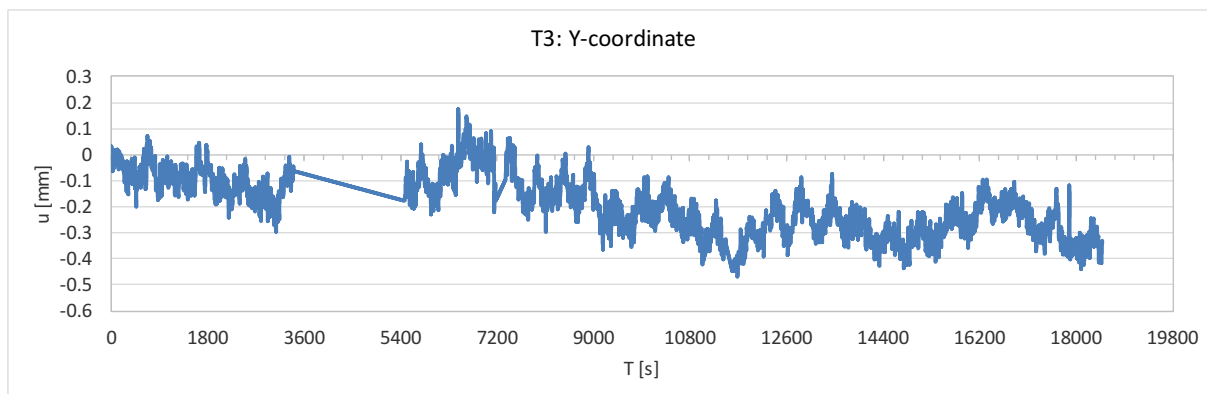


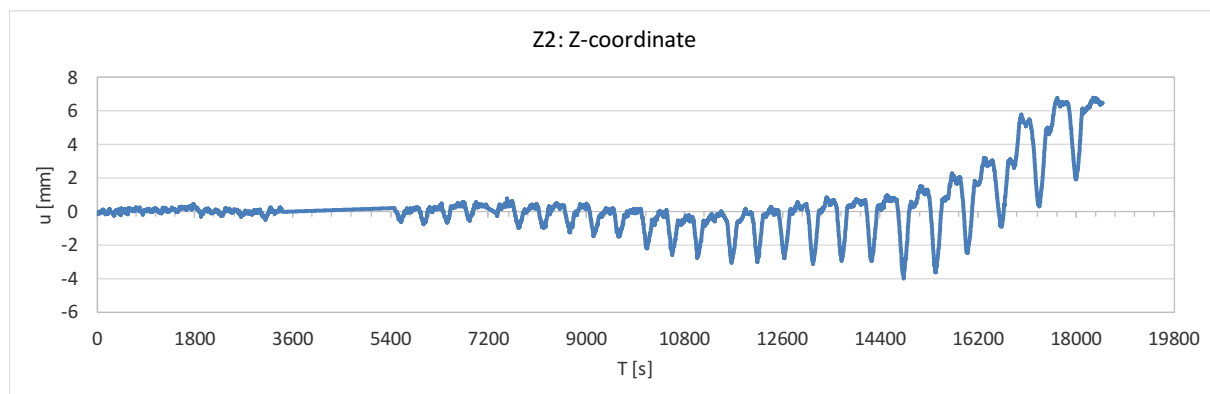
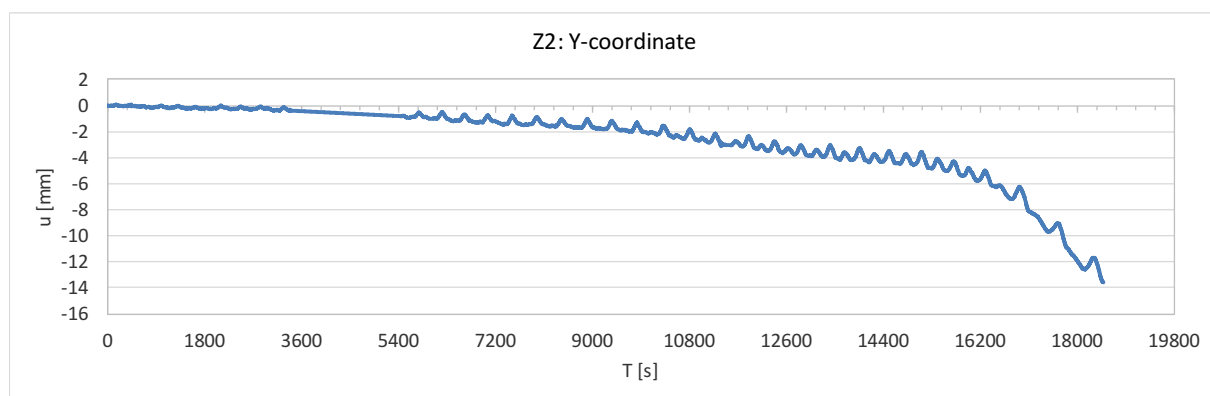
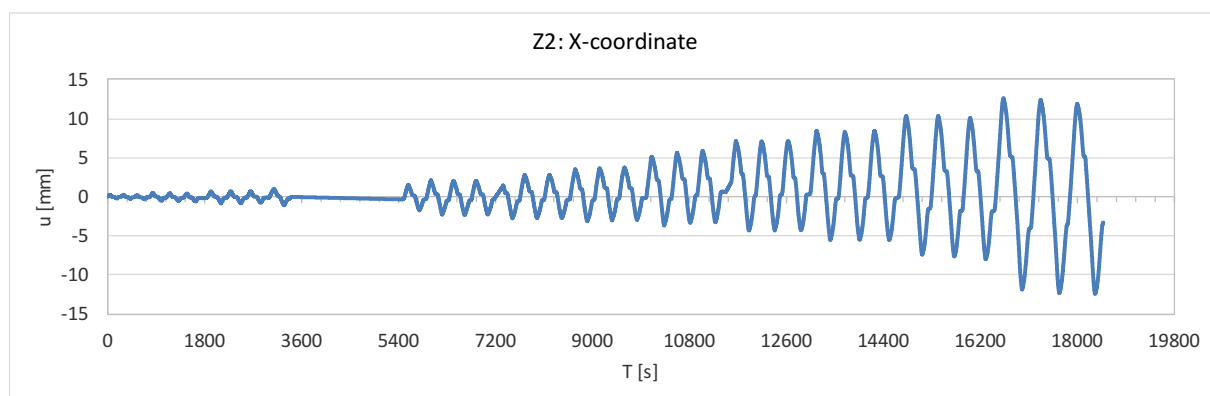
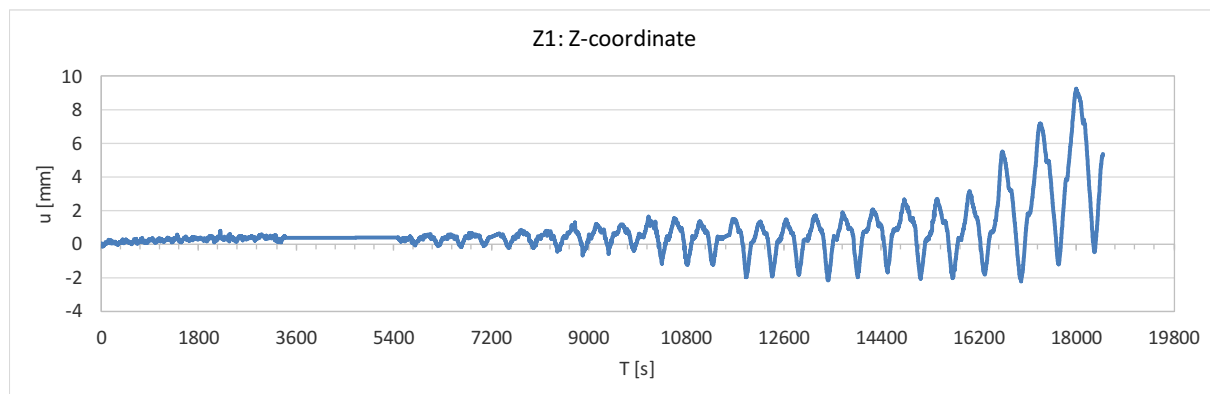


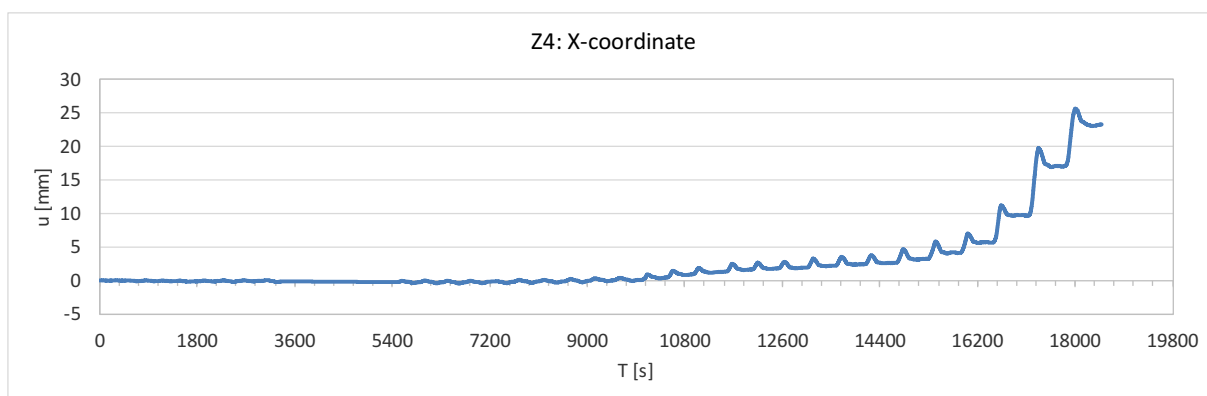
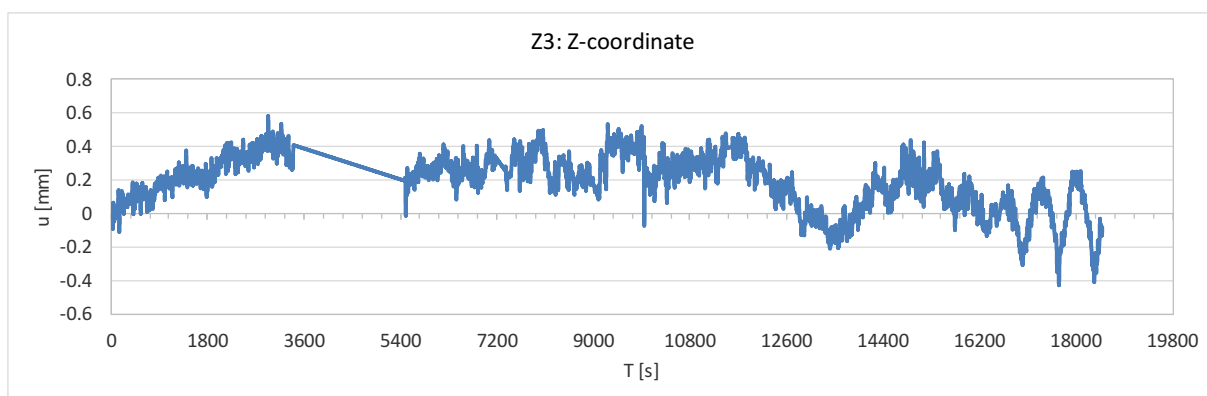
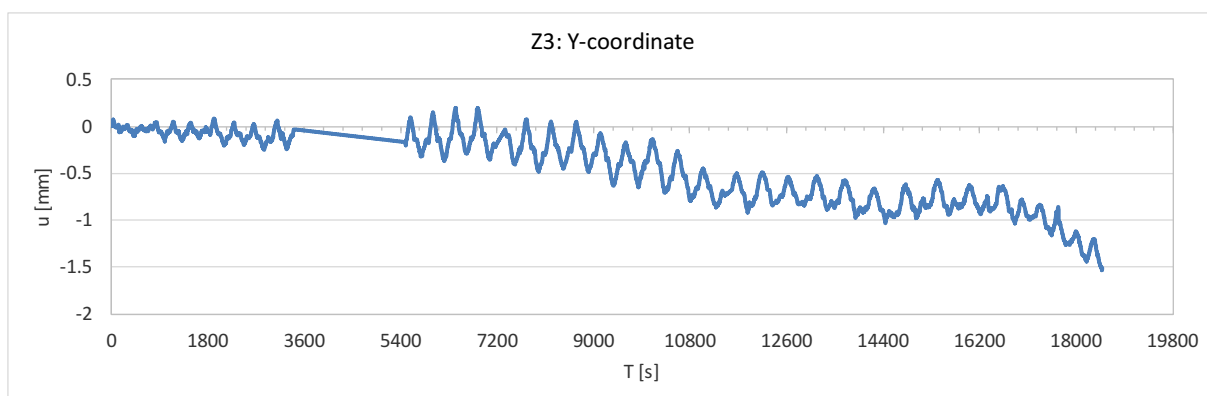
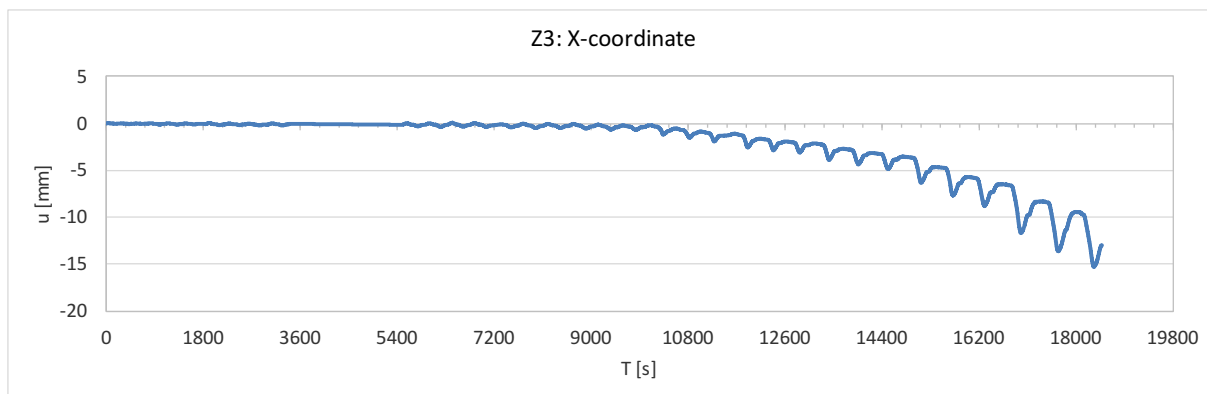


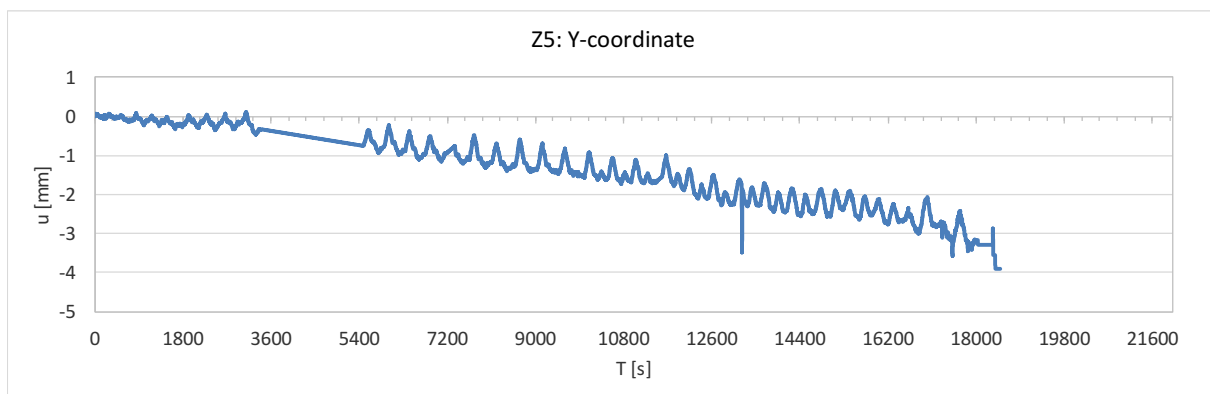
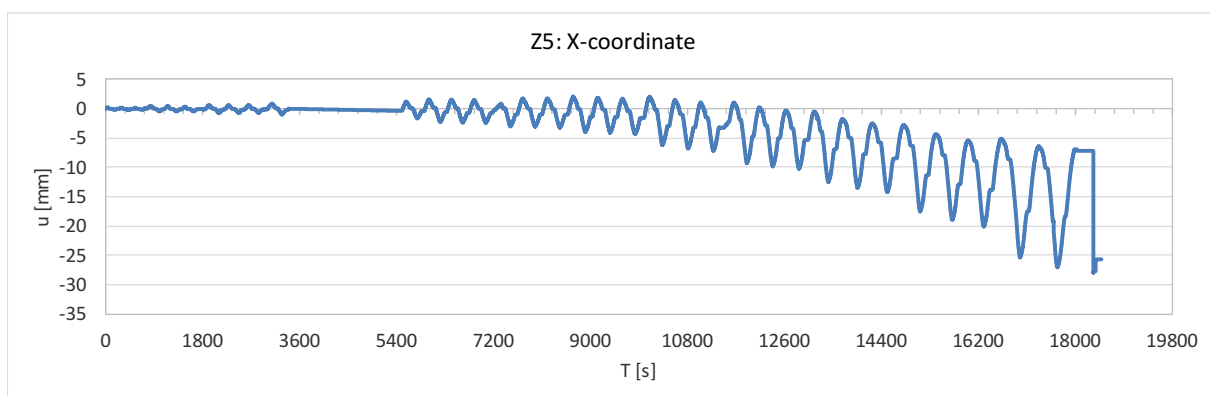
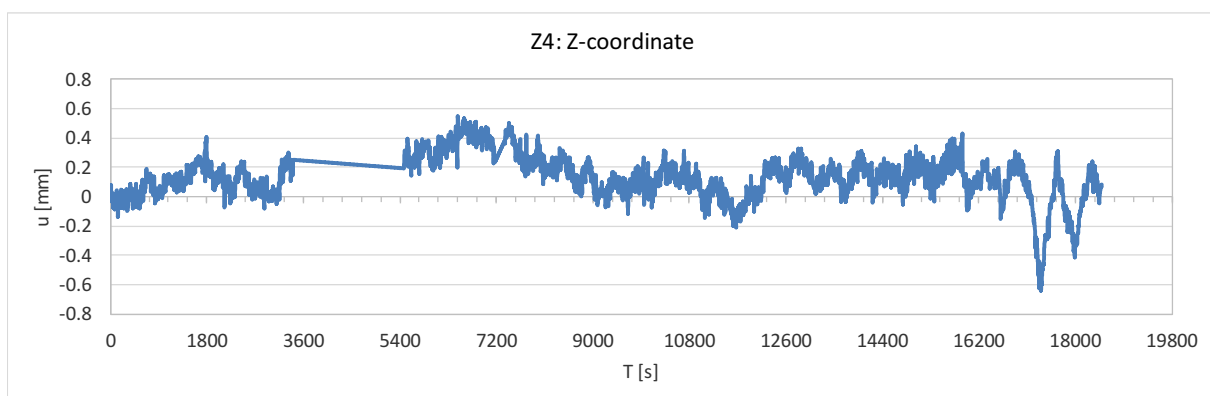
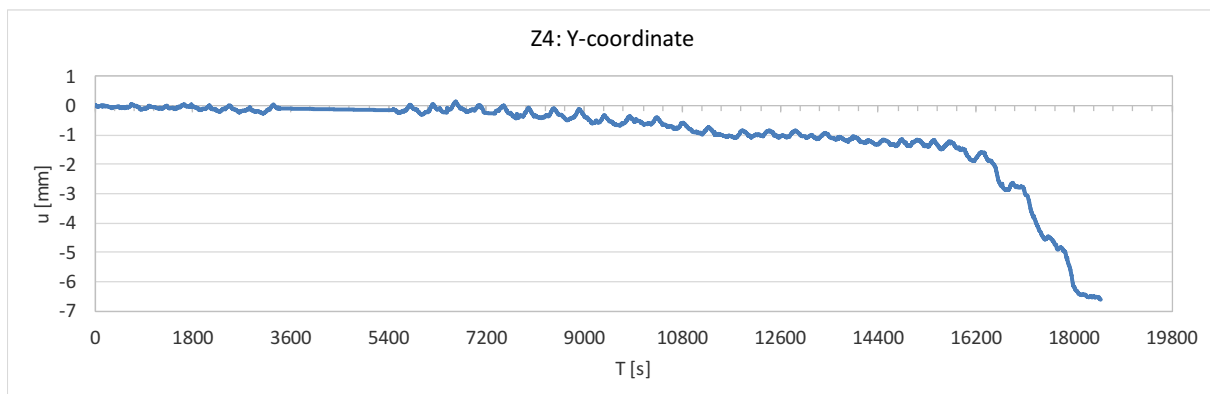


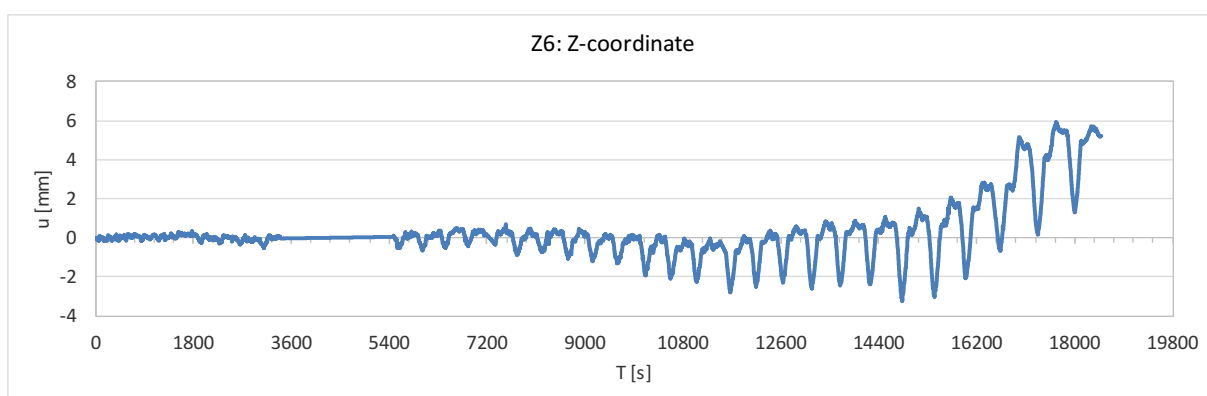
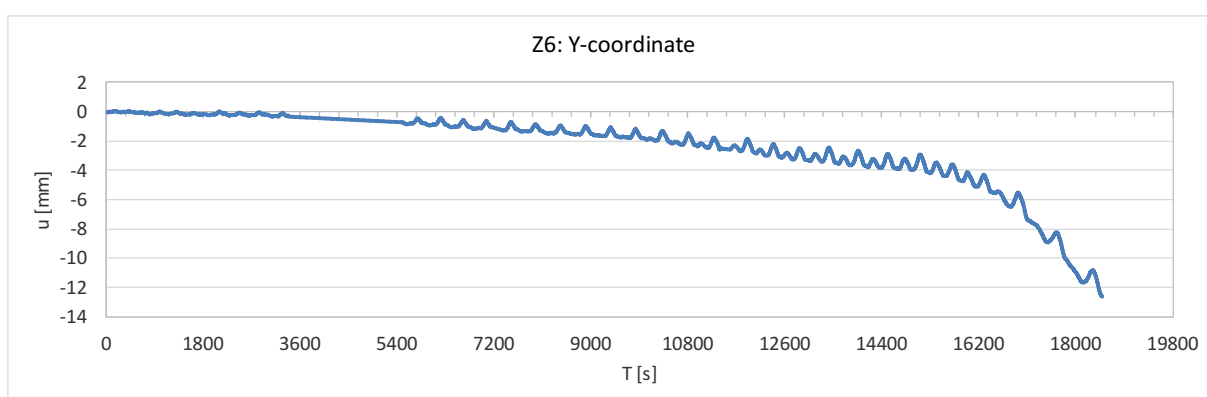
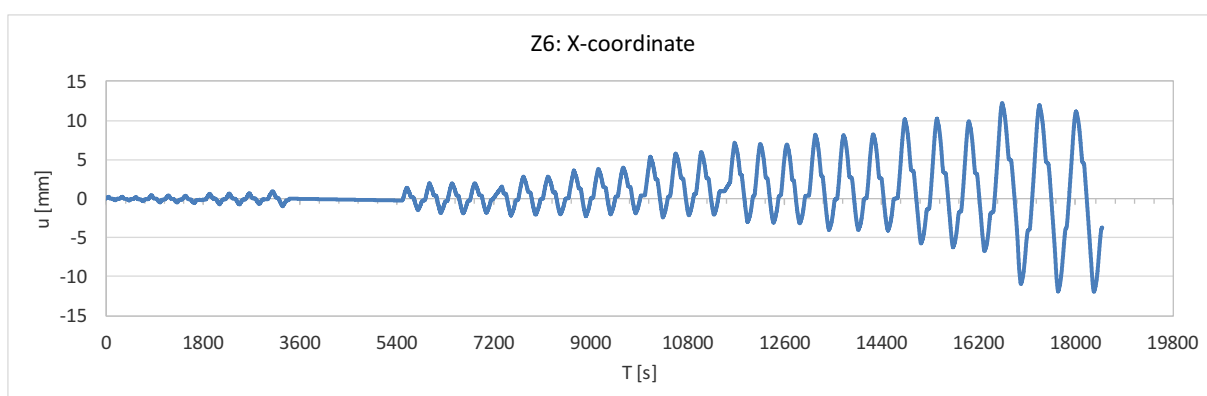
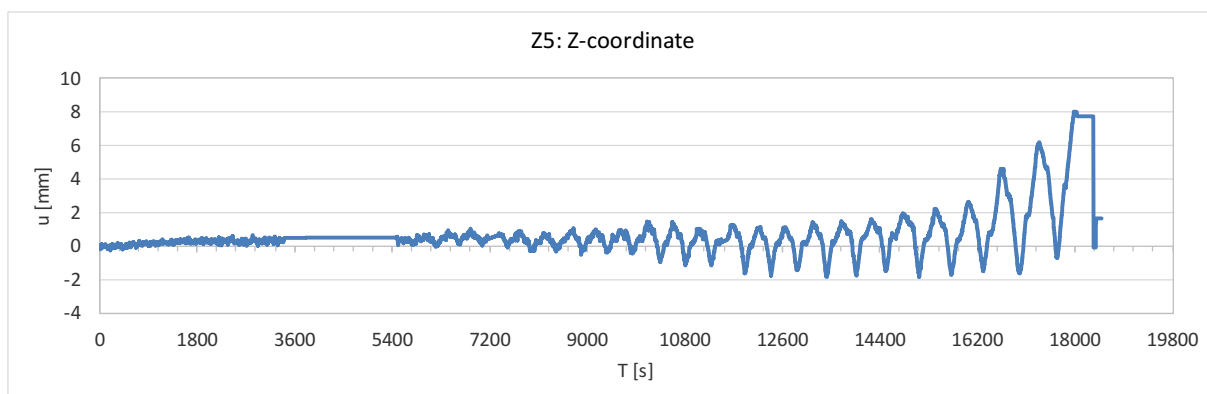


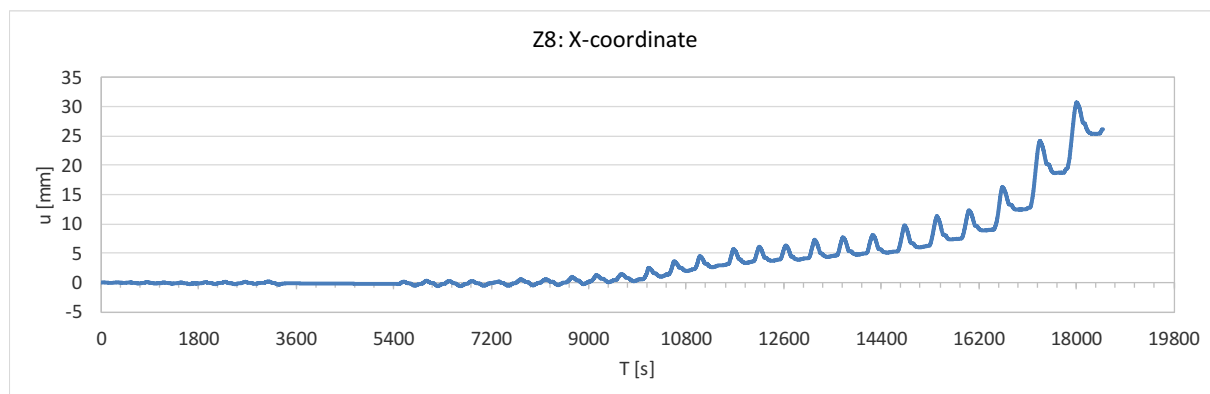
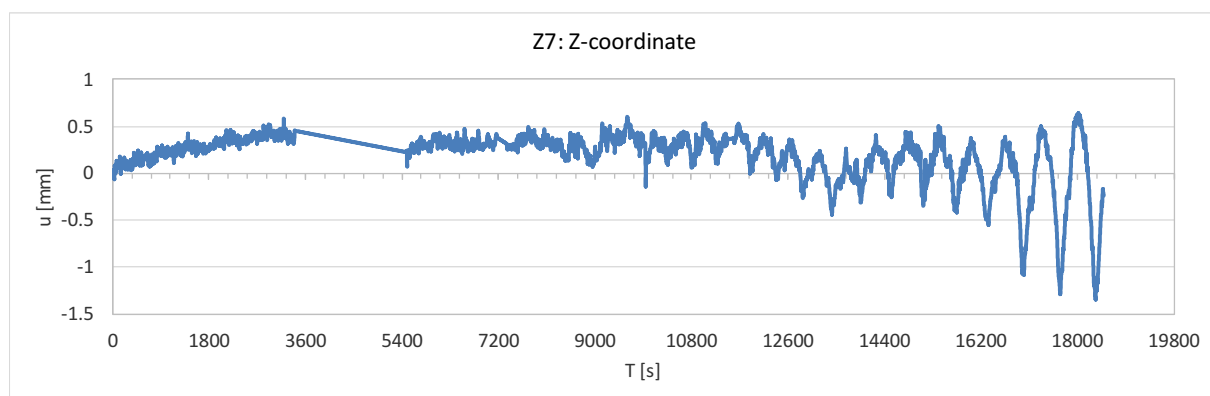
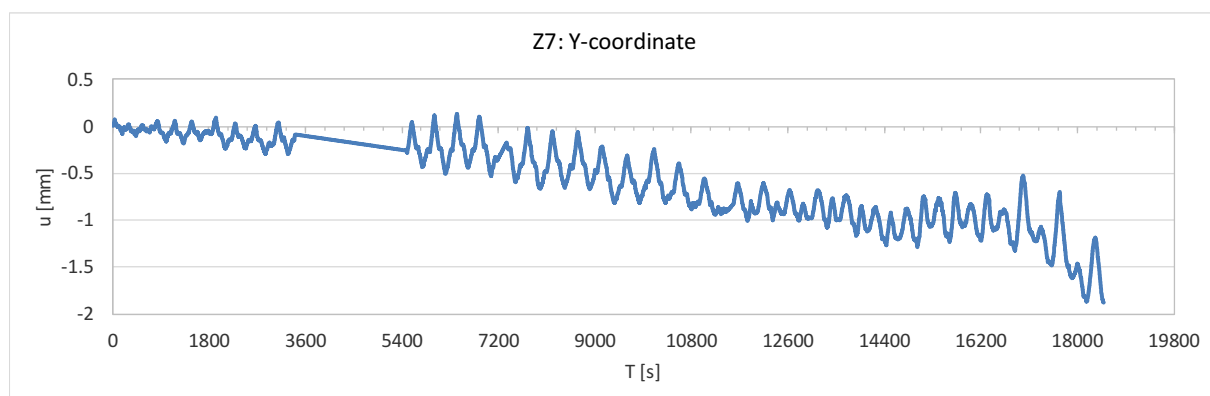
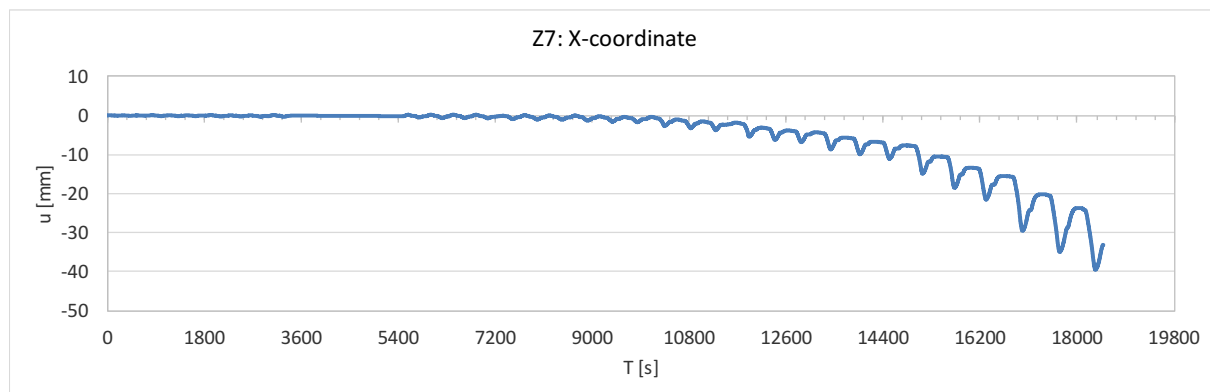


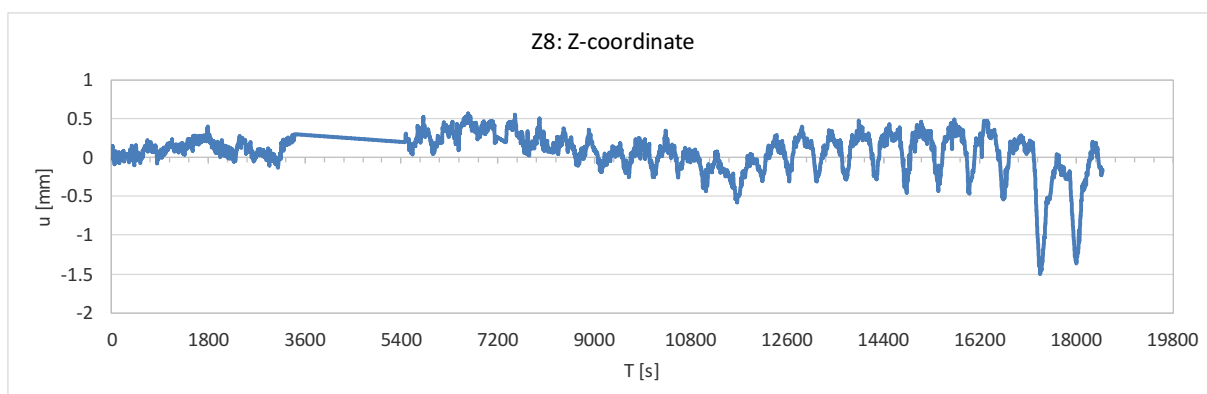
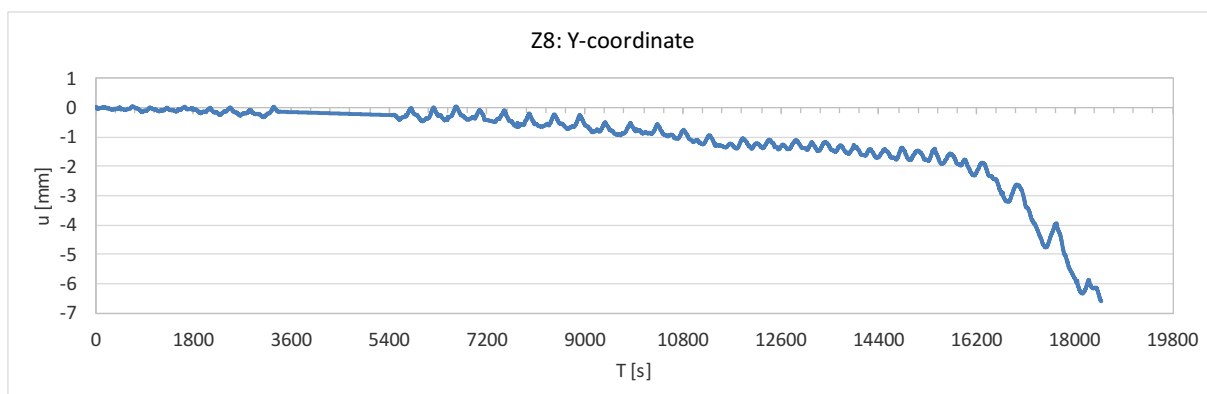








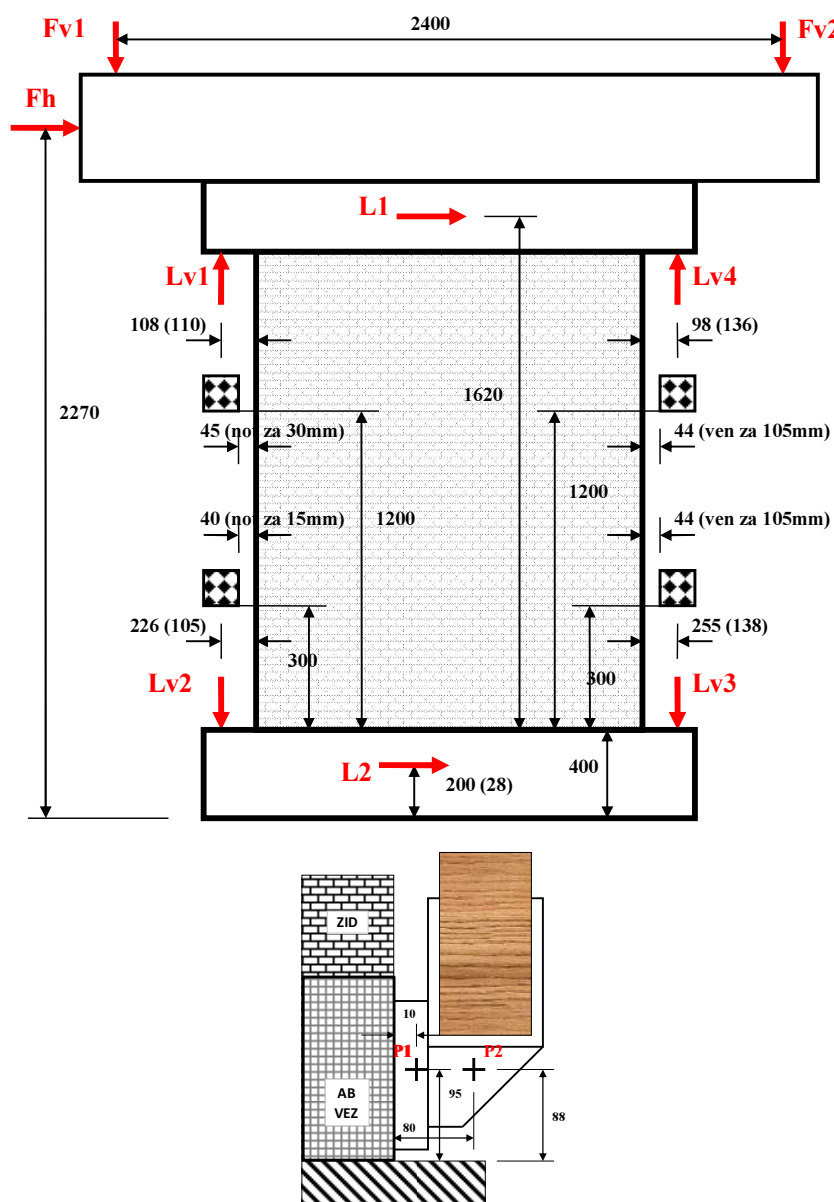




B.4 Meritve opečnega zidu utrjenega s križno lepljeno leseno ploščo privijačeno v betonsko vez opečnega zidu – tip 1

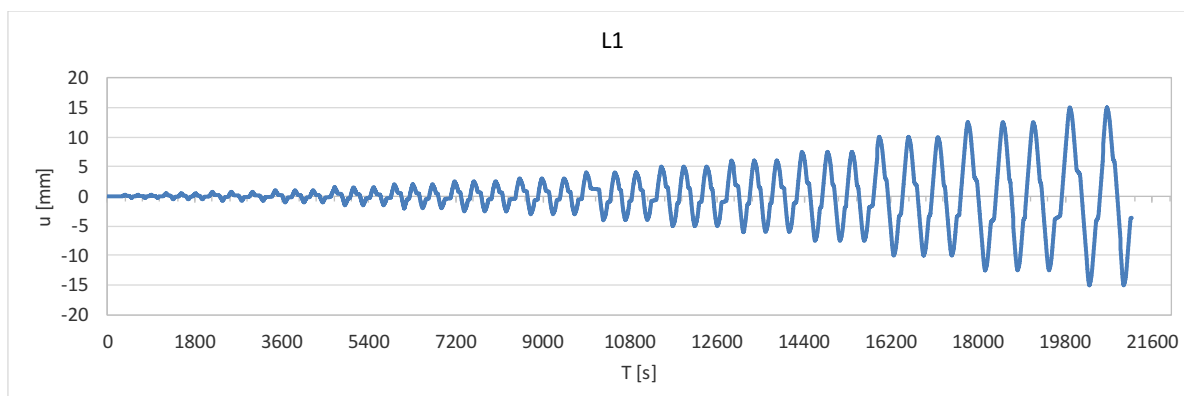
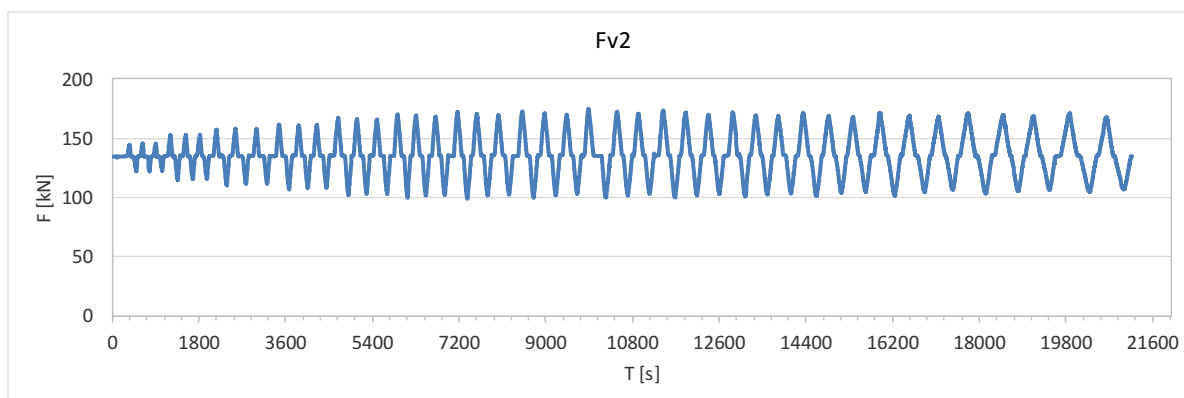
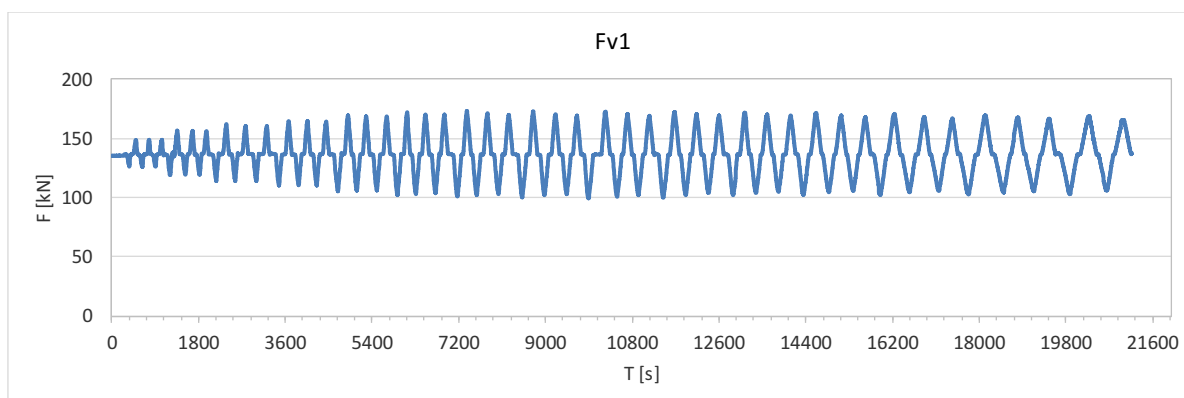
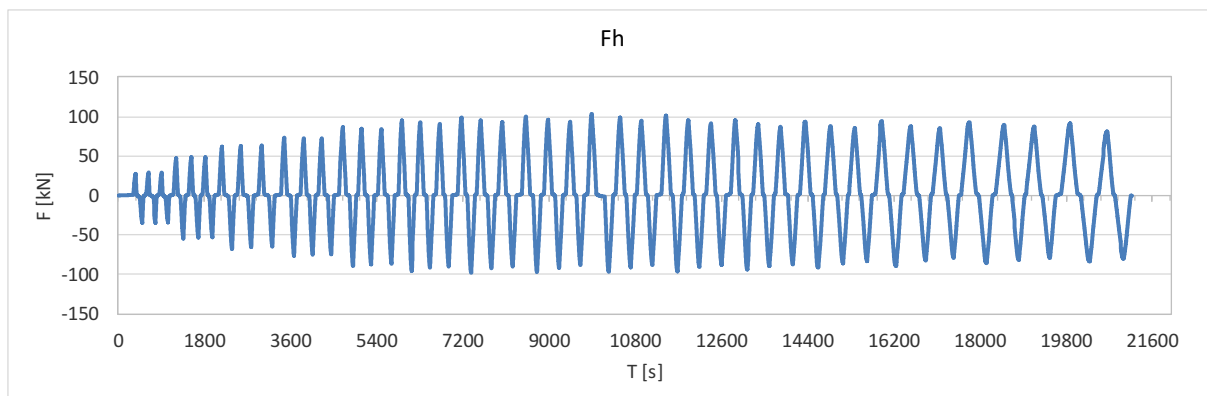
Oznaka: L12037/7/6
Datum preiskave: 25. 04. 2012
F_v skupna = 300 kN (Raznos = 32 kN) $\rightarrow F_{v1} = F_{v2} = 134$ kN (skupaj 268 kN)

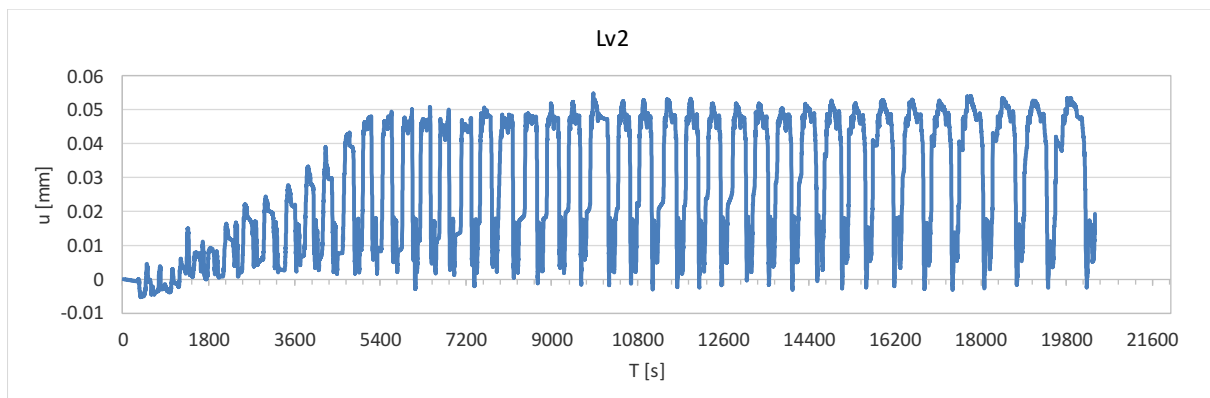
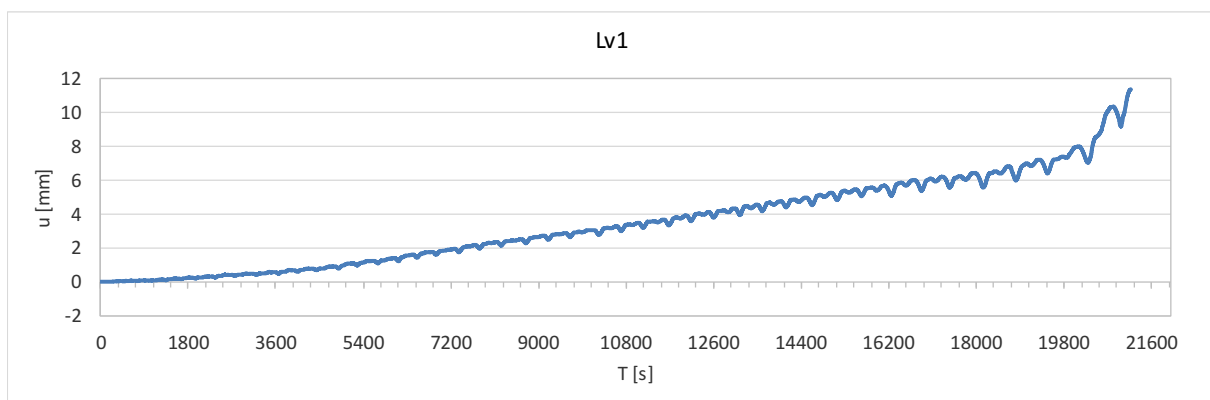
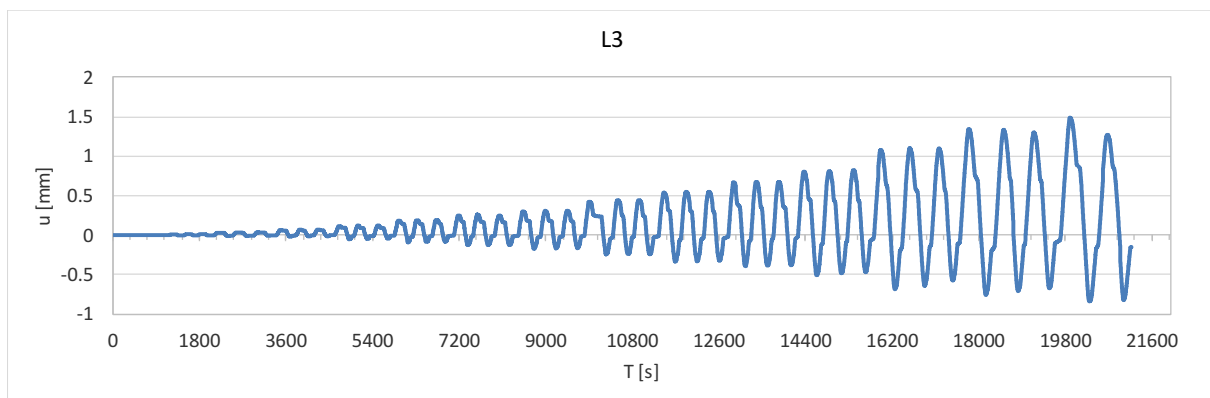
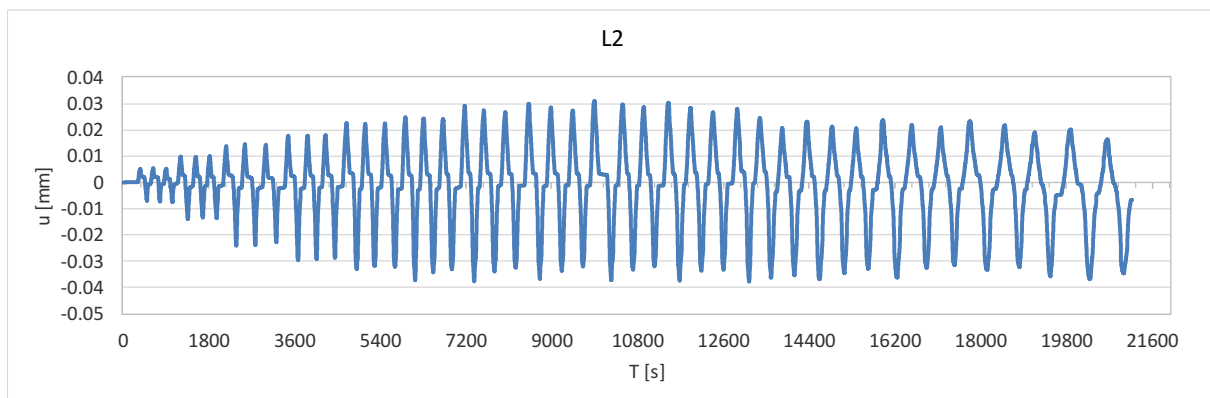
Na naslednji sliki podajamo pozicije induktivnih merilcev deformacij, ki smo jih spremljali med potekom testa.

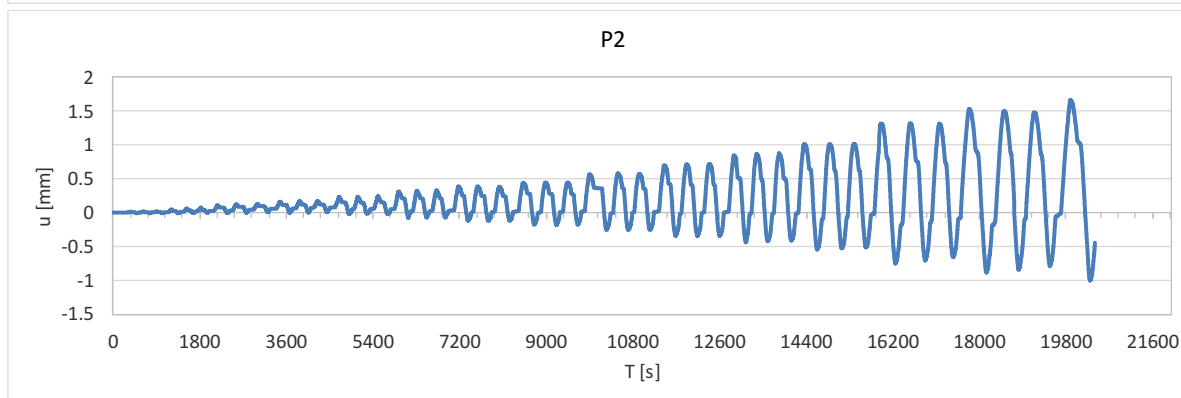
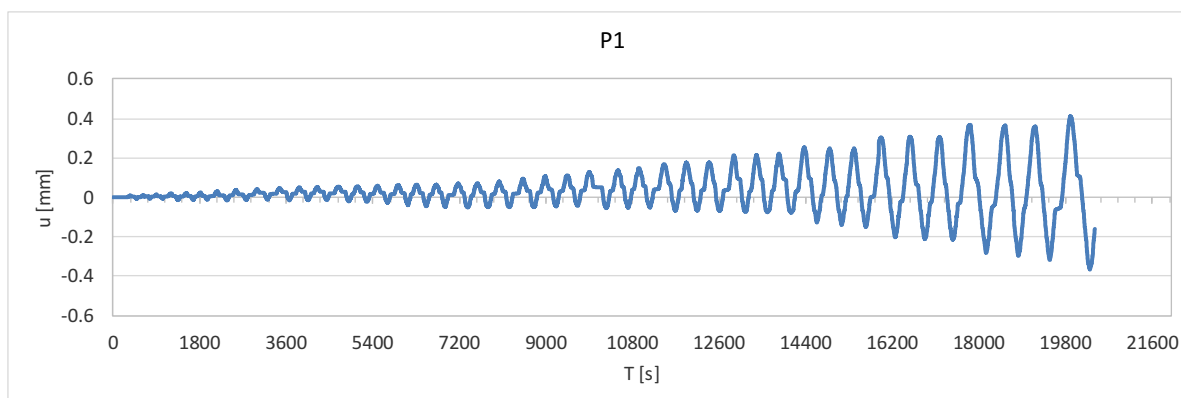
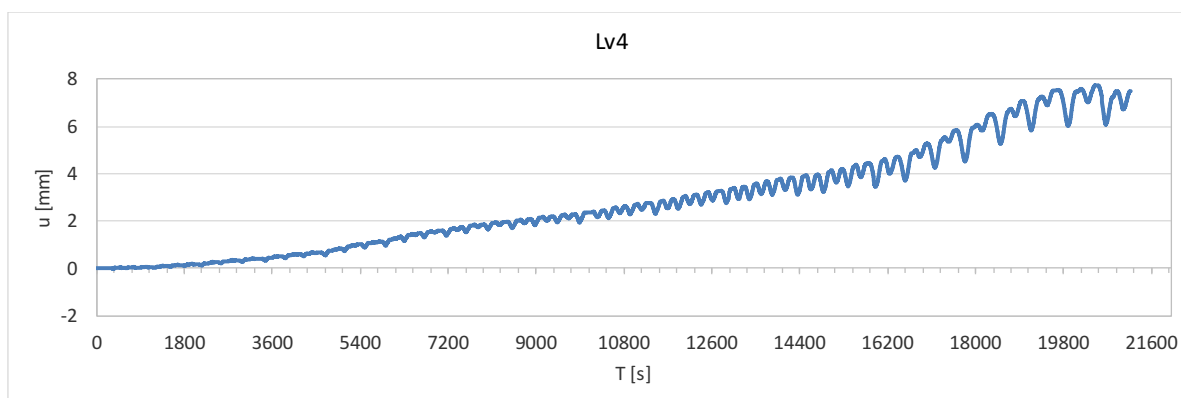
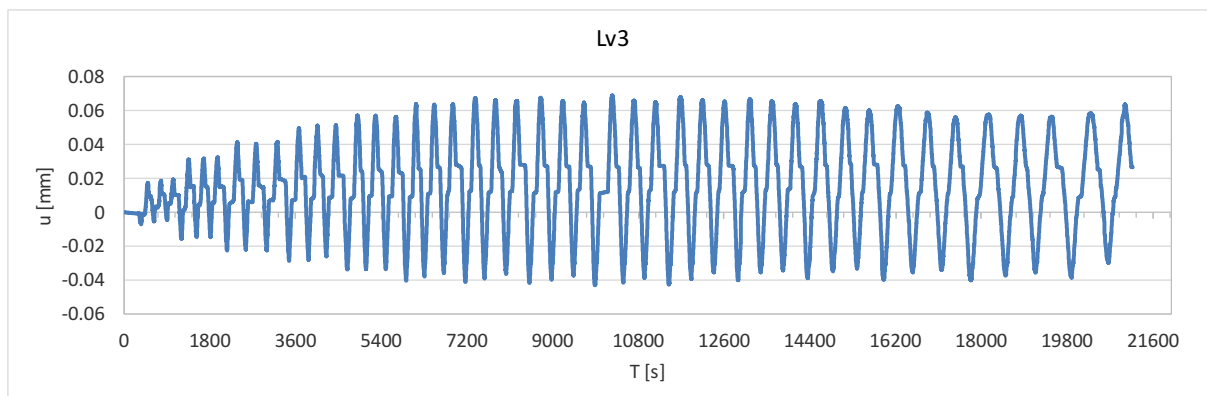


Slika B.7: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za zid z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez zidu – tip 1

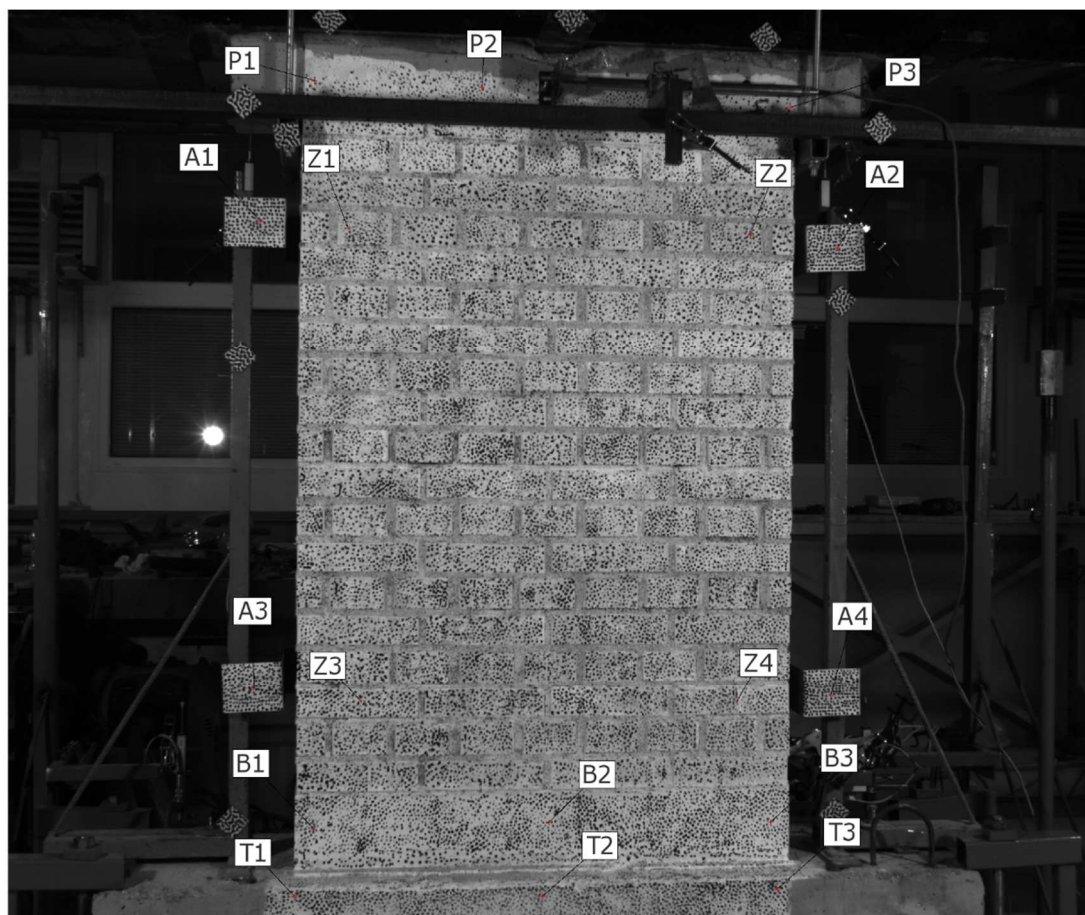
Figure B.7: Positions of induction displacement meters and force introduction for the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the concrete tie of the wall – type 1







Na naslednji sliki so prikazane točke, ki smo jih spremljali. Rezultati pomikov teh točk so v grafični obliki prikazani v nadaljevanju. Rezultati za posamezne točke ali pa komponente pomika posameznih točk manjkajo, ker optični sistem na določenih mestih ni uspešno opravil meritve. Določeni šumi na meritvah so bili naknadno ročno filtrirani, ponekod pa se še vedno pojavljajo večji skoki v posameznih meritvah. Ti si so bodisi posledica krhkih poškodb v konstrukciji ali pa nezveznosti v sami meritvi pomikov z optično opremo.



ARAMIS

ZAG
Laboratorij za konstrukcije

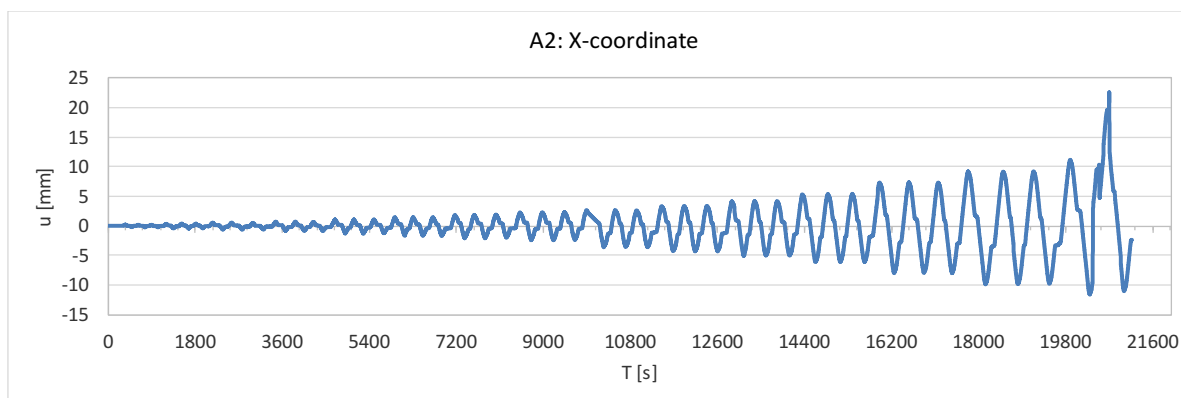
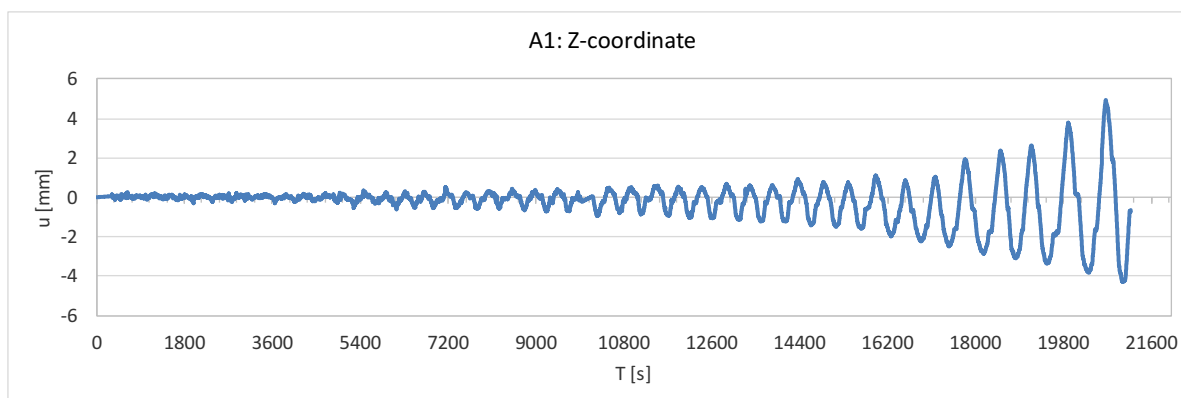
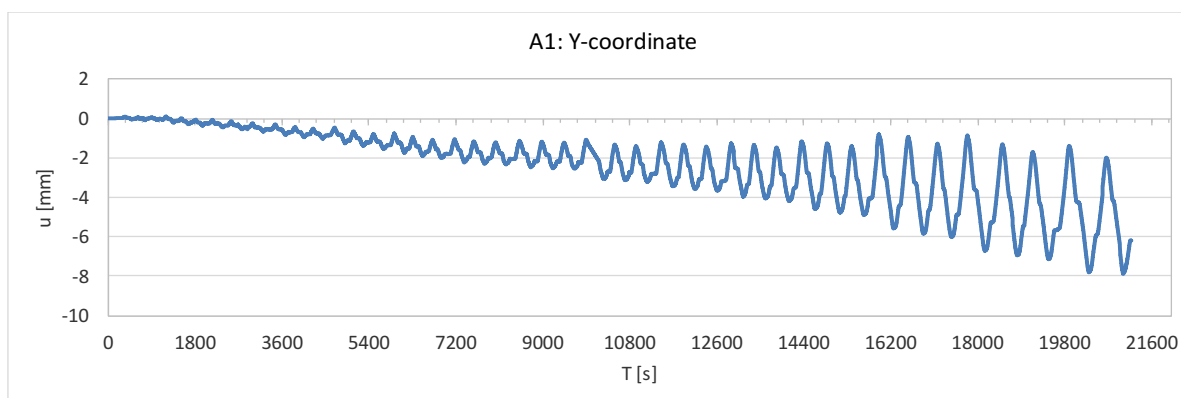
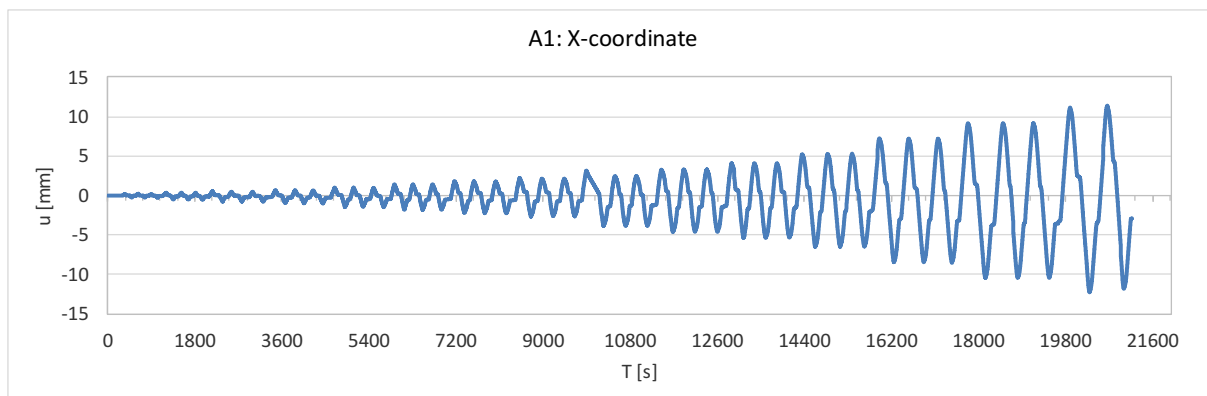
L12037/7/6

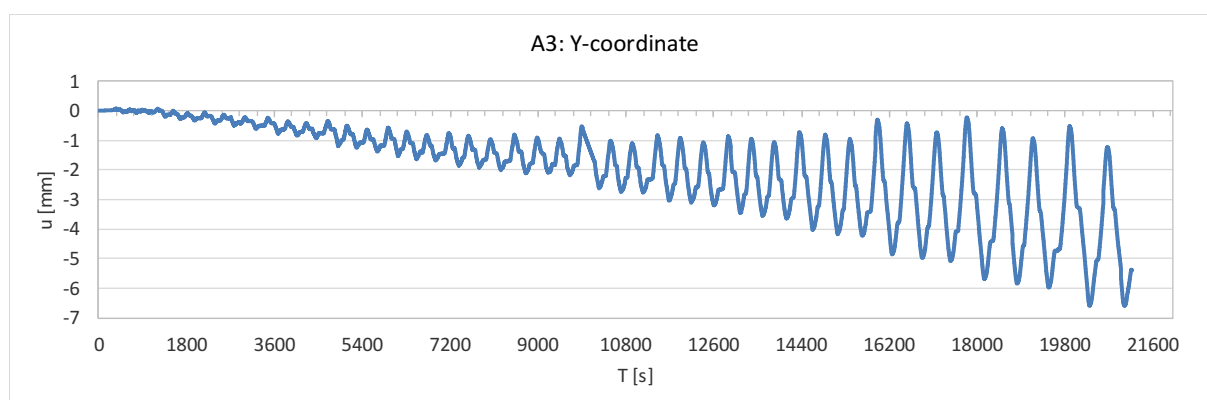
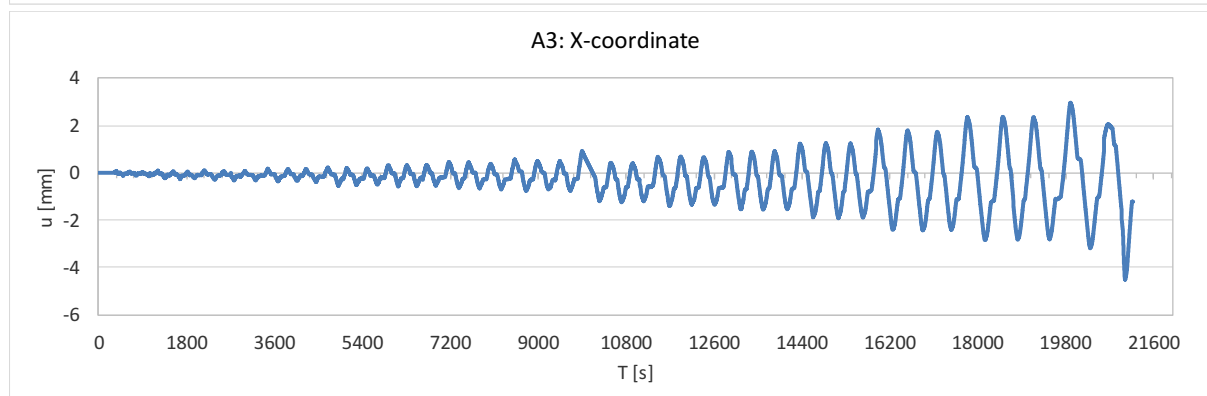
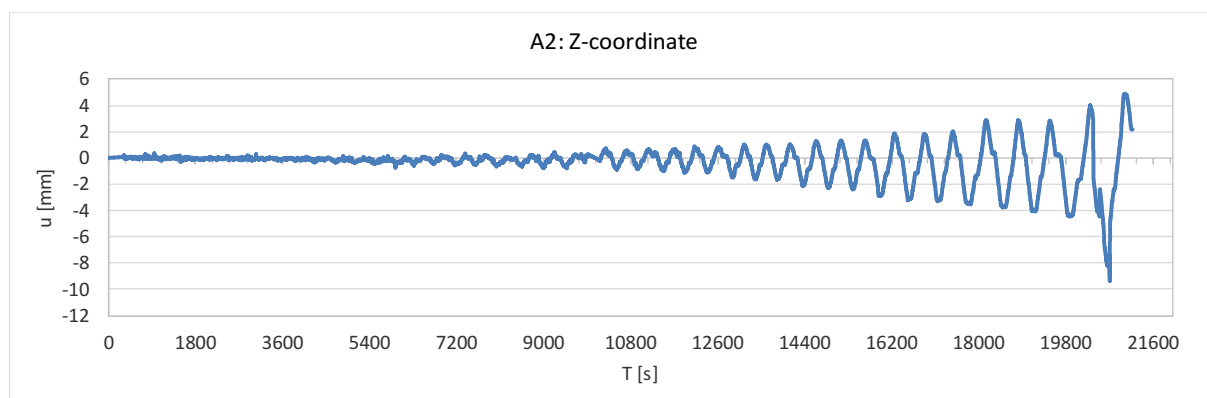
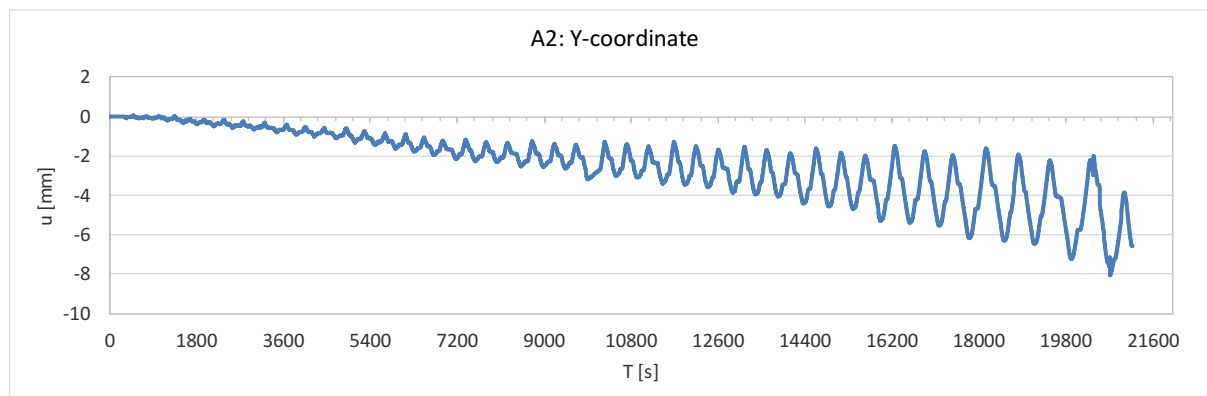
gom

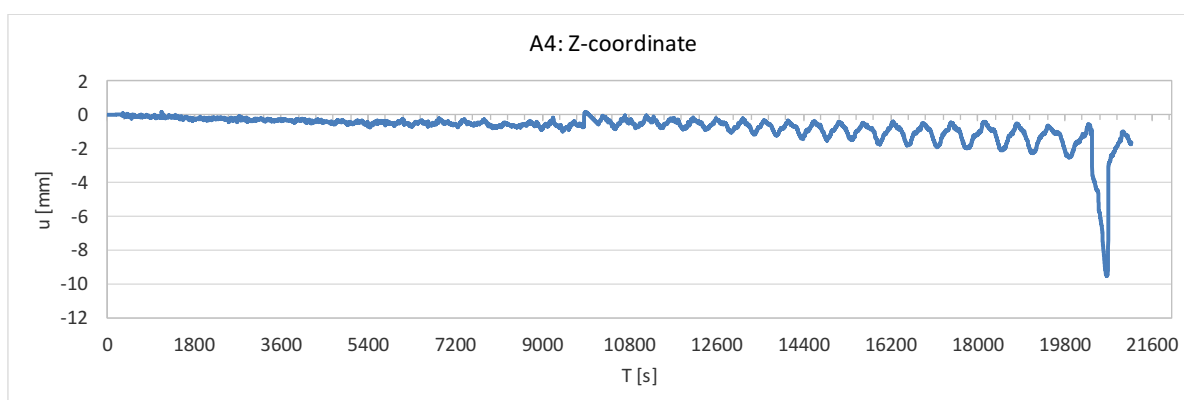
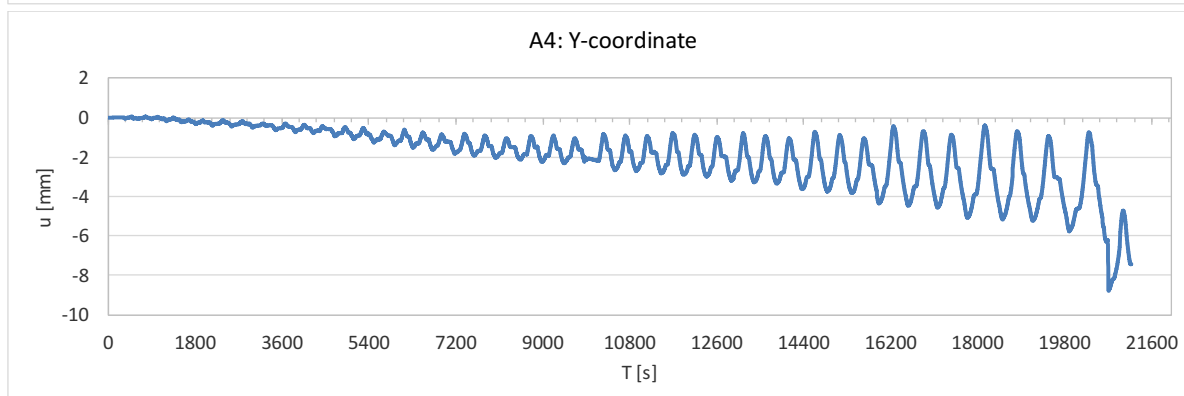
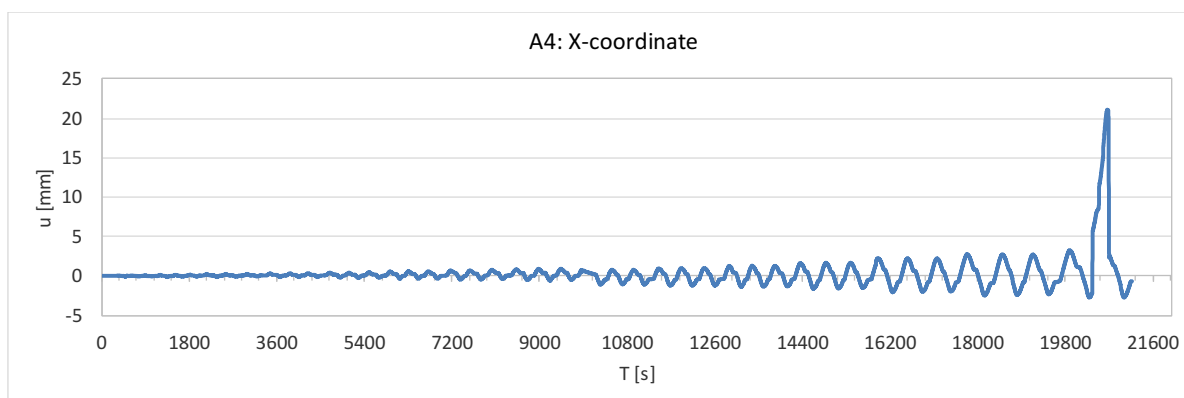
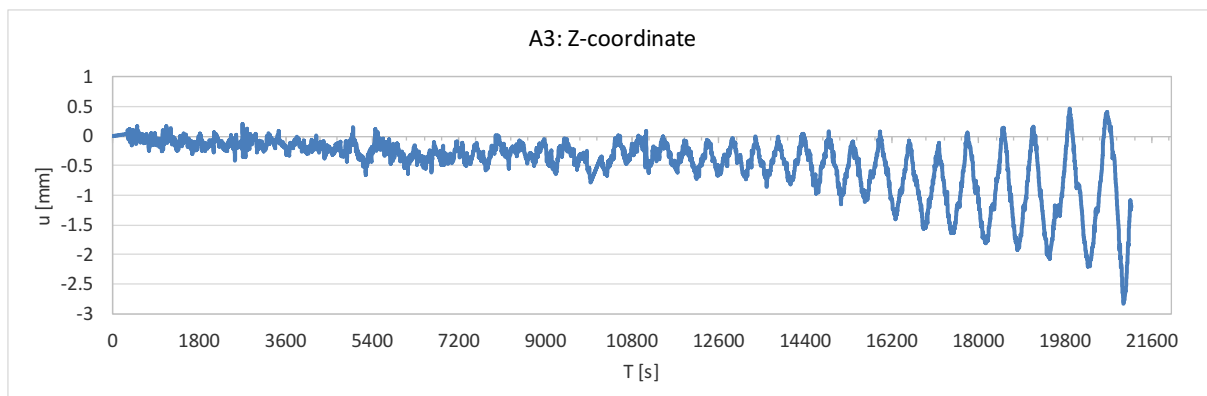
www.gom.com

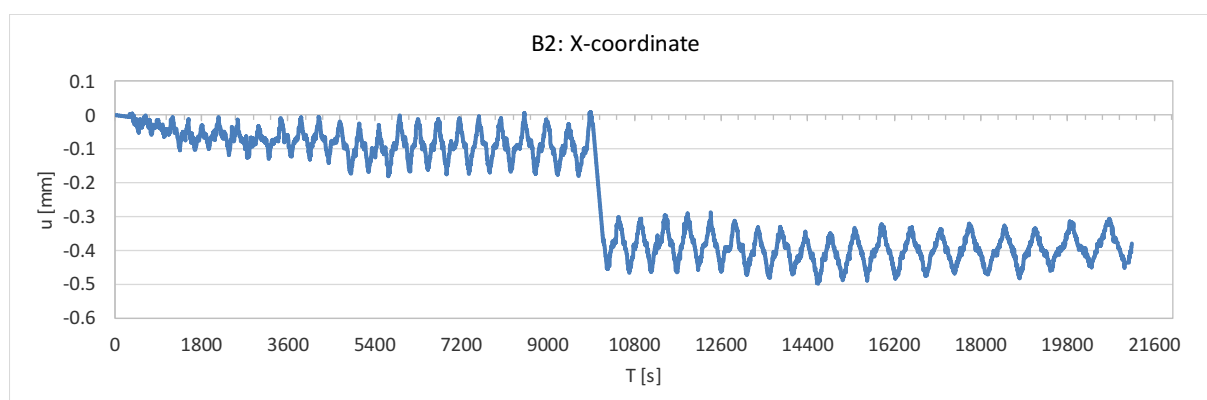
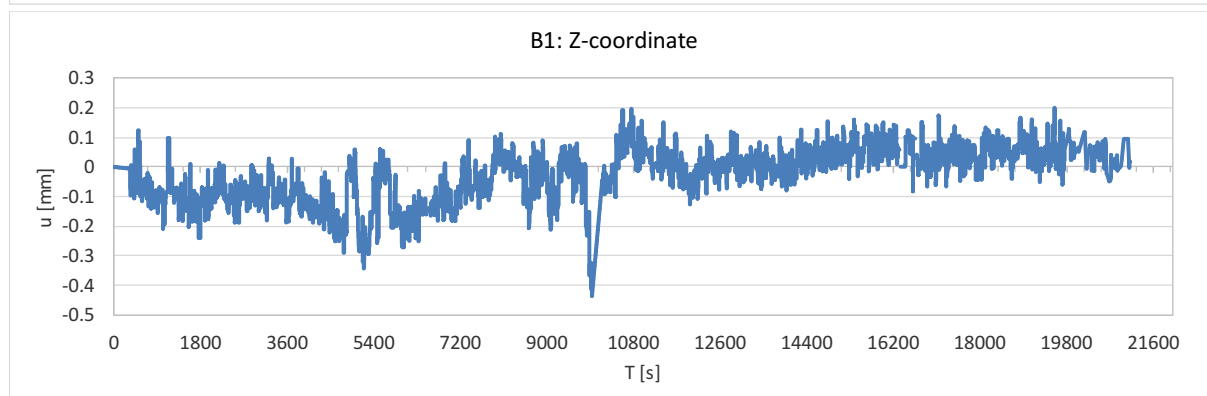
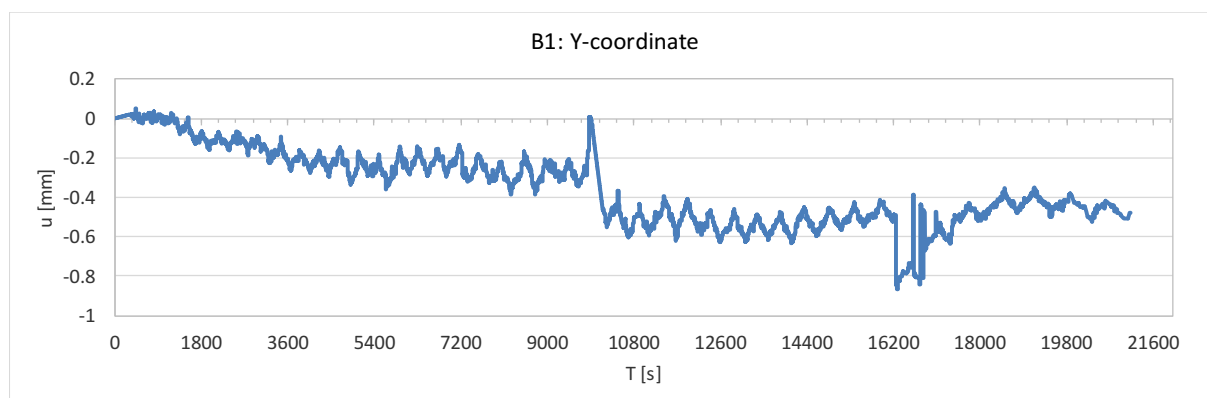
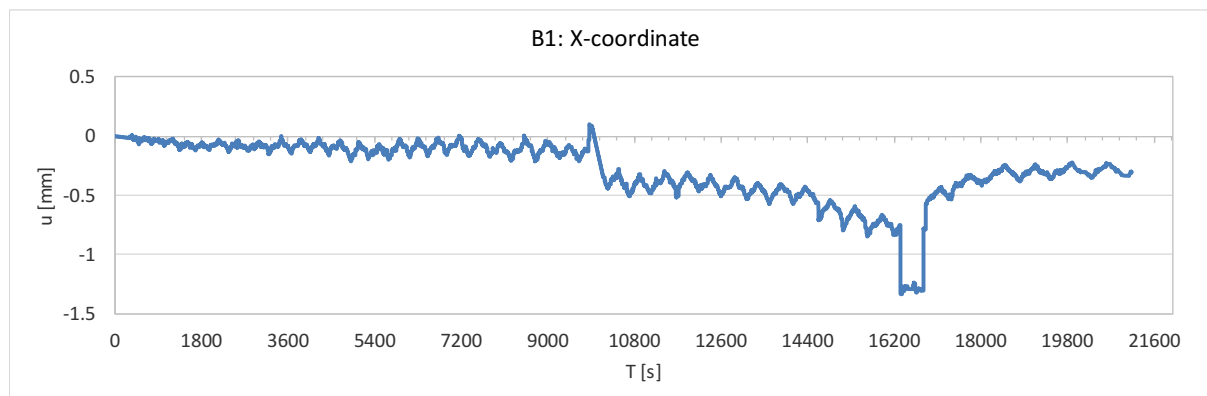
Slika B.8: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov opečnega zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez zidu – tip 1

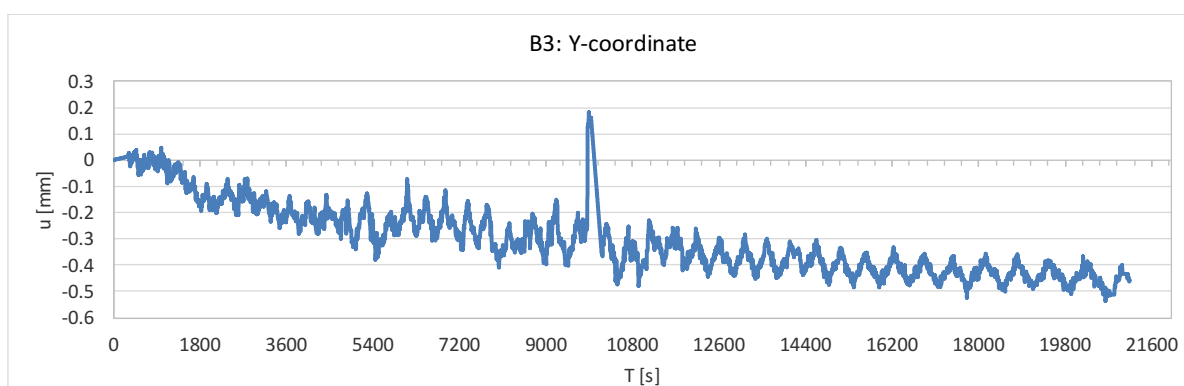
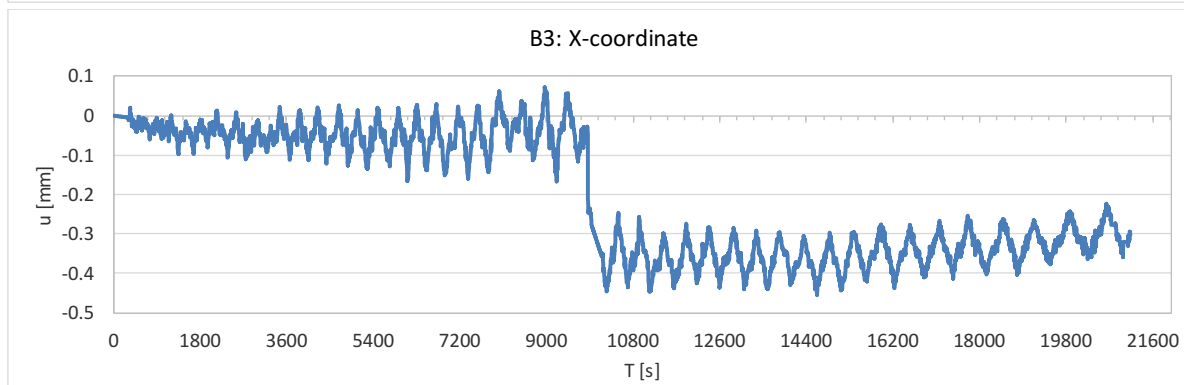
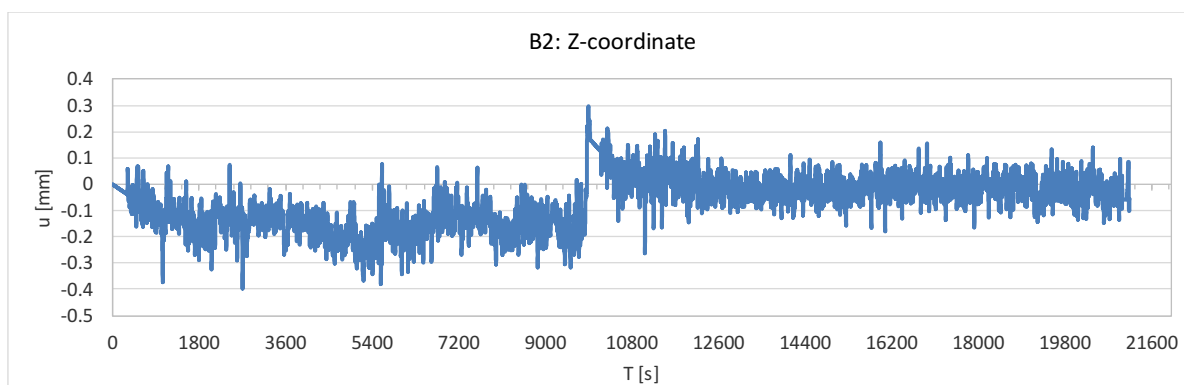
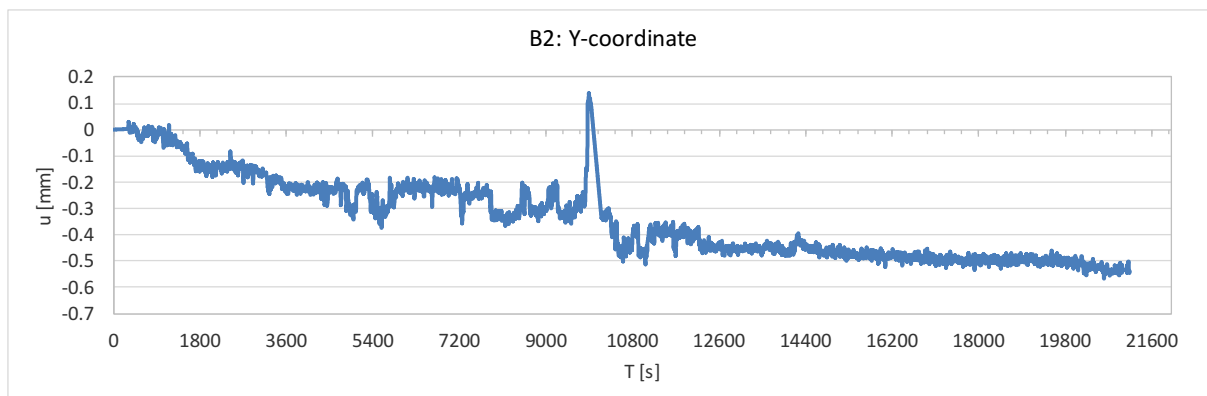
Figure B.8: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the concrete tie of the wall – type 2

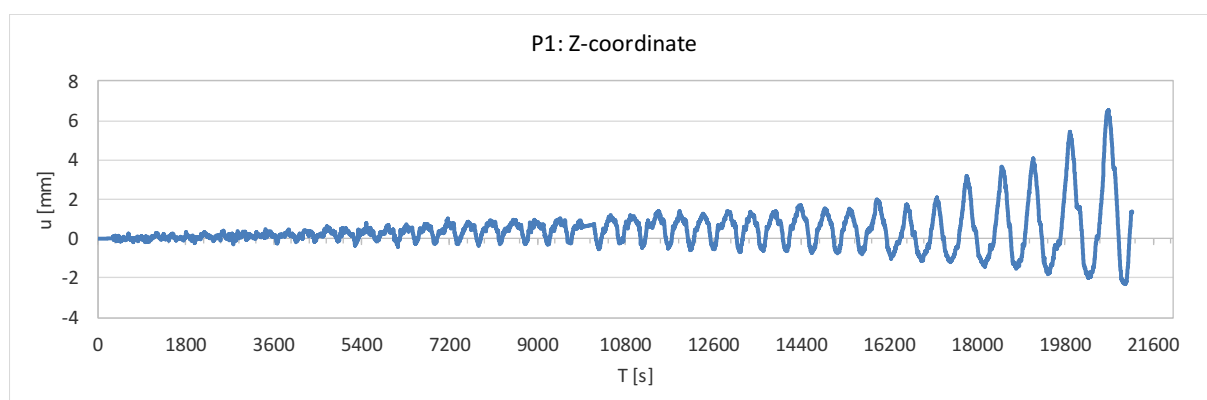
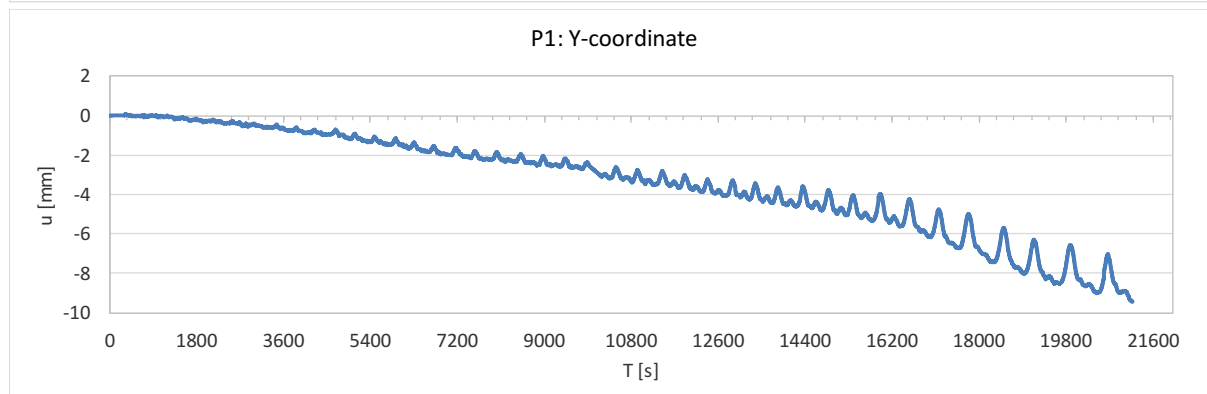
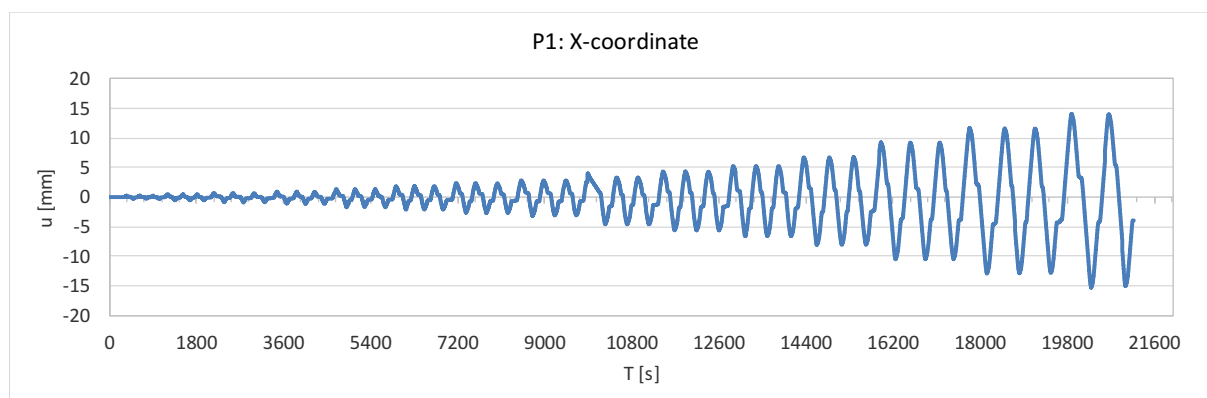
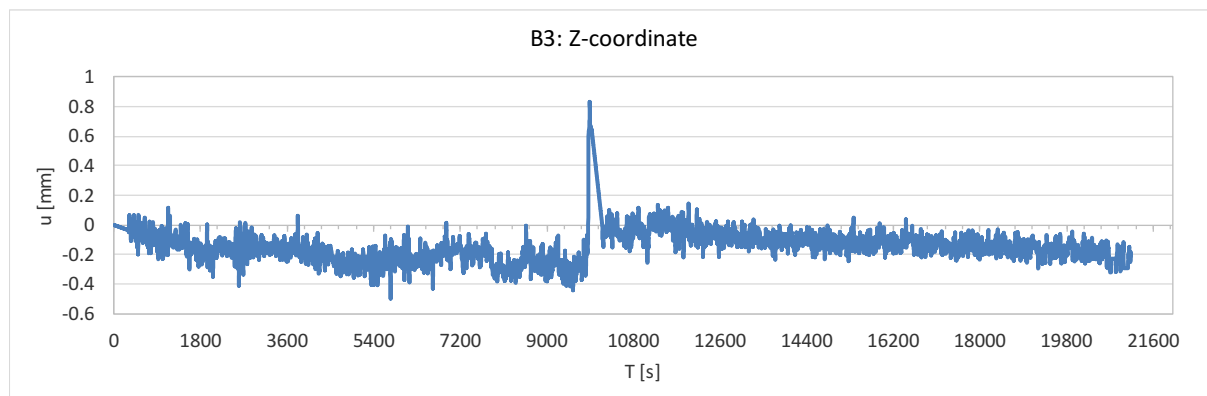


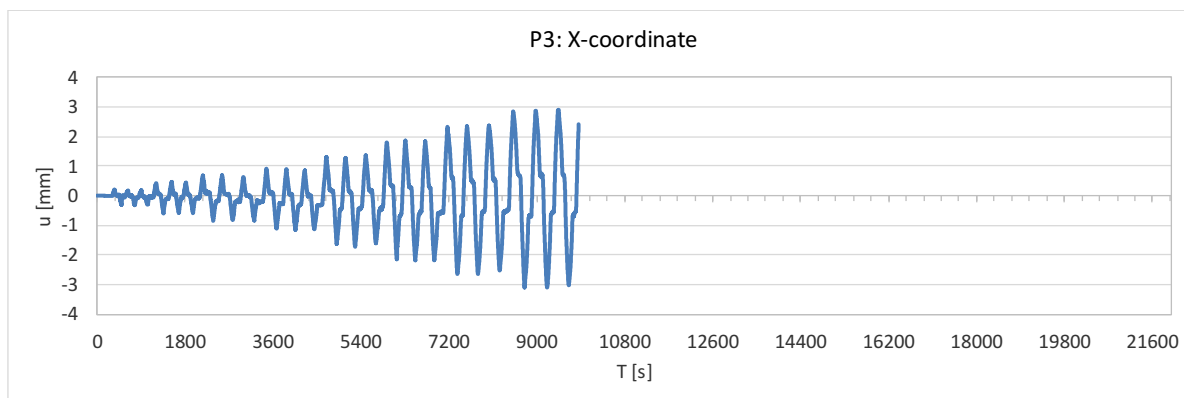
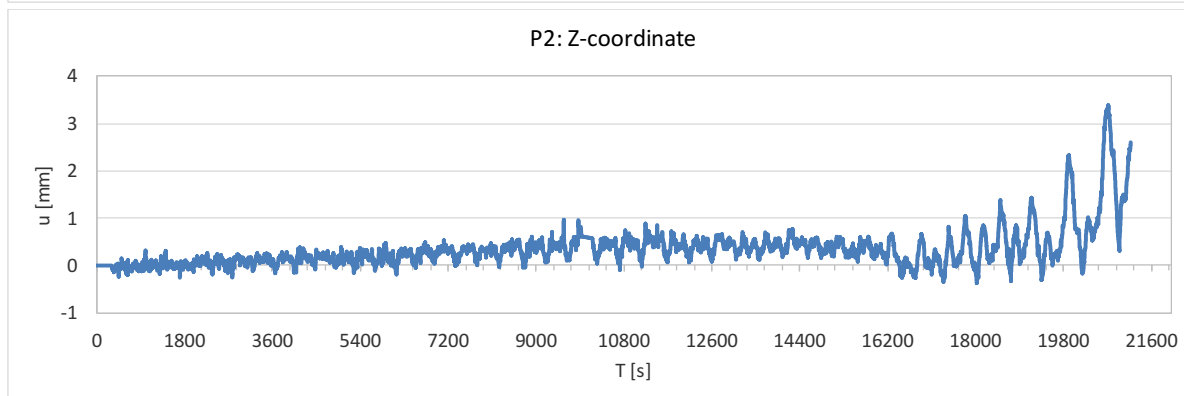
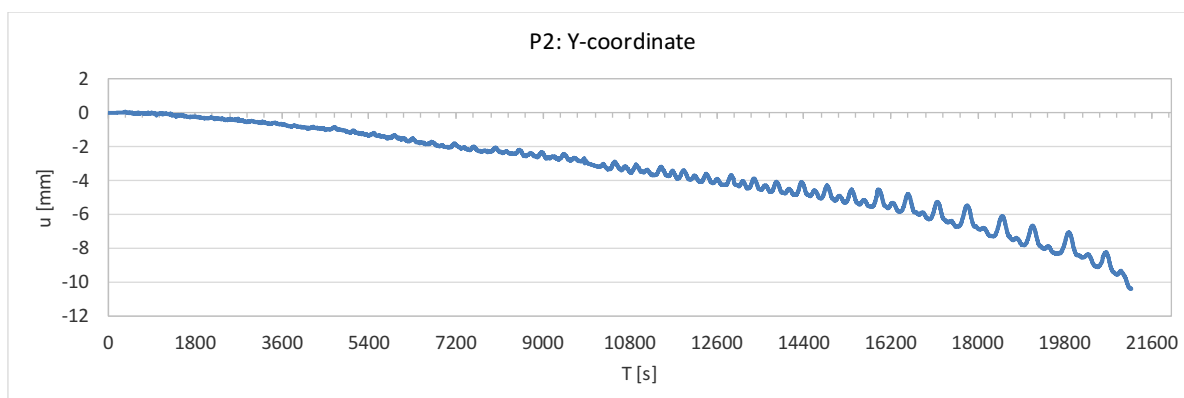
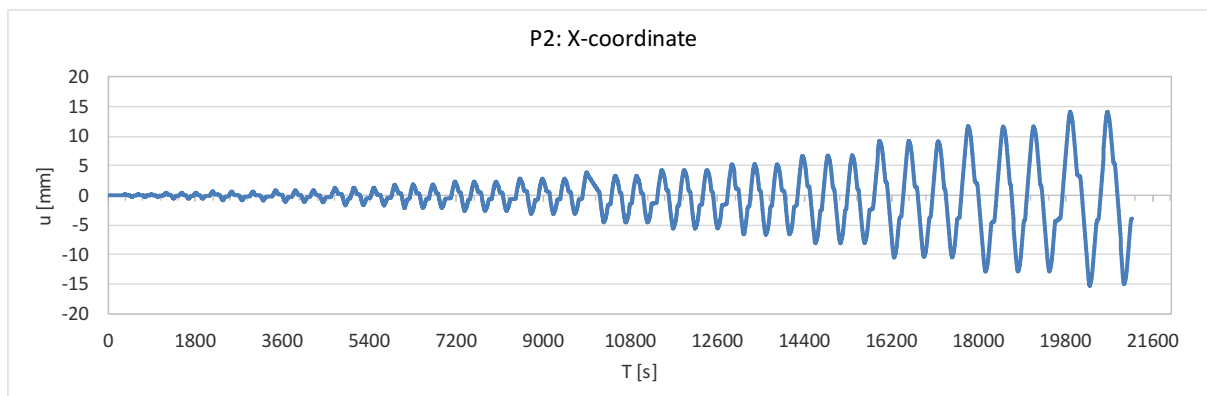


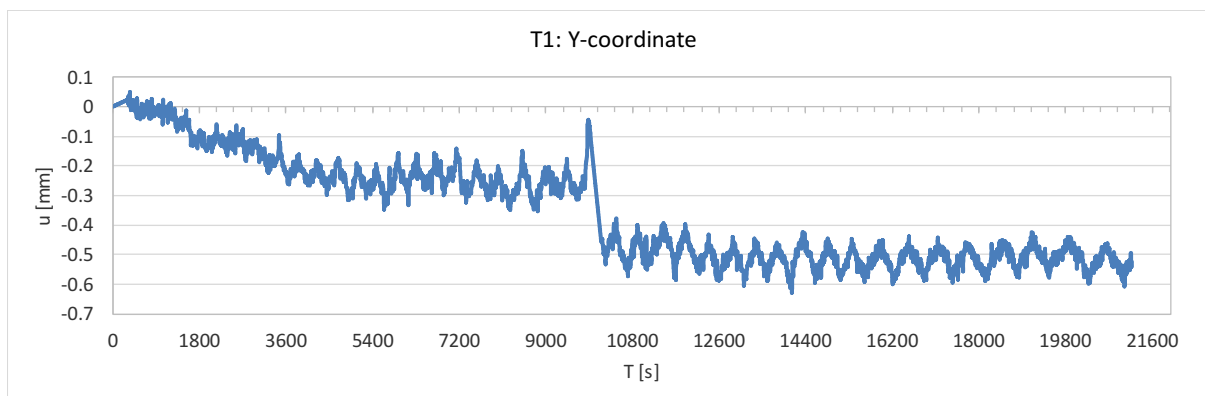
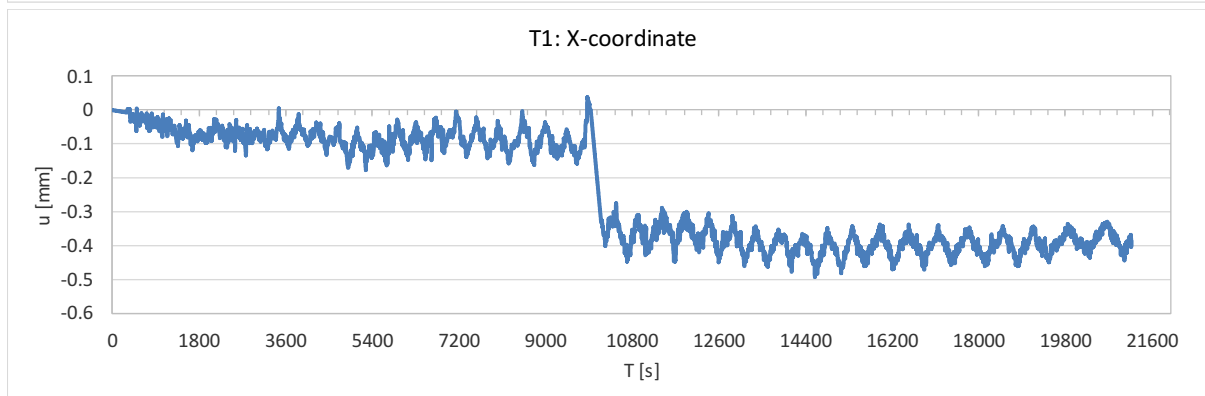
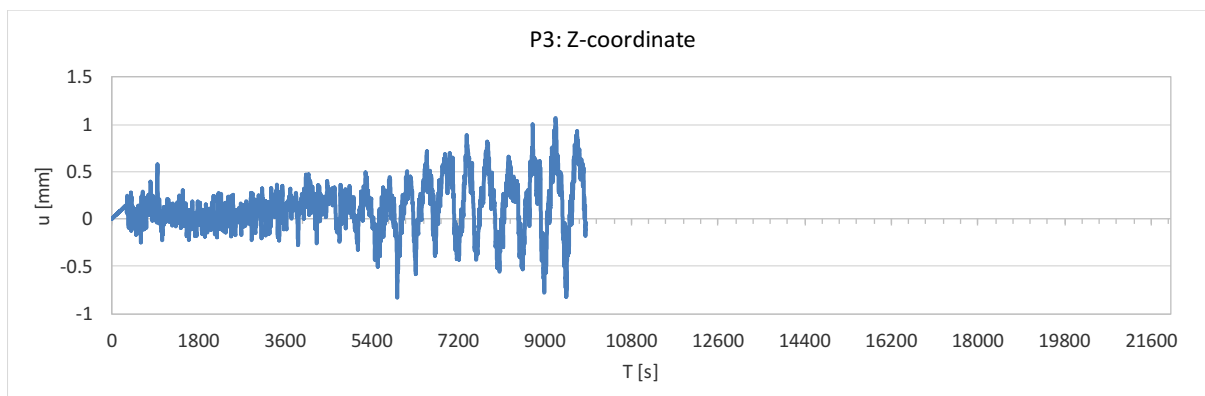
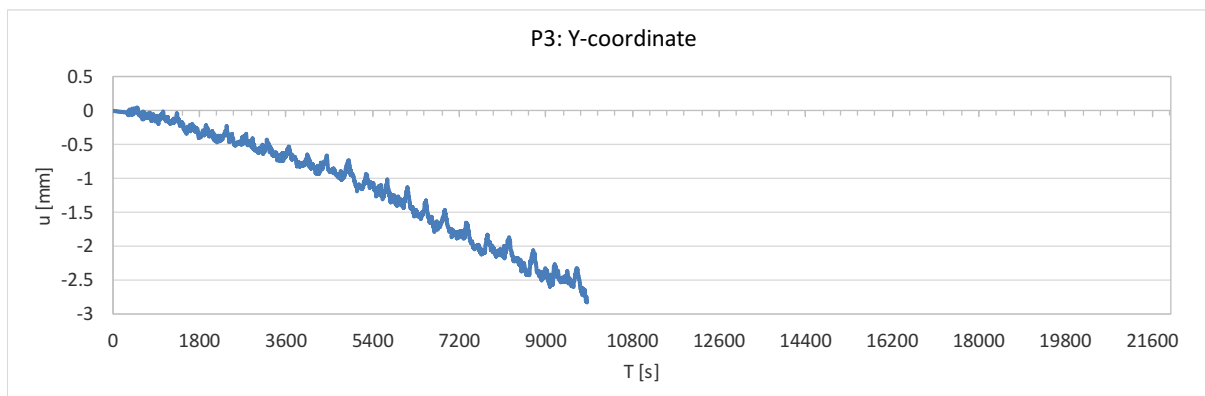


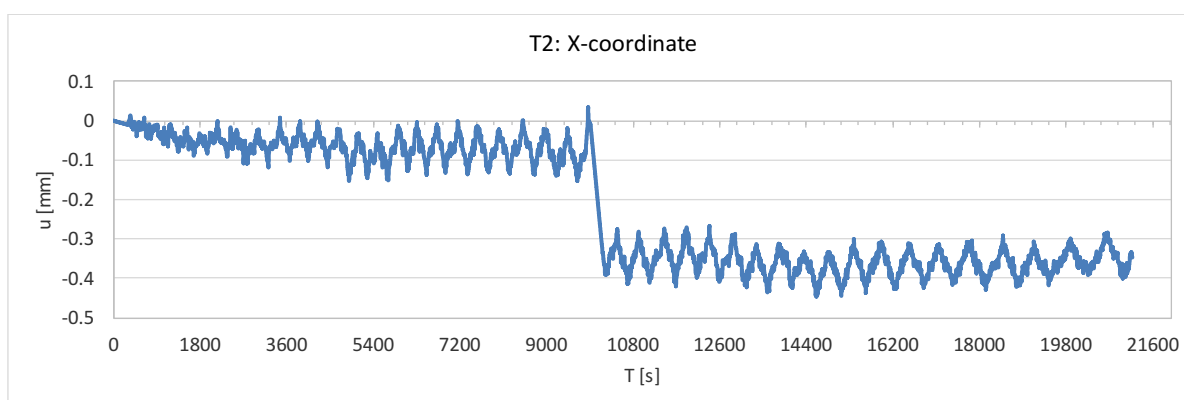
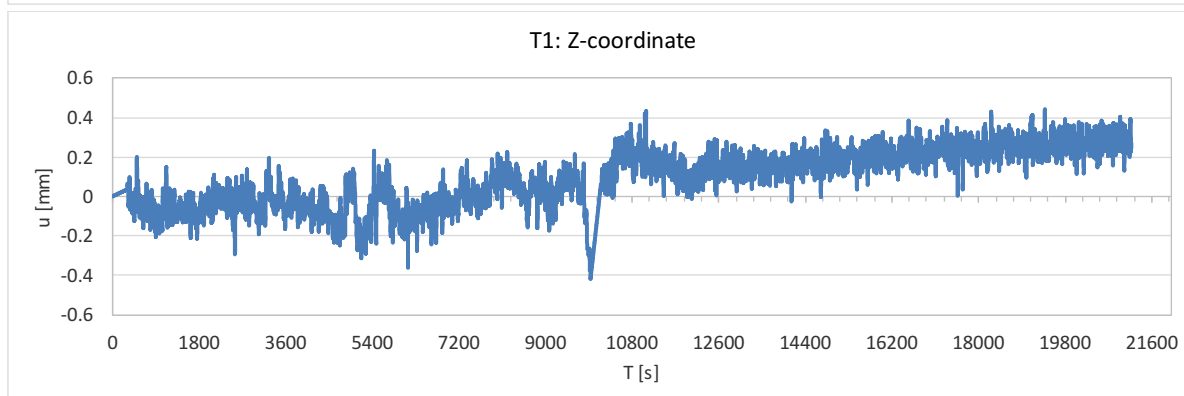
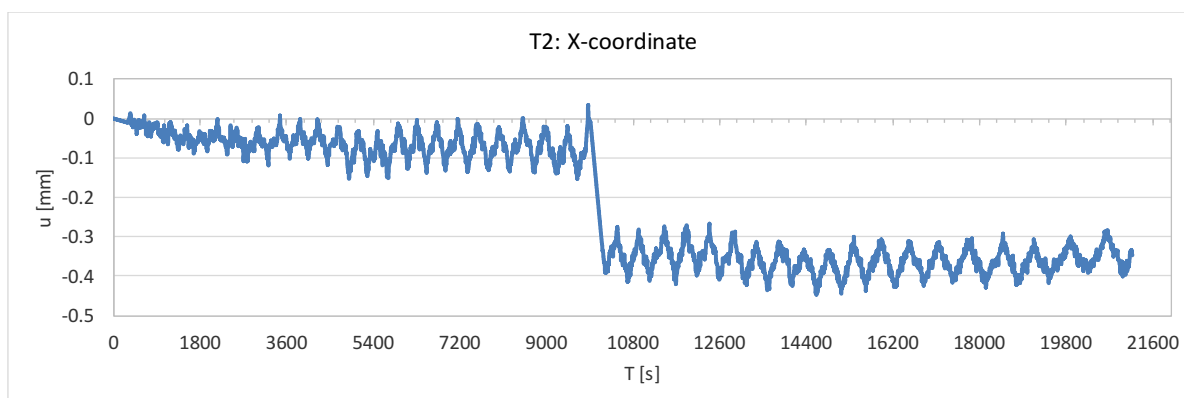
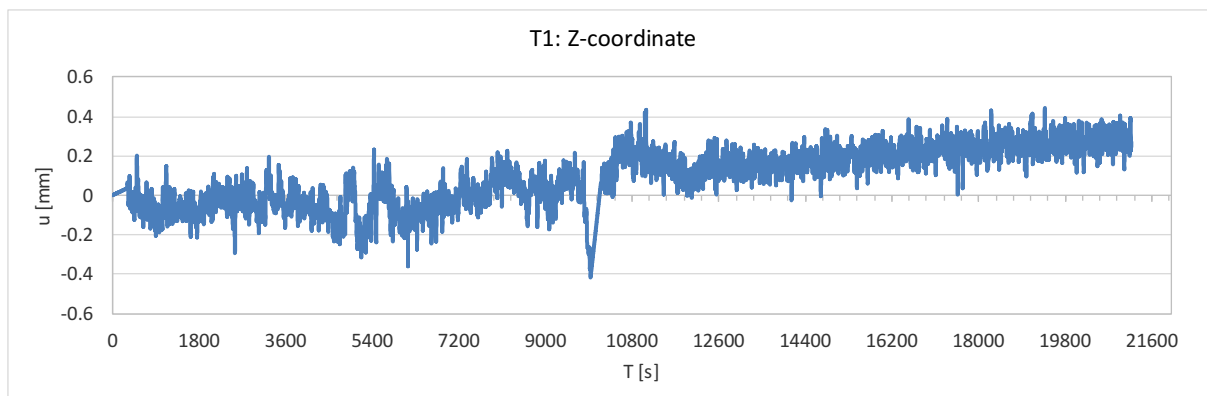


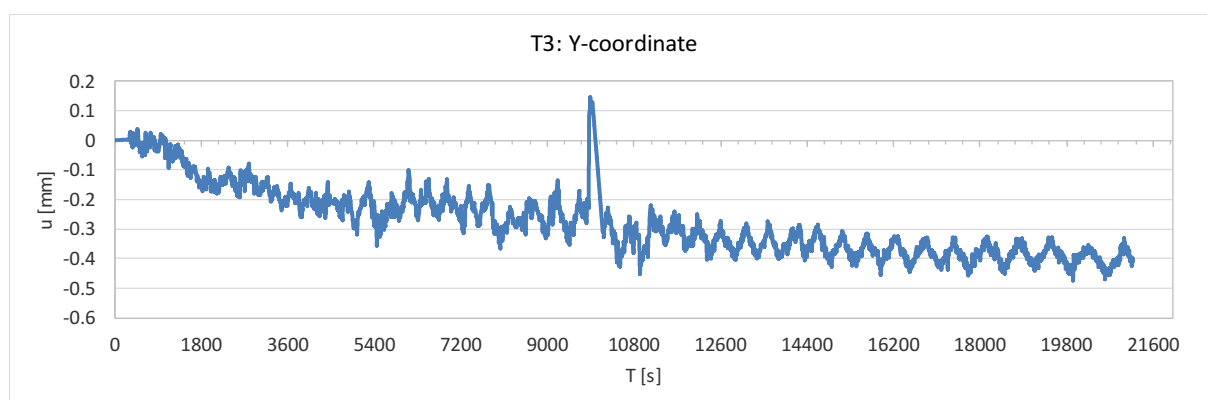
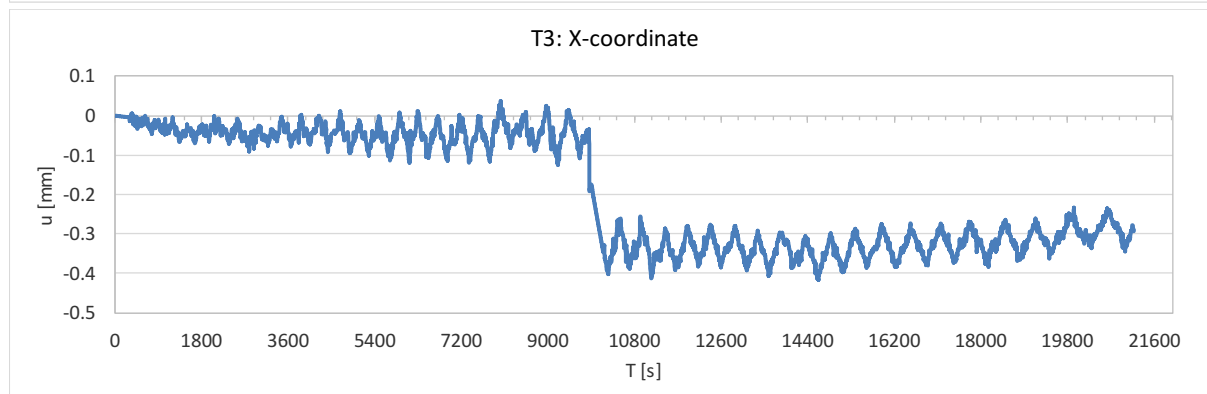
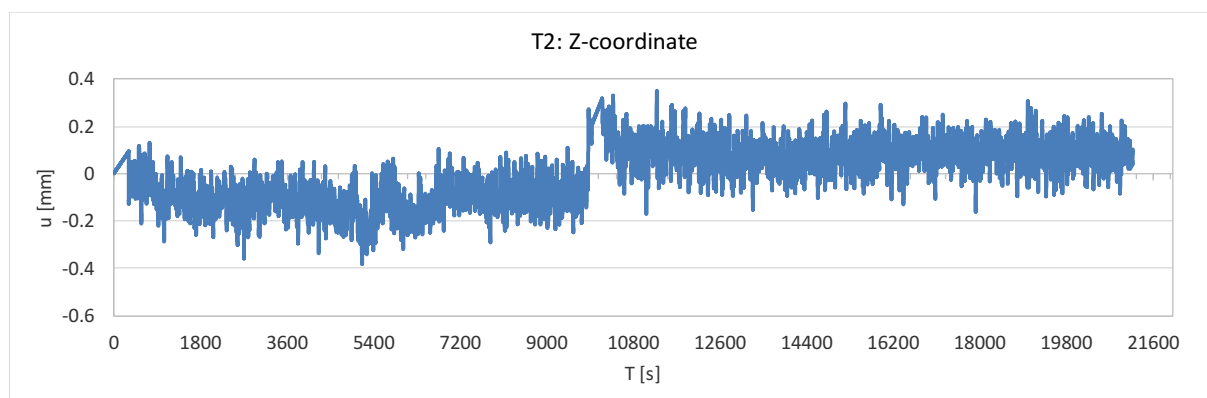
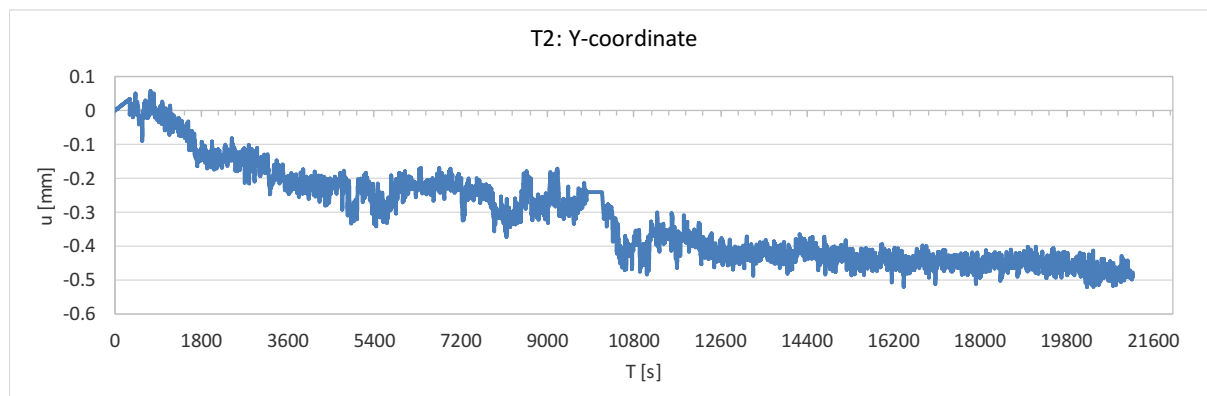


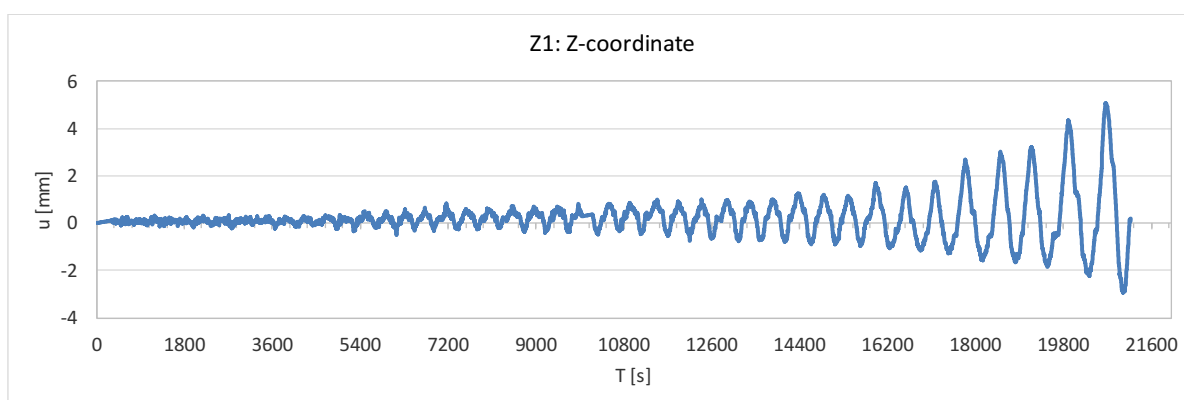
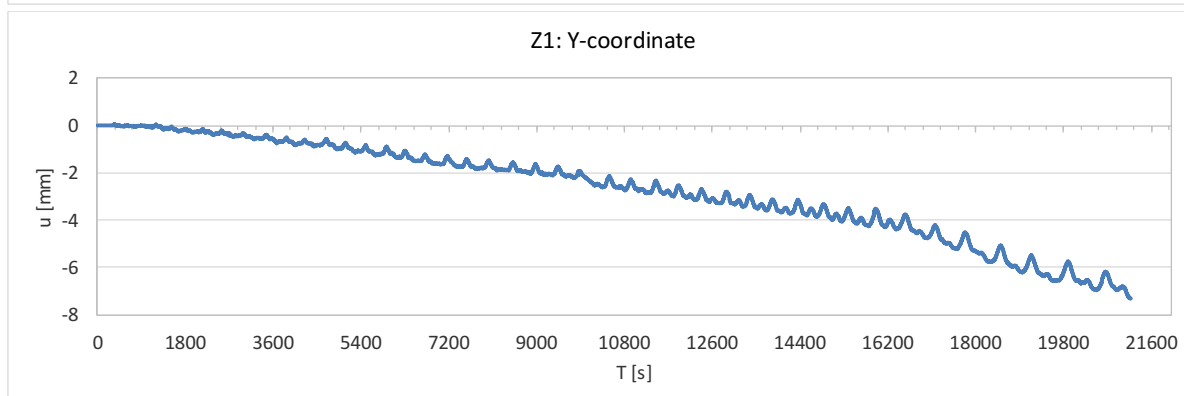
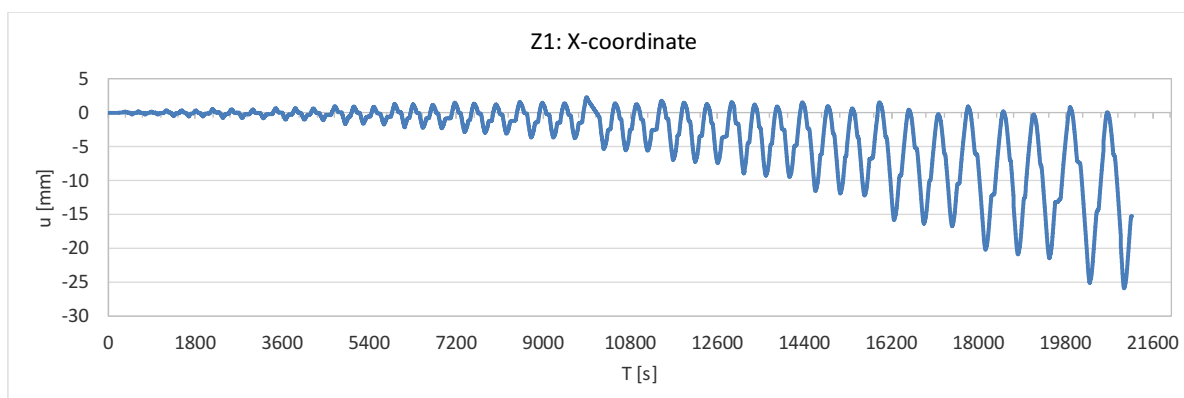
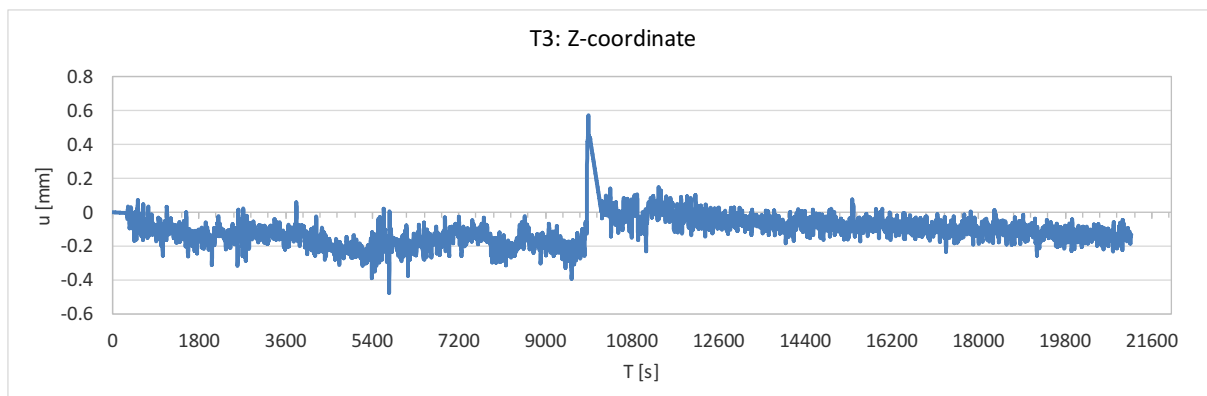


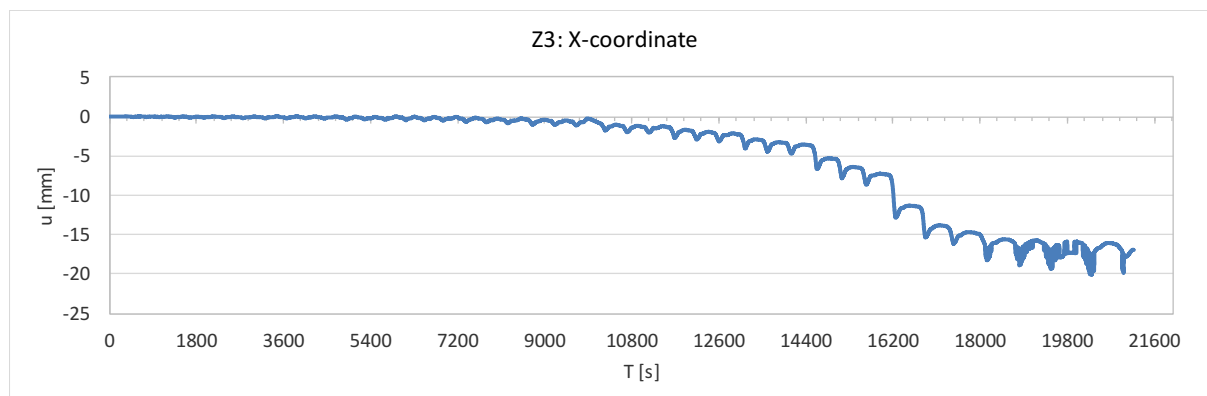
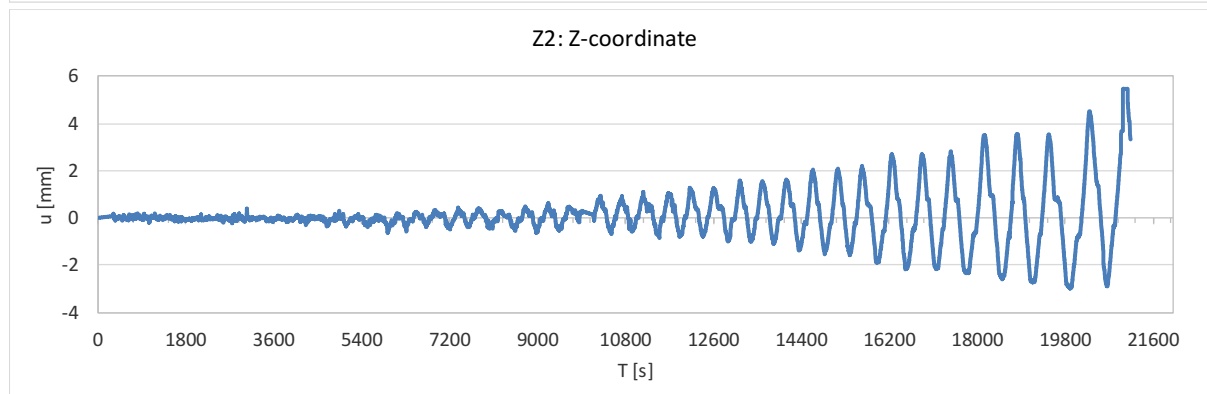
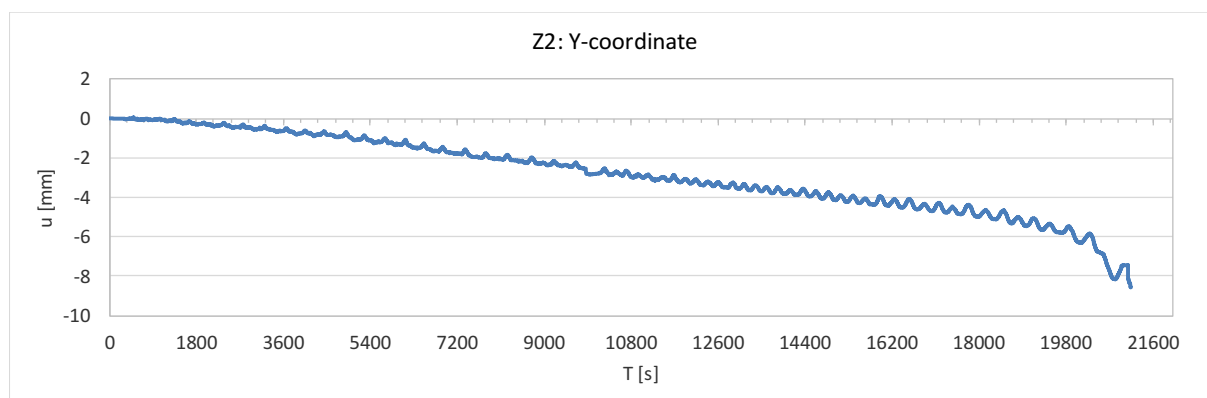
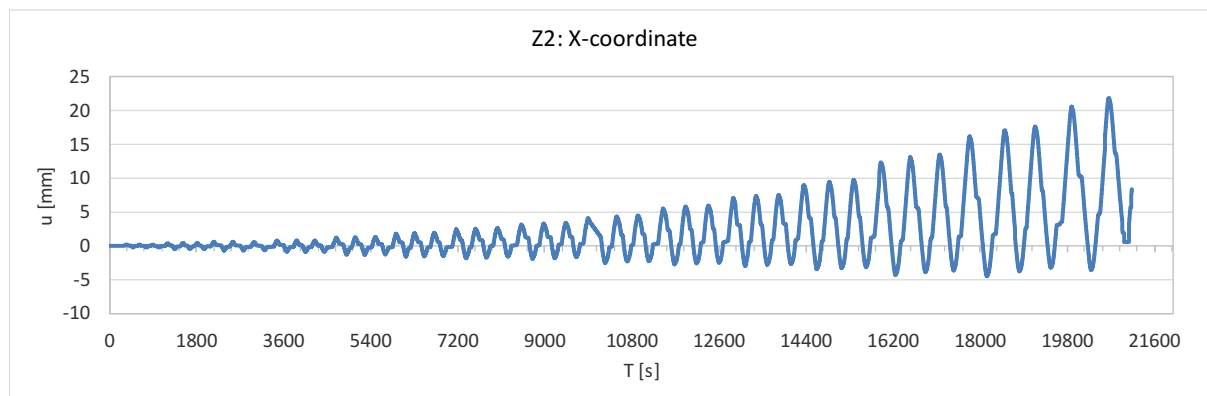


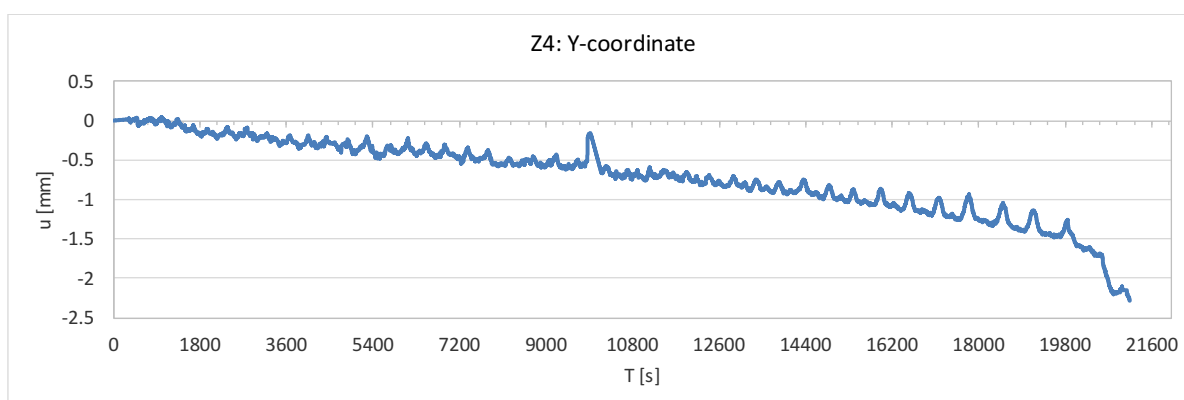
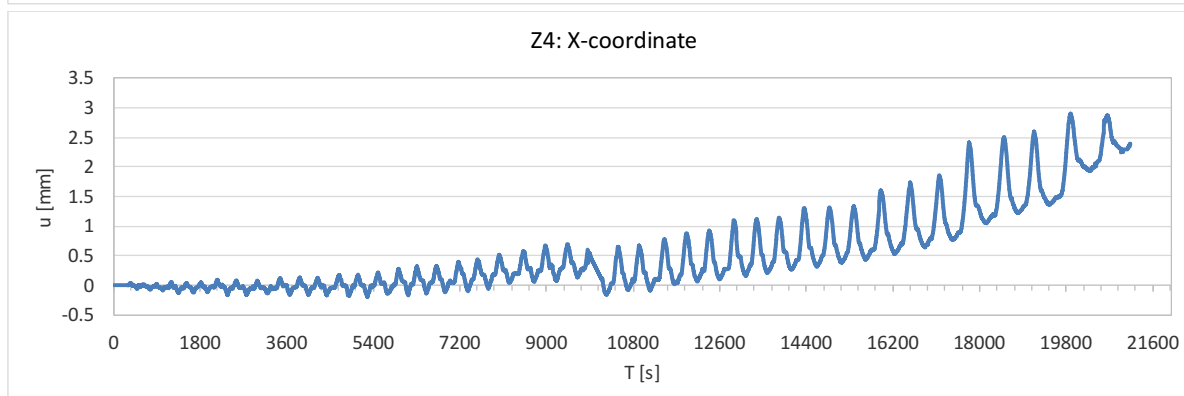
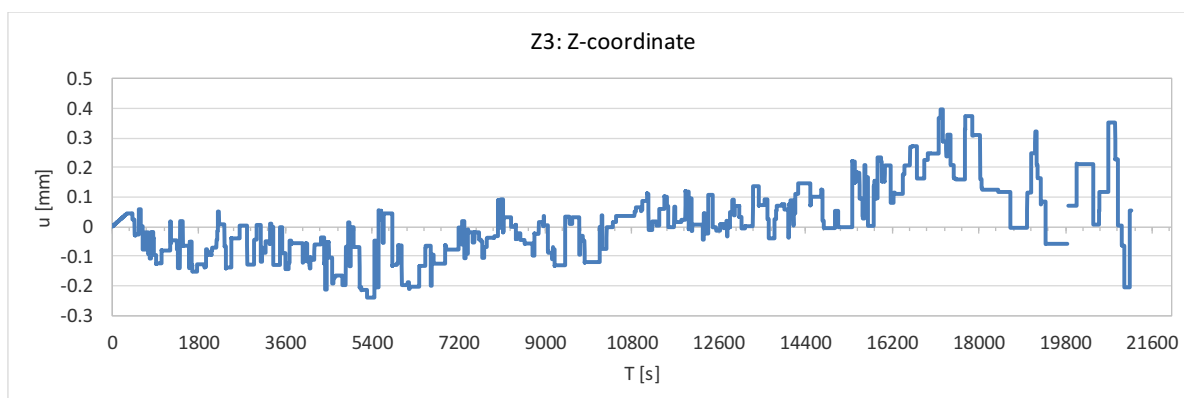
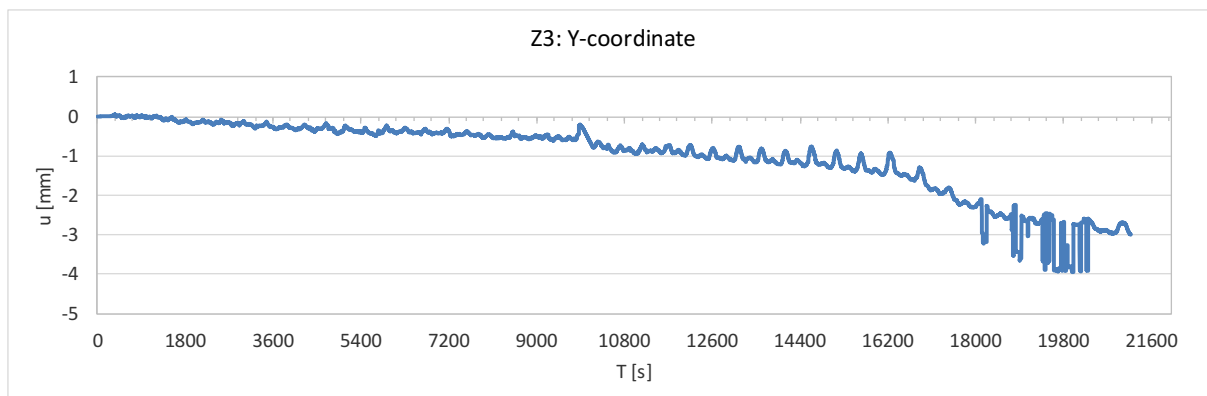


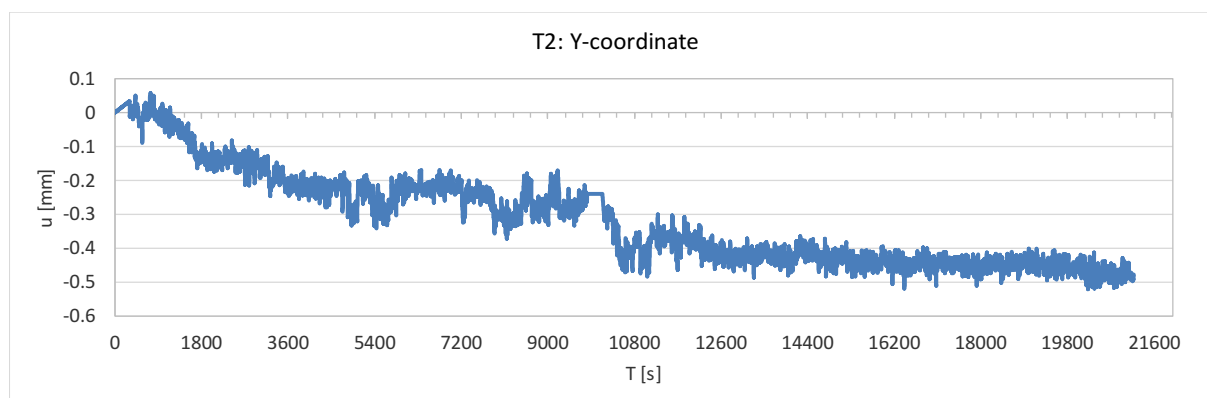
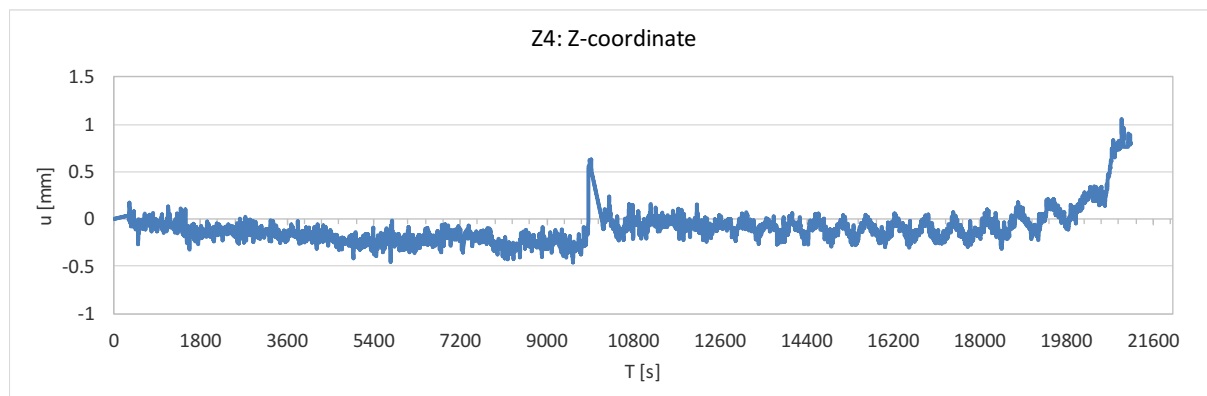








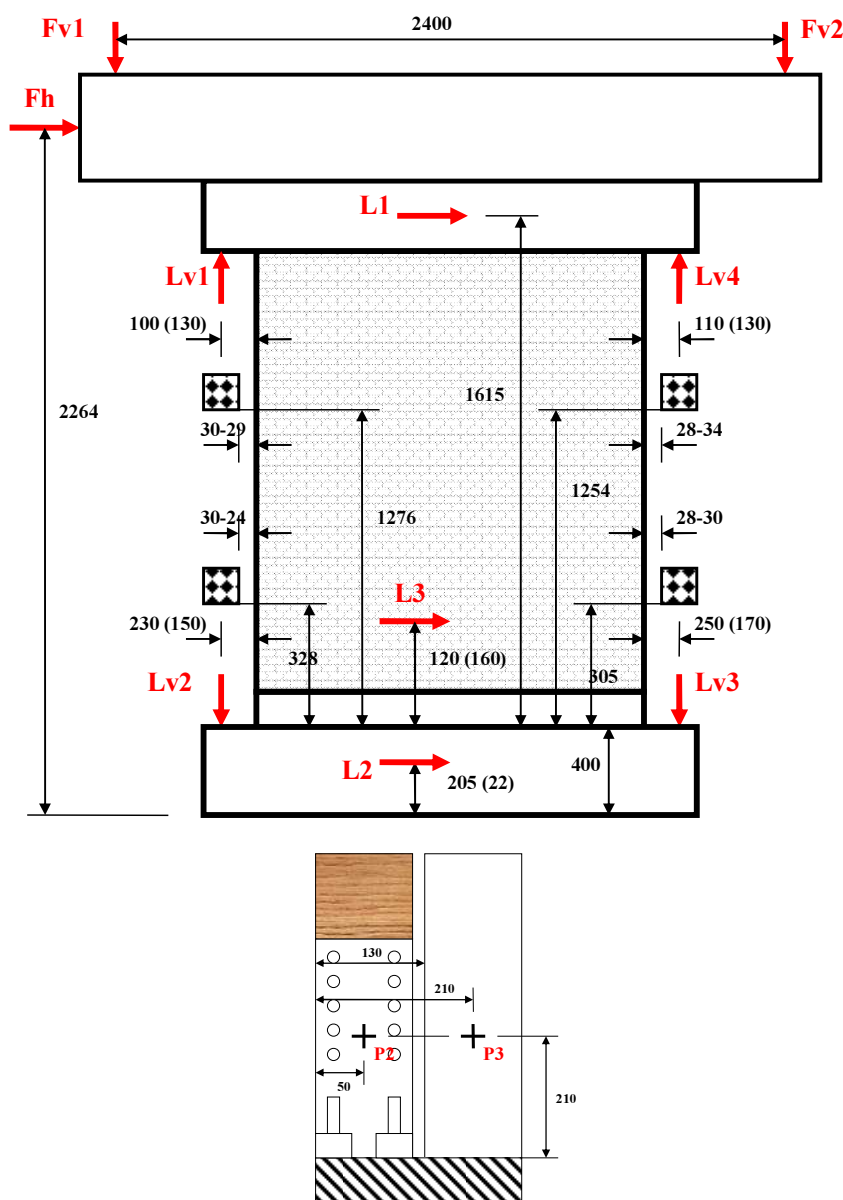




B.5 Meritve opečnega zidu utrjenega s križno lepljeno leseno ploščo privijačeno v betonsko vez opečnega zidu – tip 2

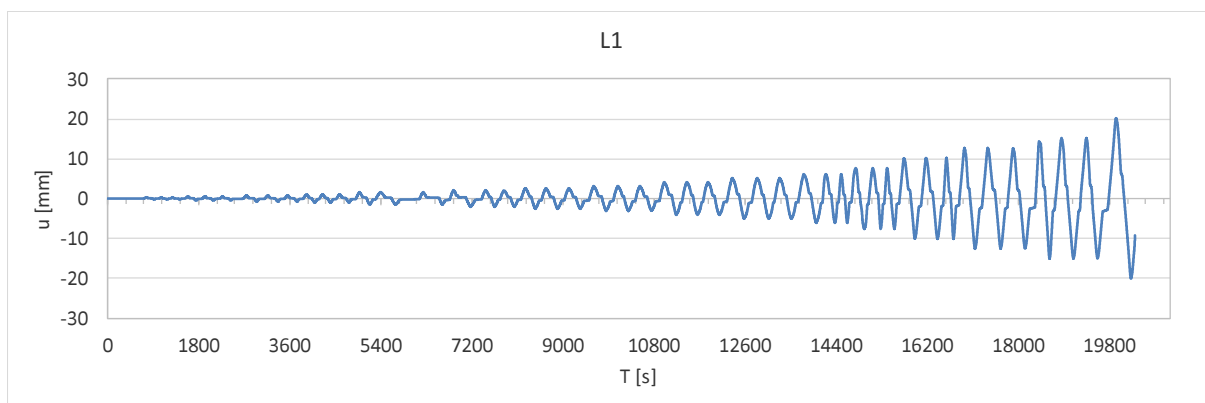
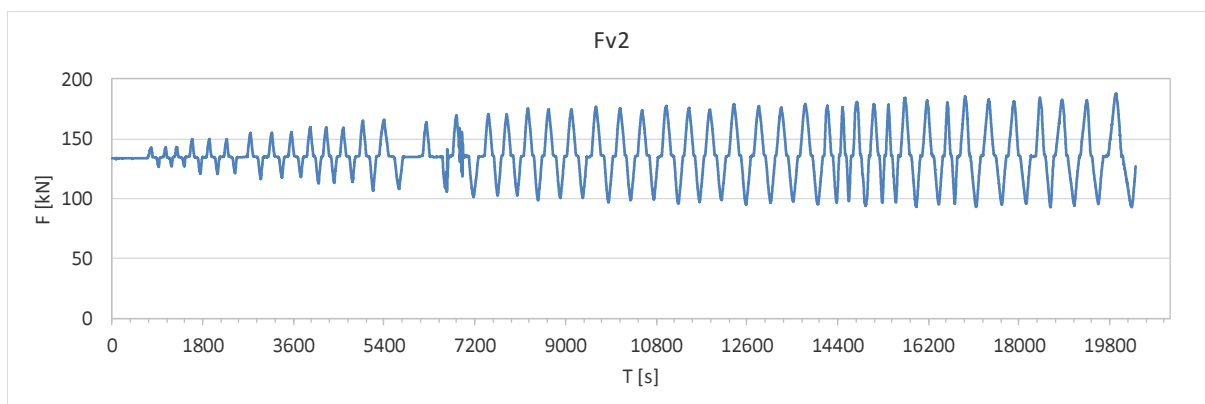
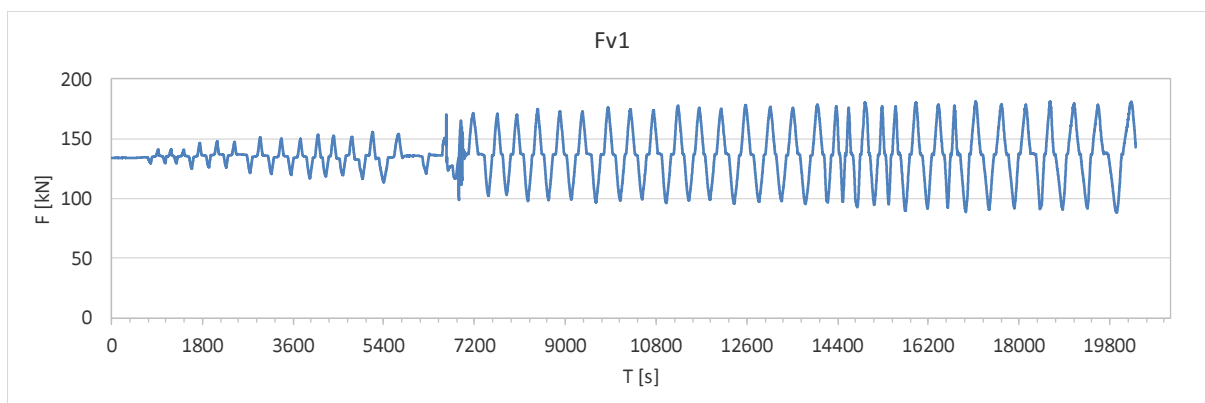
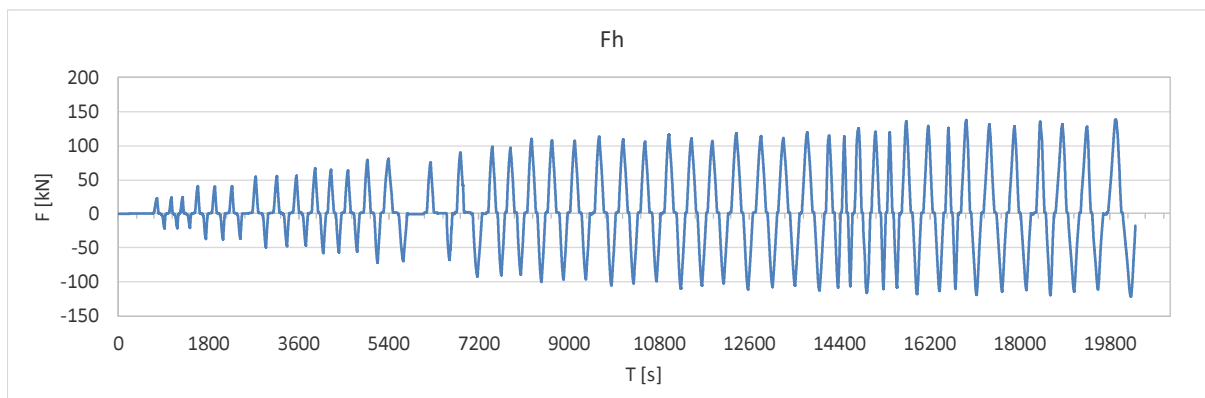
Oznaka: L12037/7/5
Datum preiskave: 14. 05. 2012
F_v skupna = 300 kN (Raznos = 32 kN) $\rightarrow F_{v1} = F_{v2} = 134$ kN (skupaj 268 kN)

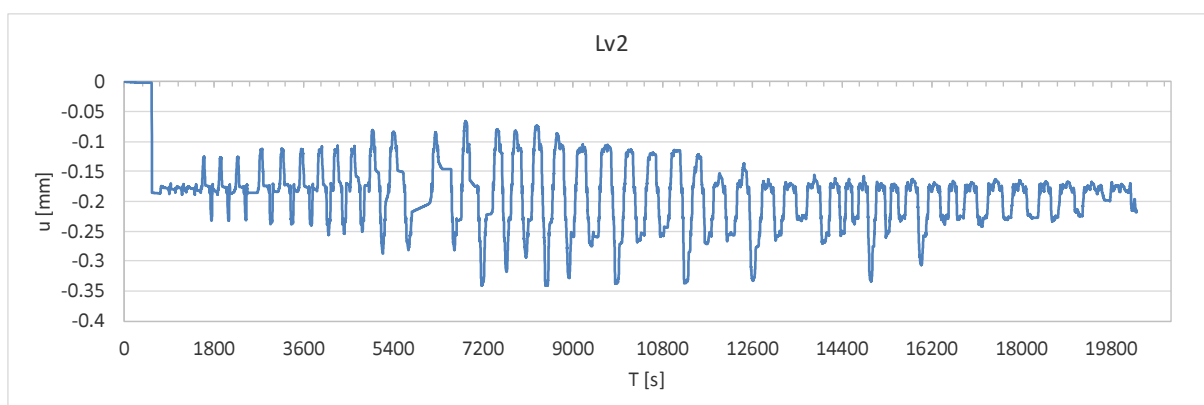
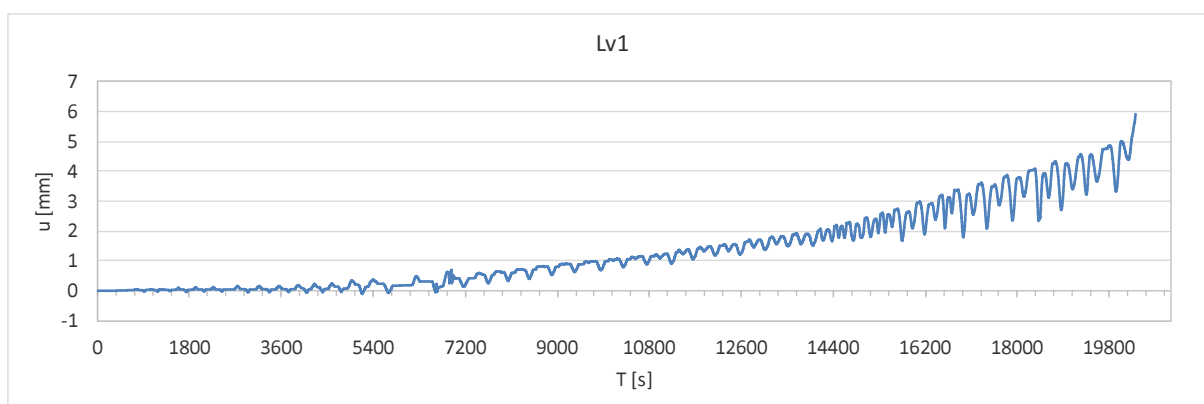
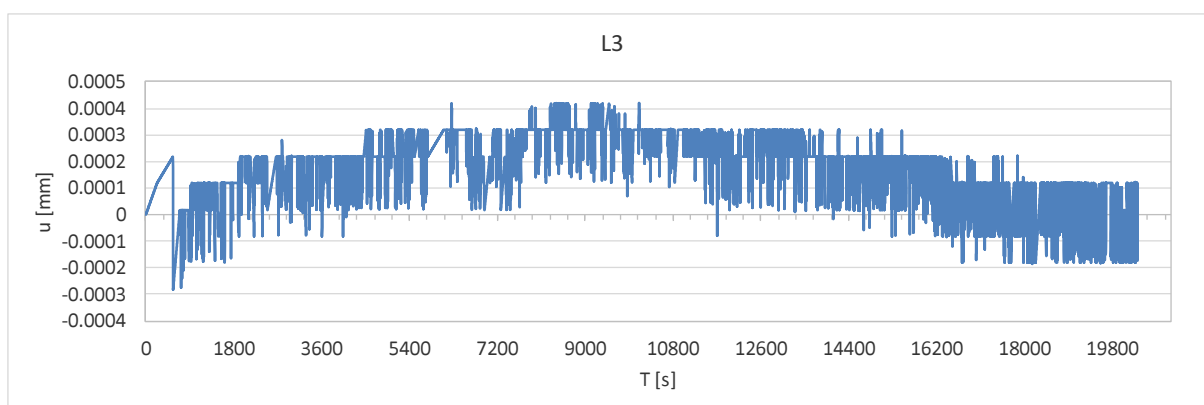
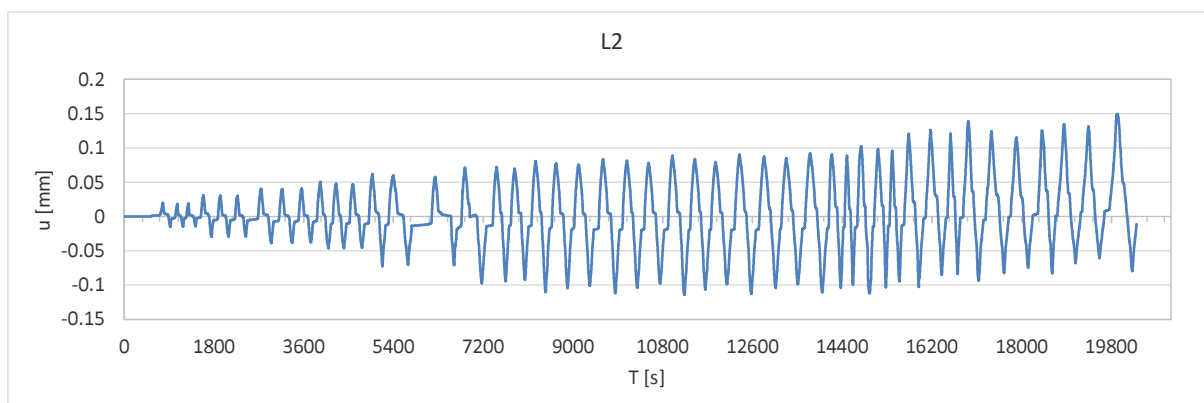
Na naslednji sliki podajamo pozicije induktivnih merilcev deformacij, ki smo jih spremljali med potekom testa.

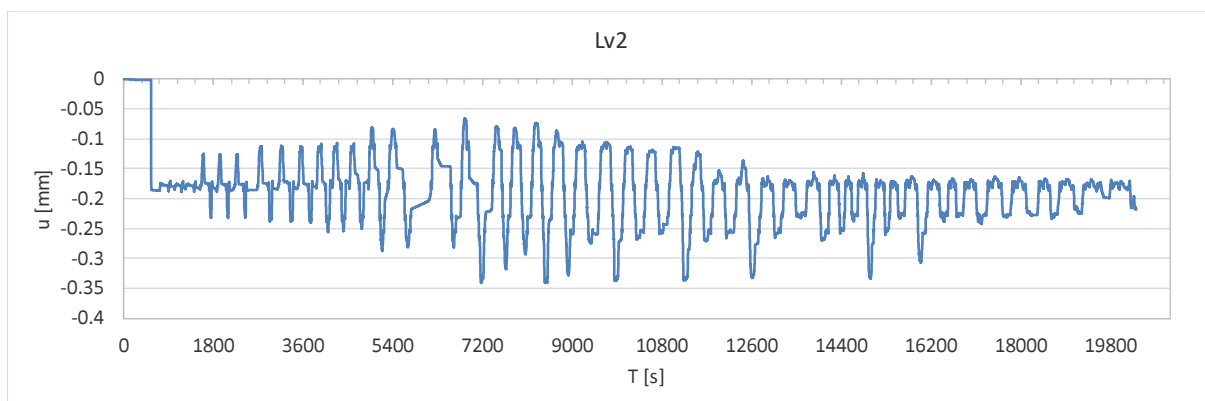
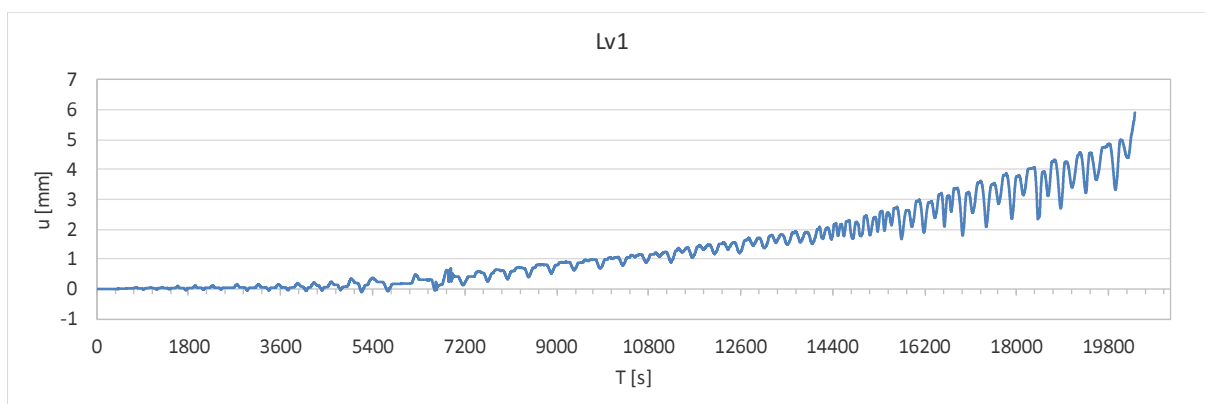
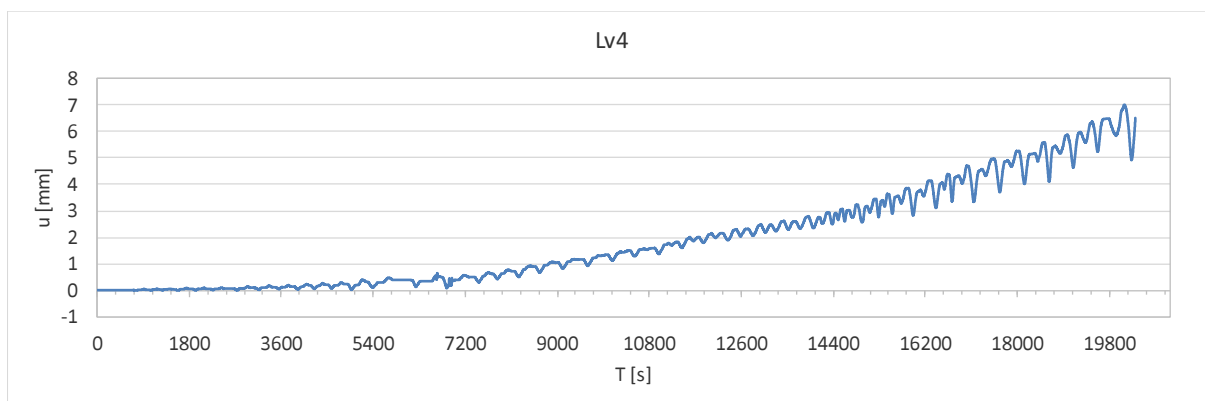
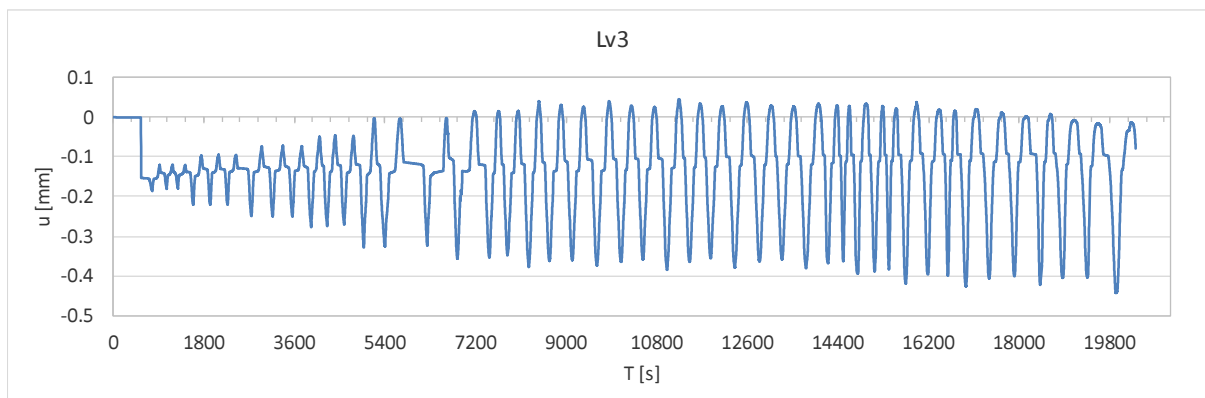


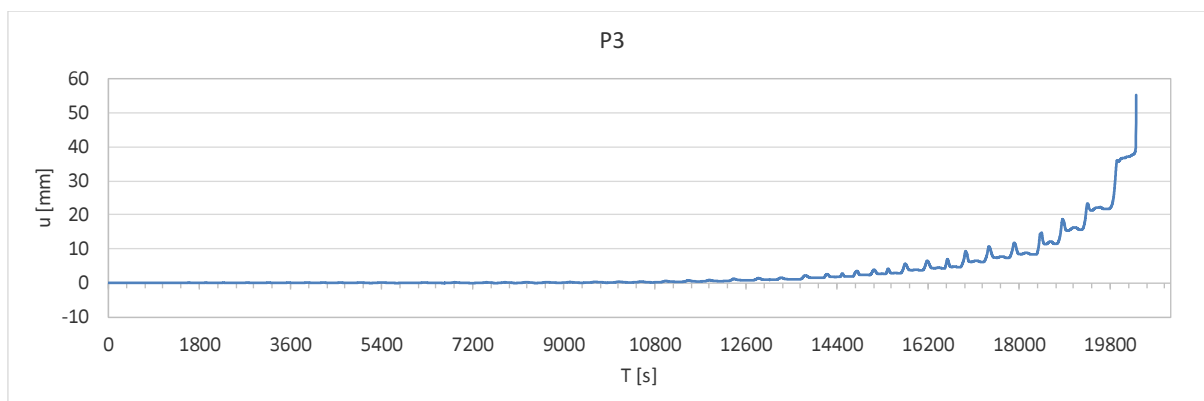
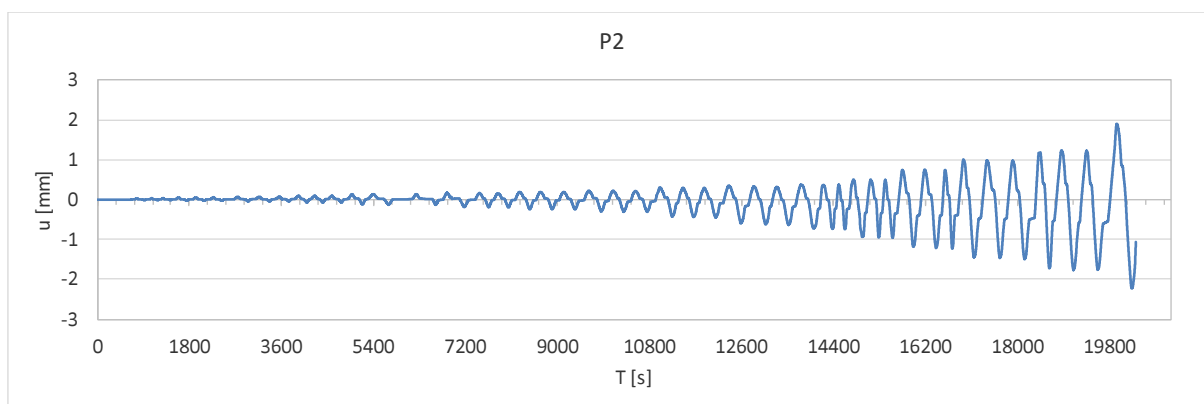
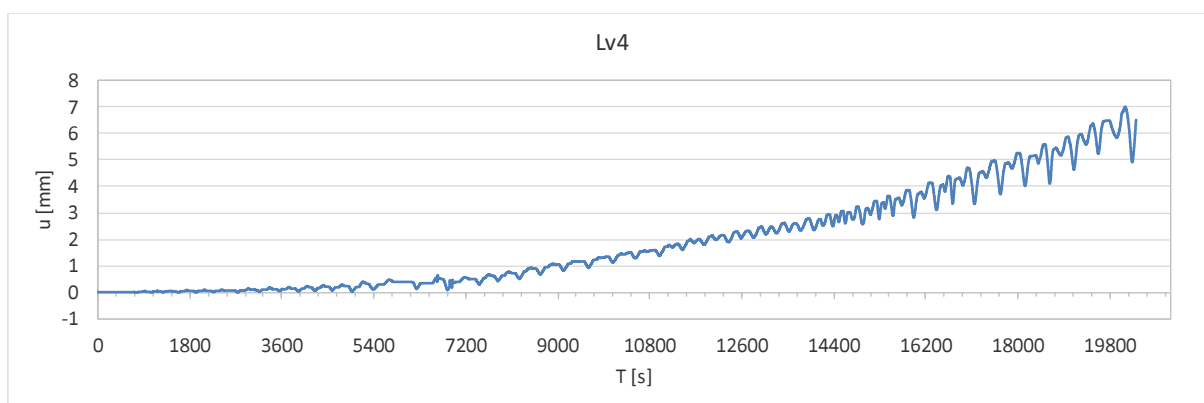
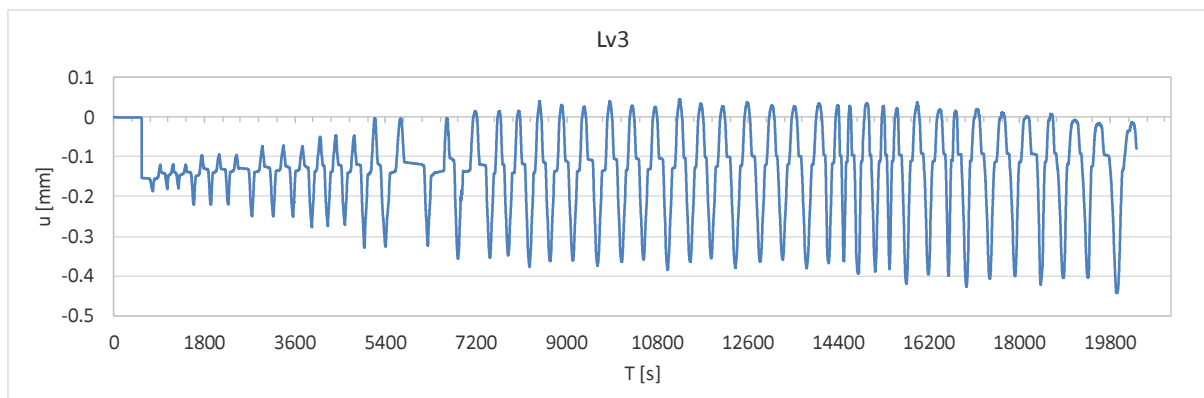
Slika B.9: Pozicije induktivnih merilcev pomikov in vnosa sil za zid z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez zidu – tip 2

Figure B.9: Positions of induction displacement meters and force introduction for the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the concrete tie of the wall – type 2

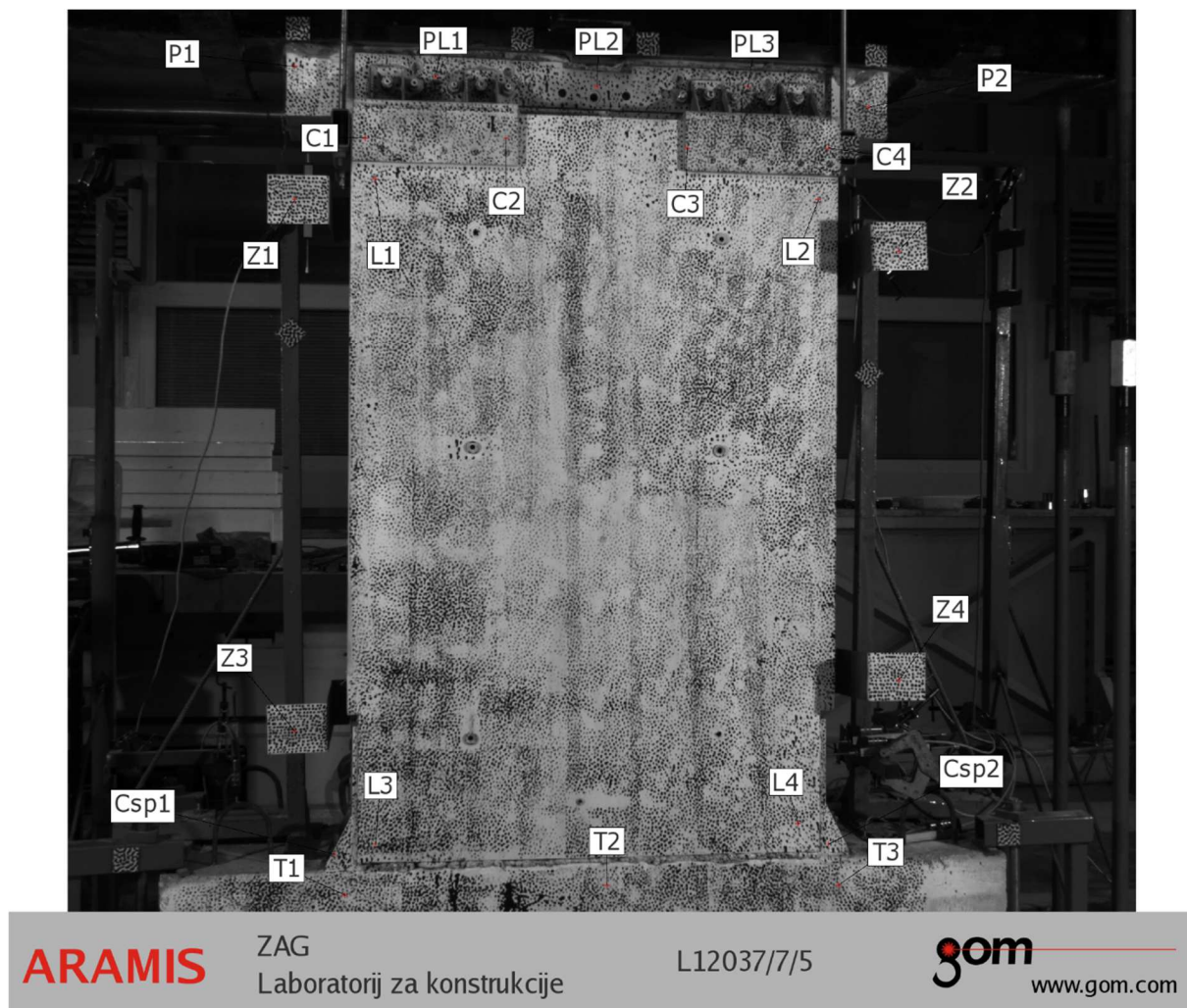






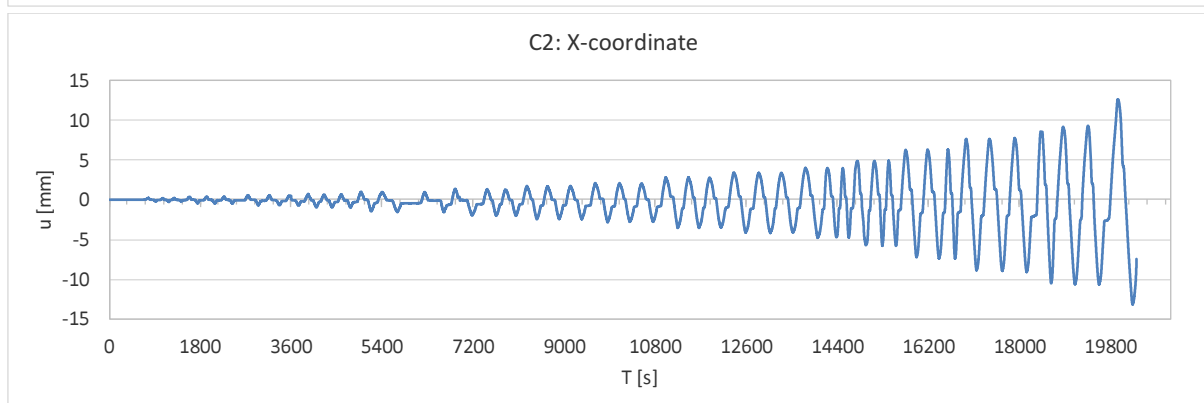
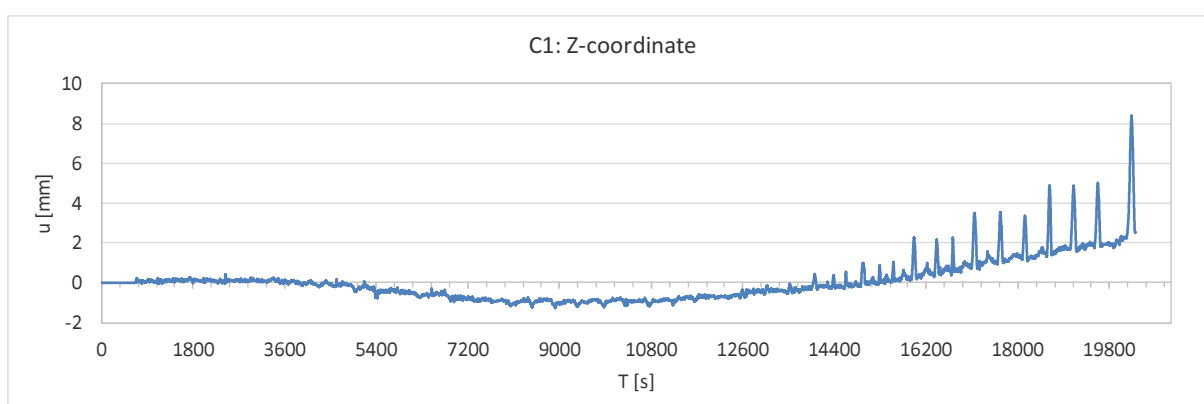
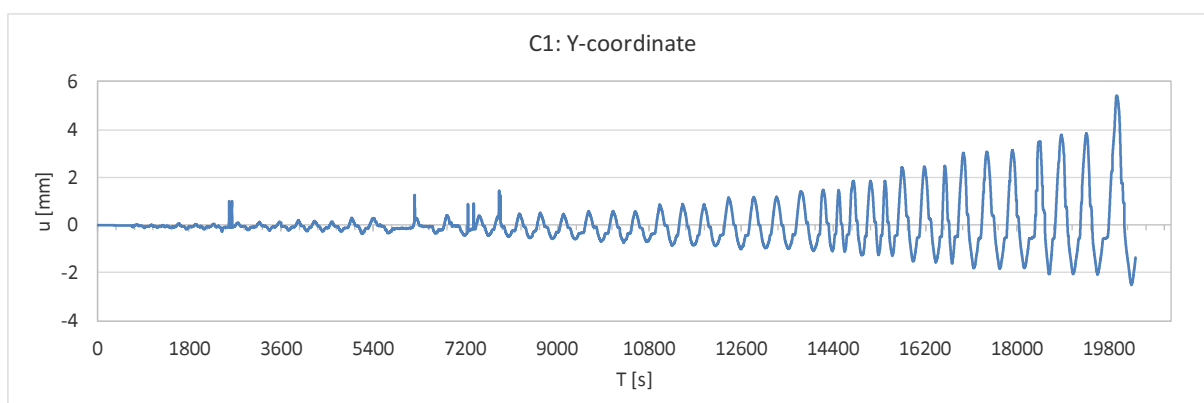
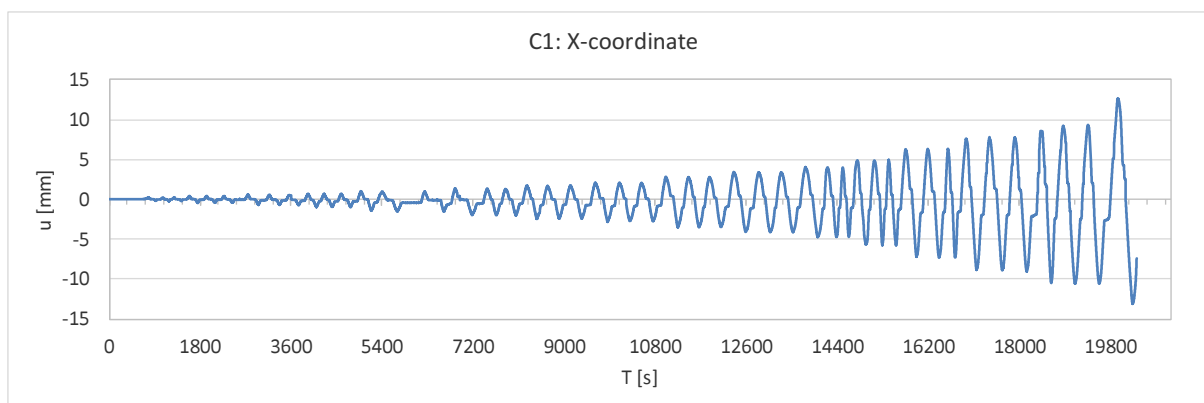


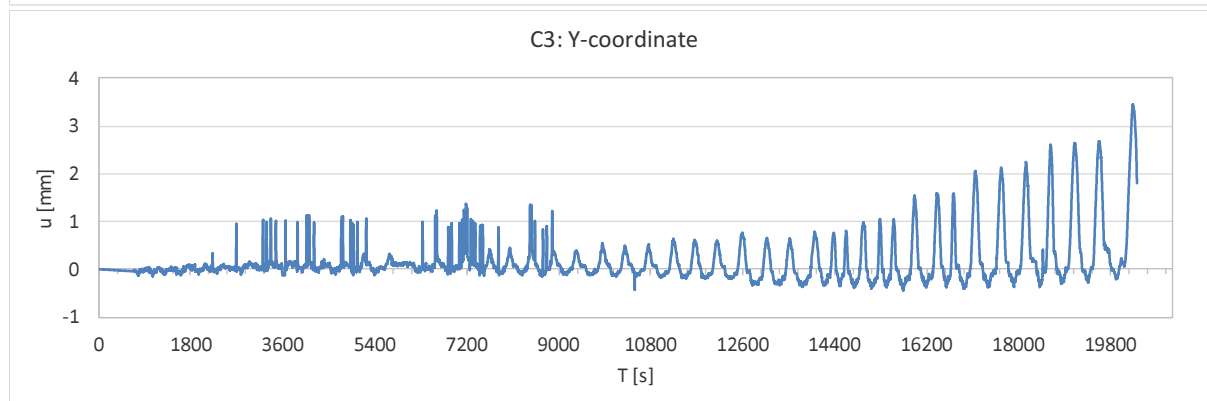
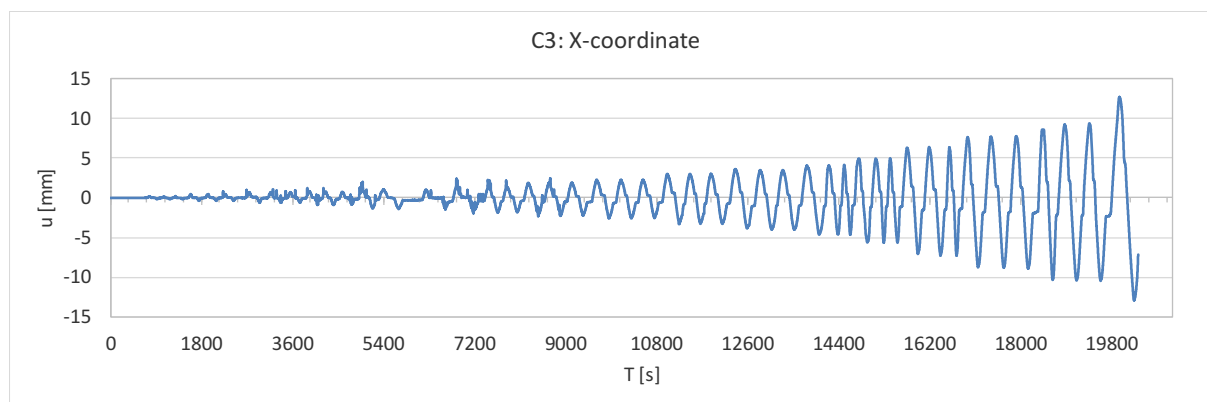
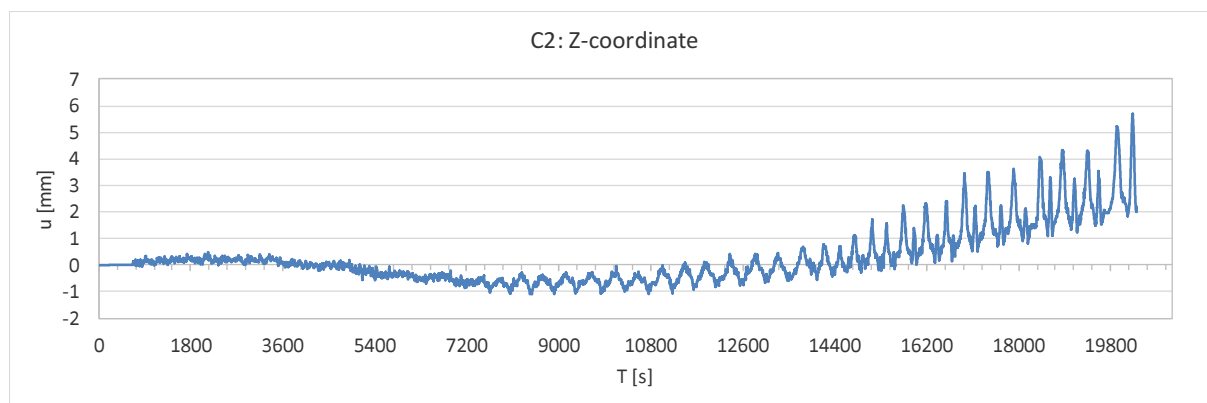
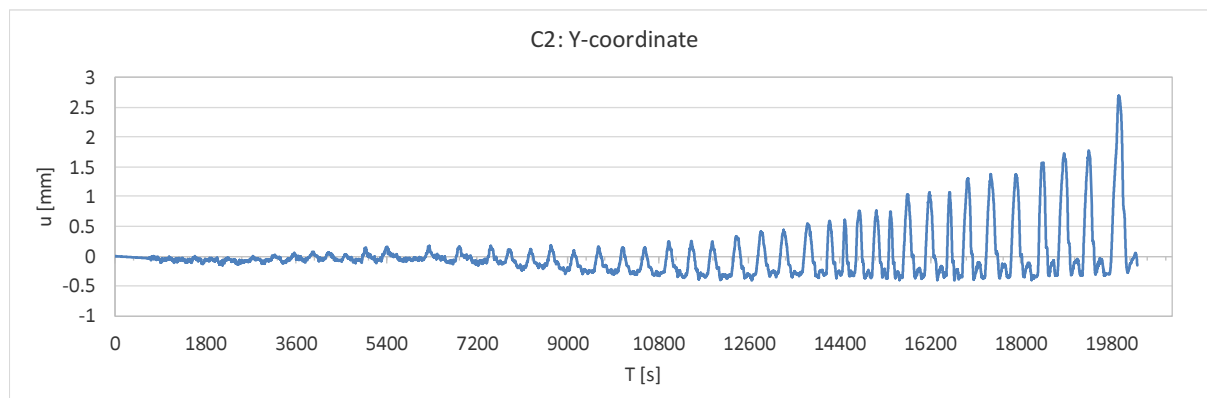
Na naslednji sliki so prikazane točke, ki smo jih spremljali. Rezultati pomikov teh točk so v grafični obliki prikazani v nadaljevanju. Rezultati za posamezne točke ali pa komponente pomika posameznih točk manjkajo, ker optični sistem na določenih mestih ni uspešno opravil meritve. Določeni šumi na meritvah so bili naknadno ročno filtrirani, ponekod pa se še vedno pojavljajo večji skoki v posameznih meritvah. Ti si so bodisi posledica krhkih poškodb v konstrukciji ali pa nezveznosti v sami meritvi pomikov z optično opremo.

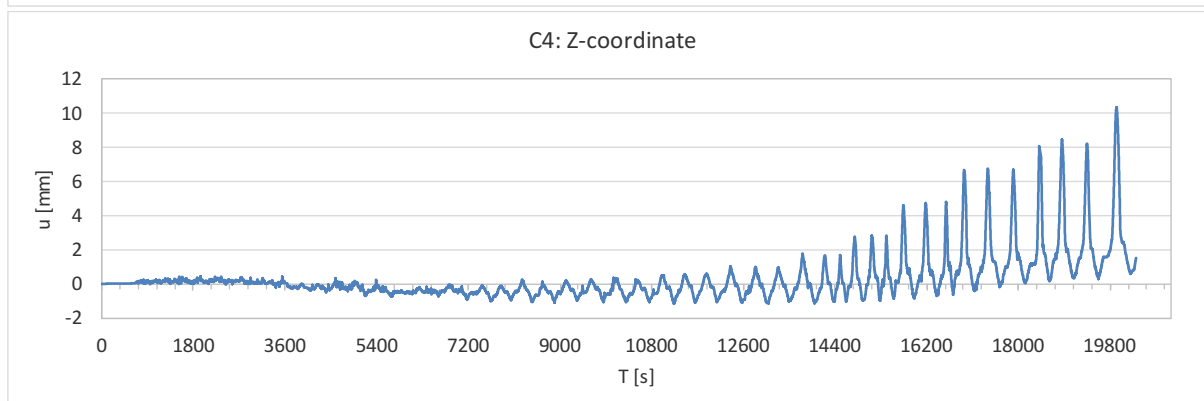
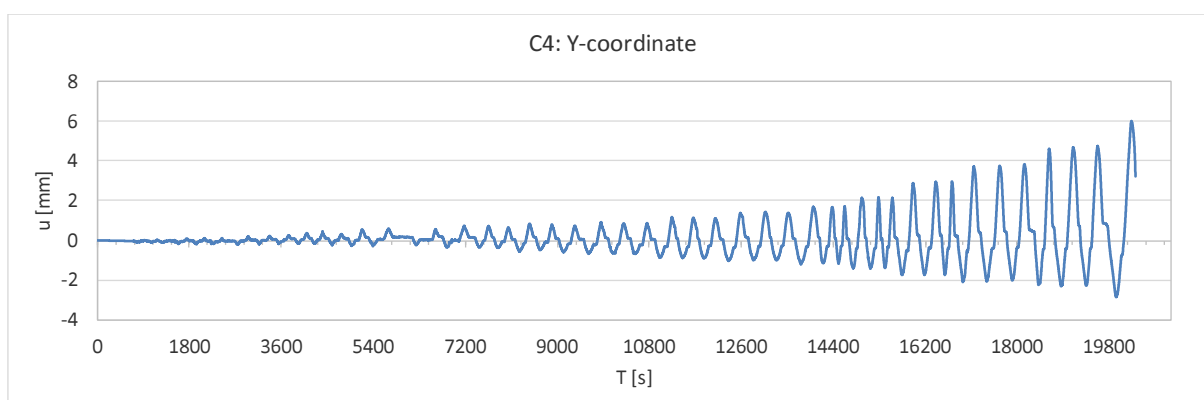
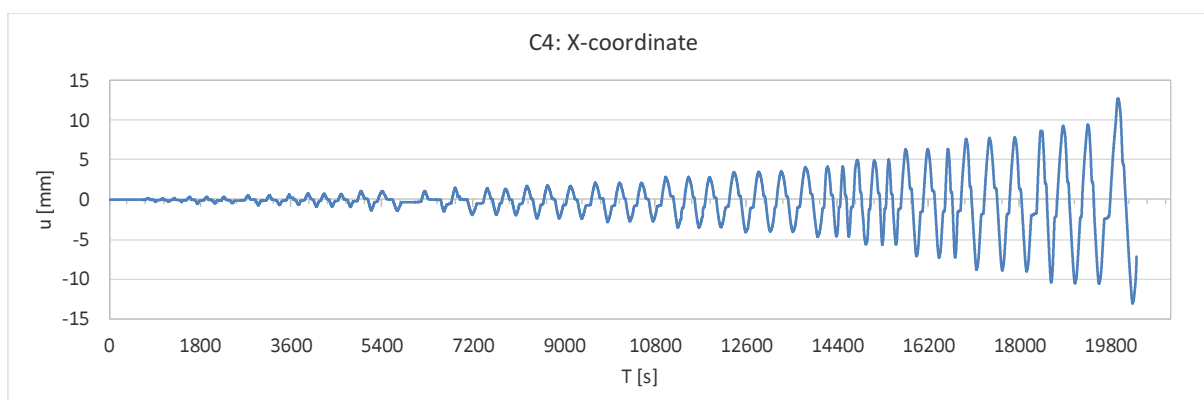
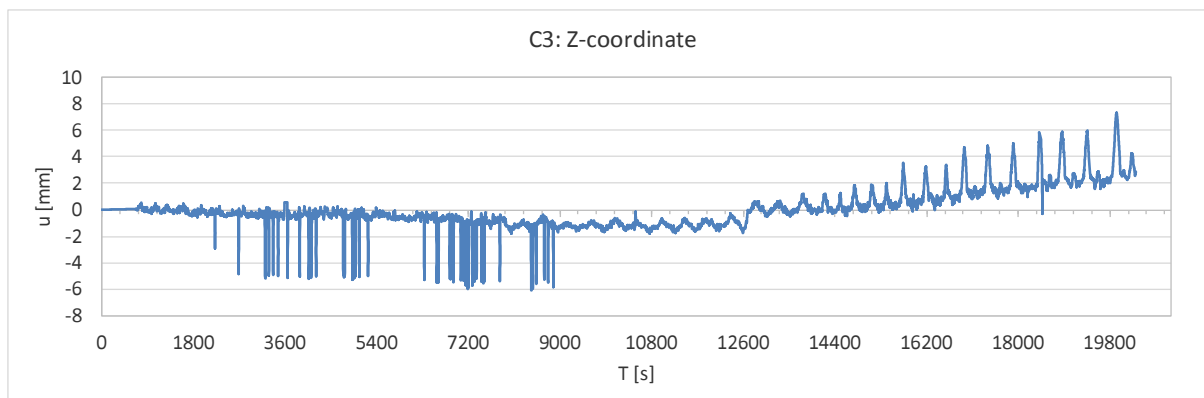


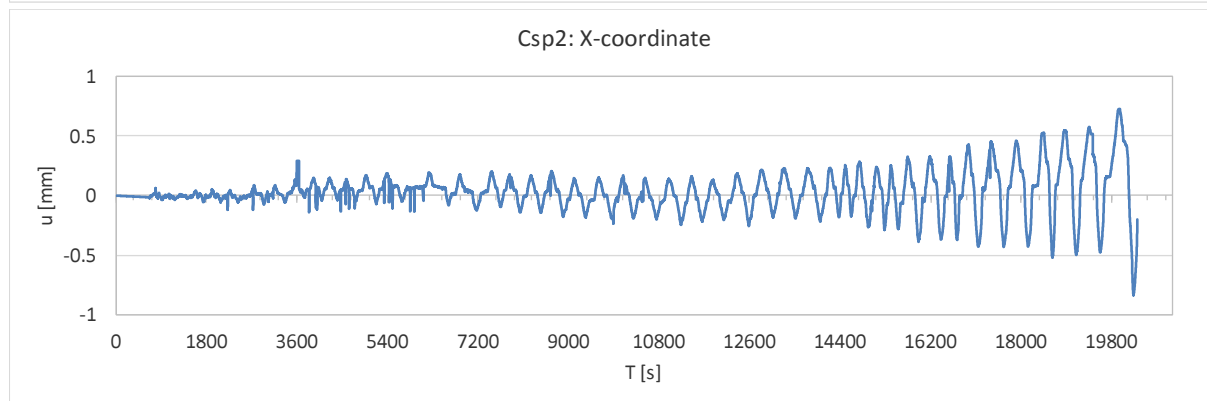
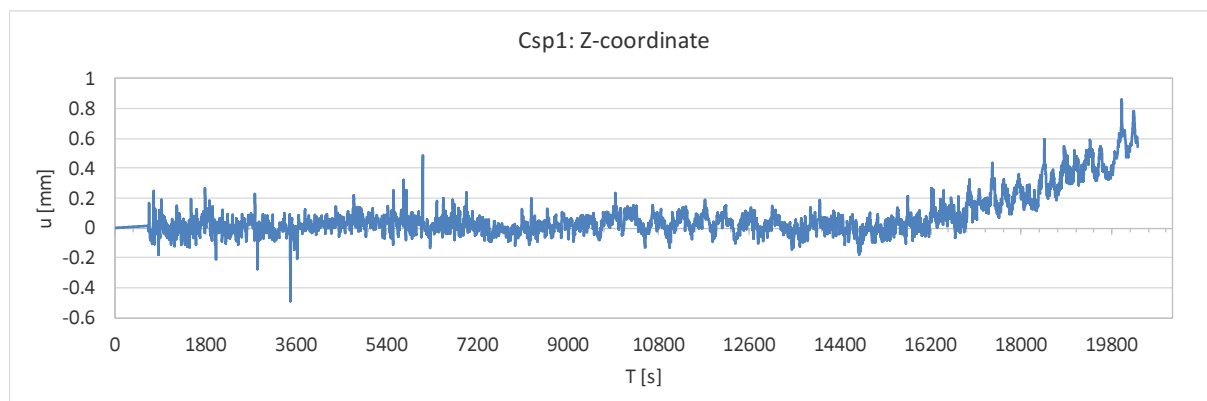
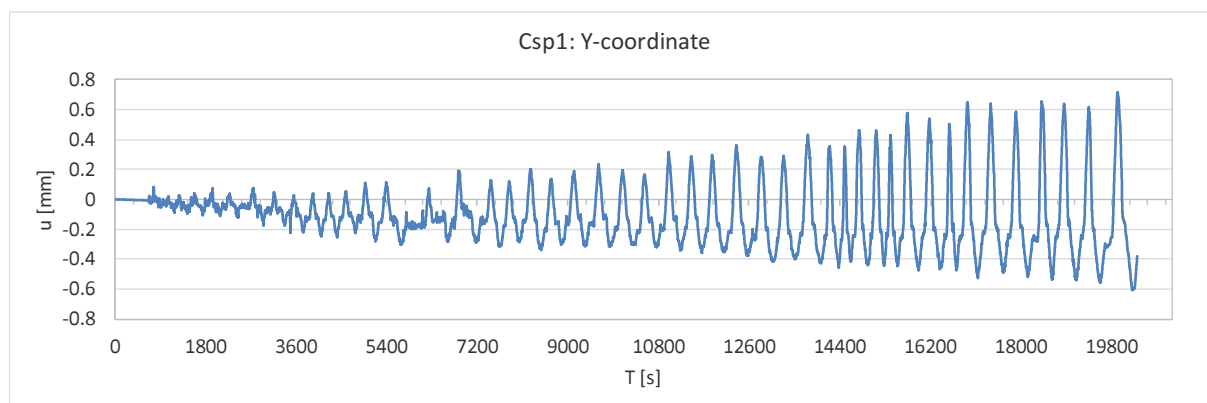
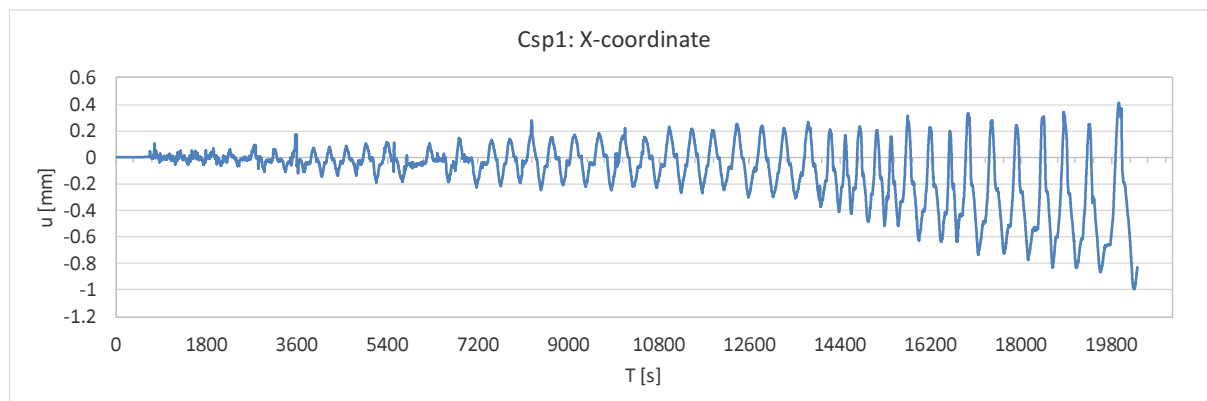
Slika B.10: Pozicije točk za fotografsko spremljanje pomikov opečnega zidu z ojačilno ploščo, privijačeno v betonsko vez zidu – tip 2

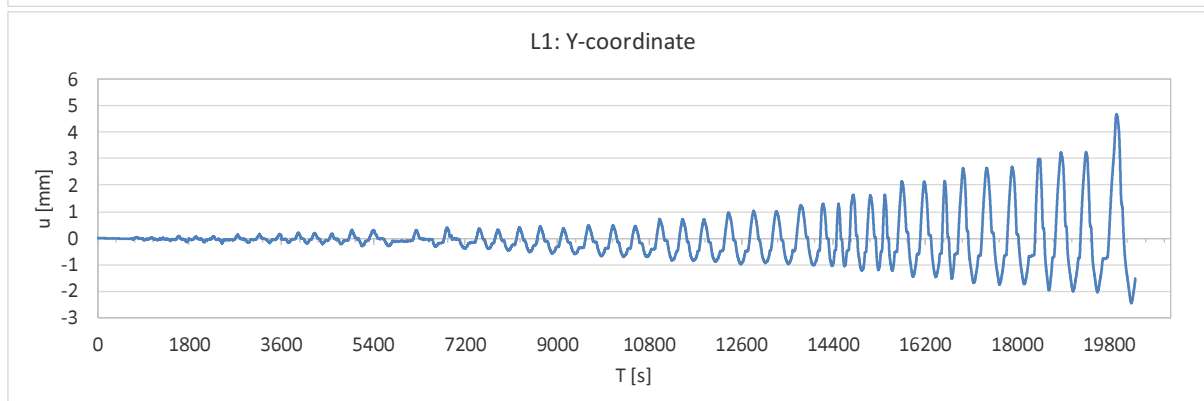
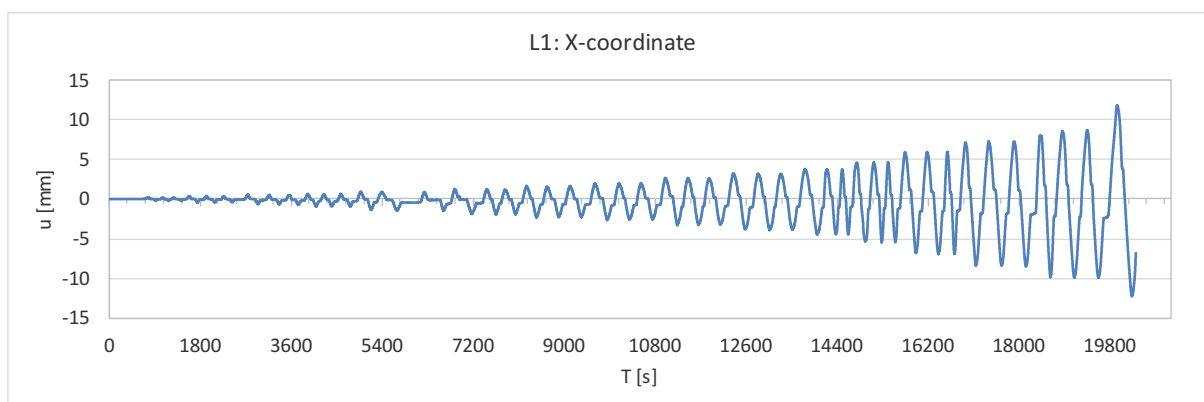
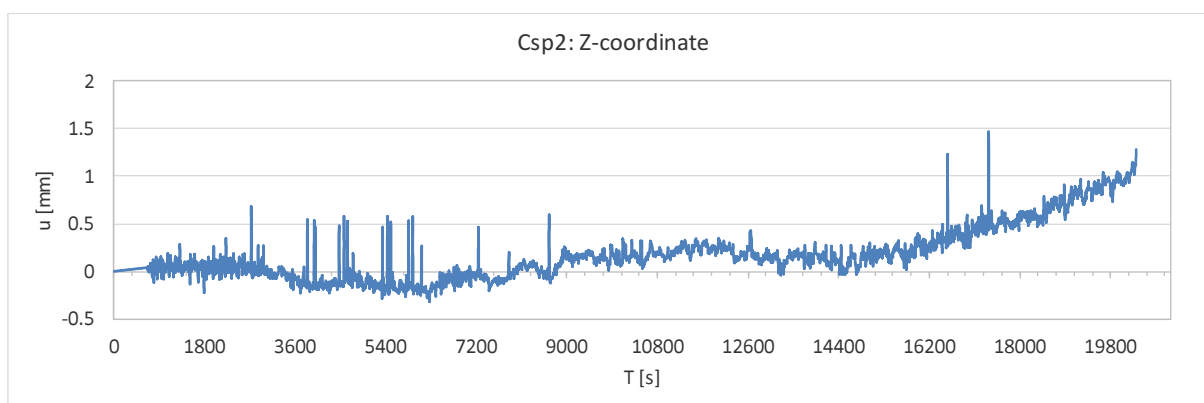
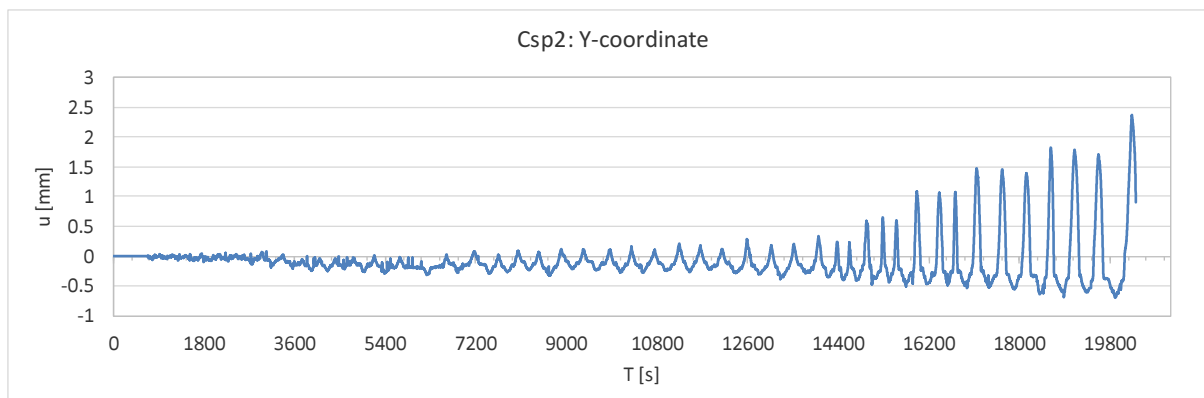
Figure B.10: Positions of points for the photogrammetric displacement measuring of the wall with the strengthening plate mechanically bolted into the concrete tie of the wall – type 2

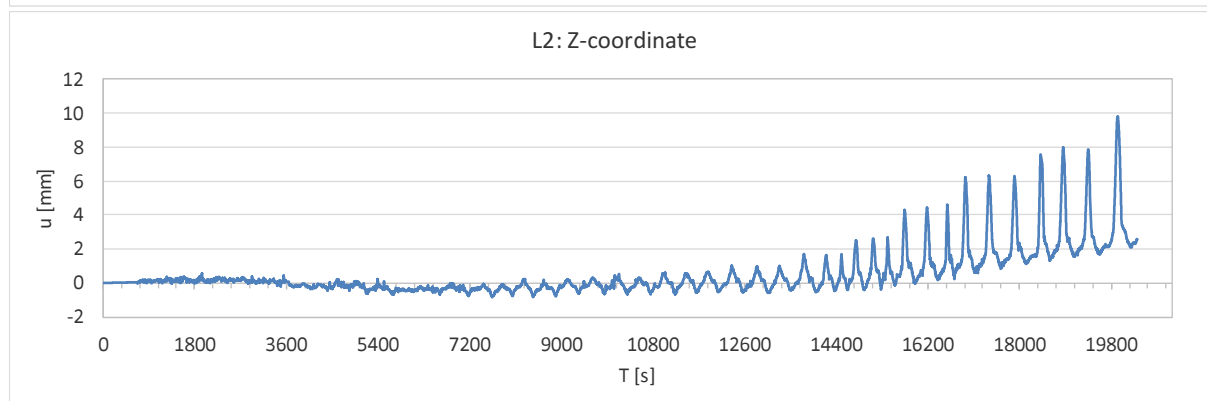
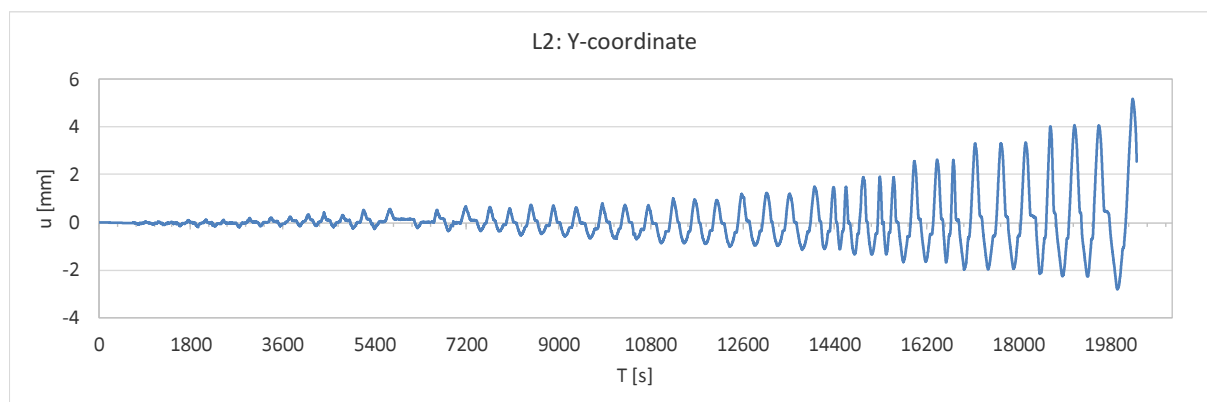
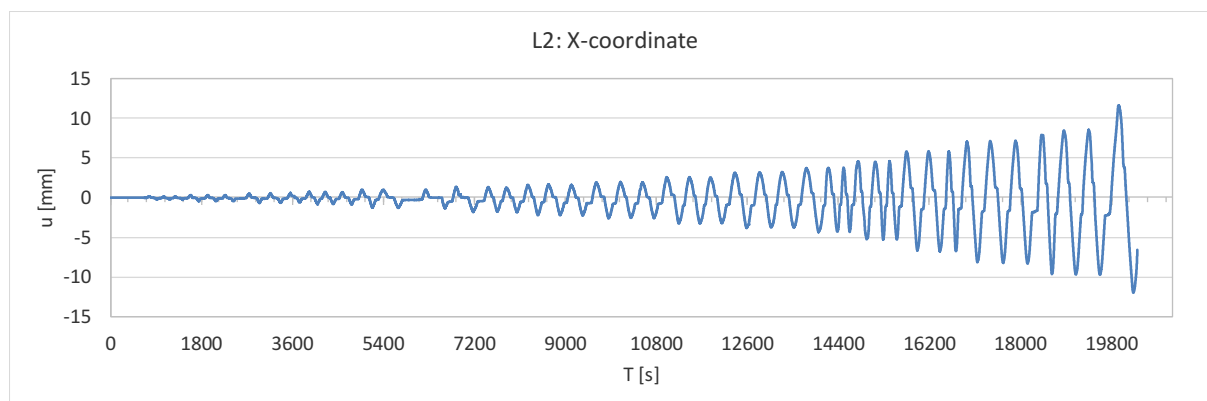
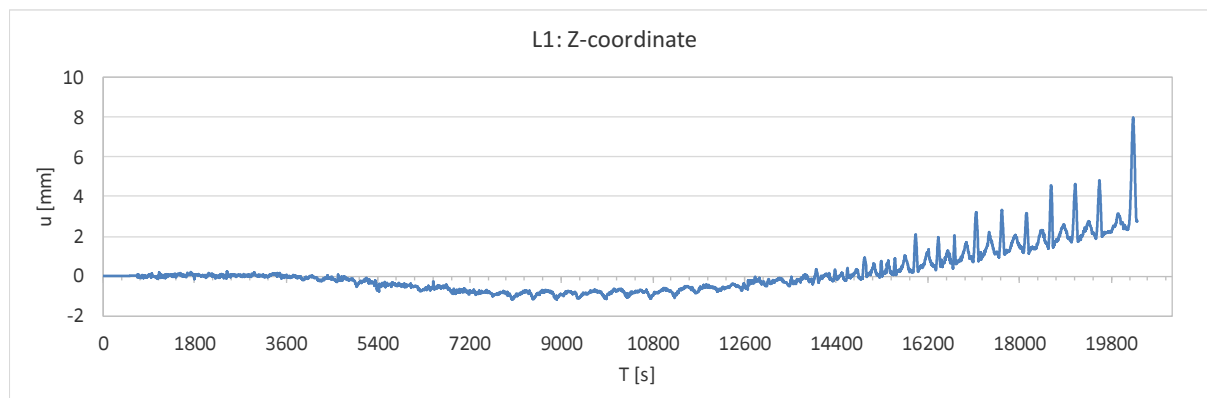


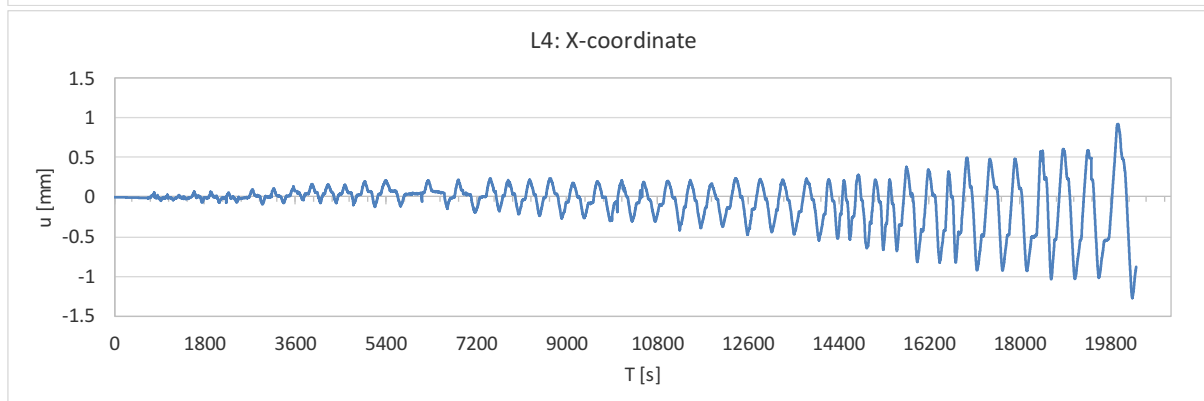
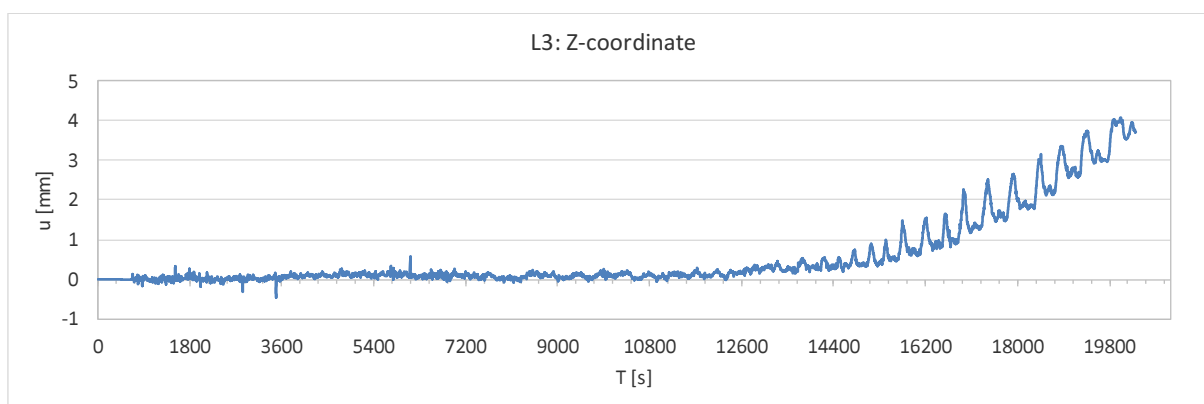
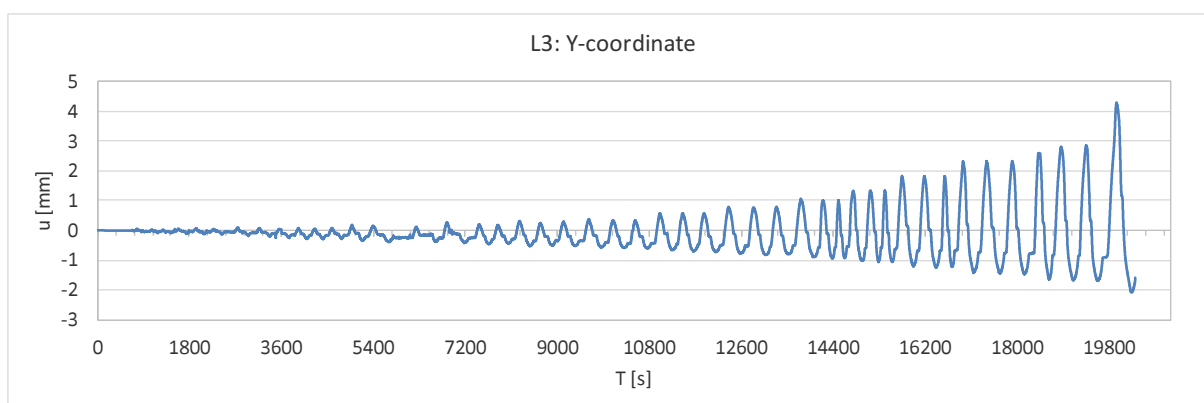
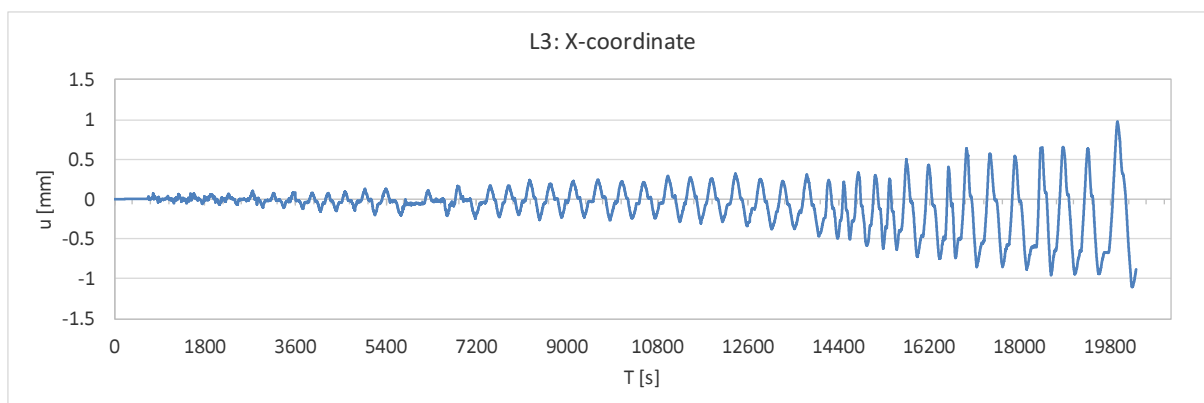


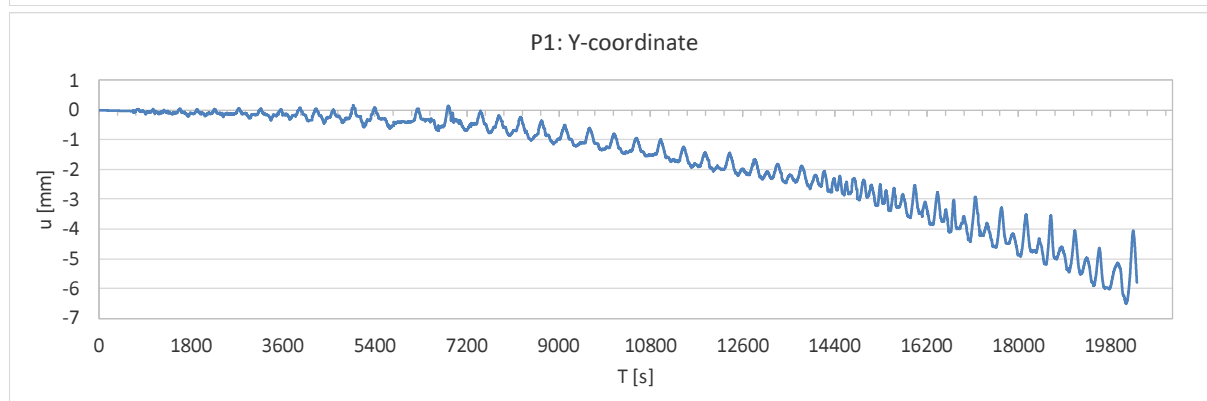
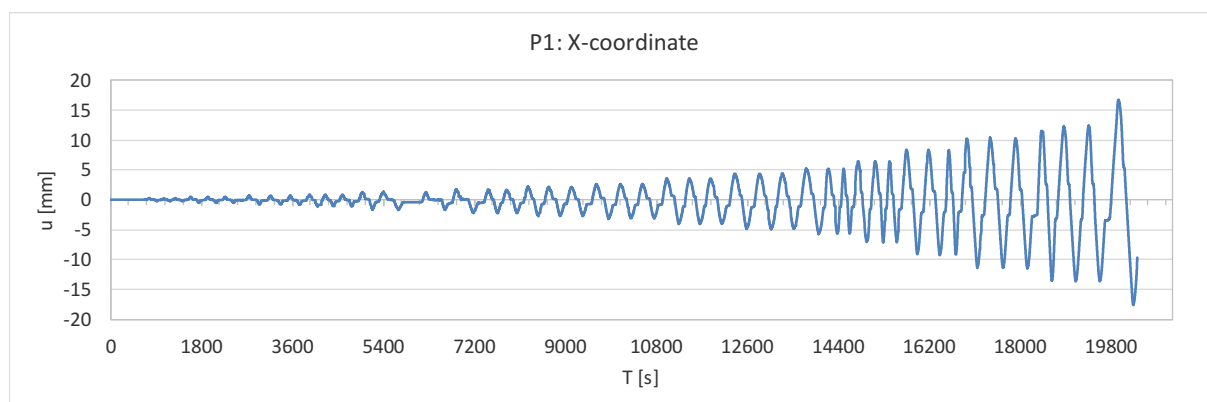
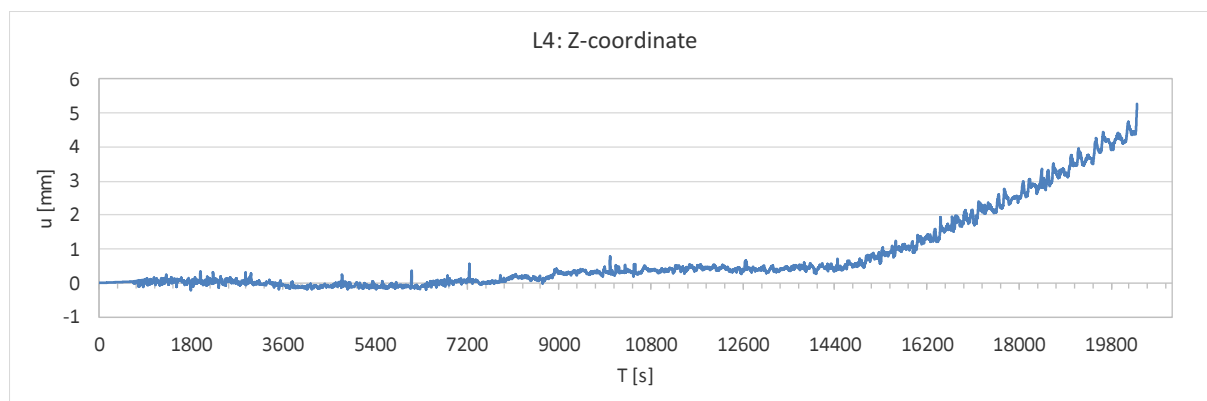
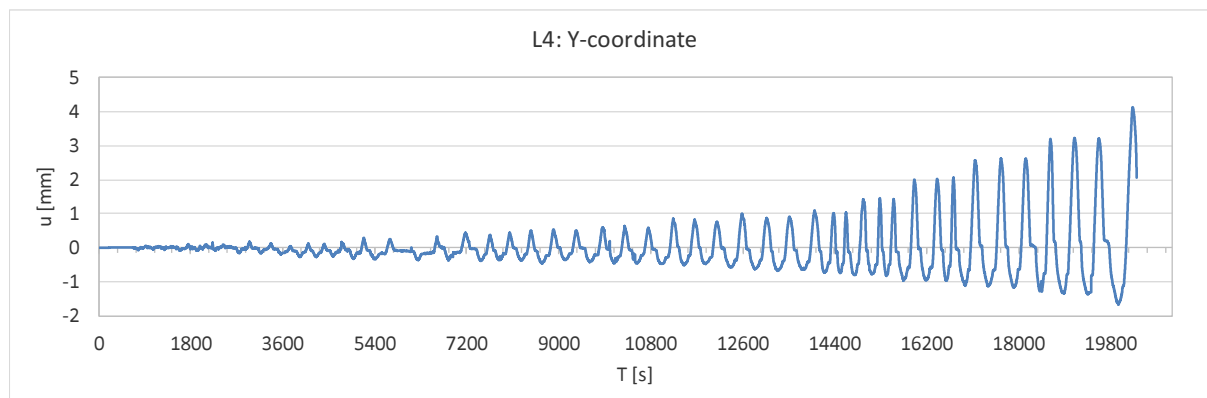


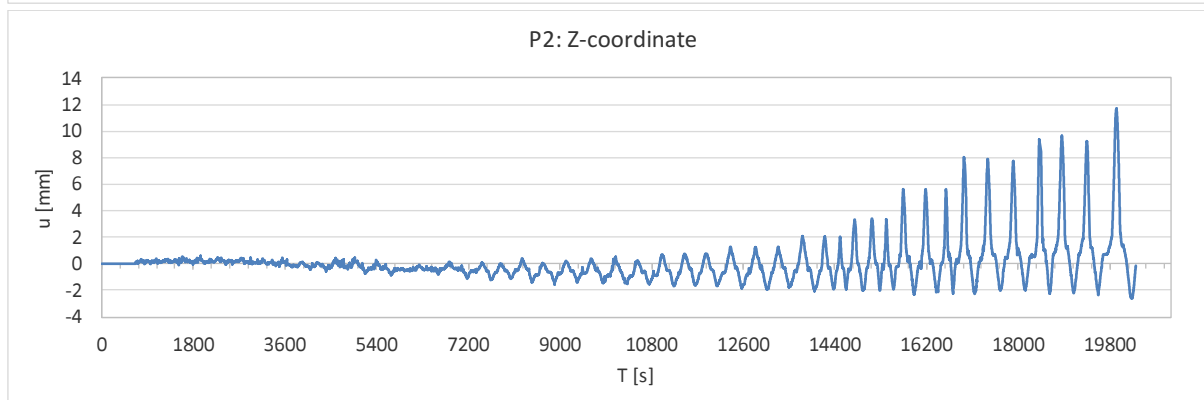
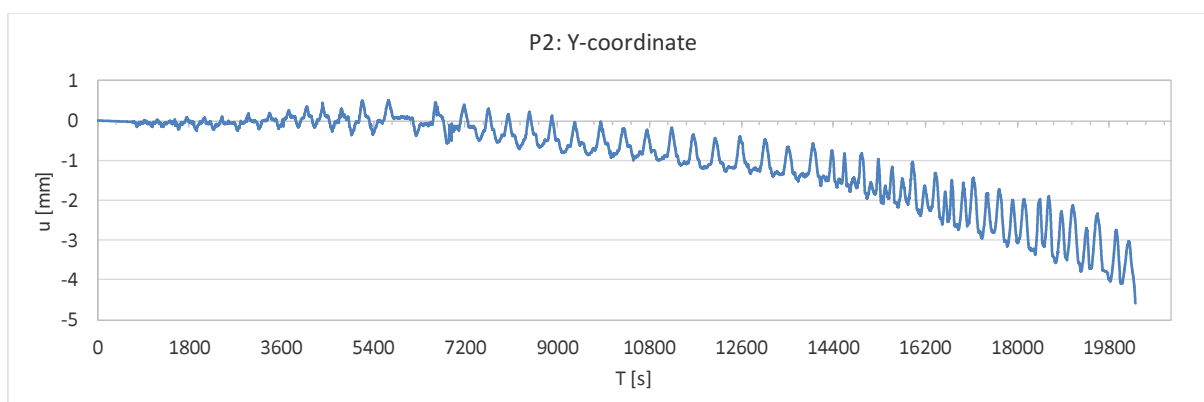
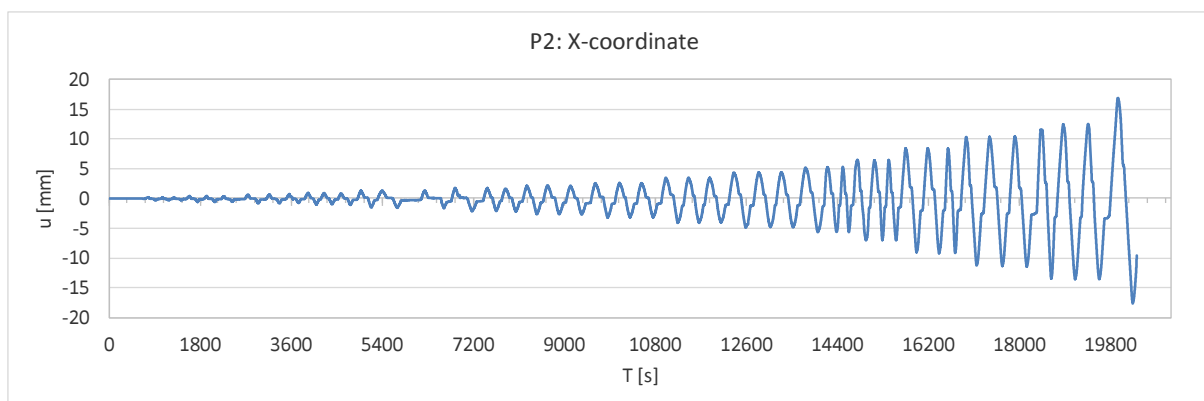
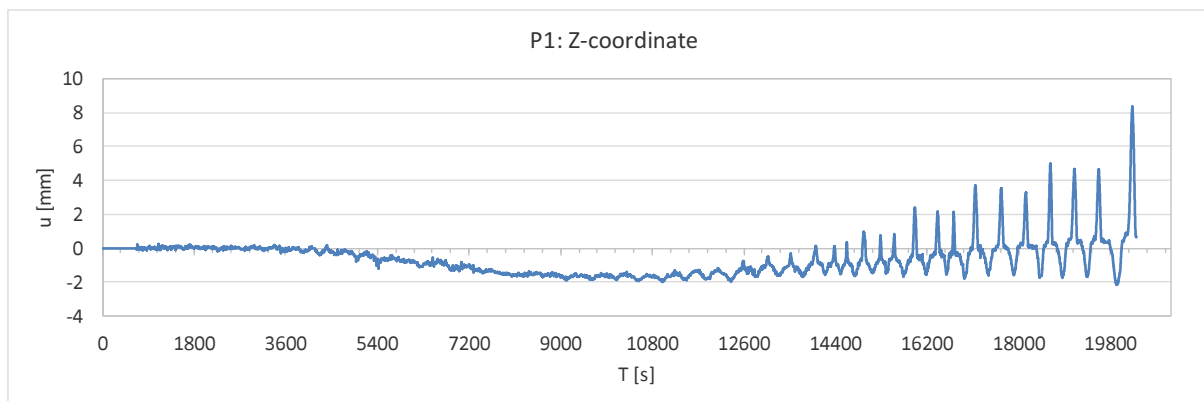


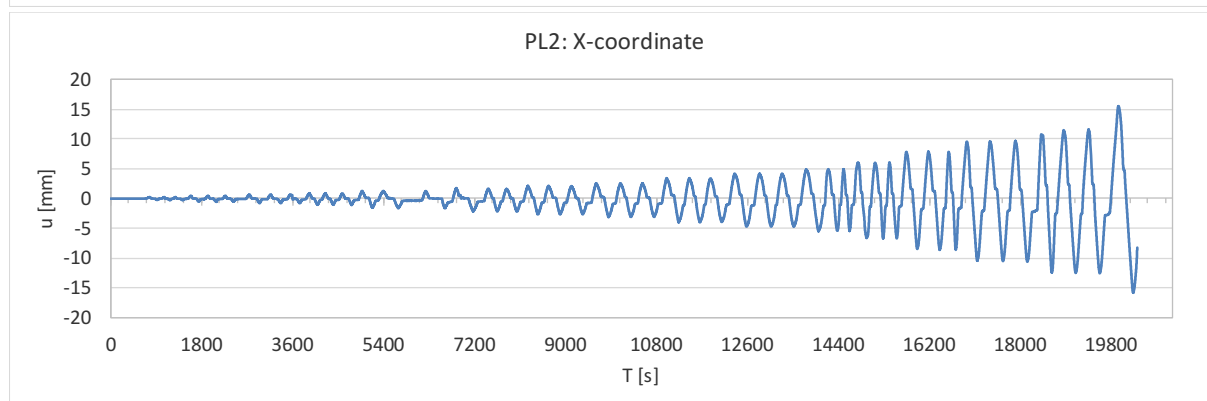
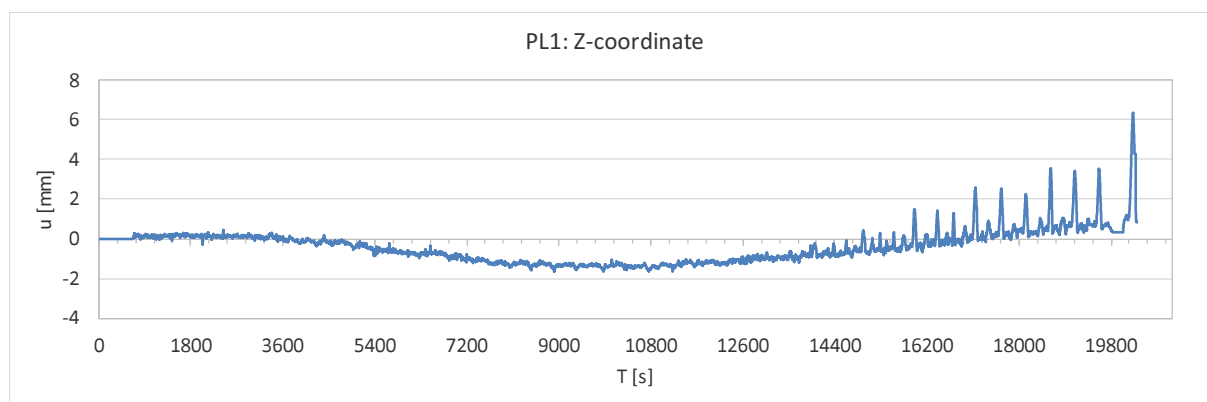
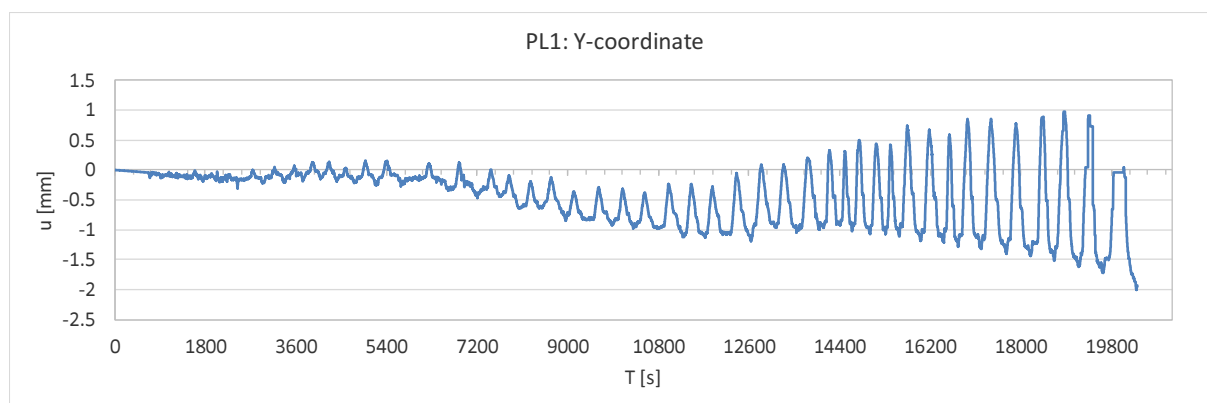
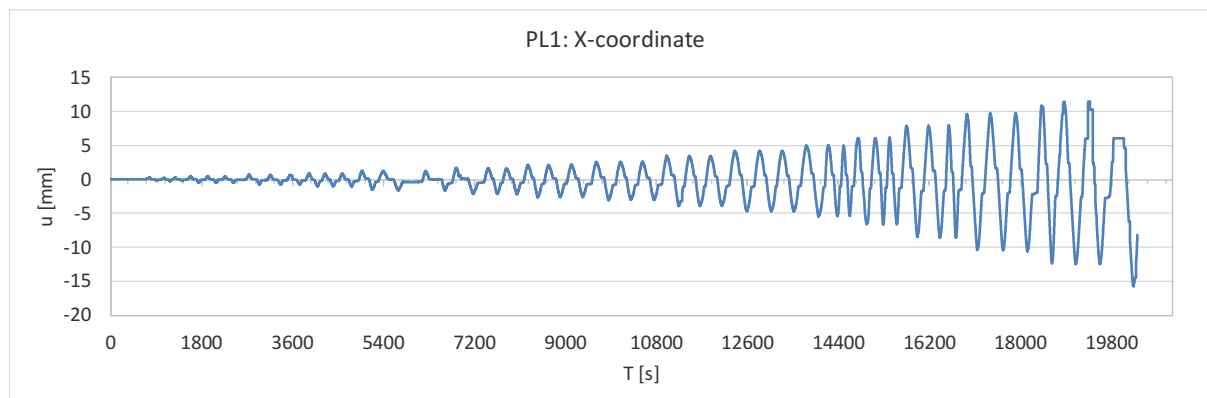


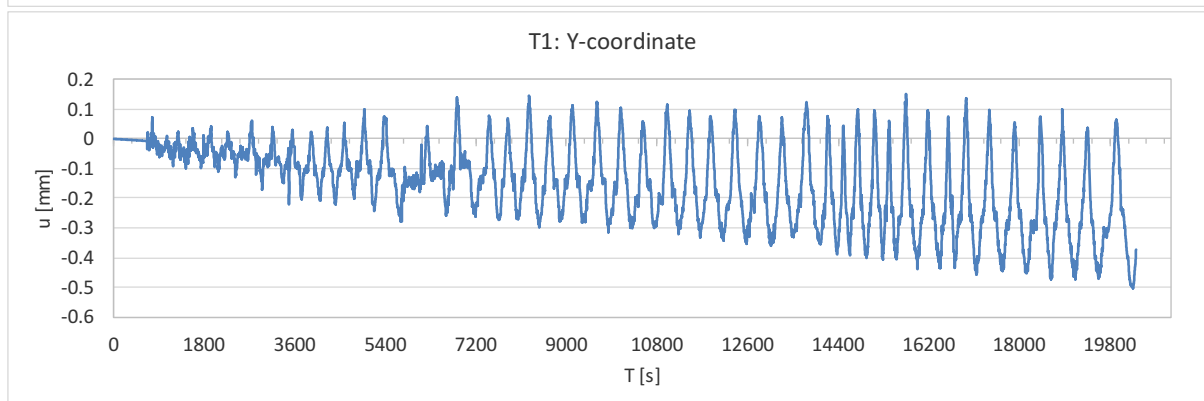
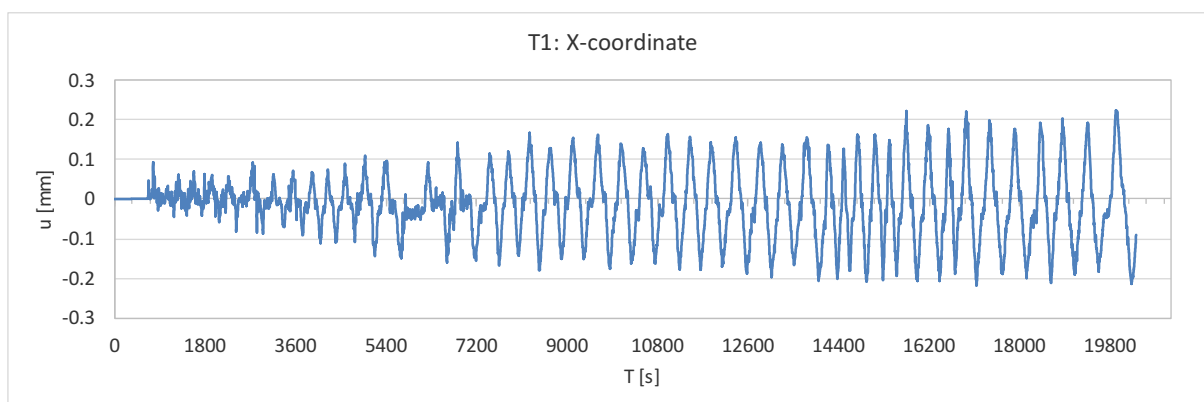
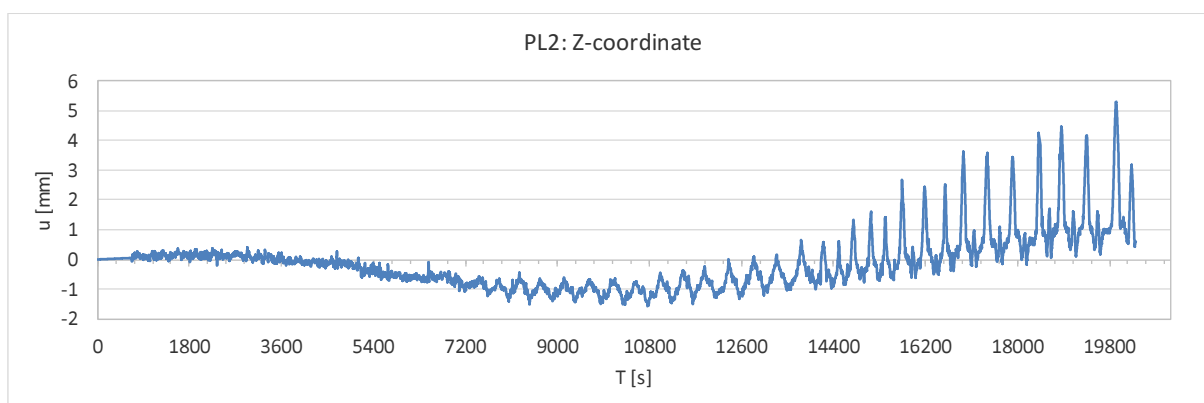
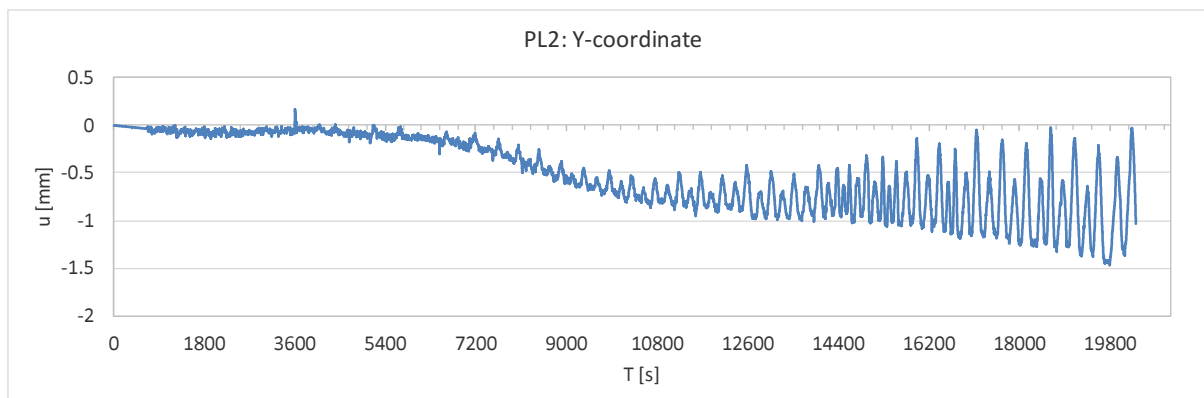


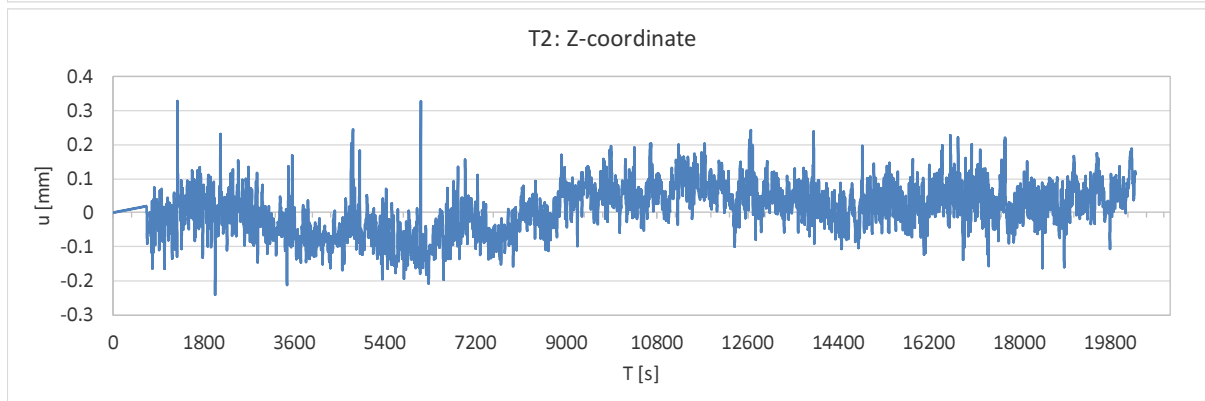
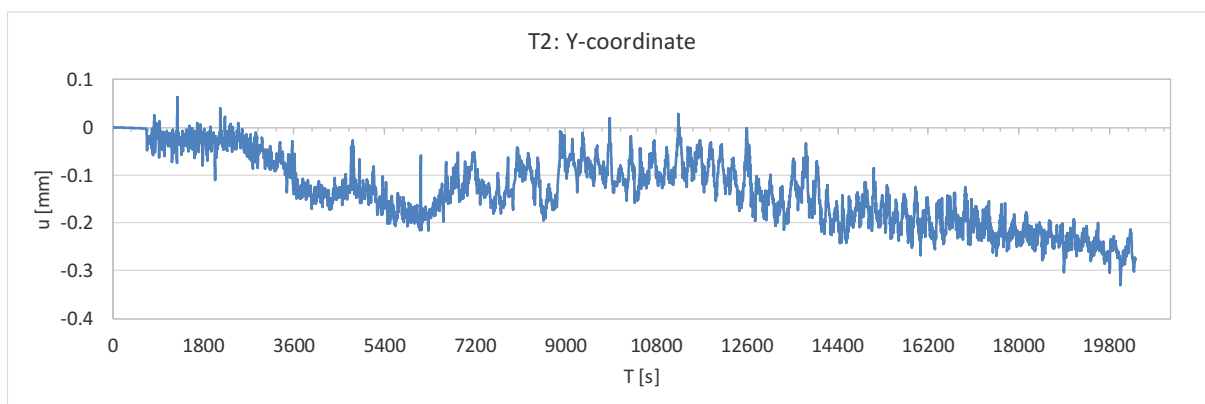
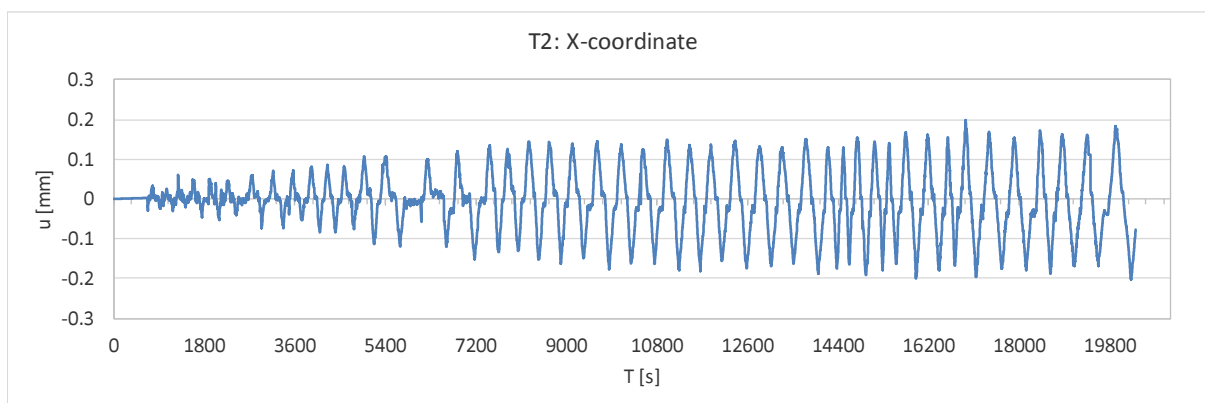
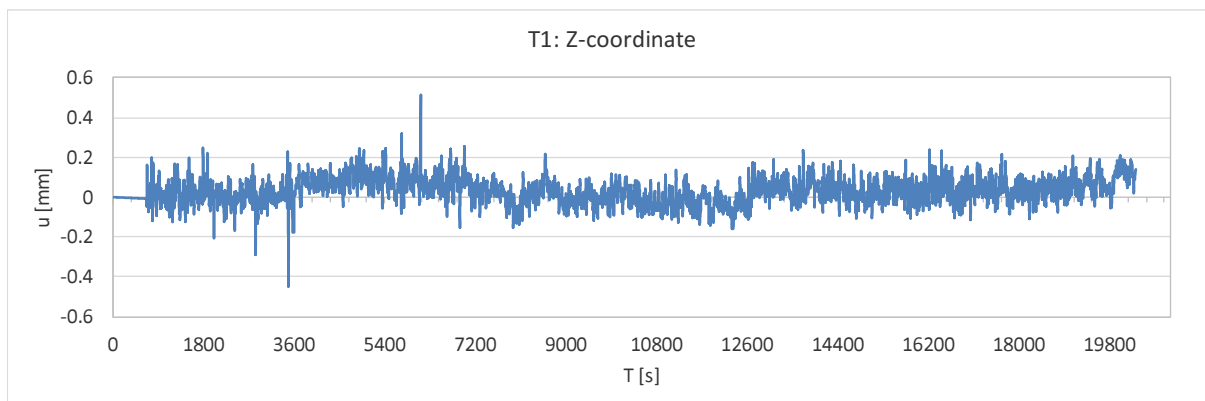


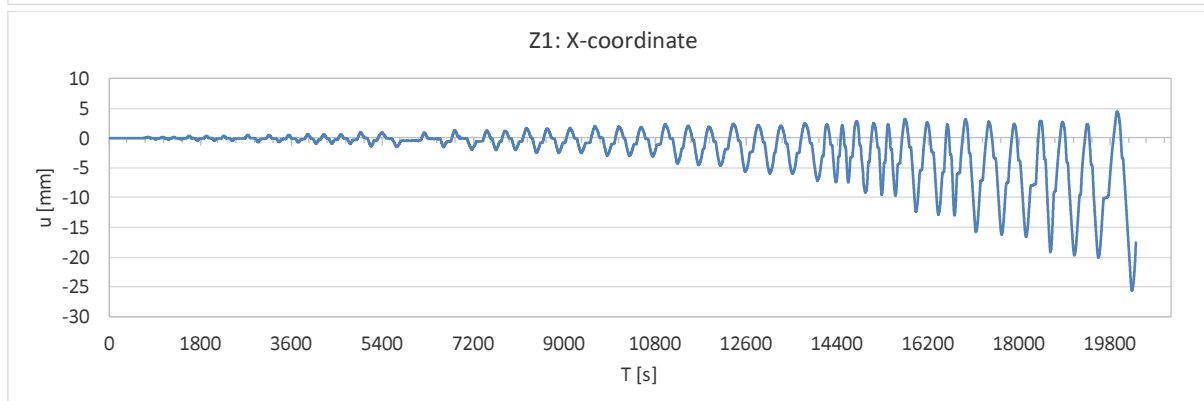
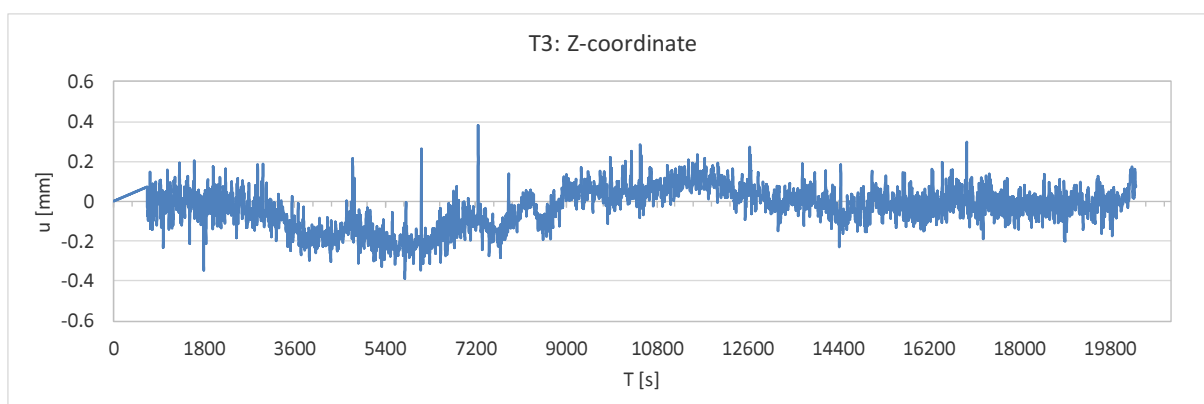
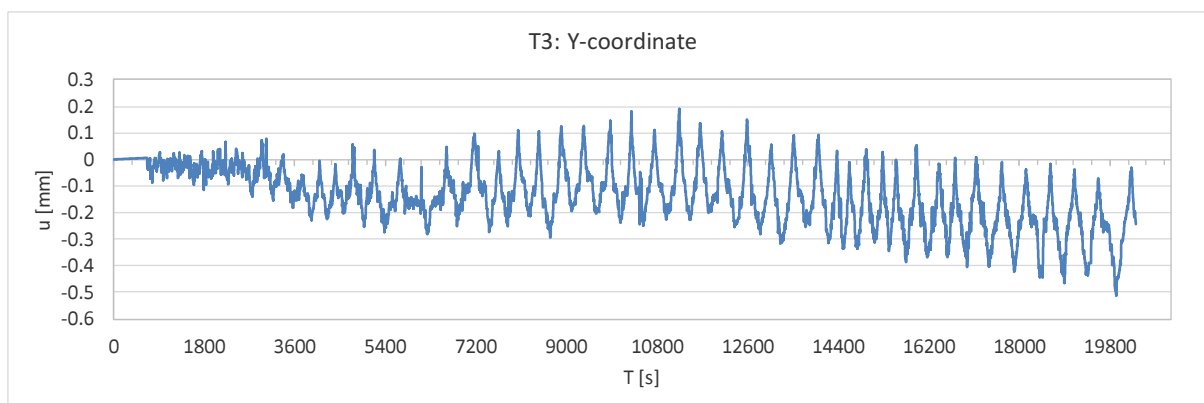
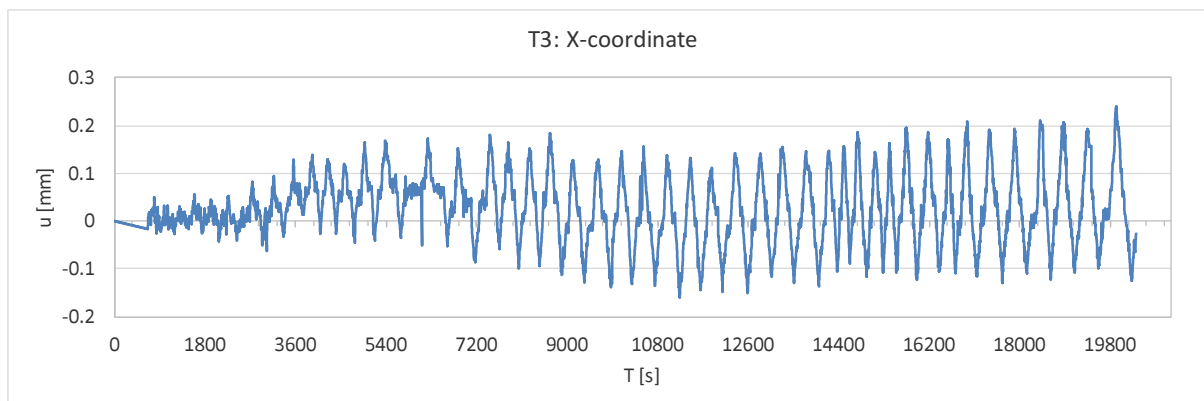


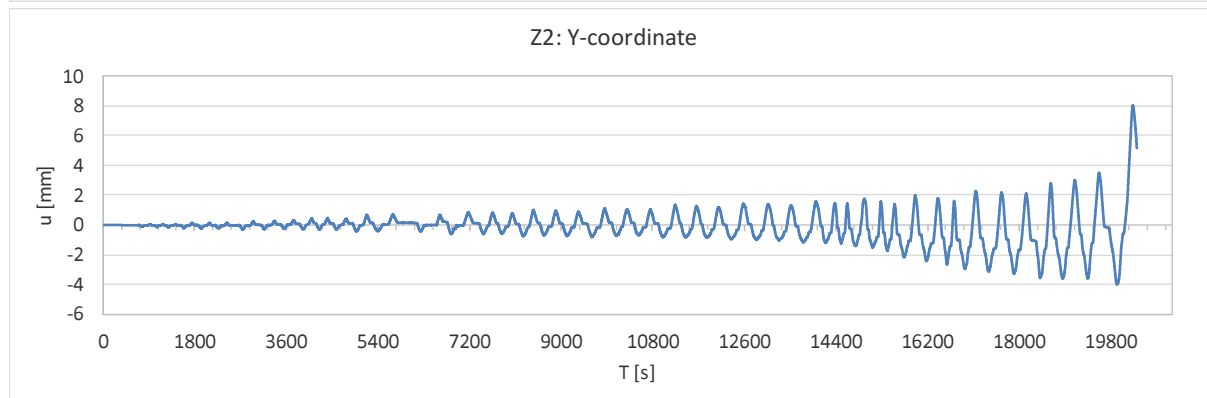
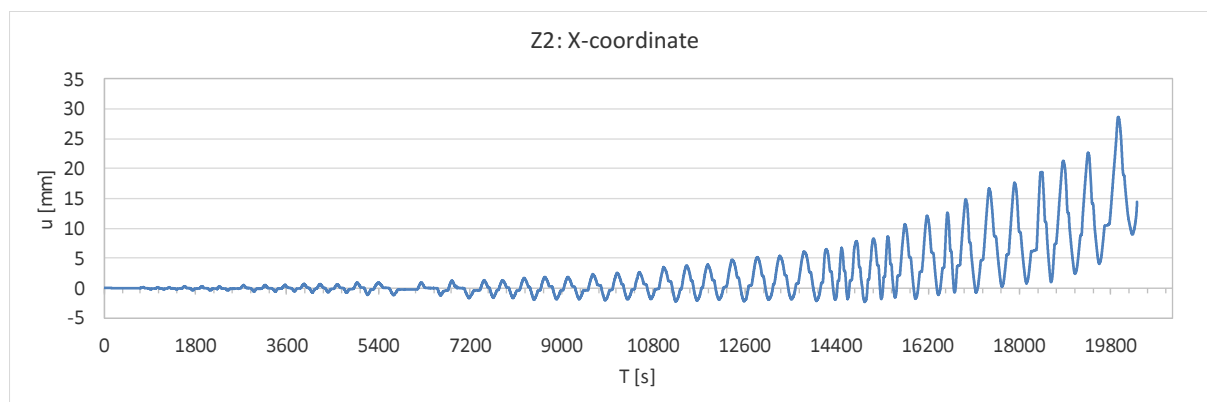
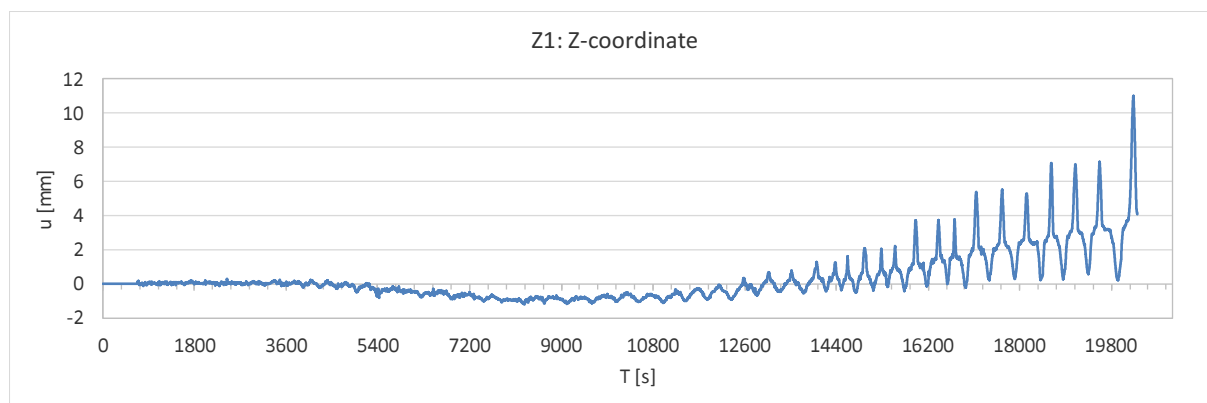
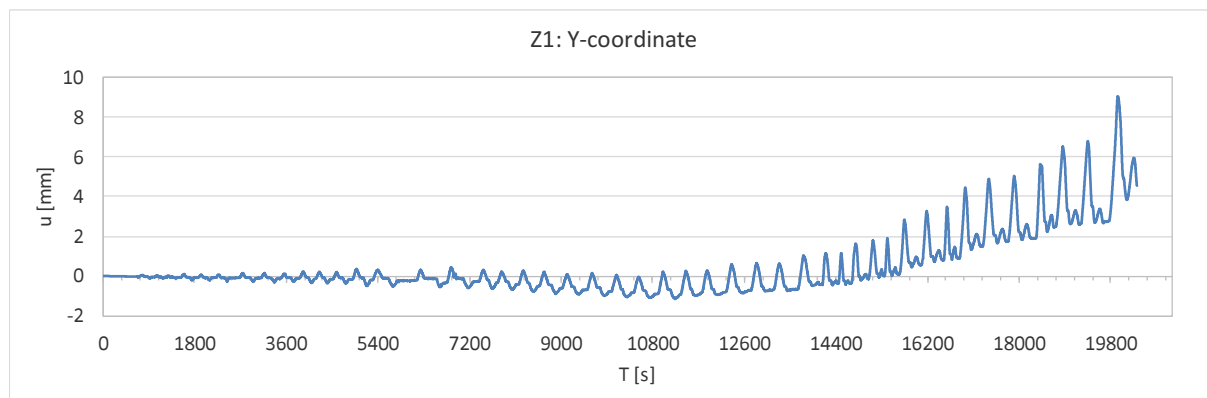


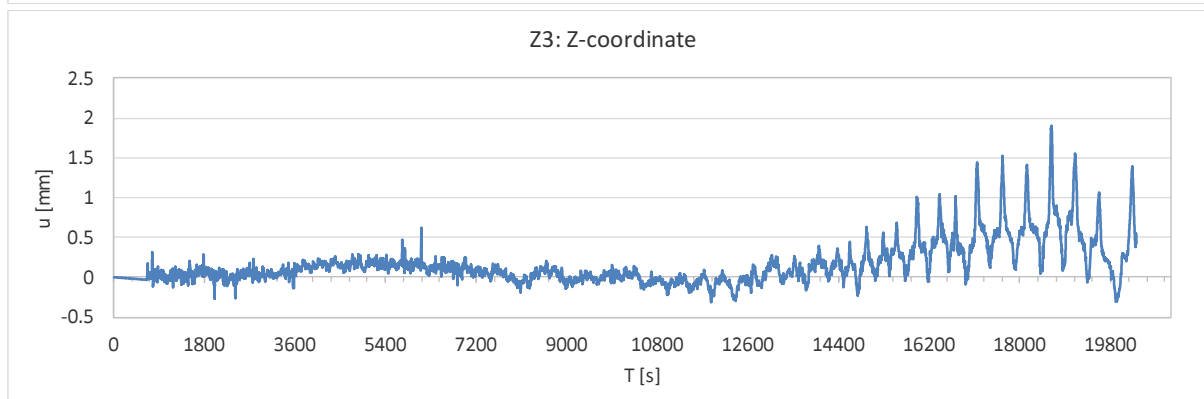
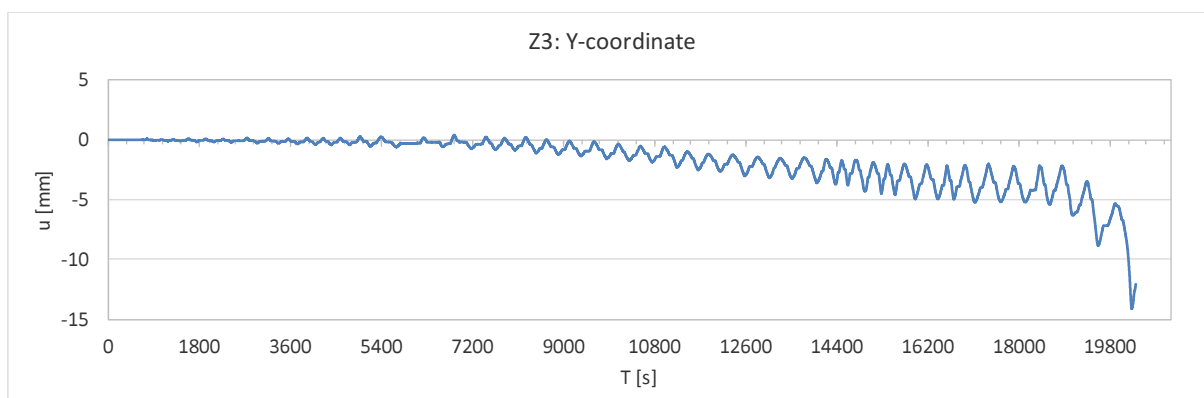
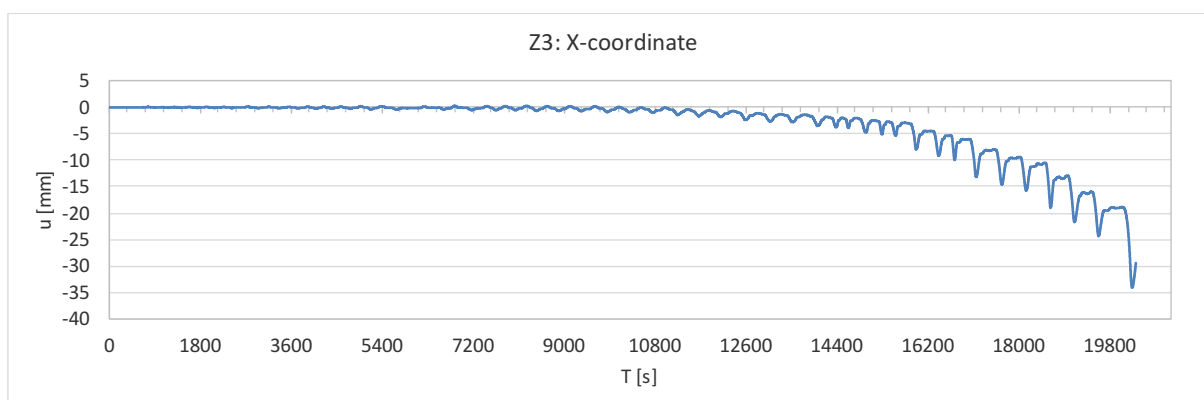
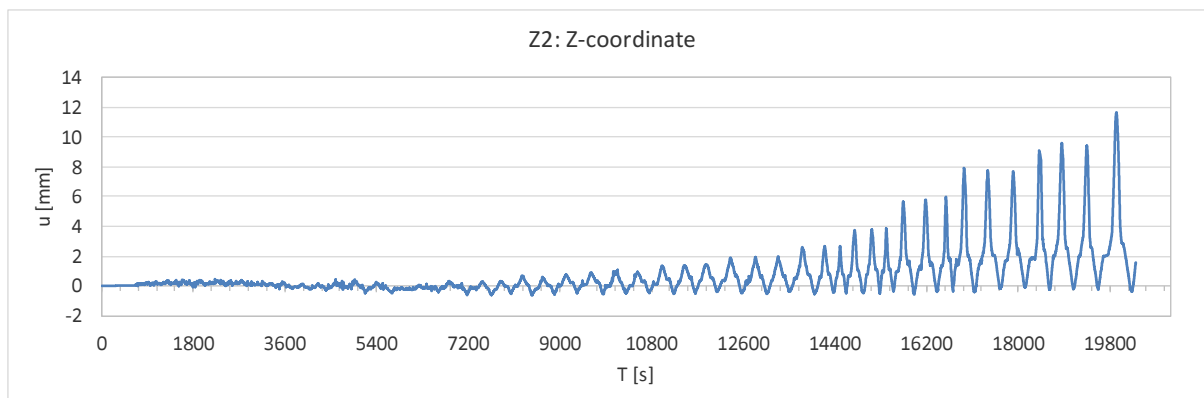


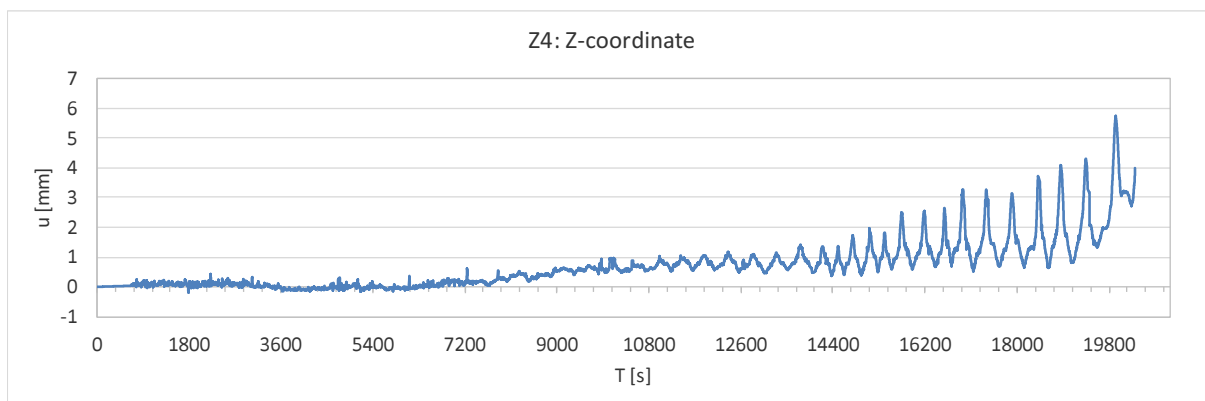
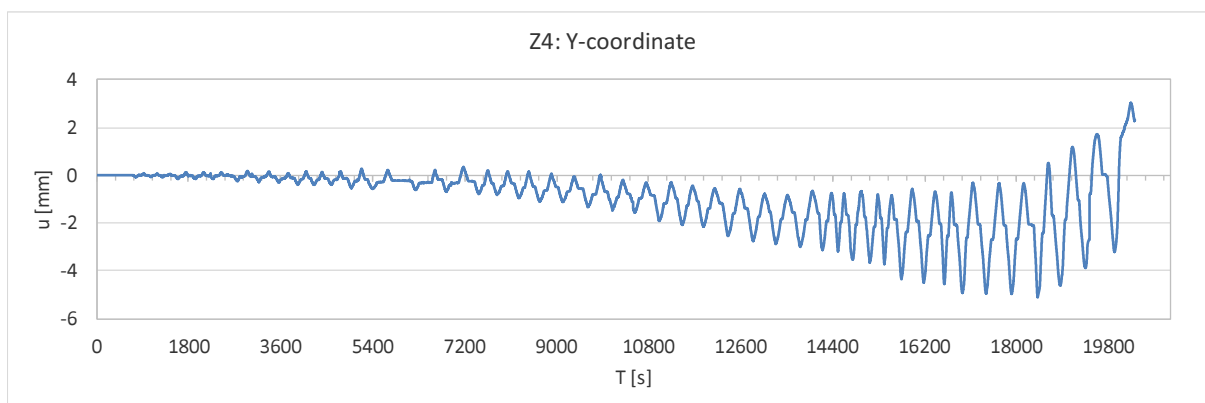
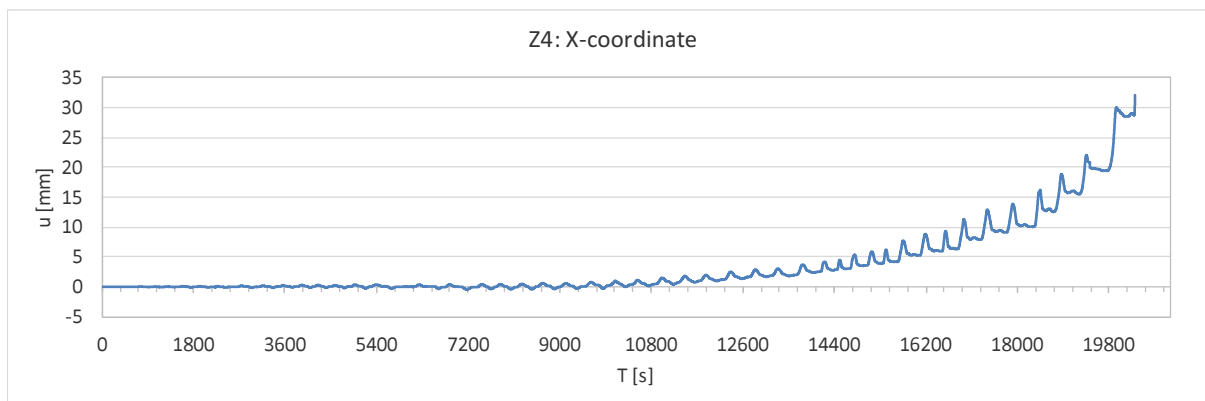










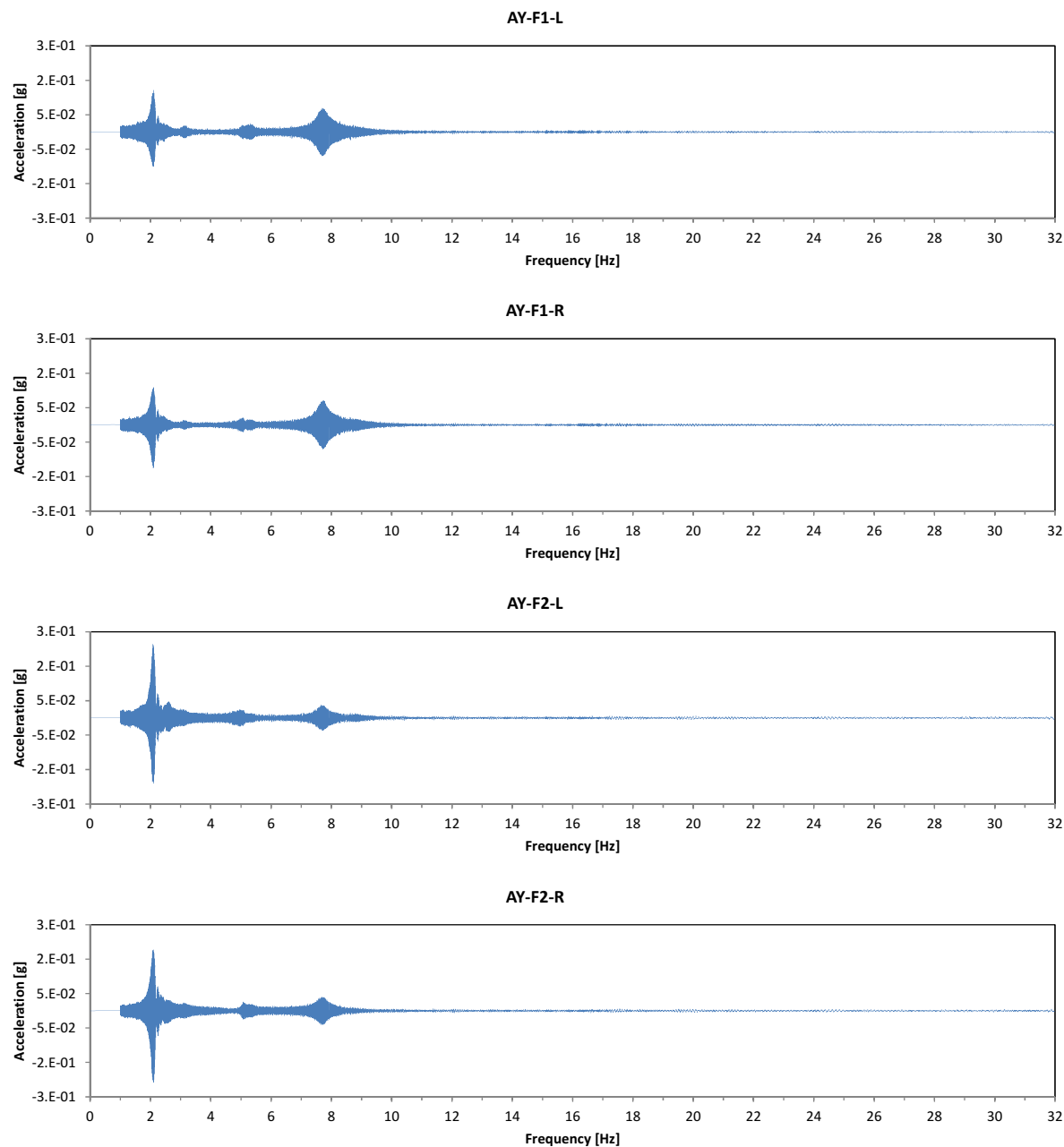


PRILOGA C

IZPIS MERITEV SINUSNIH HARMONIČNIH TESTOV NA POTRESNI MIZI

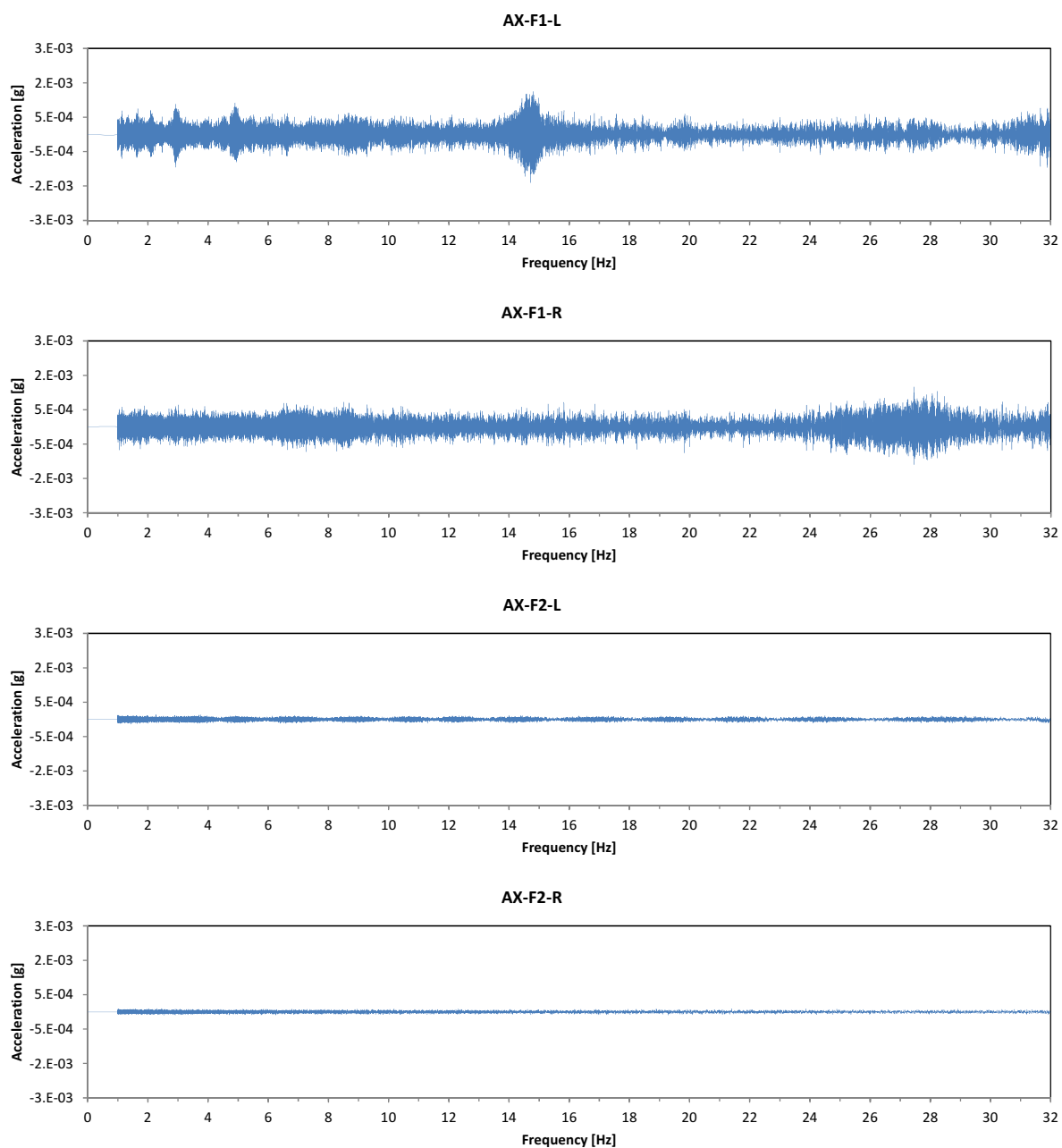
Ta stran je namenoma prazna.

C.1 Odziv akcelorometrov neutrjenega AB okvirja in nihajne oblike



Slika C.1: Odziv akcelorometrov (Preglednica 6.5) v smeri vzbujanja osnovne konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije

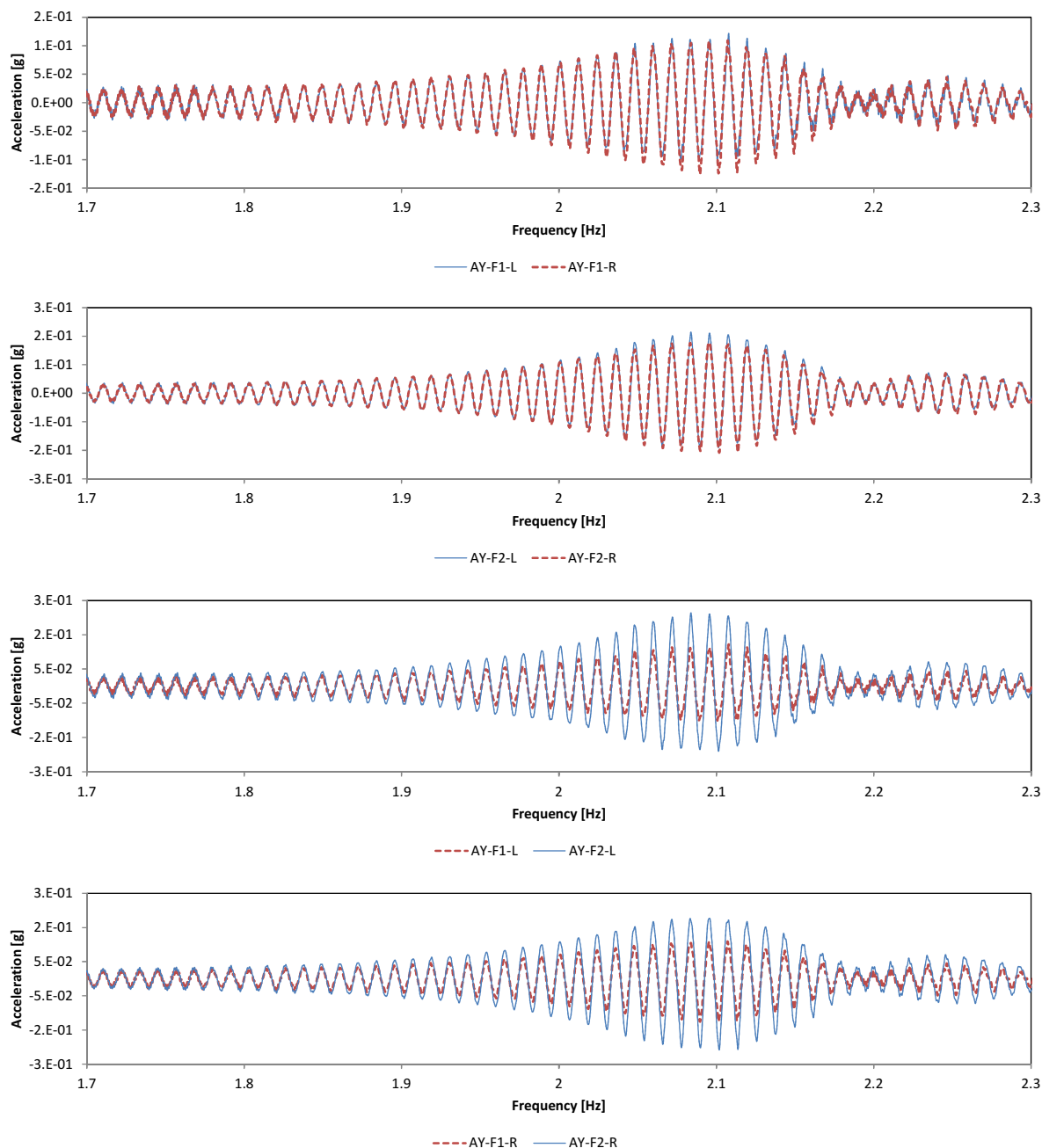
Figure C.1: Accelerometer response (Table 6.5) of the basic structure in the excitation direction in relation to the structure excitation frequency



Slika C.2: Odziv akcelorometrov (Preglednica 6.5) v smeri prečno na vzburjanja osnovne konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzburjanja konstrukcije

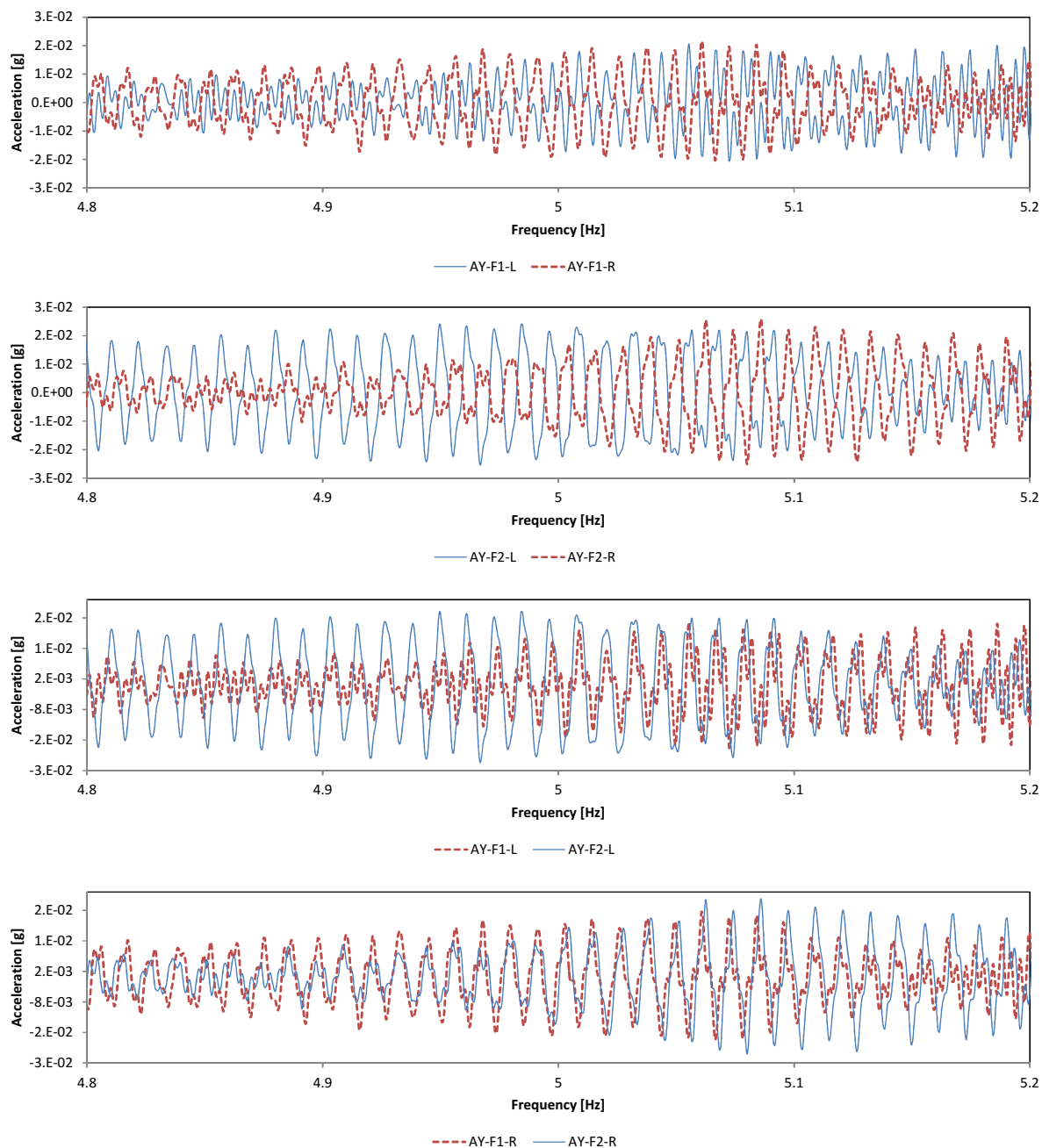
Figure C.2: Accelerometer response (Table 6.5) of the basic structure perpendicular to the excitation direction in relation to the structure excitation frequency

Prvi odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri vzbujanja konstrukcije. Odziv akcelero metrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima enak predznak. Akcelero metra v isti vertikali imata prav tako enak predznak. Na podlagi tega sklepamo, da gre za translacijsko nihanje objekta.



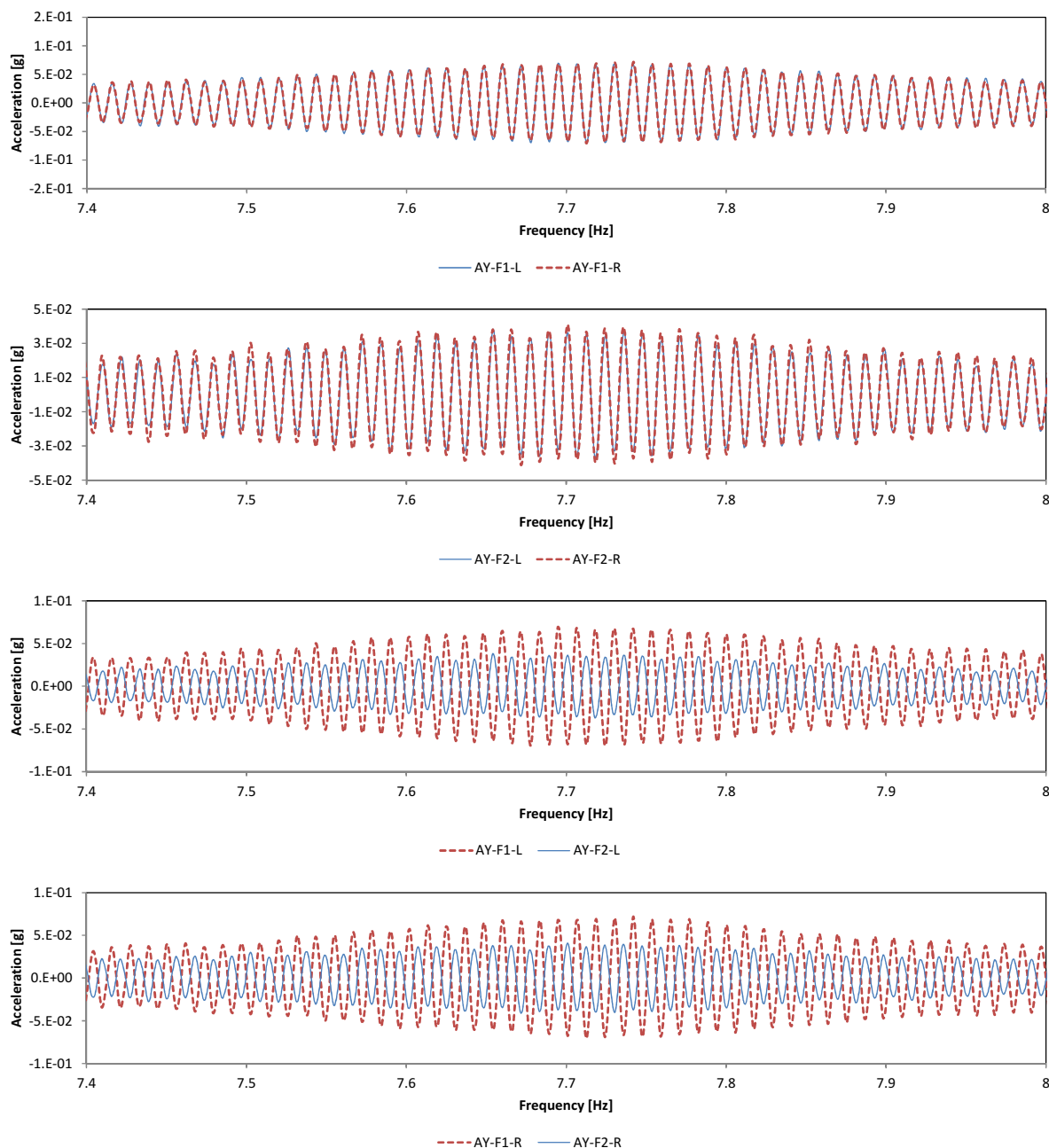
Slika C.3: Odziv akcelero metrov armiranobetonskega okvirja pri prvi nihajni obliki konstrukcije
Figure C.3: Accelerometer response of the reinforced concrete frame at the first vibration frequency of the structure

Drugi odziv konstrukcije je prav tako prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri vzbujanja konstrukcije. Odziv akceleroetrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima nasproten predznak. Akceleroetrova v isti vertikali pa imata enak predznak. Na podlagi tega sklepamo, da gre za torzijsko nihanje objekta.

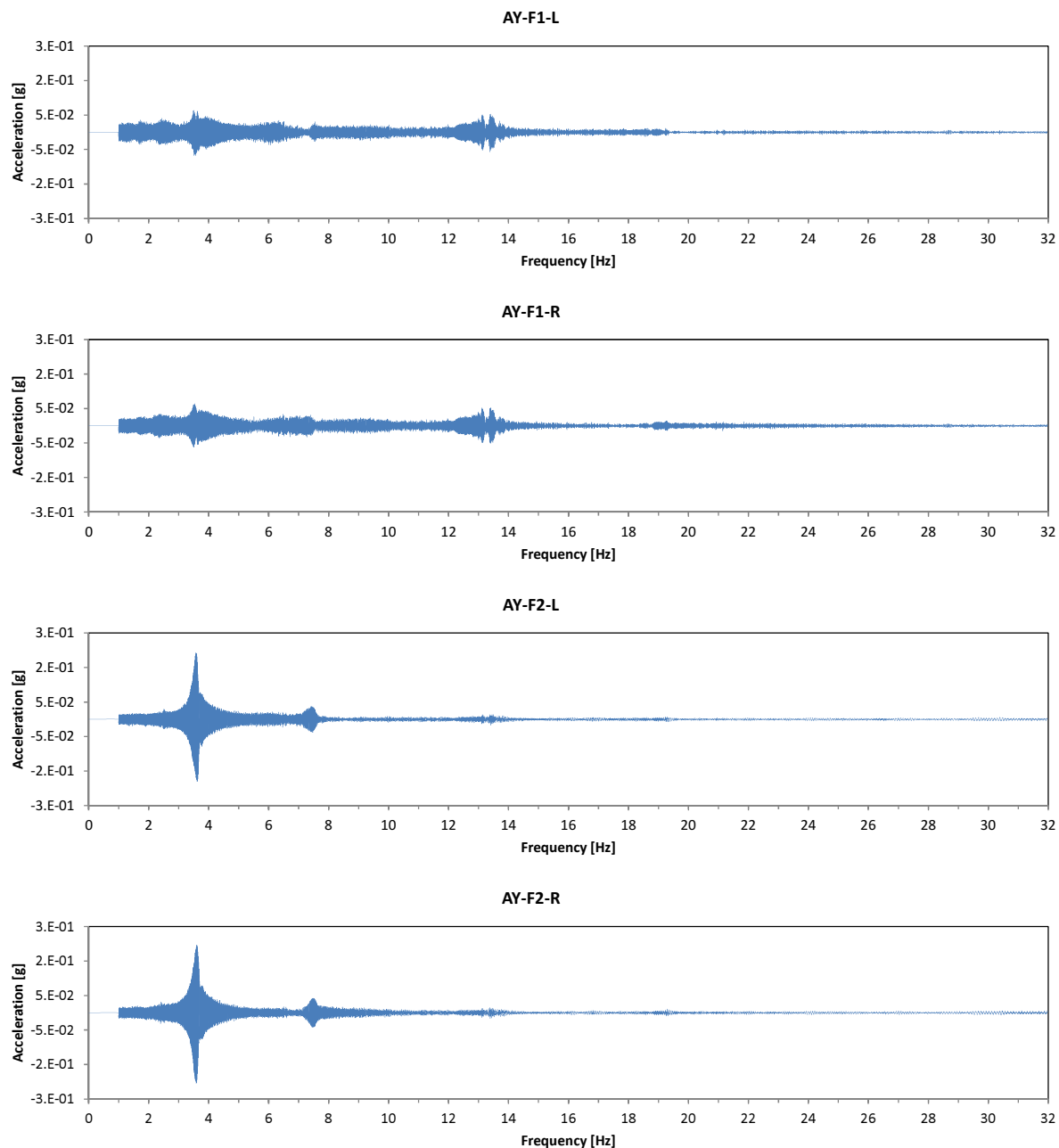


Slika C.4: Odziv akceleroetrov armiranobetonskega okvirja pri drugi nihajni obliki konstrukcije
Figure C.4: Accelerometer response of the reinforced concrete frame at the second vibration frequency of the structure

Tretji odziv konstrukcije je prisoten na akcelerometrih, ki merijo pospeške v smeri vzbujanja konstrukcije. Odziv akcelermetrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima enak predznak. Akcelermetra v isti vertikali pa imata nasproten predznak. Na podlagi tega sklepamo, da gre za translacijsko nihanje drugega reda.

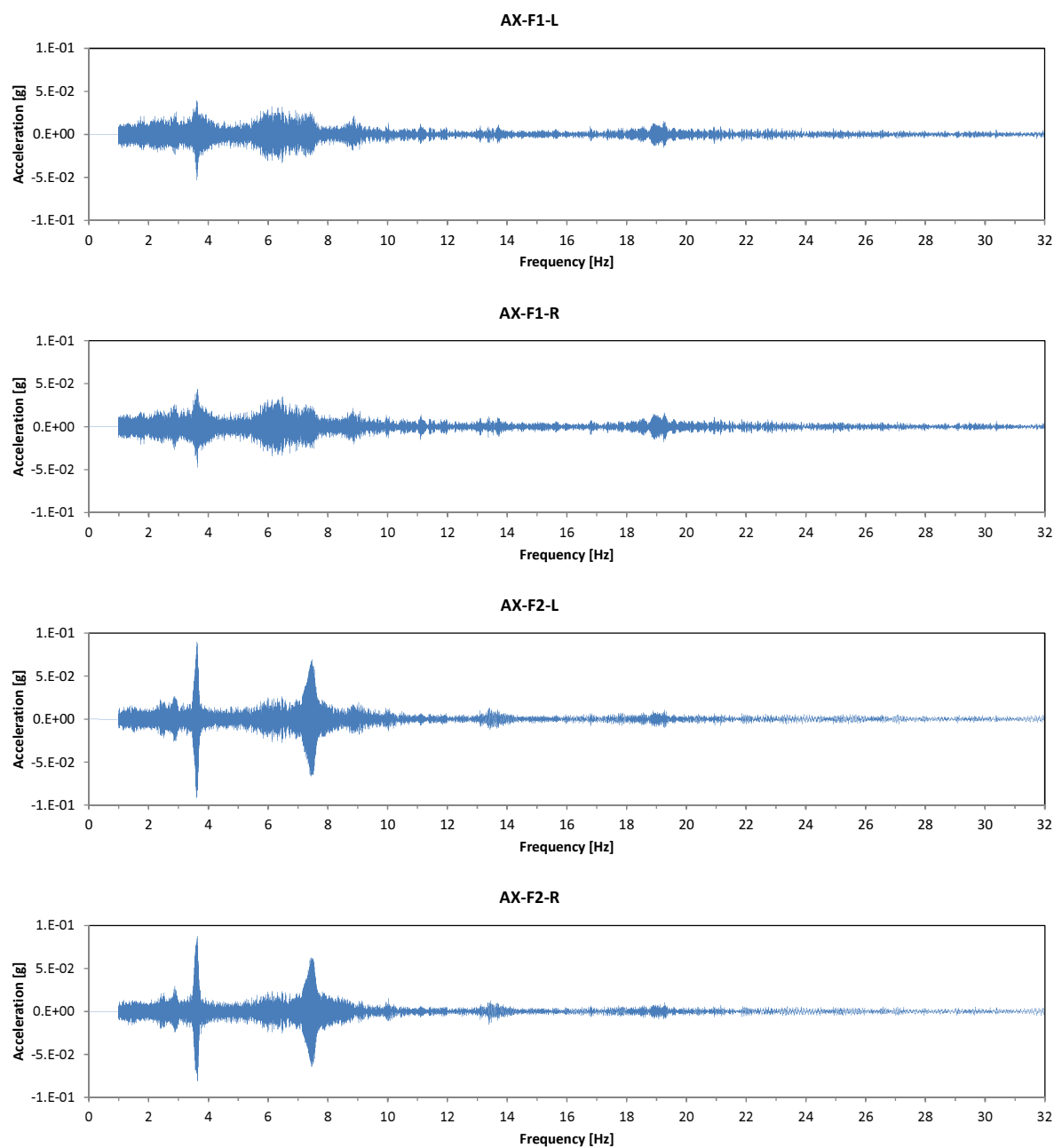


Slika C.5: Odziv akcelermetrov armiranobetonskega okvirja pri tretji nihajni obliki konstrukcije
Figure C.5: Accelerometer response of the reinforced concrete frame at the third vibration frequency of the structure

C.2 Odziv akcelorometrov utrjenega AB okvirja in nihajne oblike

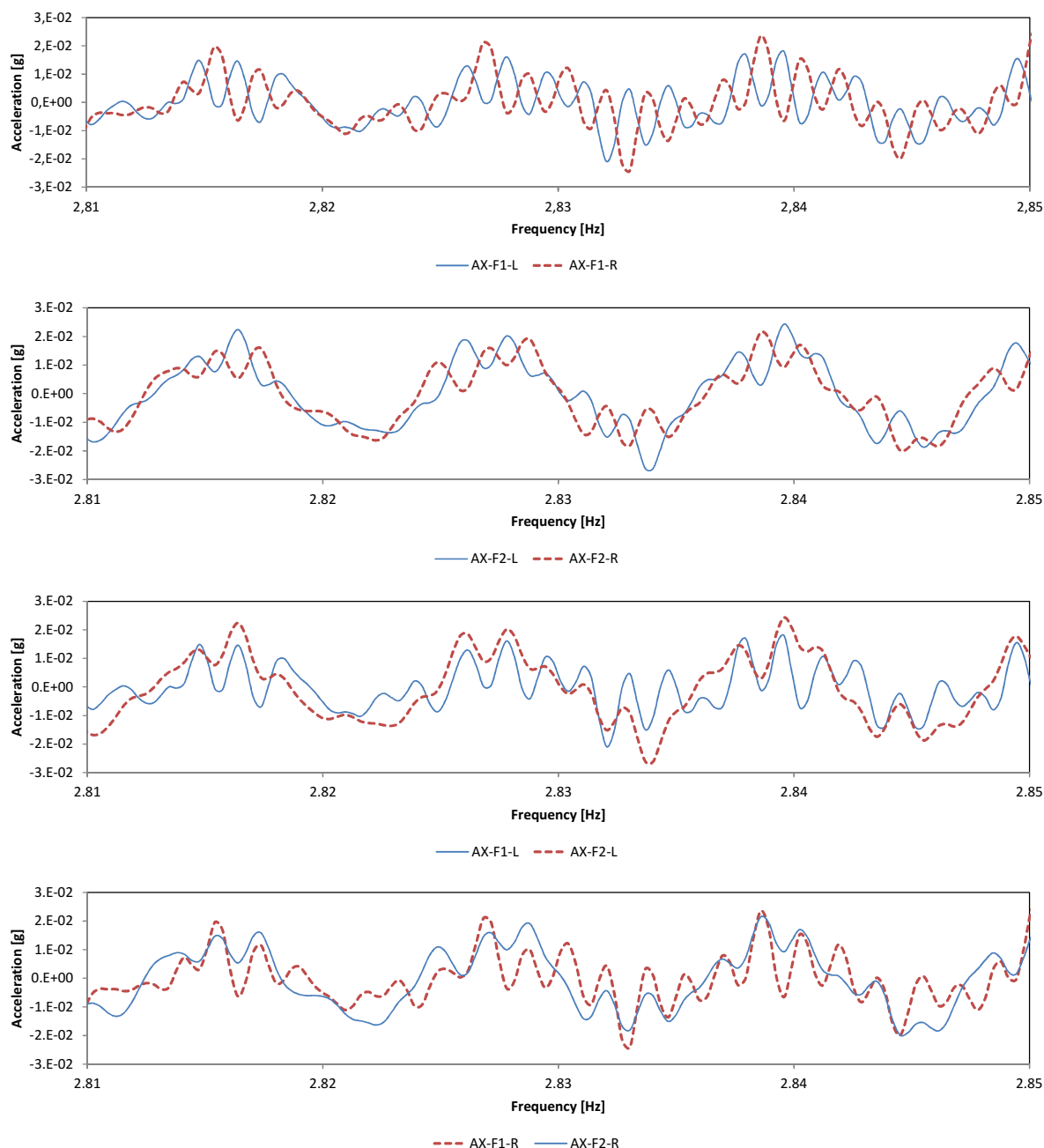
Slika C.6: Odziv akcelorometrov (Preglednica 6.5) v smeri vzbujanja utrjene konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije

Figure C.6: Accelerometer response (Table 6.5) of the strengthened structure in the excitation direction in relation to the structure excitation frequency



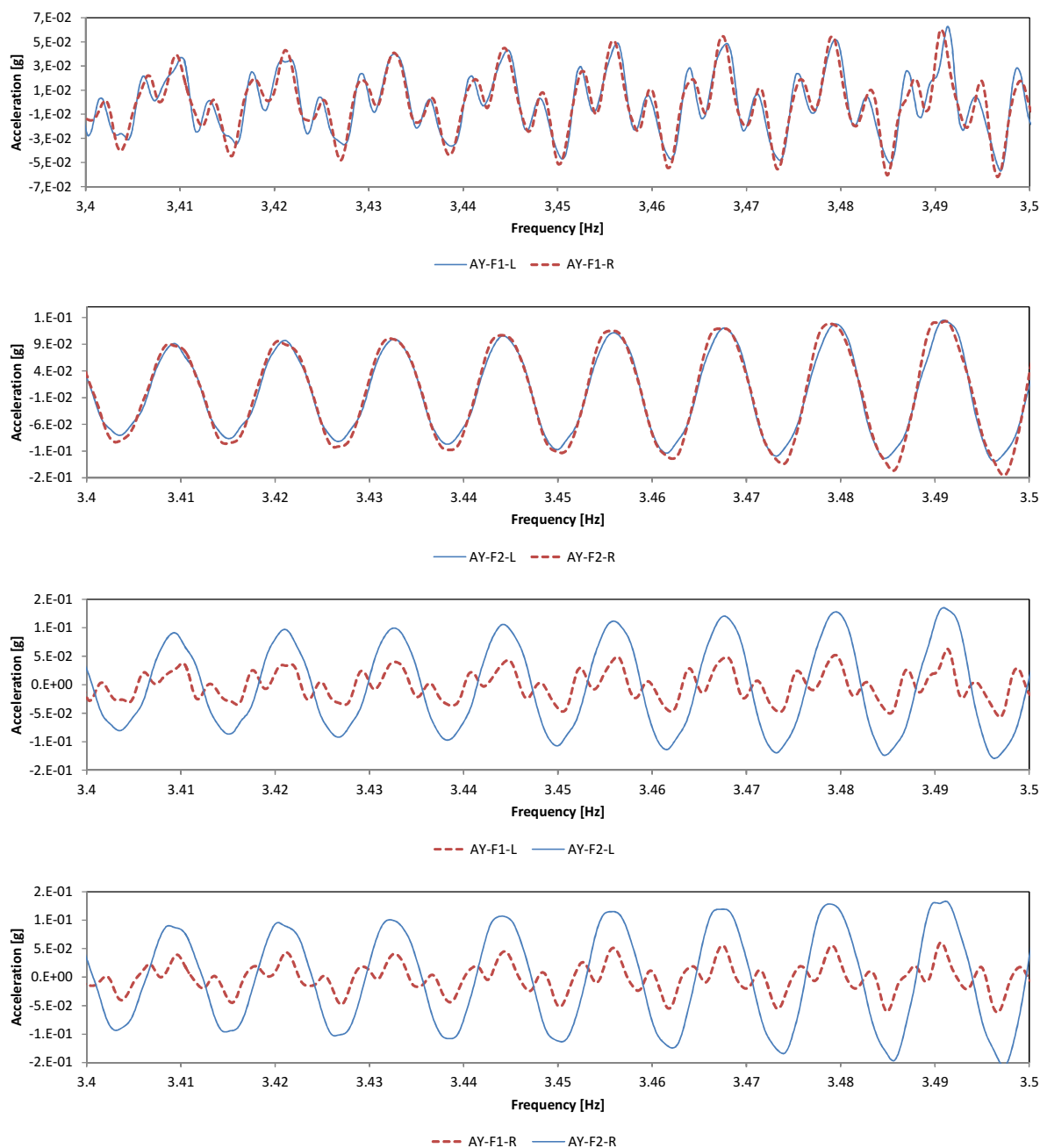
Slika C.7: Odziv akcelerometrov (Preglednica 6.5) v smeri prečno na vzbujanja utrjene konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije
Figure C.7: Accelerometer response (Table 6.5) of the strengthened structure perpendicular to the excitation direction in relation to the structure excitation frequency

Prvi odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri pravokotno na vzbujanje konstrukcije. Odziv akceleroetrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima globalno gledano enak predznak. V prvi etaži je prisotno tudi znatno lokalno nihanje, ki pa je na sosednjih akcelometrih nasprotnega predznaka. Para akceleroetrov v isti vertikali imata enak predznak. Na podlagi tega sklepamo, da gre za pretežno translacijsko nihanje objekta v smeri pravokotno na vzbujanje vendar je prisotno tudi določeno torzijsko nihanje pritlične etaže.



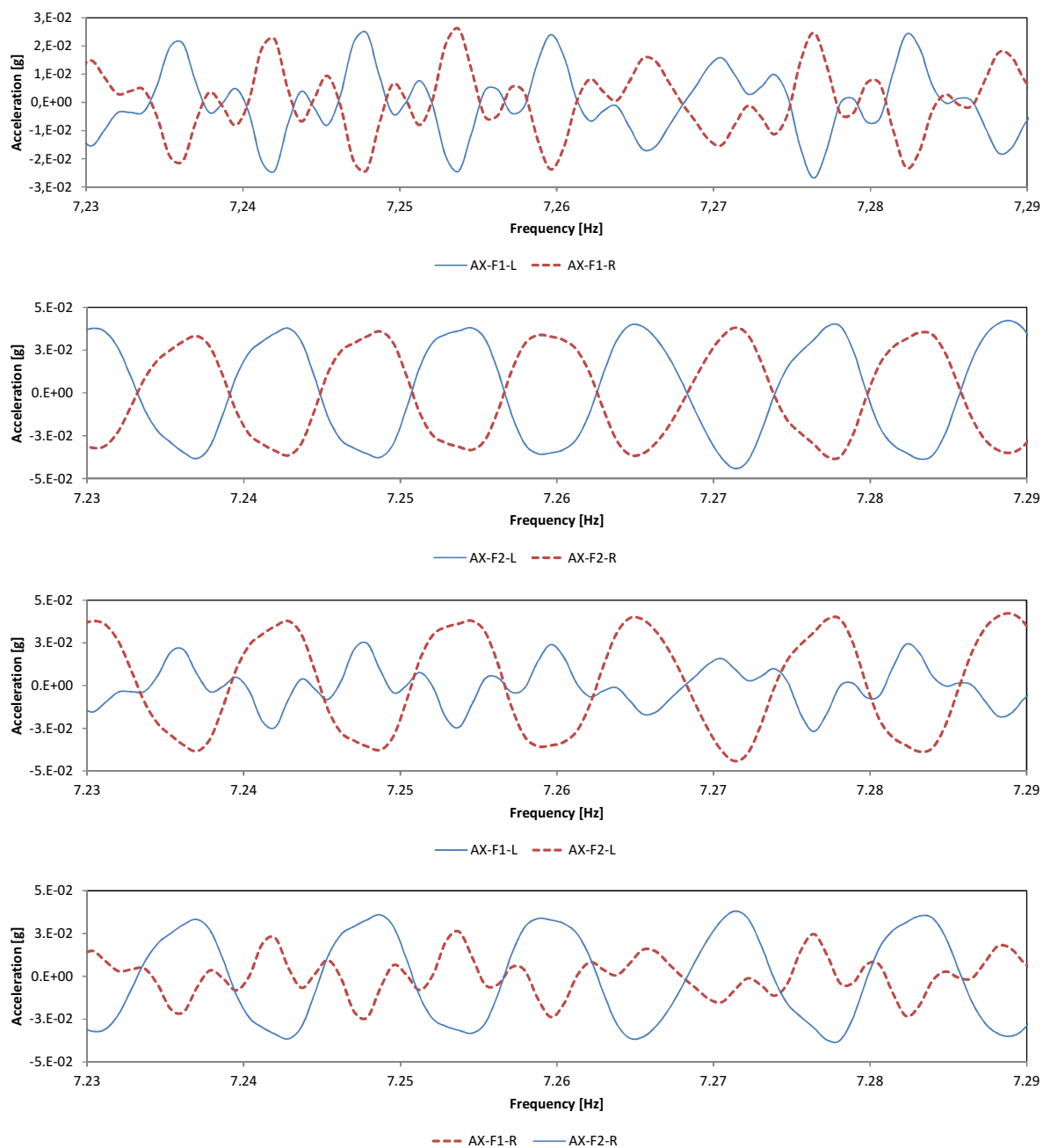
Slika C.8: Odziv akceleroetrov utrjenega armiranobetonkega okvirja pri prvi nihajni obliki konstrukcije
Figure C.8: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the first vibration frequency of the structure

Drugi odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri vzbujanja konstrukcije. Odziv akcelero metrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima enak predznak. Akcelero metra v isti vertikali pa imata različno frekvenco nihanja, obenem pa je intenziteta nihanja druge etaže znatno večja od nihanja prve etaže. Na podlagi tega sklepamo, da gre za pretežno translacijsko nihanje druge etaže objekta v smeri vzbujanja.



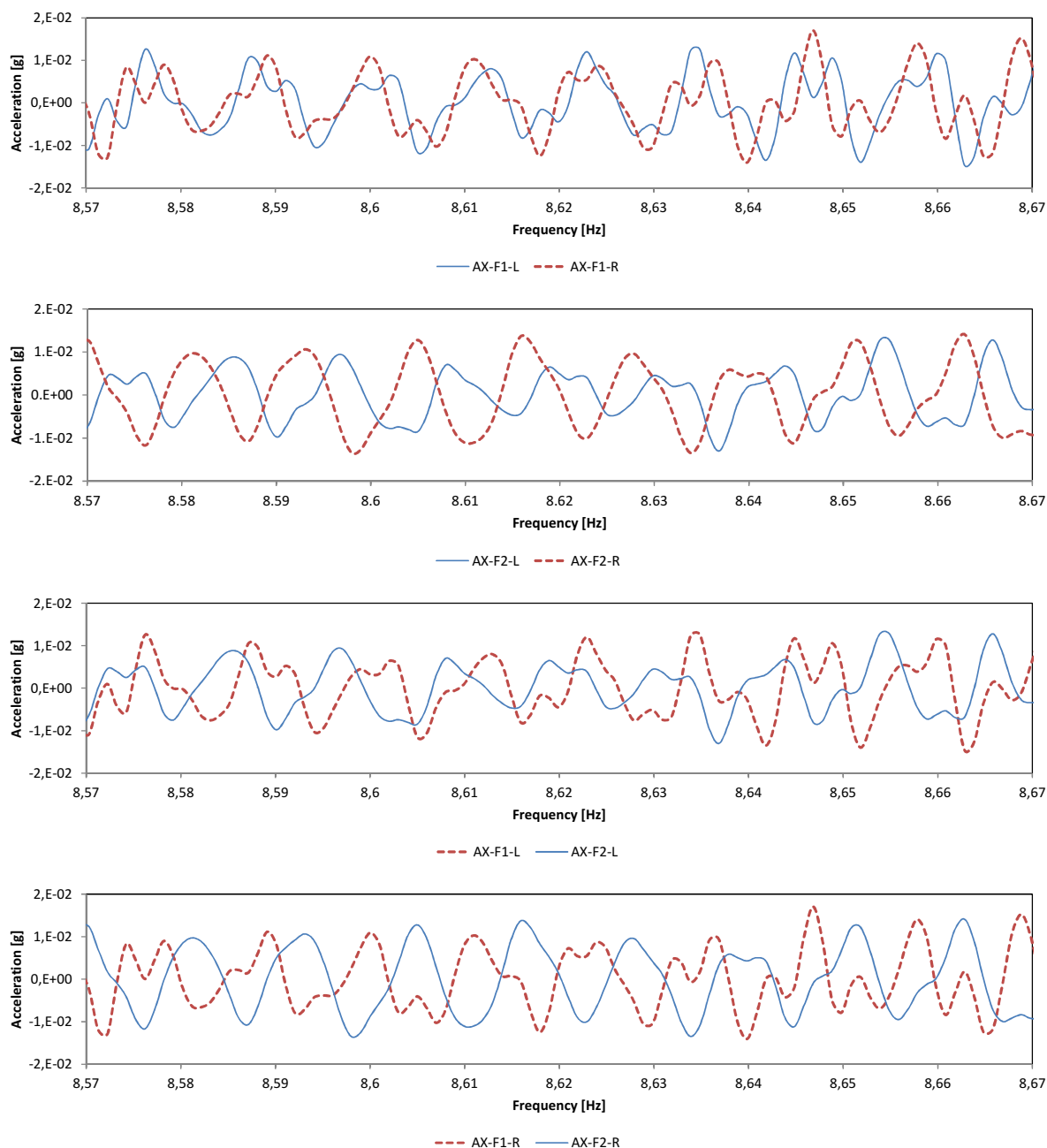
Slika C.9: Odziv akcelero metrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri drugi nihajni obliki konstrukcije
Figure C.9: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the second vibration frequency of the structure

Tretji odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri pravokotno na vzbujanje konstrukcije. Odziv akceleroetrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima nasproten predznak. Prav tako imajo nasproten predznak tudi pari akceleroetrov v isti vertikali. Na podlagi tega sklepamo, da gre za torzijsko nihanje objekta, kjer se vsaka od obeh etaž suka v nasprotni smeri od druge.



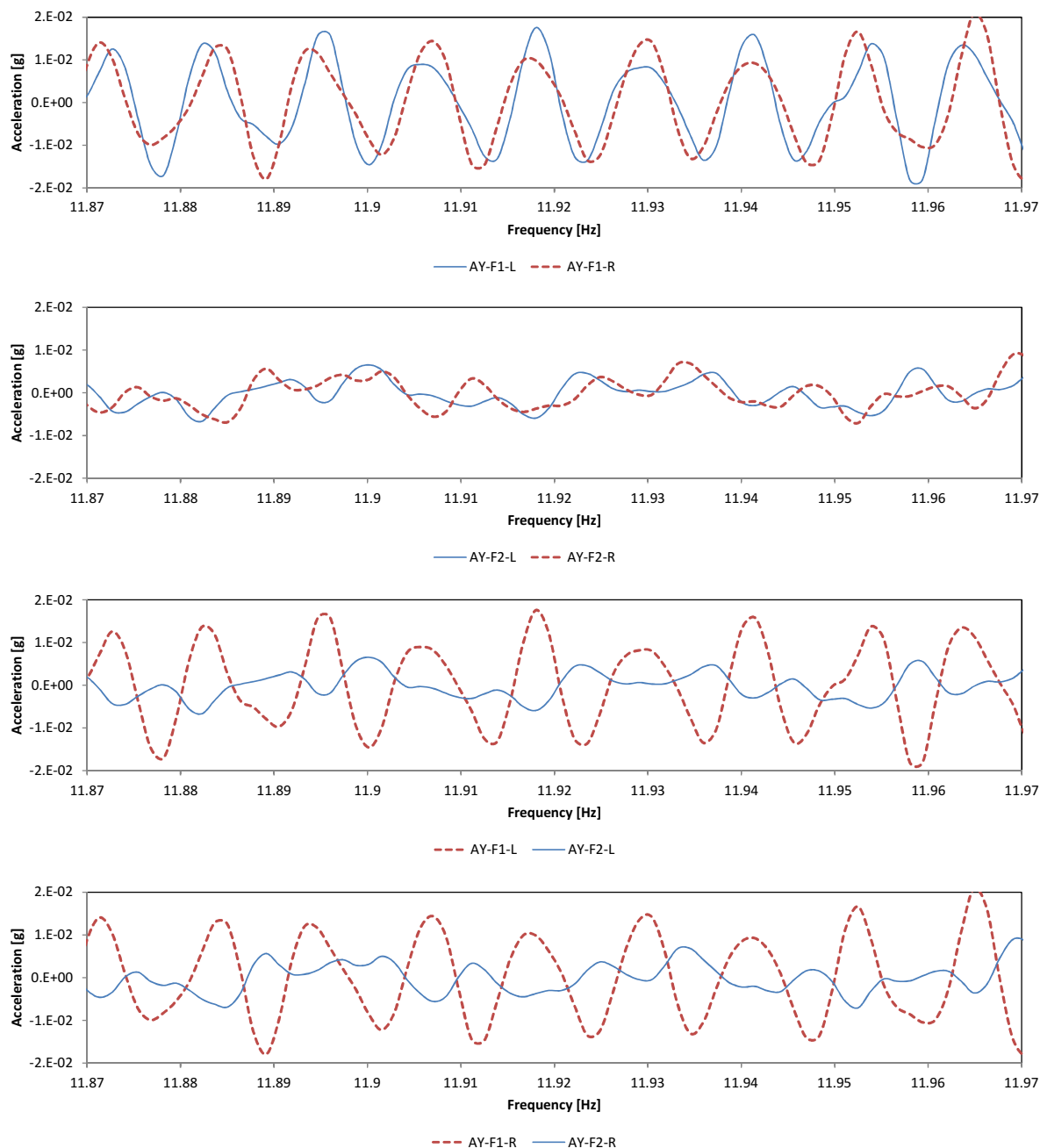
Slika C.10: Odziv akceleroetrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri tretji nihajni obliki konstrukcije
Figure C.10: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the third vibration frequency of the structure

Četrty odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri pravokotno na vzbujanje konstrukcije. Odziv akcelero metrov na levi in desni strani konstrukcije v prvi etaži ima enak predznak, v drugi etaži pa je nekoliko bolj izrazito torzijsko nihanje. Pari akcelero metrov v isti vertikali pa imajo pretežno nasproten predznak. Na podlagi tega sklepamo, da gre za pretežno translacijsko nihanje prve etaže objekta, prisotna pa je tudi torzija druge etaže.



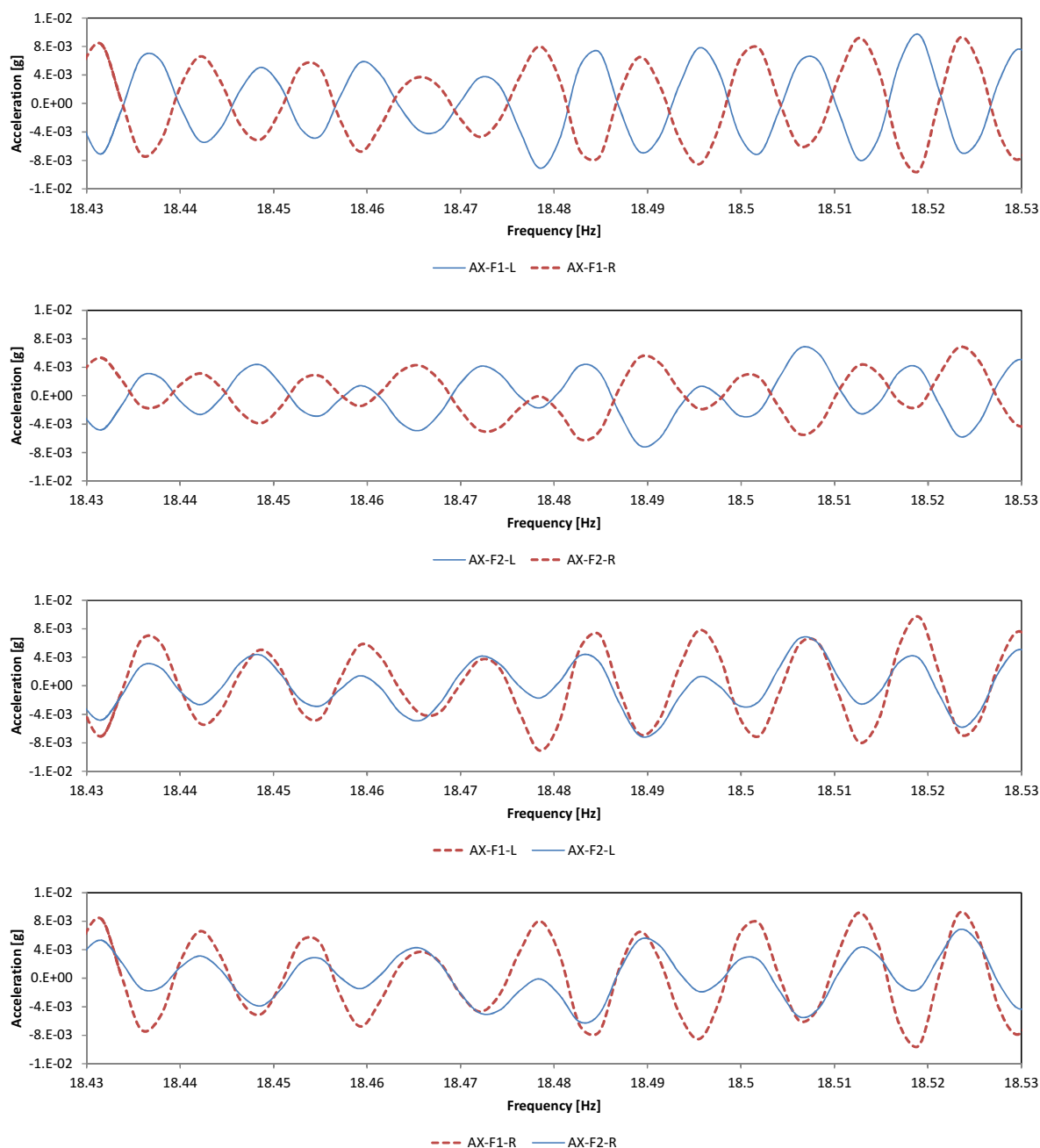
Slika C.11: Odziv akcelero metrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri četrti nihajni obliki konstrukcije
Figure C.11: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the fourth vibration frequency of the structure

Peti odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri vzbujanja konstrukcije. Odziv akcelero metrov na levi in desni strani konstrukcije v prvi etaži ima enak predznak. Intenziteta nihanja druge etaže je v primerjavi s prvo skoraj zanemarljiva. Na podlagi tega sklepamo, da gre za translacijsko nihanje prve etaže objekta v smeri vzbujanja konstrukcije.

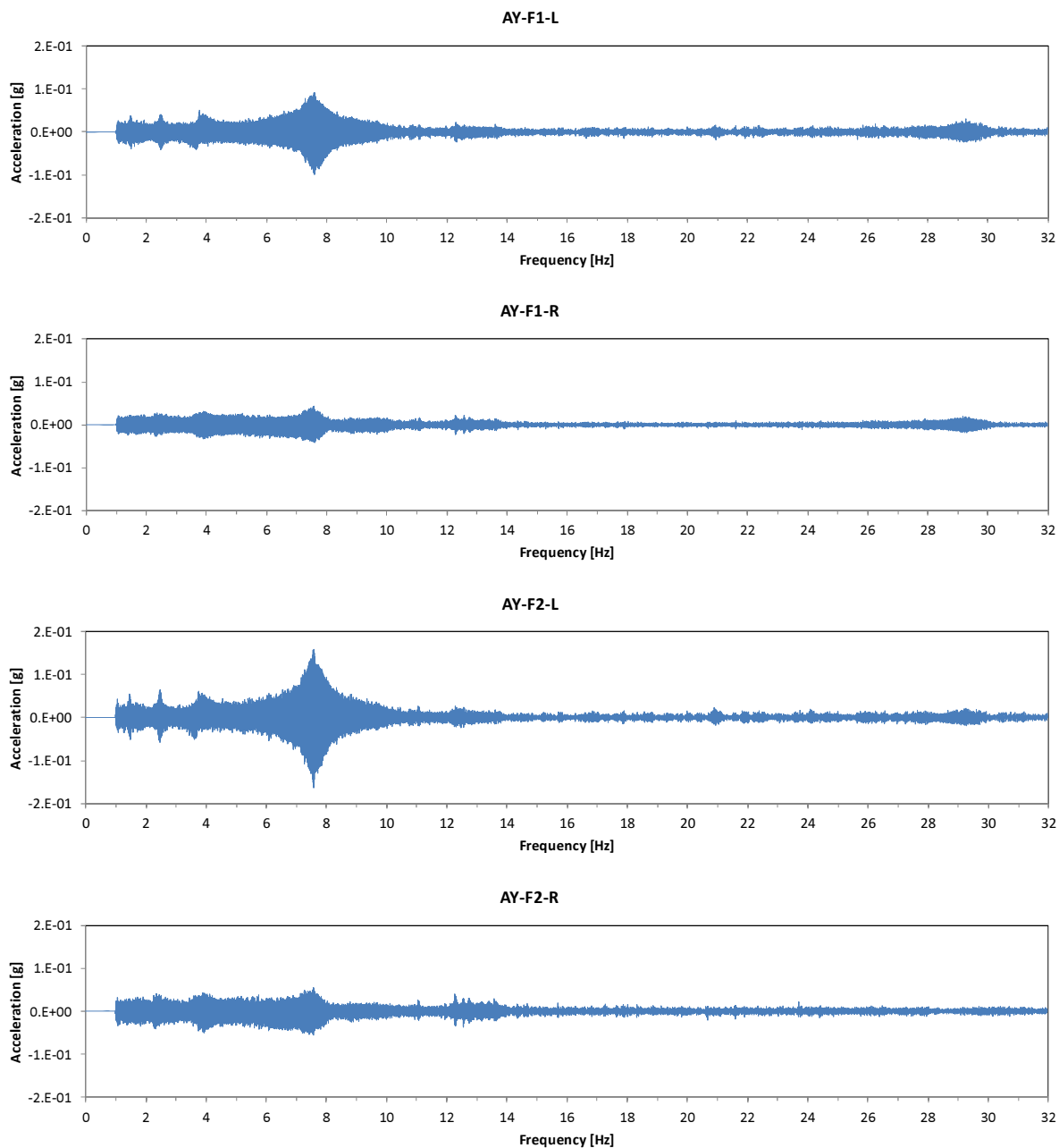


Slika C.12: Odziv akcelero metrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri peti nihajni obliki konstrukcije
Figure C.12: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the fifth vibration frequency of the structure

Šesti odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri pravokotno na vzbujanje konstrukcije. Odziv akceleroetrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima nasproten predznak. Akceleroetra v isti vertikali pa imata enak predznak vendar je intenziteta nihanja druge etaže manjša od nihanja prve. Na podlagi tega sklepamo, da gre pretežno za torzijsko nihanje prve etaže objekta, čeprav je prisotno tudi torzijsko nihanje druge etaže.

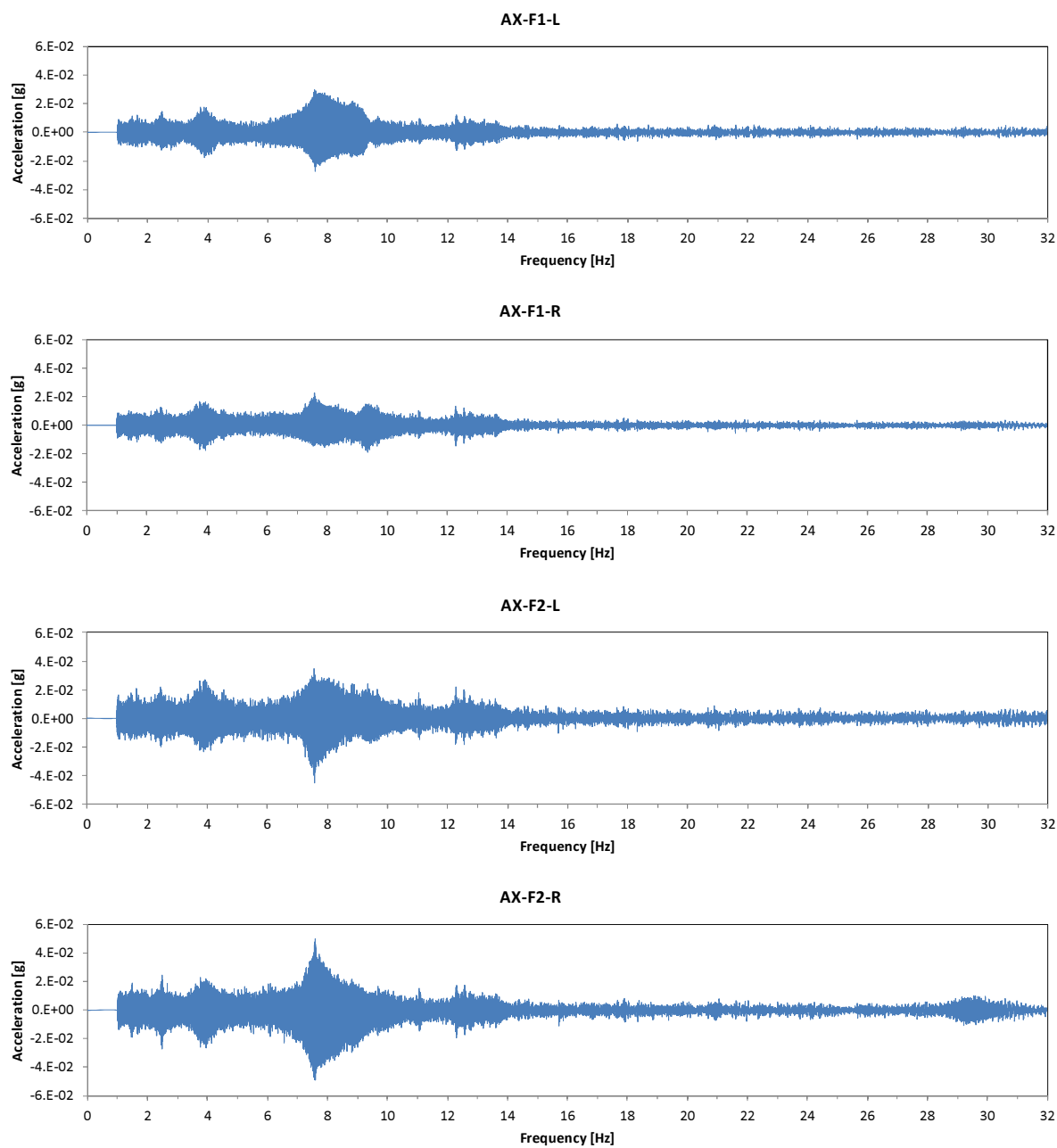


Slika C.13: Odziv akceleroetrov utrjenega armiranobetonskega okvirja pri šesti nihajni obliki konstrukcije
Figure C.13: Accelerometer response of the strengthened reinforced concrete frame at the sixth vibration frequency of the structure

C.3 Odziv akcelero metrov neutrjenega AB okvirja z opečnim polnilom in nihajne oblike

Slika C.14: Odziv akcelero metrov (Slika 6.13) v smeri vzbujanja osnovne konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije

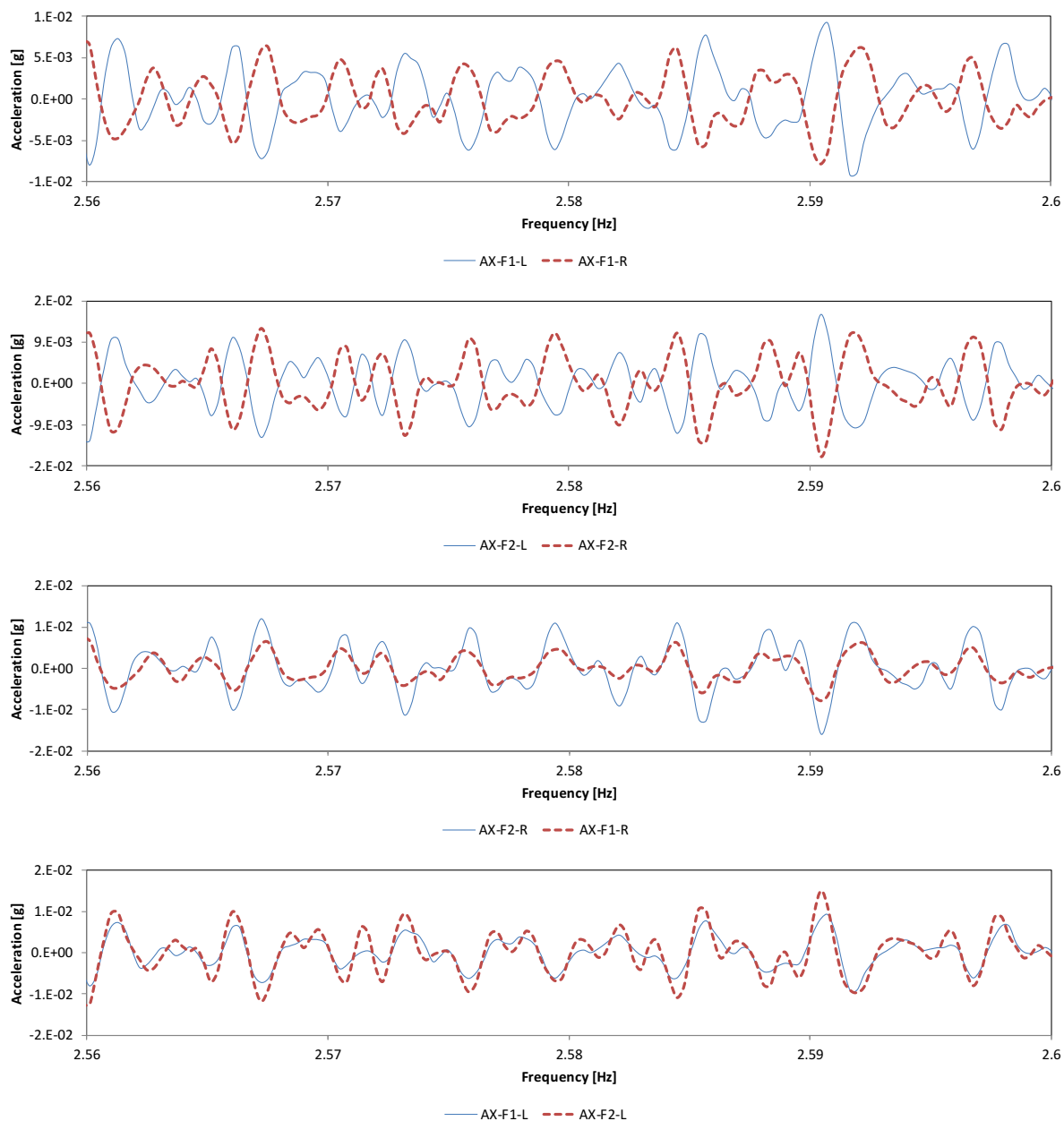
Figure C.14: Accelerometer response (Figure 6.13) of the basic structure in the excitation direction in relation to the structure excitation frequency



Slika C.15: Odziv akcelorometrov (Slika 6.13) v smeri prečno na vzbujanja osnovne konstrukcije, v odvisnosti od frekvence vzbujanja konstrukcije

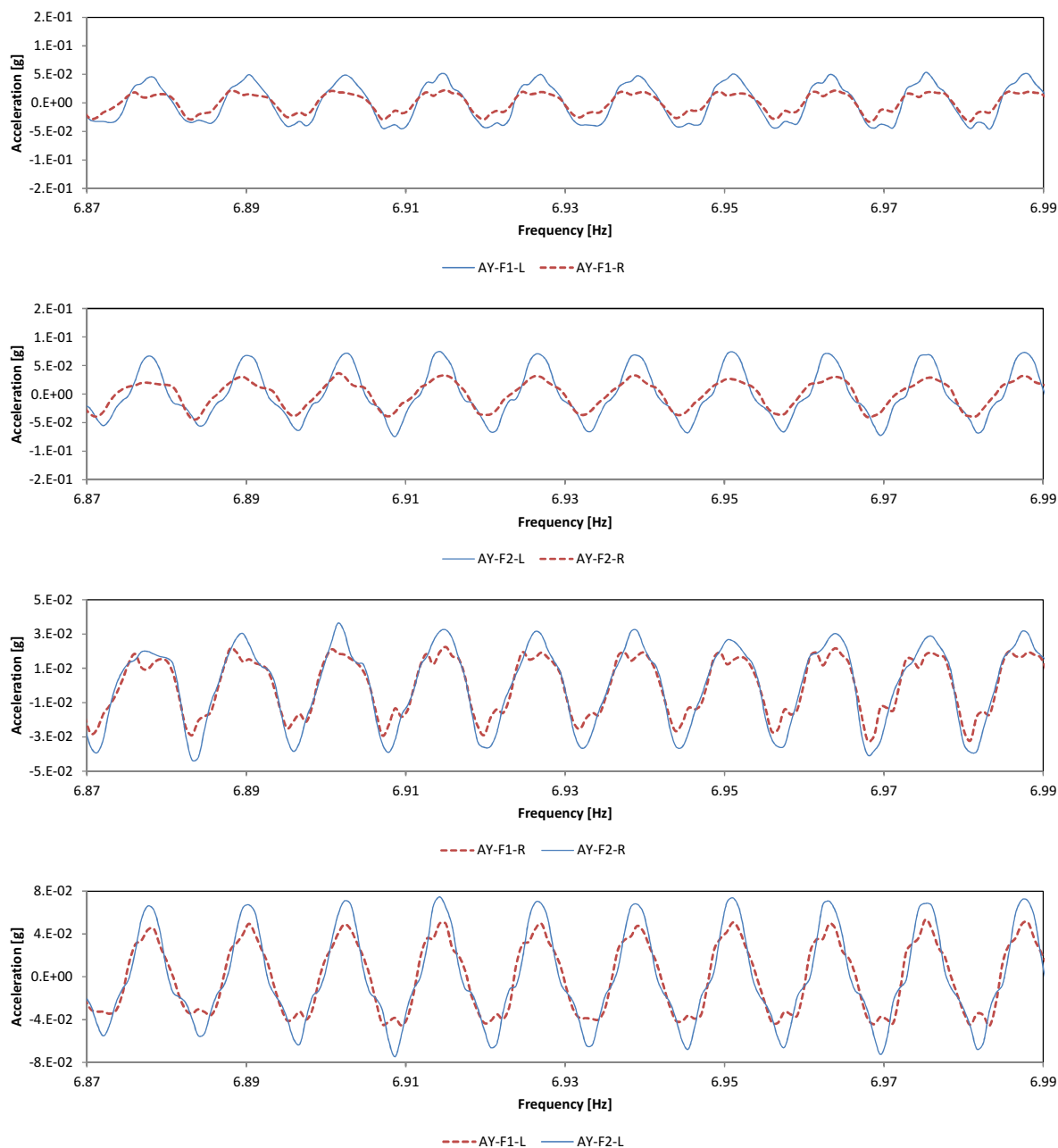
Figure C.15: Accelerometer response (Figure 6.13) of the basic structure perpendicular to the excitation direction in relation to the structure excitation frequency

Prvi odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri pravokotno na vzbujanje konstrukcije. Odziv akceleroetrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima nasproten predznak. Akceleroetra v isti vertikali pa imata enak predznak. Na podlagi tega sklepamo, da gre za torzijsko nihanje objekta.



Slika C.16: Odziv akceleroetrov osnovne konstrukcije z opečnim polnilom pri prvi nihajni obliki konstrukcije
Figure C.16: Accelerometer response of the basic structure with the masonry infill at the first vibration frequency of the structure

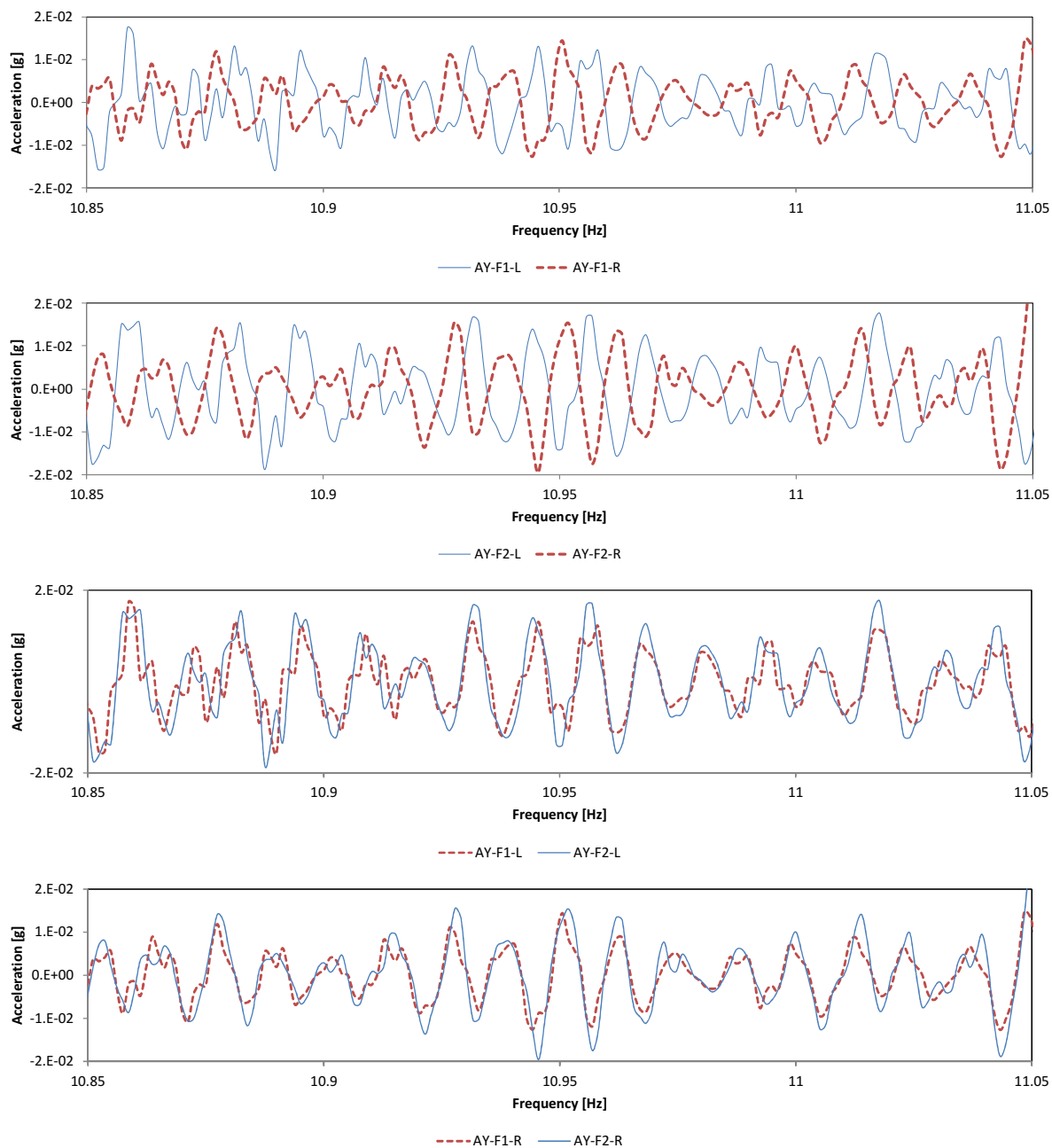
Drugi odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri vzbujanja konstrukcije. Odziv akcelermetrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima enak predznak. Prav tako imajo enak predznak pospeški akcelermetrov v isti vertikali. Na podlagi tega sklepamo, da gre za translacijsko nihanje celotnega objekta.



Slika C.17: Odziv akcelermetrov osnovne konstrukcije z opečnim polnilom pri drugi nihajni obliki konstrukcije

Figure C.17: Accelerometer response of the basic structure with the masonry infill at the second vibration frequency of the structure

Tretji odziv konstrukcije je prisoten na akcelometrih, ki merijo pospeške v smeri vzbujanja konstrukcije. Odziv akceleroetrov na levi in desni strani konstrukcije v obeh etažah ima nasproten predznak. Akceleroetra v isti vertikali pa imata enak predznak. Na podlagi tega sklepamo, da gre za torzijsko nihanje objekta.



Slika C.18: Odziv akceleroetrov osnovne konstrukcije z opečnim polnilom pri tretji nihajni obliki konstrukcije
Figure C.18: Accelerometer response of the basic structure with the masonry infill at the third vibration frequency of the structure